

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

The third *fib*-Congress
May 29 to June 2, 2010, Washington D.C., USA

fib-CH Journée du béton/Betontag 2010
September 1, 2010, Lausanne, Switzerland



Schweizer Gruppe der internationalen Vereinigung für Beton
Groupe nationale 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, Bödingen

Aurelio Muttoni

Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Lausanne

Pietro Brenni

Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Mendrisio

Lektorat englische Texte

Edward G. Prater, Bubikon

Gestaltung und Produktion

Martin Grether, Techkomm, Zürich

Druck

Akeret Druck AG, Dübendorf

Fotos Umschlag

Gotthard-Basistunnel, Abschnitt Sedrun (© AlpTransit Gotthard AG),
Nationalparkzentrum Zernez (© Miguel Verme), Viaducs de Creuge-
nat (Fotomontage, © GVH Delémont SA), Rolex Learning Center EPFL
(SANAA © Hisao Suzuki)

© Copyright 2010 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 978-2-8399-0674-6

Auflage: 5000 Exemplare

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

The third *fib*-Congress
May 29 to June 2, 2010, Washington D.C., USA

fib-CH Journée du béton/Betontag 2010
September 1, 2010, Lausanne, Switzerland

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 der Forschung auf dem Gebiet der Betonbauweise
- Verbreiten von Ergebnissen aus Forschung und Praxis
- Organisation internationaler Kongresse, Symposien und Workshops
- Erarbeiten international gültiger Empfehlungen
- Informieren der Mitglieder über die neuesten Entwicklungen im Betonbau.

Die *fib* wird heute durch 40 nationale Delegationen aus allen 5 Kontinenten getragen und unterhält ein permanentes Sekretariat an der EPFL in 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 veröffentlicht.

Die Schweizer Delegation – die *fib*-CH – beschloss, anlässlich des 2010 in Washington stattfindenden *fib*-Kongresses wieder einen Querschnitt herausragender Leistungen im schweizerischen Betonbau in einer speziellen Publikation darzustellen. Sie soll die internationale Fachwelt auf Leistungen und Innovationen im Schweizer Bauwesen aufmerksam machen und 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 Washington werden ausgewählte Beiträge der Publikation im Rahmen des *fib*-CH Betontags 2010 an der EPFL in Lausanne einem breiten schweizerischen Publikum vorgestellt werden.

Die Finanzierung konnte mit Hilfe der am Schluss der Publikation aufgeführten Sponsoren sichergestellt werden. Wir danken den Geldgebern ganz herzlich.

Ein spezieller Dank gebührt zudem den Autoren, denn erst ihre Beiträge ermöglichten die Publikation.

April 2010

fib-CH Redaktoren-Team

Avant-propos

La fédération internationale du béton *fib* est la principale organisation internationale dans le domaine de la construction en béton. Selon ses statuts, ses buts principaux sont :

- encourager la recherche dans le domaine de la construction en béton
- propager des résultats de la recherche et de la pratique
- organiser des congrès, symposiums et workshops au niveau international
- préparer des recommandations applicables au niveau international;
- informer ses membres sur les développements les plus récents.

La *fib* comprend 40 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 Washington en 2010 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 Washington, des contributions sélectionnées seront présentées à un public suisse plus large lors de la journée du béton *fib*-CH 2010 qui aura lieu à l'EPFL à Lausanne.

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 leurs contributions.

Avril 2010

Equipe de rédaction *fib*-CH

Foreword

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

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

At the current time, *fib* comprises 40 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 Washington 2010 (an event held every four years) a special publication giving an overview of outstanding achievements in Swiss structural concrete work.

This *fib*-CH publication is intended to make the international structural engineering community aware of the work carried out in the field of structural concrete in Switzerland and 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 Washington, selected contributions will be presented to a broader Swiss audience at the *fib*-CH Concrete Day 2010 that will be held at the EPFL in Lausanne.

The financing was secured with the help of the sponsors listed at the end of the publication. We extend our sincere thanks to all of them.

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

April 2010

fib-CH Editorial Team

Inhalt · Table des matières · Content

Forschung und Entwicklung Recherche et développement Research and development	10
 Ezio Cadoni, Alessio Caverzan, Marco di Prisco, Matteo Dotta, Daniele Forni Compositi cementizi avanzati nel progetto e nella costruzione di tunnel sicuri Advanced cementitious composites in the design and construction of safe tunnels	 12
 Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruiz Armature de poinçonnement des planchers-dalles: théorie et pratique en Suisse Durchstanzbewehrung von Flachdecken: Theorie und Praxis in der Schweiz	 16
 Punching shear reinforcement in flat slabs: theory and practice in Switzerland	 24
 Ezio Cadoni, Daniele Forni, Matteo Dotta, Domenico Asprone, Andrea Prota, Gaetano Manfredi Caratterizzazione dinamica del calcestruzzo e dell'acciaio d'armatura per la demolizione di un ponte Dynamic characterization of concrete and reinforcing steel for the demolition of a bridge	 28
 Hochbau Bâtiment Buildings	 32
 Tomaž Ulaga Lastumlagerung im Hochhaus Prime Tower Load redistribution in the Prime Tower high-rise building	 34
 Joseph Schwartz Das neue Besucherzentrum des schweizerischen Nationalparks, Zernez The new visitor center of the Swiss National Park, Zernez	 39
 Claudio Pirazzi, Jérôme Pochat, Gabriele Guscetti Emploi de béton recyclé pour le nouveau siège de l'IUCN Application of recycled concrete for the new IUCN headquarters	 43
 René Walther, Manfred Grohmann Das Rolex Learning Center der EPF Lausanne The Rolex Learning Centre of the EPF Lausanne	 48

Brücken Ponts Bridges **54**

Jean-François Klein, Nicolas Guillot
Viaduc Lect à Genève – concepts et méthodes pour de fortes contraintes urbaines
Design and construction for severe constraints: the Lect Viaduct, Geneva **56**

Armand Fürst, Massimo Laffranchi
Aarebrücken, Entlastung West in Solothurn
Bridges across the Aare River, by-pass West in Solothurn **61**

Beat Meier, Rolf Meichtry
Glattalbahn-Viadukt Glattzentrum, Wallisellen
Glatt Valley Rail Viaduct at the Glatt Shopping Mall, Wallisellen **66**

Harry Fehlmann, Rudolf Vogt
Neue Aarebrücke Olten
New Aare River Bridge, Olten **71**

Aurelio Muttoni, Livio Muttoni, Franco Lurati
Il nuovo ponte sulla Verzasca a Frasco
The new bridge at Frasco over the Verzasca River **77**

Walter Kaufmann, Oliver Müller, Rudolf Vogt
Punt d'En Vulpera (Innbrücke Vulpera)
Inn Bridge Vulpera **81**

Bernard Houriet, Jean-François Gnaegi, Sylvain Plumey
Les viaducs du Creugenat
The Creugenat Viaducts **87**

Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini
Ponte sulla Melezza a Borgnone/Palagnedra (TI)
Bridge over Melezza at Borgnone/Palagnedra (TI) **92**

Ingenieurbau Génie civil Civil engineering	96
 Jean-François Klein Renforcement de la piste de l'aéroport de Genève au-dessus du tunnel de Ferney Upgrade of Geneva airport runway – the Ferney Tunnel	 98
 Antonio Paronesso, François Prongué Pontili galleggianti in calcestruzzo precompresso sul Lago Maggiore Floating landing stages in prestressed concrete on Lake Maggiore	 104
 Nachhaltigkeit und Technologie Développement durable et technologie Sustainability and technology	 110
 Andreas Leemann, Cathleen Hoffmann Biologisch induzierte Betonerosion in Abwasserreinigungsanlagen Biologically triggered concrete erosion in wastewater treatment plants	 112
 Conradin Hürlimann Optimierung des Betonsystems der Alptransit-Baustelle Sedrun Optimisation of the concrete production at the Alptransit construction site of Sedrun	 116
 Rupert H. Lieb Hochwertiger Beton aus Tunnelausbruch am Gotthard-Basistunnel High grade concrete for the Gotthard Base Tunnel using tunnel spoil material	 121
 Susanne Kytzia, Aldo Rota, Felix Wenk, Ulrich Stüssi, Simon Lier Kann man mit Beton nachhaltig bauen? Can we construct sustainably with concrete?	 126

Bauwerkserhaltung
Conservation des ouvrages
Conservation of structures **132**

René Suter, Marino Grisanti
Renforcement parasismique de colonnes en béton au moyen de matériaux composites
Paraseismic strengthening of concrete columns by composite confinement **134**

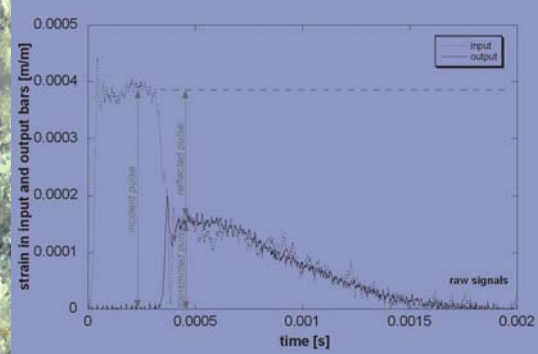
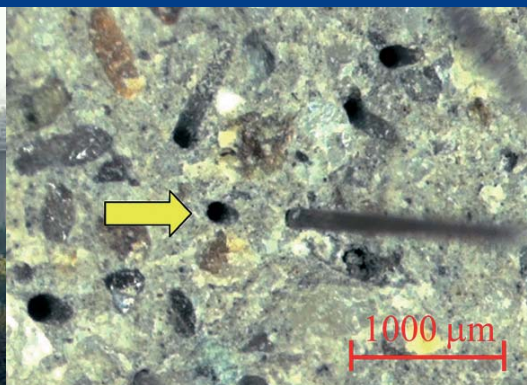
Jakob Kunz
Renforcement de planchers-dalles par armature de poinçonnement collée
Strengthening concrete slabs with post-installed shear reinforcement **140**

Eugen Brühwiler
Ultrahochfester Faserbeton verbessert Betonbauten
Ultra-high performance fiber-reinforced concrete improves concrete structures **145**

Roman Berger, Colm O'Suilleabhain
Automatisierte Überwachung von Betonrissweiten einer vorgespannten Betonbrücke
Automatic monitoring of crack widths on a prestressed concrete bridge **150**

Glauco Feltrin, Masoud Motavalli
Monitoring mit einem drahtlosen Sensornetz:
ein Langzeitversuch an der Storchenbrücke in Winterthur
Monitoring with a wireless sensor network: a long-term test on the Stork Bridge in Winterthur **155**

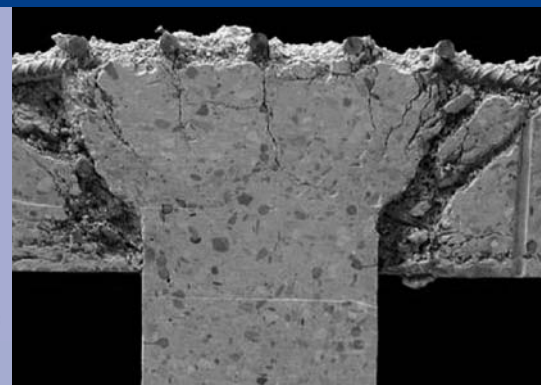
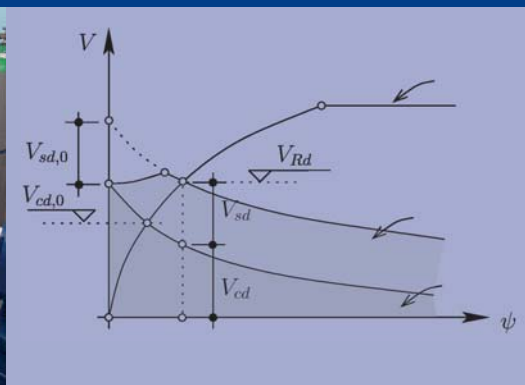
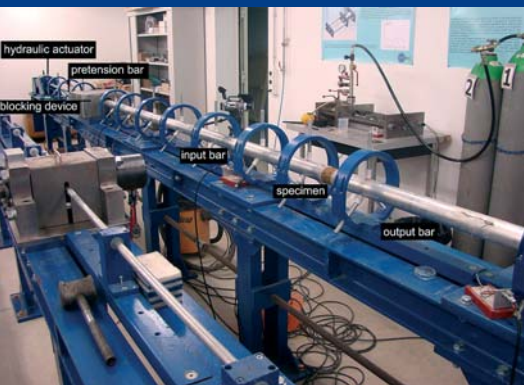
Sponsoren
Sponsors
Sponsors **160**



Forschung und Entwicklung

Recherche et développement

Research and development



Compositi cementizi avanzati nel progetto e nella costruzione di tunnel sicuri

Advanced cementitious composites in the design and construction of safe tunnels

Ezio Cadoni, Alessio Caverzan, Marco di Prisco, Matteo Dotta, Daniele Forni

Introduzione

I paesi alpini hanno il più alto numero di gallerie autostradali in Europa. L'alta densità di gallerie e i gravi incidenti occorsi recentemente nelle gallerie autostradali hanno evidenziato il bisogno di un aumento della sicurezza nelle gallerie. Solitamente le esplosioni e l'incendio sono casi eccezionali di carico nelle gallerie, ma i rischi potenziali connessi al trasporto di merci pericolose contenute in serbatoi e le possibili azioni terroristiche sono diventate problematiche di sicurezza di cui tenere conto. Per queste ragioni la risposta di strutture in calcestruzzo soggette ad impatto e alta temperatura, che sono le principali condizioni di carico presenti in caso di esplosione, non può essere trascurata nel progetto, ma deve essere predetta e controllata partendo dallo studio di adeguati modelli di comportamento dei materiali per i compositi cementizi, la loro risposta al variare della velocità di deformazione e del danneggiamento dovuto alle alte temperature.

In questo contesto è stato concepito il progetto denominato Accident (Advance Cementitious Composites In DEsign and coNstruction of safe Tunnels), il suo principale scopo è il progetto di elementi prefabbricati per galleria, che verranno utilizzate nella tecnologia TBM (tunnel boring machine), tenendo conto delle condizioni eccezionali di carico come l'incendio e l'esplosione. In particolare il progetto intende studiare il problema a tre differenti livelli: al livello del materiale, della meso-struttura e a livello macrostrutturale. In questo articolo sono presentati alcuni risultati sui materiali.

Introduction

The Alpine countries have the greatest number of highway tunnels in Europe. The high density of tunnels and the serious accidents that have recently occurred in highway tunnels have highlighted the need for improving tunnel safety. Usually explosions and fires are exceptional load cases in tunnels, but potential hazards from highly-volatile materials stored in tanks and possible terrorist actions are becoming safety issues. For this reason, the mechanical response of a concrete structure subjected to impact loading and high temperature, the main load conditions present in a blast scenario, cannot be ignored in the design, but have to be predicted and controlled starting with an investigation using suitable material models for cementitious composites, and their response to strain-rate effects and thermal damage. In this con-

High performance fibre-reinforced concrete

Il comportamento meccanico di compositi cementizi e particolarmente quello di compositi fibrorinforzati soggetti ad alte temperature, impatto e esplosione ha ancora diversi aspetti da investigare. Il comportamento del calcestruzzo ad alte temperature è un aspetto molto importante nella progettazione delle gallerie. Recentemente è stato eseguito uno studio sperimentale sul comportamento ad alte temperature su miscele HPFRC (high performance fibre-reinforced concrete). Nel prossimo futuro saranno eseguite prove su miscele variando la composizione della matrice delle fibre (vetro, polipropilene, textile). L'uso di tali materiali è previsto per la costruzione di elementi prefabbricati costituiti da una struttura multistrato.

Con riferimento alla caratterizzazione dinamica è in corso una



Fig. 1

Laboratorio DynaMat: installazione per prove a trazione ad alta velocità di deformazione di provini diametro 20 mm.

DynaMat laboratory: set-up for the high strain-rate tensile tests on specimen $\varnothing = 20$ mm.

	Dosage
Cement type I 52.5	600 kg/m ³
Slag	500 kg/m ³
Water	200 kg/m ³
Superplasticizer	33 l/m ³
Sand 0–2 mm	983 kg/m ³
Fibres ($l_f = 13$ mm; $d_f = 0.16$ mm)	100 kg/m ³

Fig. 2

Composizione della miscela.
Mix design.

Thermally exposed at	$f_{t,av}$ [MPa]	$COD_{u,av}$ [mm]	$G_{f,av}$ [kJ/m ²]
20 °C	22.56±2.3	0.031±0.007	30.26±4.91
200 °C	26.08±1.0	0.026±0.008	9.90±4.21
400 °C	25.28±3.9	0.033±0.020	1.87±0.91
600 °C	32.49±1.5	0.018±0.008	1.11±2.57

Fig. 3

Risultati sperimentali.

Experimental results.

(f_t = resistenza a trazione massima / peak tensile strength; COD = apertura della fessura / crack opening displacement; G_f = energia di frattura / fracture energy)

text the project named Accident (Advance Cementitious Composites In DDesign and coNstruction of safe Tunnels) has been formulated. Its main aim is to design prefabricated tunnel segments, which will be used in TBM technology, by taking into account exceptional loading like fire and blast.

In particular, in the project it is planned to investigate the problem at three different levels: the material level, the meso (intermediate) structural level and the macro structural level. In this paper some results for the material level are presented.

High performance fibre-reinforced concrete

The mechanical behaviour of cementitious composites, and in particular fibre-reinforced composites, when subjected to extreme temperatures, impact or blast loading has still many aspects that require more detailed investigation.

The behaviour of concrete at high temperatures is a very important issue in designing tunnel linings. A comprehensive experimental investigation was carried out on HPFRC (high performance fibre-reinforced concrete) at high temperatures, taking into account different matrix material (i.e. mortar), fibre types (i.e. glass, polypropylene, textile) and fibre content. The use of such materials was planned for precast tunnel linings characterized by a multi-layer structure.

With reference to dynamic characterization, an experimental investigation is in progress using a Modified Hopkinson Bar (MHB) at

ricerca sperimentale mediante l'uso di una barra di Hopkinson modificata presso il laboratorio DynaMat della SUPSI (fig. 1) e una macchina universale elettromeccanica presso il laboratorio del Politecnico di Milano – Polo Regionale di Lecco. Da queste sperimentazioni potrà essere sviluppata una legge costitutiva che tenga conto del danneggiamento termico e dell'effetto della velocità di deformazione.

Progetto della miscela

Il progetto della miscela del materiale HPFRC è riportato nella fig. 2. Le fibre di acciaio, ad alto tenore di carbonio, sono fibre dritte di lunghezza 13 mm, e di diametro 0,16 mm. Il contenuto di fibre è pari a 100 kg/m³. Tutto ciò è stato realizzato eseguendo un getto unidirezionale, in modo da garantire una buona orientazione delle fibre. Dodici campioni di forma prismatica, larghi 40 mm e lunghi 600 mm, sono stati ricavati dalla lastra. Il lato maggiore di questi campioni è parallelo alla direzione di getto eseguita nella lastra principale. Tre di questi campioni sono stati testati a flessione, a temperatura ambiente. I rimanenti nove campioni, di identica geometria, sono stati utilizzati per analizzare il comportamento della resistenza post-picco. Tali campioni, analizzati sempre con delle prove di flessione, sono stati però sottoposti ad un trattamento termico. Dopo le prove, dalle due parti rimanenti di ogni campione sottoposto a flessione, sono stati carotati dei piccoli campioni cilindrici. L'orientamento del carotaggio è stata eseguito nella direzione delle tensioni di trazione,

the University of Applied Sciences of Southern Switzerland in Lugano (Fig. 1) and a closed loop electromechanical press for static tests at the Politecnico di Milano – Polo Regionale di Lecco. From these experimental investigations a suitable constitutive model could be defined by taking into account thermal damage and strain-rate effects.

Mix design

The mix design of the HPFRC material is specified in Fig. 2. Steel fibres are high carbon straight fibres, 13 mm long, of 0.16 mm diameter; their content is equal to 100 kg/m³. The concrete was cast by applying unidirectional flow to guarantee a particular fibre orientation. Twelve prismatic samples, 40 mm wide and 600 mm long, were sawn from the slab taking the larger side of beam samples parallel to the casting flow direction. Three specimens were tested in bending at room temperature. Nine beam specimens, with the same geometry, were used to investigate the degradation of post-cracking residual strength in bending after exposure to high temperatures. From the bent specimens, several small cylinders were investigated. These were cored in the direction of tensile stresses and were tested in uniaxial tension at different loading rates. The thermal treatment of the samples was carried out in a furnace by performing thermal cycles up to three different maximum temperatures: 200, 400 and 600 °C. A heating rate equal to 50 °C/h was imposed up to the maximum thresholds, and then two hours of stabilization

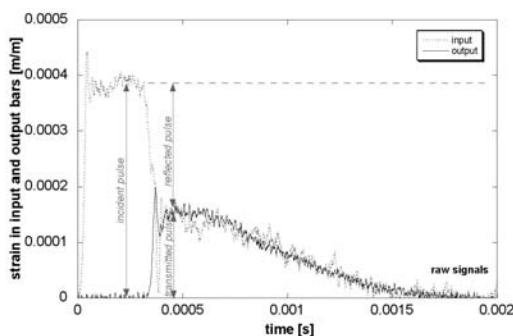


Fig. 4

Segnali di una prova su HPFRCC misurati nelle barre incidente e trasmessa in funzione del tempo.

Signals measured on the input and output bar versus time curves of HPFRCC.

per poter poi eseguire delle prove di trazione uniassiale a differenti velocità di carico. Il trattamento termico dei campioni prismatici, è stato effettuato all'interno di forni, eseguendo dei cicli termici fino al raggiungimento di tre differenti temperature massime: 200, 400 e 600 °C. Per i trattamenti termici è stata imposta una velocità di riscaldamento pari a 50 °C/h, fino al raggiungimento della soglia massima. Tale soglia è stata mantenuta per due ore in modo da assicurare una distribuzione omogenea della temperatura all'interno dei campioni stessi. La temperatura è in seguito ridotta ad una velocità di 25 °C/h fino al raggiungimento di 100 °C. Infine il processo di raffreddamento è ultimato a temperatura ambiente. Per ogni ciclo termico, sono stati introdotti nella fornace tre campioni prismatici di ugual dimensione.

Risultati preliminari ad alta velocità di deformazione

I risultati ad alta velocità (prove dinamiche, vedi [1,2]) di deformazione ottenuti su HPFRCC esposti a 20, 200, 400 and 600 °C sono riportati in fig. 3. In fig. 4 sono riportati i segnali misurati su entrambe le barre, in cui si può osservare la risoluzione pulita degli impulsi misurati. Si può inoltre notare sia il tratto di salita della durata di circa 30 μ s, sia l'ampiezza costante, entrambi relativi

were allowed to ensure a homogeneous temperature distribution within the sample. The temperature was after reduced at a rate of 25 °C/h down to 100 °C and then a cooling process at room temperature was carried out. For each cycle, three nominally identical samples were put into the furnace.

Preliminary results at high strain-rate

The high strain-rate results (for dynamic test, see [1,2]) obtained on HPFRCC exposed to 20, 200, 400 and 600 °C are reported in Fig. 3. In Fig. 4 the raw signals measured on the input and output bars are shown. It can be observed the clean resolution of incident, reflected and transmitted pulses, the sharp rise time of the incident pulse of the order of 30 μ s, and the nearby constant amplitude of the incident pulse. Moreover it is important to highlight that during the fracture process the specimen is subjected to the load equilibrium.

In Fig. 5, the stress-versus-time curves of the HPFRCC specimens

all'impulso incidente. Oltre a ciò, è importante mettere in evidenza che durante il processo di rottura il campione è in equilibrio.

In fig. 5, sono mostrate le curve tensione-tempo di campioni di miscela HPFRCC provati alla stessa velocità di deformazione. Si può osservare come il comportamento cambia in funzione dell'esposizione alle alte temperature.

Analizzando i dati della fig. 3 possono essere messi in evidenza due aspetti: a questa velocità la tensione di picco aumenta all'aumentare dell'esposizione alle alte temperature così come la resistenza post-picco diminuisce fino a scomparire per la temperatura più alta.

Osservando la superficie di rottura dei provini è evidente la variazione di comportamento (fig. 6). Nella prima (fig. 6a), i buchi osservabili nel campione dimostrano la presenza del processo di estrazione della fibra mentre nella seconda (fig. 6b) si osserva che tutte le fibre sono rotte.

Questo significa che durante l'esposizione le fibre diventano più

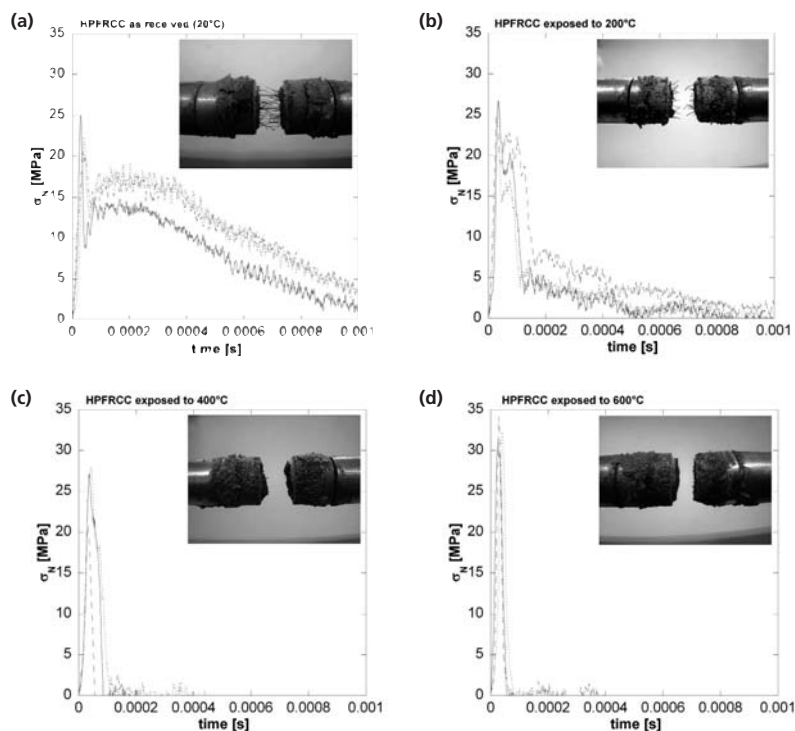


Fig. 5

Tensione in funzione del tempo: prove su saggi esposti a ciclo termico fino a: (a) 20 °C, (b) 200 °C, (c) 400 °C, (d) 600 °C.

Nominal stress vs. time: tests on samples exposed to a thermal cycle up to: (a) 20 °C, (b) 200 °C, (c) 400 °C, (d) 600 °C.

tested at the same high strain-rate are shown. It can be observed that the behaviour changes as a function of the exposure to high temperature. Analyzing the data listed in Fig. 3 two facts emerge: at this rate the peak increases with the exposure to high temperature and the post-peak strength decreases to zero for higher temperatures.

By observing the fracture surface of the specimen it is evident that the failure type has changed (Fig. 6). In the first (Fig. 6a), the observable hole in the specimen demonstrates that the fibre pullout process occurred, while in the second (Fig. 6b) all the fibres are broken.

This means that, during exposure, fibres became more brittle due to thermal damage as shown clearly in the static test results presented above.

Final remarks

The experimental results in uniaxial tension allow us to make the following remarks:

- At low strain-rates, the material is strain hardening at room temperature; high temperature exposure up to 400 °C does

fragili a causa del danneggiamento termico come evidenziato nelle prove statiche e dinamiche presentate precedentemente.

Osservazioni

I risultati sperimentali ottenuti nelle prove uniassiali in trazione, portano alle seguenti osservazioni:

- A basse velocità di deformazione e a temperatura ambiente il materiale ha comportamento incrudente. Elevate temperature, fino a 400 °C, non riducono il picco di resistenza, ma fanno leggermente decrescere il modulo elastico e la duttilità prima della generazione della prima fessura. Inoltre, decresce l'energia di frattura nel post-picco. Un brusco decremento della resistenza di picco può essere osservata a 600 °C.
- Ad alte velocità di deformazione (strain-rate di circa 140 s⁻¹), l'incremento dinamico della resistenza di picco, aumenta ad alte temperature. Si ha un valore di incremento dinamico pari a 2,5 per temperature fino a 400 °C, mentre per temperature pari a 600 °C, l'incremento dinamico è leggermente superiore a 5.
- L'energia di frattura, sia nelle prove statiche, sia nelle prove dinamiche, diminuisce con l'aumentare della temperatura massima raggiunta nel trattamento termico. Per bassi strain-rates l'andamento dell'energia di frattura ha un andamento di tipo lineare, mentre per elevati strain-rates ha un andamento di tipo esponenziale.
- L'uso di campioni intagliati potrebbe avere influenzato in maniera significativa i valori di duttilità delle prove, sia nel caso di strain-rates elevati, sia nel caso di bassi strain-rates. Sono per questo in via di sviluppo nuove prove sullo stesso materiale, ma su campioni non intagliati.

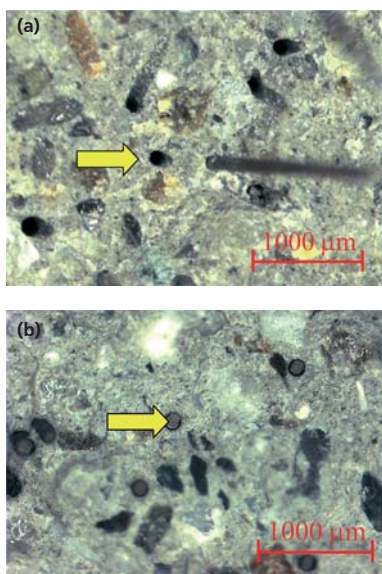


Fig. 6
Esempio di superficie di frattura: (a) campione non esposto ad alte temperature, (b) campione precedentemente esposto a ciclo termico fino a 600 °C.

Sample fracture surface: (a) undamaged sample, (b) sample previously exposed to a thermal cycle up to 600 °C.

Bibliografia/References

- [1] E. Cadoni, W. Amaro, M. Dotta, C. Albertini, P. Giorgetti; DynaMat – Laboratorio per la caratterizzazione meccanica dei materiali ad alta velocità di deformazione. The second fib Congress, Naples, June 5–8, 2006.
[2] E. Cadoni, A. Meda, G. Plizzari; Tensile behavior of FRC under high strain-rate, Materials and Structures. 2009. 42(9):1283–1294.

not decrease the peak strength, weakly decreases the elastic modulus and the ductility before the single crack localization and progressively decreases the post-peak fracture energy; an abrupt peak strength decrease can be observed at 600 °C;

- At high strain-rates, the dynamic factor related to peak strength is increased by high temperature exposure, increasing from about 2.5 up to 400 °C to more than 5 at 600 °C at a strain-rate close to 140 s⁻¹;
- Both dynamic and static fracture energy progressively decrease, increasing thermal damage: for low strain-rates G_f exhibits a linear trend while for high strain rates G_f exhibits an exponential trend;
- The use of notched specimens could have significantly affected the ductility of the tests for both high and low strain-rates. Additional tests on un-notched specimens made of the same material are in progress.

Autori/Authors

Prof. Dr. Ezio Cadoni
Ing. Matteo Dotta
Ing. Daniele Forni
DynaMat Laboratory
University of Applied Sciences of Southern Switzerland
CH-6952 Canobbio
ezio.cadoni@supsi.ch

Dr. Alessio Caverzan
Prof. Dr. Marco di Prisco
Department of Structural Engineering, Politecnico di Milano
I-20133 Milano
marco.diprisco@polimi.it

Armature de poinçonnement des planchers-dalles : théorie et pratique en Suisse

Durchstanzbewehrung von Flachdecken: Theorie und Praxis in der Schweiz

Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruiz

Introduction

Les planchers-dalles sont actuellement l'une des solutions structurales les plus souvent utilisées pour la réalisation de bâtiments à plusieurs étages et de parkings en Suisse. Ceci est justifié par l'économie de cette solution, sa simplicité de construction ainsi que par les avantages architecturaux qu'elle offre. La réduction des épaisseurs des dalles ainsi que des dimensions des colonnes engendrent cependant de fortes concentrations d'effort tranchant au voisinage des régions d'appui du plancher. Ceci peut déclencher des ruptures à l'effort tranchant dans ces régions, connues comme ruptures par poinçonnement du plancher.

La rupture par poinçonnement d'un plancher-dalle, dans le cas où aucune armature transversale n'est disposée, est très fragile et sensible aux déformations imposées à la structure. Des telles ruptures se produisent sans que la structure présente des signes pré-

Einleitung

Flachdecken werden heute in der Schweiz beim Bau mehrstöckiger Gebäude und Parkgaragen häufig verwendet. Dies rechtfertigt sich durch die geringen Erstellungskosten, die einfache Herstellung und die architektonischen Vorteile, die sie mit sich bringen. Die geringen Plattendicken und die grossen Spannweiten bewirken in Auflagernähe jedoch hohe Schubkräfte, was einen Schubbruch in der Platte herbeiführen kann. Dieses Phänomen wird bekanntlich als Durchstanzen bezeichnet. Das Durchstanzen einer Flachdecke ohne Durchstanzbewehrung ist eine spröde Versagensart, die von den Verformungen des Bauteils abhängt. Der Bruch tritt schlagartig ein, ohne dass in der Tragstruktur vorher Anzeichen des bevorstehenden Bruchs zu sehen sind. Das Versagen infolge Durchstanzens kann sich auf benachbarte Stützen ausweiten und letztlich zu einem Kollaps der gesamten Tragstruktur führen. In

monitoires de la rupture et peuvent se propager aux colonnes adjacentes du plancher, ce qui mène finalement à la ruine totale de la structure. Dans les dernières décennies, plusieurs effondrements structuraux ont eu lieu dû aux ruptures par poinçonnement, en Suisse et dans d'autres pays [1]. Afin d'empêcher ces effondrements progressifs, des armatures d'intégrité sont prévues par les normes. Ces armatures, disposées dans la face comprimée de la dalle, sont cependant coûteuses, peu efficaces et souvent difficiles à mettre en place.

Afin de résoudre les problèmes évoqués précédemment, une armature transversale (armature de poinçonnement) peut être disposée dans les planchers-dalles. L'introduction d'une telle armature permet d'augmenter [1]:

1. la résistance au poinçonnement et
2. la capacité de déformation (ductilité) de la dalle

Ces effets sont montrés dans la fig. 1 où les comportements de deux dalles identiques (mêmes dimensions, taux d'armature et résistance du béton) sont comparées, l'une sans armature de poinçonnement et l'autre avec une telle armature [1]. Dans ce dernier cas, la résistance de la dalle augmente de 80% tandis que la déformation à la rupture augmente de presque 300%. Les deux effets ont des conséquences importantes:

- Si la résistance au poinçonnement est le critère déterminant

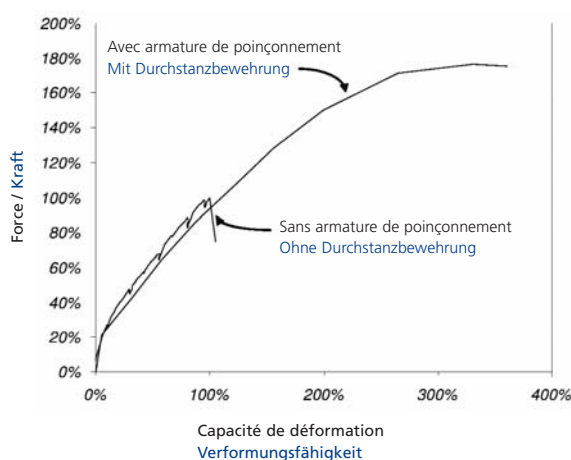


Fig. 1

Comparaison du comportement de dalles sans et avec armature de poinçonnement.

Vergleich des Verhaltens einer Platte mit und ohne Durchstanzbewehrung.

La version anglaise de cet article se trouve à la page 24.
Die englische Version dieses Artikels findet sich auf S. 24.

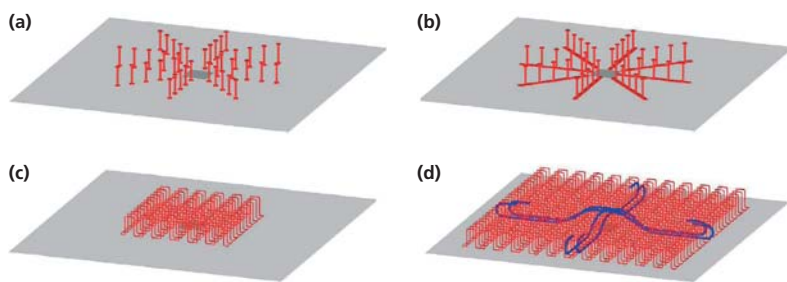


Fig. 2

Quelques systèmes d'armature contre le poinçonnement: (a) goujons; (b) goujons sur rail; (c) panier d'étriers; et (d) combinaison de barres relevées et de paniers d'étriers.

Einige Systeme der Durchstanzbewehrung: (a) Dübel; (b) Dübelleisten; (c) Bewehrungskörbe; (d) Kombination einer aufgebogenen Bewehrung mit Bewehrungskörben.

den letzten Jahrzehnten erfolgten einige Deckeneinstürze infolge Durchstanzens, sowohl in der Schweiz als auch im Ausland [1]. Um den fortlaufenden Kollaps einer Flachdecke zu verhindern, wird in den Normen die Anordnung einer Bewehrung zur Einsturzsicherung vorgesehen. Diese Bewehrung, die auf der gedrückten Plattenseite angeordnet wird, ist kostspielig, nicht sehr effizient und oft schwer einzubauen.

Um die oben genannten Probleme zu lösen, kann eine Querbewehrung (Durchstanzbewehrung) in die Flachdecken eingelegt werden. Der Einsatz einer solchen Bewehrung ermöglicht die Erhöhung [1]:

1. des Durchstanzwiderstands und
2. der Rotationsfähigkeit (Verformungsfähigkeit) der Platte.

Diese beiden Effekte sind in Fig. 1 dargestellt, wo das Verhalten zweier identischer Platten (gleiche Abmessungen, gleicher Bewehrungsgehalt und gleiche Betonfestigkeit) verglichen wird, eine davon ohne und eine mit Durchstanzbewehrung [1]. Die Platte mit Durchstanzbewehrung weist einen um 80% höheren Widerstand auf, während die Verformungsfähigkeit um fast 300% ansteigt. Die beiden Effekte haben entscheidende Folgen:

- Sofern der Durchstanzwiderstand das massgebende Bemessungskriterium einer Flachdecke bildet (Wahl der Deckenstärke), kann gegenüber der Lösung ohne Durchstanzbe-

wehrung die Nutzlast erhöht oder die Deckenstärke bzw. der Stützendurchmesser reduziert werden.

- Die starke Zunahme der Verformungsfähigkeit der Platte ermöglicht für den Grenzzustand der Tragsicherheit die Umlagerung der Beanspruchung in der Flachdecke. Dies kann helfen, im Fall eines unerwarteten Durchstanzens (Erdbeben, Feuer, ...) einen progressiven Kollaps der Flachdecke zu vermeiden. Darüber hinaus erlaubt ein duktiler Verhalten, dass Warnsignale eines Einsturzes (Durchbiegungen und Öffnung grosser Risse) beobachtet werden können und ein Gebäude geräumt sowie dessen Einsturz durch Sofortmassnahmen verhindert werden kann. Die Erhöhung der Verformungsfähigkeit minimiert zudem den Einfluss aufgezwungener Verformungen (differenzielle Setzungen, Temperaturänderungen, Schwinden, ...).
- La forte augmentation de la capacité de déformation de la dalle permet la redistribution des efforts dans un plancher-dalle à l'état limite ultime. Ceci peut permettre d'éviter des effondrements progressifs en cas de poinçonnement imprévu d'une colonne (séisme, feu, impact, ...). De plus, avec un comportement ductile, des signes prémonitoires de l'effondrement (flèches et ouvertures de fissures importantes) peuvent être observés, ce qui permet d'évacuer la structure et de prendre des mesures d'urgence afin de éviter l'effondrement. L'augmentation de la capacité de déformation minimise l'influence des déformations imposées (tassements différentiels, changements de température, retrait, ...).

L'augmentation de la résistance et surtout de la sécurité pour des planchers-dalles avec armature de poinçonnement, a encouragé dans les dernières années la disposition de telles armatures. Dans cet article, les aspects théoriques qui forment l'arrière-plan de la norme suisse SIA 262 (2003) [2] pour le dimensionnement des armatures de poinçonnement sont décrits et

- Die Erhöhung des Bruchwiderstands und vor allem der Sicherheit von Flachdecken durch den Einbau einer Durchstanzbewehrung haben deren Einsatz in den letzten Jahren gefördert. In dieser Veröffentlichung werden die theoretischen Aspekte beschrieben und diskutiert, die als Basis für die Bemessung der Durchstanzbewehrung nach der Schweizer Norm SIA 262 [2] (2003) dienen. Sie werden ebenfalls mit den neusten Beiträgen zur Theorie des kritischen Schubrisses [3,4] verglichen, die für Platten ohne Schubbewehrung die theoretische Grundlage der aktuellen Norm SIA 262 bildet.

Durchstanzbewehrungssysteme

Verschiedene Durchstanzbewehrungssysteme sind derzeit auf dem Schweizer Markt erhältlich. Einige dieser Systeme (Fig. 2) sind: (a) Dübel: In der Regel wird zur Montage auf der Baustelle ein Montageeisen auf der einen Seite an den Dübelkopf geschweisst. (b) Dübelleisten: Die rippenlosen Dübel werden auf einer Seite an

discutés. Ils seront aussi mis en relation avec les dernières contributions de la théorie de la fissure critique [3, 4] base théorique de l'actuelle SIA 262 pour les dalles sans armature transversale.

Systèmes d'armature de poinçonnement

Différents systèmes d'armatures de poinçonnement sont actuellement disponibles sur le marché suisse. Quelques uns de ces systèmes (fig. 2) sont:

(a) Systèmes de goudjons: Typiquement, une barre de montage est soudée sur les têtes d'un côté pour faciliter la pose sur le chantier.

(b) Goudjons sur rail en acier: des goudjons lisses sont soudés sur un rail en acier, qui assure l'ancrage inférieur et renforce la zone comprimée de la dalle.

(c) Systèmes d'étriers et de paniers d'étriers: avec diverses configurations d'ancrage et dispositions des barres.

(d) Barres relevées: déjà utilisées lors de l'invention des planchers-dalles par Robert Maillart en 1908, devenues désuètes à partir des années 1970, elles sont de nouveau utilisées surtout en combinaison avec des paniers d'armature.

(e) Etoiles avec ancrage en dessous de l'armature de flexion: de grande facilité constructive mais

eine Stahlschiene geschweisst, welche die Verankerung sicherstellt und die Plattendruckzone verstärkt.

(c) Bügel und Bügelkörbe: mit diversen Verankerungssystemen und Teilungen der Bewehrungsstäbe

(d) Aufgebogene Bewehrungen: Dieses System wurde bereits bei der Erfindung der Flachdecken von Robert Maillart im Jahr 1908 verwendet und veraltete im Laufe der 70er-Jahre. Das System wird heute wieder und vor allem in Kombination mit Bewehrungskörben verwendet.

(e) Bewehrungssterne ohne Ankerkopf und Verankerung unterhalb der Biegezugbewehrung: Das System ist einfach zu montieren, bietet aber das Risiko eines Bruchs infolge Ablösens des verstärkten Betonkerns von der Biegebewehrung und der Biegedruckzone (mit der Entwicklung von horizontalen Rissen rund um den bewehrten Bereich). Daher ist das Anwendungsgebiet auf kleine und mittlere Beanspruchungen begrenzt.

Die Leistungsfähigkeit der unterschiedlichen Systeme in Bezug auf die verschiedenen Bruchmechanismen des Durchstanzens (die später beschrieben werden) hängt stark von den mechanischen Eigenschaften und von der Verankerung des Bewehrungssystems

avec le risque de développer un mode de rupture par délaminati-on (avec développement de fissures horizontales entourant la zone renforcée au poinçonnement) et donc un domaine d'application limité à des sollicitations petites ou moyennes.

La performance des différents systèmes vis-à-vis des modes de rupture au poinçonnement (qui seront décrits par la suite) dépend fortement des propriétés mécaniques et de l'ancrage du système. Les normes donnent habituellement des principes généraux pour le dimensionnement des armatures de poinçonnement, applicables dans les cas où une série des règles constructives sont respectées. Des systèmes avec des règles constructives plus sévères peuvent cependant être utilisés au delà des recommandations des normes. Ceci exige néanmoins des recherches en laboratoire afin de démontrer les performances et limites de résistance qui peuvent être atteints pour chaque cas.

Modes de rupture d'une dalle avec armature de poinçonnement

Le dimensionnement et la vérification d'une dalle avec une armature de poinçonnement doivent en général tenir compte de quatre modes de rupture possibles (fig. 3):

(a) Rupture par défaillance de la première bielle comprimée ($V_{Rd,déf}$)

(b) Rupture par poinçonnement à l'intérieur de la zone renforcée ($V_{Rd,int}$)

(c) Rupture par poinçonnement à l'extérieur de la zone renforcée ($V_{Rd,ext}$)

(d) Rupture par flexion de la dalle ($V_{Rd,flex}$)

La résistance de la dalle (V_{Rd}) est en conséquence la plus petite des quatre valeurs précédentes. Les trois premiers modes de rupture (concernant le poinçonnement) seront étudiés dans ce qui suit. D'autres modes de rupture (comme la délaminati-on par exemple) ne seront pas traités dans le cadre de cet article (ces modes de rupture peuvent être empêchés en respectant des

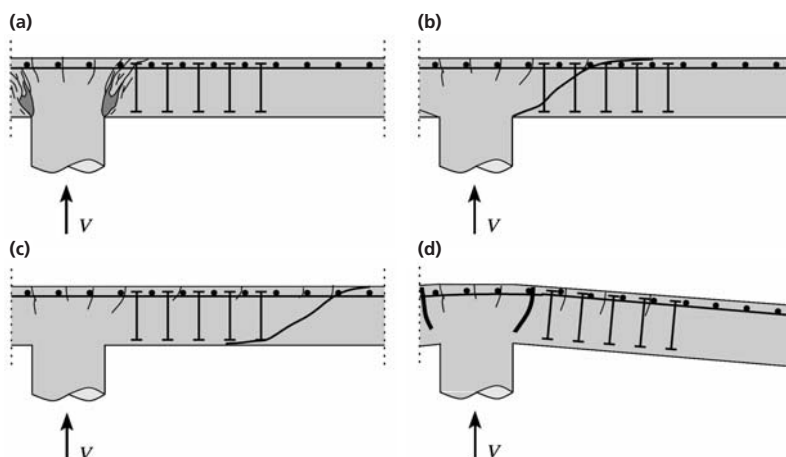


Fig. 3

Modes de rupture d'une dalle avec armature de poinçonnement: (a) défaillance de la zone comprimée; (b) rupture à l'intérieur de la zone renforcée; (c) rupture à l'extérieur de la zone renforcée; et (d) rupture par flexion.

Bruchbilder einer Platte mit Durchstanzbewehrung: (a) Versagen der ersten Druckstrebe; (b) Bruch innerhalb der bewehrten Zone; (c) Bruch ausserhalb der bewehrten Zone; (d) Biegebruch.

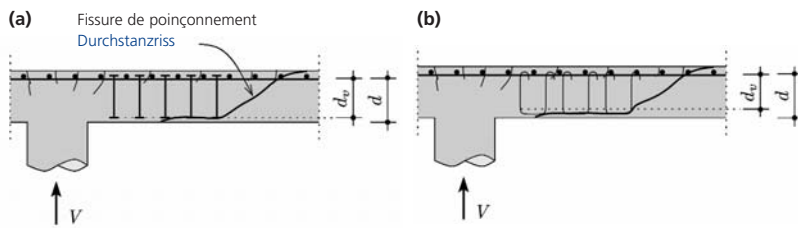


Fig. 4

Hauteur statique efficace (d_v) à considérer pour: (a) goujons; et (b) étriers.
Effektiv zu berücksichtigende statische Höhe (d_v) bei: (a) Dübeln; (b) Bügeln.

ab. Die Normen geben üblicherweise allgemeine Grundsätze zur Bemessung der Durchstanzbewehrung an, die anwendbar sind, sofern eine Reihe konstruktiver Regeln eingehalten wird. Systeme mit strengeren konstruktiven Regeln können auch ausserhalb des von der Norm vorgegebenen Bereichs verwendet werden. Dies erfordert jedoch eine experimentelle Prüfung des Systems, um die Wirksamkeit und Grenzen des Widerstands aufzuzeigen, wie sie bei dessen Anwendung in jedem denkbaren Fall erreicht werden können.

Bruchmechanismen einer Platte mit Durchstanzbewehrung

Die Dimensionierung und die Trag sicherheitsnachweise einer Platte mit Durchstanzbewehrung müssen generell für vier mögliche Bruchmechanismen erfolgen (Fig. 3):

- (a) Versagen durch Betonbruch der ersten Druckstrebe ($V_{Rd,def}$)
- (b) Versagen durch Durchstanzen innerhalb des schubbewehrten Bereichs ($V_{Rd,int}$)
- (c) Versagen durch Durchstanzen ausserhalb des schubbewehrten Bereichs ($V_{Rd,ext}$)
- (d) Versagen durch Biegebruch ($V_{Rd,flex}$).

Als Widerstand der Platte (V_{Rd}) wird der kleinste der vier genannten Werte verwendet. Die ersten drei Bruchmechanismen betreffen das Durchstanzen und werden in der Folge genauer betrachtet. Weitere Bruchmechanismen, wie ein Ablösen der Bewehrung, werden im Rahmen dieses Artikels nicht behandelt. Diese Versagensformen lassen sich durch die Berücksichtigung der konstruktiven Regeln, die am Schluss

règles constructives comme celles décrites à la fin de cet article).

Rupture à l'extérieur de la zone renforcée

La résistance à l'extérieur d'une zone renforcée par une armature de poinçonnement peut être vérifiée sur la base de la théorie de la fissure critique [3, 4]. Pour ceci, la formulation de la norme SIA 262, basée sur cette théorie, peut être utilisée:

$$V_{Rd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{ext} \quad (1)$$

où d_v est la hauteur statique efficace (fig. 4), u_{ext} est le périmètre de contrôle (fig. 5), τ_{cd} est la résistance nominale au cisaillement ($\tau_{cd} = 0,2 \sqrt{f_{ck}}$) et k_r est un coefficient qui dépend de la taille de la dalle et de sa déformation (utilisé également pour le calcul des dalles sans armature de poinçonnement).

Par rapport à d_v , elle tient compte du fait que les fissures de poinçonnement à l'extérieur de la zone renforcée s'amorcent au niveau de l'ancrage inférieur de l'armature de poinçonnement [7] (fig. 4) et donc que l'enrobage de ces armatures ne contribue pas à la résistance au poinçonnement. Le périmètre de contrôle u_{ext} doit tenir compte des éventuelles concentrations de l'effort tranchant à proximité d'une zone renforcée. Par conséquent, la distance maximale entre armatures de poinçonnement considérée efficace est limitée [8] à $2 \cdot d_v$ (fig. 5).

Rupture par défaillance de la zone comprimée

La défaillance de la zone comprimée est déclenchée par l'écrasement des bielles à proximité de la

dieses Artikels beschrieben werden, verhindern.

Versagen ausserhalb des bewehrten Bereichs

Der Bruchwiderstand ausserhalb eines Bereichs mit Durchstanzbewehrung kann auf der Grundlage der Theorie des kritischen Schubrisses [3, 4] nachgewiesen werden. Dazu kann die Gleichung der Norm SIA 262 verwendet werden, die auf der Grundlage dieser Theorie beruht:

$$V_{Rd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{ext} \quad (1)$$

Dabei bezeichnet d_v die effektive statische Höhe (Fig. 4), u_{ext} den Umfang des Nachweisschnitts (Fig. 5), τ_{cd} den Bemessungswert der Schubspannungsgrenze ($\tau_{cd} = 0,2 \sqrt{f_{ck}}$) und k_r einen Beiwert, der von den Plattenabmessungen und den Verformungen abhängig ist und auch für die Berechnung von Platten ohne Durchstanzbewehrung verwendet wird.

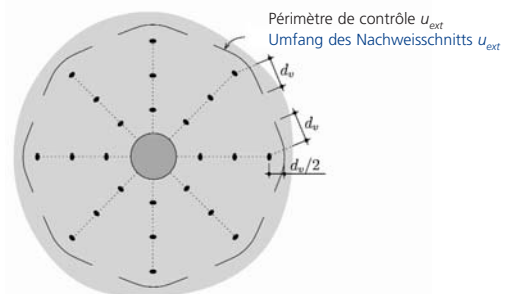


Fig. 5

Périmètre de contrôle à l'extérieur de la zone renforcée par une armature de poinçonnement. Umfang des Nachweisschnitts ausserhalb des Bereichs mit Durchstanzbewehrung.

Mit der Wahl der statischen Höhe d_v wird der Umstand berücksichtigt, dass sich die Durchstanzrisse ausserhalb des bewehrten Bereichs auf der Höhe der unteren Verankerung auszubilden beginnen [7] (Fig. 4). Daher kann die Höhe des Überdeckungsbetons nicht zum Durchstanzwiderstand beitragen. Beim Umfang des Nachweisschnitts u_{ext} ist zu berücksichtigen, dass in der Nähe des bewehrten Bereichs eine Konzentration der Schubkräfte stattfindet.

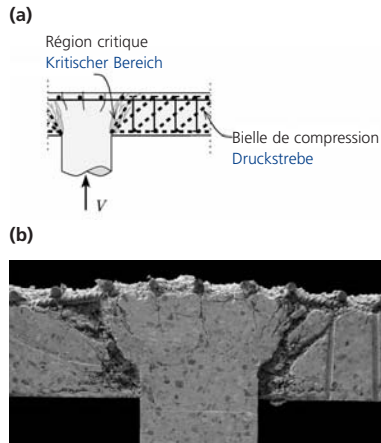


Fig. 6
Défaillance de la première bielle:
(a) région critique; et (b) détail
d'une rupture.
Versagen der ersten Druckstrebe:
(a) kritischer Bereich; (b) Bruchdetail.

surface d'appui (fig. 6). La norme SIA 262 (2003) estime cette résistance à l'aide de la théorie de la fissure critique [3,4] de la façon suivante:

$$V_{Rd} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \quad (2)$$

où d_v est la hauteur statique efficace de la dalle (tenant compte de la pénétration de la surface d'appui) et u est un périmètre de contrôle à une distance $d_v/2$ du bord de la surface d'appui.

L'équation (2) est justifiée du point de vue théorique par le fait que la résistance du béton à la compression dépend fortement de son état de fissuration transversale [5]. Selon la théorie de la fissure critique, l'ouverture des fissures augmente avec la rotation de la dalle et, par conséquent, la résistance des bielles à la compression doit également diminuer (k_r diminue au fur et à mesure que la déformation de la dalle augmente). A cet égard, il a été vérifié expérimentalement que certains systèmes d'armature contre le poinçonnement avec un ancrage très performant permettent un meilleur contrôle de la fissuration dans la région critique et augmentent donc la résistance de la zone comprimée. La résistance peut être calculée en adaptant l'éq. (2) de la façon suivante:

Daher ist der maximale Abstand zwischen den einzelnen Stäben der Durchstanzbewehrung auf $2 \cdot d_v$ zu begrenzen [8] (Fig. 5).

Versagen der Druckzone

Das Versagen der Druckzone wird durch den Bruch der Druckstrebe in Auflagernähe ausgelöst (Fig. 6). In der Norm SIA 262 (2003) wird der Widerstand gegenüber diesem Versagensmechanismus auf der Grundlage der Theorie des kritischen Schubrisses [3,4] folgendermassen berücksichtigt:

$$V_{Rd} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \quad (2)$$

Dabei bezeichnen d_v die effektive statische Höhe (unter Berücksichtigung des Eindringens des Auflagers in die Platte) und u den Umfang des Nachweisschnitts in einem Abstand von $d_v/2$ vom Rand des Auflagers.

Die Gleichung (2) wird durch die Annahme gestützt, dass die Betonfestigkeit unter Druckbeanspruchung stark vom Rissverhalten des Betons abhängt [5]. Gemäss der Theorie des kritischen Schubrisses erhöht sich die Rissöffnung mit zunehmender Plattenrotation, womit konsequenterweise der Widerstand der ersten Betondruckstrebe verringert wird (k_r wird mit zunehmender Verformung der Platte kleiner). In diesem Zusammenhang wurde in Versuchen gezeigt, dass gewisse Durchstanzbewehrungssysteme mit effizienter Verankerung eine bessere Kontrolle der Rissbildung im kritischen Bereich ermöglichen, womit auch der Widerstand in der Druckzone erhöht wird. Der Widerstand kann durch eine Anpassung der Gleichung (2) wie folgt ermittelt werden:

$$v_{Rd} = k_{sys} \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \quad (3)$$

Der Beiwert k_{sys} ist grösser als 2,0 und abhängig vom System der Durchstanzbewehrung (Qualität der Verankerung und Geometrie). Die Erhöhung des Widerstands durch den Beiwert k_{sys} hängt stark vom verwendeten System der Durchstanzbewehrung ab und ist experimentell zu verifizieren. Dar-

$$v_{Rd} = k_{sys} \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \quad (3)$$

où k_{sys} est un coefficient supérieur à 2,0, qui dépend du système d'armature contre le poinçonnement (qualité d'ancrage et géométrie). L'augmentation de résistance par le coefficient k_{sys} dépend fortement du système d'armature de poinçonnement utilisé et doit toujours être vérifié de façon expérimentale. En outre, dans ces cas un contrôle géométrique accru sur chantier (position des armatures et des enrobages) est indispensable.

Poinçonnement à l'intérieur de la zone renforcée

Selon la norme SIA 262 (2003), l'armature de poinçonnement doit être dimensionnée sur la base d'un modèle à treillis avec une inclinaison de 45° des diagonales et sans tenir compte de la collaboration du béton tendu. On admet en outre que la limite d'écoulement de l'armature de poinçonnement peut être atteinte indépendamment de la géométrie et de la déformabilité de la dalle. Cette approche est trop prudente dans certains cas et pas suffisamment prudente dans d'autres. C'est pourquoi une approche améliorée a été proposée pour la révision partielle de la SIA 262.

Cette nouvelle approche admet que la résistance à l'intérieur d'une zone renforcée par une armature de poinçonnement ($V_{Rd,int}$) peut être calculée à partir d'une contribution du béton à la reprise de l'effort tranchant (V_{cd}) et d'une contribution des armatures de poinçonnement (V_{sd}):

$$V_{Rd,int} = V_{cd} + V_{sd} \quad (4)$$

La fig. 7 montre la valeur de ces contributions à l'aide de la théorie de la fissure critique [6]. Selon cette figure, au fur et à mesure que la résistance augmente, la déformation à la rupture augmente à son tour (voir courbe charge-rotation). Par conséquent, la contribution du béton, qui dépend de l'ouverture de la fissure critique d'effort tranchant (et donc de la déformation de la

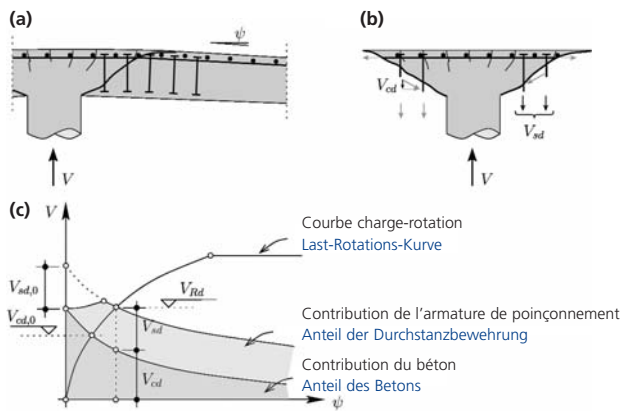


Fig. 7
Contributions du béton et de l'armature de poinçonnement à la reprise des charges: (a) activation des armatures; (b) contributions du béton et de l'armature; et (c) détermination des contributions sur la base de la théorie de la fissure critique.
Beitrag zur Lastaufnahme des Betons und der Durchstanzbewehrung: (a) Aktivierung der Bewehrung; (b) Beitrag des Betons und der Bewehrung; (c) Ermittlung der Lastaufteilung auf der Basis der Theorie des kritischen Schubrisses.

über hinaus ist eine sorgfältige Kontrolle des Einbaus auf der Baustelle (Position der Durchstanzbewehrung und Bewehrungsüberdeckung) unabdingbar.

Versagen innerhalb des bewehrten Bereichs

Gemäss Norm SIA 262 (2003) muss die Durchstanzbewehrung auf der Grundlage eines Fachwerkmodells mit einer Neigung der Diagonalen von 45° bemessen werden. Die Mitwirkung des Betons unter Zugbelastung wird vernachlässigt. Weiter wird angenommen, dass die Durchstanzbewehrung unabhängig von der Plattengeometrie und des Verformungsvermögens die Fließgrenze erreicht. Dieser Ansatz ist in einigen Fällen zu konservativ, in anderen Fällen jedoch nicht konservativ genug. Daher wurde für die nächste Teilrevision der Norm SIA 262 ein verbessertes Konzept vorgeschlagen.

Dieser neue Ansatz geht davon aus, dass sich der Widerstand innerhalb eines Bereichs mit Durchstanzbewehrung ($V_{Rd,int}$) aus einem Anteil des Schubwiderstands des Betons (V_{cd}) und einem Anteil der Durchstanzbewehrung (V_{sd}) zusammensetzt:

$$V_{Rd,int} = V_{cd} + V_{sd} \quad (4)$$

dalle), diminue au fur et à mesure que la résistance au poinçonnement de la dalle augmente. Afin d'assurer une bonne capacité de déformation, il est souhaitable de dimensionner les dalles avec une valeur $V_{sd} \geq V_d/2$.

Sur la base de cette théorie, le dimensionnement d'une armature contre le poinçonnement est relativement simple [6]. Il suffit de calculer avec la valeur de la charge de dimensionnement (V_d) la déformation dans la dalle (fig. 8) pour ensuite calculer la valeur de l'effort tranchant repris par le béton à l'aide du critère de rupture:

$$V_{cd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d \cdot u \quad (5)$$

Le reste de l'effort tranchant ($V_d - V_{cd}$) doit donc être repris par les armatures de poinçonnement (V_{sd}). Cette contribution peut être estimée en tenant compte de la géométrie et des paramètres mécaniques et de résistance de la dalle et de l'armature d'effort tranchant [6]. Pour des dimensionnements pratiques, une méthode simplifiée a été aussi proposée [6]:

$$V_{sd} = A_{sw} \cdot \sigma_{swd} \quad (6)$$

$$\text{où } \sigma_{swd} = 160 \frac{r_y}{d} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \leq f_{sd}$$

Fig. 7 zeigt die Werte dieser beiden Anteile auf der Basis der Theorie des kritischen Schubrisses [6]. Gemäss dieser Abbildung steigt mit zunehmender Querkraft die Bruchrotation an (siehe Last-Rotations-Kurve). Da der Schubwiderstand des Betons von der Öffnung des kritischen Schubrisses und damit von der Plattenrotation abhängt, verringert sich sein Beitrag mit zunehmender Querkraft. Um eine angemessene Verformungsfähigkeit zu gewährleisten, soll die Bemessung der Platte mit einem Wert $V_{sd} \geq V_d/2$ erfolgen.

Auf der Basis dieser Theorie ist die Bemessung einer Durchstanzbewehrung ziemlich einfach [6]. Mit dem Bemessungswert der Querkraft (V_d) wird die Plattenrotation berechnet (Fig. 8), um

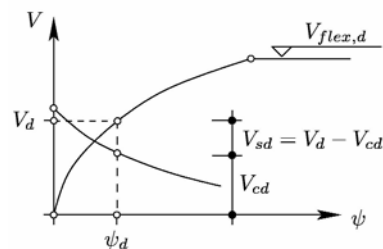


Fig. 8
Dimensionnement d'une armature de poinçonnement selon la théorie de la fissure critique.

Bemessung einer Durchstanzbewehrung anhand der Theorie des kritischen Schubrisses.

danach den Anteil des Schubwiderstands des Betons gemäss dessen Bruchkriterium zu ermitteln:

$$V_{cd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d \cdot u \quad (5)$$

Der Rest der Querkraft ($V_d - V_{cd}$) muss durch eine Durchstanzbewehrung (V_{sd}) aufgenommen werden. Die Grösse dieses Anteils kann unter Berücksichtigung der Plattenabmessungen, der Materialeigenschaften, des Plattenwiderstands und der Durchstanzbewehrung [6] ermittelt werden. Für Bemessungszwecke wurde ein vereinfachtes Verfahren vorgeschlagen:

et A_{sw} est l'aire de l'armature qui se trouve à l'intérieur du cône de poinçonnement (pour lequel un angle de 45° peut être admis) et où les armatures plus proches du bord de la colonne que $0,35 d_v$ ne peuvent pas être prises en compte dans le calcul. Le paramètre r_y (rayon plastique de la dalle, voir SIA 262) permet de contrôler l'activation des armatures avec la déformation de la dalle. De façon alternative, cette activation peut être exprimée à partir de la rotation de la dalle [6] (ψ). Il peut être observé que, dans l'éq. (6), il y a une phase d'activation des armatures de poinçonnement ($\sigma_{swd} < f_{sd}$) suivie par une phase où les armatures de poinçonnement ont atteint leur limite d'écoulement (fig. 7c).

$$V_{sd} = A_{sw} \cdot \sigma_{swd} \quad (6)$$

$$\text{mit } \sigma_{swd} = 160 \frac{r_y}{d} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \leq f_{sd}$$

Dabei bezeichnet A_{sw} die Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung innerhalb des Durchstanzkegels mit einem Winkel der Bruchfläche von 45° . Bei der Berechnung von A_{sw} sind sämtliche Bewehrungsstäbe zu vernachlässigen, die einen geringeren Abstand als $0,35 d_v$ zum Stützenrand aufweisen. Der Parameter r_y (Radius des plastischen Bereichs der Platte, siehe SIA 262) ermöglicht die kontrollierte Aktivierung des Bewehrungswiderstands durch die Plattenverformungen. Alternativ kann diese Aktivierung des Bewehrungswiderstands direkt mit der Plattenrotation (ψ) berechnet werden [6]. Es lässt sich beobachten, dass in der Gleichung (6) eine Phase der Bewehrungsaktivierung ($\sigma_{swd} < f_{sd}$) vorhanden ist, auf die eine Phase folgt, in der die Durchstanzbewehrung ihre Fließgrenze erreicht (Fig. 7c).

Konstruktive Regeln

Die Bemessungsmethoden und Tragsicherheitsnachweise der Durchstanzbewehrung in den verschiedenen Normen und Empfehlungen sind nur gültig, wenn eine Reihe von konstruktiven Regeln eingehalten wird. Generell sind zur Vermeidung unerwünschter Bruchmechanismen die folgenden Regeln zu befolgen [9] (Fig. 9):

1. Der Abstand zwischen dem ersten Stab der Durchstanzbewehrung und dem Auflagerand darf nicht grösser als $0,75 \cdot d_v$ sein.
2. In der zweiten Reihe der Durchstanzbewehrung (vom Stützenrand her gesehen) darf der Abstand zweier Stäbe in Tangentialrichtung nicht grösser als $1,5 \cdot d_v$ sein.
3. Die Durchstanzbewehrung muss in der Zug- und Druckzone der Platte komplett verankert sein.
4. In der Druckzone der Platte darf die Betonüberdeckung der Verankerung der Durchstanzbewehrung nicht grösser als $d/6$ sein.

Règles constructives

La validité des méthodes préconisées pour le dimensionnement et la vérification des armatures de poinçonnement dans les différentes normes et recommandations n'est assurée que si une série de règles constructives sont respectées. En général, afin d'éviter des modes de rupture indésirables, les règles suivantes sont conseillées [9] (fig. 9):

1. La distance entre la première barre d'armature de poinçonnement et le bord de la surface d'appui ne doit pas dépasser $0,75 \cdot d_v$.
2. La distance tangentielle entre armatures de poinçonnement au niveau de la deuxième rangée à partir du bord de la colonne ne doit pas être supérieure à $1,5 \cdot d_v$.
3. Les armatures de poinçonnement doivent être parfaitement ancrées dans la zone tendue et dans la zone comprimée de la dalle.
4. Sur la face comprimée des dalles, l'enrobage des ancrages des armatures de poinçonnement ne doit pas être supérieur à $d/6$.
5. Le diamètre des armatures contre le poinçonnement (ϕ_w) ne doit pas dépasser $1/12$ de la hauteur statique du plancher.
6. Pour des dalles avec une hauteur statique inférieure à 160 mm, des règles constructives plus sévères doivent être respectées et la résistance au poinçonnement doit être diminuée.

Conclusions

Cet article présente un aperçu des armatures de poinçonnement ainsi que des aspects déterminants pour leur dimensionnement. Les conclusions les plus importantes sont rappelées ci-dessous:

1. Les armatures de poinçonnement sont une façon efficace d'augmenter la résistance et la capacité de déformation des planchers-dalles.
2. Ceci permet de rendre ces structures plus sûres et de limiter le danger d'effondrement progressif.

Références / Referenzen

- [1] A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, A. Fürst, S. Guandalini, F. Hunkeler, K. Moser, H. Seiler; Sécurité structurale des parkings couverts, Documentation D 0226 SIA, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2008.
- [2] SIA 262, Construction en béton; norme suisse SN 505 262, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2003.
- [3] A. Muttoni; Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung, Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn, Berlin, Vol. 98, 2003, pp. 74–84.
- [4] A. Muttoni; Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement, ACI Structural Journal, Farmington Hills, Mich., Vol. 105, No. 4, 2008, pp. 440–450.
- [5] A. Muttoni, J. Schwartz, B. Thürlimann; Design of concrete structures with stress fields, Birkhäuser, Basel, Boston and Berlin, 1997.
- [6] M. Fernández Ruiz, A. Muttoni; Punching shear strength of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement, ACI Structural Journal, Farmington Hills, Mich., Vol. 106, No. 4, 2009.
- [7] A. Muttoni, S. Guandalini; Kommentar zum Durchstanzen nach SIA 262, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2006.
- [8] A. Muttoni; Poinçonnement, Documentation D 0182 SIA, Introduction à la norme SIA 262, Zurich, 2003, pp. 57–66.
- [9] A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, O. Burdet; Poinçonnement des planchers-dalles: nouveaux acquis et applications pratiques, Polycopié de la journée d'études du 10.9.2008, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2008.

5. Der Stabdurchmesser der Durchstanzbewehrung (ϕ_w) darf 1/12 der statischen Höhe der Platte nicht überschreiten.
6. Für Platten mit einer statischen Höhe von weniger als 160 mm müssen strengere konstruktive Regeln eingehalten werden und der Durchstanzwiderstand ist zu verringern.

Zusammenfassung

Der vorliegende Artikel gibt einen Überblick über die Systeme der Durchstanzbewehrung und die massgebenden Aspekte ihrer Bemessung. Die wichtigsten Schlussfolgerungen sind nachfolgend aufgeführt:

1. Die Verwendung einer Durchstanzbewehrung kann den Widerstand und das Verformungsvermögen von Flachdecken wirkungsvoll erhöhen.
2. Dies ermöglicht die Erstellung von Strukturen mit höheren Sicherheiten und verringert die Gefahr eines sich progressiven Kollapses.
3. Die Bemessung der Durchstanzbewehrung kann anhand der Theorie des kritischen Schubrisses effizient vorgenommen werden, womit auch eine sehr zufriedenstellende Abschätzung der Verhaltensweise der unterschiedlichen Bruchmechanismen erreicht wird.
4. Die Wirksamkeit der Durchstanzbewehrungssysteme hängt

3. Le dimensionnement des telles armatures peut être effectué de manière très efficace sur la base de la théorie de la fissure critique, avec des estimations très satisfaisantes du comportement pour les différents modes de rupture considérés.
4. L'efficacité des systèmes d'armatures de poinçonnement dépend fortement des règles constructives et de la qualité de l'ancrage des armatures. Les normes donnent des règles constructives à respecter. Dans d'autres cas, l'efficacité et les limites de résistance de chaque système doivent être vérifiées expérimentalement.

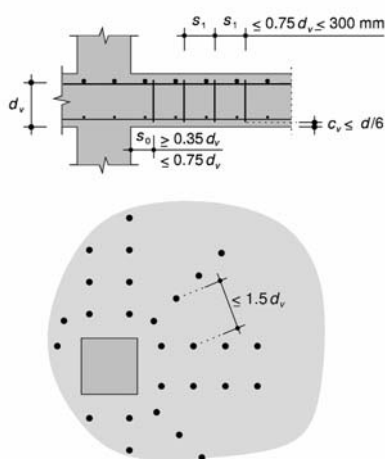


Fig. 9
Règles constructives pour les armatures de poinçonnement.
Konstruktive Regeln zur Anordnung einer Durchstanzbewehrung.

stark von der Einhaltung konstruktiver Regeln und von der Verankerungsqualität der Bewehrung ab. In den Normen werden dringend einzuhalten- de, konstruktive Regeln vorgegeben. In den weiteren Fällen sind die Wirksamkeit und die Grenzen des Tragwiderstands der einzelnen Systeme experimentell zu prüfen.

Auteurs/Autoren

Aurelio Muttoni

Prof. Dr ès techn., ing. dipl. EPFZ
Ecole Polytechnique Fédérale de
Lausanne
aurelio.muttoni@epfl.ch

Miguel Fernández Ruiz

Dr ing. dipl. UPM
Ecole Polytechnique Fédérale de
Lausanne
miguel.fernandezruiz@epfl.ch

Punching shear reinforcement in flat slabs: theory and practice in Switzerland

Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruiz

Introduction

Flat slabs are currently one of the most widely used solutions for the construction of multi-storey buildings and multi-storey car parks in Switzerland. This is justified by the economy of this solution, its construction advantages and the architectural possibilities it offers. The reduction in the thickness of the slabs leads however to significant shear force concentrations near support regions (columns). This can lead to shear failure in these regions, known as punching shear failure.

Failure by punching shear of a flat slab in which no transverse reinforcement is provided is very brittle and is influenced by imposed deformations acting on the structure. Such failures develop without warning and can propagate to adjacent columns leading to the complete collapse of the structure. In recent decades, several structural collapses of this type have been reported in Switzerland and other countries [1]. In order to avoid such cases of progressive collapse, codes propose the inclusion of integrity reinforcement. However, this reinforcement, placed in the soffit of the

slab, is expensive, not very efficient and difficult to place.

Placing of transverse (punching) reinforcement is another way of overcoming the above problems as it allows increasing [1]:

1. the punching shear strength, and
2. the deformation capacity (ductility) of the slab.

Such increases can be observed in Fig. 1, where the behaviour of two slabs, one with punching shear reinforcement and the other without, are compared [1] (both slabs having the same dimensions, reinforcement ratio and concrete strength). In the case of the slab with transverse reinforcement, the strength increases by 80%, whereas its deformation capacity increases by 300%. Both effects have significant consequences:

- If punching shear strength is the governing criterion for the design of a slab (thickness), the live load can be increased or the thickness can be reduced for slabs with punching shear reinforcement
- The significant increase in the deformation capacity allows redistribution of internal forces in a flat slab. This helps avoid-

ing progressive collapse in the case of accidental punching around one column (fire, impact, etc.). In addition, with ductile behaviour, evidence of failure can be observed (crack widths and/or large deflections), warning signs that the structure needs to be evacuated and possibly repaired. Furthermore, the increase of the deformation capacity minimizes the influence of imposed deformations (differential settlements, temperature, shrinkage).

The increase of strength, but mostly of the deformation capacity and safety of slabs with punching shear reinforcement, have encouraged engineers in the past to use punching shear reinforcement. In this paper, the theoretical basis of the Swiss Code SIA 262 [2] (2003) with respect to design of punching shear reinforcement will be explained and discussed. This will be done by relating them to the fundamentals of the critical shear crack theory [3,4] (CSCT), which is the fundamental theory for the punching shear formulation of slabs without transverse reinforcement in SIA 262.

Punching shear reinforcing systems

Various punching shear reinforcing systems are currently available in Switzerland. Some of these systems are presented in the following (Fig. 2):

- (a) Studs: typically welded at the head to a plate or bar.
- (b) Studs welded to steel plates: smooth studs are welded to a steel plate that anchors the studs and strengthens the compression side of the slab.
- (c) Cages of stirrups: with various possibilities for the layout and the development of the bars
- (d) Bent-up bars: already used by Robert Maillart in the invention of

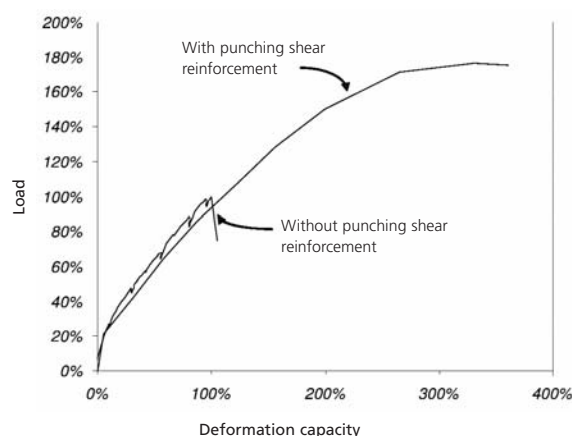


Fig. 1
Comparison of the load-deformation behaviour of slabs with and without shear reinforcement.

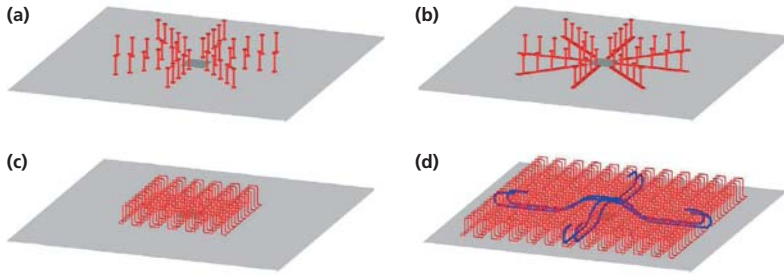


Fig. 2

Some examples of punching shear reinforcement: (a) studs; (b) studs welded to steel plates; (c) cages of stirrups; and (d) bent-up bars in combination with cages of stirrups.

flat slabs in 1908, they were almost abandoned in the late 1970's. At present, they are again used in flat slabs in combination with stirrup cages.

(e) Star-shaped shear reinforcement with anchorage below the flexural reinforcement: they present significant ease of construction; however, they can potentially develop delamination failures, and are restricted to low to intermediate shear demands.

The performance of the previous systems with respect to the various potential types of punching shear failure (that will be detailed in the following) depends greatly on the mechanical properties and the anchors of the reinforcement. Codes usually provide general design rules for the reinforcement, which are only applicable however if a set of detailing rules are respected. Systems with more stringent detailing rules however

can be used beyond the values proposed by codes. Experimental verification of the performance is nevertheless required for such applications.

Failure modes of flat slabs with punching shear reinforcement

Design of a slab with punching shear reinforcement has to account for four possible failure modes (Fig. 3):

- (a) Crushing of first concrete strut ($V_{Rd,def}$)
- (b) Punching within the shear reinforced zone ($V_{Rd,int}$)
- (c) Punching outside the shear reinforced zone ($V_{Rd,ext}$)
- (d) Flexural failure ($V_{Rd,flex}$).

The strength of the slab (V_{Rd}) is calculated as the minimum of the four previous strengths. The first three failure modes (dealing with punching) will be investigated in the following. Other failure modes (like delamination for instance) will not be treated in this paper as they can be avoided provided that a set of detailing rules (as those given at the end of the paper) are respected.

Failure outside the shear-reinforced zone

The strength outside the shear reinforced zone can be checked using the CSCT. For this purpose, the formulation of SIA 262 (based on this theory) can be used:

$$V_{Rd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{ext} \quad (1)$$

where d_v is the effective depth of the slab (Fig. 4), u_{ext} is a control perimeter (Fig. 5), τ_{cd} is the nominal shear strength ($\tau_{cd} = 0.2 \sqrt{f_{ck}}$) and k_r is a coefficient that depends on the size of the slab and on its deformation (used for punching shear in slabs without transverse reinforcement).

With respect to d_v , it accounts for the fact that punching shear cracks outside the shear-reinforced zone originate at the level of the anchorage of the transverse reinforcement [7], see Fig. 4. Consequently, concrete cover does not contribute to the punching shear strength. The control peri-

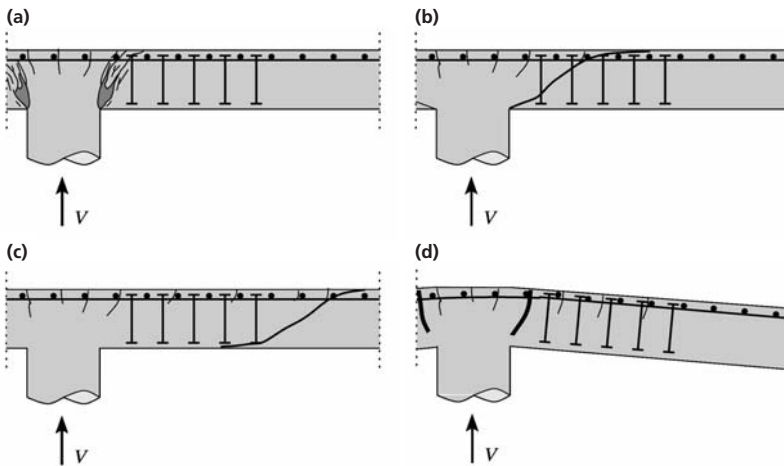


Fig. 3

Failure modes for a slab with punching shear reinforcement: (a) crushing of first concrete strut; (b) punching within the shear-reinforced zone; (c) punching outside the shear-reinforced zone; and (d) flexural failure.

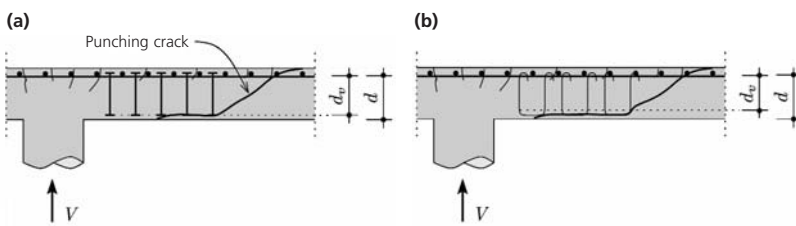


Fig. 4

Effective depth taking into account support region penetration (d_v): (a) studs; and (b) stirrups.

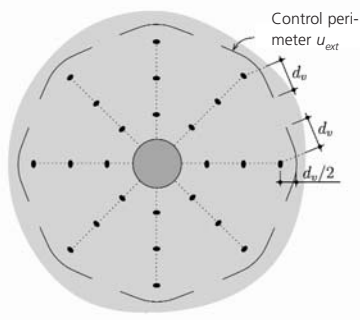


Fig. 5

Control perimeter outside the shear-reinforced zone.

meter u_{ext} accounts for potential concentrations of shear around the transverse reinforcement. Thus, the maximum distance between shear reinforcement that can be considered effective is limited [8] to $2 \cdot d_v$ (Fig. 5).

Crushing of first concrete strut

Failure by crushing of the first concrete strut (Fig. 6) can be estimated on the basis of the CSCT using the following approach:

$$V_{Rd} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \quad (2)$$

where d_v is the effective depth of the slab (accounting for the penetration of the support region) and u is a control perimeter at $d_v/2$ from the edge of the support region.

Equation (2) is justified by the fact that concrete strength depends on its transverse cracking state [5]. According to the CSCT,

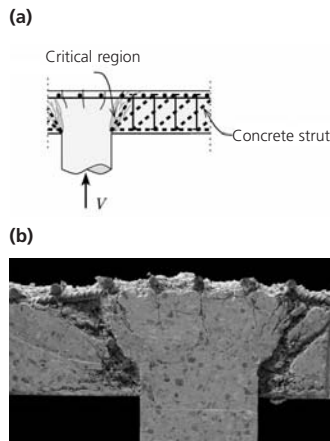


Fig. 6

Failure by crushing of first concrete strut: (a) critical region; and (b) detail of such a failure.

crack widths in the slab increase as rotations increase and consequently the strength of the struts decreases (coefficient k_r decreases with increasing deformation of the member). In this regard it has been experimentally demonstrated that shear-reinforcing systems with high performing anchorages allow a better control of cracking in the critical shear region and the strength of the struts can be increased with respect to the limit given by Eq. (2). In such cases, a generalized expression can be used:

$$v_{Rd} = k_{sys} \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \quad (3)$$

where k_{sys} is a coefficient whose value can be greater than 2.0, depending on the punching shear reinforcing system. The increase in strength with respect to Eq. (3) strongly depends on the type of punching-shear reinforcing system and needs to be verified experimentally. Furthermore, in situ checks of the position and dimensions (length) of the shear reinforcement have to be performed.

Punching within the shear-reinforced zone

According to SIA 262, punching shear reinforcement has to be dimensioned on the basis of a truss model, where an angle of 45° is assumed for diagonals and the contribution of concrete in tension is neglected. This assumes that punching shear reinforcement can reach its yield strength independently of the geometry and deformation of the slab. This approach is too conservative for many cases, while it can be potentially unsafe for others. For this reason, an improved method for the design of this reinforcement has been proposed for the forthcoming version of SIA 262.

This new approach assumes that the punching shear strength ($V_{Rd,int}$) can be calculated as the sum of the contributions of concrete (V_{cd}) and of punching shear reinforcement (V_{sd}):

$$V_{Rd,int} = V_{cd} + V_{sd} \quad (4)$$

Fig. 7 shows such an approach [6]. As the slab deforms, the concrete contribution decreases and the reinforcement contribution increases (until it yields, after which it remains constant). To ensure sufficient deformation capacity, shear reinforcement has to be dimensioned to carry at least $V_{sd} \geq V_d/2$. On this basis, punching shear reinforcement can be easily designed [6]. This can be achieved by calculating the required deformation (Fig. 8) under the design load (V_d), thus calculating the shear force carried by the concrete:

$$V_{cd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d \cdot u \quad (5)$$

The rest of the shear force ($V_d - V_{cd}$) has to be carried by punching shear reinforcement (V_{sd}). This contribution can be estimated on the basis of the geometry of the slab and of the shear reinforcement bond conditions [6]. For design purposes, a simplified approach has also been proposed [6]:

$$V_{sd} = A_{sw} \cdot \sigma_{swd} \quad (6)$$

$$\text{where } \sigma_{swd} = 160 \frac{r_y}{d} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \leq f_{sd}$$

and where A_{sw} is the sum of the cross sections of the punching shear reinforcement within the failure surface (which can be approximated as a truncated cone with an angle of 45°) and where transverse reinforcement closer than $0.35 d_v$ of the support region cannot be considered. Parameter r_y (plastic radius of the slab according to SIA 262) allows controlling the activation of the transverse reinforcement as a function of the deformation of the slab. Alternatively, the activation can be calculated using the rotation of the slab [6] (ψ). It should be noted that in Eq. (6) there is a phase in which punching shear reinforcement is activated ($\sigma_{swd} < f_{sd}$), followed by a phase in which the reinforcement has reached its yield strength (Fig. 7c).

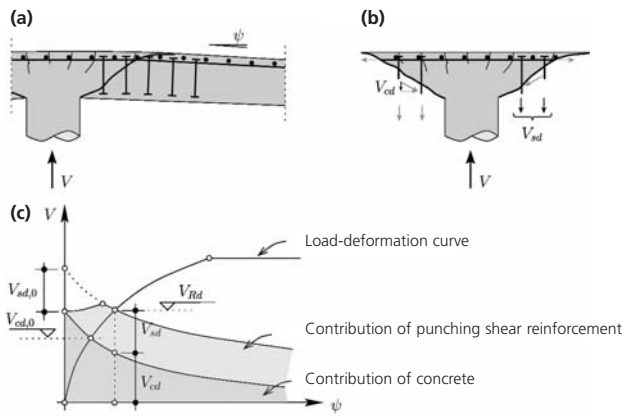


Fig. 7
Contributions of concrete and shear reinforcement: (a) reinforcement activation; (b) steel and concrete contributions; and (c) calculation of contributions on the basis of the critical shear crack theory.

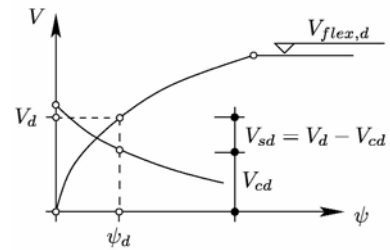


Fig. 8
Design of punching shear reinforcement on the basis of the critical shear crack theory.

Detailing rules

The previously described design approach can be used as long as a set of detailing rules are observed. These rules avoid the development of undesirable failure modes [9] (Fig. 9):

1. The distance between the first transverse reinforcement and the edge of the support region should not exceed $0.75 \cdot d_v$.
2. The minimum distance between punching shear reinforcement at the level of the second set of tangential reinforcement (Fig. 9) should not exceed $1.5 \cdot d_v$.
3. Shear reinforcement is fully anchored in the compression and tension sides of the slab.
4. In the compression side of the slab, the concrete cover of the transverse reinforcement should be smaller than $d/6$.
5. The diameter of the punching shear reinforcement (ϕ_w) should be lower than $1/12$ of the effective depth of the slab.
6. For slabs with effective depths smaller than 160 mm, more stringent detailing rules are needed. In addition, for these cases punching shear strength has to be reduced.

Conclusions

This paper presents an outlook on the behavior of slabs with punching shear reinforcement and on the approach proposed by the critical shear crack theory for their design. The main conclusions of this paper are:

1. Punching shear reinforcement is an efficient way of increasing the strength and deformation capacity of flat slabs.
2. The increase of the deformation capacity increases the safety of such structures and helps avoiding progressive collapse.
3. Design of punching shear reinforcement can be performed on the basis of the critical shear crack. This approach is applicable for the various potential failure modes and leads to simple and physically-founded design formulas.
4. The efficiency of punching shear reinforcing systems is strongly influenced by the detailing rules and anchorage properties of the reinforcement. Codes provide general rules to be respected. In other cases, the performance of a system has to be verified experimentally.

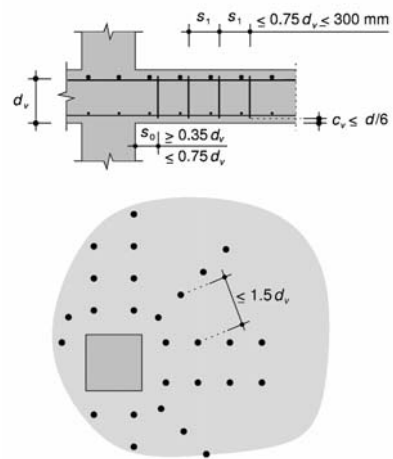


Fig. 9
Detailing rules for shear reinforcement.

References

References [1] to [9] are to be found on page 22.

Authors

Aurelio Muttoni
Prof. Dr ès techn., ing. dipl. EPFZ
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
aurelio.muttoni@epfl.ch

Miguel Fernández Ruiz
Dr ing. dipl. UPM
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
miguel.fernandezruiz@epfl.ch

Caratterizzazione dinamica del calcestruzzo e dell'acciaio d'armatura per la demolizione di un ponte

Dynamic characterization of concrete and reinforcing steel for the demolition of a bridge

Ezio Cadoni, Daniele Forni, Matteo Dotta, Domenico Asprone, Andrea Prota, Gaetano Manfredi



Fig. 1
Vista del ponte Tenza.
Tenza bridge view.

Introduzione

La valutazione del ciclo di vita di una infrastruttura del genio civile necessita che essa venga condotta tenendo conto di tutte le fasi della vita della struttura, dalla costruzione alla gestione e manutenzione sino alla sua dismissione includendo la demolizione. In particolare questa ultima fase, nel caso di grandi infrastrutture, può essere particolarmente critica e costosa. Infatti, nel caso di un ponte, la gestione di grandi quantità di volume di materiale di risulta e i vincoli ambientali possono rendere la demolizione molto onerosa dal punto di vista economico e ambientale.

Recentemente i carichi dinamici come l'impatto e l'esplosione sono stati presi in considerazione nella progettazione di infrastrutture sensibili. Essi potrebbero essere dovuti a cause naturali, come forti terremoti, o causati volontariamente dall'uomo, come impatti o esplosioni.

Per valutare questo aspetto è stato sviluppato un progetto di ricerca indirizzato allo studio dell'ef-

Introduction

The life cycle assessment of a civil infrastructure needs to be conducted taking into account all the phases of its life-time, from the construction, to the service and maintenance time, up to its dismissing phase, including demolition. In particular this last phase, in case of a large structure, like a bridge, can be particularly critical and expensive. In fact, in case of a bridge, the huge volume of waste materials to manage and environmental restraints can make the demolition very costly, from the economic and environmental point of view.

Recently, dynamic loads, as impact and blast, have been taken into consideration for the design of critical infrastructures. They could be due to natural causes, like strong earthquakes, or man-made causes, like blast or impacts. Moreover, recent events have emphasized the vulnerability of these structures to resist to blast loads.

To investigate this aspect, a research project has been develop-

fetto di carichi dovuti all'esplosione sulla struttura in calcestruzzo armato del ponte Tenza situato nel sud Italia.

Il ponte Tenza

Il ponte Tenza (fig. 1) fu costruito negli anni sessanta come parte dell'autostrada Salerno-Reggio Calabria e rimase aperto al traffico fino a pochi anni fa. Recentemente la società proprietaria dell'autostrada ha pianificato la modifica della geometria della stessa perché non rispettava più le attuali norme di sicurezza e non garantiva i livelli di servizio richiesti. Quindi il ponte fu chiuso al traffico perché apparteneva ad una tratta autostradale che doveva essere sostituita.

Il progetto della demolizione

Per la progettazione della demolizione è stata considerata la configurazione strutturale del ponte. Il ponte è costituito da 3 strutture indipendenti: la struttura centrale e le rampe laterali. La struttura centrale è un ponte ad arco a via

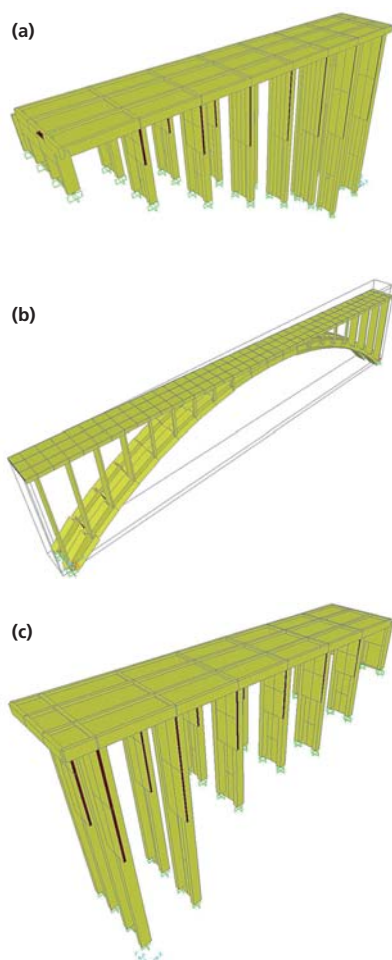


Fig. 2

Modello geometrico della struttura delle rampe laterali (a) e (c) e dell'arco centrale.

Geometrical models of the approach ramps, (a) and (c), and of the central arch structure (b).

ed in order to study the effect of blast loads on the reinforced concrete structure of the bridge Tenza, located in southern Italy.

The Tenza bridge

The Tenza bridge (Fig. 1), located in southern Italy, was built in the sixties as part of Salerno–Reggio Calabria highway and was open to traffic till few years ago. Recently the high-way owner society planned to change the geometry of the route, since it does not respect any more the current safety standards. Therefore the bridge was closed to traffic as it belonged to a substituted portion of the highway.

Demolition design

In order to design the demolition, the structural configuration of

superiore. Nella fig. 2 sono raffigurati i modelli geometrici delle tre strutture.

Il progetto di demolizione necessita la definizione di un meccanismo progressivo di collasso sotto peso proprio, che avviene mediante il collasso locale di alcuni elementi a mezzo esplosione. In altre parole, il danneggiamento locale permette il rilascio di alcuni vincoli interni così da creare una configurazione strutturale instabile. La scelta del meccanismo di collasso è condotto cercando di seguire alcune regole:

- Il meccanismo di collasso deve essere riferito ad una configurazione strutturale altamente instabile, il meccanismo di collasso è attivato con sicurezza;
- Il possibile meccanismo di collasso deve essere unico così che non possano attivarsi meccanismi indesiderati;
- I detriti creati dalla frammentazione causata dall'esplosione devono avere una specifica dimensione per essere facilmente rimossi dopo la demolizione;
- I detriti devono seguire traiettorie sicure.

Nel caso del ponte si è deciso di indurre un meccanismo di collasso verticale, danneggiando la sommità dell'arco, attraverso l'esplosione di un elemento d'arco in chiave e nella mezzera dell'impalcato; questo creerebbe due mensole costituite dai semiarchi, collassando sotto il peso proprio. Allo stesso tempo per avere detriti delle dimensioni volute, altre esplosioni sono indirizzate a spezzare l'impalcato in due parti alla intersezione con le pile; allo stesso scopo, tre esplosioni per pila dovrebbero dividere in tre parti ciascun elemento verticale. Ulteriori esplosioni dovrebbero suddividere l'elemento di semiarco in sei parti. La procedura è attivata in tre fasi, leggermente ritardate. La fig. 3 illustra i punti delle esplosioni.

Una volta definito il meccanismo di collasso progressivo è necessario procedere al calcolo della quantità di esplosivo di ciascuna esplosione.

the bridge was considered. The bridge consists of three independent structures: the central structure and two lateral approach ramps. The central structure is a superior way arch viaduct, whereas the approach ramps are two pier viaducts. Fig. 2 depicts the geometrical models of the three structures.

The demolition design needs to define a progressive collapse mechanism under gravity loads, to be activated through blast induced local failure of some structural elements. In other words, the local damages must release some internal fixities, so to create an unstable structural configuration. The choice of the collapse mechanism is conducted trying to observe some rules:

- The collapse mechanism must be related to a highly unstable structural configuration; in this way, the defined collapse mechanism is safely activated;
- The possible collapse mechanism must be unique so that undesired mechanisms are not activated;
- The debris created by the fragmentation must have a speci-

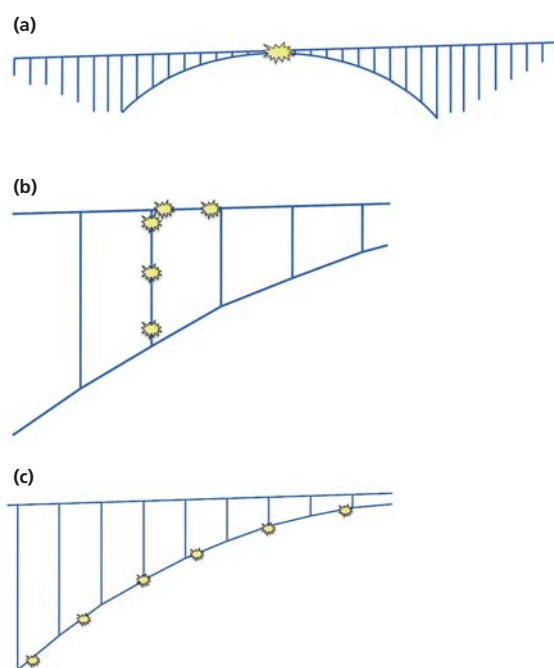


Fig. 3

Fasi dell'esplosione per attivare il meccanismo di collasso progressivo. Explosion phases to activate the progressive collapse mechanism.



Fig. 4
Installazione dedicata alle prove ad alta velocità di deformazione di campioni di calcestruzzo.
Experimental set-up for tensile test on concrete specimen at high strain-rate.

Per il calcolo della quantità W di TNT, per indurre la rottura nelle travi o nelle piastre di calcestruzzo, sono disponibili alcune formulazioni semiempiriche. Comunque la quantità di esplosivo dipende dall'energia di frattura globale del calcestruzzo armato, la quale è proporzionale a (i) l'energia di frattura del calcestruzzo, (ii) la quantità di acciaio di rinforzo e (iii) la tensione di snervamento e di rottura dell'acciaio di rinforzo. Per valutare questi parametri è stata eseguita una caratterizzazione statica e dinamica dei materiali componenti il ponte.

Caratterizzazione meccanica del materiale

L'obiettivo di questa campagna è stato quello di ottenere una completa caratterizzazione statica e dinamica dei materiali del ponte Tenza. Nella struttura del ponte Tenza possono essere identificati 4 tipi di materiale:

- Il calcestruzzo originale, utilizzato negli anni sessanta quando fu costruito il ponte; è la parte prevalente di materiale nella struttura;
- Il calcestruzzo, usato per rinforzare le pile e gli archi (rinforzo per carichi sismici);
- Le barre d'armatura lisce in acciaio usate per rinforzare il calcestruzzo originale;
- Le barre d'armatura nervate in acciaio usate per il calcestruzzo di rinforzo più recente.

Per ciascuno di questi materiali sono stati prelevati alcuni cam-

fied dimension to be easily removed after the demolition;
– The debris must follow a safe path.

In the case of the bridge, it was decided to induce a vertical collapse mechanism, damaging the top of the arch, through explosions in the arch elements and in the midspan of the deck; this would create two cantilever semi-arches, collapsing under the gravity loads.

At the same time, in order to have small debris elements, other explosions would break the deck into single spans at the intersection with the piers; at the same aim, three explosions for each pier would break each vertical element into two parts and further explosions would break the semi-arch elements into six parts. The procedure is activated into three phases, slightly delayed. Fig. 3 depicts the points of the explosions. Once the progressive collapse mechanism is defined, the amount of explosive to be used needs to be calculated for each explosion. Several semi-empirical formulations are available to define the amount W of TNT to induce failure into a concrete section of a beam or into a concrete slab. However, the amount of explosive depends on the global fracture energy of the reinforced concrete, which is proportional to (i) the fracture energy of the concrete, (ii) the amount of steel internal reinforcement and (iii) the yielding stress of the steel internal reinforcement. In order to evaluate such parameters a detailed static and dynamic characterization of the component materials of the bridge was conducted.

Mechanical characterization of materials

The objective of this campaign has been to obtain a complete quasi static and dynamic characterization of the materials of the Tenza bridge. In the Tenza bridge structure four types of material can be identified:

- The original concrete, used in the sixties when the bridge was built; it is the prevailing

pioni dalla struttura reale. Sono state eseguite prove di trazione sulle barre d'armatura in acciaio, prove di compressione e misurazioni ultrasoniche per i campioni di calcestruzzo.

Caratterizzazione dei materiali in regime quasi-statico

La caratterizzazione statica dei 4 materiali è stata condotta per ottenere informazioni circa la loro resistenza e la loro rigidità; quindi è stata eseguita una analisi modale ed è stata validata da prove con una vibrodina. L'analisi statica (sotto peso proprio e carichi sismici) è stata condotta su un modello agli elementi finiti della

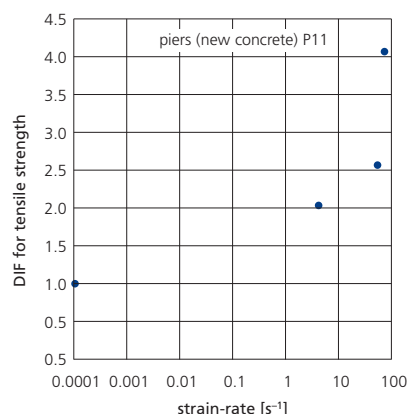


Fig. 5
Fattore di Incremento Dinamico (DIF) per la tensione di rottura delle pile (calcestruzzo di rinforzo).
Dynamic increase factor (DIF) for the fracture stress of the Piers (strengthening concrete).

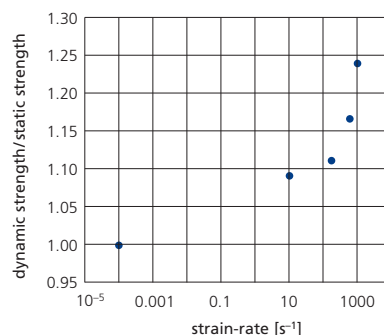


Fig. 6
Fattore di Incremento Dinamico (DIF) in funzione della velocità di deformazione dell'acciaio di armatura originale.
Dynamic increase factor (DIF) vs. strain-rate of reinforcing steel.

amount of concrete in the structure;

- The concrete, used for piers and arches strengthening;
- The original steel, lightly ribbed, used for the reinforcement of the original concrete;
- The strengthening steel, ribbed, used for the reinforcement of the more recent concrete.

For each of these materials several specimens have been taken from the real structure. Tensile tests of the steel specimens and compression and ultrasonic tests of the concrete specimens have been realized.

Mechanical characterization of materials in quasi-static regime

The static characterization of the four materials has been conducted in order to acquire information about their strength and stiffness; then a modal analysis has been performed and has been validated through a vibrodyne test. Static analysis under gravity and seismic loads has been conducted on the FEM model of the structure. Detailed results of this phase are present in [1, 2].

Mechanical characterization of materials at high strain-rate

In order to determine the mechanical properties of concrete and

struttura. Risultati più dettagliati sono presenti in [1, 2].

Caratterizzazione dei materiali ad alta velocità di deformazione

Per determinare la proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio in trazione ad alta velocità di carico sono state utilizzate tre Hopkinson bar modificate (MHB): una MHB con barra avente diametro di 10 mm è stata usata per testare l'acciaio, altri due set-up sono stati utilizzati per campioni di calcestruzzo con diametro pari rispettivamente a 20 e 60 mm (fig. 4). Queste MHB sono installate presso il laboratorio DynaMat della SUPSI di Lugano.

Risultati delle prove ad alta velocità di deformazione

Osservando il comportamento del calcestruzzo a differenti velocità di deformazione diventa evidente che la resistenza a trazione, la deformazione ultima e l'energia di frattura (intesa come l'area sotto la curva tensione spostamento) aumentano all'aumentare della velocità di deformazione. Benché il calcestruzzo è stato prelevato da una struttura esistente di 40 anni di vita, la tendenza osservata era coerente con i risultati descritti nella letteratura. I differenti calcestruzzi provenienti dall'arco e dalle pile sono stati provati a diversi regimi di velocità di deformazione. Un esempio dei risultati ottenuti è mostrato nella fig. 5 dove è mostrato l'andamento del fattore di incremento dinamico (rapporto tra resistenza dinamica e statica) in funzione della velocità di deformazione.

Per quanto riguarda l'acciaio i campioni sono stati ricavati dalle barre lisce di armatura. I provini sono stati testati ad due regimi di alta velocità di deformazione di 200 e 600 s⁻¹, cinque campioni per ciascuna velocità. Come riferimento alcuni campioni sono stati testati anche in regime quasi-statico. I risultati in termini di fattore di incremento dinamico in funzione della velocità di deformazione sono mostrati in fig. 6. Risultati più dettagliati possono essere trovati in [3, 4].

steel in tension under high loading rates three Modified Hopkinson Bar (MHB) have been used: a MHB with a diameter of 10 mm was used for dynamic testing of steel, other two set-up were used to load representative plain concrete specimens with diameter of 20 and 60 mm (Fig. 4), respectively. These MHBs are installed in the DynaMat laboratory of the University of Applied Sciences of Southern Switzerland (SUPSI) of Lugano.

High strain-rate test results

Observing the behavior of the concrete at different high strain-rates it becomes evident that the tensile strength, the ultimate strain and the fracture energy (considered as the area under the curves) increase as strain-rate become larger. Even though the concrete was taken from an existing structure and was about forty years old, the trend observed was coherent with the results described in the literature. The different specimens coming from arch and piers were tested at the different strain-rate regime. An example of the results is shown in Fig. 5 where the dynamic increase factor (DIF) vs. strain-rate is shown.

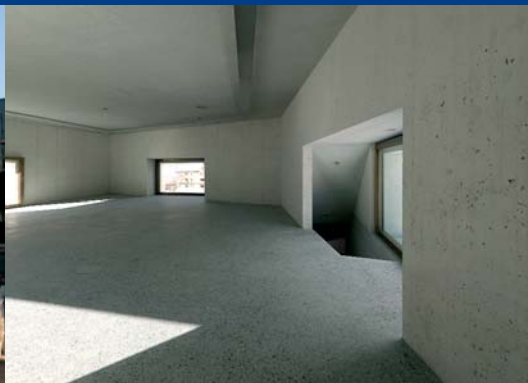
As it regards steel internal reinforcement, the specimens were obtained from the old reinforcing rebars. The specimens have been tested at high-strain rate regime 200 and 600 s⁻¹, five samples for each velocity. As reference the same specimens have been tested in quasi-static regime. The results in terms of the DIF vs. strain rate is shown in Fig. 6. Detailed results can be found in [3, 4].

Bibliografia/References

- [1] D. Asprone, E. Cosenza, G. Manfredi, A. Occhiuzzi, A. Prota, A. Devotfranceschi; Caratterizzazione dinamica di strutture da ponte: il progetto Tenza. Atti del Convegno Nazionale «Sperimentazione su Materiali e Strutture» Venezia 6-7 dicembre 2006, Italy
- [2] E. Cadoni, D. Asprone, A. Prota; High strain-rate testing analysis of concrete and steel for the assessment of the Tenza Bridge under blast loading. Proceedings of New trends in fractures mechanics of concrete, eds. Carpinteri-Gambarova-Ferro-Plizzari, Balkema, June 2007, Catania, Italy, pp 627-635.
- [3] D. Asprone, E. Cadoni, A. Prota; Experimental Analysis on Tensile Dynamic Behavior of Existing Concrete under High Strain Rates, ACI Structural Journal, vol. 106, n. 1, 2009, pp.106-113.
- [4] D. Asprone, E. Cadoni, A. Prota; Tensile High Strain-Rate Behavior of Reinforcing Steel from an Existing Bridge, ACI Structural Journal, vol. 106, n. 4, 2009, pp. 523-529.

Autori/Authors

Prof. Dr. Ezio Cadoni
Ing. Daniele Forni
Ing. Matteo Dotta
DynaMat Laboratory
University of Applied Sciences of Southern Switzerland
CH-6952 Canobbio
ezio.cadoni@supsi.ch
Dr. Domenico Asprone
Dr. Andrea Prota
Prof. Dr. Gaetano Manfredi
Department of Structural Engineering, University "Federico II" of Naples
I-80125 Napoli
gamanfre@unina.it



Hochbau

Bâtiment

Buildings



Lastumlagerung im Hochhaus Prime Tower

Load redistribution in the Prime Tower high-rise building

Tomaž Ulaga

Einleitung

Die Beanspruchung von Stützen und Wänden wird im Allgemeinen ermittelt, indem die Geschosse gesondert betrachtet und deren Reaktionen dann über die Höhe summiert werden. Diese Betrachtung am unverformten System entsprechend Fig. 1b ist sicherlich zweckmässig für alle Projekte mit moderater Geschosshöhe.

In Hochhäusern stapeln sich Stützen und Wände zu langen Gebilden. Auch geringe Dehnungen können deshalb beträchtliche Verschiebungen bzw. Verschiebungsdifferenzen verursachen (Fig. 1c, 1d und 1e). Da die Strukturen im Allgemeinen statisch unbestimmte Systeme sind, resultiert eine Umverteilung der Kräfte. Dies ist bei der Bauteilbemessung zu berücksichtigen [1].

Für die Auseinandersetzung mit dem Thema wurde ein Verfahren

Introduction

Generally, the loading of columns and walls can be determined by a separate consideration of the individual floors and the subsequent summation of the reactions. This approach, according to Fig. 1b, is surely appropriate for most projects with a moderate number of floors.

In high-rise buildings columns and walls are vertically joined to long members; relatively small strains add up to significant displacements or relative displacements over the entire building height, (Fig. 1c, 1d and 1e). In statically indeterminate systems this leads to load redistributions that need to be considered for member design [1].

Simple mechanical principles were used to develop an approach to treat the issue. A spreadsheet program can be used to carry out efficient and transparent param-

entwickelt, das auf einfachen mechanischen Grundsätzen basiert. Die Auswertung mit Tabellenkalkulation ermöglicht ein effizientes und transparentes Parameterstudium. Das Wissen um die Unschärfe viele Parameter bestätigt die Vorzüge der simplen Modellierung gegenüber bedeutend aufwändigeren FE-Analysen, die das gleiche Ziel verfolgen und analoge Erkenntnisse liefern [2, 3]. Das Verfahren wird allgemein erläutert und anhand des Hochhauses Prime Tower in Zürich illustriert (Fig. 1a). In diesem Projekt wurden die gewonnenen Erkenntnisse für die Optimierung der Struktur sowie für die Bemessung der Bauteile genutzt.

Modellbildung

Nach der Erstellung einer Stütze oder einer Wand beginnt ein Verformungsprozess, der Zwängungen verursacht und damit die Statik der umliegenden Bauteile beeinflusst. Für die Modellierung wird ein einfaches Vorgehen gewählt, das die Einflussgrößen separiert, sodass deren Auswirkungen getrennt beurteilt werden können.

Der Endwert einer Verformung kann im Allgemeinen auf einfache Weise berechnet werden, die Ermittlung des zeitabhängigen Verlaufs («Geschwindigkeit») dagegen ist mit vielen Unsicherheiten verbunden. Für die folgenden Überlegungen eignet sich daher die Annahme, dass jeder Verformungsprozess einer Sättigungsfunktion folgt, die mit einem End- und einem Zwischenwert beschrieben werden kann (Fig. 2a). Lastbedingte Deformationen resultieren aus der elastischen Längenänderung beanspruchter Bauteile sowie aus den zugehörigen Kriechvorgängen (Fig. 1c). Schwindbedingte Deformationen entstehen wegen der Verkürzung

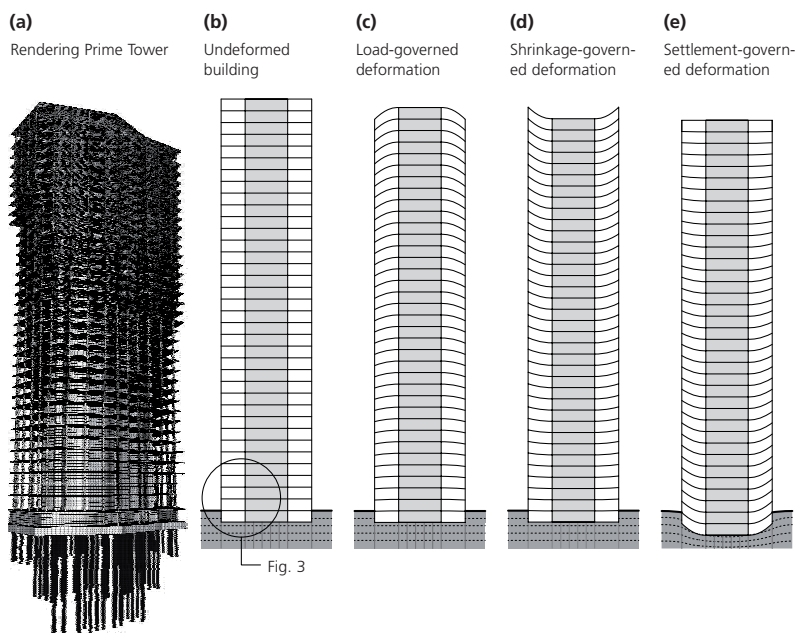


Fig. 1
Hochhaus Prime Tower mit schematischer Deformationsdarstellung.
High-rise building Prime Tower with schematic diagrams of the deformation types.

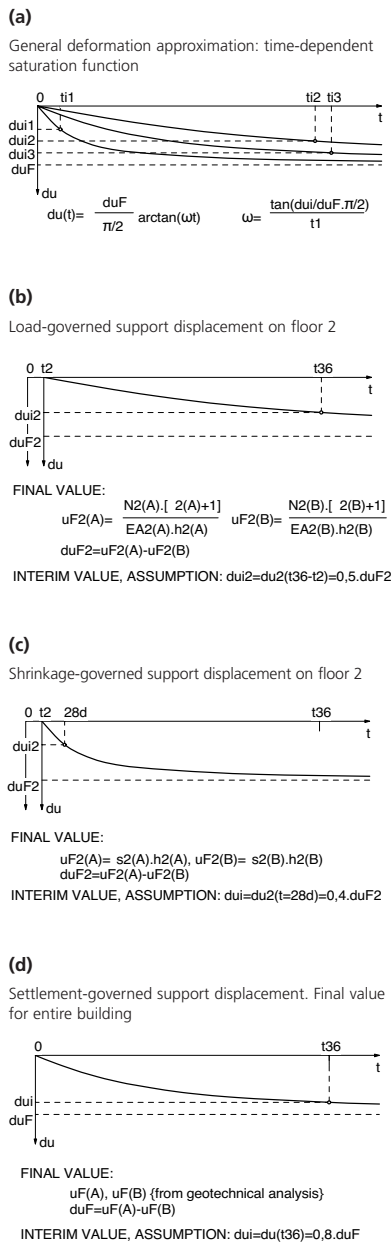


Fig. 2
Grundlagen der Verformungsmodellierung.
Basics of deformation modelling.

ter studies. The awareness of the fuzzyness of several parameters confirms the advantages of such a simplified model in comparison to much more complex FE-calculations which provide analogous findings [2, 3]. A general discussion of the method will be followed by the demonstration of load redistribution effects in the high-rise building Prime Tower in Zurich (Fig. 1a). The findings were used to optimize the structure and to design the members.

des Betons infolge chemischer Vorgänge im Zementgefüge (Fig. 1d). Die Gebäudesetzung verursacht eine Mulde im Baugrund, die eine Vertikalverschiebung zwischen den Wänden im Gebäudeinneren und den Stützen in der Gebäudefassade bewirkt (im Rahmen der Betrachtung am Prime Tower wird dieser Verschiebungswert nicht berechnet, sondern von einer gesonderten geotechnischen Analyse übernommen, Fig. 1e).

Fig. 2b, 2c und 2d zeigen die Ermittlung der Anteile von last-, schwind- und setzungsbedingter Deformation exemplarisch für OG2.

Die Decken sind als statisch unbestimmte Systeme auf den vertikalen Bauteilen gelagert. Für die Ermittlung derer Zwängung stellt sich die Frage, um welches Mass sich die Stützen und Wände der darunterliegenden Geschosse verformen werden, wenn die Decke erstellt ist. Fig. 3 zeigt das Vorgehen zur Ermittlung der Lastumverteilung in Decke über OG2 infolge Relativverschiebung der Lager A und B. Die Anordnung der geschossweise zugehörigen Deformationsfunktionen in Fig. 3c, 3d und 3e visualisiert die Berechnungssystematik: Die Diagramme liegen entsprechend dem Bauablauf auf einer Diagonalen, die zusammengehörenden Verschiebungswerte «du» auf einer Senkrechten. Mit einer einfachen Tabellenkalkulation gelingt eine formale und numerische Zusammenstellung des Sachverhalts, der insgesamt ein statisches Modell für die Lastumlagerung darstellt.

Das System enthält eine Vielzahl von Parametern. Einige davon sind direkt vom tatsächlichen Projekt abgeleitet und können hinsichtlich Reduktion der Lastumlagerung untersucht und optimiert werden (z.B. Stützenquerschnitt, -baustoff und -bewehrungsgehalt, Wandquerschnitt, Wandbewehrungsgehalt, Schwindwert des Wandbetons). Andere Parameter sind physikalisch schwierig fassbare Größen (z.B. Steifigkeitsreduktion der Decken infolge Reissen und Kriechen, Geschwindigkeiten der

Modelling

After the erection of a column or wall a deformation process starts that will cause restraint forces in the adjacent members. For their analysis a simple method can be used. The approach is based on a strict separation of the governing effects in order to enable a clear interpretation of the results.

The final value of a deformation can normally be calculated in a simple way; the determination of the time dependency ("rate") however often faces multiple uncertainties. The following considerations are based on the assumption that every single deformation process can be described with a saturation function that is defined by the final and one intermediate value (Fig. 2a). Load-governed deformations result from the elastic change of the length of a loaded member and from the corresponding creep component (Fig. 1c). Shrinkage-governed deformations result from concrete contraction due to chemical processes in the cement matrix system (Fig. 1d). Settlement causes ground deformations that lead to a vertical differential displacement between the core walls and the façade columns (for the following investigation of the Prime Tower the settlement values are taken from a separate geotechnical analysis, Fig. 1e).

Fig. 2b, 2c and 2d show the determination of the effects load-governed, shrinkage-governed and settlement-governed deformation with focus on floor No. 2.

The floor slabs are statically indeterminate systems that are supported by vertical members. To calculate the restraint forces of an individual slab it is necessary to derive the deformation of all underlying vertical members after its completion. The procedure for the determination of the load redistribution in the slab above floor No. 2 due to differential displacement of the supports A and B is given in Fig. 3. The arrangement of the corresponding deformation functions "du" in Fig. 3c, 3d and 3e shows the calculation

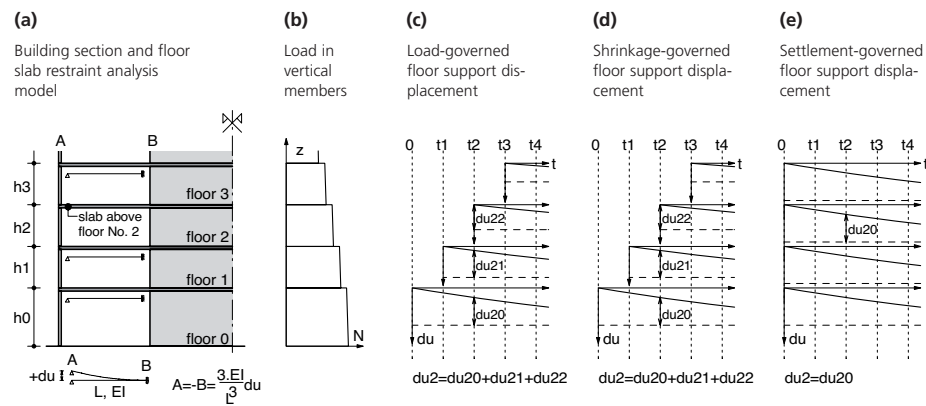


Fig. 3
Grundlagen der Lagerverschiebungsmodellierung.
Basics of the support displacement modelling.

last- und schwindbedingten Deformation, Geschwindigkeit der setzungsbedingten Bauteilver-schiebung) [4, 5]. Statt der direkten Festlegung erfolgt deren Quantifizierung über eine Sensitivitätsanalyse, die die Auswirkung auf das Ergebnis aufzeigt.

Resultate

Fig. 4a stellt die Deckenverformung infolge lastbedingter Verformungsprozesse im Prime Tower dar. Da nur die Deformationsanteile unter einem bestimmten Geschoss eine Zwängung verursachen, sind die unteren Decken wenig betroffen, die oberen stark. Weil die Stütze A einen viel geringeren Querschnitt aufweist als die Wand B, ist die Spannung entsprechend höher und es resultiert eine Verschiebung des Deckenrands nach unten (Extremwert $du \approx -10$ mm). Fig. 4b zeigt den Einfluss des Schwindens. Die vorfabrizierten Stützen schwinden wenig, der Ortbetonkern dagegen «normal». Dementsprechend resultiert eine relative Verschiebung des Deckeninnenbereichs nach unten. Der Einfluss ist vor allem in den oberen Geschossen gross, wo sich die Schwindefeffekte über die gesamte Gebäudehöhe kumulieren (Extremwert $du \approx 11$ mm). Die Form der Setzungsmulde verursacht hohe Zwängungskräfte in den unteren Geschossen, weil die gesamte Deformation erst nach der Geschosserstellung eintritt (Fig. 4c). Die relative Verschiebung des

procedure: According to the building process, the diagrams are positioned on a diagonal line; the corresponding deformation values can be found on vertical lines. With a simple spreadsheet a formal and numerical model can be obtained to calculate load redistribution effects.

The system contains a multitude of parameters. Some are directly taken from the actual project in order to find an optimum way to minimize load redistribution effects (e.g. the column section, material or reinforcement ratio and the core wall section, reinforcement ratio or concrete shrinkage properties). Other parameters are difficult to determine (e.g. the stiffness reduction of the floor slabs due to cracking and creep, rates of load-governed and shrinkage-governed deformations, rate of settlement-governed member displacements) [4, 5]. Instead of a direct estimate the quantification can be derived from a sensitivity analysis to investigate the impact on the final results.

Results

The load-governed deformation of the floor slabs in the Prime Tower is given in Fig. 4a. Lower floors are exposed to minor restraint forces simply because the underlying part of the structure is not greatly deformed. Therefore, maximum restraint values can be found in the region of the higher floors. The edge of the outer slab exhibits sagging, because high

Deckeninnenbereichs erfolgt nach unten (Extremwert $du \approx 47$ mm). Fig. 4d und 4e zeigen die summierte Auswirkung der Zwängung sowie die daraus folgende Lastumverteilung. Im Prime Tower ist es so, dass der Langzeitwert in der Stütze A ca. 6% höher liegt, als bei rein statischer Betrachtung ermittelt. Die Kernwände B dagegen werden um den entsprechenden Betrag entlastet.

Erkenntnisse

Die Modellierung der zeitbedingten Lastumlagerung ist mit vielen schwierig quantifizierbaren Para-

Spezifische Bezeichnungen/ Specific notations	
du	relative Deckenlagerverschiebung relative floor support displacement
du21	du in Geschoss 2 infolge Deformation in Geschoss 1 du on floor 2 due to deformations on floor 1
i	Index Zwischenwert index for interim value
F	Index Endwert index for final value
t2, t36	Fertigstellung Decke Nr. 2, Nr. 36 completion of floor No. 2, No. 36
L	Deckenspannweite floor slab span
z	Gebäudehöhe building height
εs	Schwinddehnung shrinkage strain
φ	Kriechwert creep value
ω	Parameter parameter

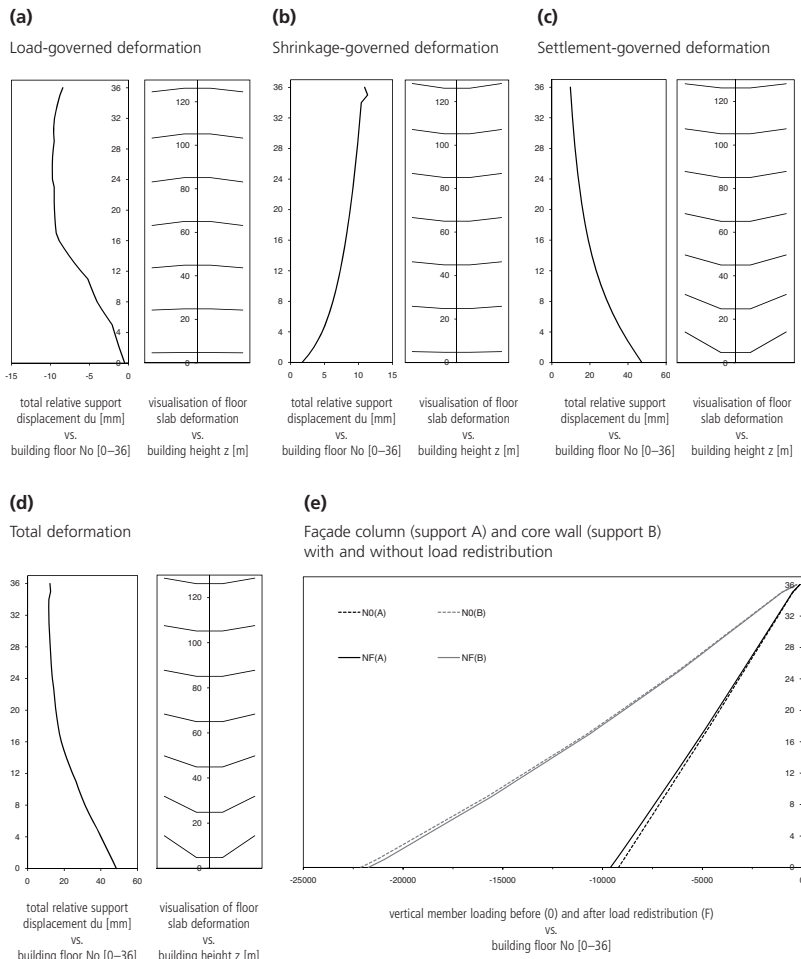


Fig. 4
Resultate der Lastumverteilungsanalyse.
Results of the load redistribution analysis.

normal stresses in the small façade column A cause more deformation than the moderate stresses in the massive core wall B (extreme value $du \approx -10$ mm). Shrinkage-governed deformations are displayed in Fig. 4b. The shrinkage of pre-fabricated concrete columns is very moderate in comparison to “normal” shrinkage of the core walls. As a result, the central region of the floor slab is deflected positively. Again, maximum values can be found in the region of the higher floors, where shrinkage effects of the entire building are accumulated (extreme value $du \approx 11$ mm). The shape of the ground settlement deformation mainly causes restraint forces in the lower slabs because virtually the whole deformation occurs after completion of these floors (Fig. 4c). The maximum displacement of the central slab re-

metern verbunden. Die Analyse mit FE-Modellierung ist möglich, tendiert aber zu einer gewissen Scheingenauigkeit. Das oben vorgestellte Verfahren ermöglicht die einfache Erfassung der bekannten Einflussgrößen sowie eine systematische Sensitivitätsanalyse zur Ermittlung des Einflusses der schwierig quantifizierbaren Parameter.

Das Tragwerkskonzept und die Bauteilgestaltung haben einen wesentlichen Einfluss auf die Lastumverteilung. Schlanke Wände und Stützen erfahren eine hohe lastbedingte Deformation. Ortbetonwände schwinden, wobei dieser Effekt mit gezielter Wahl der Betonsorte gesteuert werden kann. Die Schwindverformung vorfabrizierter Betonstützen ist wegen der früheren Herstellung geringer, Stahlstützen schwinden überhaupt nicht. Die Form der

gion is positive, i.e. downwards directed (extreme value $du \approx 47$ mm). Fig. 4e gives the sum of all restraint effects and of the corresponding load redistribution. The long-term loading of the façade column A is approx. 6% higher than the result that derived by analysing the undeformed building. The loading of core wall B is reduced accordingly.

Findings

The modelling of time-dependent load redistributions involves several parameters that cannot be determined precisely. The application of FE analysis is possible but tends to provide pseudo-accurate results. The presented approach allows a simple treatment of the known parameters and a comprehensive sensitivity analysis to investigate the effect of the parameters that are difficult to estimate.



Fig. 5
Stand der Bauarbeiten im März 2010.
Construction state in March 2010.

Project data

Owner

Swiss Prime Site AG, Olten

Structural engineering execution phase

Walt+Galmarini AG, Zurich

Architects

Annette Gigon/Mike Guyer Architekten AG, Zurich

Total service contractors

Consortium Prime Tower:
Losinger Construction AG, Zurich,
Karl Steiner AG, Zurich

Main data

Footprint: 3 0x 50 m²

Number of floors: 36

Height: 126 m

Structure: stiffening concrete cores
and façade columns, concrete flat
slab floors

Construction period: 2008–2011

Setzungsmulde kann mit dem Fundationskonzept beeinflusst werden. Mit einer steifen Bodenplatte bzw. mit einem steifen Untergeschoss kann ein Ausgleich geschaffen werden. Lange Bohrpfähle im Kernbereich reduzieren die Verformungen in Gebäude-mitte.

Das Tragwerk des Prime Tower wurde entsprechend den Ausführungen untersucht und optimiert (die in Fig. 4 dargestellten Resultate repräsentieren lediglich einen einzigen Parametersatz). Die Minimierung der Lastumverteilung erhöhte die Wirtschaftlichkeit, weil die Bauteile nicht für zwei stark unterschiedliche Zustände

The structure and the design of the members have a significant influence on load redistribution effects. Slender walls and columns tend to undergo enhanced load-governed deformation. In situ concrete members are more sensitive to shrinkage deformations than pre-fabricated concrete elements, while steel elements exhibit no shrinkage at all. The magnitude of the settlement can be influenced by the foundation concept. A stiff base plate and long in situ concrete piles can reduce deformation in the building core region.

The structure of the Prime Tower was investigated and optimized according to the procedure set out above (the results in Fig. 4 represent one set of parameters only). The minimization of load redistribution effects lead to enhanced cost effectiveness, because the dimensioning of the members did not need to consider two rather different loading states (for the short-term and long-term states).

The results were also used to define the pre-camber of individual members in order to achieve a specific end geometry state. However, load redistribution effects remain unaffected by this measure.

bemessen werden mussten (Anfangs- und Endzustand).

Die Resultate wurden auch für die Festlegung der Bauteilüberhöhung verwendet. Mit dieser Massnahme wird das Erreichen des gewünschten geometrischen Endzustands angestrebt, während die Lastumverteilung unbeeinflusst bleibt.

Referenzen/References

- [1] J. Eisele, C. Kloft; Hochhausatlas. Callwey Georg D.W. GmbH, ISBN 3766715240, September 2002.
- [2] W. Sobek, S. Hagenmayer, M. Duder, T. Winterstetter; Die «High-light Munich Business Towers» in München. Bautechnik 83 (2006), Heft 4, S. 247–253, Ernst & Sohn Verlag GmbH, 2006.
- [3] J. Zirnbauer, R. Müller; Tragwerksanalyse des Hochhauses Uptown München; Erfahrungen mit grossen FE-Strukturen. Beitrag SOFISTik-Seminar 2003.
- [4] Norm SIA 261; Einwirkungen auf Tragwerke, SIA Zürich, 2003
- [5] Norm SIA 262; Betonbau, SIA Zürich, 2003

Autor/Author

Tomaž Ulaga

Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH/SIA
Ulaga Partner AG
CH-4051 Basel
(früher/former affiliation:
Walt+Galmarini AG, Zürich)
tomaz.ulaga@ulagapartner.ch

Das neue Besucherzentrum des schweizerischen Nationalparks, Zerne

The new visitor center of the Swiss National Park, Zerne

Joseph Schwartz

Einleitung

Das neue Besucherzentrum des schweizerischen Nationalparks in Zerne vom Architekten Valerio Olgiati zieht die Aufmerksamkeit des fachkundigen Beobachters schon rein äusserlich durch sein unkonventionelles Erscheinungsbild auf sich. Das Bauwerk weist dank seinem einschichtigen Wandaufbau aus weissem Wärmedämmbeton einen ausserordentlich monolithischen Charakter auf (Fig. 1), ein Eindruck, der im Innern des Gebäudes durch die skulpturale Ausbildung des Erschliessungsbeereichs noch gesteigert wird.

Architektonischer Entwurf

Das dreigeschossige, aus zwei Würfeln bestehende Gebäude wirkt

Introduction

A new visitor center for the Swiss National Park in Zerne designed by the architect Valerio Olgiati is attracting the attention of specialists and interested laymen due to its external features and its unconventional appearance. The building owes its monolithic character (Fig. 1) to the single-layered wall construction out of white coloured insulating concrete. This impression is enhanced on the inside by the sculptural character of the circulation space.

Architectonic concept

The three-storey high building consists of two intersecting cubes and appears on the outside as an archaic, monumental and inarti-

äusserlich archaisch, monumental und schweigsam und entfaltet seine wahre Kraft erst im Innern, innerhalb seiner Hülle aus 55 Zentimeter starkem Dämmbeton. Es schafft Spannungsfelder zwischen der Architektur verschiedener Epochen einerseits sowie zwischen Architektur und Natur andererseits. Durch Verdrehung der vier im Mittelbereich des Gebäudes angeordneten Wände entsteht in den beiden Obergeschossen ein sternförmiger Raumbeereich, der die Erschliessung sowie die Verbindung der beiden Gebäudewürfel im Erdgeschoss und im oberen Geschoss übernimmt. Im Erdgeschoss spaltet sich die Treppe erst nach einigen Stufen durch den Einschnitt der Gebäude-



Fig. 1
Neues Nationalparkzentrum, Aussenansicht (© Miguel Verme).
New National Park Center, view from outside (© Miguel Verme).

culate structure. It unfolds its true power only on the inside behind a 55 cm thick envelope made of insulating concrete. The envelope creates tension between the building and different epochs of history as well as between architecture and nature. The slight rotations in the walls along the intersection of the two cubes result in a starlike spatial zone on the upper two floors and a vertical circulation space that allows for horizontal circulation between the two cubes as well. At ground level, the stairs bifurcate into two separate flights after a few steps due to the intersecting corner of the building (Fig. 2). Thus the seemingly clear spatial concept in plan (Fig. 3) is perceived as a labyrinthine sequence of polygonally deformed stairwells that have developed out of the surrounding walls and generous spaces with subtle demarcation lines between floor, wall, ceiling and stairs (Fig. 4). These lines act like a picture frame for the exhibition and guide the visitor through the building. On the way through the exhibition the identical floor plans are constantly mirrored leading to a disorientation of the visitor already after a short while – a concept that supports and enhances the content of the exhibition.

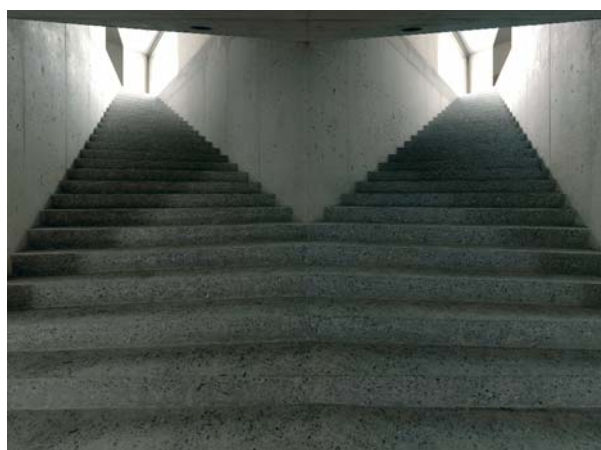


Fig. 2
Treppenaufgang (© Miguel Verme).
Staircase (© Miguel Verme).

ecke in zwei unterschiedliche Treppenläufe (Fig. 2). Das im Grundriss (Fig. 3) absolut klar wirkende Raumkonzept entpuppt sich als labyrinthische Abfolge von polygonal verformten Treppenschluchten, die sich zum Teil aus den Wänden heraus entwickeln, und grosszügigen Räumen, die durch eine raffiniert Führung der Boden-, Wand-, Decken- und Treppenlinien bestehen (Fig. 4). Sie werden so zu Bilderrahmen des Ausgestellten und zeichnen den Weg durch die Ausstellung vor. Der stets identische Raumgrundriss wird dabei immer wieder gespiegelt, sodass der Besucher nach kurzer Zeit die Orientierung verliert. Ein Konzept, das den Ausstellungsinhalt unterstützt und verstärkt.

Tragwerk und konstruktive Lösungen

Nicht nur der Bau ist aussergewöhnlich und innovativ, sondern auch das dafür verwendete Material. Das Gebäude besteht aus einem weissen Leichtbeton, der nebst Kies, Wasser und Zement aus Blähtonkügelchen besteht. Dank dieser leichten Gesteinskörnung in Kombination mit einem erhöhten Luftporengehalt weist der Beton eine Rohdichte von lediglich 880 bis 960 kg/m³ auf, sodass keine weitere Wärmedämmung

Client

Swiss National Park, Zerne

Design engineers

Consortium: Jon Kőnz, Zerne;
Dr. Schwartz Consulting AG, Zug

Architect

Valerio Olgiati, Flims

Contractor

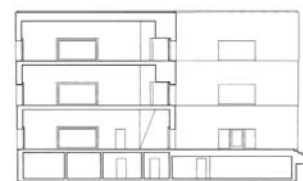
Consortium: Foffa & Conrad AG,
Scul; Lazzarini & Co. AG, Scul

Insulating concrete specialist

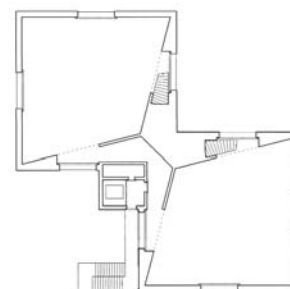
Liapor Schweiz Vertriebs GmbH, Olten

Date of completion

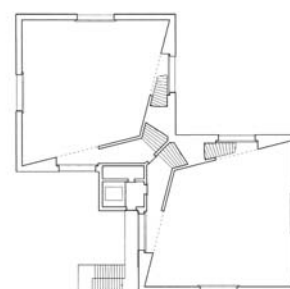
Mai 2008



Querschnitt / Section



2. Obergeschoss / Second floor



1. Obergeschoss / First floor



Erdgeschoss / Ground floor

Fig. 3
Pläne (© Archiv Olgiati).
Plans (© archive Olgiati).

Bauherr

Schweizerischer Nationalpark, Zerne

Projektingenieur

Arge: Jon Könz, Zerne; Dr. Schwartz Consulting AG, Zug

Architekt

Valerio Olgiati, Flims

Bauausführung

Arge: Foffa & Conrad AG, Scuol; Lazzarini & Co. AG, Scuol

Wärmedämmbeton

Liapor Schweiz Vertriebs GmbH, Olten

Fertigstellung

Mai 2008

erforderlich ist. Der mit Hilfe unzähliger Musterelemente entwickelte weisse Wärmedämmbeton hat eine Würfeldruckfestigkeit von 10 bis 12 N/mm² und eine Zugfestigkeit von ungefähr 1,2 N/mm². Es kam Weisszement zur Anwendung, der zusammen mit dem Filler und dem Feinsand (0–1 mm) aus Jurakalkmaterial die weiss-beige Farbe des Betons bestimmte.

Die Wände haben zwei Funktionen: Sie sind tragende Elemente und Wärmedämmschicht in einem. Die Decken sind in weissem konventionellem Beton hergestellt, der farblich sorgfältig auf den Wärmedämmbeton abgestimmt wurde. Zur Reduktion der Durchbiegungen wurden die Decken kostenneutral so vorgespannt, dass die Umlenkkkräfte der Kabel die ständigen Lasten weitgehend kompensieren (Fig. 5). Die Konstruktionsweise mit Wärmedämmbeton weist diverse Vorteile auf: So werden Wärmebrücken vermieden und viele konstruktive Ausbildungsdetails vereinfachen sich formal. Weiter wird Energie gespart, und die Unterhaltskosten sind geringer als bei diversen anderen Bauweisen. Beheizt wird das Gebäude mit einer gemeindeeigenen Holzsnitzelheizung. Auf eine Klimaanlage wurde verzichtet. Dafür erlauben Erdregister das Aufwärmen und bei Bedarf das Kühlen der für die Lüftung angesaugten Luft.

Besonderheiten bei der Ausführung

Alle Scheiben und Platten sind in Stahlbeton ausgeführt. Die gestalterischen Anforderungen an

Structure and constructional solutions

The construction of the building is unusual and innovative as well as the materials that were used. The building consists of white coloured lightweight concrete which contains clay pellets besides the common sand, water and white cement. Thanks to these lightweight aggregates and to the increased air content the concrete has a density varying between 880 and 960 kg/m³, which is why the building requires no additional thermal insulation. The resulting insulating concrete, developed by testing a large number of model elements, has a cubic compressive strength between 10 and 12 N/mm² and a tensile strength of around 1.2 N/mm². White cement was used, which in combination with the filler and fine sand (0–1 mm) made out Jura limestone is responsible for the white-beige colour of the concrete.

Hence, the walls have two functions: they are the supporting elements and at the same time the thermal insulation layer. The slabs are made with white conventional concrete with the colour carefully chosen to match that of the white insulating concrete of the walls. In addition, they are pre-

den Sichtbeton waren extrem hoch. Um ein möglichst einheitliches und abstraktes Erscheinungsbild des Sichtbetons zu erzeugen, wurden stockwerkhohe Schalungselemente mit einer möglichst glatten Oberfläche eingesetzt. Die Bindlöcher der Schalung wurden auf ein Minimum reduziert und deren Position sowie auch die Position der Schalungsstösse wurden sorgfältig vom Architekten in Absprache mit dem Baumeister geplant. Dieses Vorgehen setzte ausserordentlich biegesteife Schalungselemente voraus.

Da alle äusseren Betonoberflächen in Sichtbeton ausgeführt wurden und diese Oberflächen ein möglichst gleichmässiges Aussehen aufweisen sollten, war es aus gestalterischen Gründen nicht möglich, klassische Verankerungen für die Deckenvorspannung in der Fassade auszubilden. Alle beweglichen Ankerköpfe wurden in den Fensterzonen angeordnet, in denen zur Vermeidung von Wärmebrücken eine lokale Wärmedämmschicht mit vorbetonierter Betonschürze angebracht wurde.

Alle technischen Installationsleitungen wurden in den Beton eingelegt. Auch die Decken weisen einen monolithischen Charakter



Fig. 4
Innenräume (© Miguel Verme).
Rooms (© Miguel Verme).

stressed to reduce bending effects. This method is cost-neutral and helps to compensate for all dead loads by the deviation forces of the cables (Fig. 5).

In general, the construction method using thermal insulating lightweight concrete for the walls has numerous advantages: thermal bridges can be avoided and the detailing of the construction is simplified formally. Furthermore, energy is saved and maintenance costs are lower compared to other construction methods. The building is heated by the communal wood chip-fired heating system. It was decided to do without air-conditioning. A geothermal heat pump, which controls the ventilation system, regulates the supply of warm or cold air as required.

Special constructional aspects

All the concrete surfaces of the walls and the slabs are made of fair-faced concrete. The requirements on the finish of the concrete surfaces were very high. Large panels with a length equal to the storey height were chosen in order to achieve an appearance

Referenzen/References

- [1] H. Adam; Einheit und Vielheit, Archithese, Heft 2.2009, S. 90–95.
- [2] Betonsuisse AG, Bern; Architekturpreis Beton 09, GTA Verlag Zürich, ISBN 978-3-85676-261-2, S. 21–35, 2009.

auf: Sie enthalten weder Trittschalldämmung noch Unterlagsboden. Der rohe Beton wurde an seiner Oberfläche abgeschliffen, um eine terrazzoartige Oberfläche zu schaffen. Ebenso die bodenebenen Fensterbänke, zur Erzielung einer optischen Einheit zusammen mit den Böden.

Schlussbemerkungen

Die Anforderungen an den Entwurf, die Projektierung und die konstruktive Ausbildung waren beim neuen Besucherzentrum des schweizerischen Nationalparks wesentlich höher als bei einem konventionellen Hochbau und erreichten das Niveau eines Brückenbauwerks. Die hervorragende Zusammenarbeit aller am Projekt Beteiligten – Architekt, Bauingenieur, weitere Fachplaner, Bauleitung, Unternehmer, Betonlieferant und Spannfirma – ermöglichten die erfolgreiche Realisierung des Bauwerks.

of the concrete that is as abstract as possible. The formwork's tie rods were reduced to a minimum and their position as well as the position of the panel joints was accurately designed by the architects. This procedure necessitated extremely stiff formwork elements.

Conventional niches in the facade for the anchorage of the pre-tensioning cables were not possible due to the use of fair-faced concrete and the need for a uniform appearance of the surfaces. Therefore, all ends of the anchorages are placed within the window frames. In order to avoid thermal bridges, layers of insulation were installed locally together with prefabricated concrete lintels. In this way, conventional anchorage gaps could be avoided. All technical installations were located in the concrete structure. The upper surfaces of the slabs were abraded in order to achieve a terrazzo like finish, as also the window sills flush with the floor to obtain harmony with the floors.

Final remarks

The requirements placed on the concept, the design, and the detailing were much greater for the visitor center of the Swiss National Park than with a conventional building and can be compared with those of a bridge structure. The excellent cooperation of all those involved in the project, i.e. architect, structural engineer, further specialist planners, site engineers, contractor, concrete supplier and prestressing firm, led to the successful realization of the structure.

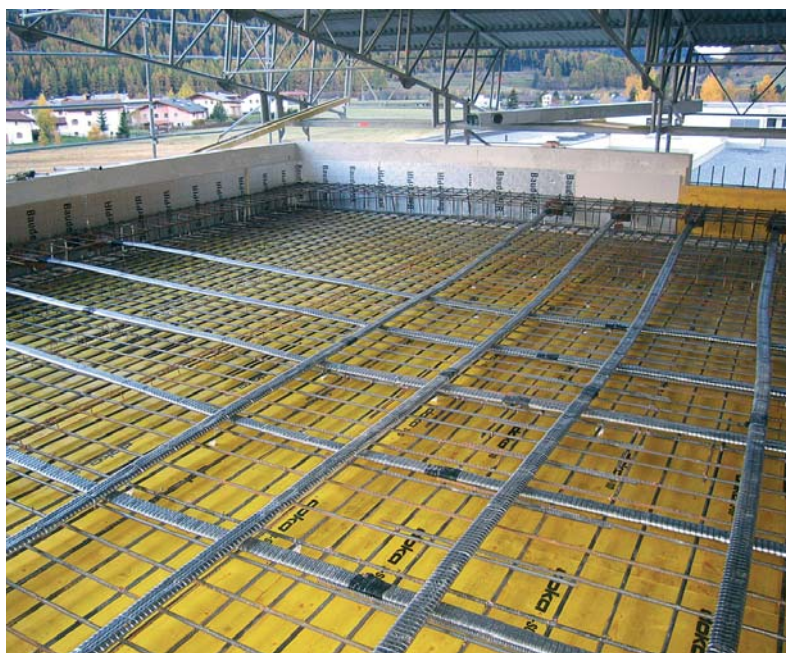


Fig. 5
Deckenvorspannung (© Jon Könz).
Prestressing of floor slabs (© Jon Könz).

Autor/Author

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

Emploi de béton recyclé pour le nouveau siège de l’UICN

Application of recycled concrete for the new IUCN headquarters

Claudio Pirazzi, Jérôme Pochat, Gabriele Guscetti

Introduction

L’Union Internationale pour la Conservation de la Nature (UICN), créée en 1948 est la plus vieille et la plus grande organisation environnementale mondiale. Elle compte plus de 1000 membres, gouvernements et ONG, et près de 11 000 experts bénévoles dans quelque 160 pays. Son siège construit à Gland dans le canton de Vaud dans les années 1990 arrivant à sa limite de capacité, l’UICN a décidé de construire une extension. Il est évident qu’une organisation qui lutte pour la protection de la nature s’impose, pour son nouveau bâtiment administratif, un standard très élevé en matière de qualité environnementale et de durabilité. L’intention était d’obtenir non seulement la certification Minergie-P-Eco, label Suisse très exigeant par rapport au bilan énergétique du bâtiment, la durabilité et les aspects socio-écologiques, mais aussi la certification nord-américaine LEED «Platinum» (Leadership in Energy and Environmental Design), label de référence dans le monde anglo-saxon.

Une autre contrainte importante du projet était de réussir une construction avec un budget très restreint. Au final, la nouvelle construction ne devrait idéalement pas coûter plus cher que le bâtiment actuel, avec un volume comparable, construit il y a 20 ans. La somme de ces contraintes ont fait du projet un défi considérable.

Choix du matériau et du système structural

Pour un ouvrage dont la réduction de l’impact environnemental est d’une importance primordiale, il n’y a en soi pas de recette pour son architecture et pour le choix des matériaux. Même si les constructions en bois offrent certains

Introduction

Created in 1948, the International Union for Conservation of Nature (IUCN) is the world’s oldest and largest environmental organisation. It unites more than a 1000 members, governments and NGOs, with a huge professional network of about 11,000 experts around the world. Its headquarters in Gland in the Swiss canton of Vaud, built in the 1990s, is reaching its capacity limit, which is the reason why the IUCN has decided to build a new extension. Understandably, an organisation that stands for the protection of nature wants a building standard that seriously takes into account environmental and sustainability concerns. The aim with this extension therefore was to obtain not only the label of the Swiss certification Minergie-P-Eco, but also the label LEED “Platinum” (Leadership in Energy and Environmental Design). Both labels consider the energy balance, sustainability and socio-ecological aspects of a building throughout its entire lifecycle.

Building costs were another major restraint of the project. Ideally, the new structure should not be more expensive than the existing one, built with nearly the same volume 20 years ago. The sum of these constraints made the project a considerable challenge.

Choice of building material and structural system

There is no general rule about architectural concept and choice of material concerning buildings with high environmental standards. Although timber buildings offer certain environmental advantages, the client decided on a concrete structure. The Minergie-Eco label requirement for such buildings is to replace at least 50% of the construction concrete

avantages à ce sujet, le maître d’ouvrage a opté pour une construction en béton armé. Le label Minergie-Eco exige pour de tels bâtiments de remplacer au moins 50% du béton de construction par du béton recyclé (RC) pour autant que ce soit techniquement possible. Le label LEED n’oblige pas explicitement son utilisation mais donne toutefois des points en cas d’application. Ces points sont importants pour l’obtention du degré «Platinum», plus haute distinction sur l’échelle.

Le bâtiment consiste en deux étages et un sous-sol de locaux techniques et de parking. Tandis que le sous-sol décrit une forme rectangulaire en plan, les deux étages supérieurs suivent une forme en zigzag, donnant ainsi naissance à deux généreux espaces de patio. Ce concept architectural favorise l’éclairage des bureaux par la lumière naturelle. Toutefois, cette forme en soi ne semble pas être propice à donner au bâtiment un rapport favorable entre son volume et sa surface exposée à la température ambiante, une contradiction apparente bien voulue par l’architecte.

Les dalles d’étages sont conçues comme des planchers-dalles avec une trame principale de 7,8 m, ce qui permet une grande flexibilité dans l’utilisation des espaces. La dalle sur sous-sol est une dalle champignon avec une diminution conséquente de son épaisseur grâce à des portées réduites entre les têtes de champignon.

Des coursives, disposées autour du bâtiment sur deux étages, servent comme chemin de secours du bâtiment et comme élément procurant de l’ombre pour éviter la surchauffe des bureaux en été. Elles sont constituées de dalles en béton armé, des parapets porteurs issus d’éléments triangulés en béton préfabriqué et d’une



Fig. 1

Maquette d'architecte; extension (à gauche), bâtiment existant (à droite).

Architectural model; headquarters extension (left), existing building (right).

with recycled concrete (RC), as far as this is technically feasible. The LEED label does not specifically compel its use, however it does award points when it is used. These points are important to obtain the "Platinum" level, the highest LEED distinction.

The building consists of two storeys and a basement including technical installations and parking. Whereas the ground plan of the basement is rectangular, the upper storeys exhibit a zigzag shape, thus developing two generous patio spaces. This architectural concept promotes natural light in the offices. Although this shape does not give a favourable ratio between the building's volume and its surface exposed to ambient temperature, it is part of the architectural concept.

The floor slabs are planned as flat slabs with a distance between axes of 7.8 metres, which permits large flexibility in space utilisation. The ground floor slab is executed as a mushroom slab with significant reduction of thickness due to the decrease of span between the mushroom heads.

The balconies around the building on two floors serve as an escape route and provide shade to

série de piliers métalliques qui assurent la transmission des charges du plan extérieur. Afin de minimiser les ponts thermiques, les dalles des coursives sont thermiquement dissociées des dalles d'étage grâce à des consoles isolantes.

Pour respecter le bilan énergétique selon Minergie-P une peau isolante importante de 34 cm d'épaisseur en laine minérale emboîte le bâtiment en passant sur la dalle sur sous-sol, dans la façade et sur la dalle toiture. Le bâtiment est surplombé par une boîte à étage unique, dite le «Think-tank», qui renferme une salle de conférence modulable avec une vue imprenable sur le lac Léman et le Mont-Blanc en arrière plan. Cet étage repose sur un noyau et un mur qui descendent les charges jusqu'au sous-sol en traversant à plusieurs reprises les zones chauffées, non-chauffées et froides du bâtiment en dessous. Afin de minimiser les pertes énergétiques suite à ces ponts thermiques importants et pour garder l'aspect béton apparent, ces éléments sont conçus en béton isolant. Sa faible résistance à la compression et sa performance isolante moyenne obligent

prevent the offices becoming too hot in summer. They are composed of reinforced concrete slabs, precast concrete balustrades and a series of steel columns, which guarantee vertical load transmission. In order to minimise thermal bridges, the balcony slabs are dissociated by means of thermal break elements.

To take into account thermal balance according to Minergie-P a significant 34 cm, mineral wool insulation skin is wrapped around the building, passing around the ground floor slab, through the facade and onto the roof slab.

The building is topped by a single storey box called the "think tank", containing a conference room with a view over Lake Geneva and Mont Blanc in the background. The box rests on a core and a wall, which transfer the loads down to the foundations at basement level, repeatedly passing through heated, unheated and cold areas of the building underneath. In order to minimise energy losses due to these significant thermal bridges, and to retain the aspect of the exposed concrete, these vertical elements are made of insulating concrete. However, weak strength and moderate

toutefois une épaisseur importante de 50 cm pour le noyau et de 55 cm pour le mur.

Béton recyclé

Un nombre croissant de projets de recherche scientifique a été récemment effectué sur le sujet du béton recyclé dans plusieurs pays européens, notamment en Suisse et en Allemagne [1, 2]. Leurs résultats ont fait leur entrée dans différentes prescriptions normatives [3, 4, 5]. Selon [3], un béton est appelé béton recyclé, si les granulats se composent d'au moins 25% de granulats recyclés. Ceux-ci peuvent être issus de béton de démolition (RC-B), de matériaux de démolition non triés (RC-M), de graves de recyclage provenant de matériaux décontaminés lavés (RC-W) ou d'un mélange des trois [6].

De nombreux projets en béton recyclé ont vu le jour en Suisse ces dernières années, un développement largement accéléré par les prescriptions du label Minergie-Eco qui est devenu une obligation pour les nouveaux bâtiments publics dans beaucoup de villes en Suisse. Dans un premier temps, l'application s'est limitée à l'usage des granulats traités et aux éléments d'une fonction structurale secondaire. La tendance d'aujourd'hui consiste de plus en plus en remplacer le granulat naturel par des granulats concassés issus de béton de démolition.

Au commencement du projet, aucun béton recyclé classé n'était

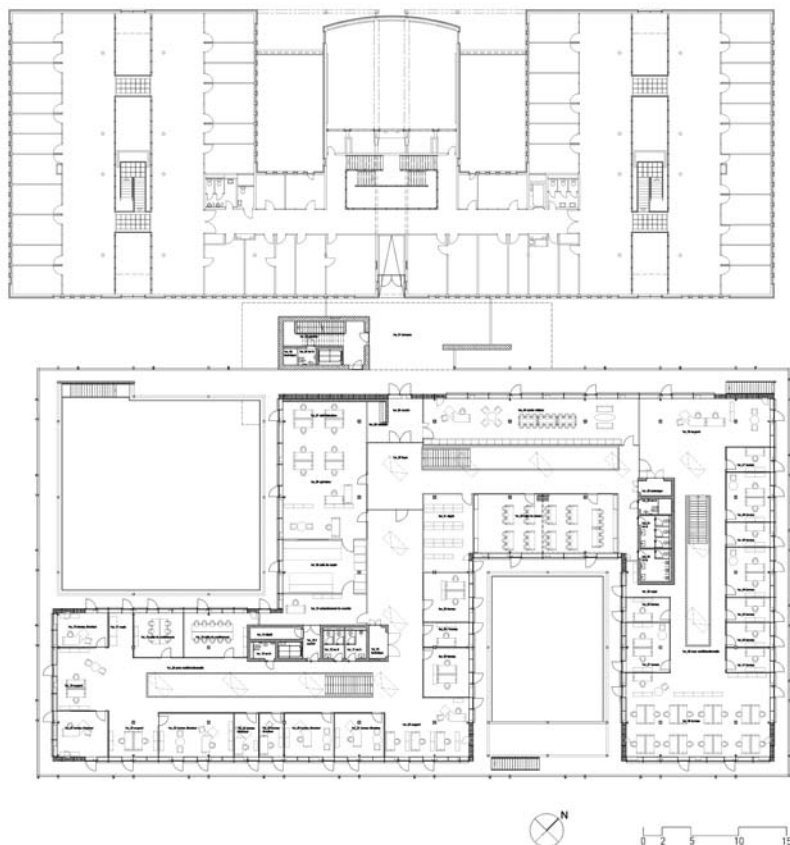


Fig. 2

Vue en plan du 1^{er} étage; extension (en bas), bâtiment existant (en haut).
Ground plan of the first storey; headquarters extension (below), existing building (above).

thermal properties of this innovative material requires a considerable wall thickness of 50 cm and 55 cm for the core and the wall, respectively.

Recycled concrete

An increasing number of research projects have been recently carried out in several European countries, in particular in Switzerland and Germany [1, 2]. Their results have been published in various standards [3, 4, 5]. According to [3], a concrete is called recycled concrete, if its aggregates are composed of at least 25% of recycled aggregate resulting from demolition concrete (RC-B), from unsorted demolition materials (RC-M), from gravel coming from washed decontaminated materials (RC-W) or from a mixture of the three [6]. Several projects on recycled concrete have been executed in Switzerland in recent years, a development largely accelerated by the regulations of Minergie-Eco,

disponible sur le marché Suisse. Il était alors question de définir la recette adaptée. Toutefois, le défi ne se limitait pas seulement aux aspects technologiques, mais touchait aussi les aspects pratiques, comme la production du béton, sa mise en place et l'approvisionnement de quantités importantes du matériau concassé dont la faible variation dans sa granulométrie et dans sa qualité ont dû être assurée. La provenance de ce matériau recyclé ne se doit en outre pas dépasser, selon le label Minergie-Eco, une distance de 25 km autour du nouveau chantier.

Holcim Suisse, intéressé par l'idée d'un ouvrage de haute qualité environnementale en béton armé était prêt de conclure un sponsoring d'envergure avec le maître d'ouvrage. Afin de trouver la recette adaptée, Holcim a effectué des essais préliminaires en laboratoire. La recette ainsi trouvée, avec un taux de granulats recyclés (0/20) qui s'élève à environ 50%

Participants

Maître d'ouvrage

Union International pour la Conservation de la Nature (UICN)

Entreprise générale

Karl Steiner Genève SA

Architecte

AGPS, Zurich

Ingénieur civil

Guscetti & Tournier SA, Genève

Ingénieur physique du bâtiment

Amstein & Walthert SA, Genève

Entreprise de construction

Induni SA, Nyon

Développement et contrôle du béton recyclé

Holcim Suisse SA, Eclépens

Durée des travaux du gros-œuvre
environ 10 mois



Fig. 3
Zone d'entrée avec le «Think-tank» surplombant le bâtiment.
Entrance zone with "think tank" topping the building.

becoming an obligation for new public buildings in many Swiss cities. Initially, the application of recycled concrete was limited to the use of treated aggregates and to elements of secondary structural function only. The trend today is increasingly to replace natural aggregates by aggregates resulting from demolition concrete.

At the beginning of the IUCN project, no classified recycled concrete was available on the Swiss market. Concrete composition had therefore to be defined. However, the challenge was not limited to technological aspects. Practical aspects had to be taken into account, like the production of the concrete, its casting and the supply of considerable quantities of demolition material, whose weak variation in its granulometry and its quality had to be assured at all time. According to Minergie-Eco, the origin of the demolition material should not exceed a distance of more than 25 km from the new building site.

Holcim Switzerland, interested by the idea of a high-quality environmental building out of reinforced concrete, was ready to give a considerable sponsorship with the building's owner. In

de la totalité du granulat 0/32 et une valeur e/c d'environ 0,50 mène à un béton ayant une résistance moyenne sur cube après 28 jours de $f_{c,cube} = 45 \text{ N/mm}^2$ et un module d'élasticité moyen d'environ $E_m = 27\,000 \text{ N/mm}^2$. Ce béton est comparable à un béton normal de classe de résistance C25/30. Il montre des classes d'exposition XC3 et XF1 mais ne peut pas être appliqué à l'extérieur exposé aux intempéries et ne résiste pas aux cycles de gel. C'est pour cette raison que le béton recyclé a été uniquement employé pour les dalles d'étages et à l'abri des intempé-

order to find the optimised concrete composition, Holcim carried out preliminary tests in a laboratory. The composition found has a ratio of recycled aggregate 0/20 of approx. 50% of the total of the fraction 0/32 and a w/c ratio of around 0.50. This leads to a concrete with an average cube strength of $f_{c,cube} = 45 \text{ N/mm}^2$ after 28 days and an average modulus of elasticity of approx. $E_m = 27\,000 \text{ N/mm}^2$. This concrete is comparable to a normal concrete of strength class C25/30. It has exposure classes of XC3 and XF1, but cannot be used outside under direct weather exposure because of insufficient frost resistance. For this reason the recycled concrete was only used for the floor slabs and in places sheltered from weather exposure or stagnant water. The total volume of recycled concrete for this project amounts to approx. 2,000 m³. At the request of the construction company, the consistency of the fresh concrete had to permit the casting using a concrete pump.

Participants

Client

International Union for Conservation of Nature (IUCN)

General contractor

Karl Steiner Genève SA, Geneva

Architect

AGPS, Zurich

Structural engineer

Guscetti & Tournier SA, Geneva

Building physics engineer

Amstein & Walther SA, Geneva

Construction company

Induni SA, Nyon

Development and monitoring of the recycled concrete

Holcim Switzerland SA, Eclépens

Duration of construction works

approximately 10 months

Design

The design of the concrete slabs was carried out according to the Swiss national standard SIA 262

Littérature / References

- [1] C. Hoffmann; Beton- und Mischabbruchgranulat – Sachstandsbericht. EMPA 2007
- [2] F. Roos; Ein Beitrag zur Bemessung von Beton mit Zuschlag aus rezyklierter Gesteinskörnung nach DIN 1045-1. Thèse de doctorat, Technische Universität München 2001
- [3] SN EN 206-1; Béton – Partie 1: Spécification, performances, production et conformité (2000)
- [4] DIN 4226-100; Rezyklierte Gesteinskörnungen für Beton und Mörtel (2002-02)
- [5] BS 8500-2; Complementary British Standard to BS EN 206-1. Specification for constituent materials and concrete (2002)
- [6] Directive pour la valorisation des déchets de chantier minéraux; OFEV 2006

ries ou de l'eau stagnante. Le volume total du béton recyclé pour ce projet s'élève à environ 2000 m³. Sur demande de l'entreprise, la consistance du béton frais devrait permettre une mise en place à la pompe.

Dimensionnement

Le dimensionnement des dalles en béton recyclé a été effectué selon la norme SIA 262 (2003) sur la base des propriétés physiques obtenues par les essais préliminaires. Lors de l'exécution de l'ouvrage, ces valeurs ont pu être confirmées par des essais sur des cubes prélevés à chaque étape de bétonnage. Une valeur caractéristique de la résistance à la compression $f_{ck,cube}$ de 29 N/mm² a été déterminée sur une quantité de 30 échantillons. La comparaison initiale avec un béton normal de classe de résistance C25/30 a donc pu être confirmée. Un module d'élasticité relativement faible et un coefficient de fluage plus élevé ont conduit à des dalles plus épaisses pour réduire les flèches à long terme. Ceci a ainsi mené à des épaisseurs de 28 cm, 35 cm et 32 cm pour la dalle sur sous-sol, la dalle sur rez-de-chaussée et la dalle de toiture,

(2003) and based on the physical properties obtained in the preliminary tests. Further tests have been carried out during execution on cubes taken at each casting segment. A characteristic compression strength of $f_{ck,cube} = 29 \text{ N/mm}^2$ has been obtained for a quantity of 30 samples. The initial comparison with a normal concrete of strength class C25/30 could thus be confirmed.

A comparatively weak modulus of elasticity and an enhanced creep factor required a thickening of the slabs in order to reduce the long-term deformation. This led to slab thicknesses of 28 cm, 35 cm and 32 cm for the ground floor, the first floor and on the roof, respectively. This thickening of the slabs is about 8% in comparison with the preliminary design study with use of a normal concrete C30/37.

Summary

For the extension of the IUCN headquarters in Gland in the Swiss canton of Vaud, approx. 2,000 m³ of recycled concrete was employed. The aggregates used result from demolition concrete coming from neighbouring building sites. At the time of execution, no classified recycling concrete was available on the Swiss market. Preliminary tests were necessary to determine the optimised concrete composition. The physical properties of this concrete can be compared to normal concrete of strength class C25/30 but exhibits weaker modulus of elasticity and enhanced creep behaviour. This leads to a thickening of the floor slabs. In the absence of sufficient frost resistance, the application of recycled concrete had to be limited to elements sheltered from direct weather exposure. Taking into account the thickening of the floor slabs, the employment of recycled concrete generated additional costs of approx. 14% compared to an application of normal concrete of the strength class C30/37. The additional costs compared to the total structure costs are approximately 1.5%.

respectivement. Cet épaississement est de 8% par rapport à l'avant-projet avec une application d'un béton normal C30/37.

Synthèse

Pour la construction de l'extension du siège de l'UICN à Gland dans le Canton de Vaud, environ 2000 m³ de béton recyclé ont été mis en œuvre. Les granulats utilisés sont issus de béton de démolition provenant des environs du chantier. Au moment de l'exécution, aucun béton classé n'était disponible sur le marché suisse. Des tests préliminaires étaient nécessaires pour déterminer la recette adaptée. Le résultat menait à un béton qui correspond à un béton normal C25/30 avec un module d'élasticité plus faible et un comportement rhéologique plus prononcé. Ceci a conduit à un épaississement des dalles d'étages. En absence d'une résistance suffisante aux cycles de gel, l'application du béton recyclé a dû être limitée aux éléments à l'abri des intempéries. Dans le cas présent et compte tenu de l'épaississement des dalles, l'application du béton recyclé a engendré un surcoût d'environ 14% par rapport à une application d'un béton normal C30/37. Le surcoût par rapport aux coûts totaux du gros-œuvre est d'environ 1,5%.

Auteurs / Authors

Claudio Pirazzi
Dr ès sciences, Dipl.-Ing. TU

Jérôme Pochat
ing. civil dipl. HES

Gabriele Guscetti
ing. civil dipl. EPFL

Guscetti & Tournier SA
CH-1227 Carouge
www.gti.ch

Das Rolex Learning Center der EPF Lausanne

The Rolex Learning Centre of the EPF Lausanne

René Walther, Manfred Grohmann

Einleitung

Mit diesem kürzlich fertig gestellten Grossbau wurde bezweckt, für die Studenten, Lehrkräfte und Gäste ein Studiums- und Begegnungszentrum zu schaffen. Dazu wurde ein Wettbewerb unter 12 renommierten Architekten durchgeführt. Die Jury empfahl einstimmig das originelle und kühne Projekt der Japanischen Architekturfirma SANAA (Leitung Kazumoto Sejima) zu realisieren (Fig. 1). Im Unterschied zu den meisten anderen Vorschlägen, die mehrstöckige Bauten vorsahen, weist das Siegerprojekt über der Tiefgarage nur ein grosses wellenförmiges Geschoss mit einer Grundfläche von 125 x 160 m² auf, in der grosse Öffnungen, sogenannte Patios, ausgespart sind (Fig. 2). Auf diesem Geschoss und durch die Patios kann man frei zirkulieren und zu den verschiedenen Aktivitätszentren (Bibliothek, Computerräume, Restaurants, Amphitheater etc.) gelangen (Fig. 3).

Introduction

The aim of this recently completed Learning Centre was to create a place for students, faculty members and guests where they could gather for studies, social events or simply leisurely get-togethers. For this purpose a competition among 12 world-renowned architects was launched. With an unanimous vote the jury recommended the very original and daring project of the Japanese architectural firm SANAA lead by Kazuto Sejima (Fig. 1).

In contrast to most other projects, which proposed multi-storey buildings, the winning project consists of only one huge undulated floor above the garage basement with a surface of 125 x 160 m² with large openings, called patios (Fig. 2).

All the activities take place on this shell-like floor and one can reach it from all sides of the building and freely circulate inside and through the patios (Fig. 3).

Stabilitätsprobleme

Als dieses Projekt der Öffentlichkeit vorgestellt wurde, äusserten viele Experten ihre Zweifel an der Machbarkeit des Konzepts, denn es sah extrem flache Betonschalen vor, die bezüglich ihrer Knickstabilität und Langzeitverformungen sehr kritisch erschienen.

Bekanntlich besteht die Kunst des Schalenbaus darin, eine ideale geometrische Form zu finden, das heisst eine, bei der im Beton lediglich Membrandruckspannungen, aber keine Biegemomente auftreten.

Heinz Isler, der bedeutende, kürzlich verstorbene Schalenbauer, ermittelte die idealen Formen unter anderem dadurch, dass er in kalten Wintern in seinem Vorgarten Tücher aufhängte und besprinkelte, die nach dem Gefrieren und Umdrehen ein perfektes Modell einer reinen Membrankonstruktion darstellten.

Ein Blick auf das komplexe Projekt genügt, um festzustellen,



Fig. 1
Ansicht des Wettbewerbsprojekts SANAA.
View at the project submitted by SANAA.



Fig. 2
Fertiggestellter Rohbau mit Patios.
Completed structure with large patios.

Stability Problems

When this project was presented to the public, many experts voiced serious doubts concerning the feasibility of the proposed structural concept, since it consists mainly of extremely flat shells, which are prone to buckling instability and large long-term deformations.

As it is well known, the art of shell construction consists of finding an ideal geometrical form in which the structure is predominately subjected to pure membrane action and free from flexural stresses.

Heinz Isler, the renowned Swiss specialist in shell construction, who recently passed away, used among other things a very simple method to determine and visualize the ideal form of shells: in cold winters he suspended and sprinkled linen-fabric in his backyard, which when frozen and turned upside down represented a perfect shell model subjected to pure membrane action.

However, by simply looking at the very complex structure of the project it becomes evident that no such analogy could possibly be found, which would match the proposed forms. The large and eccentric openings all but excluded such an approach – leading to the inevitable conclusion, that

dass ein derartiges Membranmodell unter anderem wegen der grossen, exzentrischen Öffnungen nicht möglich ist, was bedeutet, dass dieses Tragwerk nicht als Schalenkonstruktion konzipiert werden konnte, umso mehr, als ausser dem Eigengewicht auch variable Nutzlasten aufgenommen werden müssen.

Da aber das originelle Projekt als solches allgemein mit Begeisterung aufgenommen wurde, muss-

this building could not possibly be conceived as a shell construction, all the more so, since it is not only subjected to permanent dead loads but also to variable live loads.

Yet since the project as such was greeted with widespread enthusiasm, the commissioned team of engineers Bollinger & Grohmann and Walther Mory Maier had to find a solution that would be structurally feasible, while keep-



Fig. 3
Innenansicht des Learning Centers.
Inside view of the Learning Centre.

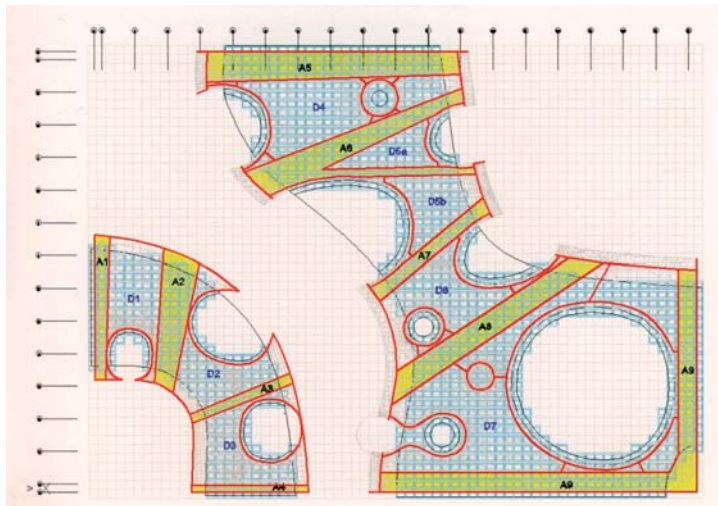


Fig. 4
Anordnung der lastabtragenden Bögen.
Arrangement of the load-bearing arches.

ten die beauftragten Ingenieure, Bollinger & Grohmann und Walther Mory Maier, nach einer statisch konstruktiv machbaren Lösung suchen, die dem von den Architekten angestrebten Erscheinungsbild entsprach. Dies war eine dornenvolle, mit zahllosen Schwierigkeiten verbundene Aufgabe.

Die Grundidee war dabei, die Schalen durch ein System von Betonbögen zu ersetzen, deren Steifigkeit es erlaubte, neben den grossen Normalkräften auch die

ing to the basic architectural concept. This proved to be a difficult undertaking paved by innumerable difficulties.

The basic idea was to replace the shell-shaped structure by a series of very flat concrete arches that could absorb a certain amount of bending moment and thus carry not only the dead loads but also the variable live loads (Fig. 4). The main arches had a thickness of 80 cm; the monolithically-joined, 60 cm thick slabs between the arches are mainly subjected to

sich aus der unregelmässigen Form des Tragwerks und aus den variablen Nutzlasten ergebenden Biegemomente aufzunehmen (Fig. 4). Die Hauptbögen haben eine Dicke von 80 cm und die mit ihnen monolithisch verbundenen, gekrümmten Platten eine solche von 60 cm. Letztere sind hauptsächlich auf Biegung beansprucht, werden aber auch von den Bögen ausgehenden Membranspannungen unterstützt. Wegen der extremen Flachheit der Bögen mussten deren grosse Horizontalreaktionen durch in der Garagendecke untergebrachte, kräftige Spannglieder aufgenommen werden (Fig. 5). So war z.B. beim Bogen A5, mit einer Spannweite von rund 83 m und einem Stich von nur 4,75 m ($L/H = 17,5$) eine Vorspannkraft von 80 000 kN erforderlich.

Zudem musste die Form und Lage der Patios etwas geändert werden, damit genügend Raum für die Bogenkämpfer und deren Spannglieder geschaffen werden konnte. Dies musste mit subtiler Diplomatie geschehen, denn Architekten sind für Änderungen aus statischen Gründen nicht immer empfänglich.

Komplexe Bemessung

Man mag vielleicht einwenden, dass das wirkliche Tragsystem dieser Konstruktion nicht seinem optischen Erscheinungsbild einer

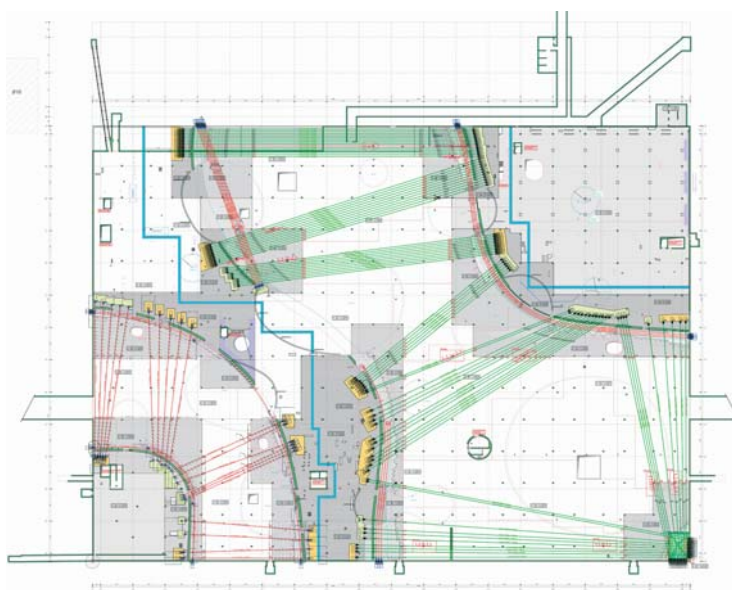


Fig. 5
Anordnung der Spannkabel in der Garagendecke zur Aufnahme des horizontalen Bogenschubes. Blaue Linien: temporäre Schwindgassen.
Arrangement of the prestressing cables in the roof of the underground car park; blue lines: temporary expansion joints.

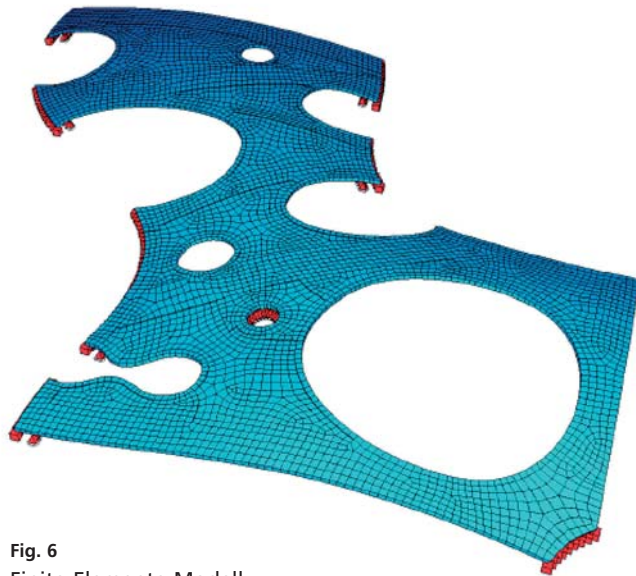


Fig. 6
Finite-Elemente-Modell.
Finite element model.

bending but also to residual membrane actions spreading out from the arches. However, due to the extreme flatness of these arches, their horizontal reactions had to be resisted by very large prestressing forces in the roof of the underground car park (Fig. 5). For the arch A5 for example, with a span of 83 m and a camber of only 4.75 m (ratio $L/H \sim 17.5$) a prestressing force of about 80,000 kN was necessary.

Furthermore, the shape and position of the patios had to be somewhat changed, in order to find sufficient space for the abutments of all these arches. This had to be done with some diplomacy since architects are not always keen on changing their concept for structural reasons.

Complex Dimensioning

One could possibly argue that the physical appearance of this building does not quite correspond to its actual structural behaviour. However, this can also be said of the famous Sydney Opera House, which conveys the impression of a shell but is in reality a curved grid work with an outer shell-shaped skin, which does not have any load carrying function.

In the tendering phase, the contractor submitted an alternative solution by proposing to support the shell-like structure permanently by a forest of columns.

Schale entspricht. Dies ist aber z.B. auch bei dem berühmten Sydney Opera House der Fall, das den Eindruck von Schalenkonstruktionen erweckt, in Wirklichkeit aber aus gekrümmten Gitterrosten besteht, deren dünne, schalenförmige Aussenhaut keinerlei Tragfunktion hat.

Bei der Ausschreibung hatte die beauftragte Unternehmung Losinger eine Variante unterbreitet, die vorsah, das schalenförmige Geschoss durch einen Wald von Stützen permanent abzustützen, was zwar technisch und wirtschaftlich günstig gewesen wäre, aber das von den Architekten angestrebte Erscheinungsbild völlig verfälscht hätte. Da sich die Unternehmung aus Konkurrenzgründen weigerte, eine solche Variante auszuschliessen, die Architekten es jedoch ablehnten, einen diesbezüglichen Vertrag zu unterzeichnen, wäre die Realisierung dieses Projektes beinahe gescheitert. Dies konnte in letzter Minute nur dadurch verhindert werden, dass die Ingenieure bindend zusagten, dass sie entschlossen und in der Lage seien, eine technisch machbare und wirtschaftlich vertretbare Lösung ohne Zwischenstützen zu erarbeiten. Dies war allerdings leichter gesagt als getan, denn derart flache Bögen wurden noch nirgends realisiert. Deren sehr grosse Normalkräfte erzeugen selbst bei nur

While this would have been economically advantageous, it would also have completely falsified the very essence of the architectural concept. This almost led to the cancellation of the whole project since for competition reasons the contractor refused to exclude such an alternative, whilst the architects also resolutely refused to sign such a contract. This impasse could only be resolved, when the engineers affirmed that they were quite determined and able to find a column-free solution. This was evidently easier said than done, because nobody had ever built such shallow load-carrying structures. Even relatively small deviations from the ideal form of these flat arches subjected to such big axial forces will inevitably generate important bending moments and thus create second-order effects that could fatally impair their buckling stability.

The determination of the optimal geometrical form of the shallow arches of the Learning Centre, as well as their analysis, dimensioning and detailing obviously required very sophisticated means and knowhow, for which the modern methods of spatial finite elements was an invaluable tool (Fig. 6).

Deformation Problems

For such shallow arches as those at the Learning Centre it is not

geringen Abweichungen von der idealen Form, die es bei variablen Lasten gar nicht gibt, entsprechend grosse Biegemomente und zusätzliche Verformungen höherer Ordnung, welche die Knickstabilität in kritischer Weise vermindern können.

Für die Ermittlung der optimalen Form der schalenförmigen Konstruktion wie auch deren Berechnung, Dimensionierung und konstruktive Ausbildung wurden moderne, leistungsfähige Computermodelle mit räumlichen finiten Elementen (Fig. 6) angewandt, ohne die diese anspruchsvolle Aufgabe kaum hätte bewältigt werden können.

Verformungsprobleme

Ausser der Gewährleistung einer ausreichenden Knickstabilität mussten aber auch die Probleme der Verformungen, insbesondere jene infolge Schwinden, Kriechen und Temperaturänderungen gelöst werden, denn jede Verkürzung der Länge der flachen Bögen führt zu einer etwa zehnmal grösseren Einsenkung der Bogen-scheitel, was für die äusserst filigranen, gekrümmten Glasfassaden kritisch werden kann. Es galt daher vor allem die Langzeitverformungen soweit wie praktisch möglich zu reduzieren. Daher wurde in den Hauptbögen ein ausserordentlich hoher Bewehrungsgehalt von bis zu 470 kg Stahl pro m³ Beton gewählt. Um doch noch genügend Platz für das

only necessary to provide sufficient statically stability but one has also to consider the tricky problem of deformations, especially due to creep, shrinkage and temperature changes. Any shortening of the arch length would result in an about ten times bigger sag of its crown. Thus it was imperative to reduce these deformations as much as possible by providing an ample and rather unusual amount of reinforcement up to 470 kg/m³. In order to still leave sufficient space for concreting it was decided to use very strong bars of 50 mm diameter, which at that time were not officially licensed (Fig. 7). Thanks to the choice of such heavy reinforcement (a total of 1,800 tons for the large shell) the maximum sag of the crown could be limited to 9 cm.

But there was still the problem of how to achieve the continuity of such long bars and their anchorage in the abutments. The only safe and practically feasible method proved to be the butt-welding of the bars. To butt-weld all these bars on site was very demanding for the contractor, all the more so because this was not foreseen in the tender documents and because the necessary inspections and proof-testing of such welds usually required by the specifications would have been very costly and difficult to perform on site. However, since this heavy reinforcement was mainly chosen

Einbringen des Betons freizuhalten, wurden dazu sehr kräftige Bewehrungsstäbe von 50 mm Durchmesser angeordnet (Fig. 7), für die damals noch keine amtliche Zulassung existierte. Dank der Wahl einer derart kräftigen Bewehrung (insgesamt 1800 Tonnen für die grosse Schale) konnte die Einsenkung der Scheitel mit maximal 9 cm wie erwünscht klein gehalten werden.

Da herkömmliche Übergreifungsstösse für derart dicke, bis zu 83 m lange Stäbe aus Platzgründen und wegen der Gefahr des Abplatzens der Betonüberdeckung nicht infrage kamen, musste deren Kontinuität durch Stumpfschweissung erzielt werden. Derart viele Stäbe auf der Baustelle zu verschweissen und die dazu erforderlichen strengen und aufwändigen Prüfungen durchführen zu lassen, verlangte viel von der Unternehmung, zumal dies in den Ausschreibungsunterlagen nicht vorgesehen war.

Da diese kräftige Bewehrung jedoch in erster Linie der Erhöhung der Trägheitsmomente und der Verminderung der Schwind- und Kriechverformung diene und somit – mit Ausnahme weniger Zugzonen – vorwiegend auf Druck beansprucht wird, schien es gerechtfertigt, von den strengen Bestimmungen abzuweichen, wonach Schweissnähte dieselbe Zugfestigkeit wie der Stab selbst aufweisen müssen. Nach eingehenden Vorversuchen entwickelte die Unternehmung eine einfache, mit erträglichem Aufwand realisierbare Manschetten-Schweissschweißverbindung, die eine volle Druckübertragung und eine 50-prozentige Zugübertragung gewährleistet.

Wegen der grossen Bewehrungsdichte (Fig. 8) hätte sich der Einbau von Zwischenabschalungen für abschnittsweises Betonieren als schwierig erwiesen und zudem zu Überzähnen bei den Arbeitsfugen geführt. Deshalb entschloss man sich, die Schale in einem Zuge zu betonieren, was einen logistischen Grosseinsatz erforderte. Für die grosse Schale mussten während zweier Tage

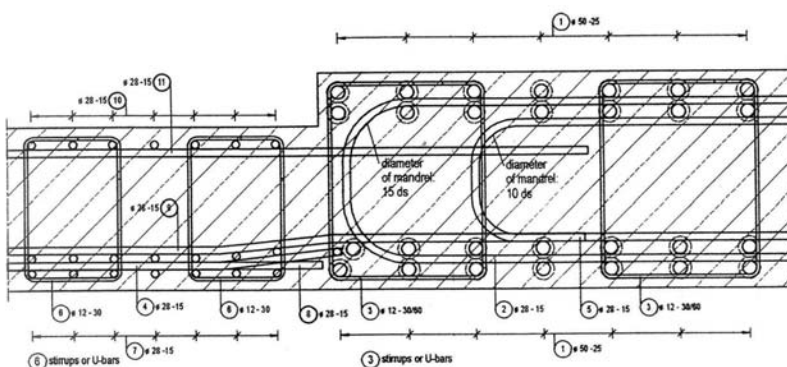


Fig. 7

Querschnitt der schalenförmigen Tragkonstruktion mit Bewehrungsstäben von 50 mm Durchmesser.

Cross section, with reinforcing bars of 50 mm diameter.



Fig. 8
Bewehrungsanordnung (© Alain Herzog).
Shell reinforcement (© Alain Herzog).

to increase the moments of inertia and to reduce the deformations due to creep and shrinkage, but was predominantly subjected to compression with only small zones of moderate tension, it was deemed justifiable to disregard these strict specifications.

Due to the very dense reinforcement (Fig. 8) and the problems of differential settlements it was decided to concrete the shell-like superstructures in one piece. For the larger shell 4,300 m³ of concrete had to be poured and compacted without interruption over a period of two days and two nights. To meet this challenge a workforce of several hundred people was needed and the services of all the cement factories in the vicinity of Lausanne had to be engaged.

Monument to the Pioneering Spirit

In spite of the enormous size of the entire monolithic structure without any expansion joints, it

und Nächte ohne Unterbruch 4300 m³ Beton angeliefert, eingebracht und vibriert werden, was den Einsatz von mehreren hundert Leuten erforderte.

Wahrzeichen des Pioniergeists

Trotz seiner sehr grossen Abmessungen wurde das ganze Gebäude monolithisch, also ohne Dilationen ausgebildet, blieb aber wie geplant praktisch rissfrei.

Ausser den schwierigen, hier geschilderten, statisch-konstruktiven Herausforderungen mussten auch die nicht minder anspruchsvollen Probleme der filigranen, gekrümmten Glasfassaden und der Haustechnik gelöst werden. Das nun erfolgreich fertiggestellte Rolex Learning Center ist ein Zeugnis moderner Baukunst und stellt zweifellos ein Wahrzeichen des an der ETH-Lausanne herrschenden Pioniergeists dar.

remained – as foreseen – homogeneous, i.e. practically crack-free.

Besides the considerable structural challenges, the no lesser problems of the curved transparent glass façades and installation of the building services had to be solved. The now finished Rolex Learning Centre is a striking example of modern architecture and engineering and will undoubtedly be a landmark of the pioneering spirit prevailing at the Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne.

Autoren/Authors

René Walther
Prof. Dr. Ing.
Walther Mory Maier Bauingenieure AG
CH-4023 Basel
bl@wmm.ch

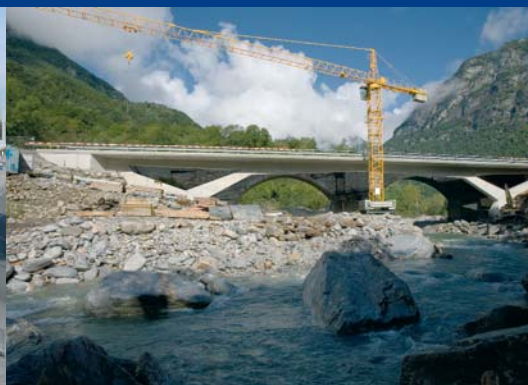
Manfred Grohmann
Prof. Dipl.-Ing.
B + G Ingenieure Bollinger & Grohmann GmbH
D-60327 Frankfurt am Main
mgrohmann@bollinger-grohmann.de



Brücken

Ponts

Bridges



Viaduc Lect à Genève – concepts et méthodes pour de fortes contraintes urbaines

Design and construction for severe constraints: the Lect Viaduct, Geneva

Jean-François Klein, Nicolas Guillot

Introduction

Devoir maintenir en tout temps la circulation sous ouvrage et travailler dans un espace restreint au centre du trafic a orienté le choix de la méthode de construction de cet ouvrage vers la réalisation de voussoirs préfabriqués. En effet, ces derniers sont une réponse efficace au problème de coffrage et de sécurité inhérentes à une solution coulée en place et permettent d'isoler le chantier du trafic en élévation. De plus, la solution préfabriquée est judicieuse vis-à-vis du respect du planning des travaux. Non seulement les voussoirs sont construits en temps masqué par rapport à l'infrastructure du viaduc (pieux, piles, culées ...), mais le concept permet une réalisation sur site de 24 mois.



Fig. 1
Plan de situation de l'ouvrage.
Viaduct situation plan.

Introduction

The necessary continuity of the traffic under the viaduct restricted the available working space to a very limited area and led to the choice of a structure made of precast segments. As a matter of fact, this is an efficient response in the context, since a cast-in-place method has specific requirements in terms of working environment and security around the structure. Here, the prefabrication method efficiently separates traffic under the structure from construction works on top. In addition, the prefabrication method has big advantages regarding the construction timeframe: not only are the segments built in concurrent operation time with the supports (foundation piles, bridge piles, abutments ...), but also this concept allows rather quick on-site works (ten segments laid in two days). This permitted keeping the construction period to less than a maximum of 24 months.

Situation, geometry

The viaduct Lect is the aerial portion of a new tramway line on Lect St., between Meyrin Road and Livron St. (in Geneva). The structure is a concrete box girder prestressed by post-tensioning, and is 333.5 m long. The new TCMC tramway line joins Cornavin Railway Station to the CERN. The viaduct is S-shaped in plan view, with a small curvature at the south end (min. radius 50 m), followed by a straight portion, and a slightly larger curvature at the north end (radius 100 m).

Structural concept

The deck of the first viaduct is fixed to the south end abutment and rests on longitudinally sliding

Situation, géométrie

Le Viaduc Lect permet une liaison aérienne de la nouvelle ligne de tram sur la rue Lect, reliant la route de Meyrin à la rue de Livron (Canton de Genève). L'ouvrage est en béton précontraint (post-tension) et s'étend sur une longueur totale de 333,5 m.

Le tracé permettra au futur tramway du TCMC de relier la gare Cornavin de Genève à la ville de Meyrin jusqu'au CERN. Vue en plan, le tracé en S présente une courbure prononcée à l'entrée côté sud (rayon min 50 m), suivi d'un alignement et d'une courbure plus légère à la sortie côté nord (rayon 100 m).

Système statique

Le tablier du premier ouvrage est encastré sur la culée sud et dissocié des autres piles par des appuis glissants. Il est en outre guidé latéralement sur les piles et aux joints de dilatation intermédiaire.

Le tablier du second ouvrage est encastré sur 4 piles (piles P6 à P9) et libre de se dilater longitudinalement sur les autres appuis. Transversalement, l'ouvrage est tenu à chaque appui.

Les portées des 11 travées standard varient entre 24 et 25 m. Celles des 4 travées de rive varient entre 13,5 et 18 m.

Section transversale

La section transversale de l'ouvrage a été développée pour exploiter au mieux la faible hauteur statique à disposition à l'axe de l'ouvrage, tout en respectant les gabarits routiers latéraux sur la rue Lect. La hauteur statique disponible est de 1,50 m entre l'intrados du tablier et le niveau des rails.

L'intrados voûté des ailes latérales de la section permet non seule-

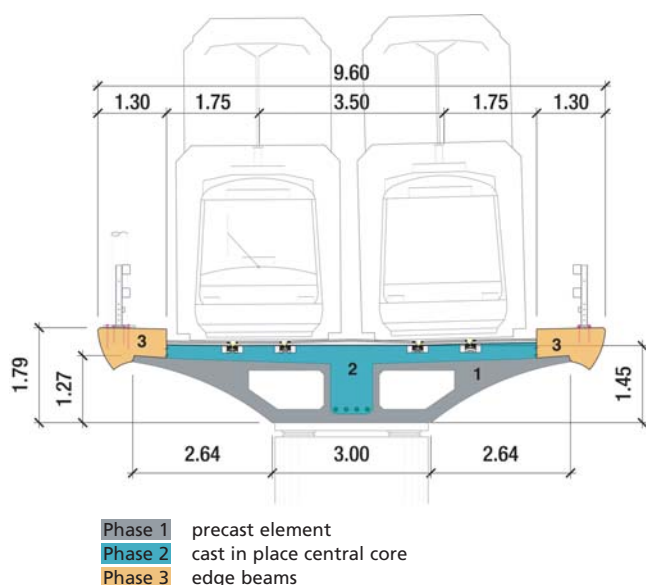


Fig. 2
Coupe transversale type du viaduc.
Typical cross section of the viaduct.

bearings on the piles. It is also guided transversally on every pile and on the intermediate expansion joints.

The deck of the second viaduct is rigidly connected to 4 piles (P6 to P9), and free to expand longitudinally on the other supports. It is also guided transversally on every support.

The length of the main spans varies between 24 m and 25 m. The length of the four side spans varies between 13.5 and 18 m.

Cross section

The cross section of the viaduct was conceived in a way that optimizes the rather small available structural height, maintaining at the same time the lateral clearance on Lect St. The available height for the structure is 1.50 m between the intrados of the deck and the altitude of the rails. The concave sides of the intrados help maintain the lower and lateral clearances, but above all provide more light and give a visual feeling of slenderness for people on Lect St.

The overall width of the deck is 9.25 m, and goes up to 10.20 m in its widest section (on the south abutment). The change in width is achieved by varying the central part of the section. Thus the two

ment de dégager les gabarits latéraux, mais surtout d'apporter de la lumière et un élanement visuel échappatoire aux usagers de la rue Lect.

La largeur hors tout du tablier est de 9,25 m en alignement et atteint 10,20 m dans sa partie la plus large (côté culée sud). L'adaptation de largeur se fait par une variation de la partie centrale de la section. Par conséquent, les deux ailes restent à géométrie constante.

La section transversale du tablier est évidée en travée, ce qui permet de réduire son poids propre, et pleine sur appui pour pouvoir reprendre la compression due aux moments négatifs et garantir la ductilité de la section. Le « noyau central » de la section est plein en continu afin de permettre le cheminement des câbles de précontrainte de continuité (4 x 6-22).

Cinématique de construction

Diverses raisons, qu'elles soient techniques, architecturales, de rapidité de construction, d'encombrement au sol, de limitation de la gêne aux usagers, ont conduit au choix de la construction de cet ouvrage à l'aide de voussoirs préfabriqués posés sur cintre et complétés par un béton coulé

side parts have a constant geometry.

The cross section is hollow in the spans, to reduce the dead weight, and solid on the supports to take the compression due to negative bending moments and ensure the ductility of the section. The "central core" of the section is continuously solid because this is where continuous prestressing cables, which preserve the continuity, are located (4 x 6-22).

Construction steps

Different reasons led to the adoption of a solution using precast segments placed on a temporary centering, completed by cast-in-place parts (top part of slab and edges built with a moving carriage): these reasons concern construction techniques as well as architecture, construction time, available space on site, and reduction of disturbance to people locally. The construction was sequenced as follows:

- digging foundation piles and casting footings,
- construction of piles and abutments,
- installation of bearings,
- construction of temporary centering,
- placing, assembling and connecting the prefabricated segments,
- post-tensioning of lower prestressing cables span by span,
- casting of central core and top part of slab including continuous prestressing cables,
- casting of deck edges,
- post-tensioning of two-span-long prestressing cables,
- waterproofing and security equipment,
- other equipment.

The on-site construction of one span took about two weeks, excluding the installation of equipment.

Prefabrication of the segments

Despite its plan curvature, the viaduct can be constructed by prefabricating the lower part of the section, dividing the deck into 2.5 m length of segments. These



Fig. 3
Réalisation d'un voussoir préfabriqué en usine.
Prefabrication of a segment in the plant.

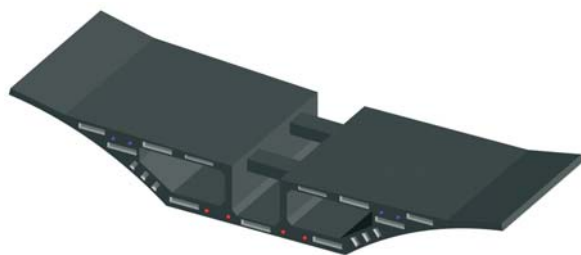


Fig. 4
Voussoir préfabriqué en travée.
View of a span-located segment.

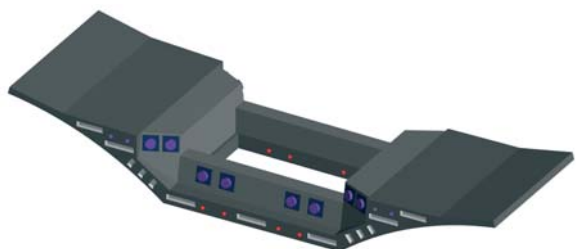


Fig. 5
Voussoir préfabriqué sur pile.
View of a pile-located segment.

en place (surbéton puis bordures latérales réalisées à l'aide de chariots mobiles).

La cinématique de construction du viaduc est la suivante :

- exécution des pieux et semelles,
- réalisation des piles et culées,
- pose des appuis,
- pose de cintres provisoires,
- montage, assemblage et collage des voussoirs préfabriqués travée par travée,
- mise en tension de la précontrainte inférieure travée par travée,
- exécution du surbéton et pose des câbles de continuité,
- exécution des bordures,
- mise en tension des câbles de continuité toutes les 2 travées,

segments are produced using C50/60 concrete, and each segment is cast directly next to the previous one in the plant, so that the contact surface is as identical as possible and then the on-site joint as thin as possible.

The transmission of shear forces is achieved through shear keys on end sides of the segments (on vertical webs and lower slab). The prefabricated segments are assembled on-site using a high-strength epoxy adhesive, and tightened with temporary prestressing bars. The prefabrication method (casting each segment next to the previous one) imposes a very strict construction tolerance. As a matter of fact, the segments are then assembled on-site, with the geometry resulting from the prefabrication casting process. The complexity of the Lect viaduct then lies in the definition of this geometry in the precasting plant, that has to fit perfectly on-site to create the 3D geometry of the structure.

Segment placing

A thin layer of epoxy adhesive is laid only on the vertical parts of the end-side of a segment. The sloping sides of the gear mesh do not require adhesive. The parts that do receive adhesive are previously sanded before being brought to the construction site. Immediately after placing the segment next to the previous one, a temporary prestressing is tightened to connect the two adjacent segments. Prestressing bars are used for this temporary prestressing.

Once the whole span is assembled, the segment located on the pile is constructed. The lower prestressing cables are then tensioned on the new span.

Construction of top slab and deck edges

The C40/50 concrete of the top slab is cast in place on the span preceding the one that is being assembled. The prestressing cable ducts are laid in the central part of the segments. The formwork used for this step contains reen-

- pose de l'étanchéité et des éléments de sécurité,
- pose des équipements.

Globalement, le cycle d'exécution d'une travée complète hors équipements est de l'ordre de deux semaines.

Préfabrication des voussoirs

Malgré son tracé curviligne variable, l'ouvrage se prête favorablement à la préfabrication de la partie inférieure par des voussoirs en découpant l'ouvrage en tranches rayonnantes de 2,5 m à l'axe. Les voussoirs, constitués de béton C50/60, sont fabriqués selon la méthode des joints conjugués en les bétonnant directement contre l'élément adjacent déjà fabriqué, de façon à obtenir une surface de contact identique et un joint le plus mince possible.

La transmission des efforts de cisaillement se fait grâce à une série de clés à engrènement réparties de façon régulière sur toute la hauteur des âmes et de la dalle inférieure. Les éléments préfabriqués sont solidarisés sur place lors de la pose par une colle époxy haute résistance et serrés par des barres de brèlage.

Le processus de construction par joints conjugués réduit à néant les tolérances de fabrication. En effet, sur chantier les voussoirs vont s'emboîter les uns dans les autres suivant la géométrie définie lors du bétonnage sur la table de préfabrication. La complexité majeure du Viaduc Lect réside ainsi dans la définition de cette géométrie en usine, qui doit au final parfaitement reconstituer l'ouvrage en trois dimensions.

Pose des voussoirs

La colle se met en couche fine et ne s'applique que sur les faces verticales. Les faces inclinées des engravures ne seront pas enduites de colle. Les surfaces de collage sont sablées en usine avant acheminement des voussoirs sur chantier. Immédiatement après collage, un brèlage local de voussoir à voussoir est appliqué sous forme de barres de précontrainte. Après la pose et le collage d'une travée de voussoirs, le voussoir sur



Fig. 6

Mise en place du 2^{ème} élément préfabriqué sur site.
Assembling the second prefabricated segment on site.

trant parts that create a space in which the rails are then sealed with epoxy resin.

After the top part of the cross section has been finished, the continuous prestressing cables are tensioned (4 x 6-22). Niches are left in the deck to anchor further cables. The deck edges are cast using two moving carriages with the formwork. These carriages are laid on the central part of the deck and have an overhanging part on the edges. The edges are constructed on the spans for which the cross section is already complete. Six metre lengths are built per casting step (five framework panels of 1.20 m).

Post-tensioning

The continuity of the viaduct is ensured by prestressing cables and by the cast-in-place central core of the deck and top slab. There are three distinctive groups of prestressing cables in the deck:

- The “installation prestress” is made of straight cables running in one span. The ducts are put in the prefabricated segments. These cables are tensioned in each span after all segments have been assembled,

pile est bétonné. La précontrainte de brélage est alors mise en tension sur la dernière travée posée.

Exécution du surbéton et des bordures

Le mise en œuvre du surbéton C40/50 s’effectue sur la travée qui précède celle de la pose des voussoirs. Les gaines de précontrainte sont posées à vide dans le noyau central des voussoirs. Le coffrage de ce béton additionnel intègre des réservations dans lesquels seront scellés les rails à l’aide d’une résine époxy (système de pose en voie noyée).

A la fin de l’exécution du surbéton de la travée considérée, la précontrainte de continuité (4 x 6-22) est enfilée puis mise en tension. Aux ancrages des autres câbles, des niches de mise en précontrainte sont réservées dans le béton.

Le bétonnage des bordures est réalisé à l’aide de deux chariots mobiles tenus en encorbellement latéral et appuyés sur la partie centrale du tablier. Les bordures sont bétonnées sur les travées arrières dont le surbéton a déjà été mis en place. La longueur de bétonnage des bordures est de 6 m

and the segment constructed on the pile. It is composed of six cables (type 6-12).

- The “continuity prestress” has a parabolic shape and features two pairs of two cables running on two adjacent spans, with alternate overlap on pile supports. Thus four cables are located in the lower part of the section at mid-span, and six cables cross in the upper part of the section of a pile. All the



Fig. 7

Tracé de la précontrainte de continuité sur appui.
View of continuity prestressing cables above a pile.

View of continuity prestressing cables above a pile.

(cinq panneaux de coffrage de 1,20 m).

Mise en précontrainte par post-tension

La continuité de l'ouvrage est garantie par des câbles de précontrainte et par le bétonnage sur place du noyau central et de la dalle supérieure du tablier. La précontrainte du tablier est constituée de trois groupes de câbles distincts:

- La précontrainte appelée « précontrainte de brélage » est une précontrainte rectiligne courante sur une travée, intégrée dans les éléments préfabriqués et assurant le serrage des voussoirs après mise en place et collage de ceux-ci et bétonnage du voussoir sur pile. Elle est constituée de six câbles type 6-12.
- La précontrainte appelée « précontrainte de continuité » est une précontrainte parabolique courante par paire de deux câbles sur deux travées, alternés avec recouvrement sur appui. De cette manière, quatre câbles sont en position basse au centre de chaque travée, et six câbles se croisent en position haute sur les appuis. Cette précontrainte est totalement placée dans le surbéton du noyau central. Elle est constituée de câbles type 6-22.
- La précontrainte appelée « précontrainte de serrage » est une précontrainte rectiligne cou-

cables are located in the concrete of the central core of the section. It is made of type 6-22 cables.

- The "tightening prestress" is made of straight cables running in one span. The ducts are installed in the prefabricated segments. It is composed of two cables (type 6-12), and ensures compression of the deck edges once the whole structure is completed in the span.

All the prestressing elements are electrically insulated to avoid problems due to stray currents from equipment and running tramways (cables are category C). To do so, special coupling sleeves were designed and executed by VSL. Those sleeves located at every segment joint in the ducts ensure water tightness and electrical insulation of the prestressing cables. The efficiency of the system is measured in electrical boxes integrated in the deck, and the general concept also features a way to connect each cable to electrical ground in the case of an insulation failure.

rante sur une travée, intégrée dans les éléments préfabriqués. Constituée de deux câbles type 6-12, elle assure une compression dans les bordures après achèvement sur la travée considérée.

L'ensemble de la précontrainte est isolée électriquement afin d'éviter les problèmes liés aux courants vagabonds provenant du matériel roulant (câbles de catégorie C).

A cet effet, des manchons spéciaux ont été conçus et mis en œuvre par VSL. Ces éléments garantissent à chaque joint entre voussoirs préfabriqués l'étanchéité et l'isolation électrique des câbles de précontrainte. L'intégrité de ce système est mesurée à l'aide de coffrets électriques intégrés dans les caissons de l'ouvrage, le concept général permettant de relier chaque câble à la terre en cas de problème.

Auteurs/Authors

Jean-François Klein

Dr ès sc. techn., ing. civil dipl. EPFL
Administrateur de T ingénierie sa
CH-1211 Genève
Email: gva@t-ingenierie.com

Nicolas Guillot

Ing. Chebap, ingénieur ouvrages d'art
T ingénierie sa
CH-1211 Genève
Email: gva@t-ingenierie.com



Fig. 8

Vue de l'ouvrage depuis le bas de la culée sud.

View of the viaduct from the bottom of south abutment.



Fig. 9

Vue de l'ouvrage depuis le haut de la culée sud.

View of the viaduct from the top of south abutment.

Aarebrücken, Entlastung West in Solothurn

Bridges across the Aare River, by-pass West in Solothurn

Armand Fürst, Massimo Laffranchi

Einleitung

Seit Beginn der fünfziger Jahre wurde der Verkehrsfluss in Solothurn – einhergehend mit der starken Zunahme des motorisierten Individualverkehrs, die ungünstige Lage der vorhandenen Brückenbauten und die engen Verhältnisse in der historischen Altstadt – zunehmend behindert. Aus diesem Grund wurde bereits sehr früh nach Möglichkeiten für eine Entlastung der Innenstadt gesucht und schliesslich die Variante einer westlich der Stadt angeordneten Umfahrungsstrasse favorisiert. Nach dem Studium verschiedener Varianten und langem politischen Seilziehen führte man im Jahr 2003, nachdem die Finanzierung unter Mithilfe des Bundes gesichert war, einen Ingenieursubmissionswettbewerb zur Planung der gesamten Entlastungsstrasse durch.

Die Ausschreibung des Wettbewerbs über die gesamte Anlage (Fig. 1) verfolgte das Ziel, hinsichtlich Gestaltung und Funktion eine optimale Lösung zu erreichen. Wegen der unmittelbaren Nähe zum Siedlungsgebiet wurde dem Lärmschutz eine grosse Bedeutung beigemessen. Die Attraktivität für den Langsamverkehr

Introduction

With the big increase in motorized individual traffic since the early fifties, the traffic flow in Solothurn has been increasingly hindered. The unfavorable locations of the existing bridges and the lack of space in the historic part of the town have exacerbated the problem. As a result, several possibilities of providing traffic relief in the town centre have been investigated for a long time. In the end, the alternative of a by-pass running to the west of the town was the favored solution.

After studying the various project alternatives and a lengthy political dispute, a design competition was advertised in 2003 for the whole of the by-pass road. The financing was guaranteed with the help of the Swiss Government. The advertisement of the competition for the project as a whole (Fig. 1) aimed to achieve an optimal solution with regard to form and function. Much importance was attached to noise prevention because of the proximity to a residential area. The attractiveness of non-motorized traffic was to be achieved by a pedestrian and cycle path separate from the by-pass road. Additional technical obstacles were caused by the difficult geology, which is characterized by a thick layer of soft lacustrine deposits.

Leporello project

The Leporello project was the winning one from among 13 entries in the two-stage design competition. The core idea of this project was the creative design of a by-pass road in the form of a channel, which had to fulfill different demands with regard to traffic and noise prevention along its alignment.

The road channel is entirely open in areas with development poten-

tiell durch eine von der Entlastungsstrasse getrennte Führung der Verbindungen erreicht werden. In bautechnischer Hinsicht ergaben sich aufgrund der Geologie, die von weichen Seebodenablagerungen mit grosser Schichtmächtigkeit geprägt ist, zusätzliche Erschwernisse.

Projekt Leporello

Das Projekt Leporello wurde im zweistufigen Ingenieursubmis-



Fig. 1
Westtangente Solothurn.
By-pass West Solothurn.

Projektdaten

Bauherr

Amt für Verkehr und Tiefbau des Kantons Solothurn und Stadt Solothurn

Planer Gesamtanlage

IG Leporello: Gruner Ingenieure AG; Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH; Nissen Wenzlaff Architekten AG

Entwurf und Projekt Brücken

Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH

Örtliche Bauleitung

Gruner Ingenieure AG

Unternehmungen

Aarebrücke: Arge ASW mit Porr Suisse AG, Zürich; Züblin-Strabag AG, Zürich; Dywidag Bau GmbH, Nürnberg; Porr Technobau und Umwelt AG, Wien; Vorspannung: Stahlton AG, Zürich

Aareesteg: Arge Go West mit Rothpletz Lienhard und Cie AG, Aarau; Marti AG, Solothurn; Astrada AG, Subingen; Implenia Bau AG, Zürich; Seilbau: Pfeiffer AG, D-Memmingen

Technische Daten Aarebrücke

Totale Länge: ca. 390 m
Spannweiten: von 25,9 bis 78 m
Bruttobreite: 13,0 m
Konstruktionsbeton: 7000 m³
Bewehrungsstahl: 1000 t
Vorspannung: 110 t
Ortbetonrammpfähle: 3200 m
Mikropfähle: 770 m

Technische Daten Aareesteg

Totale Länge inkl. Rampen: 190 m
Spannweiten: 15,1 – 72,0 – 15,1 m
Bruttobreite: 6,1 m
Konstruktionsbeton: 910 m³
Bewehrungsstahl: 105 t
Vorspannstahl: 2 t
Seiltragwerk: 22 t
Konstruktionsstahl: 22 t
Ortbetonrammpfähle: 830 m
Mikropfähle: 1100 m

Kosten

Aarebrücke: CHF 16 Mio.
Aareesteg: CHF 6 Mio.



Fig. 2
Brückenüberbau mit integriertem Lärmschirm.
Bridge girder with integrated noise protection barrier.

tial, enabling an outflow of traffic, while it is closed or partially closed in areas with connecting character in order to adequately protect the adjacent areas from noise. Based on this idea, in the area "Obach", where a future urban development is planned, the channel is enclosed in the cut and cover tunnel and partly open between noise-protection barriers in the bank area.

An architectonic unity between tunnel, ramp, noise-protection barriers and bridge was achieved by integrating the noise protection into the bridge structure (Fig. 2). As a result of this innovative design, the bridge appears slender in spite of its nearness to the ground in the foreland areas. The road network for the pedestrian and cycle traffic runs independently over long stretches.

sionswettbewerb aus insgesamt 13 Lösungsansätzen als Sieger erkoren. Kernidee dieses Projekts war die gestalterische Auffassung der Umfahrungsstrasse als Kanal, der entlang seines Trassees unterschiedliche Anforderungen hinsichtlich Verkehr und Lärmschutz zu erfüllen hat. Während in Bereichen der Strasse mit Erschliessungscharakter der Kanal vollständig offen ist und ein Ausströmen des Verkehrs ermöglicht, ist er in Bereichen mit Verbindungscharakter ganz oder teilweise geschlossen, um die angrenzenden Gebiete adäquat vor Lärm zu schützen. Aus dieser Idee leitet sich ab, dass im Gebiet Obach, in dem eine zukünftige Stadtentwicklung geplant ist, der Kanal geschlossen im Tagbautunnel und im Uferbereich teilweise offen zwischen Lärmschutzwänden geführt wird.

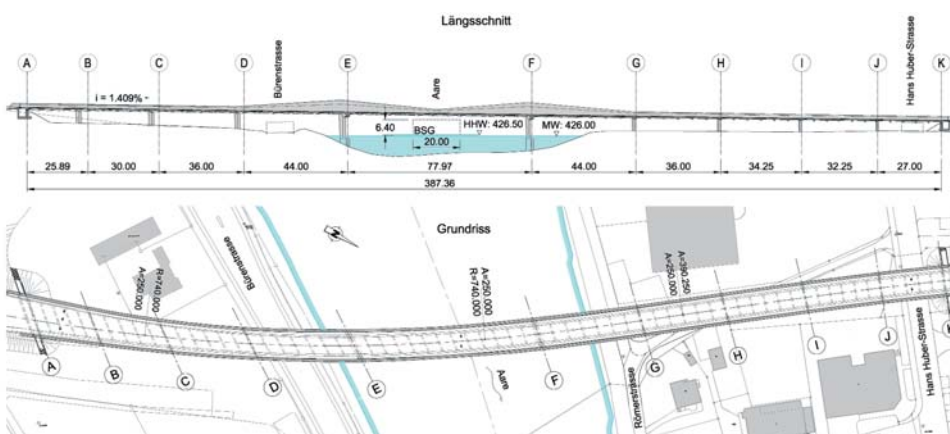


Fig. 3
Aarebrücke: Längsschnitt und Situation.
Aare bridge: longitudinal section and plan view.

Due to the low speed of the traffic, its character differs clearly from that of the bypass road. The design of the footbridge takes into account this aspect. The path crosses the river at right angles and is supported by a very light cable structure, which is consciously intended to contrast with the heavy motorized traffic.

Aare bridge

The Aare bridge is the most distinctive structure of the western by-pass. It crosses the river with span lengths increasing from both sides towards the river (Fig. 3 and 4). To obtain a maximum degree of transparency under the bridge, the support structure is adapted in its form and

Project Data

Client

Amt für Verkehr und Tiefbau des Kantons Solothurn und Stadt Solothurn

Design

IG Leporello: Gruner Ingenieure AG; Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH; Nissen Wenzlaff Architekten AG

Bridges, Concept and Design

Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH

Construction site management

Gruner Ingenieure AG

Contractors

Aare bridge: Consortium ASW with Porr Suisse AG, Zurich; Züblin-Strabag AG, Zurich; Dywidag Bau GmbH, Nürnberg; Porr Technobau und Umwelt AG, Wien; Prestressing: Stahlton AG, Zurich

Aare footbridge: Consortium Go West with Rothpletz Lienhard und Cie AG, Aarau; Marti AG, Solothurn; Astrada AG, Subingen; Implenia Bau AG, Zurich; Cable Structure: Pfeiffer AG, D-Memmingen

Technical data road bridge

Total length: ca. 390 m

Span length: between 25.9 and 78 m

Gross width: 13.0 m

Structural concrete: 7000 m³

Reinforcing steel: 1000 t

Prestressing steel: 110 t

Driven cast-in-place piles: 3200 m

Micro piles: 770 m

Technical data footbridge

Total length ramps inclusive: 190 m

Span length: 15.1 – 72.0 – 15.1 m

Gross width: 6.1 m

Structural concrete: 910 m³

Reinforcing steel: 105 t

Prestressing steel: 2 t

Cable structure: 22 t

Steel: 22 t

Driven cast-in-place piles: 830 m

Micro piles: 1100 m

Costs

Aare bridge: CHF 16 million

Aare footbridge: CHF 6 million

Eine gestalterische Einheit zwischen Tunnel, Rampen, Lärmschutzwänden und Brücke wurde durch Integration des Lärmschutzes ins Brückentragwerk erreicht (Fig. 2). Diese innovative Gestaltung des Brückenbaus ermöglichte, dass die Brücke trotz ihrer Nähe zum Boden in den Vorlandbereichen schlank erscheint. Das Verkehrsnetz für den Langsamverkehr, das über weite Bereiche unabhängig geführt wird, unterscheidet sich durch die Kleinmasstäblichkeit der Verkehrsteilnehmer und die geringe Geschwindigkeit des Verkehrs deutlich von jenem der Strasse. Diesem Umstand trägt die Gestaltung der Fussgängerbrücke Rechnung, indem der Fluss senkrecht und mit einem sehr leichten Seiltragwerk überspannt wird, womit bewusst ein Kontrapunkt zum motorisierten Verkehr gesetzt wird.

Aarebrücke

Die Aarebrücke, als markantestes Bauwerk der Entlastung West, überbrückt die Aarelandschaft mit wachsenden Spannweiten gegen den Fluss (Fig. 3 und 4). Um unter der Brücke eine möglichst grosse Transparenz zu erhalten, passt sich ihr Unterbau in seiner Form und Anordnung dem Gelände an. Die grösste Spannweite über den Fluss von ca. 78 m erfordert, dass die Höhe des trogförmigen Brückenquerschnitts mit integrierter Lärmschutzfunktion ausgehend von 2,5 m im Vorland auf 6,0 m bei den Flusspfeilern E und F vergrössert wird, was das Erscheinungsbild prägt und die Lage des Flusses erkennbar macht. Aufgrund der grossen Länge des Bauwerks ist der durchlaufende Überbau schwimmend gelagert, damit die Dehnwege bei den Widerlagern beschränkt sind. Den Festpunkt des Systems bilden die beiden Flusspfeiler E und F, die monolithisch mit dem Überbau verbunden sind. Diese Ausbildung des Festpunkts begründet sich neben der zentralen Lage innerhalb des Tragwerks auch dadurch, dass der Unterbau einem Schiffsanprall mit beachtlicher Einwirkung standhalten muss.



Fig. 4
Aarebrücke: Ansicht von der Oberwasserseite.
Aare bridge: view from upstream.

arrangement to the terrain. The longest span of 78 m, which is above the river itself, requires that the height of the bridge with its trough-shaped cross section, which at the same time provides noise protection, increases from 2.5 m in the foreland area to 6.0 m above the river piers E and F. This lends it a characteristic appearance, pinpoints the location of the river.

Due to the great length of the structure, the continuous superstructure is conceived as a floating system, in order to restrict the movements at the abutments. The fixed point of the system is given by the two river piers E and F, which are monolithically connected with the superstructure. Besides the central position of the river piers along the structure, this choice is also justified by the

Der gesamte Unterbau ist bedingt durch die geologischen Verhältnisse auf Ort betonrammpfählen fundiert, die beim Einbringen eine Nachverdichtung des Bodens und damit eine Erhöhung der Steifigkeit gewährleisten. Im Bereich des Flusses, wo die Bodensteifigkeit besonders klein ist, müssen neben den gravitativen Einwirkungen auch Anprall- und Bremskräfte abgetragen werden. Da die seitliche Bettung der Pfähle zur Abtragung dieser Kräfte nicht ausreichend ist, sind die Fundamente durch stark geneigte Mikropfähle verstärkt.

Der Bau der Brücke erfolgte innerhalb zweier Jahre. Da die Aare lediglich im Winter kurzfristig schiffahrtsfrei ist, musste der Fluss im Unterschied zu den konventionell auf einem Lehrgerüst hergestellten Vorlandspannweiten



Fig. 5
Freivorbauphase.
Free cantilever construction stage.

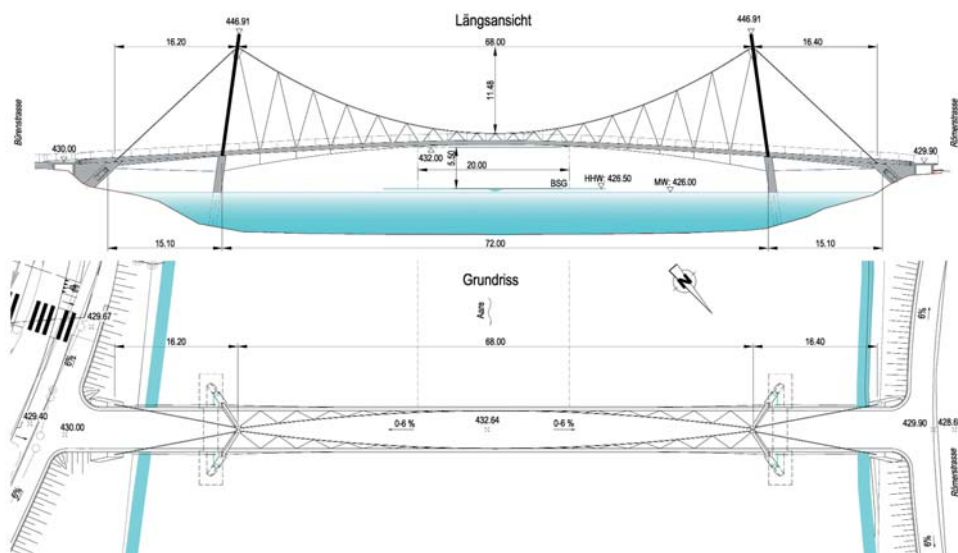


Fig. 6
Aaresteg: Ansicht und Grundriss.
Aare footbridge: elevation view and plan view.

fact that the foundation had to be designed to resist a ship collision of considerable impact. The foundation concept is determined by the geological conditions. The whole foundation rests on driven cast-in-place piles, which during installation compress the ground resulting in an increase of ground stiffness. In the area of the river, where the ground stiffness is particularly low, collision and braking forces also have to be supported by the foundations. The foundations are strengthened by strongly inclined micropiles, because the lateral embedding of the piles is inadequate to support the horizontal forces. The construction procedure, together with the trough-shaped

im Freivorbau überbrückt werden (Fig. 5).

Aus konstruktiven Gründen bestimmte der Abstand der Querträger die Längen der Etappen; sie betrugen ca. 5,9 m. Die Herstellung jeder Etappe nahm jeweils rund zwei Wochen in Anspruch.

Der Freivorbau stellte mit dem trogförmigen Querschnitt und der im Grundriss gekrümmten Linienführung grosse Anforderungen an die Planung und an die Ausführung.

Aaresteg

Der Aaresteg steht mit seinem Erscheinungsbild im bewussten Gegensatz zur Aarebrücke (Fig. 6 und 8). Die geringen Einwirkun-

cross section, imposes strict requirements on planning and execution of the bridge. The construction of the bridge took two years. In contrast to the foreland spans, which were executed with conventional falsework, the spans over the river had to be erected by the free cantilever method, as the Aare is navigable except for a short period in winter (Fig. 5).

The length of construction stages was determined for design reasons by the distance between the cross members and was about 5.9 m. The work on each stage took about two weeks.

The balanced cantilever construction procedure together with the trough-shaped cross section and the curved layout of the bridge placed high demands on the design and execution of the bridge.

Aare footbridge

The appearance of the Aare footbridge was consciously designed to contrast with the Aare bridge (Fig. 6 and 8). The light loading due to pedestrian traffic allows a slender and light structure, which crosses the river in the form of a lightweight suspension bridge.

The ship traffic requires sufficient clearance beneath the bridge. For this reason the bridge deck must rise more than 3 m above the banks. The connecting access ramps are designed to guarantee use by disabled persons.

The design of the cross section of the ramps is based on that of the bridge girder. Thus, the deck has the appearance of a slender band connecting the banks. The cable-support structure over the river itself is divided symmetrically into two short side spans of 15.1 m with a central span of 72 m.

The pylons for guiding the suspension cable system rise approximately 15 m above the deck. The cable truss with hanging cables arranged in the form of a triangle allows a very slender plate-girder with edge stiffening and a maximum height of 0.5 m. In order to increase the stiffness of the cable-support system a tensioning cable is positioned under the girder. It positively influences the state of



Fig. 7
Bau der Flussspannweite.
Construction of the central span.



Fig. 8
Aaresteg: Ansicht von der Oberwasserseite.
Aare footbridge: view from upstream.

gen des Fussgängerverkehrs erlauben eine sehr leichte Gestaltung des Tragwerks, das den Fluss als Seilbinder überbrückt. Da die Schifffahrt einen ausreichenden Freiraum unter der Brücke erfordert, muss der Brückenträger ab den Ufern um mehr als drei Meter ansteigen, was in den Uferbereichen zur Gewährleistung einer behindertengerechten Nutzung Zugangsrampen erfordert. Diese Rampen lehnen sich in der Gestaltung des Querschnitts an die Form des Brückenträgers an, womit die Gehfläche als ein die Ufer verbindendes leichtes Band erscheint.

Das Tragwerk im Flussbereich ist symmetrisch und in zwei kurze Randspannweiten von 15,1 m und in eine Mittelspannweite von 72 m gegliedert. Die Pylone zur Führung des Seilsystems ragen ca. 15 m über die Fahrbahn, und der Seilbinder mit dreieckförmig angeordneten Hängern ermöglicht einen ausserordentlich schlanken, als Platte mit Randverstärkungen ausgebildeten Brückenträger, mit einer maximalen Höhe von 0,5 m. Um die Steifigkeit des Seilsystems zu erhöhen, ist unter der Fahrbahn ein Spannseil angeordnet, das den Spannungszustand in den Hängeseilen günstig beeinflusst. Der Unterbau des Stegs wurde analog zur Aarebrücke über Ort-betonramppfähle und Mikro-

stress in the hanging cables. The foundation of the footbridge is similar to that of the Aare bridge and consists of driven cast-in-place piles and micropiles. Introducing the cable forces into the ground is also achieved using this system.

The construction process was influenced by shipping traffic. It was carried out without falsework by suspending prefabricated girder elements from the supporting cables. The elements were mounted firstly to a link chain and were connected afterwards monolithically (Fig. 7). To determine the equilibrium shapes of the cable system during assembly and in the final state, an algorithm specially programmed for this purpose was applied.

For the cable support system fully locked spiral ropes of diameter 85 (suspension cables) and 45 mm, (stay cables) were employed. The hanging cables were designed as open spiral stainless steel ropes with matching diameters varying between 16 and 24 mm.

pfähle fundiert, die ihrerseits auch die Eintragung der Seilkräfte in den Baugrund ermöglichen.

Bedingt durch den Schifffahrtsverkehr erfolgte der Bau der Brücke ebenfalls ohne Gerüst durch Einhängen von vorfabrizierten Fahrbahnteilen, die zuerst zu einer Gelenkkette montiert und anschliessend monolithisch verbunden wurden (Fig. 7).

Zum Bestimmen der Gleichgewichtsformen des Seilsystems während der Montage und im Endzustand kam ein speziell zu diesem Zweck programmierter Algorithmus zur Anwendung.

Für die beiden Trag- und die beiden Sogseile wurden vollverschlossene Spiralseile mit Seildurchmessern von 85 bzw. 45 mm verwendet. Die Hängeseile wurden als offene Spiralseile in rostfreiem Stahl mit den Beanspruchungen angepassten Durchmessern von 16 bis 24 mm ausgeführt.

Autoren/Authors

Armand Fürst

Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH
Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH
CH-4628 Wolfwil
fuerst@fuerstlaffranchi.ch

Massimo Laffranchi

Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH
Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH
CH-4628 Wolfwil
laffranchi@fuerstlaffranchi.ch

Glattalbahn-Viadukt Glattzentrum, Wallisellen

Glatt Valley Rail Viaduct at the Glatt Shopping Mall, Wallisellen

Beat Meier, Rolf Meichtry

Einleitung

Im Norden der Stadt Zürich entsteht seit 2004 mit der Glattalbahn ein neues Stadtbahnnetz. Bis Ende 2010 werden Flughafen sowie Teile der Agglomerationsgemeinden mit dem nördlichen Stadtgebiet und der City von Zürich verbunden sein (Fig. 1). Zwei der drei Bauetappen der Glattalbahn sind bereits in Betrieb, die dritte und vorerst letzte Etappe wird im Dezember 2010 abgeschlossen sein (Fig. 2).

Kernstück der dritten Etappe bildet der 1200 m lange Viadukt Glattzentrum, der die Bahn in Wallisellen in Hochlage um das Einkaufszentrum Glatt führt. Der Viadukt beginnt unmittelbar beim Bahnhof Wallisellen und endet bei der Haltestelle Neugut kurz vor Dübendorf. Dazwischen müssen die Bahnanlage der SBB (Linie Zürich–Winterthur), diverse Kantons- und Gemeindestrassen sowie die sechsspurige Autobahn A1 (Zürich–Winterthur) inklusive Autobahneinfahrt überbrückt



Fig. 2

Brückenbau in städtischer Umgebung (© Simon Vogt).

Bridge construction in urban environment (© Simon Vogt).



Fig. 1

Streckennetz der Glattalbahn.
Network of the Glatt Valley Rail.

Introduction

The new light rail system has been under construction in the Glatt valley since 2004. Zurich airport as well as several municipalities just north of Zurich will be linked up with downtown Zurich by the end of 2010 (Fig. 1). Two development stages of the new light rail system have already been put into operation. The third part will be completed in December 2010. For the time being this will be the final development stage of the new light rail system in the Glatt valley (Fig. 2). The viaduct with a total length of 1,200 m is the key construction element of the third development stage. The new bridge connects the municipalities of Wallisellen and Dübendorf. The service

werden. Zusätzlich muss die Autobahnausfahrtsbrücke Richtung Dübendorf unterquert werden (Fig. 3).

Die städtische Umgebung mit derart vielen über- und unterirdischen Hindernissen verlangt eine sehr aufwändige Linienführung und eine sorgfältige Platzierung der Stützen. Vier Kurven ($R_{min} = 110$ m), zwei Hochpunkte (Maximalgefälle 5,5 %) sowie sehr unterschiedliche Spannweitenabfolgen resultieren aus diesen Randbedingungen.

In unmittelbarer Nähe des Einkaufszentrums Glatt befindet sich auf der Brücke eine Haltestelle, die eine Direktanbindung in Hochlage an das Einkaufszentrum ermöglicht. Dieser Brückenabschnitt ist um die Perronbreiten erweitert.



Fig. 3
Übersicht.
Overview.

level between the shopping mall Glatt and the public transport system will be substantially improved by the new light rail system. The viaduct bridges the Swiss Federal Railways tracks (Zurich–Winterthur) as well as several roads including the 6-lane motorway A1 (Zurich–Winterthur). In addition, the new viaduct has to cross beneath the existing bridge of the motorway exit (Fig. 3). The light rail system required a limitation of the max. longitudinal slopes of 5.5%. 110 m complies with the min. horizontal curvature specified for the horizontal alignment. Further, the viaduct's alignment in the urban sur-

Konzept und Gestaltung

Die Glattalbahn strebt über sämtliche Bauwerke ein einheitliches Erscheinungsbild an. Dabei wurde ein schlichtes, dem Material Beton entsprechend grosszügiges, sauber ausgestaltetes Bauwerk gesucht. Die Querschnittsgeometrien von Überbau und Stützen entspringen diesem Grundgedanken (Fig. 4).

Das Bauwerk ist als vorgespannte Hohlkastenkonstruktion ausgebildet. Der generelle Brückenquerschnitt weist bei einer Breite von 8,30 m (Kurvengbereich bis 9,20 m) eine konstante Konstruktionshöhe von 2,0 m auf. Übliche Spannweiten liegen im Bereich von 35 m, während die Maximalspannweite rund 46 m aufweist.

Die beiden Stege, die jeweils unter den beiden Bahnspuren liegen, weisen eine starke Neigung zur Vertikalen auf. Einerseits erscheint damit die Brücke dynamischer, andererseits kann mit dieser Neigung der direkte Bezug zur Stütze geschaffen werden.

Die Vorspannung wird vornehmlich definiert über die Vorgabe einer Begrenzung der Betonzugspannungen $\leq 0,7 f_{ctm}$, die einen ungerissenen Querschnitt unter Nutzlasten sicherstellt. Im Regelfall sind dafür über den Stützen 2 x 6 Kabel (15 bzw. 19 Litzen $\varnothing 0,6''$) und im Feld 2 x 4 Kabel (15 bzw. 19 Litzen $\varnothing 0,6''$) erforderlich (Fig. 5). Aufgrund des Gleichstrombetriebs der Glattalbahn und der daraus folgenden streustrominduzierten Korrosionsgefährdung müssen die Vorspannkabel nach der Astra-Richtlinie 12 010 vollständig elektrisch isoliert ausgeführt werden (Vorspannkategorie C).

roundings was significantly influenced by obstacles located both below and above ground level. Possible pier locations were evaluated in respect of existing services. The boundary conditions led to highly variable span lengths. The viaduct includes a station linking the light rail system to the shopping mall Glatt. The width of the bridge has been enlarged to suit the needs of the new station.

Concept and Architectural Layout

One of the goals of the light rail system in the Glatt valley was to achieve a uniform appearance. Concrete has been chosen as the main construction material. The geometries of the cross section of the superstructure and the piers are a result of this concept (Fig. 4). In general, the viaduct consists of a single cell box girder carrying two light rail tracks. The superstructure has been designed as a prestressed cast-in-situ girder. The width of the deck is 8.30 m (widened to a max. of 9.20 m in horizontally curved areas) with a constant girder depth of 2.0 m. The standard span length is 35 m, whereas the max. span length reaches approx. 46 m.

The two webs are located in the axis of each track. They have a

Projektdaten

Bauherrschaft

VBG Verkehrsbetriebe Glattal AG, Glattbrugg, im Auftrag des Bundesamts für Verkehr (BAV) sowie der Volkswirtschaftsdirektion des Kantons Zürich

Projekt und Bauleitung

dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee (Federführung); Höltschi & Schürter AG, Zürich; Eichenberger AG, Zürich

Ausführung

Marti AG, Bauunternehmung, Zürich (Federführung); Stutz AG, Frauenfeld (techn. Leitung); Strabag, Zürich (techn. Leitung)

Technische Daten

Totale Länge: 1210 m
Spannweiten: 17,00 m bis 45,60 m
(mittlere Spannweite: 35 m)
Anzahl Felder: 34
Brückenbreite: 8,30 m bis 9,20 m
Konstruktionsbeton: 9950 m³
Bewehrungsstahl: 1700 t
Vorspannung: 180 t

Kosten

Rohbau inkl. Werkleitungsverlegungen und Strassenanpassungen: CHF 32,0 Mio.

Inbetriebnahme
Dezember 2010

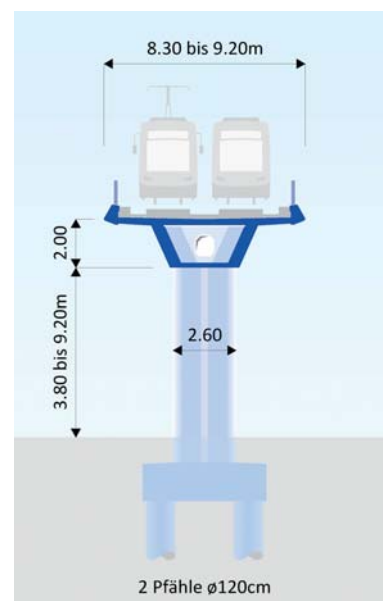


Fig. 4
Brückenquerschnitt.
Cross section of the bridge.



Fig. 5
Typische Abspannstelle.
Typical anchoring of prestressing tendons.



Fig. 6
Abschnittsgrenze.
Expansion joint.

Der Gleiskörper wird als feste Fahrbahn ausgebildet. Die (Vignol-) Schienen werden auf einer Betontragplatte befestigt, die über Schubnocken kraftschlüssig mit der Brückenkonstruktion verbunden ist. Zwischen der Oberfläche des Konstruktionsbetons und der Gleisplatte liegen eine Abdichtung aus Polymerbitumen und eine Gussasphaltschutzschicht. Der Viadukt ist in sechs statisch unabhängige Bewegungsabschnitte

large inclination for aesthetical reasons. This results in a vibrant structure and allowed optimizing the appearance of the transition between pier and superstructure. The tensile stresses in the single cell box section have been limited to less than $0.7 f_{ctm}$. The superstructure can be considered as uncracked for the serviceability limit state in the case of a max. live load. 2 x 6 prestressing tendons (15 and 19 strands 0.6", respectively) are required above the piers and 2 x 4 tendons (15 and 19 strands 0.6", respectively) in the span to fulfil this criterion in the case of a standard span length of 35 m (Fig. 5). The electrical direct current of the light rail system induces stray currents, which may lead to corrosion. In order to prevent this an electrically-insulated prestressing system (category C) had to be used. This system complies with the Astra guideline 12 010. The railroad embankment consists of a slab track. The rails are fixed to a reinforced concrete membrane slab, which is force-fit into the prestressed superstructure by means of shear keys. A bituminous waterproofing (PBD) has been provided on top of the deck slab of the box section, which is covered and protected by a layer of mastic asphalt. The viaduct, with a total length of 1,200m, was split into six independent units. The unit length varies between 110 m and 310 m.

aufgeteilt. Die einzelnen Brückenabschnitte sind schwimmend gelagert. Eine Ausnahme bilden jene Abschnitte an den Brückenenden, die in den Rampenkonstruktionen eingespannt sind. Die Längen der einzelnen Brückenabschnitte liegen zwischen 110 m und 310 m. Diese Abschnittslängen sind generell über die Begrenzung der Kapazität einer Schienendilatation definiert, die bei ± 150 mm liegt. Nach Möglichkeit wird aus Unterhaltsgründen auf Brückenlager auf den Stützen verzichtet. Zwei Stützentypen bilden jedoch Ausnahmen: Einerseits die Stützen bei den Dilatationen. Diese sind mit der Nachbarstütze des Folgeabschnittes fest verbunden, um differenzielle Querverschiebungen bei den Schienenauszügen zu verhindern, weshalb sie vom Überbau mit Brückenlagern losgelöst werden (Fig. 6). Andererseits mussten bei nicht orthogonalen Querungen von untenliegenden Verkehrsträgern (SBB, Autobahn, Kantonstrasse) die Stützen in Richtung dieser Verkehrsträger orientiert werden (Fig.7). Eine monolithische Verbindung dieser teilweise stark schief gestellten Stützen mit dem Überbau hätte (Torsions-)Zwängungen im Überbau zur Folge. Dies wird durch die Anordnung zentrischer Topflager auf den Stützen verhindert. Sämtliche Stützen wie auch die Widerlager sind auf Grossbohrpfählen $\varnothing = 90$ cm/120 cm fundiert. Die Pfähle im Raum Bahn-

Project Data

Client

VBG Public Transport Services Glattal AG, Glattbrugg, commissioned by the Federal Office of Transport (FOT) as well as the Department of Economics, Canton Zurich

Project and Site Management

dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee (general management); Höltschi & Schurter AG, Zurich; Eichenberger AG, Zurich

Execution

Marti AG, Bauunternehmung, Zurich (lead); Stutz AG, Frauenfeld (technical supervision); Strabag, Zurich (technical supervision)

Technical data

Total length: 1210 m
Spans: 17.00 m to 45.60 m (mean span: 35 m)
Number of spans: 34
Bridge width: 8.30 m to 9.20 m
Structural concrete: 9,950 m³
Reinforcing steel: 1,700 t
Prestressing steel: 180 t

Costs

Structural works including road works and relocation of public utility pipes: CHF 32.0 mio

Planned date to begin operation
December 2010

It was restricted by the capacity of the rail dilatation of ± 150 mm. In general, flexible structural systems were chosen. The longitudinal forces due to wind, earthquake and breaking as well as other horizontal actions are transferred to the foundation through the columns. Where appropriate fixed systems have been used at the abutments. In such cases the superstructure is monolithically connected and integrated into the concrete structure of the access ramps.

Wherever possible, bearings were avoided to increase the durability of the structure and keep maintenance costs low. Exceptions were made in the case of two pier types: Twin piers are provided at the expansion joints. Differential horizontal displacements cannot be tolerated in the rail track dilatation. They demand a uniform displacement behaviour perpendicular to the bridge axis. Therefore the individual piers have been connected with each other by a concrete slab in the top part of the twin piers. Pot bearings allowing displacements in the longitudinal direction of the bridge axis are provided on top of the twin piers to allow differential longitudinal displacements between the independent bridge units separated by the expansion joint (Fig. 6).

The existing traffic carriers (railway tracks, roads and motorways) influence the orientation of the columns (Fig. 7). One single pot bearing has been provided on top of the skew-oriented piers. The pot bearing was used to release the torsional restraint between the column and the superstructure.

All pile caps are supported by vertically drilled piles. The chosen diameters vary between 90 cm and 120 cm. The piles along the railway tracks at the station of Wallisellen are end bearing piles and embedded in compact moraine. The geological conditions change towards the motorway crossing. The pile lengths therefore increase up to 35 m. The pile loads are transferred to the soil (lacustrine



Fig. 7

Elegant schwingt sich der Viadukt über die Bahngleise.
Elegant crossing of the railway tracks.

hof Wallisellen sind vornehmlich als Spitzenpfähle in der kompakten Moräne eingebunden, während die Gründung im Raum der Autobahnquerung über rund 35 m lange Reibungspfähle in den hier mächtigen Seeablagerungen erfolgt.

Im Bereich der Autobahn muss die Autobahnausfahrtsbrücke unterfahren werden. Der Viadukt setzt hier in einer fangdammähnlichen Konstruktion auf einer Länge von rund 50 m auf dem Terrain auf. Die Böschung entlang der Autobahn muss für diese Konstruktion angeschnitten werden (Fig. 8). Die erforderliche Differenzkonstruktion besteht aus einer permanenten Nagelwand (ungespannte Anker mit Korrosionsschutzstufe 3 nach Norm SIA 267). Das darüberliegende Widerlager der bestehenden Autobahnausfahrtsbrücke war ursprünglich flach im oberen Bereich der Böschung fundiert. Neu wird dieses Widerlager autonom mit einer Tiefengründung unterfangen. Es werden Mikropfähle verwendet, die zur Minimierung der Setzungen mit verlorenen Flachpressen aktiv vorgespannt sind.

Bauablauf/Kosten

Für die Erstellung des Rohbaus standen aus übergeordneten Ab-

deposits) by skin friction. The light rail system has to cross under the existing bridge of the motorway exit. The chosen structural system is similar to a cofferdam with a total length of approx. 50 m. Space requirements for the new concrete structure necessitated a substantial modification of the existing slope along the motorway (Fig. 8). Permanent soil nails (unstressed threaded bars with corrosion protection class 3 according to SIA 267) have been used to reinforce the steep slope (10:1). The abutment of the existing motorway exit bridge rested on a flat foundation located in the upper part of the existing slope. The stresses between the existing foundation slab and the soil have been transferred to new vertical micropiles (underpinning of existing flat foundation). The micropiles have been prestressed using flat jacks to minimise abutment settlements.

Construction Time and Costs

In total, we had only 16 months to complete the construction works (June 2008 – October 2009) of the 1,200 m long viaduct before the bridge was handed over to the subsequent contractor for the installation of the light rail infra-

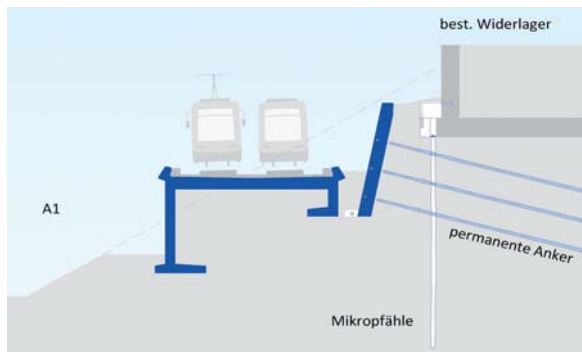


Fig. 8
Querschnitt im Bereich der Autobahn.
Cross section along the motorway.

hängigkeiten lediglich 16 Monate zur Verfügung (Juni 2008 bis Oktober 2009). Nach den Rohbauarbeiten wurde das Bauwerk den Folgeunternehmern für die gesamte bahntechnische Ausrüstung übergeben. Die Inbetriebnahme ist auf den Dezember 2010 festgesetzt. Diese äusserst enge Terminvorgabe bestimmte die Festlegung des Bauablaufs.

Nach den Umlegungen der Werkleitungen und der Erstellung der ersten Unterbauten konnte das Lehrgerüst einer ersten Überbauetappe bereits nach rund zwei Monaten gestellt werden. Für eine Überbauetappe, die generell zwei Brückenfelder umfasst, musste mit acht Wochen Erstellungszeit gerechnet werden. Da in einem Brückenabschnitt bis zu vier Überbauetappen vorgesehen waren, die wegen des Vorspannkonzpts nacheinander betoniert werden mussten, ergab sich eine Bearbeitungszeit für den Überbau eines gesamten Brückenabschnitts von rund acht Monaten. Unter Berücksichtigung der vorhergehenden Unterbauarbeiten sowie der nachfolgenden witterungsabhängigen Abdichtungsarbeiten zeigte sich, dass sämtliche sechs Brückenabschnitte gleichzeitig erstellt werden mussten. Dies wurde logistisch zu einer grossen Herausforderung. Einerseits war sehr viel Lehrgerüst- und Schalmaterial erforderlich, das nur zu kleinen Teilen umgesetzt bzw. wiederverwendet werden konnte. In Spitzenzeiten war weit mehr als die Hälfte der Brücke eingerüstet. Zwölf Turmdrehkrane standen gleichzeitig im Einsatz. Aber nicht

structure. The new light rail system will be fully operational in December 2010. The construction sequence has been defined by this extremely tight schedule.

Before starting with the drilled piles it was necessary to make service diversions. Only two months after the start of construction, the falsework for the first superstructure unit was already under erection. It took eight weeks to build two spans of the superstructure. The six independent bridge units consist of up to four construction stages, which have been cast subsequently as necessitated by the chosen post-tensioning layout. The construction of each bridge superstructure unit took approx. eight months. Construction works have been performed simultaneously on all six bridge units to meet the construction schedule. Logistics became a major challenge at this exceptionally complex construction site. The demand for falsework and formwork was very high. The reuse of this material was limited because of the short construction time. In the peak construction period more than half of the viaduct was covered by falsework. Twelve tower cranes were used simultaneously. Besides the material logistics, the allocation of human resources was another major issue. The demanding job has been managed and accomplished by five foremen and their teams.

The construction costs of the viaduct amount to CHF 32 mio. This includes road works and the installation of public utilities, but not the light rail infrastructure.

nur in Bezug auf die Materiallogistik, sondern auch bezüglich Personaleinsatz waren die Ausführenden gefordert. Fünf Poliere mit jeweils eigenständigen Teams waren zur Bewältigung der anspruchsvollen Aufgabe notwendig.

Die Baukosten für das Brückenbauwerk, die Werkleitungsverlegungen und die Strassenanpassungen belaufen sich auf 32 Millionen Franken, wobei die Bahntechnik darin nicht eingerechnet ist.

Autoren/Authors

Beat Meier
dipl. Bauing. ETH
dsp Ingenieure & Planer AG
CH-8606 Greifensee
meier@dsp.ch

Rolf Meichtry
dipl. Bauing. ETH
Höltschi & Schurter AG
CH-8050 Zürich
rmeichtry@hoeltschi-schurter.ch

Neue Aarebrücke Olten

New Aare River Bridge, Olten

Harry Fehlmann, Rudolf Vogt



Fig. 1
Stand der Arbeiten im Februar 2010. Der Tagbautunnel ist im Rohbau erstellt.
In Bildmitte ist die Schalung für die erste Überbauetappe sichtbar.
The state of construction in February 2010, with the completed tunnel and, in the middle of the picture, the formwork for the first stage of the cover slab.

Einleitung

Die neue Aarebrücke ist Teil der geplanten Entlastungsstrasse Olten. Diese wird bei einem neu zu erstellenden Knoten von der bestehenden Kantonsstrasse abzweigen, die Aare überqueren und am anderen Ufer direkt in einen Tunnel münden.

Mit dem Brückenprojekt geht auch die Umgestaltung der Uferwege einher. Der rechtsufrige Weg muss im Bereich der Brücke auf einer Länge von rund 200 m neu erstellt werden. Ausserdem ist das über dem Tunnel liegende Quartier mit einem Fuss- und Veloweg neu zu erschliessen. Das Brückenprojekt maya ging als Sieger aus einem Projektwettbewerb

Introduction

The new Aare River Bridge is part of the planned bypass road that will give the city of Olten some relief from through-traffic. A new node will link the bypass road with the existing one. After crossing the Aare River the new road will lead directly into a tunnel.

The reshaping of the riverside walks is also part of the bridge project. The footpath on the right bank will be reconstructed over a length of 200 m. The urban area above the tunnel is made accessible by a new path for pedestrians and cyclists.

The maya bridge project was selected out of more than sixty contestants due to its excellent

werb mit über 60 Teilnehmern hervor, da es die vielfältigen Anforderungen am besten erfüllt.

Randbedingungen

Für den Entwurf der Brücke und deren Konzept waren diverse Randbedingungen von Bedeutung: Im Mittelbereich der Aare dürfen keine Pfeiler gestellt werden. Es gilt, beim 100-jährigen Hochwasser ein Freibord von 1,0 m in den Uferzonen und 1,5 m im Mittelbereich der Aare einzuhalten. Der Lärmschutz ist von zentraler Bedeutung, da die Brücke in unmittelbarer Nähe von Wohnquartieren liegt. Es wurden darum beim Wettbewerb 1,5 m hohe Lärmschutzwände im Brückenbe-



Fig. 2
Blick von der Oberwasserseite über die Aare Richtung Tunnel.
View in the direction of the tunnel from upstream of River Aare.



Fig. 3
Blick über die Brücke Richtung Hausmatt-Tunnel.
View over the bridge in the direction of the Hausmatt Tunnel.

fulfilment of the diverse requirements.

Boundary conditions

For the design of the bridge and its concept, different preconditions had to be met: No piers are allowed in the middle of the Aare River. For a one hundred year flood, a freeboard of 1.0 to 1.5 m is required. Noise control is also a very important issue because of the project's proximity to residential districts. The competition's terms specified 1.5 m high noise barriers on the bridge and in additional noise protection measurements in the tunnel portal area.

Concept and design

The goal was to design a bridge that reflects the asymmetry of the river banks without being too prominent. The construction was meant to be innovative while still following the trend in contemporary civil engineering.

The aim of the design was to fully incorporate the tunnel portal into the bridge project to give the impression of an integral structure. Together with the portal, the bridge marks the start of the bypass road. The tunnel portal, however, was not intended simply to blend aesthetically with the bridge as a whole, but also to form an integral part of the structural design concept.

The maya project proposed a single-span bridge of span length 88.5 m with no supporting piers

reich gefordert. Zusätzliche Lärmschutzmassnahmen wurden im Portalbereich des Tunnels verlangt.

Konzept und Gestaltung

Das Ziel unseres Projektteams war, eine Brücke zu entwerfen, die die Asymmetrie der Ufer widerspiegelt, ohne zu markant in Erscheinung zu treten. Es sollte eine innovative Konstruktion entstehen, die den heutigen Zeitgeist des Ingenieurbaus repräsentiert.

Es wurde das Ziel angestrebt, die Gestaltung des Tunnelportals in das Brückenprojekt mit einzubeziehen. Die Brücke soll zusammen mit dem Portal den Auftakt der Umfahrungsstrasse signalisieren. Das Tunnelportal soll aber nicht nur ästhetisch, sondern auch statisch in das Gesamtkonzept integriert werden, um dem Grundsatz der Brücke als integrales Bauwerk gerecht zu werden.

Das Projektteam maya schlug darum eine Brücke vor, welche die Aare stützenfrei überquert und am Tunnelportal aufgehängt ist. Die Gestaltung der Brücke zeigt den Kraftfluss auf und widerspiegelt die Gegensätzlichkeit der beiden Flussgestade.

Die Brücke weist einen Trogquerschnitt auf. Die beiden seitlichen, vorgespannten Hauptträger bilden gleichzeitig auch die Absturzsicherung und den Lärmschutz. Sie überspannen den Fluss stützenfrei mit einer Spannweite von

founded in bed of the river Aare, supported on the one side by the tunnel portal. The bridge was also designed to take into account the natural flow of forces in the structure and the asymmetry of the riverbanks, without it being too prominent in the landscape.

The two prestressed main girders of the trough bridge provide the structural safety and also act as noise barriers. To reduce stresses and deformations, the main girders are suspended on prestressed

Projektdaten

Bauherr

Kanton Solothurn, Amt für Verkehr und Tiefbau, Solothurn

Bauunternehmung

Arge Brücken Olten: Implenia Bau AG, Zürich (Federführung); Rothpletz, Lienhard + Cie, Aarau; Frutiger AG, Thun; Meier + Jäggi AG, Olten

Planer

Planergemeinschaft maya: Bänziger Partner AG, Ingenieure + Planer SIA USIC, Baden (Federführung); ACS-Partner AG, dipl. Bauingenieure ETH SIA USIC, Zürich; Eduard Imhof, Architekt, Luzern; David + von Arx, Landschaftsarchitekten, Solothurn

Technische Daten

Längs und quer vorgespannte Trogbrücke

Gesamtlänge: 140 m (inkl. Dreispur-Tagbautunnel)

Spannweite über der Aare: 88,50 m

Breite: 15,60 m

Bohrpfähle: Ø 90 cm und Ø 130 cm

Materialverbrauch

Beton: 5100 m³

Bewehrungsstahl: 690 t

Spannstahl: 110 t

Baukosten

ca. CHF 16,5 Mio.

Bauzeit

2008–2011

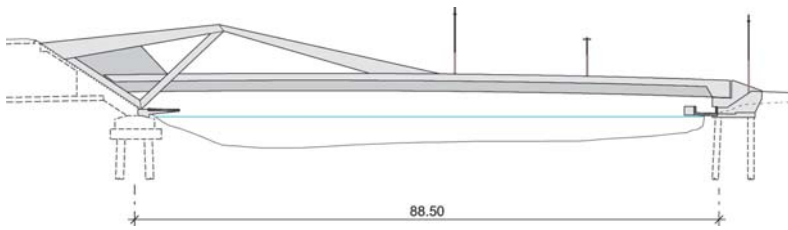


Fig. 4
Ansicht von der Oberwasserseite.
Plan view from upstream side.

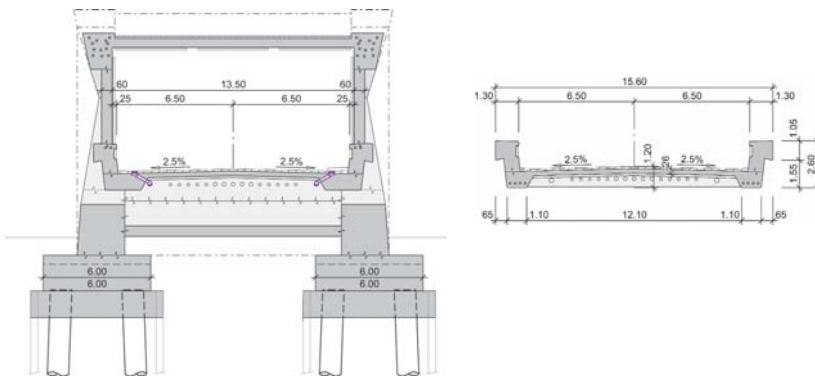


Fig. 5
Querschnitte Portalbereich und Brückenbereich.
Cross sections in the portal and bridge regions.

88,50 m. Zur Reduktion der Beanspruchungen und der Verformungen sind die Träger an vorgespannten Betonsegeln aufgehängt und zum Tunnelportal hin abgespannt. Damit wird das Portalbauwerk zu einem tragenden Bestandteil der Brücke.

Die Trogkonstruktion selbst und in die Längsträger eingelassene,

so-called "concrete sails" and anchored to the tunnel portal. In this way the tunnel becomes a load-bearing component of the bridge.

The trough structure itself as well as inlaid sound-absorbing elements provide the noise protection. Load-bearing members overlap with noise-protection ele-

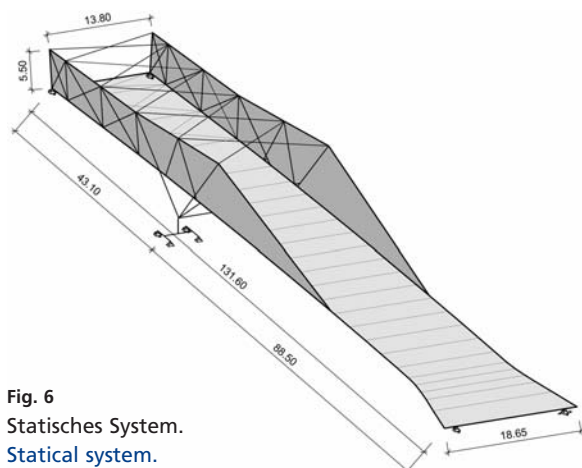


Fig. 6
Statisches System.
Statical system.

schallabsorbierende Elemente gewährleisten den Lärmschutz. Statische Bauteile und Schallschutzelemente überlagern sich und generieren keine zusätzlichen Flächen. Ausserdem ist die monolithische Verbindung von Tunnel und Brücke von Vorteil, da so auf einen Geräusch erzeugenden Fahrbahnübergang verzichtet werden kann. Das Wohnquartier oberhalb des Tunnels wird durch ein bis in den Flussbereich herausragendes Portaldach vom Verkehrslärm abgeschirmt. Wände und Decke sind im Portalbereich mit lärmabsorbierenden Elementen ausgekleidet.

Das gewählte oben liegende Tragwerk ermöglicht eine tief liegende Strassennivelette und ergibt die bestmögliche vertikale Linienführung für die Strasse und den angrenzenden Tunnel.

Tragkonstruktion

Die Brücke wirkt als einfeldriger, einseitig eingespannter Balken mit einem Trogquerschnitt. Zwischen den Hauptträgern sind vorgespannte Querträger eingehängt, welche die Fahrbahnplatte tragen. Diese wirken als einfache Balken mit einer Spannweite von 13,00 m. Die Gesamtspannweite beträgt 88,50 m. Die Längsträger weisen eine konstante Höhe von 2,60 m auf. Dank Einspannung des Überbaus im Tunnelportal und dem Betonsegel kann die Aare stützenfrei überspannt werden.

Beim Widerlager Ost ist die Brücke in Längsrichtung verschieblich gelagert. Dort sind Gleitlager und ein Fahrbahnübergang vorgesehen.

Der Überbau ist in Längsrichtung so stark vorgespannt, dass der Beton unter ständigen Lasten ungerissen bleibt. Dies gilt auch für die Querträger. Damit wird eine gute Dauerhaftigkeit gewährleistet. Ein Teil der Kabel steigt vom Brückenträger in die Betonsegel und läuft von dort weiter durch das Portalbauwerk bis in den Querschnitt des Dreispur隧nells. Im Betonsegel musste eine gekrümmte Kabelführung gesucht werden, die mit ihren Umlenkräften das Eigengewicht des

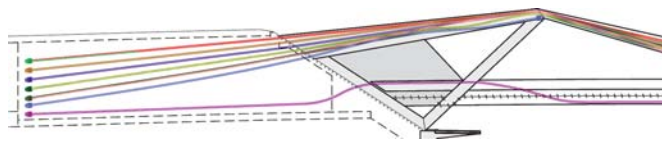


Fig. 7
Längsvorspannung Abschnitt West.
Longitudinal prestressing Section West.

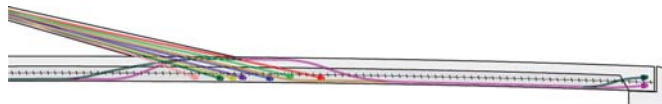


Fig. 8
Längsvorspannung Abschnitt Ost.
Longitudinal prestressing Section East.

ments and thus do not generate any additional surfaces. Furthermore, the monolithic connection of tunnel and bridge makes it possible to omit a noisy transition joint. The tunnel portal reaches into the river area, which helps protect the residential area above the tunnel from traffic noise. The walls and the roof in the tunnel portal area are lined with sound absorbing elements.

Thanks to the overhead load-bearing structure, a low gradient marker is possible, which results in the optimal vertical alignment of the road and tunnel.

Structure

The structure is a single-span trough bridge which is fixed on one side. Prestressed cross girders are hinged to the main girders and support the deck. These cross girders are simply supported and span 13.0 m each.

The bridge spans 88.5 m and the main girders are 2.60 m high. The fixation of the bridge to the tunnel portal, together with the concrete sails enables a pier-free crossing of the Aare River.

A movable bearing support and an expansion joint allow longitudinal movements of the bridge at the eastern abutment.

Prestressing in the longitudinal and transversal directions prevents the superstructure from cracking under the effects of

Segels kompensiert. Die Vorspannung ist so ausgelegt, dass unter ständigen Lasten auch in den Querschnitten am oberen und unteren Ende des Segels keine wesentlichen Randzugspannungen auftreten.

Für die gesamte Vorspannung werden Kunststoffhüllrohre (Kategorie b) verwendet.

Statisches System

Die Schnittkraftermittlung erfolgte an einem räumlichen Stabmodell. Dabei ist die Brücke mit zwei Längsträgern, 20 Querträgern und zwei Zugstreben (Betonsegel) modelliert. Auch das Tunnelportal wurde mit Stäben modelliert. Um die Scheibenwirkung der Tunnelwände und -decken zu simulieren, wurden Fachwerkdiaagonalen eingeführt. Die Lagerung der Brücke wurde mit elastischen Federn abgebildet, welche die Nachgiebigkeit der Pfähle berücksichtigen.

Die Schnittkräfte des Tunnelportals aus der Quertragwirkung wurden an einem ebenen, rahmenförmigen Stabmodell mit zwei unten eingespannten Stielen, einem oberen Horizontalträger sowie einem elastisch gelagerten Riegel (Bodenplatte) ermittelt.

Die Optimierung der Kabelführung war sehr aufwändig, da sowohl die Auswirkungen auf die Spannungen in Gebrauchszustand zu berücksichtigen waren als auch

dead loads and therefore provides enhanced durability. Some of the prestressing tendons rise through the superstructure and go up through the sails and into the tunnel portal. They are anchored in the tunnel structure.

In the sails, a curved tendon routing had to be determined in order to compensate the dead load by deflection forces. The prestressing has been specifically designed so that, under dead loads, no edge tensile stresses occur in the cross sections of the sails. Only plastic ducts are used for the tendons.

Structural System

Internal forces were determined by the use of a three-dimensional truss model. The bridge was modeled with two longitudinal girders, 20 cross girders and two ties (concrete sails). A truss model was also applied to determine the stresses in the tunnel portal. Diagonal members were added to take into account the diaphragm action of tunnel walls and cover slab. Elastic springs were chosen to model the flexibility of the piles in the ground.

The effects in the tunnel portal resulting from the transverse load-bearing behavior were determined using a linear elastic frame model. The model consists of two posts fixed at the bottom, an upper cross girder and a lower,



Fig. 9

3-D-Modell vom Anschluss Querträger – Längsträger und fertiges Muster-element in Originalgrösse.

3-D model of connection of transverse and longitudinal beams and completed prototype element in original size.

die konstruktive Ausgestaltung der dreidimensionalen Führung von Längs- und Quervorspannung (Kreuzungs- und Verankerungsstellen). Ausserdem wurde grosser Wert auf die einwandfreie Verlegbarkeit der Bewehrung und das Verarbeiten des Betons gelegt.

Die Bewehrung und Vorspannung wurden in den Knotenbereichen dreidimensional aufgezeichnet und optimiert. Um die Verarbeitbarkeit zu überprüfen, wurde je ein Musterelement erstellt vom Bereich des Portalknotens und vom Anschluss des Querträgers an den Hauptträger. Die Musterelemente wurden in Originalgrösse geschalt, bewehrt und mit dem für die Brücke vorgesehenen Beton C50/60 betoniert.

Tagbautunnel

Der beim Portal beginnende Dreispurbereich des Tagbautun-

nels ist monolithisch mit der Brücke verbunden und gehört zum Brückentragwerk. Er ist rund 40 m lang und dient der Brücke als Gegengewicht. Die in Quer-

richtung als Rahmen wirkende Konstruktion ist schlaff bewehrt. Mit der Längsvorspannung in den Tunnelwänden wird das Gegengewicht für die Brücke aktiviert. Vollflächig verklebte Polymer-Bitumen-Dichtungsbahnen dichten die Decke und die Wände ab.

elastically bedded cross girder (as floor slab). The optimization of the prestressing tendon profile was quite complex. The effects on the stresses under service loads as well as the structural detailing had to be considered. Special attention had to be paid to the crossings of longitudinal and transverse prestressing and the anchorage zones. Another important issue was to design a reinforcement layout that would allow proper reinforcement placement and concrete workability. In order to optimize the reinforcement and the prestressing profile in the nodal zones, three-dimensional drawings were made. Specimens of the portal node and the connection between cross girder and main girder were built to test the concrete's workability. These specimens were fabricated in full-scale and cast with a con-

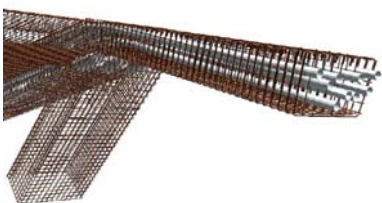


Fig. 10

3-D-Modell des Portalknotens und fertiges Musterelement in Originalgrösse.

3-D model of portal nodes and completed prototype element in original size.

Project data

Owner

Canton of Solothurn, Amt für Verkehr und Tiefbau, Solothurn

Contractors

Consortium Brücken Olten: Implenia Bau AG, Zurich (lead); Rothpletz, Lienhard + Cie, Aarau; Frutiger AG, Thun; Meier + Jäggi AG, Olten

Design

Design team maya: Bänziger Partner AG, Ingenieure + Planer SIA USIC, Baden (lead); ACS-Partner AG, dipl. Bauingenieure ETH SIA USIC, Zurich; Eduard Imhof, Architekt, Lucerne; David + von Arx, Landschaftsarchitekten, Solothurn

Technical information

Trough bridge, prestressed in longitudinal and transverse directions

Length (incl. three-lane cut-and-cover tunnel): 140 m

Span: 88.50 m

Width: 15.60 m

Pile foundation: Ø 90 and Ø 130 cm

Costs

Approx. CHF 16.5 Mio.

Construction period

2008–2011

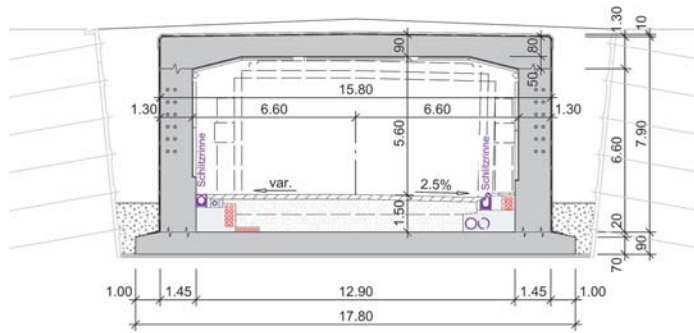


Fig. 11
Querschnitt Tagbautunnel mit Längsvorspannung in den Tunnelwänden.

Cross section of cut-and-cover tunnel with longitudinal prestressing in the tunnel walls.

crete of the same strength class C50/60 that will be used for the bridge as well.

Cut-and-cover tunnel

Beginning at the portal, the three-lane cut-and-cover section is monolithically connected with the bridge and belongs to the load-bearing structure of the bridge. This section is 40 m long and acts as a counterbalance for the bridge. In the transverse direction, the structure functions like a frame. It is not prestressed.

The longitudinal prestressing in the tunnel walls activates the counterbalance for the bridge. The tunnel deck slab and walls are sealed with polymer-bitumen sheets.

Abutments

The eastern abutment features a chamber that allows the inspection of the bearings and the expansion joint and – if necessary – a smooth replacement of these wearing parts. The abutment is founded on six bored piles Ø 90 cm. The depth of embedment in the gravel is 17 m. The western abutment has to transfer loads from the bridge as well as the tunnel.

Therefore, two groups consisting of four bored piles of Ø 130 cm are planned. With a length of 35 m, they reach solid rock. Their anchoring depth in the rock averages 3 m. As a consequence, practically no settlements are expected.

Widerlager

Das Widerlager Ost ist mit einer Widerlagerkammer ausgestattet, um Lager und Fahrbahnübergang kontrollieren und im Bedarfsfall austauschen zu können. Es ist auf sechs Bohrpfählen Ø 90 cm fundiert. Diese sind 17 m im Niederterrassenschotter eingebunden. Beim Widerlager West werden sowohl Lasten aus dem Tunnel als auch aus dem Brückenkörper in den Untergrund abgeleitet. Dies geschieht über zwei beidseitig von der Brücke angeordnete Pfahlgruppen à vier Bohrpfählen Ø 130 cm. Diese reichen mit 35 m Länge bis auf den Fels und sind dort 3 m tief eingebunden. Damit ist eine praktisch setzungsfreie Fundation gewährleistet.

Bauablauf und -verfahren

Der Bauvorgang basiert auf erprobten und bewährten Verfahren und Abläufen:

- Hilfsbrücke zur Erschliessung der linksufrigen Baugrube
- Erstellen des Tagbautunnels über die Hilfsbrücke
- Umbau Hilfsbrücke zu Lehrgerüst
- Erstellen des Überbaus in zwei Etappen
- Erstellen von Portal und Betongesel.

Die Herstellung der teilweise ungewöhnlichen Formen ist sehr anspruchsvoll und verlangt vom Unternehmer eine gute Arbeitsvorbereitung und ein hohes Fachwissen.

Construction sequence and methods

Construction methods are based on well-proven and reliable procedures and workflows:

- Temporary bridge for the development of the left-bank construction pit
- Construction of the cut-and-cover tunnel using the temporary bridge
- Conversion of the temporary bridge into falsework
- Construction of the superstructure in two stages
- Construction of the tunnel portal and concrete sails.

The fabrication of the partly unusual shapes is very challenging and requires high-quality process engineering and the know-how of the contractor.

Autoren/Authors

Harry Fehlmann
dipl. Bauing. ETH
Bänziger Partner AG
CH-5400 Baden
h.fehlmann@bp-ing.ch

Rudolf Vogt
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH
ACS-Partner AG
CH-8050 Zürich
rudolf.vogt@acs-partner.ch

Il nuovo ponte sulla Verzasca a Frasco

The new bridge at Frasco over the Verzasca River

Aurelio Muttoni, Livio Muttoni, Franco Lurati

Introduzione

Il nuovo ponte sulla Verzasca a Frasco, concepito nel 2002 e realizzato nel 2009, è caratterizzato da un concetto strutturale innovativo scaturito dall'esigenza di ottenere la massima trasparenza, facilitare il deflusso del fiume Verzasca, aumentare la durabilità e ridurre i costi di costruzione e di manutenzione.

Inserimento nel paesaggio e scelte progettuali

La strada che raggiunge l'alta valle Verzasca attraversa il fiume omonimo su un ponte in muratura costruito nel XIX secolo. L'antico ponte a due campate poggia su un blocco roccioso situato al centro dell'alveo. La larghezza esigua della carreggiata (4,80 m),

Introduction

In this paper the main aspects with respect to the design and the construction of the new bridge over the River Verzasca at Frasco (Switzerland) are presented. The structure was designed in 2002 and built in 2009. It presents an innovative structural concept coming from the need to achieve maximum transparency for the structure, minimizing the impact on the flow of the River Verzasca, enhancing the durability and robustness of the structure and reducing construction and maintenance costs

Landscape considerations and design

The road through the Verzasca Valley crosses over the River Ver-

lo stato deteriorato della volta e la stabilità precaria dei muri di timpano al passaggio dei veicoli pesanti avevano spinto il committente a richiedere l'elaborazione di un progetto di risanamento che prevedeva la costruzione di una nuova piattabanda in calcestruzzo armato e un intervento di rinforzo sistematico della struttura muraria. Il costo elevato di questo progetto e l'impatto visivo della nuova piattabanda aveva indotto il committente, in alternativa al risanamento del ponte esistente, alla costruzione di un nuovo ponte situato a valle. La situazione delicata, con l'antico ponte nelle vicinanze, richiedeva un progetto nello stesso tempo sobrio, elegante e con un carattere sufficientemente forte. Si è



Fig. 1
Il nuovo ponte visto da valle.
View of the new bridge.



Fig. 2

Lavori di sistemazione a ponte ultimato. Sullo sfondo s'intravede il ponte ad arco del XIX secolo.

Work during construction. 19th century bridge can be seen in the background.

zasca by means of a 19th century masonry bridge. The existing bridge has two spans, with a pier founded on the rocks in the middle of the river. The bridge presented some restrictions such as a rather limited width (4.8 m), damage in the arched sections and stability problems with the vertical walls. A rehabilitation project for the bridge however did not materialise due to its high cost. As an alternative, the project for a new bridge was proposed. In this paper the new bridge project is presented.

The design of the new bridge was greatly influenced by the pre-

pertanto optato per una struttura monolitica in calcestruzzo armato precompresso con una campata unica che garantisce la massima trasparenza in modo da non nascondere l'antico ponte con il suo caratteristico appoggio centrale. Il fiume Verzasca ha un carattere torrenziale e una portata media che non raggiunge i 10 m³/s; nel caso di precipitazioni si possono verificare forti aumenti della massa d'acqua e la piena centennale è stimata a ben 660 m³/s. Inoltre, in caso di piena, l'alveo può diventare instabile fino a una profondità di alcuni metri. Per questo motivo, le fondazioni hanno do-

senza of the existing one, as it needed to be smooth and unobtrusive but with some character. While taking into account these considerations, it presented an opportunity to design a slender prestressed concrete girder, ensuring maximum transparency, so that the existing masonry bridge was not hidden. The cross-section of the bridge is T-shaped with a single web.

The River Verzasca experiences significant flooding in spring and summer. Typically, the flow is no more than 10 m³/s. However, during floods, the river may carry up to 660 m³/s. In addition, during floods, the first few metres of the soil can become unstable. Due to these considerations, foundations needed to be deep enough to avoid the danger of scour. In order to comply with such exigencies and to fix the ends the T-shaped girder to increase the slenderness of the bridge, an efficient structural concept was developed. It consists in creating two supports (one at each end) founded on deep footings. Each support is composed of a narrow inclined wall and an inclined strut, the girder being fixed to both elements. The shape

Client

Canton Ticino, Dipartimento del Territorio

Design

Ing. Aurelio Muttoni, Livio Muttoni, Franco Lurati e Marco Tajana (Grignoli Muttoni Partner Studio d'ingegneria SA, Lugano)

Landscape consulting

Arch. Michele Arnaboldi, Locarno

Construction firm

Mancini e Marti SA, Bellinzona

Cost

3,100,000 CHF (VAT and design costs included)

Committente

Canton Ticino, Dipartimento del Territorio

Progetto

Ing. Aurelio Muttoni, Livio Muttoni, Franco Lurati e Marco Tajana (Grignoli Muttoni Partner Studio d'ingegneria SA, Lugano)

Consulente per l'inserimento paesaggistico

Arch. Michele Arnaboldi, Locarno

Impresa costruttrice

Mancini e Marti SA, Bellinzona

Costo totale

3 100 000 CHF IVA inclusa (onorari compresi)



Fig. 3
Telaio con sezione a T e trave unica centrale.
T-shaped girder and support.

vuto essere impostate a una profondità sufficiente da scongiurare il pericolo di scalzamento. L'esigenza di garantire la massima trasparenza e quella di permettere il deflusso in caso di piena hanno portato allo sviluppo di uno schema strutturale innovativo costituito da una trave molto snella, sostenuta da due puntoni inclinati appoggiati a loro volta su due piedritti adagiati sulle due rive della Verzasca e fondati su due piastre di fondazione profonde.

Struttura

Il ponte presenta una lunghezza totale di 85,20 m e una luce di 41,60 m all'innesto dei puntoni. La piattabanda larga 7,00 m e la nervatura centrale larga 1,10 m formano una sezione a T. Questa sezione risulta dalla volontà di garantire la massima trasparenza e massimizzare la durabilità con la struttura portante protetta dalla piattabanda. La torsione nell'impalcato generata dai carichi asimmetrici sulla sezione è trasmessa dalla nervatura centrale ai puntoni e ai piedritti. L'impalcato con snellezza pari a $1,50/43,10 = 1/29$ in campata e $2,50/43,10 = 1/17$ all'appoggio sui puntoni, è pre-

and dimensions of the various elements were optimized in order to provide maximum transparency.

Structure

The bridge is 85.20 m long, with a central clear span of 41.60 m. The deck slab is 7.0 m wide, supported on a central web 1.10 m thick (T-shaped cross-section). Such a cross-section was selected in order to ensure maximum transparency and to increase durability due to the protection offered by the deck slab. Torsion due to eccentric loading is transmitted by the central web to the supports. The gir-

compresso su tutta la lunghezza con tre cavi da 19 trefoli $\varnothing 15,7$ mm. I due puntoni sono impostati a un'altezza ben superiore a quella delle fondazioni in modo da garantire il deflusso del fiume Verzasca e una buona trasparenza. Ne risulta una sollecitazione importante dei piedritti che sono stati pertanto precompressi con due cavi da 19 trefoli $\varnothing 15,7$ mm ciascuno. La forma dei piedritti, come pure quella dei puntoni, è stata ottimizzata in funzione degli sforzi mediante un'analisi con campi di tensione e modelli bielle-e-tiranti.

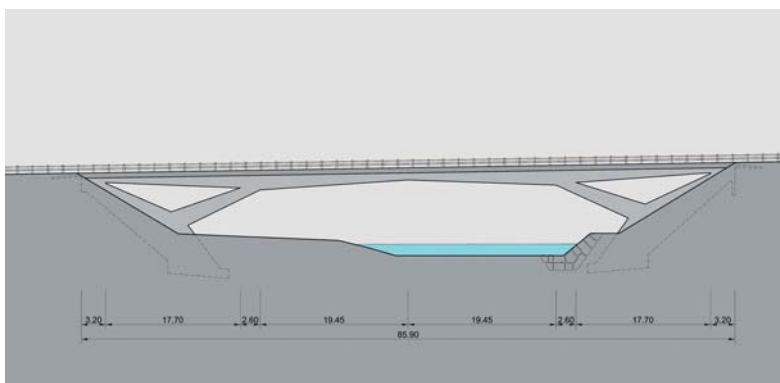


Fig. 4
Vista.
Elevation view.

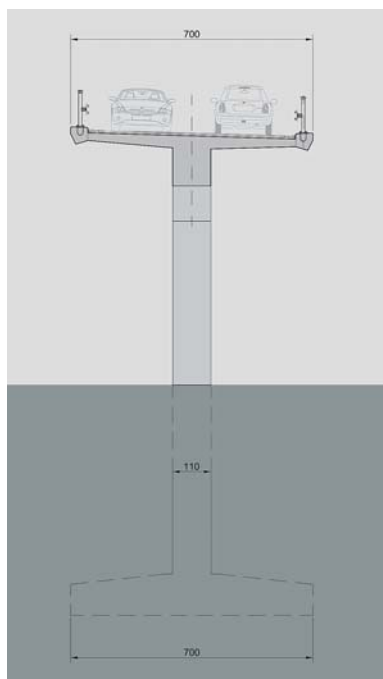


Fig. 5
Sezione trasversale.
Cross-section.

der has a slenderness ratio equal to $1.50/43.10 = 1/29$ at mid-span and to $2.50/43.10 = 1/17$ at the supports. Prestressing of the girder consists of three tendons with 19 strands of 15.7 mm diameter. In order to minimize interference with the flow of the River Ver-

zasca, the struts of the supports do not carry the loads directly to the foundations. As a result, significant forces develop in the wall. Therefore two tendons with 19 strands 15.7 mm in diameter are installed to ensure sufficient strength at the ultimate load and satisfactory behaviour under service loads. The shape of the supports was optimized during design by considering stress fields and strut-and-tie models.

Costruzione

Il cantiere è stato aperto durante il mese d'ottobre 2008. Dopo il getto delle fondazioni avvenuto nella primavera 2009 si è provveduto alla costruzione dei piedritti precompressi e dei puntoni. L'impalcato è in seguito stato realizzato nel mese di giugno 2009 su una centina convenzionale con un getto unico su tutta la lunghezza del ponte. I cordoli sono stati gettati in seguito al fine di correggere le inevitabili imprecisioni della centinatura usando un calcestruzzo resistente al gelo e ai sali di disgelo. I lavori di finitura sono stati ultimati nel mese di settembre 2009. Per tutto il ponte sono stati utilizzati 750 m³ di calcestruzzo (classe C25/30 per le fondazioni e i cordoli; C30/37 per il resto della struttura), 140 t d'acciaio d'armatura e 7,8 t d'acciaio armonico per cavi di precompressione.

zasca, the struts of the supports do not carry the loads directly to the foundations. As a result, significant forces develop in the wall. Therefore two tendons with 19 strands 15.7 mm in diameter are installed to ensure sufficient strength at the ultimate load and satisfactory behaviour under service loads. The shape of the supports was optimized during design by considering stress fields and strut-and-tie models. The framed structure is fully monolithic to the abutments and approach slabs. This avoided placing expansion joints or bearings with the aim of reducing maintenance costs.

Construction

Construction started in October 2008. After casting of the foundations (in spring 2009), the supports were installed. Finally, the T-shaped girder was concreted in June 2009. Concreting took place on conventional falsework and in one sequence. The edge beams (supporting the safety barriers) were subsequently cast (using a concrete resisting icing and defrosting salts) and allowed correcting potential inaccuracies of the falsework.

Casting of the bridge required 750 m³ of concrete. The specified compressive strength of concrete was 25 MPa for the foundations and 30 MPa for the rest of the structure. 140 tons of ordinary reinforcement was used and 7.8 tons of prestressing steel.

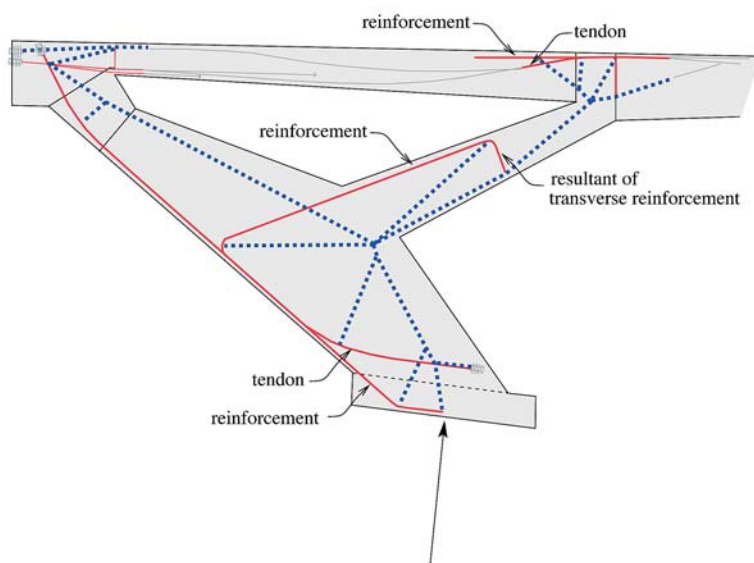


Fig. 6
Modello a bielle-e-tiranti per il dimensionamento dei piedritti e dei puntoni.
Strut-and-tie model for dimensioning of support elements.

Autori/Authors

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

Livio Muttoni
Ing. dipl. SUPSI

Franco Lurati
Ing. dipl. ETHZ

Grignoli Muttoni Partner Studio
d'ingegneria SA
CH-6900 Lugano
info@gmpartner.ch

Punt d'En Vulpera (Innbrücke Vulpera)

Inn Bridge Vulpera

Walter Kaufmann, Oliver Müller, Rudolf Vogt

Einleitung

Die Verbindungsstrasse Nairs–Tarasp ist die einzige Strassenverbindung zum Kurort Tarasp-Vulpera. Die schmale, an mehreren Stellen unübersichtliche Strasse ist bautechnisch in einem schlechten Zustand. Ein Variantenstudium zeigte, dass der Bau einer neuen Brücke die beste Lösung zur Beseitigung dieser unbefriedigenden Situation ist. Aus diesem Grund wurde im Jahr 2005 ein Projektwettbewerb für eine neue Brücke durchgeführt, aus dem das in diesem Beitrag beschriebene Projekt LUNA als Siegerprojekt hervorging.

Situation

Die rund 240 m lange Innbrücke Vulpera überspannt die Innchlucht in einer Höhe von rund 70 m. Die zweispurige Strassenbrücke ist im Grundriss gerade und weist ein Längsgefälle von generell 7,5% auf.

Introduction

The road Nairs–Tarasp is the only road connection to the tourist destination Tarasp-Vulpera. The narrow and windy road is in a poor condition. A concept study showed that the construction of a new bridge is the best solution to eliminate this unsatisfying situation.

As a result, a design competition took place in 2005. The project LUNA was the winning design and the project details are presented in the following article.

Situation

The approximately 240 m long Inn Bridge Vulpera spans the Inn gorge at a height of about 70 m. The straight two lane bridge has a longitudinal slope of 7.5%.

The design and construction of this structure was technically and aesthetically demanding. The structural concept is the result of an intensive evaluation of the

Die Projektierung und Ausführung dieses Bauwerks war in technischer und in gestalterischer Hinsicht anspruchsvoll. Das Tragwerkskonzept ist das Resultat einer intensiven Auseinandersetzung mit den topografischen, landschaftlichen und geologischen Besonderheiten des Ortes.

Der für die Fundation einer Brücke geeignete Fels (stabiler Bündnerschiefer) steht erst in grösserer Tiefe an, und die linke Talflanke ist instabil. Daher sollten keine Horizontallasten infolge vertikaler Beanspruchungen resultieren und die Horizontallasten in Kombination mit grossen Vertikallasten abgeben werden können.

Die Zugänglichkeit der Talflanken ist durch Hangneigungen von über 100% erschwert. Es sollten möglichst wenige Einzelbaustellen in den Talflanken erforderlich sein, um die Baustelle mit vernünftigem Aufwand erschliessen zu können.

Die neue Brücke ist aus manchen Perspektiven gut einsehbar und wird das Landschaftsbild grossräumig prägen. Sie soll sich selbstbewusst, aber ohne spektakuläres Pathos in die dramatische Landschaft einfügen.

Die gewählte Lösung, eine sorgfältig gestaltete und durchkonstruierte Freivorbaubrücke, widerspiegelt die hohen Anforderungen, welche die Umgebung an das Bauwerk stellt.

Tragwerkskonzept

Gesamtsystem

Die Innbrücke Vulpera wurde als Freivorbausystem mit zwei Pfeilern und einem gevouteten Träger konzipiert. Im Endzustand wirkt das Bauwerk als in den Pfeilerfundamenten eingespannter verschieblicher Rahmen (schwimmende Lagerung). Damit kann die im Bauzustand erforderliche Pfeilersteifigkeit auch im Endzu-

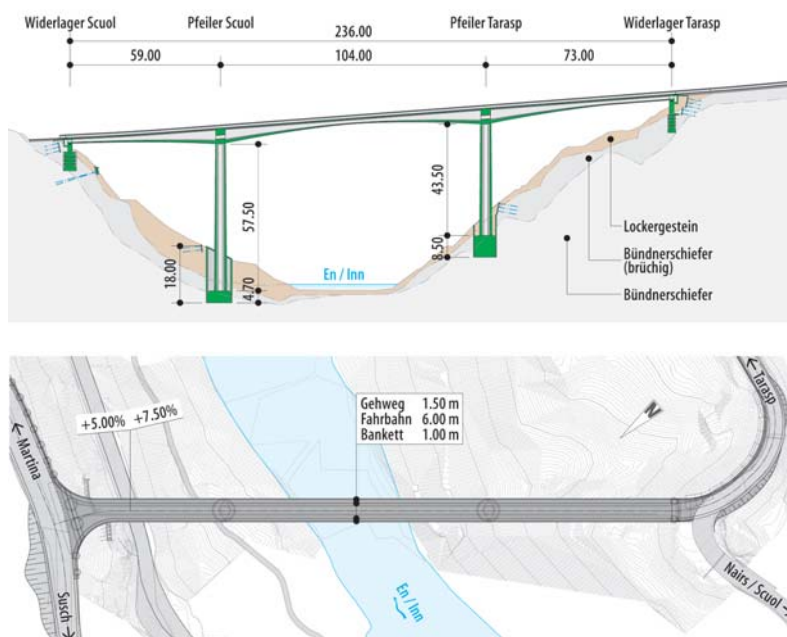


Fig. 1

Längsschnitt und Situation.

Longitudinal section and situation.



Fig. 2
Freivorbau Tarasp (4. Etappe).
Cantilever construction on the side Tarasp (4th segment).

Project data

Owner and project management

Canton Grisons, Civil Engineering Office, Structures Department, Chur

Design and construction support

ACS-Partner AG, Bauingenieure, Zürich; dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee; Eduard Imhof, Architekt, Luzern; Dr. Vollenweider AG, Geotechnik, Zürich

Construction supervision

Canton Grisons, Civil Engineering Office, Structures Department, Chur; Bänziger Partner AG, Chur

Contractors

Strabag, Zürich; J. Erni Bauunternehmung, Flims; G. Lazzarini & Co. AG, Samedan; Foffa + Conrad SA, Zernez; Bezzola Denoth AG, Scuol

Technical data

construction period 2007 – 2010
construction costs approx. CHF 17.5 Mio (incl. road work)
length 236.0 m
deck width 9.26 m
girder depth 2.10–6.14 m
max. pier height 57.50 m

Quantities

concrete	approx. 6600 m ³
formwork	approx. 15 800 m ²
reinforcing steel	approx. 900 t
post-tensioning cable	approx. 88 t
soil excavation	approx. 5300 m ³
rock excavation	approx. 2800 m ³

topographical, environmental and geological issues at the project site.

The sound rock (Grisons shale) is suitable for bridge foundations; however it is found only at great depth. In addition, the left valley slope is unstable. This is why no horizontal foundation forces should result from vertical loads and other horizontal forces should only occur in combination with large vertical forces.

The access to the site is very difficult due to the steep valley slopes. An important project goal was to build this bridge with the least amount of access points.

The new bridge can be seen from many locations and will have a great impact on its surroundings. It should be a prominent and elegant structure, without overpowering the spectacular alpine landscape.

The chosen structure, a carefully designed and detailed concrete box girder bridge, reflects the high demands imposed by its surroundings.

stand ausgenützt werden, und die Widerlager in den steilen, teilweise instabilen Talflanken müssen keine Horizontalkräfte abtragen. Auch reduziert dieses Lagerungskonzept die Erdbebeneinwirkungen erheblich.

Die Pfeilerstandorte wurden aufgrund von statischen und gestalterischen Überlegungen so gewählt, dass die Spannweiten der einzelnen Felder in einem ausgewogenen Verhältnis zueinander stehen, die beiden Pfeiler ähnliche Höhen aufweisen und auf eine zusätzliche Stütze auf der Seite Tarasp verzichtet werden konnte. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 236,0 m, mit Feldlängen von 59,0+104,0+73,0 m. Die Form des Überbaus und der Pfeiler wurde in Anlehnung an die statischen Erfordernisse entwickelt und hinsichtlich Bauablauf und Gestaltung optimiert.

Überbau

Die Geometrie des Überbaus wurde so festgelegt, dass eine symmetrische Bauweise von den

Structural concept

Structural System

The Inn Bridge Vulpera is a cast-in-place segmental concrete box girder bridge. The variable depth girder has two piers and is constructed using the balanced cantilever method. The superstructure is monolithically connected to the piers and has expansion bearings at the abutments. The required pier stiffness during the construction period can also be used in the final structure. Therefore, the abutments, located in the steep, partly unstable valley slopes, do not have to resist horizontal forces. This bearing layout reduces the earthquake forces as well.

The pier locations were determined taking into consideration the structural and aesthetic constraints. Criteria included: a well balanced span layout, similar pier heights and avoidance of an additional pier on the Tarasp side. The total length of the bridge is 236 m, with spans of 59.0 + 104.0 + 73.0 m. The shape of the superstructure and the piers were developed



Fig. 3
Winterpause auf der Baustelle im Engadin.
Winter break at the construction site in the Engadin.



Fig. 4
Freivorbau Scuol (8. Etappe).
Cantilever construction on the side Scuol (8th segment).

Pfeilern aus auf einer Länge von jeweils 51 m möglich war. In den Endfeldern wurden die verbleibenden Restlängen von 8 m bzw. 22 m mit freitragenden Lehrgerüstkonstruktionen erstellt, die an den bereits gebauten Überbau angehängt und bei den Widerlagern abgestützt wurden. Der Überbau besteht aus einem gevouteten Hohlkastenquerschnitt. Seine Höhe beträgt maximal 6,14 m in den Pfeilerachsen und verringert sich in Feldmitte bis auf 2,10 m. Der Verlauf der Querschnittshöhe entspricht einer Parabel mit dem Exponenten 1,7. Dies ergibt eine gleichmässige Ausnützung der Stege.

foremost by considering the structural performance and optimized with regard to construction process and design.

Superstructure

The geometry of the superstructure was developed to allow a balanced construction method from the piers over a length of 51 m to each side. The remaining side span portions of 8 m and 22 m were constructed using falsework attached to the tip of the cantilever and supported again at the abutments.

The variable depth box girder has a maximum depth of 6.14 m over the piers and decreases to 2.10 m

Die Vorspannung ist so konzipiert, dass weder im Bau- noch im Endzustand Zugspannungen unter ständigen Lasten auftreten. Damit ist die Bruchsicherheit in allen Querschnitten mit einer vernünftigen schlaffen Bewehrung erfüllt.

Die Stege des Trägers sind V-förmig nach innen geneigt. Dadurch werden die Flanken der unteren Kastenplatte, die eine konstante Breite aufweist, freigespielt, was ihre von der Feldmitte zu den Pfeilern kontinuierlich zunehmende Stärke sichtbar macht. Die Plattenstärke verläuft affin zur Trägerhöhe und ist direktes Abbild der auftretenden Kräfte.

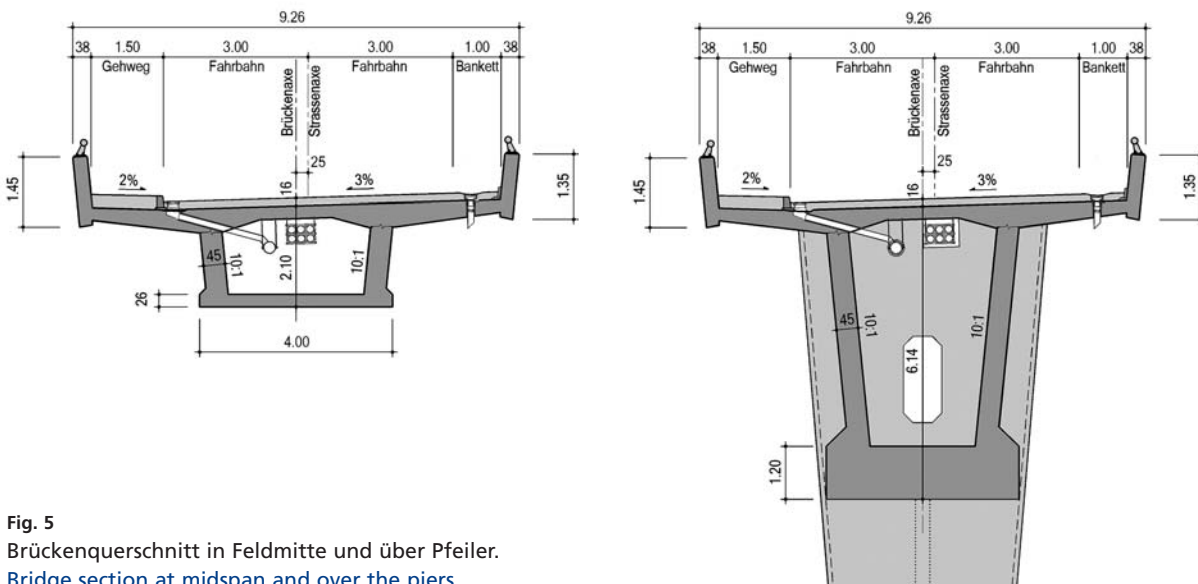


Fig. 5
Brückenquerschnitt in Feldmitte und über Pfeiler.
Bridge section at midspan and over the piers.



Fig. 6
Fugenschluss im Mittelfeld.
Closure pour at midspan.

at midspan. The variation of the girder depth follows a parabola with an exponent of 1.7 and yields a fairly uniform shear stress distribution in the webs. The post-tensioning cables are laid out to avoid any tension stresses under permanent loads.

Projektdaten

Bauherr und Gesamtprojektleitung

Kanton Graubünden, Tiefbauamt,
Abteilung Kunstbauten, Chur
Projektverfasser und technische

Bauleitung

ACS-Partner AG, Bauingenieure,
Zürich; dsp Ingenieure & Planer AG,
Greifensee; Eduard Imhof, Architekt,
Luzern; Dr. Vollenweider AG, Geo-
technik, Zürich

Örtliche Bauleitung

Kanton Graubünden, Tiefbauamt,
Abteilung Kunstbauten, Chur;
Bänziger Partner AG, Chur

Bauausführung

Strabag, Zürich; J. Erni Bauunter-
nehmung, Flims; G. Lazzarini & Co. AG,
Samedan; Foffa + Conrad SA, Zernez;
Bezzola Denoth AG, Scuol

Technische Daten

Bauzeit 2007–2010
Baukosten ca. CHF 17,5 Mio. (mit
Strassenanpassungen)
Länge 236,0 m
Brückenbreite 9,26 m
Trägerhöhe 2,10–6,14 m
Max. Pfeilerhöhe 57,50 m

Hauptmassen

Beton	ca. 6600 m ³
Schalung	ca. 15 800 m ²
Bewehrungsstahl	ca. 900 t
Vorspannkabel	ca. 88 t
Aushub Lockergestein	ca. 5300 m ³
Aushub Fels	ca. 2800 m ³

Pfeiler

Die Pfeiler weisen Höhen von 57,50 m bzw. 43,50 m auf. Sie dienen sowohl im Bauzustand als auch im Endzustand der horizontalen Stabilisierung des Überbaus. Die Querschnittsabmessungen der Pfeiler orientieren sich an deren Biegebeanspruchungen in Längs- und Querrichtung (Endzustand). Die Taille der Pfeiler liegt im Bereich der minimalen Gesamtbeanspruchung. Ihre Grundform ist ein Rhomboid. Zwei schief dazu liegende Ebenen schneiden die Taillierung aus dem Grundkörper und führen die Geometrien von Pfeilerkopf und Pfeilerschaft zusammen. Es entsteht eine interessante Pfeilerform, die – analog zum Träger – Abbild des Kräfteverlaufs ist.

Widerlager

Der Überbau wird bei beiden Widerlagern in Längsrichtung verschieblich gelagert. Bei den vorhandenen Bewegungslängen sind mechanische Fahrbahnübergänge (wasserdichte mehrzellige Lamellenfugen) notwendig. Unterhaltsräume gewährleisten die Zugänglichkeit der Fahrbahnübergänge und Lager. Allfälliges Wasser wird über Rinnen kontrolliert abgeleitet.

Bei beiden Widerlagern wurden neue Stützmauern erstellt, die

With this post-tensioning steel and a reasonable amount of additional mild steel, the ultimate capacity is guaranteed.

The bottom slab of the box girder has a constant width. Due to the inclined webs and the variable depth girder, the side faces of the bottom slab become visible. This shows the continually increasing depth of the bottom slab and emphasizes the flow of the forces.

Piers

The piers have a height of 57.50 m and 43.50 m, respectively. They provide the horizontal stabilization of the superstructure during the balanced cantilever construction as well as in the final structure.

The dimensions of the pier sections correspond with the bending moments in the longitudinal and transverse directions. The waist of the pier is located in the area of minimal forces. The basic form is a rhomboid. Two inclined planes cut the waist out of the basic form and bring the geometry of the pier head and the pier base together. The result is an interesting pier shape, which is – analogous to the superstructure girder – a picture of the force flow.

Abutments

The superstructure rests on expansion bearings at the abutments and is free to move in the longitudinal direction. Modular expansion joints are required due to the large expansion/contraction movements. The abutments allow easy inspection of expansion joints and bearings. Troughs are installed under the expansion joints as a second level of protection. They allow a controlled drainage of leaking water.

New retaining walls had to be constructed next to the abutments. They reach a considerable height due to the steep slopes and had to be founded on caissons.

Foundations

The foundations are located in steep labile to unstable slopes.



Fig. 7
Pfeiler Scuol.
Pier Scuol.



Fig. 8
3D-Pfeilergeometrie.
3D geometry of the piers.

wegen der sehr steilen Hangneigungen teilweise recht hoch sind und auf Schächten fundiert wurden.

Foundation

Die Foundationen in labilen bis instabilen, steilen Hängen in der vorliegenden geotechnischen Situation haben ausführungstechnische und kostenrelevante Folgen. Daher wurde das Projekt in dieser Beziehung optimiert.

Das Fundationskonzept mit Schächten erlaubte, sehr flexibel auf die effektiv angetroffenen Baugrundverhältnisse, insbesondere die Oberfläche des gesunden Bündnerschiefers, zu reagieren.

Der Pfeiler Scuol wurde auf einem Schacht Ø 10,0 m mit 4,7 m Stärke in einer Tiefe von rund 18 m im stabilen Bündnerschiefer fundiert. Über der Foundation folgt ein Zylinderschacht mit drei verschiebblichen, in den Fugen knautschbaren Trapezringen, welche die tief liegenden langsamen Verschiebungen des Untergrunds mitmachen. Der oberhalb dieser Ringe liegende, biegesteife Schachtan-satz von rund 8 m Höhe übernimmt die Kriechdruckkräfte aus der oberflächlichen, schnelleren Rutschmasse. Der Schachtdurchmesser wurde so festgelegt, dass – unter Ansatz eines oberen Grenz-

These geotechnical challenges had considerable consequences on the construction costs and also on the construction process. In this regard the project had to be optimized during the design process.

The foundation concept with caissons allowed adjustment to the actually encountered geotechnical conditions, such as the actual level of the sound rock (Grisons shale).

The pier Scuol is founded on a Ø 10.0 m caisson with a length of 4.7 m and a depth of approximately 18 m in the stable Grisons shale. On top of the foundation there is a cylindrical, hollow shaft including three movable rings (separated by compressible joint material), which can adjust to the slow horizontal deformations of the deep layers. Above the three rings is a bending stiff hollow shaft of approximately 8 m height, which resists the pressure from the faster creeping slope on the surface. The shaft diameter was determined such that – based on an upper bound of the creep velocity of the slope – a lifetime (period without intervention) of 100 years can be achieved.

The pier Tarasp is founded on a Ø 9.0 m caisson with a length of 8.5 m and a depth of approximately 15 m in the stable Grisons

werts für die Kriechgeschwindigkeit des Hangs – eine Lebensdauer (interventionsfreier Zeitraum) von 100 Jahren gewährleistet ist.

Der Pfeiler Tarasp wurde auf einem Schacht Ø 9,0 m mit 8,5 m Stärke in einer Tiefe von rund 15 m fundiert. Das Widerlager Scuol steht auf zwei Schächten Ø 4,0 m (Tiefe 7,5 m), das Widerlager Tarasp auf zwei Schächten Ø 3,0 m (Tiefe bis 10,0 m). Diese Schächte wurden konventionell mit Beton verfüllt.

Bauausführung

Für den Bau der Fundamentschächte in den steilen Talflanken wurde der bergseitige Hänganschnitt mit ungespannten Ankern (Felsnägel) und Spritzbeton gesichert. Im Anschluss konnte der eigentliche Schachtaushub in Etappen von 1 bis 2 m Höhe (je nach Standfestigkeit des Bodens) erfolgen.

Die Erstellung der Pfeiler erfolgte mit Kletterschalungen in Etappen von 4,50 m. Die Grundetappe des Überbaus mit einer Länge von 14 m wurde auf einem am Pfeilerkopf befestigten Lehrgerüst betoniert. Anschliessend wurden die Freivorbauwagen installiert und der Überbau in zehn symmetrischen Freivorbauetappen mit Längen von 3,50 + 3,50 + 4,00 + 4,00 +



Fig. 9
Erstellung der Randfelder.
Construction of the closure spans.



Fig. 10
Bauvorgang.
Construction sequence.

shale. The abutment Scuol is founded on two caissons Ø4.0 m (length 7.5 m), and the abutment Tarasp on two caissons Ø3.0 m (length up to 10.0 m). The caissons were conventionally filled with concrete.

Construction

For the caisson construction, the steep valley slope first had to be secured with non-prestressed ground anchors (rock nails) and shotcrete. The caisson excavation was done in 1 to 2 m deep stages depending on the stability of the ground.

The piers were constructed with climbing formwork in 4.50 m high segments. The 14 m long pier table was cast on falsework attached to the top of the pier. Later on, the travelers were installed and the cantilevers erected in ten symmetrical segments of 3.50 + 3.50 + 4.00 + 4.00 + 4.50 + 4.50 + 5.00 + 5.00 + 5.00 + 5.00 m.

The segment lengths were established such that the segment weights and therefore the loads on the traveler were nearly equal over the different stages. The weights varied between 920 and 700 kN. The segments were cast simultaneously in a 2-week cycle,

4,50 + 4,50 + 5,00 + 5,00 + 5,00 + 5,00 m erstellt.

Die Etappenlängen wurden so festgelegt, dass das Gewicht der Vorbauetappen, und damit die Beanspruchung der Vorbauwagen, annähernd konstant waren; das Gewicht variierte zwischen rund 920 und 700 kN. Die Erstellung erfolgte in einem Takt von zwei Wochen pro Vorbauetappe, wobei der Querschnitt in zwei Betonieretappen (Trog, Fahrbahnplatte) erstellt wurde.

Zwei grosse Turmdrehkrane erschlossen die Baustelle. Beim Widerlager Tarasp wurde eine Kranbahn auf einer in der steilen Talflanke fundierten Stahlkonstruktion erstellt, damit der Kran mit einem Ausleger von 70 m Lasten bis zur Brückenmitte bringen konnte. Der andere Kran mit einem Ausleger von 70 m war stationär und wurde unmittelbar neben dem Pfeiler Scuol auf Mikropfählen fundiert. Dieser Kran deckte die ganze nördliche Brückenhälfte ab.

with the section poured in two parts (bottom slab together with webs then deck).

The site was accessed with two tower cranes. The crane near the abutment Tarasp was installed on tracks, which were founded in the steep valley slope. This allowed the crane with a 70 m boom to lift material up to the middle of the main span. The other crane with a 70 m boom, located next to the pier Scuol, was stationary and founded on micro piles. This crane covered the whole northern half of the bridge.

Autoren / Authors

Walter Kaufmann

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

Oliver Müller

PE, dipl. Bauing. ETH
dsp Ingenieure & Planer AG
CH-8606 Greifensee
mueller@dsp.ch

Rudolf Vogt

Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH
ACS-Partner AG
CH-8050 Zürich
rudolf.vogt@acs-partner.ch

Les viaducs du Creugenat

The Creugenat Viaducts

Bernard Houriet, Jean-François Gnaegi, Sylvain Plumey

Introduction

Situés sur le tracé de la route nationale A16 dans le canton du Jura, les viaducs du Creugenat sont actuellement en phase de construction à l'ouest de Porrentruy, à proximité du village de Courtedoux. Au terme d'une procédure sélective à deux degrés inhabituelle, avec concours de projet en phase 1 et mandat parallèle en phase 2, le projet d'ouvrages en béton réalisés par encorbellement du bureau GVH Delémont SA a été retenu pour l'exécution.

Site

L'autoroute A16 franchit la vallée sèche du Creugenat à une hauteur maximale de 50 m. Les viaducs enjambent une large brèche trapézoïdale d'environ 180 m de longueur dont les versants dissymétriques sont boisés. Le versant Ouest présente une faible pente; le versant Est est plus escarpé et difficile d'accès.

Le fond de la vallée, constitué par le lit du déversoir occasionnel de la rivière souterraine l'Ajoulotte, est protégé par une zone d'interdiction de construire de 60 m de largeur, aussi bien en phase de réalisation qu'en phase d'exploitation de l'ouvrage.

Introduction

Located on the A16 national highway in Canton Jura, the Creugenat viaducts to the west of Porrentruy are currently under construction, near the village of Courtedoux.

Under the terms of an unusual two-stage selection procedure, with project bidding in phase 1, and a parallel contract in phase 2, the project based on a concrete cantilever structure design, proposed by GVH Delémont SA, was selected.

Site

Highway A16 crosses the dry valley of the Creugenat at a maximum height of 50 m. The viaducts span a wide trapezoidal-shaped gap approximately 180 m in length, whose dissymmetric sides are wooded. There is a gentle gradient on the West side, whereas the East side is steeper and difficult to access.

The valley floor, constituting the bed for the occasional surface flow of the Ajoulotte underground river, is protected by a 60 m-wide building prohibition zone, both during the construction phase and the operational phase for the structure.

Géologie

Les calcaires à Ptérocères du Kim-méridgien affleurent sur les deux versants de la brèche; les marnes à Ptérocères sont interceptées localement côté Ouest.

Dans la plaine du Creugenat, on rencontre une couche quaternaire constituée d'alluvions et de lehms dont l'épaisseur maximale atteint 8 m.

La campagne de reconnaissances géologiques complémentaires 2008, réalisée au terme de la procédure sélective, a mis en évidence la présence d'importants karsts dans les calcaires sous-jacents.

Conception structurale de l'ouvrage

Les viaducs Nord et Sud sont divisés en trois parties distinctes:

- La partie centrale, constituée de quatre fléaux d'une longueur cumulée de 384 m y compris les clavages, réalisée par encorbellement à 50 m au-dessus du fond de la vallée (fig. 1).
- Le viaduc d'accès Ouest d'une longueur de 148 m, réalisé sur cintre fixe, avec des portées de 38,6, 48,2 et 48,2 m et un porte-à-faux provisoire de 13 m (avant le clavage avec le fléau 4).



Fig. 1

Coupe longitudinale: zone d'interdiction de construire en rouge.

Longitudinal section: construction prohibition zone in red.

Geology

The Kimmeridgian Pteroceras limestone is present on the surface of both sides of the gap. The Pteroceras marl is encountered locally on the West side. In the Creugenat valley floor, there is a quaternary layer made up of alluvia and silty clay, whose maximum thickness reaches 8 m. The additional geological investigation in 2008, carried out under the terms of the selection procedure, revealed the significant presence of karsts in the underlying limestone.

Structural design

The North and South viaducts are divided into three separate sections:

- The central section, comprising four beams with a total length of 384 m (including the zones of the mid-span connections), constructed using the balanced cantilever method at a height of 50 m above the valley floor (Fig. 1).
- The West access viaduct, 148 m in length, constructed on a fixed centring, with spans of 38.6, 48.2 and 48.2 m and a temporary 13 m cantilever (before the connection with beam 4).
- The East end span, 26.8 m and 12.50 m in length for the North

- La travée de rive Est d'une longueur respective de 26,8 et 12,50 m pour les viaducs Nord et Sud, réalisée également sur cintre fixe.

La longueur totale des viaducs atteint 558,8 m (viaduc Nord) et 544,5 m (viaduc Sud). En plan, les viaducs Nord et Sud suivent un tracé courbe caractérisé par un rayon de courbure de 869,275 m et 912,875 m. La largeur totale du tablier est de 11,55 m (avec les parapets). La largeur utile est de 10,75 m (sans les parapets).

Système statique

En phase d'exploitation, le système statique est flottant. La stabilité longitudinale est assurée essentiellement par les piles 4 à 7 liées monolithiquement au tablier. Les piles 1 et 2 sont dissociées du tablier au moyen d'un appui mobile en tous sens et d'un appui bloqué transversalement. La pile 3 est pourvue d'un appui bloqué en tous sens et d'un appui bloqué transversalement.

Deux appuis mobiles en tous sens et un appui de guidage sont prévus à chaque culée.

En phase de montage, la culée 0 est bloquée provisoirement dans le sens longitudinal jusqu'à ce que le clavage 4-5 ait été réalisé.

and South viaducts respectively, also constructed on a fixed centring.

The total length of the viaducts is 558.8 m (North viaduct) and 544.5 m (South viaduct). The drawings show that the North and South viaducts have a curved alignment described by a radius of curvature of 869.275 m and 912.875 m. The total width of the deck is 11.55 m (with the parapets). The operating width is 10.75 m (without the parapets).

Static system

During the operating phase, the static system is floating. The longitudinal stability is essentially guaranteed by piers 4 to 6, linked monolithically to the deck. Piers 1 and 2 are separated from the deck via a mobile support (moving in all directions) and a transversally locked support. Pier 3 has a support locked in all directions and a transversally locked support.

Two mobile supports (moving in all directions) and a guide support are provided at each abutment.

During the assembly phase, abutment 0 is provisionally locked in the longitudinal direction until connections 4-5 have been completed.

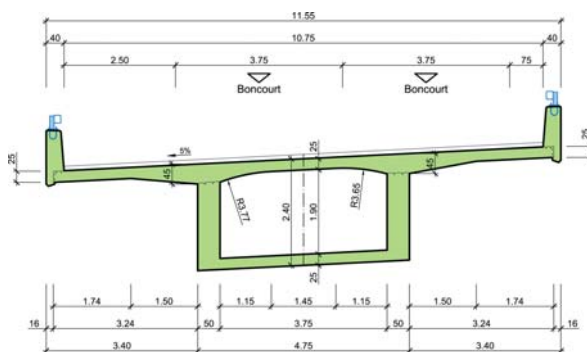


Fig. 2
Section transversale du tablier – viaduc d'accès.
Cross section of deck – access viaduct.

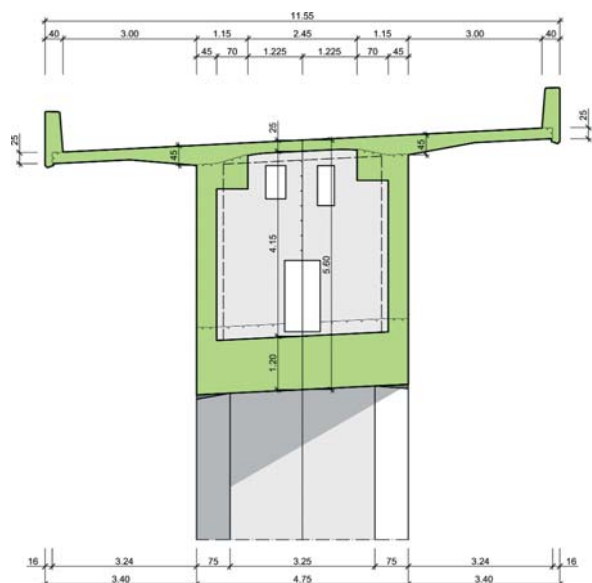


Fig. 3
Section transversale du tablier – culots 5 et 6.
Cross section of deck – footings for piers 5 and 6.

Intervenants

Maître d'ouvrage et direction générale des travaux

République et canton du Jura Service des Ponts et Chaussées, Section route nationale

Auteur du projet et direction locale des travaux

GVH Delémont SA

Entreprise

F. Bernasconi & Cie SA

Précontrainte

Freyssinet SA

Chariot d'encorbellement

Wito-Konstruktionen GmbH

Parties involved

Owner and general management of works

Republic and Canton of Jura Department of Bridges and Roadways, Highways Division

Author of project and local management of works

GVH Delémont SA

Contractor

F. Bernasconi & Cie SA

Prestressing

Freyssinet SA

Cantilever system

Wito-Konstruktionen GmbH

Tablier

Le tablier en béton armé précontraint est constitué d'un caisson à âmes verticales d'une largeur de 4,75 m muni de deux porte-à-faux de 3,4 m.

La hauteur du tablier des viaducs d'accès, fixée à 2,4 m pour faciliter l'entretien de l'ouvrage, est maintenue constante dans toute la zone réalisée sur cintre fixe (fig. 2). La hauteur du tablier des fléaux réalisés par encorbellement varie de 2,4 m au droit des clavages en travées à 5,60 m (fléaux 5 et 6) respectivement 4,66 m (fléaux 4 et 7) au droit des culots sur appuis (fig. 3). L'épaisseur des âmes est fixée à 0,50 m pour le viaduc d'accès Ouest et à 0,45 m pour le solde de l'ouvrage. L'épaisseur de la dalle inférieure du caisson varie longitudinalement de 1,20 m sur les piles 5 et 6 à 0,25 m dans les étapes de clavage et dans les viaducs d'accès. L'épaisseur de la dalle de roulement varie transversalement de 0,25 m au droit des parapets et à l'axe du tablier à 0,45 m sur appuis.

Deck

The prestressed reinforced concrete deck comprises a hollow box section, 4.75 m wide, with two 3.4 m cantilevers.

The height of the deck for the access viaducts, fixed at 2.4 m to facilitate maintenance of the structure, is regularly maintained throughout the area on the fixed centring (Fig. 2). The height of the deck of the cantilever-constructed beams varies from 2.4 m over the mid-span connections to 5.60 m (beams 5 and 6), respectively, and 4.66 m (beams 4 and 7) over the support bases (Fig. 3).

The thickness of the webs is specified as 0.50 m for the West access viaduct and 0.45 m for the remainder of the structure. The thickness of the lower slab of the box section varies longitudinally from 1.20 m on piers 5 and 6 to 0.25 m at the mid-span connections and in the access viaducts. The thickness of the deck slab varies transversally from 0.25 m over the parapets and the deck axis to 0.45 m on supports.

Des entretoises en béton armé assurent la rigidité du caisson et le transfert des sollicitations du tablier aux piles.

Après la réalisation de la pile et du culot, le tablier est bétonné par étapes successives et symétriques d'une longueur variant de 4 à 5 m au moyen de deux chariots d'encorbellement.

Le clavage des fléaux est réalisé au moyen d'une structure métallique munie de butons dans l'axe de la dalle de roulement et disposée à la face supérieure du tablier. Cette structure permet de compenser les écarts de position horizontaux et verticaux entre les extrémités des fléaux.

Deux câbles de précontrainte provisoires situés sur la dalle inférieure du caisson complètent le dispositif susmentionné.

Le tablier des viaducs d'accès est réalisé en deux étapes transversales (auge + dalle de roulement) sur cintre fixe.

Précontrainte

La zone réalisée par encorbellement comprend 3 types de précontrainte (fig. 4) :

- La précontrainte d'encorbellement (câbles 7T15s et 12T15s) logée dans la dalle de roulement et constituée de 4 câbles par étapes.
- La précontrainte de clavage (câbles 12T15s) disposée dans la dalle inférieure.
- La précontrainte de continuité à tracé parabolique (câbles 19T15s), logée dans les âmes, constituée de 2 câbles par âme alternativement recouverts sur appuis et enfilés au moyen de bossages.

Le viaduc d'accès Ouest comprend deux types de précontrainte :

- Une précontrainte d'auge, constituée de 4 câbles 12T15s maintenus dans l'auge, alternativement couplés au nez des étapes de bétonnage.
- Une précontrainte de dalle, constituée de 2 câbles 12T15s par âme, alternativement couplés au nez des étapes de bétonnage.

La précontrainte des viaducs d'accès Est (travées de rive) est consti-

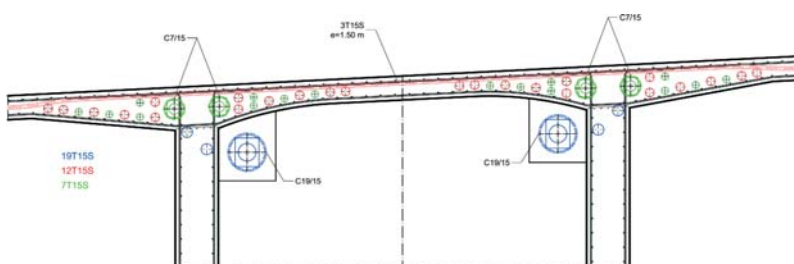


Fig. 4

Coupe transversale du tablier – précontrainte – culots 5 et 6: câbles 19T15s en bleu, câbles 12T15s en rouge et câbles 7T15s en vert.

Transverse section of deck – prestressing – footings for piers 5 and 6: cables 19T15s in blue, cables 12T15s in red and cables 7T15s in green.

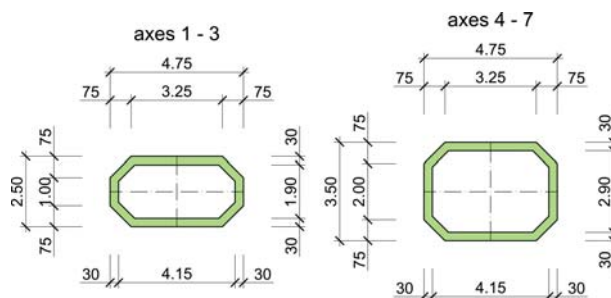


Fig. 5
Sections transversales des piles.
Cross sections of piers.

The reinforced concrete spacers guarantee the rigidity of the box section and the transfer of stresses from the deck to the piers.

After the construction of the pier and the base, the deck is concreted in successive and symmetrical stages with a length varying from 4 to 5 m via two cantilever form traveller systems.

The beam connection consists of a steel construction fitted with braces in the axis of the deck slab and arranged on the upper side of the deck. This structure is used to compensate for any differences in horizontal and vertical positions between the ends of the beams.

Two provisional prestressing cables located on the lower slab of the box section supplement the aforementioned system.

The deck for the access viaducts is constructed in two transversal stages (trough + deck slab) on fixed centring.

Prestressing

The area created by cantilevering comprises three types of prestressing (Fig. 4):

- Cantilever prestressing (cables 7T15s and 12T15s) housed in the deck slab and comprising 4 cables per stage.
- Connection prestressing (cables 12T15s) arranged in the lower slab.
- Parabolic fit continuity prestressing (cables 19T15s), housed in the webs, comprising 2 cables per web covered alternately on supports and threaded via recesses.

tuée par la précontrainte de clavage prolongée jusqu'au droit des culées.

La portée de rive Est inhabituellement grande du viaduc Nord est maîtrisée par un renforcement de la précontrainte susmentionnée. Les deux viaducs sont précontraints transversalement (câbles 3T15s, $e = 1,5$ m).

Piles

Les piles sont caractérisées par une section octogonale creuse constante sur toute leur hauteur. La dimension transversale de toutes les piles est limitée à 4,75 m pour restreindre l'effet de barrage de l'ouvrage et favoriser son intégration dans le site.

La dimension longitudinale varie de 2,50 m au droit des piles 1 à 3

The West access viaduct comprises two types of prestressing:

- Trough prestressing, comprising 4 cables 12T15s maintained in the trough, coupled alternately to the "nose" of the concreting stages.
- Slab prestressing, comprising 2 cables 12T15s per web, coupled alternately to the "nose" of the concreting stages.

Prestressing for the East access viaducts (end spans) comprises connection prestressing extended as far as the abutments.

The unusually large East side span of the North viaduct is controlled by a reinforcement of the aforementioned prestressing operation. The two viaducts are transversally prestressed (cables 3T15s, $e = 1.5$ m).

Piers

The piers are characterised by a constant hollow octagonal section throughout their height. The cross dimension of all the piers is limited to 4.75 m to restrict the barrier effect of the structure and facilitate its integration into the site.

The longitudinal dimension varies from 2.50 m over piers 1 to 3, to 3.50 m over the main piers 4 to 7 (Fig. 5).

The piers are constructed using climbing forms, with prefabrication and alternating cages of bars.

Foundations

Until the invitation to tender stage, the planned foundations of the structure were entirely on unweathered limestone via surface footings on the slopes and deep footings in the valley floor.

The aforementioned additional geological investigation led to the design of the foundations being modified as follows:

- Four drilled piles (DN 130 cm) partially encased in the altered upper Pteroceras limestone were adopted over the North and South piers 3 to cross the marl layer encountered during additional drilling operations.
- Ten drilled piles (DN 130 cm) encased in loose ground (approx. 8 m) and uncased in the



Fig. 6
Vue du viaduc Nord après clavage 4-5.
View of North viaduct after connection 4-5.



Fig. 7
Photomontage – vue depuis le Nord.
Photomontage – view from the North.

à 3,50 m au droit des piles principales 4 à 7 (fig. 5).

Les piles sont réalisées au moyen de coffrages grimpants, avec des cages d'armature préfabriquées et alternées.

Fondations

Jusqu'au stade de l'appel d'offres, les fondations de l'ouvrage étaient intégralement prévues sur le calcaire sain au moyen de semelles superficielles sur les versants et de semelles profondes dans la plaine. La campagne de reconnaissances géologiques complémentaires susmentionnée a conduit à modifier le concept des fondations de la manière suivante :

- Quatre pieux (DN 130 cm) forés partiellement tubés dans les calcaires à Ptérocères supérieurs altérés ont été adoptés au droit des piles 3 Nord et Sud pour franchir la couche de marnes mise en évidence lors des forages complémentaires.
- Dix pieux (DN 130 cm) forés tubés en terrain meuble (env. 8 m) et non tubés en calcaires d'une longueur totale de 20 m se sont avérés nécessaires pour traverser les karsts importants reconnus sous l'emprise de la semelle profonde des piles 5 et 6 Sud.
- Dix pieux (DN 130 cm) forés tubés en terrain meuble (env. 8 m)

limestone, with a total length of 20 m it was necessary to cross the significant karsts encountered under the area of the deep footing for piers 5 and 6 South.

- Ten drilled piles (DN 130 cm) encased in loose ground (approx. 8 m) and uncased in limestone, with a total length of 16 m, were also adopted to cover the risk linked to the possible presence of karsts under the area of the deep footing for piers 5 and 6 North.

The pile caps under piers 5 and 6 are positioned on the rock at a depth of 8 m under the ground surface. The excavation of the loose ground, as far as the rock, is carried out with a sealed sheet-pile wall to support the surrounding loose ground.

Cost of the structure

The current estimate for the total cost of the structure, including all the equipment and the adaptation of the foundations of the main piers and pier 3, stands at approximately CHF 29.3 million (pre-tax), which corresponds to a specific average cost of CHF 2,285.-/m² (pre-tax).

et non tubés en calcaires d'une longueur totale de 16 m ont également été adoptés pour couvrir le risque lié à la présence éventuelle de karsts sous l'emprise de la semelle profonde des piles 5 et 6 Nord.

Les banquettes sur pieux des piles 5 et 6 sont bétonnées sur le rocher à une profondeur de 8 m sous le terrain naturel. L'excavation des terrains meubles jusqu'au rocher est réalisée à l'abri d'une enceinte de palplanches étanche.

Coût de l'ouvrage

L'estimation actuelle du coût total de l'ouvrage, y compris l'ensemble des équipements et l'adaptation des fondations des piles principales et de la pile 3, se monte à environ CHF 29,3 mio hors taxe ce qui correspond à un coût spécifique moyen de CHF 2285.-/m² hors taxe.

Auteurs/Authors

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

Jean-François Gnaegi
ing. civil dipl. EPFZ/SIA

Sylvain Plumey
Dr ès sciences, ing. civil dipl. EPFL/SIA
GVH Delémont SA
CH-2800 Delémont
tramelan@gvh.ch

Ponte sulla Melezza a Borgnone/Palagnedra (TI)

Bridge over Melezza at Borgnone/Palagnedra (TI)

Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini

Introduzione

Il nuovo ponte sulla Melezza a Borgnone/Palagnedra è il risultato di un concorso di progettazione ad invito bandito dalla Divisione delle costruzioni del Canton Ticino nel giugno 2005 per la sostituzione di un ponte ad arco in calcestruzzo armato progettato dall'ing. Walter Krüsi e costruito nel 1952/53.

Il manufatto, della lunghezza complessiva di 103,7 m, garantisce l'accesso al nucleo di Moneto a partire da Camedo, l'ultimo villaggio sulla strada cantonale delle Centovalli prima della frontiera con l'Italia, attraversando la valle all'altezza del bacino artificiale della Melezza creato dalla diga della Palagnedra.

Inserimento nel paesaggio

Il ponte s'inserisce a lato di quello esistente, parallelo allo stesso e con la medesima pendenza del 3% in direzione di Moneto.

Affascinati dal paesaggio idilliaco, prediligiamo una presenza discreta anche se in relazione dialettica con la natura circostante. Linearità,

Introduction

The new bridge over the Melezza River at Borgnone/Palagnedra is the result of a design contest at the invitation of the Construction Department of Canton Ticino in June 2005 for the replacement of a reinforced concrete arched bridge designed by Walter Krüsi, built in 1952/1953.

The structure, with an overall length of 103.7 m, provides access to the centre of Moneto via Camedo, the last village on the Centovalli highway before the Italian border, crossing the valley at the level of the Melezza artificial basin formed by the Palagnedra dam.

Integration with the landscape

The bridge was constructed at the side of the existing one, parallel to it and with the same 3% slope in the direction of Moneto.

Fascinated by the idyllic scenery, we prefer a discreet presence inasmuch as it is in a logical relationship with the surrounding geographical features. Linearity and

adeguato rapporto tra organicità strutturale e astrazione formale e una conformazione minimale e simmetrica degli appoggi ricercano il giusto equilibrio tra natura ed artefatto. La scelta strutturale di un'unica trave centrale rastremata e di appoggi puntuali, unita al particolare rapporto dimensionale tra lunghezza e larghezza del ponte, accentuano longilineità e leggerezza del ponte.

La struttura del nuovo ponte

La struttura proposta è un efficiente arco-portale in calcestruzzo armato precompresso a rigidità variabile, incastrato al piede dei piedritti e appoggiato in maniera scorrevole sulle spalle (luce arco portale $L = 78,0$ m).

L'impalcato del ponte ha una sezione trasversale a T, di altezza massima 2,0 m nei nodi e rastremata in direzione degli appoggi e della mezzera della campata centrale, dove l'altezza è di 1,0 m. Anche la sezione dei piedritti è in forma di T e si rastrema in direzione

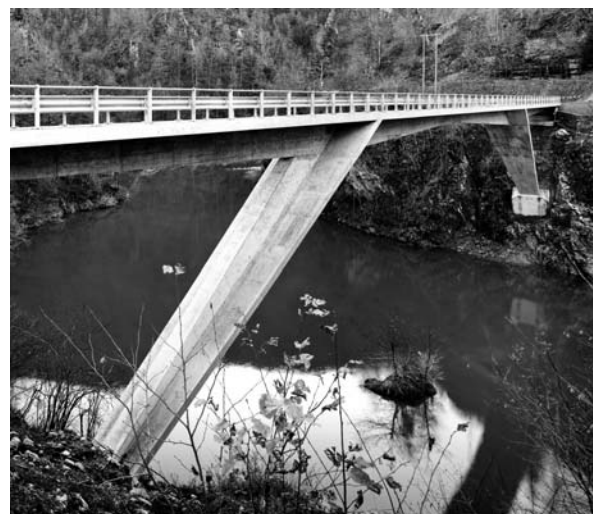


Fig. 1 + 2

Il nuovo ponte sopra il bacino artificiale della Palagnedra.

The new bridge crossing the artificial basin of Palagnedra.

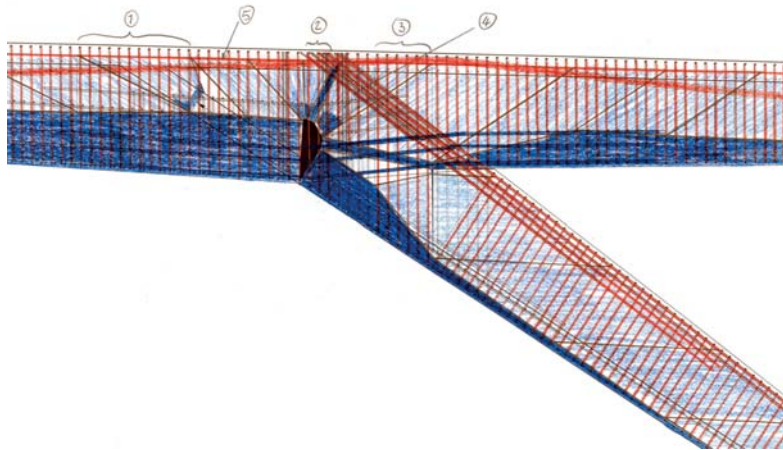


Fig. 3
Campi di tensione per il dimensionamento della zona del nodo.
Tension zones for the dimensioning of the joints.

a balanced relationship between structural organics and formal abstraction as well as the minimal symmetric layout of the abutments seek the right balance between nature and artefact. The structural choice of a single tapered central girder and abutment points, together with the particular dimensional ratio between the length and width of the bridge, accentuate the long members and lightness of the bridge.

The structure of the new bridge

The structure presented is an efficient strutted beam bridge (similar to flat arch) consisting of a prestressed concrete deck of varying stiffness fixed to the legs and with sliding supports at the abutments (distance between foundations of legs = 78.0 m). The bridge deck consists of a T-section with a maximum height of 2.0 m at the support joints. It is tapered in the direction of the abutments and the middle of the centre span, where the height is 1.0 m. Likewise the leg cross section is T-shaped (inverted) and is tapered in the direction of the foundations, both in width and height. Longitudinal stability is ensured by the frame function of the structure while lateral stability is provided by the deck slab (which is prevented from moving transversally at the abutments) and by the legs fixed at their base.

ne delle fondazioni sia in larghezza che in altezza.

La stabilità longitudinale è garantita dal funzionamento a telaio della struttura, mentre quella trasversale dal funzionamento a lastra della piattabanda, i cui movimenti in senso trasversale sono impediti alle spalle, e delle ali dei piedritti incastrate nelle fondazioni.

L'ala dei piedritti ha una triplice funzione; ne irrigidisce la sezione configurandosi quale zona compressa, stabilizza i piedritti dallo sbandamento trasversale e blocca la torsione della trave dell'impalcato.

Si è voluto infatti sfruttare la particolare esigua larghezza utile del manufatto di 3,5 m per concepire l'impalcato con un'unica nervatura centrale; questa sezione rappresenta una soluzione ottimale dal punto di vista dell'esecuzione e della durevolezza (possibile di messa in opera in un solo getto e struttura protetta). Il momento torcente generato dal carico stradale asimmetrico è ripreso dalla trave e trasmesso ai nodi; la coppia torcente viene trasferita da un lato lungo il piedritto al piede dello stesso e dall'altro lungo la piattabanda alle spalle del manufatto.

La precompressione, due cavi da 22 trefoli ognuno, è disposta nella nervatura dell'impalcato e fissata all'altezza delle travi trasversali poste alle spalle; grazie alla sua

The flange of the legs has a triple function; it makes the section rigid, configuring itself as a compression zone, it stabilizes the legs against transverse slippage and blocks twisting of the bridge's main girder.

In fact, it was possible to take advantage of the particularly small width of the structure of 3.5 m to design the bridge deck with a single central girder; this section represents an ideal solution from the point of view of implementation and durability (possible to place with a single casting). The torque generated by the asymmetric highway load is resisted by the main girder and transferred to the joints; the torque is transmitted from one side along the leg at its foot and from the other side along the bridge deck at the abutments of the structure.

The prestressing, with two cables each of 22 strands, is accommodated in the main girder of the bridge and fixed at the height of the transverse beams positioned at the abutments; thanks to the prestressing, with the exception of a small area at the foot of the legs, all sections of the structure remain in an uncracked condition under the action of the permanent loads.

In order to reduce and facilitate maintenance work, it has been opted not to make provision for expansion joints; the stresses generated by the partially-pre-



Fig. 4
Fase di montaggio della centina.
Erection phase for the falsework.

presenza, fatta eccezione per una piccola zona al piede dei piedritti, tutte le sezioni della struttura si trovano allo stato non fessurato sotto l'azione dei carichi permanenti.

Per ridurre e facilitare gli interventi di manutenzione si è rinunciato all'utilizzo di giunti di dilatazione; gli sforzi generati dalle deformazioni parzialmente impediti vengono facilmente assorbiti dalla struttura e non ne disturbano il corretto funzionamento. Le apparecchiature di appoggio delle spalle sono generosamente protette dalla struttura e facilmente accessibili ed ispezionabili.

Procedimento costruttivo

Il primo passo è stato quello di creare l'appoggio delle fondazioni dei piedritti, operazione particolarmente delicata soprattutto sulla

sposta lato Camedo per la forte pendenza della parete rocciosa. La variante esecutiva proposta dall'impresa per la realizzazione della centina necessaria alla costruzione del manufatto merita un'attenzione particolare per l'eleganza del suo concetto. Una serie di ancoraggi in roccia in corrispondenza delle spalle garantisce la stabilità delle casseforme per il getto dei piedritti eseguiti a tappe.

Construction procedure

The first step was to construct the abutment for the leg foundations, which was a particularly delicate task, especially on the bank of the Camedo side, due to the steep gradient of the rock face.

The type of falsework proposed by the contractor that is required to construct the structure deserves special attention on account of its elegant design. A series of anchors in the rock matching the abutments ensures the stability of the formwork for placing the legs, which was carried out in stages. Onto the triangular system provided by the new legs, tie rods anchored to the abutments and by the foundations of the legs, the trusses were subsequently hoisted that form the falsework necessary for creating the girder in the main span, 47.0 m long and the secondary trusses positioned for the side spans, 27.4 m and 29.3 m long, respectively. The beams of the centre part of the falsework were assembled along the bank of the artificial lake on

sponda lato Camedo per la forte pendenza della parete rocciosa.

La variante esecutiva proposta dall'impresa per la realizzazione della centina necessaria alla costruzione del manufatto merita un'attenzione particolare per l'eleganza del suo concetto. Una serie di ancoraggi in roccia in corrispondenza delle spalle garantisce la stabilità delle casseforme per il getto dei piedritti eseguiti a tappe.

Sul sistema triangolare generato dai nuovi piedritti, dai tiranti ancorati alle spalle e dalle fondazioni delle pile sono state successivamente issate le travi reticolari che formano la centina necessaria all'esecuzione della trave nella campata principale, della lunghezza di 47,0 m, e posate quelle secondarie per le campate laterali della lunghezza di 27,4 m e 29,3 m,

Client

Canton of Ticino, Construction Department, Bellinzona

Designer

Consortium De Giorgi & Partners
Ingegneri Consulenti S.A., Muralto;
Ingegneri Pedrazzini sagl, Lugano
Architectural Assistance

Baserga Mozzetti Architetti, Muralto

Building Contractor

Consortium F.lli Somaini S.A., Grono;
Muttoni S.A., Bellinzona

Waterproofing and Road Surfacing Works

Costra S.A., Lugano

Committente

Canton Ticino, Dipartimento del territorio, Divisione delle costruzioni, Bellinzona

Progettista

Consortio De Giorgi & Partners
Ingegneri Consulenti SA, Muralto;
Ingegneri Pedrazzini sagl, Lugano

Consulenza architettonica

Baserga Mozzetti Architetti, Muralto

Impresa di costruzione

Consortio F.lli Somaini SA, Grono;
Muttoni SA, Bellinzona

Opere di impermeabilizzazione e pavimentazione

Costra SA, Lugano

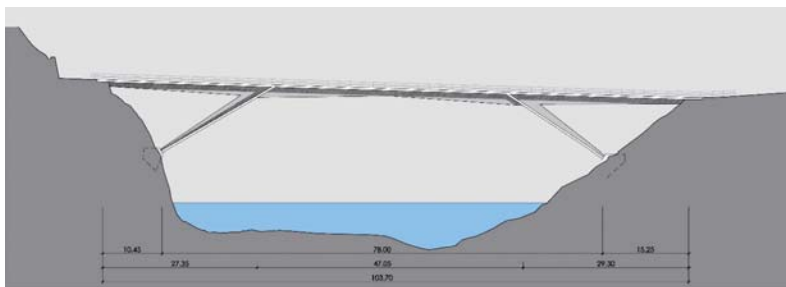


Fig. 5
Prospetto del ponte.
Side view of bridge.

floating rafts and then transported via the lake for a distance of 250 m to be hoisted into their final position.

The casting of the bridge deck, central girder and side spans, took place in a single casting phase from the centre of the bridge in the direction of the abutments with two teams working side by side.

After prestressing with the pre-stressed cables, which took place in three stages, the falsework was dismantled. Then the parapets and sliding plates were made that

rispettivamente. Le travi della centina principale sono state assemblate lungo la riva del lago artificiale su zattere galleggianti e poi trasportate via lago, per una distanza di 250 m, per essere sollevate nella posizione finale.

Il getto dell'impalcato del ponte, trave centrale e piattabanda, è avvenuto in un'unica tappa di getto a partire dal centro del ponte in direzione delle spalle con due squadre che hanno lavorato parallelamente.

Dopo la tesatura dei cavi di pre-compressione, avvenuta in tre fasi, è stata smontata la centina. Successivamente sono stati eseguiti i cordoli e le solette di assestamento, realizzate in maniera monolitica con l'impalcato e appoggiate su un piano di scorrimento in teflon per l'assorbimento delle dilatazioni longitudinali della struttura. Da ultimo si è proceduto alla posa dell'impermeabilizzazione, con manto bituminoso polimerico, della pavimentazione in asfalto fuso e dei parapetti.

Considerazioni finali

Nonostante le particolari difficili condizioni, dettate dalla conformazione del terreno e dagli accessi al sito, il progetto si è dimostrato valido non solo dal punto di vista dell'eleganza strutturale e dell'inserimento nel paesaggio, ma anche dal punto di vista economico. L'obiettivo finanziario del committente è stato raggiunto con una spesa, per il manufatto, di CHF 1 850 000 (inclusi onorari e IVA); ciò che corrisponde a 3950 CHF/m² (anno di riferimento 2007).

form a monolithic block with the bridge deck, which is supported on a teflon bearing surface to absorb the lengthwise expansion of the structure. Finally, the waterproofing course was laid with a bituminous polymer facing membrane, the deck surfacing in molten asphalt was placed and the railings were erected.

Final considerations

In spite of the particularly difficult conditions dictated by the layout of the land and access to the site, the project proved to be successful, not only with regard to its structural elegance and integration into the landscape but also from the point of view of cost-effectiveness. The financial objective of the client was achieved at a cost for the structure of CHF 1,850,000.00 (including fees and V.A.T.) which equates with 3,950.00 CHF/m² (year of reference 2007).

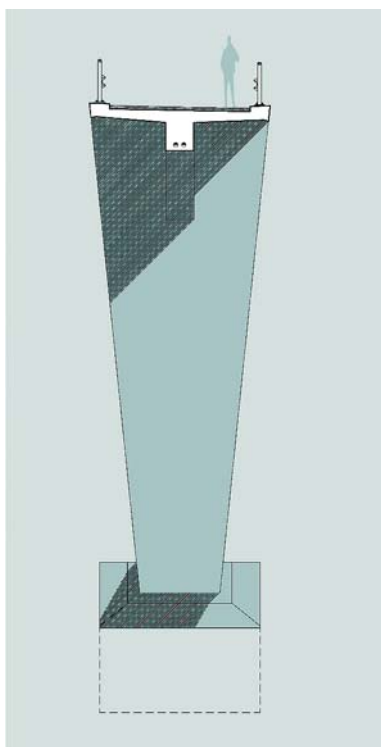


Fig. 6
Sezione trasversale del ponte.
Cross section of bridge.

Autori/Authors

Andrea Pedrazzini
ing. civile dipl. ETHZ

Eugenio Pedrazzini
ing. civile dipl. ETHZ

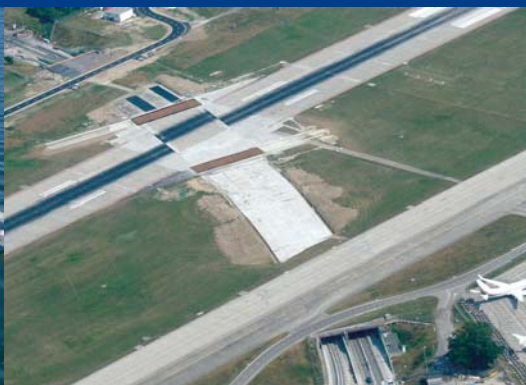
Ingegneri Pedrazzini sagl
CH-6900 Lugano
ingegneri@pedrazzini.com



Ingenieurbau

Génie civil

Civil engineering



Renforcement de la piste de l'aéroport de Genève au-dessus du tunnel de Ferney

Upgrade of Geneva airport runway – the Ferney Tunnel

Jean-François Klein

Introduction

La réfection et le remplacement de la piste de l'aéroport de Genève au droit du tunnel de Ferney ont pu être effectués grâce à la mise en œuvre de techniques inédites et originales exploitant au mieux les matériaux à disposition et la technologie du béton et de la précontrainte.

La dalle du tunnel a été remplacée par un système de poussage cadencé intervenant durant les horaires restreints de fermeture nocturne de la piste, soit entre 0h00 et 05h00 du matin. Durant toute la durée du chantier, les avions ont décollés et atterris sur une dalle posée sur des patins glissants soutenue par un étayage complexe et sécurisé par des vérins latéraux de guidage.

A l'issue de l'opération, le bilan est très positif: l'ouvrage a été réalisé selon les budgets annoncés, et surtout, sans aucune perturbation du trafic aérien et de l'exploitation de l'aéroport. Aucun vol n'a été ni retardé, ni détourné. De plus, toutes les dispositions avaient été prises pour permettre l'accueil éventuel de vols d'urgence tels que les vols sanitaires,

Introduction

The renovation and replacement of the Geneva airport runway above the Ferney tunnel were achieved by means of unique and unprecedented techniques, using in the most optimal method, available materials as well as concrete and prestressing technologies.

The tunnel slab was replaced using an incremental launching method, occurring only during the limited hours of runway closure at night, that is between 12:00 pm and 5:00 am. During the whole construction period, aircraft took off and landed on a slab laid on sliding bearings, supported by a complex shoring system, and secured by lateral guiding jacks.

The project was completed very successfully: estimated costs were met, and above all air traffic was never disturbed, nor were airport operations. No flight was delayed or rerouted. Besides, specific measures had been taken to ensure emergency flights landings, such as air-ambulance flights, even during construction hours at night.

Such a complex operation relies on a thorough preparation of the project, as well as a very good

même durant les opérations nocturnes de travaux.

Une opération complexe où la qualité de la préparation initiale du dossier et du projet est primordiale, tout comme la collaboration et la synergie entre les différents intervenants, qu'ils soient exploitants de l'aéroport, exploitants du domaine routier, ingénieurs ou entreprises.

Problème spécifique du tunnel de Ferney

La construction du tunnel de Ferney a été imposée par la prolongation de la piste en 1962. Il s'agit d'une tranchée couverte de plus de 400 m de longueur croisant la piste en son milieu. La toiture du tunnel forme directement la structure de la piste d'envol.

Le tunnel a été dimensionné pour supporter les charges d'un avion de 200 t avec des réactions maximales par bogie de 125 t. Dans les années 70, à l'arrivée des Jumbo-jet, d'un poids maximal de 400 t, une expertise utilisant les nouveaux moyens informatiques de l'époque a permis de démontrer que les réserves de capacité au centre de la piste étaient suffisantes pour permettre l'accueil de ce type de gros porteurs sur l'aéroport de Genève.

En 2005, plusieurs paramètres ont incité l'aéroport de Genève à engager des travaux de grande importance permettant la réhabilitation de la piste au droit du tunnel:

1. La dégradation de l'état de surface de la piste est en voie d'accélération et pourrait poser rapidement un problème de sécurité pour les utilisateurs.
2. Le développement de l'aviation civile incite les constructeurs à produire des avions de taille supérieure (600 t). La toiture du tunnel dans son état actuel est

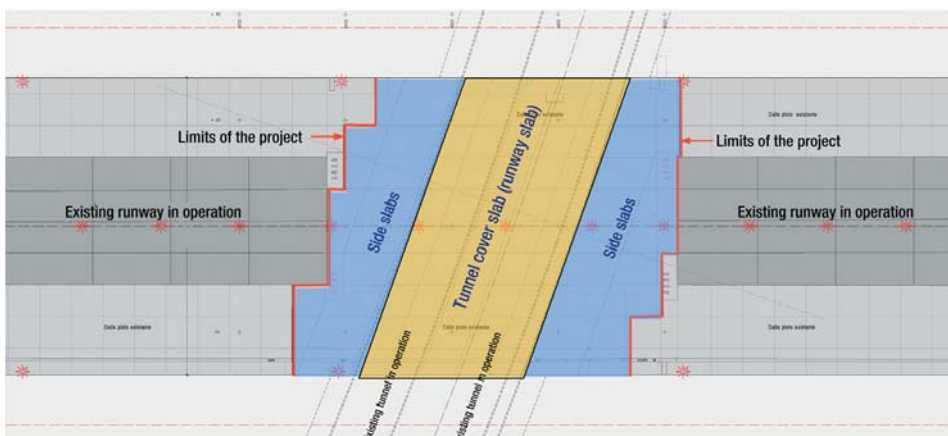


Fig. 1
Situation du tunnel et de la piste de l'aéroport.
Situation of the tunnel and the runway.

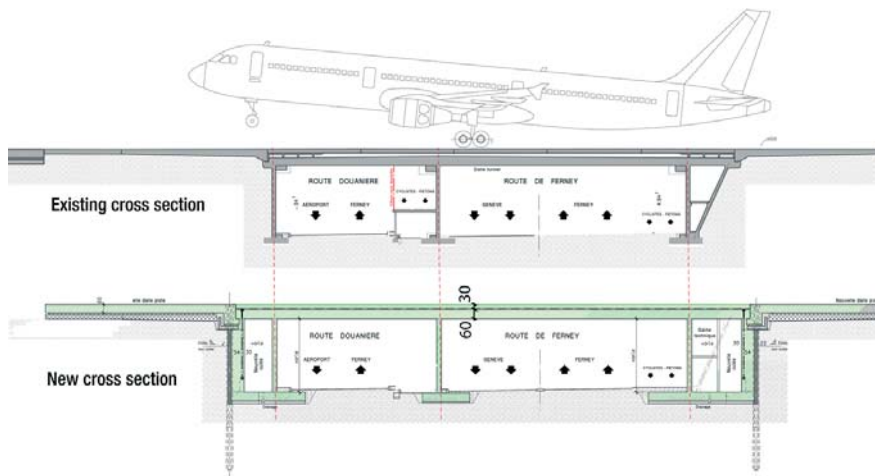


Fig. 2
Section existante et section future renforcée.
Old and new cross section.

coordination of the different people involved in the organization: airport operating services, road operating services, engineers and contractors.

Specific problem of the Ferney tunnel

The tunnel was constructed using the cut-and-cover method, intersecting the Geneva airport runway with a very shallow cover.

In that part, the runway (i.e. the tunnel cover slab) was designed to carry 200 ton aircraft, with a maximum load of 125 tons per bogey. In the 1970s, when Jumbo Jets with a weight of up to 400 tons came on the scene, an investigation of the tunnel carried out with new computer models available at the time showed that the structure was strong enough to withstand this type of aircraft.

In 2005, several factors led Geneva airport to initiate major works to renovate the runway around the tunnel:

1. The surface of the runway was in worsening condition, a safety issue became a growing concern.
2. Aircraft industry developments led to larger planes with a weight of 600 tons, starting 2007. The covering slab of the tunnel was unable to withstand such loads.

Two types of works were then envisioned:

1. Reinforcement of the part of the tunnel under the runway

incapable de supporter cette charge.

A cela se greffe le problème de l'entretien du tunnel qui n'a pas été effectué depuis de très nombreuses années. L'état de Genève, propriétaire de l'ouvrage souhaite profiter de ces travaux de grande envergure pour assurer la pérennité de l'ouvrage par un gros entretien ainsi que de procéder à la mise à jour des installations techniques et de sécurité. Les travaux engagés sont ainsi de deux natures:

1. Renforcement et entretien de la piste au droit du tunnel de Ferney.
2. Assainissement et gros entretien de l'ensemble du tunnel, mise à jour des installations électromécaniques, création de niches SOS et adaptation des portails d'entrée.

Augmentation de la capacité portante

L'augmentation de la capacité portante permettant de supporter les avions de 600 t (3 x la capacité portante du projet d'origine) a pu être obtenue par modification de la structure et utilisation de matériaux performants. Ainsi:

- La dalle portante est remplacée par une nouvelle dalle de 60 cm d'épaisseur en béton à haute performance, fortement précontrainte dans les deux directions
- Des encastresments puissants avec précontrainte verticale

and renovation of the runway itself

2. Renovation of the whole tunnel, upgrading of electro-mechanical equipment, creation of emergency wall niches, and adaptation of the entrances.

Increase of the loading capacity

The increase of the loading capacity for 600 ton aircraft (3 times the original one) was achieved by modifying the structure and using better materials:

- The new 60 cm-thick slab is highly pre-stressed in two directions
- Strong fixed ends of the slabs are ensured by vertical pre-stressing in new abutment walls behind the bearing walls of the tunnel. This increases significantly the global stiffness.
- The runway slabs are cast with high strength concrete

Description of the methods used

In order to achieve the replacement while meeting the schedule constraints, a launching method was used, replacing progressively the former slab. The work on the runway surface was then limited to what is usually done to replace the runway slab in other parts on the ground.

The sequence of construction work can be sum up as follows (A–H):

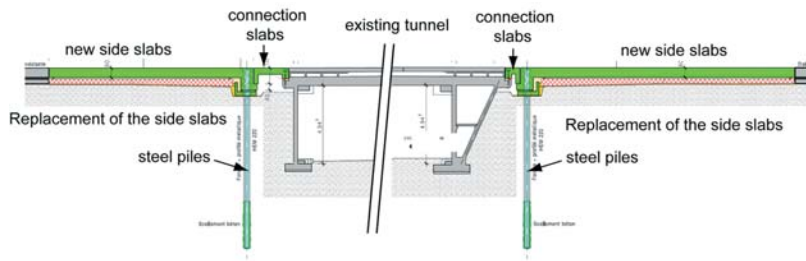


Fig. 3
Coupes en travers des dalles de bord.
Description of the lateral elements.

dans les murs sont créés sous forme de culées latérales à l'arrière des murs porteurs permettant une forte augmentation de la rigidité globale

Description de la méthode employée

La méthode développée pour mener à bien ces travaux dans le respect des contraintes (géométriques et d'exploitation) est une solution de poussage cadencé remplaçant progressivement la dalle actuelle. Les interventions de surface nécessaires pour mener à bien ces travaux sont ainsi très limitées. Les opérations principales peuvent être schématisées comme suit (A–H) :

A. Forage de pieux au travers de la piste actuelle de part et d'autres du tunnel.

Ces pieux serviront essentiellement aux phase de constructions afin de permettre la réalisation des culées du tunnel en taupe, sous la circulation des avions, en arrière des murs du tunnel en place et à l'abri d'une paroi berlinoise

A. Drilling of piles through the current runway slab on each side of the tunnel.

These piles are mostly used during the construction phase to build the abutments underground under the aircraft traffic. The abutments are built between the walls of the current tunnel and a Berlin-type wall (US: soldier pile wall) in between the steel piles. The drilling procedure uses special equipment like epoxy sealed 40 cm-thick concrete cover to allow immediate traffic on top of the just drilled and concreted pile.

B. Replacement of the runway slabs on each side of the tunnel (those had not been changed until now), and laying of a temporary link element between the side slabs and the tunnel slab.

The former side slabs (containing no reinforcement steel bars) are lifted up by a high capacity traveling crane from the airport, using hundreds of dowels sealed in the concrete. 6 m-wide by 14 m-long elements are thus removed in one operation.

noise formée par les pieux métalliques. L'exécution de ces pieux a nécessité la mise au point de dispositifs spéciaux tels que l'emploi de couvercles préfabriqués en béton de 40 cm scellés à l'époxy rapide après le bétonnage du pieu permettant le passage immédiat des avions.

B. Remplacement des dalles de bords sur le terrain (dalles encore inchangées à ce jour), pose d'un élément provisoire de raccord entre les dalles de bord et la toiture actuelle du tunnel.

Les anciennes dalles de bord non armées sont soulevées à l'aide des portiques de grande capacité de l'aéroport, par le biais de centaines de goujons scellés dans le béton. Des éléments de 6 m de large par env. 14 m de long d'un poids de 120 à 160 t sont ainsi remplacés en une opération.

Les nouvelles dalles de bords sont posées sur un réseau de boudins gonflables à l'eau permettant de régler leur niveau et assurant leur positionnement pendant le temps de durcissement du coulis d'injection à prise rapide remplissant l'intervalle entre le remblai et la dalle de bord. L'extrémité de la dalle de bord présente un renfort avec un corbeau et des réservations venant s'enficher sur les têtes de pieux.

Un élément préfabriqué à géométrie variable posé entre le corbeau de la dalle de bord et le corbeau du tunnel existant sert de dalle de transition. Il permettra l'excavation entre le mur et la paroi berlinoise formée par les

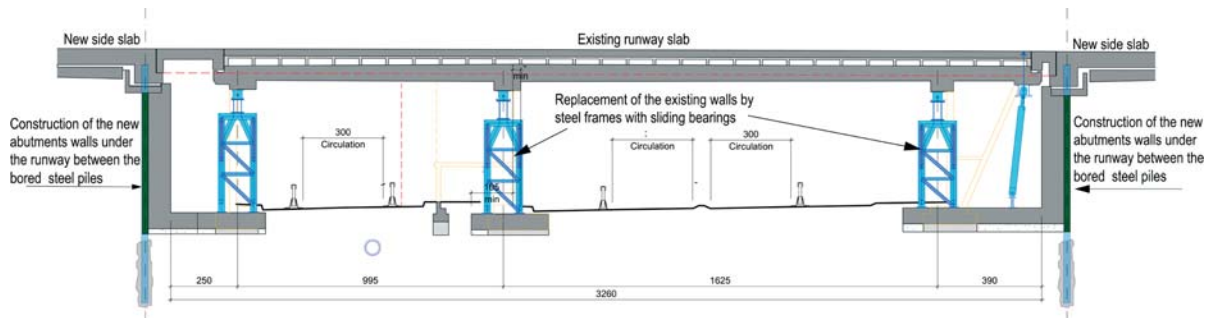


Fig. 4
Construction des nouvelles culées en arrière des murs actuels –
étayage temporaire de la dalle actuelle avec appuis glissants.
Construction of new abutment walls next to the Berlin-type
wall – temporary shoring under the runway slab.

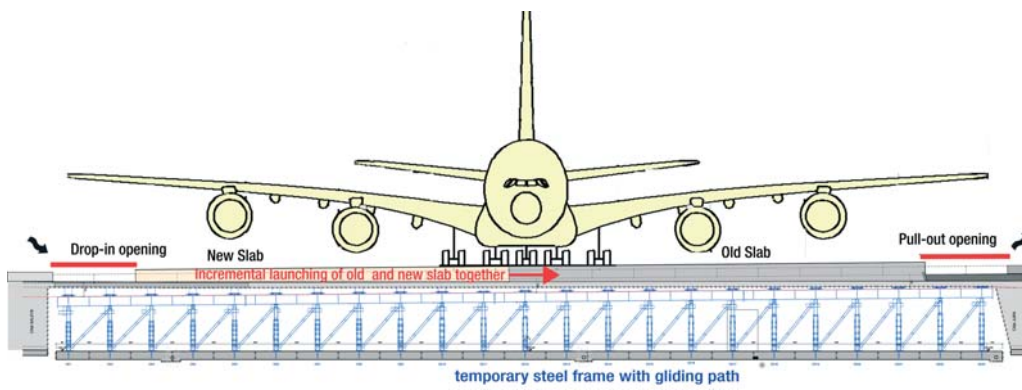


Fig. 5
Elévation de l'échafaudage, situation des trémies de pose et d'évacuation.
Cut and removal of an element to create openings on each side of the runway.

The new side slabs are then laid on water-inflated tubes, allowing them to adjust their height and position before the space between the ground and the slab is filled with rapid-setting grout. The end of the side slab next to the tunnel has a reinforced corbel with holes enclosing the steel piles' top ends.

C. Construction of the new abutments underneath, while keeping the clearance free for traffic in the tunnel. This work is carried out next to a Berlin-type wall in between the steel piles.

pieux tout en assurant le passage des avions. Cet élément permet également de compenser les effets de la courbure du tunnel et de faire un ripage rectiligne malgré la courbure.

C. Construction en taupage de nouvelles culées sous la piste actuelle et à l'intérieur du gabarit du tunnel. Exécution de ces travaux à l'abri du bouclier formé par une paroi berlinoise réalisée entre les pieux forés au travers de la piste.

D. Pose d'un échafaudage provisoire supportant l'ancienne dalle de toiture du tunnel. Cet échafaudage est

D. Demolition of the tunnel walls, replaced by temporary shoring, bearing the current slab of the tunnel.

This steel shoring, replacing the tunnel walls is designed to progressively transfer the aircraft loads, while disconnecting the slab to be pushed out.

E. Creation of two large openings in the tunnel slab on each side of the runway.

On each side of the runway, outside the aircraft traffic, two openings are created. They are 8 and 10 m long, and are as wide as the

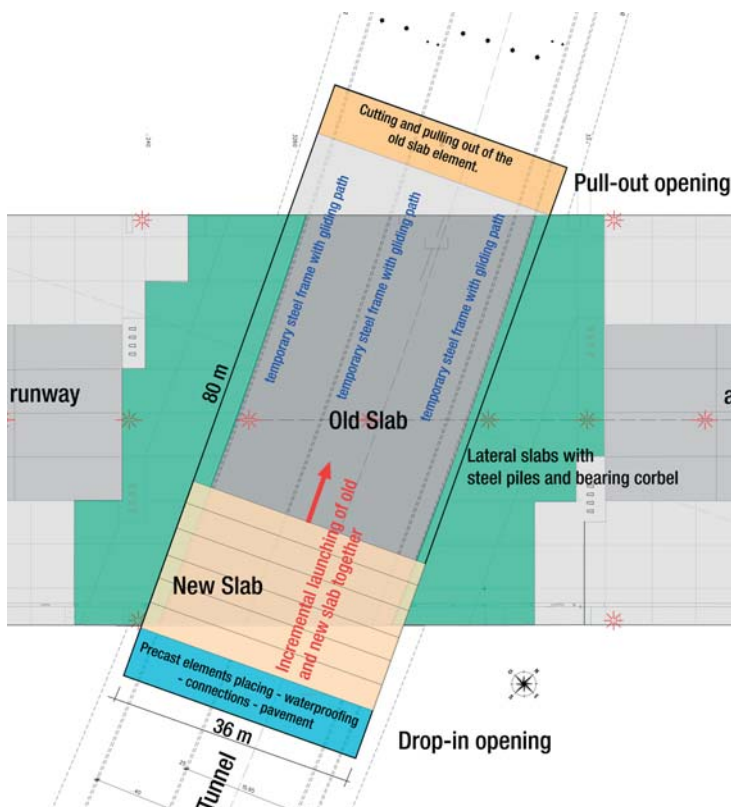


Fig. 6
Principe général de la méthode de ripage.
General principle of the launching method.



Fig. 7

Pose d'un nouvel élément dans la trémie – collage époxy et post-tension des éléments à joints conjugués.

Laying a new element in the opening – epoxy sealing and post-tensioning connection against the previous one.

au droit des anciens murs et assure progressivement la reprise des efforts. La totalité de la dalle est ainsi désolidarisée de ses murs et posée sur des voies de ripage.

E. Ouverture de deux trémies dans la dalle du tunnel de part et d'autre de la piste.

De part et d'autre de la piste, en dehors des zones de circulation des avions, deux ouvertures de 8 et 10 m de longueur sur toute la largeur du tunnel sont créées. Ces ouvertures serviront à poser les nouveaux éléments préfabriqués de dalle d'un côté et de d'enlever les anciens de l'autre côté après la phase de poussage. En phase opérationnelle de l'aéroport, ces ouvertures sont protégées par des couvercles métalliques coulissant sur des rails capables de supporter les charges des avions en cas de sortie de piste. Ces « tiroirs » sont ainsi ouverts et fermés en fonction des heures d'exploitation de la piste d'envol.

F. Pose d'éléments préfabriqués de dalle précontrainte, étanchéité, bétonnage de la dalle d'usure et évacuation de l'ancienne dalle. Dès l'atterrissage du dernier avion vers 23h45, le couvercle de protection de la trémie de pose est ouvert. Le portique de levage dépose un élément préfabriqué de dalle de 36 m de longueur par 3 m

tunnel. They are used to lay new precast slab sections on one side, and to remove old sections on the other side after each launching step. During the day when the airport is running, these openings are covered with steel plates sliding on rails, which are capable of taking the load of an aircraft (in case a plane accidentally exits the runway). These sliding covers are opened and closed according to the air traffic hours on the runway.

F. Laying of new precast prestressed slab sections, proofing layer, casting of runway top concrete, removal of the old section of the current slab.

As soon as the last aircraft lands around 11:45 pm, the opening cover is slid out. The travelling crane brings a new 36 m-wide by 3 m-long slab section and puts it in the opening. This section is fixed to the previous one by epoxy sealing and post-tensioned using thirty 50 mm diameter bars connected to the previous section. After two of these elements are laid in the opening, giving 6 m of slab, the proofing layer is installed and the 30 cm-thick top concrete of the runway is cast.

On the other side of the runway, the 6 m-long old slab section pushed out is removed from the

de largeur dans la trémie. Celui-ci est connecté par collage époxy aux dalles précédentes et mis en précontrainte par une trentaine de barres diamètre 50 mm connectées à celles de l'élément précédent. Après la pose de deux éléments de dalles formant 6 m de nouvelle couverture du tunnel, l'étanchéité est complétée et la dalle d'usure de 30 cm d'épaisseur est bétonnée.

Du côté de la trémie d'évacuation, le morceau de 6 m de dalle précédemment poussé en dehors de la piste est découpé et évacué. La piste est rendue au trafic aérien à 05h30.

G. Ripage progressif de l'ancienne dalle et des nouveaux éléments par étapes de 6 m de longueur.

Tous les 6 m, l'ensemble de la dalle est poussée au travers de la piste, déplaçant ainsi la partie résiduelle de l'ancienne dalle vers la trémie de démolition, et introduisant les nouvelles dalles placées dans la trémie de pose dans le cheminement de la piste. La surface de roulement est ainsi progressivement remplacée sans intervention majeure dans le chemin d'évolution des avions. A la fin de chaque phase de ripage, des vérins de blocage latéraux intégrés dans l'épaisseur de la dalle viennent bloquer tout le système, afin que



Fig. 8
 Vue de la piste après 3 étapes de ripage.
 View of the runway after 3 pushing steps.

other opening. The runway is given back to air traffic at 5:30 am.

G. Progressive launching of the structure in six metre steps.

Every six metres, the structure is pushed across the runway, each time pushing a portion of the old slab out of the runway towards the demolition opening, and pushing in a portion of the new slab. Thus, the runway is replaced and reinforced gradually, without disturbing air traffic. At the end of every pushing step, lateral jacks are used to block the whole structure, so that aircraft can land and take off without creating any displacement of the slab laid on sliding bearings. With this system, even if there is a failure in the pushing system, the structure can be blocked and secured at any moment and the runway used by aircraft. In the case of the arrival of an emergency or air-ambulance aircraft, the runway can be ready in just a few minutes.

H. End of the pushing sequence, connection to the abutments.

Once the whole new structure is pushed in place, the back walls of the abutments are connected to

les avions puissent évoluer sur le tunnel sans risque de faire bouger la dalle posée sur ses appuis de glissement. De cette manière, même en cas de blocage du ripage, le système peut être à tout moment sécurisé et la piste exploitée. En cas d'arrivée imprévue d'un avion sanitaire ou d'urgence, la piste peut ainsi être opérationnelle en quelques minutes.

H. Fin du ripage, solidarisation des culées et de la dalle du tunnel.
 A la fin du poussage, les murs arrières des culées sont connectés à la dalle par des barres de précontrainte verticales, formant ainsi des encastrement puissants permettant l'augmentation de capacité portante de la dalle. Ces murs remplacent progressivement les étagages qui sont démontés au fur et à mesure des transferts de charge sur les murs.

Au niveau de la dalle, de la précontrainte longitudinale complémentaire et continue complète les barres couplées. De même, dans la dalle d'usure, des câbles de précontrainte enfilés à la fin permettent de lutter partiellement contre les effets de la fissuration due aux effets différés.

the slab using vertical post-tensioning bars, creating strong fixed ends to the slab to increase the loading-bearing capacity. New walls gradually replace the temporary shoring, and this is then dismantled bit by bit once the load is transferred to the walls.

Additional longitudinal prestressing in the slab comes on top of the connected bars. Similarly, prestressing cables are slid into the top concrete of the runway to prevent cracking due to long-term effects.

Auteur/Author

Jean-François Klein

Dr ès sc. techn., ing. civil dipl. EPFL
 Administrateur de T ingénierie sa
 CH-1211 Genève
 Email: gva@t-ingenierie.com

Pontili galleggianti in calcestruzzo precompresso sul Lago Maggiore

Floating landing stages in prestressed concrete on Lake Maggiore

Antonio Paronesso, François Prongué

Introduzione

Nell'ambito degli interventi di potenziamento delle infrastrutture destinate al turismo da diporto finanziate dalla Regione Lombardia, rivestono un ruolo importante le realizzazioni dei due pontili galleggianti di Porto Valtravaglia e Maccagno situati entrambi sulla sponda est del Lago Maggiore.

Ciascuna delle due strutture è formata da moduli prefabbricati in calcestruzzo armato assemblati in acqua per mezzo di un sistema di precompressione esterna. Grazie alla particolare forma ad arco e alla notevole mole del manufatto assemblato, le oscillazioni prodotte dal moto ondoso agente sulla struttura risultano contenute a tutto vantaggio di un notevole comfort per gli utilizzatori del molo.

Azioni esterne preponderanti

L'azione che genera le sollecitazioni più importanti all'interno di un corpo galleggiante è senz'altro il vento. Il suo effetto si esplica attraverso un'azione diretta rappresentata dalla pressione cinetica applicata alla struttura stessa e ai natanti ad essa ormeggiati ed un'azione indiretta rappresentata dal moto ondoso indotto dal vento.

I parametri che maggiormente determinano l'intensità di tali azioni e condizionano quindi il dimensionamento del sistema, sono l'estensione dello specchio d'acqua (fetch) e il regime dei venti della zona che si estende attorno alla struttura. Dal fetch e dalla durata dei venti nel tempo dipendono in particolare le lunghezze d'onda dei moti ondosi che si possono sviluppare in un determinato bacino. Dalle intensità dei

Introduction

Within the scope of the works for the development of infrastructure for the tourist industry financed by the Region of Lombardy, the creation of two floating landing stages at Porto Valtravaglia and Maccagno play an important role. Both are situated on the east bank of Lake Maggiore.

Each of the two structures comprises prefabricated reinforced concrete modules assembled in the water by means of an external prestressing system. Thanks to the particular arched shape and considerable inertia of the assembled product, the oscillation generated by the movement of the waves acting on the structure proves to be contained for the great convenience of those using the jetty.

Main external action

The force which generates most stress inside a floating body is the wind. Its effect is developed through direct action represented by the kinetic pressure applied to the structure in question and to the craft moored to it as well as indirect action due to the movement of the waves, which the wind creates in the fluid accommodating the body.

The main parameters which determine the intensity of such action and therefore condition the dimensioning of the system, are the extent of open water (length of the free area available to the wind or fetch) and the wind speed (kinetic pressure) in the area that extends around the structure.

In particular, the length of the waves in the wave movement, which may be generated in a particular basin, depend on the fetch

venti dipendono in generale le altezze delle onde che possono impegnare la struttura.

Principali tipologie di moli galleggianti in calcestruzzo armato

Le tipologie di moli galleggianti in calcestruzzo armato attualmente impiegate per creare una darsena possono essere classificate in base al sistema di ormeggio utilizzato e in base alla rigidità propria posseduta dalla struttura. Con riferimento alle modalità di ormeggio, si possono distinguere un primo tipo di soluzioni che utilizzano sistemi di catene ancorate al fondo per mezzo di corpi morti o pali infissi e un secondo tipo di soluzioni che utilizzano sistemi di bielle rigide (o bracci oscillanti) ancorate al fondo per mezzo di pali.

Nel caso dei pontili in oggetto si è optato per la soluzione rigida del secondo tipo accoppiata ad un sistema di ormeggio formato da ben 34 catene opportunamente tesate ed orientate in modo da garantire spostamenti relativi fra passerella di accesso e corpo galleggiante entro le tolleranze di progetto.

Analisi

La struttura qui in esame ha il carattere di prototipo. Per la determinazione delle sollecitazioni interne indotte dal moto ondoso associato a diverse direzioni di

Aknowledge

La realizzazione delle opere illustrate nel presente articolo è stata resa possibile grazie al contributo fornito dallo Studio Ambrosetti-Colombo, Varese, Italia, da M. Jartoux, da Freyssinet SA Suisse e da AR&PA Engineering, Lugano Svizzera.



Fig. 1
Messa in acqua dei moduli per mezzo di un autogrù.
Placing in the water of the modules by means of mobile crane.

and duration of the wind. In general, the height of the waves that could affect the structure depends on the intensity (kinetic pressure) of the wind.

Main types of floating jetties made of reinforced concrete

The types of floating jetties made of reinforced concrete currently used to create a dock can be classified according to the mooring system used and the inherent rigidity of the structure.

With regard to mooring methods, there is one type of solution, which uses systems with chains anchored to the bottom by means of anchor blocks or piles, and another type of solution, which uses systems with rigid connecting rods (or swivel arms) anchored to the bottom via piles.

propagazione d'onde, sono state effettuate analisi idrodinamiche in frequenza del solo corpo rigido galleggiante e analisi statiche e dinamiche non lineari nel tempo del sistema completo di catene.

Geometria del manufatto e tecnica costruttiva

Il molo è formato da 20 moduli prefabbricati in calcestruzzo armato di forma trapezoidale di lunghezza media 5,6 m, sezione trasversale di larghezza 4 m e altezza 3 m. I due moduli di testa si differenziano per organizzazione e dimensioni della struttura interna dagli altri 18 della zona centrale in quanto destinati ad accogliere le teste di ancoraggio dei cavi di precompressione. Lo spessore della soletta di fondo dei moduli è pari a 22 cm mentre quello della soletta superiore è delle

In the case of the landing stages in question, the rigid (i.e. second) type of solution was chosen coupled with a mooring system formed of 34 chains tightened and orientated so as to guarantee the relevant displacement between the access bridge and the floating body within the project tolerance range.

Analysis

The structure under consideration is like a prototype. In order to determine the internal stress induced by wave action coming from different directions, some hydrodynamic analyses were carried out in the frequency domain for the floating rigid body alone as well as non-linear static analyses and non-linear dynamic analyses performed in time domain for the system with chains.



Fig. 2
 Ultime operazioni di accoppiamento dei gruppi formati da tre moduli.
 Last connecting operations of the units formed of three modules.

pareti verticali è di circa 18,5 cm. La stazza totale del pontile è pari a circa 1200 t. Una volta assemblata, la struttura assume la forma di un arco con lunghezza uguale a circa 120 m e concavità rivolta verso riva.

I moduli sono prefabbricati in stabilimento a Varese grazie all'impiego di un cassero metallico. Per il loro confezionamento è utilizzato calcestruzzo di classe C40/50 e acciaio B450C. La gabbia delle armature lente del singolo elemento è preassemblata a piè d'opera e quindi inserita nel cassero prima del getto del calcestruzzo. Segue il montaggio degli inserti necessari per il passaggio delle barre di preassemblaggio dei moduli e quelli per la formazione delle selle di appoggio e deviazione (diabolos) dei cavi di precompressione. Si procede quindi al getto simultaneo della soletta di fondo e delle quattro pareti verticali del modulo, seguito a distanza di 24 a 36 ore da quello di completamento della soletta superiore.

Gli elementi prefabbricati sono in seguito trasportati su strada sino

Product's geometry and design technique

The jetty consists of 20 prefabricated modules made of reinforced concrete, trapezoidal in shape with an average length of 5.6 m, a cross section of 4 m width and height of 3 m. The two pierhead modules differ in their arrangement and dimensions of internal structure from the other 18 in the central zone in that they are for housing the anchorage heads of the prestressed cables. The thickness of the bottom slab of the modules is 22 cm while that of the upper slab and vertical walls is about 18.5 cm. The total registered tonnage of the landing stage is about 1,200 tons. Once assembled the structure took on the shape of an arch with an average length of about 120 m and concavity in the direction of the bank.

The modules were manufactured in the plant at Varese thanks to the use of a steel formwork. Class C40/50 concrete and B450C steel were used. The frame for the concrete steel reinforcement of the single block was preassembled on

alla darsena di varo di Sant'Anna situata presso Sesto Calende. Qui avviene la messa in acqua (fig. 1) dei moduli e un primo assemblaggio a gruppi di tre. Questa operazione è effettuata utilizzando 8 barre $\varnothing 40$, $f_{pk} = 1030 \text{ N/mm}^2$, disposte su ciascuna interfaccia di collegamento. In questa fase le barre vengono tesate ad un valore non superiore a 100 kN.

Successivamente viene realizzato il giunto di continuità fra moduli mediante iniezione di malta cementizia debolmente espansiva praticata nell'intercapedine creata dall'accostamento dei moduli e dall'interposizione fra di essi di un nastro di neoprene posto lungo il perimetro delle facce da accoppiare. Avvenuta la maturazione della malta di iniezione dei giunti, le barre sono tesate una seconda volta ad un valore limite uguale a circa 750 kN.

Ciascun gruppo formato da tre moduli è quindi trasportato via acqua dalla darsena di varo alla zona temporanea di ormeggio posta a circa 300 metri dalla riva. In questo luogo, al riparo da moti ondososi importanti (fig. 2), sono



Fig. 3
Il manufatto al luogo d'impianto definitivo.
The product at the place of final installation.

site and therefore inserted in the steel formwork before casting the concrete. Then followed the assembly of the inserts necessary to accommodate the preassembled module bars and those for the formation of the saddle and deviation supports (diabolos) for the prestressed cables. Next, simultaneous casting of the bottom slab and four vertical walls of the module took place, followed after 24 to 36 hours by that for completion of the upper slab.

The prefabricated items were then transported by road as far as the Sant'Anna dock slipway situated near Sesto Calende. Here the modules were placed in the water (Fig. 1) and assembled in groups of three. This operation was carried out using eight prestressing bars arranged on each connecting interface with $\varnothing 40$ and $f_{pk} = 1,030 \text{ N/mm}^2$. In this phase the bars were tightened to a value of not more than 100 kN.

Subsequently, a continuity joint was created between modules by means of an injection of slightly expansive mortar, made in the cavity created by the line-up of

effettuate le ultime operazioni di accoppiamento dei gruppi precedentemente assemblati. Una volta completato il collegamento di tutti e 20 i moduli si procede alla messa in opera del sistema di precompressione costituito da 8 cavi postesi ciascuno formato da 12 trefoli di $0,6'$, $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$, e alla successiva messa in tensione dei cavi per una forza totale di precompressione misurata al martinetto pari a circa 18 750 kN.

Il manufatto finito completo dei flaps di stabilizzazione idrodinamica è quindi trasportato via lago al luogo d'impianto definitivo (fig. 3) dove sono in attesa le catene di ormeggio preventivamente messe in opera.

Sistema e tecnica di messa in precompressione

Lo stato di sollecitazione della struttura in oggetto è caratterizzato da variazioni cicliche che impongono l'utilizzo di una precompressione centrata con tensioni uniformi su ciascuna sezione trasversale del pontile. La tecnica di precompressione esterna qui adottata (con cavi che corrono

the modules and the insertion between them of a neoprene band, placed along the perimeter of the surfaces to be joined. When the mortar injected into the joints had hardened, the bars were tightened a second time to a limit value of about 750 kN.

Each group formed of three modules was then carried by water from the dock slipway to the temporary mooring zone located at about 300 metres from the bank. Here, sheltered from significant wave movement (Fig. 2), the last connecting operations of the units previously assembled were carried out. Once the connection of all 20 modules had been completed, setting up of the prestressed system took place, comprising 8 cables, each one formed of 12 strands of $0.6'$, $f_{pk} = 1,860 \text{ N/mm}^2$ and subsequent tightening of the cables for a total prestressed force measured with a jack of about 18,750 kN.

The finished product, complete with hydrodynamic stabilizing flaps, was then carried by lake to the final place of installation (Fig. 3) where it awaited the mooring



Fig. 4
 Impiego di due martinetti monotrefolo.
 Use of two single strand jacks.

Acknowledgment

Completion of the works described in this article was made possible thanks to the contribution provided by Studio Ambrosetti-Colombo, Varese, Italy, M. Jartoux, Freyssinet SA Switzerland and AR&PA Engineering, Lugano Switzerland.

chains which had been set up previously.

Prestressing system and technique

The state of stress of the structure in question is characterized by cyclical variations, which impose the use of prestressing centred with uniform tension on each cross section of the landing stage. The external prestressing technique adopted here (with cables that run in the internal free space of the modules), presents various advantages compared to other systems currently in use. The external alignment of the cables allows containment of the thickness of the slabs and walls of the module, which must satisfy, in this case, only static requirements and those concerning guaranteed minimum concrete cover to reinforcement.

The use of greased and PE sheathed strands located inside HDPE tubes, reduces the coefficient of friction to the minimum between these items and facilitates the stressing of cables 120 m long from one end. This makes it possible to carry out the stressing operations outside the head modules

nello spazio libero interno dei moduli) presenta diversi vantaggi rispetto ad altri sistemi correntemente utilizzati. L'andamento esterno dei cavi permette di contenere gli spessori delle solette e delle pareti del modulo che devono soddisfare, in questo caso, a sole esigenze statiche e di copriferro minimo garantito.

L'impiego di trefoli inguainati e lubrificati posti all'interno di tubi guaina PEHD, riduce al minimo il coefficiente di attrito fra tali elementi e consente la messa in tensione di cavi di lunghezza 120 m a partire da una sola estremità. Ciò rende possibile effettuare le operazioni di tesatura all'esterno dei moduli di testata grazie all'adozione di cavi ad andamento incrociato.

La tecnica utilizzata per il confezionamento dei cavi prevede che l'inserimento nel tubo guaina di ciascun trefolo inguainato e lubrificato avvenga in maniera indipendente dagli altri grazie all'utilizzo di un sistema di trascinamento a spola di filo che garantisce un perfetto allineamento dei trefoli che compongono lo stesso cavo. La successiva iniezione del tubo guaina con malta cementizia



Fig. 5
 Impiego di un martinetto multitrefolo.
 Use of a multi strand jack.

thanks to the use of cables in crossed alignment.

The technique used for making the cables provides for insertion in the HDPE tube of each strand to take place independently of the others thanks to the use of a netting needle drag system, which ensures perfect alignment of the strands comprising the cable. The subsequent injection of the cladding tube with slight expansion mortar guarantees the correct distance between strands, which can be tightened in this way, independently of each other ensuring greater actual flexibility and better tightening control.

Protection of each individual strand is ensured by a triple safety system formed by the external HDPE tube, the sheathing of the strand itself and the grease that surrounds it.

Another advantage of the chosen system is the possibility of making provision for additional lengths of strand required for assembly, thanks to which it will always be possible to adjust each individual item for the purpose of controlling tightening over time and possibly readjusting its value for dealing with loss due to creep in

debolmente espansiva garantisce il corretto distanziamento dei trefoli che possono così essere tesati in modo indipendente l'uno dall'altro garantendo maggior flessibilità esecutiva e un controllo migliore della tensione.

La protezione del singolo trefolo è assicurata da un triplice sistema di sicurezza formato dalla guaina esterna del tubo, da quella esterna del trefolo stesso e dal grasso che lo avvolge.

Altro vantaggio del sistema scelto è la possibilità di prevedere delle sovrallunghezze di montaggio dei trefoli, grazie alle quali sarà sempre possibile agire sul singolo elemento al fine di controllarne la tensione nel tempo ed eventualmente riaggiustarne il valore per far fronte alle perdite per fluage del calcestruzzo e per rilassamento dell'acciaio.

Gli interventi di tesatura sono stati portati a termine mediante l'impiego di due martinetti monotrefolo (fig. 4) e di un martinetto multitrefolo (fig. 5).

the concrete and steel relaxation. The tightening work was perfected and completed by using two single strand jacks (Fig. 4) and one multi strand jack (Fig. 5).

Autori/Authors

Antonio Paronesso

Dott. ing. dipl. EPFL
 AR&PA Engineering Sagl
 CH-6963 Lugano-Pregassona
 antonio.paronesso@arpa-engineering.ch

François Prongué

Ing. dipl. EPFL
 Freyssinet SA
 CH-1510 Moudon
 prongue@bluewin.ch



Nachhaltigkeit und Technologie

Développement durable et technologie

Sustainability and technology



Biologisch induzierte Betonerosion in Abwasserreinigungsanlagen

Biologically triggered concrete erosion in wastewater treatment plants

Andreas Leemann, Cathleen Hoffmann

Einleitung

In Nitrifikationsbecken von Abwasserreinigungsanlagen (ARA) wurde in den letzten Jahren eine Erosion der Betonoberflächen festgestellt. Über das Fortschreiten dieser Erosion, ihre Ursachen und mögliche Konsequenzen für die Dauerhaftigkeit war wenig bekannt. Untersuchungen zeigen nun, dass es sich um einen biologisch induzierten Säureangriff handelt, dessen Auswirkungen in erster Linie von der Wasserhärte und erst in zweiter Linie von Betonzusammensetzung, Nachbehandlung und in der ARA verwendeten Verfahren abhängig sind. Die Erosionsraten bewegen sich in einem Bereich, der für die Dauerhaftigkeit der Anlagen kein unmittelbares Problem darstellt. Chemischer Angriff auf Beton kann unter verschiedenen Umweltbedingungen auftreten. Beim Transport und bei der Aufbereitung von Abwasser ist die häufigste Form der Angriff von Schwefelsäure, der von sulfatoxidierenden Bakterien verursacht wird [1,2]. In letzter Zeit wurde festgestellt, dass eine Erosion der Betonoberfläche vorwiegend in Nitrifikationsbecken von ARA auftreten kann (Fig. 1). In solchen Becken findet die Oxidation von Ammonium zu Nitrat statt. Dabei werden Protonen frei [3,4]:



Der pH-Wert in den Nitrifikationsbecken wird bei 7 gehalten, um die Stabilität der Mikroorganismen zu gewährleisten. Da aber die Betonoberfläche durch einen nitrifizierenden Biofilm bedeckt wird, kann sich dort lokal ein saures Milieu etablieren, was zu einem Säureangriff führt. Die so

Introduction

Erosion of the concrete surface of nitrification basins in wastewater treatment plants (WTPs) has been observed in recent years. Little was known about the development of the erosion, its causes and possible consequences for the durability of the concrete structures. Investigations have now shown that it is due to a biologically induced acid attack, whose effects depend primarily on water hardness and secondarily on concrete composition, the curing process and methods applied in the WTPs. The rate of erosion is confined to a range in which there is no immediate problem for the durability of the WTPs. Chemical attack on concrete can be observed in a variety of environments. During transport or in the treatment of wastewater the most common form present is attack due to sulphuric acid formed by sulfate reducing bacteria [1,2]. However, recently erosion of the concrete surface in nitrification basins of WTPs has been observed (Fig. 1). In these basins, the oxidation of ammonium to nitrate takes place. In this reaction protons are produced [3,4]:



The pH value of the water in the basins is kept at a neutral value of 7 to ensure the stability of the bioorganisms. But as the concrete surface in such basins is covered by a nitrifying biofilm, locally an acid environment between biofilm and concrete surface can be created leading to an acid attack. The erosion of the concrete surface decreases the thickness of the concrete cover protecting the re-



Fig. 1
Erodierte Betonoberfläche in einer ARA.

Eroded concrete surface in WTP.

verursachte Erosion verringert die Dicke des schützenden Überdeckungsbetons und damit möglicherweise die Dauerhaftigkeit der Becken. Die Abtragraten an der Betonoberfläche sind allerdings nicht bekannt. ARA in der Schweiz sind unterschiedlich stark von diesem Phänomen betroffen. Die Gründe dafür waren bisher noch unklar.

Das Ziel des vorliegenden Projekts ist es, die entscheidenden Parameter für die biologisch induzierte Betonerosion und ihre Variation zu identifizieren und zu werten. Es wurden dazu Betone in Nitrifikationsbecken von vier verschiedenen ARA ausgelagert, um die Erosionsrate und den Einfluss von Zementart, Wasserzementwert (w/z) und Wasserhärte zu untersuchen.

Materialien und Methoden

Die für die Betonherstellung verwendeten Zementarten sind in Fig. 2 aufgeführt. Alluvialkies, hauptsächlich aus Sandstein und Kalk bestehend, und mit einer maximalen Korngrösse von 32 mm wurde als Gesteinskörnung verwendet.

Prismen der Abmessungen 72 x 72 x 150 mm³ wurden aus Betonwür-

inforcement and with it possibly the durability of the structure. However, little is known about the degree of erosion of the concrete surface, though the effect varies widely between different WTPs in Switzerland. Up till now the reasons for these variations have not been clarified. The goal of the present project is the identification and assessment of the parameters responsible for the biologically triggered concrete erosion in WTPs and the reasons for its variation. Thus, concrete specimens were exposed in the nitrification basin of four different WTPs to investigate the rate of erosion and the influence of cement type, water-cement ratio (w/c) and water hardness.

Materials and methods

The cements used and the mix design of the concrete are given in Fig. 2. Alluvial gravel consisting mainly of sandstone and limestone with a maximum grain size of 32 mm was used as aggregate. Prisms with a size of 72 x 72 x 150 mm³ were cut from the produced concrete cubes. A calibrated depth gauge combined with a steel plate having angles and 20 predrilled holes ensured that surface erosion was always measured at identical points. The repeatability of the method as tested is about 0.02 mm.

The first set of specimens was exposed in four different WTPs (A–D, Fig. 6) after air curing at 20 °C and 70% relative humidity for 28 days, the second set after water curing at 20 °C for 90 days. The range of water hardness of the different WTPs is 19.5–32.0 fH°. The measured surfaces were cleaned every three months and erosion was measured up to an age of 282 days. Afterwards, the specimens of one WTP were removed for microstructural analysis with a scanning electron microscope (ESEM-FEG XL30).

Results

The microstructure of the surface area of the different mixtures always exhibits the same features. Four different zones can be

mixtures	C-OPC-1, C-LS, C-SL	C-OPC-2
cement types	CEM I 42.5 N, CEM II/A-LL 42.5 N, CEM III/B 32.5 R	CEM I 42.5 N
cement content [kg/m ³]	325	375
aggregate 0/32 mm [kg/m ³]	1935	1940
water [kg/m ³]	163	150
superplasticizer [kg/m ³]	–	5.6
w/c	0.50	0.40

Fig. 2

Betonrezeptur. Die Bezeichnung der Betone in der ersten Zeile stimmt mit der Reihenfolge der Zementarten in der zweiten Zeile überein. (CEM I = Portland Zement, CEM II/A-LL = Portland-Kalkstein-Zement, CEM III/B = Hochofenzement).

Mix design of the concrete. The names of the concrete mixtures given in row 1 correspond to the order of cements given in row 2 (CEM I = ordinary Portland cement, CEM II/A-LL = Portland limestone cement, CEM III/B = Portland slag cement).

feln geschnitten. Eine kalibrierte Tiefenlehre kombiniert mit einer gelochten Stahlplatte gewährleistete, dass die Erosionsrate immer an identischen Punkten gemessen wurde. Die Wiederholbarkeit der Messungen lag im Bereich von 0,02 mm.

Die erste Serie Prüfkörper wurde in vier verschiedenen ARA (A–D, Fig. 6) nach 28 Tagen Lagerung bei 20 °C und 70% relativer Feuchte ausgelagert, die zweite Serie nach 90 Tagen Wasserlagerung bei 20 °C. Die Wasserhärte in den vier ARA lag zwischen 19,5 und 32,0 fH°. Alle drei Monate (bis zu einem Alter von 282 Tagen) wurden die Messflächen gereinigt und die Erosion wurde gemessen. Danach wurden die Prüfkörper aus einer ARA entfernt, um sie mit einem Elektronenmikroskop (ESEM-FEG XL30) zu analysieren.

Resultate

Die Mikrostruktur im Oberflächenbereich der verschiedenen Betone zeigt immer dieselben Charakteristiken. Vier verschiedene Zonen können aufgrund der Porosität identifiziert werden (Fig. 3):

- Zone 3: stark poröse Lage direkt an der Betonoberfläche (Dicke: 0,3–0,6 mm)
- Zone 2: dichte Lage (Dicke: 0,01–0,02 mm)

distinguished based on their porosity (Fig. 3):

- zone 3: highly porous layer at the concrete surface (thickness: 0.3–0.6 mm)
- zone 2: dense layer (thickness: 0.01–0.02 mm)
- zone 1: layer with increased porosity compared to unaltered concrete (thickness: 0.7–1.3 mm)
- zone 0: unaltered paste

Apart of the differences in porosity, the defined zones also show differences in composition. The differences mainly relate to the Ca/Si ratio (Fig. 4). Zone 3 is depleted in Ca as a result of port-

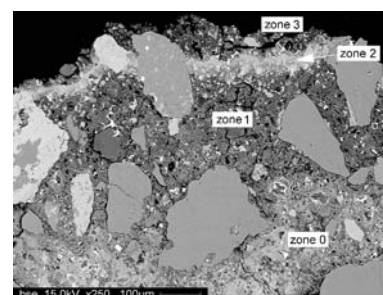


Fig. 3

Oberflächenbereich des Betons C-OPC-2 mit dem unveränderten Kern (zone 0), der inneren porösen Lage (zone 1), der dichten Calcit-Lage (zone 2) und der äusseren porösen Lage (zone 3). Surface area of concrete C-OPC-2 with unaffected core (zone 0), inner porous layer (zone 1), dense calcite layer (zone 2) and outer porous layer (zone 3).

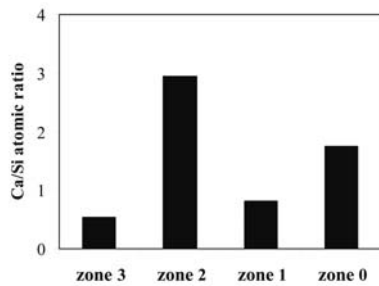


Fig. 4
Atomares Calcium-Silizium-Verhältnis in den verschiedenen Zonen des Betons C-OPC-2.
Atomic calcium-silicon ratio (Ca/Si) in the different zones of concrete C-OPC-2.

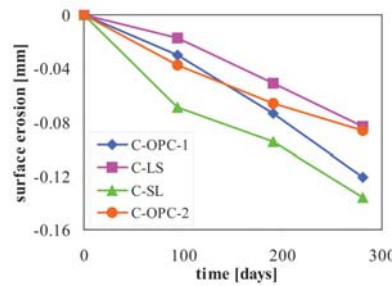


Fig. 5
Oberflächenerosion der verschiedenen Betone. Mittelwerte für alle ARA.
Surface erosion of the different concrete mixtures. Mean values for all ARA.

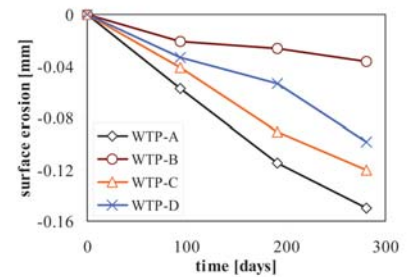


Fig. 6
Oberflächenerosion in den verschiedenen ARA. Mittelwerte für alle Betone.
Surface erosion in the different wastewater treatment plants. Mean values for all concrete mixtures.

- Zone 1: Lage mit gegenüber dem unveränderten Beton erhöhten Porosität (Dicke: 0,7–1,3 mm)
 - Zone 0: unveränderter Beton
- Abgesehen von der Porosität zeigen diese Zonen auch Unterschiede in ihrer Zusammensetzung, die in erster Linie das Calcium-Silizium-Verhältnis (Ca-Si) betreffen (Fig. 4). Zone 3 ist wegen der chemischen Auflösung von Portlandit ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) und der Destabilisierung der Haupthydratphasen (C-S-H) bezüglich Ca ausgelaugt. Die hohe Dichte in Zone 2 wird durch eine Ausfällung von Calcit (CaCO_3) verursacht. Die Auslaugung in der Zone 1 führt wiederum zu einem relativ tiefen Ca-Si-Verhältnis verglichen mit dem unveränderten Beton (Zone 0). Die Erosion des Betons C-SL ist am höchsten und die des Betons C2-LS am tiefsten (Fig. 5). Eine Verringerung des w/z von 0,50 zu 0,40 verringert die Erosion. Zwischen den verschiedenen ARA treten substantielle Unterschiede in der Betonerosion auf (Fig. 6). Die Prüfkörper mit der besseren Nachbehandlung (Dauer 90 Tage) zeigen geringere Erosionsraten als die schlechter nachbehandelten (Dauer 28 Tage).

Diskussion

Mit fortschreitender Erosion wird Portlandit aufgelöst und das Calcium wird aus dem C-S-H ausgelaugt, wie das durch die Ände-

landite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) dissolution and decalcification of the main hydration product (C-S-H). The high density in zone 2 is due to calcite (CaCO_3) precipitation. Ca leaching in zone 1 leads to a relatively low Ca/Si ratio compared to the unaffected core (zone 0).

The degree of concrete erosion is

rungen des Ca-Si-Verhältnisses aufgezeigt wird. Allerdings beeinflusst die chemische Ausfällung von Calcit (Zone 2) den Fortschritt der Erosion. Calcit wird ausgefällt, wenn das im Beton gelöste Ca mit dem im Wasser gelösten Bikarbonat (HCO_3^- = «Wasserhärte») reagiert. Diese Calcit-ausfällung versiegelt den Beton und verlangsamt den weiteren Angriff [5]. Sie wird durch eine hohe Wasserhärte begünstigt, und die Erosion wird damit verringert. Wegen ihrer hohen Porosität weisen die ausgelaugten Zonen nur eine geringe Festigkeit auf. Ihre Entfernung durch Reinigen würde die Betonerosion wieder beschleunigen und sollte deshalb vermieden werden [6, 7].

Die jährliche Erosionsrate der alle drei Monate gereinigten Betonoberflächen variiert zwischen 0,02 und 0,30 mm in den vier ARA. Eine gute Nachbehandlung verbessert den Erosionswiderstand. Wegen der Bildung der schützenden Calcitschicht nimmt die Erosion von nicht gereinigten Betonoberflächen nicht linear über die Zeit ab. Deshalb kann erwartet werden, dass die experimentell bestimmten Erosionsraten bei längeren Reinigungsintervallen tiefer liegen würden. Innerhalb der geplanten Instandsetzungsintervalle von 25 Jahren kann erwartet werden, dass die Betonerosion zu keiner verringerten Dauerhaftigkeit führt.

Referenzen/References

- [1] C. Parker; The corrosion of concrete. Isolation of a species of bacterium associated with the corrosion of concrete exposed to atmospheres containing hydrogen sulphide. Aust. J. Exp. Biol. Med. Sci. 23 (1945) 14–17.
- [2] A. Attal, M. Brigodiot, P. Camacho, J. Manem; Biological mechanisms of H_2S formation in sewer pipes, Water Sci. Technol. 26 (1992) 907–914.
- [3] W. Sand; Microbiological mechanisms of deterioration of inorganic substrates – a general mechanistic overview. Int. Biodet. Biodeg. 40 (1997) 183–190.
- [4] S. Okabe, H. Satoh, Y. Watanabe; In situ analysis of nitrifying biofilm as determined by in situ hybridization and the use of microelectrodes. Appl. Envir. Microbiol. 65 (1999) 3182–3191.
- [5] W. Pfingsten; Experimental and modeling indications for self-sealing of cementitious low- and intermediate-level waste repository by calcite precipitation. Nucl. Tech. 140 (2002) 63–82.
- [6] H. Grube, W. Rechenberg; Betonabtrag durch chemisch angreifende saure Wässer. Beton 11 (1987) 446–451.
- [7] A. Leemann, B. Lothenbach, C. Hoffmann, S. Bischof, P. Lunk; Concrete corrosion in a wastewater plant. In: Concrete in Aggressive Aqueous environments, in: M.G. Alexander, A. Bertron (Eds), Proc Inter RILEM TC 211-PAE Final Conf, Toulouse, 2009, 116–124.

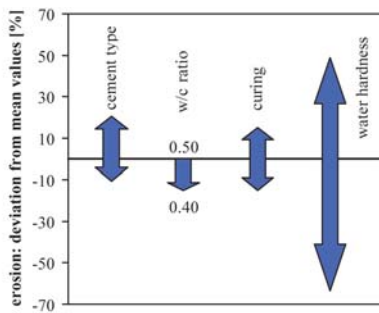


Fig. 7
Einfluss von Zementart, w/z und Wasserhärte basierend auf den experimentellen Daten.
Influence of cement type, w/c and water hardness based on the experimental results.

the highest for C-SL and the lowest for C-LS (Figure 4). A reduction of w/c from 0.50 to 0.40 decreases the erosion.

There are substantial differences in concrete erosion between the different WTPs (Fig. 6). The specimens with a curing time of 90 days in water exhibit a lower rate of erosion than specimens that have been air cured for 28 days.

Discussion

With progressing erosion, portlandite is leached and CSH is decalcified as shown by the changes in the Ca/Si ratio (zones 1–3). However, the precipitation of calcite and the resulting formation of a dense calcite layer (zone 2) influences erosion propagation. Calcite is precipitated when the dissolved calcium ions in concrete react with the bicarbonate that is present in the attacking solution. The precipitated calcite seals the surface of the concrete efficiently, slowing down further attack [5]. Moreover, calcite formation increases with water hardness and the erosion rate decreases. Due to their high porosity, the leached zones are of low strength. The removal of these protective zones by cleaning the concrete surface will accelerate concrete erosion and should be prevented [6, 7]. The yearly erosion rates of concrete surfaces cleaned four times per year vary between 0.02 and 0.30 mm in the four WTPs. Good

Die Erosionsrate in einer ARA wird durch die Zementart, den w/z und die Wasserhärte beeinflusst. Basierend auf den experimentellen Resultaten kann der Einfluss der verschiedenen Parameter mit der Wasserhärte als dominierenden Grösse spezifiziert werden (Fig. 7).

Schlussfolgerungen

Die Erosion von Betonoberflächen in Nitrifikationsbecken von ARA wird durch das Auflösen der Hydratphasen aufgrund eines biologisch induzierten Säureangriffs verursacht. Die Erosionsrate wird hauptsächlich durch die Wasserhärte und die damit zusammenhängende Calcit ausfällung reduziert und weniger stark durch die Betonzusammensetzung gesteuert. Da der pH-Wert im Beton nur in der angegriffenen Zone verändert wird, besteht keine erhöhte Gefahr für Bewehrungskorrosion, solange die Erosion nicht das Niveau der Bewehrung erreicht. Bei der vorhandenen Erosionsrate wird die Dauerhaftigkeit der Becken nicht gefährdet. Ein SIA-Merkblatt mit Empfehlungen für den Betonbau in ARA ist in Bearbeitung.

Danksagung/Acknowledgements

Das Projekt wurde von der cemsuisse gefördert.
The project was supported by cemsuisse.

curing increases the resistance of the concrete surface to erosion. Due to the formation of protective layers, erosion of uncleaned concrete surfaces is a nonlinear process that decreases with time. Therefore, the experimentally determined erosion rates can be expected to be lower for longer cleaning intervals. In the planned intervals of 25 years for the rehabilitation of the structures, concrete erosion is not expected to lead to decreased durability. The erosion rate in a WTP is influenced by cement type, w/c ratio and water hardness. Based on the experimental results, the importance of the different parameters can be specified, the water hardness being the most dominant one (Fig. 7).

Conclusions

Erosion of the concrete surface in nitrification basins of WTPs is caused by the dissolution of hydration products due to a biologically triggered acid attack. The rate of erosion is mainly reduced by water hardness and the related calcite precipitation with the concrete composition having a smaller impact. Since the pH value in concrete is only influenced in the zone of attack, there is no increased danger of corrosion of the reinforcement, provided the erosion does not penetrate below the depth of cover. The erosion rates indicate that the durability of the structures is not endangered. A Swisscode (SIA) guideline with recommendations for concrete in WTPs is in preparation.

Autoren/Authors

Andreas Leemann
Dr. sc. nat, dipl. Geol. ETH
Empa, Abteilung Beton/Bauchemie
CH-8600 Dübendorf
andreas.leemann@empa.ch

Cathleen Hoffmann
dipl. Bauing. TU
Empa, Abteilung Beton/Bauchemie
CH-8600 Dübendorf
cathleen.hoffmann@empa.ch

Optimierung des Betonsystems der Alptransit-Baustelle Sedrun

Optimisation of the concrete production at the Alptransit construction site of Sedrun

Conradin Hürlimann

Einleitung

Um die Zunahme des alpenquerenden Verkehrs zu bewältigen, realisiert die Alptransit Gotthard AG eine Flachbahn. Als Herzstück dieser Transversale wird der 57 km lange Gotthard-Basistunnel in fünf Teilabschnitten aufgeföhren (Fig. 1). Das Teilstück Sedrun als mittlerer Abschnitt des Tunnels wird durch einen 1 km langen Zugangsstollen und zwei anschließende, parallele, 800 m tiefe Schächte erschlossen [1, 2]. Sämtliche Materiallieferungen erfolgen durch einen dieser Schächte. Die Gesteinskörnung für den Beton wird aus dem Ausbruchsmaterial des Vortriebs über Tag aufbereitet und wieder zum Schacht-

Introduction

In order to cope with the increase in transalpine traffic, Alptransit Gotthard AG is constructing a minimum-gradient rail link. As the centrepiece of this transalpine link, the 57 km long Gotthard base tunnel is being driven in five partial sections (Fig. 1). The Sedrun section, as the central section of the tunnel, is accessed by means of a 1 km long access tunnel and two connecting, parallel, 800 m deep shafts [1, 2]. All deliveries of materials take place through one of these shafts. The aggregate for the concrete is prepared above ground from the material excavated during the driving of the tunnel and trans-

fuss transportiert, wo sich auch die Betonanlage befindet. Hohe Anforderungen an die Dauerhaftigkeit prägen das Projekt ebenso wie grosse Herausforderungen an logistische Lösungen. In diesem Umfeld gilt es ein Betonsystem zu betreiben, das sowohl die Anforderungen des Bauherrn als auch jene des Verarbeiters zu erfüllen vermag. Der Unternehmer konnte in Zusammenarbeit mit den Lieferanten den bereits gut funktionierenden Gewölbebeton optimieren und damit noch besser auf die Bedürfnisse der Baustelle abstimmen.

Betonanlage und Transportsystem

Die Platzverhältnisse in der Kaverne, wo sich die Betonanlage befindet, sind beschränkt und die Anforderungen an den maximalen Betonausstoss der Anlage durch das Bauprogramm definiert. Das Verladen des Betons auf die Transportzüge (Fig. 2) darf also nur wenig Zeit in Anspruch nehmen, da sonst die Ausstossmenge der Anlage massiv reduziert würde. Mit den RoCon-Shuttles (Fig. 3) wurde eine spezielle Lösung für diese Baustelle neu entwickelt. Der tägliche Beton-Ausstoss variierte 2009 um die 600 bis 800 m³ mit Spitzen von über 900 m³.

Anforderungen des Bauherrn an den Festbeton

Bereits vor der Ausschreibung der Bauarbeiten mussten potenzielle Anbieterteams – jeweils ein Zement- und ein Zusatzmittellieferant – in einem gross angelegten Präqualifikationsverfahren nachweisen, dass sich mit ihren Produkten die vorgegebenen Betoneigenschaften erreichen liessen. Die vorgeschlagenen Betonmischungen wurden in einem auf-

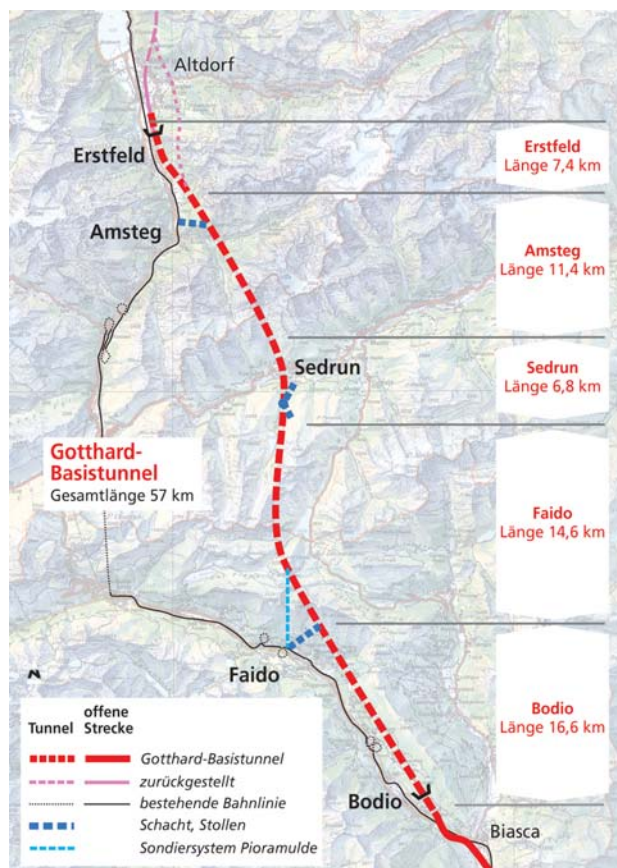


Fig. 1
Übersicht Gotthard Basistunnel (© Alptransit Gotthard AG).
Overview of Gotthard base tunnel (© Alptransit Gotthard AG).

ported again to the foot of the shaft, where the concrete production plant is also located. The project involves high requirements in terms of durability as well as major challenges in terms of logistical solutions. Against this background, the aim is to operate a concrete system that manages to fulfil both the requirements of the owner and those of the contractor. In cooperation with the suppliers, the contractor has been able to optimise the already well-functioning lining concrete and thus tailor it even more closely to the requirements on the construction site.

Concrete production plant and transport system

The space situation in the cavern in which the concrete production plant is located is restricted and the requirements in terms of the maximum output of concrete from the plant are defined by the construction schedule. Thus the loading of the concrete onto the transport trains (Fig. 2) may only take up a small amount of time, otherwise the output quantity of the plant would be massively reduced. A special solution has been developed for this construction site with the RoCon shuttles (Fig. 3). The daily output of concrete varied in 2009 between 600 and 800 m³, reaching sometimes even more than 900 m³.

Owner's requirements with regard to the hardened concrete

Even before the request for tenders for the construction work, potential teams of bidders – consisting in each case of a cement supplier and an additives supplier – had to prove, in a large-scale pre-qualification procedure, that the specified concrete properties are achieved using their products. The proposed concrete mixes were tested thoroughly in an extensive testing process [3]. The requirements for the hardened concrete in the Gotthard base tunnel are intended to guarantee a durability of at least 100 years. Specifically, this means:



Fig. 2
Ladevorgang unter beengten Verhältnissen (© Sika Schweiz AG).
Loading procedure in confined conditions (© Sika Schweiz AG).

wändigen Prüfverfahren getestet [3].

Die Anforderungen an den Festbeton im Gotthard-Basistunnel sind ausgelegt, um eine Dauerhaftigkeit von mindestens 100 Jahren zu gewährleisten. Dies heisst konkret:

- zuverlässige mechanische Eigenschaften (Druckfestigkeit, E-Modul)
- kontrolliertes Schwindverhalten
- erhöhte Sulfatbeständigkeit
- hohe Wasserundurchlässigkeit
- hoher Widerstand gegen Alkali-Aggregat-Reaktion

Die Arbeitsgemeinschaft entschied sich für den Einsatz eines CEM III/B 32,5 N für alle Betonsorten. Damit

- reliable mechanical properties (compressive strength, modulus of elasticity)
- controlled shrinkage behaviour
- increased resistance to sulphates
- high impermeability to water
- high resistance to alkali-aggregate reaction.

The consortium decided on the use of a CEM III/B 32.5 N for all concrete types. This means that the high durability of the concrete for the tunnel lining is reliably achieved and that the temperatures remain low on hydration. For logistical reasons, no second cement can be used in large quantities at the concrete production plant.

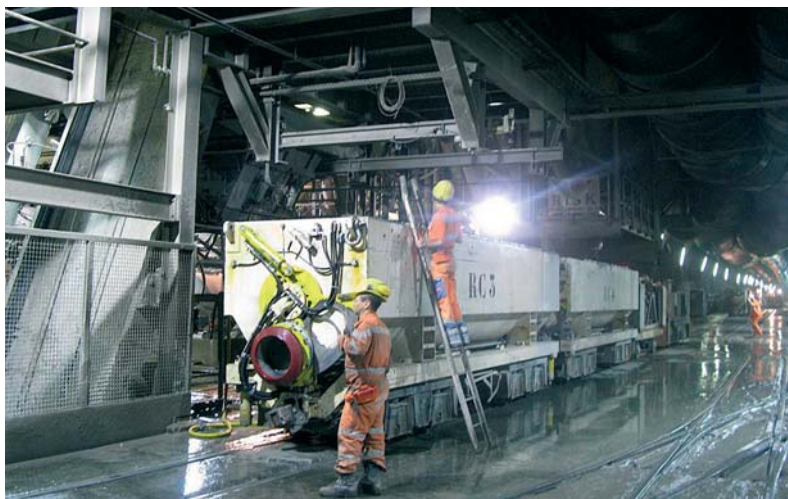


Fig. 3
RoCon-Shuttle beim Ladevorgang unter Tag (© Arge Transco).
RoCon shuttle during loading underground (© consortium Transco).



Fig. 4
Gewölbeschalwagen. Montage der Stirnschalung (© Arge Transco).
Lining formwork car. Installation of the bulkhead formwork (© consortium Transco).

Betonmischungen Concrete design mixes		Bestehend Existing	Optimiert Optimised
Zement Cement	CEM III/B 32,5 N [kg/m ³] CEM I 42,5 N [kg/m ³]	375	275 100
Flugasche Fly ash	Hydrolent [kg/m ³]	70	70
Zusatzmittel Additives	Sika ViscoCrete-AT 304 [%]	1,2	1,5
	SikaPump-AT 31 [%]		0,3
	SikaTard-AT 11 [%]		0,0–0,2
Gesteinskörnung Aggregate	Total [kg/m ³]	1750	1750
	Sand 0/4 [%]	22	22
	Kies/Gravel 4/8 [%]	10	10
	Kies/Gravel 8/16 [%]	41	41
	Kies/Gravel 16/32 [%]	27	27
w/z w/c	[-]	~ 0,53	~ 0,52
w/b	[-]	~ 0,45	~ 0,44
Ausbreitmass Flow consistency	bei Herstellung [mm] on mixing [mm]	580–630	600–650
Verarbeitbarkeit Workability	Ausbreitmass > 500 mm [h] flow consistency > 500 mm [h]	3,5	4,0
Ausschalfrist Stripping time	Ab Betonherstellung [h] from mixing [h]	~ 16	~ 12,5

Fig. 5
Betonmischungen mit Anforderungen nach SIA 162 (1989): B40/30, w/b ≤ 0,50, d_{max} = 32 mm, Wasserleitfähigkeit ≤ 10g/m²h bei d = 20 cm, Widerstandsfähigkeit gegen chemischen Angriff XA2 (mit Sulfat).
Concrete design mixes with requirements according to SIA 162 (1989): B40/30, w/b ≤ 0,50, d_{max} = 32 mm, permeability ≤ 10g/m²h at d = 20 cm, resistance against chemical attack XA2 (with sulphates).

lässt sich die hohe Dauerhaftigkeit des Gewölbebetons sicher erreichen, und die Temperaturen bei der Hydratation bleiben gering. Aus logistischen Gründen kann auf der Betonanlage kein zweiter Zement in grossen Mengen verwendet werden.

Anforderungen des Unternehmers an den Gewölbebeton

Für die Herstellung des Betons, Beladung des Zugs, Transport zur Schalung und Einbringen müssen 2,5 bis 3 Stunden eingerechnet werden. Um mögliche Störungen zu berücksichtigen und um eine problemlose Reinigung des Betonzugs vor jedem Befüllen zu erreichen, wird eine Offenzeit von vier Stunden verlangt.

Der Beton soll beim Einbringen noch ein Ausbreitmass von mindestens 500 mm aufweisen. Damit er stabil bleibt, wird er mit einem Ausbreitmass von 600 bis 650 mm hergestellt und in den Zug verladen.

Das ambitionierte Bauprogramm des Unternehmers verlangt, dass in den Bereichen der Einspurröhren jede Schalung (Fig. 4) innert 24 Stunden einmal umgesetzt werden kann. Um zeitgerecht ausschalen zu können, fordert der Unternehmer 10 Stunden nach Ende des Einbringens des Betons eine Festigkeit von mindestens 5 N/mm².

Der Wassermenge (w/z) und die Betontemperatur beeinflussen den Konsistenzverlauf und die Entwicklung der Frühfestigkeit gegenläufig. Eine Senkung des w/z oder eine Erhöhung der Ausgangstemperatur vermindert die Offenzeit und beschleunigt die Festigkeitsentwicklung und umgekehrt. Die Gegebenheiten auf der Baustelle verursachen Schwankungen der Frischbetontemperatur zwischen 18 und 24 °C bei gleichzeitig ändernder Sieblinie, Petrografie (insbesondere Glimmergehalt) und Feuchtegehalt der Gesteinskörnung. Die Betonrezeptur muss deshalb insbesondere eine Robustheit gegenüber diesen Schwankungen aufweisen, um sowohl die Anforderungen an

Contractor's requirements with regard to the tunnel lining concrete

Between 2.5 to 3 hours must be allowed for the production of the concrete, loading of the train, transport to the formwork and placement. In order to take into account possible interruptions and to achieve a problem-free cleaning of the concrete train before each filling, an open time of four hours is required.

The concrete should still display a flow consistency of ≥ 500 mm on placement. In order that the concrete should remain stable, it is mixed and loaded into the train with a flow consistency of 600–650 mm.

The contractor's ambitious construction schedule demands that each formwork (Fig. 4) can be relocated once within 24 hours in the area of the single-track tunnels. In order to allow the formwork to be struck on schedule, the contractor demands a strength of at least 5 N/mm² ten hours following the end of placement of the concrete.

The water/cement ratio and concrete temperature have a contrary influence on the consistency and the development of early strength. A reduction in the water/cement ratio or an increase in the initial temperature reduces the open time and accelerates the development of strength and vice versa. The conditions on the construction site cause fluctuations in the fresh concrete temperature between 18 and 24°C, with simultaneous changes in the particle size distribution curve, petrography

Verarbeitbarkeit als auch jene an die Frühfestigkeiten zu erfüllen. Die ursprüngliche Rezeptur (Fig. 5) bewährte sich eigentlich sehr gut. Die Frühfestigkeitsentwicklung ist jedoch für die kommenden Etappen in den Einspurröhren zu langsam.

Feldversuche auf der Baustelle

Um aussagekräftige Versuchsergebnisse zu erhalten, wurde der Beton auf der Anlage unter Tag produziert und im RoCon gelagert. Mit fortschreitender Anzahl von Feldversuchen erwies sich die Aussagekraft der vorgängigen Laborversuche in diesem speziellen Fall als sehr gering. So zeigten zum Beispiel Beschleuniger, die im Labor keinen Einfluss auf die Offenzeit hatten, beim Baustellenversuch mit derselben Betonmischung ein markant schnelleres Ansteifen des Betons [4].

Lösungsvarianten für die Optimierung

Zuerst wurde der Wechsel auf einen CEM III/B 42,5 N untersucht. Die Frühfestigkeiten verbesserten sich markant. Die gleichbleibende Offenzeit musste jedoch mit einem stärker verzögernden Fließmittel erkaufte werden, was den Gewinn an Festigkeiten etwas schmälerte.

Der Wechsel des Zements barg jedoch zu grosse Risiken: Obschon die Optimierung nur für eine einzige Rezeptur notwendig war, hätten sämtliche Betonrezepturen der Anlage auf einen Schlag umgestellt werden müssen. Daher wurde versucht, die erwünschte

(in particular the mica content) and moisture content of the aggregate. Therefore, the concrete mix design must, in particular, display robustness with respect to these fluctuations in order to fulfil both the requirements in terms of both workability and early strength.

The mix design (Fig. 5) has actually proved to be very successful. However, the development of early strength is too slow for the subsequent stages in the single-track tunnel tubes.

Field testing at the construction site

In order to obtain meaningful test results, the concrete was produced underground at the plant and stored in the RoCon. As the number of field tests increased, the importance of the precedent laboratory tests was shown to be surprisingly low in this particular case. For example, accelerators which had no influence on the open time in the laboratory led to a strikingly faster loss of workability of the concrete in tests on site using the same concrete mix [4].

Solution variants for optimisation

First, the change to a CEM III/B 42.5 N was investigated. The early strengths improved markedly. However, keeping the open time the same required the use of a more strongly retardant superplasticizer, which somewhat reduced the increase in strength.

However, changing the cement involved excessively high risks. All the concrete mix designs at the plant would immediately have to be changed, even though the optimisation is only necessary for a single formulation. For this reason the attempt was made to achieve the desired increase in strength using the existing CEM III/B 32.5 N with different additives. The original superplasticizer proved throughout the trials to be the optimal one for the combination of the cement with the problematic aggregate.

A further variant was added during the trial phase: The partial

Owner

Alptransit Gotthard AG

Project authors

Ingenieurgesellschaft Gotthard-Basistunnel Süd c/o Lombardi AG, Minusio; Amberg Engineering AG, Regensdorf; Pöyry AG Zurich

Execution

Consortium Transco - Sedrun: Implenla Bau AG, Aarau; Frutiger AG, Thun; Bilfinger Berger AG, Reichenburg and Munich (D); Pizzarotti SA, Bellinzona and Parma (I)

Concrete system

Holcim (Schweiz) AG, Zurich; Sika Schweiz AG, Zurich

Bauherrschaft

Alptransit Gotthard AG

Projektverfasser

Ingenieurgesellschaft Gotthard-Basistunnel Süd c/o Lombardi AG, Minusio; Amberg Engineering AG, Regensdorf; Pöyry AG Zürich

Ausführung

Arge Transco - Sedrun: Implenla Bau AG, Aarau; Frutiger AG, Thun; Bilfinger Berger AG, Reichenburg und München (D); Pizzarotti SA, Bellinzona und Parma (I)

Betonsystem

Holcim (Schweiz) AG, Zürich; Sika Schweiz AG, Zürich

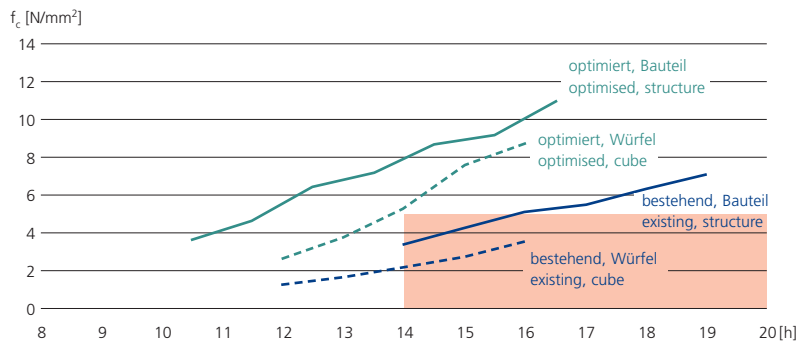


Fig. 6

Frühfestigkeitsentwicklung optimierter und bestehender Rezepturen mit Anforderungen des Unternehmers (> 5 N/mm² nach 14 h, roter Bereich).
Development of early strength of existing and optimised mix design with contractor's requirements (> 5 N/mm² after 14 h, red zone).



Fig. 7

Fertig betonierte Gewölbeblöcke (Vorläufer) (© Arge Transco).
Finished concreted lining sections (front carriage) (© consortium Transco).

Festigkeitssteigerung mit dem bestehenden CEM III/B 32,5 N mit anderen Zusatzmitteln zu erreichen. Das ursprünglich eingesetzte Fließmittel erwies sich über die ganze Dauer der Versuche als optimal für die Kombination des Zements mit der problematischen Gesteinkörnung.

Während der Versuchsphase kam eine weitere Variante hinzu: Der teilweise Ersatz des CEM III/B 32,5 N durch einen CEM I 42,5 N, um u.a. die Frühfestigkeiten zu steigern. Verschiedene Mischungen mit dieser Grundidee wurden geprüft. Diese Variante weist folgende Vorteile auf:

- Dosierung des CEM I 42,5 N nur bei dieser Betonsorte notwendig. Alle andern Rezepturen können unverändert beibehalten werden.
- Bedarf an CEM I 42,5 N ist so gering, dass nur ein Silo der Betonanlage damit bestückt werden muss.
- Für die Mischung werden nur Zusatzmittel verwendet, die

substitution of the CEM III/B 32.5 N with a CEM I 42.5 N. The aim here was to increase early strength. Different mixes were tested following this basic idea. This variant has the following advantages:

- Addition of the CEM I 42.5 N is only necessary with this concrete type. All other mix designs can be retained without any change.
- The quantity of CEM I 42.5 N required is so low that only one silo at the concrete production plant would be necessary for this.
- Only additives which are already available at the concrete production plant and which have been tried and tested on site are used for the mix.
- The mix offers some flexibility in reacting to temperature influences. For example, at low temperatures, if the early strengths are not achieved, more CEM I 42.5 N can be added.
- The outstanding properties of the hardened concretes in terms of durability, which were achieved using the pure CEM III/B 32.5 N, are only minimally reduced.

This solution fulfils all the requirements in terms of workability and strength development (Fig. 6). The decision was therefore made in favour of this last variant. Since the construction management team approved this mix, it is being used successfully (Fig. 7).

bereits auf der Betonanlage vorhanden sind und die sich auf der Baustelle bewährt haben.

- Die Mischung bietet eine gewisse Flexibilität, auf Temperatureinflüsse zu reagieren. So kann bei tiefen Temperaturen, sollten die Frühfestigkeiten nicht erreicht werden, mehr CEM I 42,5 N zugegeben werden.
- Die hervorragenden Eigenschaften des Festbetons bezüglich Dauerhaftigkeit, die mit dem reinen CEM III/B 32,5 N erreicht wurden, reduzieren sich nur minimal.

Mit dieser Lösungsidee können die Anforderungen an die Verarbeitbarkeit und die Festigkeitsentwicklung erfüllt werden (Fig. 6). Die Entscheidung fiel daher zugunsten dieser letzten Variante und erhielt die Bewilligung der Bauleitung. Seither wird diese Mischung mit Erfolg eingesetzt (Fig. 7).

Referenzen/References

- [1] P. Teuscher, P. Zbinden; Die Alptransit-Projekte am Lötschberg und am Gotthard, Betonbau in der Schweiz, SIA für fib-CH, 2002.
- [2] D. Marti, R. Meier, A. Theiler; Gotthard-Basistunnel – Teilabschnitt Sedrun, tunnel 4/2004, S. 22 ff.
- [3] B. Gugelmann; Optimierung der Betonproduktion auf der AlpTransit-Baustelle Bodio, SIA für fib-CH, 2006.
- [4] J. Schlumpf; Beschleunigter Konstruktionsbeton, Betonbau in der Schweiz, SIA für fib-CH, 2006.

Autor/Author

Conradin Hürlimann
dipl. Bauing ETH
Produktingenieur Tunnelbau
Sika Schweiz AG
CH-8048 Zürich
huerlimann.conradin@ch.sika.com

Hochwertiger Beton aus Tunnelausbruch am Gotthard-Basistunnel

High grade concrete for the Gotthard Base Tunnel using tunnel spoil material

Rupert H. Lieb

Einleitung

Die AlpTransit Gotthard AG, eine hundertprozentige Tochtergesellschaft der Schweizerischen Bundesbahnen, erstellt eine zukunftsorientierte Flachbahn durch die Alpen. Herzstück der neuen Bahnverbindung ist der Basistunnel am Gotthard. Der mit 57 km längste Eisenbahntunnel der Welt wird voraussichtlich Ende 2017 in Betrieb genommen.

Das Tunnel-, Stollen- und Schachtsystem weist eine Gesamtlänge von mehr als 150 km auf. Ende 2009 sind davon fast 142 km ausgebrochen, dies sind mehr als 93%. Auch die Arbeiten des Innenausbaus kommen gut voran. Mit mehr als 100 km sind rund 90% Sohle betoniert, vom Gewölbe sind es immerhin auch schon fast 60%.

Insgesamt werden am Gotthard-Basistunnel rund 25 Mio. Tonnen Ausbruchmaterial anfallen. Dies entspricht der Länge eines Güterzugs von Zürich nach New York (rund 6350 km). Für die Her-

Introduction

The AlpTransit Gotthard AG, a fully-owned subsidiary of the Swiss Federal Railways (SBB), is constructing a future-oriented low-gradient railway line through the Alps. The centrepiece of the new rail link is the Gotthard Base Tunnel through the Gotthard Massif. With a length of 57 km it will be the longest railway tunnel of the world and its completion and bringing into service is planned for the end of 2017. This pioneer work of the 21st century will lead to a marked improvement in the travel and transportation possibilities in the heart of Europe. The system of tunnel, galleries and shafts has a total length of more than 150 km. Per end of 2009 almost 142 km have been excavated, i.e. over 93%. The interior works are also progressing well. With more than 100 km, around 90% of the tunnel floor has been concreted, and the tunnel lining is not very far behind with almost 60%.

stellung des Spritzbetons für die Ausbruchsicherung und des Betons für den Innenausbau werden bis zum Abschluss der Rohbauarbeiten total mehr als 7 Mio. Tonnen aufbereitete Gesteinskörnungen benötigt werden.

Verwendung von Ausbruchmaterial für Beton

Als in den frühen 90er-Jahren des letzten Jahrhunderts die Projekte für die alpenquerenden Basistunnel am Gotthard und Lötschberg konkrete Formen annahmen, mussten viele technische Aspekte, zu denen damals nur wenige oder keine gesicherten Erkenntnisse vorlagen, geklärt werden. Im Zusammenhang mit der Betonherstellung waren dies vor allem die Wiederverwendbarkeit von Ausbruchmaterial, der Einfluss der hohen Gebirgstemperaturen auf die Qualität und die gewünschte 100-jährige Dauerhaftigkeit des Betons und Spritzbetons sowie das Thema der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR).



Fig. 1

Das Ausbruchmaterial würde einen Güterzug von Zürich bis New York füllen.

The excavated material would correspond to a packed freight train from Zurich to New York.

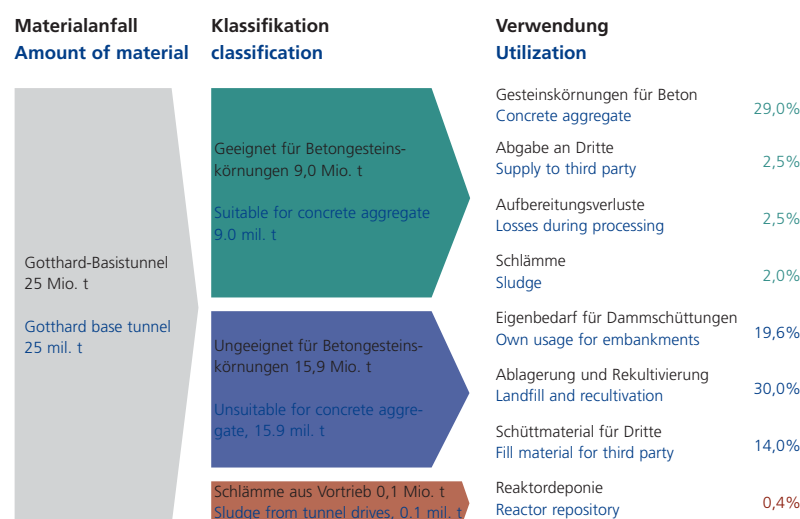


Fig. 2
Materialbilanz Gotthard-Basistunnel.
Materials balance in the Gotthard Base Tunnel.

Altogether, for the Gotthard Base Tunnel around 25 million tons of material have to be excavated. This corresponds to the length of a freight train from Zurich to New York (about 6,350 km). For the installation of the primary sprayed concrete outer lining and the concrete for the secondary inner lining up the completion of the construction works, in total more than 7 million tons of processed aggregates will be necessary.

Use of tunnel spoil material for concrete

When in the early 1990s the projects for the alpine-traversing Gotthard and Lötschberg base tunnels assumed definite forms, many technical aspects had to be clarified, for which at that time there was little proven technical knowledge. In connection with the concrete production, this concerned mainly the re-use of spoil material, the influence of the high rock temperatures on the material quality and the required 100-year durability of the concrete and sprayed concrete, as well as the question of alkali-aggregate reaction (AAR).

The recycling of the excavated spoil material was a necessity on site, to be able to fulfil justified environmental demands, but also because of the impossibility of al-

Die Wiederverwertung des Ausbruchmaterials auf den Baustellen war eine Notwendigkeit, um berechnete Umweltschäden zu vermeiden, aber auch wegen der Unmöglichkeit einer durchgehenden Fremdversorgung für Gesteinskörnungen zur Herstellung von Beton und Spritzbeton. Der vollständige Abtransport und die anderweitige Verwendung bzw. Ablagerung von nicht verwendetem Ausbruchmaterial wäre auch aus logistischen Gründen (fehlende Transportmöglichkeiten) mindestens in einzelnen Teilabschnitten unmöglich gewesen.

Mit einer Dissertation an der ETH Zürich wurde die grundsätzliche Eignung von aufbereitetem Ausbruchmaterial (insbesondere Material von Tunnelbohrmaschinen) zur Herstellung von Beton und vor allem Spritzbeton mit hohen Anforderungen nachgewiesen [1]. Basierend auf Aufbereitungsversuchen für den Gotthard-Basistunnel wurde ein Prüfplan für die Gesteinskörnungen aus Tunnelausbruchmaterial entwickelt. Dieser enthält sowohl Prüfungen am Rohmaterial wie auch solche an den aufbereiteten Gesteinskörnungen.

Die zeitlichen Abhängigkeiten bezüglich Materialanfall und -bedarf einerseits und die einzuhaltenen Mindestanforderungen

ways ensuring a third-party supply of aggregate to produce the concrete and sprayed concrete. Complete removal and re-use elsewhere or the disposal of unused spoil material would also have been impossible for logistic reasons (no transport possibilities) at least in some sections.

With a dissertation completed at the Federal Institute of Technology (ETH) in Zurich, the basic feasibility of using processed spoil material (especially TBM material) to manufacture concrete and above all sprayed concrete to high specifications was demonstrated [1]. Based on concrete production tests specially devised for the Gotthard Base Tunnel, a testing plan for obtaining aggregates from tunnel spoil material was developed. This involved testing both the raw materials and the processed aggregates.

The time-dependence with regard to, on the one hand, spoil material becoming available and the specifications and, on the other, meeting the minimum requirements regarding the mechanical and petrographic properties of the spoil material, limited the possibility of self-supply. In the case of the Gotthard Base Tunnel, especially in the initial phase, one had to work with bought material, because not enough processed material was available. New technical frontiers were crossed in order to process as much material as possible. Thus in the subsection Sedrun a mica separation plant to reduce the mica content in the sand (particle size range 0–1 mm) was set up. The method proved to be quite satisfactory and the mica content could be limited, with a minimum use of flotation, to less than 20 mica particles % (i.e. parts per hundred).

Special requirements placed on the production

The overburden for the Gotthard Base Tunnel is up to 2,300 m and thus one has to reckon with rock temperatures of up to about 50 °C. Further, since the distances between the concrete production

der mechanischen und petrografischen Eigenschaften des Ausbruchmaterials andererseits beschränken die Selbstversorgungsmöglichkeit. Am Gotthard-Basistunnel musste vor allem in der Anfangsphase teilweise mit zugekauftem Material gearbeitet werden, da noch nicht genügend aufzubereitbares zur Verfügung stand. Um möglichst viel Material aufzubereiten, wurde technisches Neuland betreten. So wurde im Teilabschnitt Sedrun eine Glimmerflotationsanlage zur Reduktion des Glimmergehalts im Sand (Korngruppe 0–1 mm) eingesetzt. Das Verfahren hat sich bewährt und der Glimmeranteil konnte auch mit minimalem Einsatz von Flotationsmittel auf unter 20 Stk.-% beschränkt werden (d.h. von 100 Teilchen sind weniger als 20 Teilchen Glimmerteilchen).

Spezielle Anforderungen an die Herstellung

Die Überlagerung am Gotthard-Basistunnel beträgt bis 2300 m; daher muss mit Felstemperaturen von bis zu ca. 50°C gerechnet werden. Da zudem die Distanzen zwischen Betonproduktion und Einbauort im Tunnel bis zu 30 km betragen, sind die Anforderungen an die eingesetzten Betone und Spritzbetone als aussergewöhnlich zu bezeichnen. Um diesen Umständen gerecht zu werden, wurde ein Zulassungssystem für Betonrezepturen entwickelt und öffentlich ausgeschrieben. Dieses umfasste die drei Stufen Eignungsprüfung, Vorversuche unter Laborbedingungen sowie Hauptprüfung unter Baustellenbedingungen. Mit dem Prüfsystem wurde das Ziel verfolgt und erreicht, die Risiken für die Bauherrschaft betreffend Dauerhaftigkeit des Bauwerks und Mitverantwortung als Lieferant von Gesteinskörnungen zu vermindern. Da am Gotthard-Basistunnel unterschiedliche petrografische Verhältnisse anzutreffen sind, wurden drei Prüfabschnitte Erstfeld/Amsteg, Sedrun und Faido/Bodio definiert. Mit den von den interessierten Anbietern entwickelten Betonrezepturen wurden mit den

plant and where it is needed in the tunnel may be up to 30 km, the demands on the specified concrete and sprayed concrete types were exceptionally high. To satisfy these conditions a technical approval system for the concrete mix designs was developed and a call for tenders was published. This covered the three-level suitability testing, preliminary testing under laboratory conditions as well as the main testing under site conditions. With this testing system the goal was pursued and achieved, whereby the risks for the owner concerning the structure's durability and the shared responsibility as supplier of the aggregate are reduced. Since varying petrographic conditions are encountered in the Gotthard Base Tunnel, three testing sections, namely Erstfeld/Amsteg, Sedrun and Faido/Bodio were defined. The concrete mix designs developed by the interested bidders were produced for the sprayed concrete and the concrete with the typical aggregates of each test section. These were tested with a view to workability as also to quality and durability. The tested mix designs comprise the cement content, chemical and mineral admixtures (additives) and approved by means of publication in the Swiss Official Gazette of Commerce.

The following tests were devised and carried out for the technical approval:

- Open time (workability time): Important in warm, damp climatic conditions for underground transport distances of up to nearly 30 km (more than 3 hours between mixing process and placing the concrete)
- Technical specifications: Compressive strength, early strength, impermeability, resistance to chemical attack
- Taking into account durability: Limiting the water-cement ratio; limiting value for the axial expansion in sulphate tests; minimum cement content

In Switzerland, the problem of alkali-aggregate reaction (AAR) has been widely discussed since

für jeden Prüfabschnitt typischen Gesteinskörnungen Spritzbetone und Betone erzeugt. Diese wurden sowohl hinsichtlich Verarbeitbarkeit wie auch bezüglich Qualität und Dauerhaftigkeit geprüft. Die geprüften Rezepturen umfassen die Dosierung von Zement, Zusatzstoffen und Zusatzmitteln und wurden mit Publikation im Schweizerischen Handelsblatt zugelassen.

Folgende Prüfungen wurden für die Zulassung formuliert und durchgeführt:

- Offenzeit (Verarbeitungszeit): Wichtig in feucht-warmem Klima bei untertägigen Transportdistanzen bis zu fast 30 km (mehr als 3 Stunden zwischen Mischvorgang und Verarbeitung)
- Technische Anforderungen: Druckfestigkeit, Frühfestigkeit, Wasserdichtigkeit, Widerstand gegen chemischen Angriff
- Berücksichtigung der Dauerhaftigkeit: Begrenzung des Wasserzementwerts; Grenzwert für die Längenänderung bei Sulfatprüfungen; minimaler Zementgehalt

In der Schweiz wurde seit der zweiten Hälfte der 90er-Jahre die Thematik der Alkali-Aggregat-Reaktion breiter diskutiert. Sie ist eine chemische Reaktion zwischen reaktiven Gesteinskörnungen und freien Alkalien des Porenwassers im Mörtel oder Beton. Dabei entsteht als neues Produkt ein expansives Gel, das zu Rissen und im schlimmsten Fall zur Zerstörung des Betons führt. Gestützt auf mehrere Prüfkampagnen an Gesteinsmaterialien aus dem Bereich des Gotthard-Basistunnels und Inspektionen in diversen Untertagbauwerken, wurde eine AAR-Massnahmenplanung für den Gotthard-Basistunnel entwickelt. Dieses AAR-Konzept, das die bestehenden Materialbewirtschaftungskonzepte sowie das bereits bestehende Beton-Prüfsystem berücksichtigen musste, sieht folgende Punkte vor:

- Regelmässige Überprüfung der potenziellen Reaktivität des Rohmaterials und der daraus aufbereiteten Gesteinskörnungen

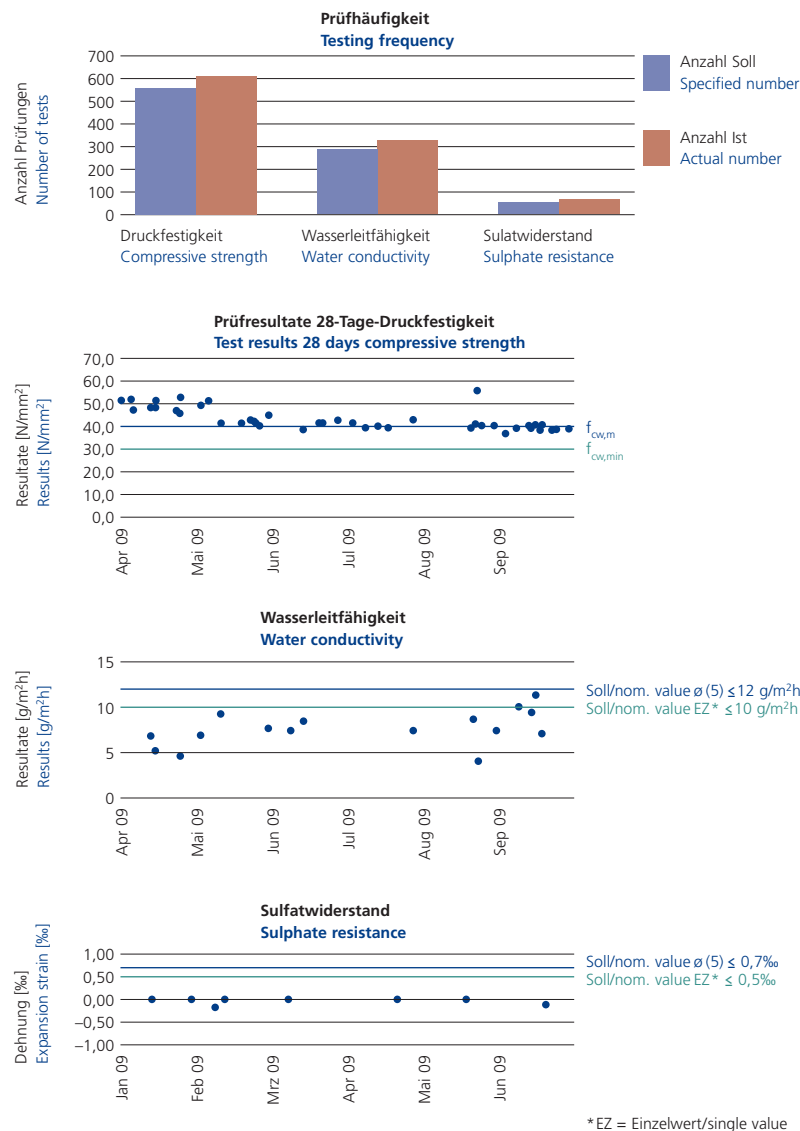


Fig. 3
Ergebnisse der Festbetonprüfungen im Teilabschnitt Sedrun über 6 Monate.
Results of hardened concrete tests in the section Sedrun over a period of 6 months.

1996 or thereabouts. It is primarily a chemical reaction between reactive aggregates and free alkaline impurities in the pore water of mortar or concrete. This produces a new product, an expansive gel, which can lead to cracks and in the worst case to severe damage of the concrete.

Referenzen/References

[1] C. Thalman; Beurteilung und Möglichkeiten der Wiederverwendung von Ausbruchmaterial aus dem maschinellen Tunnelvortrieb zu Betonzuschlagstoffen, ETH Diss. Nr. 11721, 1996

- Überprüfung des AAR-Widerstands der Betonrezepturen primär durch stoffliche Nachweise und sekundär durch Performanceprüfungen.
- Konstruktive Massnahmen zum Schutz des Betons vor Wasserkontakt

Während des Baus werden laufend Frisch- und Festbetonprüfungen ausgeführt, die in losbezogenen in Kontrollplänen festgelegt sind. Dabei sind nicht nur

Under the leadership of AlpTransit Gotthard AG, and supported by a number of experimental investigations on rock materials from the region of the Gotthard Base Tunnel together with inspections in various underground structures, for the planning of remedial measures to counteract AAR in the tunnel were developed. This AAR concept, which had to take into consideration the existing material management concepts as well as the existing concrete testing system, covers the following points:

- Regular checking of the potential reactivity of the raw material and the aggregate processed from it using Microbar Testing. Exclusion of strongly reactive raw material before processing.
- Testing the AAR resistance of the concrete mix design primarily by means of material analysis and secondarily by means of Performance Testing
- Constructional measures to protect the concrete from contact with water

During execution, regular testing both on the green concrete and on the hardened concrete is carried out. These tests comply with the Swisscode SIA 262/1 and are specified for each construction lot in the control plans. In this way, not only the criteria to be fulfilled but also the frequencies of testing are defined. The following tests are carried out:

- Green concrete tests: concrete yield, consistency, water content and water cement ratio
- Hardened concrete tests: early strength, cube strength, water conductivity, chemical resistance (proof of resistance to sulphate attack for exposure class XA2)

Fig. 3 summarizes graphically the results of hardened concrete tests in the subsection Sedrun over a period of 6 months.

Experience gained

Today, for the Gotthard Base Tunnel, concrete mix designs are still used that are based on the tested and approved concrete mix



Fig. 4
Zwischenlager mit ausgebrochenem Material.
Interim storage of excavated material.

die Erfüllungskriterien, sondern auch die Prüfhäufigkeiten definiert. Folgende Prüfungen werden durchgeführt:

- Frischbetonkontrollen: Ergiebigkeit, Konsistenz, Wassergehalt und Wasserzementwert
- Festbetonprüfungen: Frühfestigkeit, Würfeldruckfestigkeit, Wasserleitfähigkeit, chemischer Widerstand (Nachweis gegen Sulfatangriff, Expositionsklasse XA2)

Fig. 3 zeigt beispielhaft die Zusammenstellung der Ergebnisse von Festbetonprüfungen im Teilabschnitt Sedrun über einen Zeitraum von sechs Monaten.

Erfahrungen

Am Gotthard-Basistunnel werden heute noch Betonrezepturen verwendet, die auf den geprüften und zugelassenen Betonrezepturen basieren. Anpassungen an den Rezepturen waren jedoch erforderlich, unter anderem weil Gesetzesvorschriften geändert haben oder Produkte in ihrer

designs. Adjustments to the mix designs were necessary, however, among other things because code provisions have changed or products in their original form are no longer produced today.

At the end of 2009 more than 40 km of single-track tunnel, after technical verifications or approval, are now ready for installation in the railway's technical infrastructure. The concrete quality corresponds in every way to the specifications. Up till now, there was not one single case in which any requirement placed on the concrete in the completed structure was not fulfilled. Thus the chosen concept may be considered to have been successful.

The application of the concept to other projects would appear to be worthwhile in cases where, as for the Gotthard Base Tunnel, there is only limited reliable information available, or even none at all, with regard to the technical questions arising.

ursprünglichen Form heute nicht mehr hergestellt werden.

Per Ende 2009 sind mehr als 40 km Einspurtunnel nach technischen Prüfungen oder Abnahmen bereit für den Einbau der bahntechnischen Installationen. Die Betonqualität entspricht durchwegs den Anforderungen. Bisher gab es keinen einzigen Fall, bei dem am fertiggestellten Bauwerk eine Anforderung an den Beton nicht erfüllt war. Das gewählte Konzept hat sich bewährt.

Eine Übertragung des Konzepts auf andere Projekte erscheint dort sinnvoll, wo wie beim Gotthard-Basistunnel nur wenige oder keine gesicherten Kenntnisse zu technischen Fragestellungen vorliegen.

Autor/Author

Rupert H. Lieb
Dr. sc. techn., dipl. Ing. TU Graz
Leiter Baumanagement
AlpTransit Gotthard AG
CH-6003 Luzern
rupert.lieb@alptransit.ch

Kann man mit Beton nachhaltig bauen?

Can we construct sustainably with concrete?

Susanne Kytzia, Aldo Rota, Felix Wenk, Ulrich Stüssi, Simon Lier

Einleitung

Beton ist heute einer der wichtigsten Baustoffe überhaupt. Die Verwendungsmöglichkeiten scheinen unbegrenzt, sei es im Hoch- und Industriebau, Wasser-, Tief- und Tunnelbau oder Brücken- und Verkehrswegbau. Jährlich werden weltweit fünf Milliarden Kubikmeter Beton produziert [1]. Ein nachhaltiger Umgang mit diesem Baustoff ist deshalb unerlässlich. Und zwar auf ökologischer, gesellschaftlicher und ökonomischer Ebene. Dies wird heute jedoch erschwert durch Vorurteile gegenüber diesem Baustoff sowie wegen der vorherrschenden Rollenverteilung zwischen Architekten/Planenden und der Bauindustrie. Im Bemühen um ein nachhaltiges Bauen verstrickt man sich in der aktuellen Diskussion in widersprüchlichen Zielen – überzeugende Konzepte für ein nachhaltiges Bauen mit Beton fehlen. In diesem Beitrag wird vorgeschlagen, die Anforderungen einer nachhaltigen Nutzung des Bauwerks als Richtschnur für die Entwicklung eines nachhaltigen Baustoffs Beton zu verwenden – unter Ausnutzung aller technischen Möglichkeiten und Berücksichtigung der Bedürfnisse der Nutzer.

Vorurteile verhindern nachhaltiges Bauen

Fragt man Studierende der Bauwissenschaften nach nachhaltigen Baustoffen, so nennen sie Holz, Lehm und Natursteine. Auf Nachfrage erfährt man, dass «Nachhaltigkeit» vielerlei Bedeutung haben kann. Sie umfasst die Vorstellung der Unerschöpflichkeit, z.B. von nachwachsenden Rohstoffen, ebenso wie ein Empfinden von Nähe zur Natur verbunden mit möglichst wenig (technischer) Be- oder Verarbeitung. Technische Prozesse werden mit Umweltbelastungen im Lebensweg der Bau-

Introduction

Concrete is one of the most important construction materials today. Applications in construction seem to be unlimited, ranging from residential and office buildings to industrial construction and infrastructures. Over five billion cubic metres of concrete are produced around the world every year [1]. A sustainable management of concrete, therefore, is essential with regard to all three dimensions of sustainability: environment, society and economics. Yet, this important development is hindered by prejudice against concrete as well as the prevailing division of labour (and role allocation) between the construction industries and architects/planners. Current efforts in sustainable construction with concrete struggle with contradictory goals and there is a lack of convincing concepts and visions. In this article, we suggest taking the requirements of a sustainable use of buildings as a guideline for developing “sustainable concrete” – taking advantage of current innovations in building technologies and considering the users’ needs.

Prejudice impedes sustainable construction

If you ask students in civil and structural engineering to name sustainable construction materials, they will most likely give timber, clay and natural stone as answers. On enquiry you will learn about various meanings of the term sustainability including inexhaustibility often associated with renewable resources as well as solidarity with nature linked to a rejection of technically processed materials. Technical processes are associated with emissions and the exploitation of resources in the material’s life cycle. Concrete can hardly bear comparison with this

stoffe verbunden. Beton schneidet in dieser Betrachtung schlecht ab. Er besteht aus nicht nachwachsenden Rohstoffen und ist ein von Menschen gemachter – «unnatürlicher» – Stein. Gleichzeitig ist er Sinnbild der wachsenden Siedlung und Zersiedlung, die die Natur verdrängt – Stichwort: Zubetonierung der Landschaft.

Derartige Vorstellungen verhindern einen sachbezogenen und lösungsorientierten Zugang zur nachhaltigen Entwicklung. Sie gründen auf zwei Vorurteilen. Zum einen sind nachwachsende Rohstoffe nicht unerschöpflich. Sie sind begrenzt durch das Vorhandensein von fruchtbarer Fläche, Wasser und der für das Wachstum notwendigen Zeit. Angesichts der rasch wachsenden Weltbevölkerung sind diese drei Ressourcen äusserst knapp [2]. Zum Zweiten wächst die Siedlung nicht aufgrund der Verfügbarkeit von Beton, sondern infolge einer wachsenden Bevölkerungszahl, des zunehmenden Wohlstands und der niedrigen Energiepreise. Beton hat sich als gut verfügbarer Baustoff erwiesen, der das rasche Wachstum der Siedlung ermöglicht und er wird eine wichtige Rolle bei ihrer Erneuerung spielen. Anstatt aber Beton als notwendiges Übel zu begreifen, sollten die Bauwissenschaften fragen, wie man die Vorteile dieses Baustoffs als Chancen für eine nachhaltige Entwicklung nutzen kann. Im Zentrum steht dabei die Qualität der heutigen und zukünftigen Nutzung des Bauwerks bezogen auf eine nachhaltige Siedlungsentwicklung, auf das Wohlergehen der Nutzer und einen möglichst effizienten Einsatz von wirtschaftlichen und natürlichen Ressourcen während des gesamten Lebenswegs. Dieser Frage nach den möglichen Vorzügen

notion of sustainable construction materials, as it is made of non-renewable resources and is a technically processed – “non-natural” – stone. In addition, concrete has become a symbol for growing residential areas and the destruction of natural landscapes. In the German language the term «Zubetonieren» (to cover over with concrete) is a slang expression for this unpopular development.

Such ideas hinder a problem-oriented and productive approach to sustainable construction. They are based on two prejudices. On the one hand, renewable resources are not inexhaustible. Their production is limited by availability of fertile land, water and the time necessary for biomass production. In view of the world's growing population these three resources are precious and scarce [2]. On the other hand, residential areas do not grow because concrete is available but due to a growing population, increasing wealth and low prices for fossil fuels. The availability of concrete has enabled the development of the residential areas and will be

gen von Beton im nachhaltigen Bauen wird in einem Forschungsprojekt der cemsuisse nachgegangen [3]. Als Ergebnis liefert es eine erste Auslegeordnung von Fragen an die Bauwissenschaften, die zu einem nachhaltigen Bauen mit Beton beitragen sollen.

Sind die Rollen richtig verteilt?

Die Autoren der Studie hinterfragen bestehende Denkmuster, vor allem die Arbeitsteilung zwischen Baustoffindustrie und Architekten/Planenden. Im heute gängigen Verständnis stellt die Baustoffindustrie einen Baustoff her, der den Anforderungen des Architekten/Planenden genügt. Erweitern sich diese Anforderungen in Richtung Nachhaltigkeit, folgt die Bauindustrie – z.B. durch Lieferung von Recyclingbeton wie im Gebäude-Label Minergie-Eco gefordert [4]. Die Betonindustrie ist also um die Nachhaltigkeit von Beton besorgt – um die Nachhaltigkeit der Bauwerke hingegen kümmern sich die Architekten/Planenden. Dieses Denkmuster spiegelt sich in den meisten Instrumenten zur nachhaltigen Planung wider [5,6,7,8]. Bei der Materialwahl fragt man kaum, mit welchen Baustoffen die gewünschten Gebäudeeigenschaften in Bezug auf die soziale und wirtschaftliche Dimension der Nachhaltigkeit erreicht werden können, sondern berücksichtigt fast ausschliesslich die Umweltbelastungen. Selten diskutiert werden die vielfältigen Möglichkeiten, den Einsatz von Beton für verschiedenste Anforderungen und Nutzungsbedingungen zu optimieren. In den aktuellen konstruktiven Konzepten wird Beton unbewehrt, bewehrt, vorgespannt, stahl- oder kunststofffaserverstärkt oder im Verbund eingesetzt. Die moderne Betontechnologie bietet vielseitige architektonische Gestaltungsmöglichkeiten: Sichtbeton, pigmentierter Beton, neuerdings auch semitransparenter Beton sowie eine Vielfalt von Schalungsbildern. Diese Möglichkeiten werden aber von der Baustoffindustrie kaum aktiv in die Diskussion

crucial for their renewal in the coming decades. Yet, instead of regarding concrete as a necessary evil, engineers and scientists should find out how sustainable construction could take advantage of the merits that concrete undoubtedly has in construction. This discussion should focus on the quality of current and future use of the built environment with regard to sustainable urban development, wellbeing of users and efficiency in the use of natural and economic resources during the material's entire life cycle. A current research project funded by the Association of the Swiss Cement Industry (cemsuisse) is investigating the benefits of concrete in sustainable construction [3]. The aim is to provide an overview of the research field and formulate research questions to be answered by the construction sciences as a contribution to sustainable construction.

How are roles allocated?

The authors of this study question the prevailing paradigms in construction, especially the current role allocation between the construction industries and architects/planners. In line with the current understanding, the construction industries produce construction materials as required by architects and planners. If requirements change or broaden with increasing awareness of sustainability, the construction industries will follow suit – for example by producing concrete made of recycled aggregates as required by the Swiss standard for environmental construction – Minergie-Eco [4]. The construction industries are concerned to support a sustainable production of concrete. Yet it is the architects/planners who are in charge of the sustainable construction of buildings. Most planning tools in sustainable construction reflect this paradigm (see e.g. [5,6,7,8]). In evaluating construction materials, architects/planners rarely ask how a material could contribute to desired building characteristics with regard to the social and economic dimension

Referenzen/References

- [1] B.L. Jensen, M. Glavind; Consider the Environment – Why and How? In: Dhir R. K., Dyer T. D. and Halliday J.E. (eds.), Sustainable Construction Concrete. Proceedings of the International Conference held at the University of Dundee, Scotland UK on 9-11 September 2002. S. 14.
- [2] M. Calkins; Materials for Sustainable Sites. Wiley & Sons New Jersey, 2009. S. 272.
- [3] Forschungsprojekt der cemsuisse Nr. 200801; Vorzüge nachhaltigen Bauens mit Beton, vom 1.3.2009 bis zum 31.11.2009.
- [4] Dokumentation zum Minergie-Standard; www.minergie.ch.
- [5] Empfehlung SIA 112/1; Nachhaltiges Bauen – Hochbau. Ergänzungen zum Leistungsmodell SIA 112. 2. Auflage, Muttonen 2005.
- [6] US Green Buildings Council; LEED – Green Buildings Rating System for New Construction and Major Renovations. Version 2.1. 2002.
- [7] BREEAM; The Environmental Assessment Method for Buildings around the World. 2009.
- [8] DGNB; Das Deutsche Gütesiegel Nachhaltiges Bauen. Aufbau – Anwendung – Kriterien. Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen. 2. Auflage 2009.

Entwurfsregel des nachhaltigen Designs	Wie wird der Einsatz von Beton heute tendenziell bewertet?	Welche Verbesserungsmöglichkeiten bestehen?
Möglichst geringer Materialeinsatz pro Einheit des geschaffenen Nutzens	Beton bestimmt je nach Bauweise zwischen 30% und 80% der Masse von Bauwerken im Hochbau. Beton schneidet aufgrund seines relativ hohen spezifischen Gewichts tendenziell schlechter ab als die meisten anderen Baustoffe.	Als Konsequenz werden neue Betonsorten vorgeschlagen, deren Einsatz zu einer Gewichtsreduktion der Bauwerke beiträgt (z.B. Leichtbeton oder Hochleistungsbeton). Folgende Nachteile können sich ergeben: Das Erhöhen der Zementmenge, der vermehrte Einsatz von Bewehrung, eine Senkung der Lebensdauer oder der Fehlertoleranz im Bauprozess.
Möglichst geringer Energieeinsatz pro Einheit des geschaffenen Nutzens	Die zur Herstellung des Betons aufgewendete Energie hat nur einen geringen Anteil am Gesamtenergieverbrauch im Lebensweg eines Bauwerks im Hochbau. In bestehenden Gebäuden älteren Baujahrs ist die Betriebsenergie entscheidend. Der relative Anteil der grauen Energie der Baustoffe am Gesamtenergieverbrauch erhöht sich mit zunehmender Energieeffizienz in der Nutzung.	Beton bietet die Möglichkeit zur Reduktion der Betriebsenergie durch Nutzung von Betonbauteilen als Wärmespeicher und ihrer thermischen Aktivierung. Folgende Nachteile können sich ergeben: Die Erhöhung der Masse und allfällige Probleme bei Instandhaltung, Instandsetzung und Rückbau.
Möglichst geringe Lebenszykluskosten pro Einheit des geschaffenen Nutzens	Die Kosten des Betons, seines Einbaus und der Instandhaltung/-setzung von Betonbauteilen haben in der Regel nur einen geringen Anteil an den Lebenszykluskosten von Bauwerken im Hochbau. Die Kapitalkosten sind hier dominant, gefolgt von den Kosten der Instandhaltung/-setzung von Bauteilen im Innenausbau und den Betriebskosten.	Beton bietet dann Vorteile, wenn sein Einsatz die Lebensdauer der Bauwerke erhöht, denn dies beeinflusst die Kapitalkosten. Dafür ist die Nutzungsdauer des Bauwerks wichtiger als die technische Lebensdauer der Bauteile. Entscheidend sind Nutzungsflexibilität, Variabilität und die Möglichkeiten zur Erweiterung.

Fig. 1
Gängige Entwurfsregeln des nachhaltigen Designs und Einfluss des Einsatzes von Beton sowie Verbesserungsmöglichkeiten.

um ein nachhaltiges Bauen eingebracht. Traditionell bestimmen Architekten/Planende die «Nachhaltigkeit» des Bauwerks – die Baustoffindustrie liefert die dazu geeigneten Baustoffe.

Denkmuster 1: Die Industrie stellt «nachhaltigen Beton» bereit

Bleiben wir zunächst in diesem gängigen Denkmuster. Wir gehen hier davon aus, dass ein Baustoff tendenziell nachhaltig ist, wenn in seinem Lebensweg möglichst wenig Ressourcen verbraucht werden (natürliche, soziale und ökonomische) und er die für das Bauen erforderliche Qualität gewährleistet.

Wie kann man die Herstellung von Beton nach diesen Kriterien optimieren? Man kann die CO₂-Emissionen bei der Zementherstellung reduzieren. Verantwortlich ist neben der Verbrennung fossiler Energieträger im Zementofen vor allem der Ausstoss von Kohlendioxid beim Brennen von gemahlenem Kalkstein zu Klinker. Diese CO₂-Emissionen sind «naturgegeben» und können nur durch die Reduktion des Klinkeranteils im Zement gesenkt werden (z.B. durch Kompositzemente). Ausserdem können Sekundärbrennstoffe

of sustainability, but focus on the risk for the natural environment linked to production, use and waste treatment of construction materials such as concrete. Little attention is given to adapting and optimizing concrete applications to the needs of the building's environment and use. Current concrete applications are manifold, ranging from reinforced (with different materials), non-reinforced, prestressed to composite structures. Modern building technologies provide various options for design such as fair-faced concrete, pigmented concrete and semitransparent concrete as well as visual design options given by a variety of formwork finishes. These options are rarely promoted in sustainable construction. Traditionally, architects/planners are in charge of the sustainable construction of buildings and the construction industries deliver construction materials suitable for this purpose.

Paradigm 1: Construction industry delivers "sustainable concrete"

Let us stay with the prevailing paradigm and assume that a construction material tends to be sustainable if its resource efficien-

fe die fossilen Brennstoffe ersetzen. Der zweite wichtige Ansatzpunkt ist das Betonrecycling. In den meisten Kantonen werden heute bis zu 90% der anfallenden Mengen an Betongranulat in loser Form wieder verwertet. Dies ist relativ einfach, denn es wird heute wesentlich mehr gebaut als abgebrochen. Ändert sich dies, dann entsteht ein Überschuss an Betongranulat. Daher wird sein vermehrter Einsatz zur Betonproduktion propagiert.

Ein «nachhaltiger Beton» besteht also aus möglichst wenig Klinker und möglichst viel rezyklierter Gesteinskörnung (Betongranulat) – ohne dass dadurch Qualität oder Anwendungsmöglichkeiten eingeschränkt werden.

Denkmuster 2: Der Baustoff Beton unterstützt das Entwickeln «nachhaltiger Bauwerke»

Verlassen wir dieses gängige Denkmuster und wenden wir uns einem neuen Ziel zu: dem Bereitstellen von nachhaltigen Bauwerken. Dies sind Bauwerke, die mit minimalem Ressourcenverbrauch (natürliche, soziale und ökonomische Ressourcen) den maximalen Nutzen für die Gesellschaft erbringen – einschliesslich der nach-

Design rules in sustainable construction	Assessment of concrete applications in buildings	Options for improvements
Minimize material demand per service unit	Concrete dominates the material demand of buildings with a major share in the total mass ranging from 30% to 80%, depending on the type of construction. In principle, concrete's comparatively high density is a great disadvantage when this design rule is applied.	New concrete products are being developed to reduce the weight of components made of concrete such as lightweight or high-performance concrete. Possible disadvantages are increase in the content of cement and reinforcement materials, and a reduction of durability and fault tolerance in construction processes.
Minimize energy demand per service unit with emphasis on fossil fuels	Energy requirements for concrete production only have a minor share in the overall energy demand in a building's life cycle. In existing buildings the technical standards for operational energy are crucial. With increasing energy efficiency in practice, the relative importance of energy demands in construction will eventually grow.	Concrete structures can help to reduce operational energy demands if they are thermally activated or used as heat reservoirs. Possible disadvantages are increase in mass and problems in maintenance, structural modifications and demolition.
Minimize life-cycle costs per service unit	Life-cycle costs of concrete structures and components usually only have a minor share in the sum of a building's overall life cycle costs. Capital costs are a dominant category followed by costs of maintenance and renewal of interior fittings, building equipment and appliances as well as other operational costs.	Concrete helps to reduce life-cycle costs if its application contributes to increasing a building's service life, which is relevant for capital costs. However, durability of construction materials is only one aspect in a building's service life. Flexibility and expandability are even more important and are only indirectly affected by the choice of building materials.

Fig. 1
Design rules in sustainable construction and influence of concrete application as well as its potential for optimization.

cy is high during its entire life cycle (with regard to natural, social and economic resources) and it meets all relevant requirements in construction.

How can we improve sustainability of concrete from this perspective? We can first reduce CO₂-emissions in cement production, which is caused by burning fossil fuels in the cement kiln as well as producing clinker from limestone. In this process of calcination CO₂ is emitted from limestone. This emission is directly linked to clinker production and can only be reduced with decreasing clinker production (e.g. by developing and improving composite cements). In addition, fossil fuels can be substituted by secondary fuels such as used tyres and waste plastics. Recycling is the second important approach for increasing resource efficiency. In Switzerland, almost 90% of all concrete construction waste is recycled – mostly as recycled aggregate in infrastructure construction. This is comparatively easy because currently far more buildings are newly constructed than demolished. This is going to change, eventually resulting in a surplus of concrete waste. In view of this development authorities in waste

folgenden Generationen. Welchen Beitrag kann der Baustoff Beton hier leisten? Fig. 1 beschreibt drei gängige Entwurfsregeln des nachhaltigen Designs und zeigt, welchen Einfluss der Einsatz von Beton hat bzw. wie man ihn verbessern könnte. Hier wird deutlich, dass wir heute kein schlüssiges Konzept für ein nachhaltiges Bauen mit Beton haben und uns in widersprüchlichen Zielen verstricken. Betonbauten sollen einerseits leichter werden und andererseits Betonbauteile als Wärmespeicher nutzen. Sie sollen zum einen durch thermische Aktivierung von Bauteilen Betriebsenergie sparen und möglichst leicht sein. Zum anderen sollen diese Bauwerke aber flexibel nutz- und erweiterbar sein und den Ansprüchen der Nutzer über Generationen gerecht werden. Dies alles vor dem Hintergrund der Forderung nach einem nachhaltigen Baustoff Beton mit möglichst wenig Klinker und möglichst viel rezyklierter Gesteinskörnung.

Bauwissenschaften müssen Widersprüche auflösen

Die Bauwissenschaften stehen vor der Herausforderung, diese Wider-

management and experts in sustainable construction promote the use of recycled aggregate for concrete production.

From this perspective, producing "sustainable concrete" means minimizing the clinker content and maximizing the content of recycling aggregate without impeding the quality of concrete and its applications.

Paradigm 2: Concrete helps to design "sustainable buildings"

Let us leave the traditional paradigm and turn to a new goal: the production of sustainable buildings. These are buildings that minimize the consumption of natural, social and economic resources, while providing as many benefits for society as possible, including benefits for future generations.

How can concrete contribute to this new goal? Fig. 1 shows three popular design rules in sustainable construction and discusses the influence of concrete application and its potential for optimization. It becomes obvious, that until now we lack a convincing concept for sustainable concrete construction and we struggle with contradictory goals. Architects/planners



Fig. 2
Beton ist ein wesentlicher Teil unserer gebauten Umwelt.
Concrete forms an important part of our built environment.

are supposed to reduce the weight of concrete buildings while using concrete compounds as heat reservoirs. They should try to thermally activate concrete compounds to reduce the operational energy consumption required for heating and cooling. Yet, the buildings are supposed to be flexible and expandable for future use. And, all these requirements should be met with concrete containing as little clinker and as much recycled aggregate as possible.

Construction sciences should resolve the prevailing contradictions

Construction sciences have to meet the challenge of resolving the contradictions in sustainable construction using concrete, if they intend to promote sustainable construction in general.

With this aim, it is most important to focus on the requirements of a sustainable use of buildings and to take advantage of current innovations in building – and concrete – technologies. Current research and development should focus on the following questions:

- How can suitable tools and concepts in the life-cycle manage-

sprüche aufzulösen, wenn sie das nachhaltige Bauen voran bringen wollen. Als entscheidend erscheint den Autoren dieser Studie die konsequente Orientierung an den Anforderungen einer nachhaltigen Nutzung des Bauwerks unter Ausnützung aller technischen Möglichkeiten. Im Zentrum stehen die folgenden Fragen:

- Wie kann man durch geeignete Instrumente und Konzepte des Life-Cycle-Managements die Verwendung von Beton im nachhaltigen Design von Bauwerken unterstützen und die Auswirkungen möglicher Nachteile minimieren?
- In welchen Bauteilen/Bauwerken zeichnet sich Beton vergleichsweise positiv aus in Bezug auf ökologische, soziale und ökonomische Kriterien? Bei welchen Bauteilen/Bauwerken sind andere Baustoffe vorzuziehen?
- Welche Erkenntnisse liefern ein besseres Verständnis und Wissen über die Verwendung von Beton im heutigen Gebäudebestand für eine nachhaltige Bestandsentwicklung?

Ein wichtiger Ansatz ist die lange technische Lebensdauer von Bau-



ment of buildings and infrastructures promote the advantages of concrete in sustainable construction and minimize its shortcomings?

- In what types of components, buildings and structures is the application of concrete favourable with regard to all three dimensions of sustainability (environment, society and economics)? In what types of components, buildings and structures does it fail to stand up to comparison with alternative construction materials?
- What can be learnt from a better understanding and knowledge of concrete applications in the built environment, which was constructed after and has been in use since the Second World War, for sustainable renewal as well as new construction?

Durability is one important asset of concrete in sustainable construction. Yet it will only be valued if we succeed in combining it with a long service life of the buildings and infrastructures – affected as they are by architectural concepts as well as real estate and infrastructure management.

teilen aus Beton. Es muss jedoch (wieder) gelingen, diesen Vorzug von Beton zur Geltung zu bringen – durch bessere Konzepte in der Gestaltung wie auch im Management.

Autoren/Authors

Susanne Kytzia
Prof. Dr., lic. oec. HSG
skytzia@hsr.ch

Aldo Rota
Prof. Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH
arota@hsr.ch

Felix Wenk
Prof., dipl. Ing. ETH
fwenk@hsr.ch

Ulrich Stüssi
BSc FHO in Bauingenieurwesen
ustuessi@hsr.ch

Simon Lier
lic. oec. publ.
slier@hsr.ch

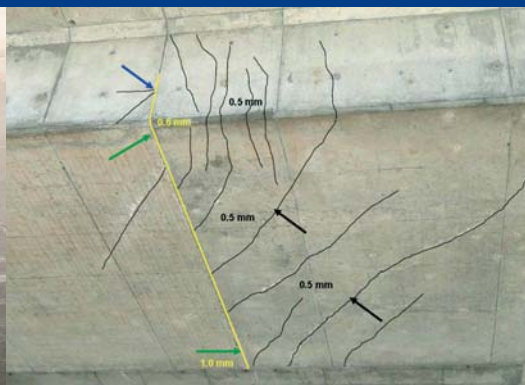
Institut für Bau und Umwelt an der
Hochschule für Technik Rapperswil
CH-8640 Rapperswil



Bauwerkserhaltung

Conservation des ouvrages

Conservation of structures



Renforcement parasismique de colonnes en béton au moyen de matériaux composites

Paraseismic strengthening of concrete columns by composite confinement

René Suter, Marino Grisanti

Introduction

L'entreprise Lonza SA, active dans les domaines de la chimie et des biotechnologies, possède un important site de production à Viège (VS) dont fait partie le bâtiment Niazol D29 (fig. 1). Ce bâtiment, constitué de six étages avec une structure porteuse en béton, fut construit dans les années 70 sur la base des normes suisses de 1962 qui considéraient des actions sismiques beaucoup plus faibles que les normes actuelles. Au rez-de-chaussée, le bâtiment repose sur des colonnes et des refends en béton armé fondés dans un radier en béton. Les refends n'étant que très faiblement armés, les colonnes doivent, dans le cas d'un séisme, reprendre l'ensemble des forces verticales et horizontales (fig. 2). Une telle disposition constructive, connue sous le terme de Soft Storey, constitue un cas de dimensionnement parasismique très défavorable.

Une expertise effectuée par un bureau d'étude spécialisé dans les

Introduction

Lonza Ltd, a company active in the fields of chemistry and biotechnologies, has an important production site, which includes the Niazol building D29 (Fig. 1) in Visp, Switzerland. This 6-storey building, with a concrete structure, was built in the 1970's in accordance with the Swiss codes of 1962, which considered a much smaller effect of seismic activity than current codes. At the ground level, the building rests on columns and reinforced concrete walls. As the walls are rather lightly reinforced, in the case of an earthquake the columns must resist the vertical and horizontal forces in their entirety (Fig. 2). This type of structural layout, known as Soft Storey, constitutes a very unfavorable case of paraseismic dimensioning.

An assessment carried out by a design office specialized in seismic actions drew attention to the lack of resistance and deformation capacity of the columns. This lack

actions sismiques a mis en évidence un manque de résistance et de déformabilité des colonnes. Ce manque était essentiellement dû à une insuffisance dans la disposition et la forme des étriers, notamment dans les zones d'encastrement aux extrémités. Dans cette situation, l'entreprise Lonza SA a mandaté l'Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg de proposer des mesures techniques permettant, d'une part, d'accroître la résistance et la déformabilité des colonnes et, d'autre part, de prouver l'efficacité de ces mesures par une étude expérimentale.

Etudes expérimentales

Les colonnes en béton du rez-de-chaussée du bâtiment Niazol D29, d'une longueur de 5,30 m et d'une section de 650 x 450 mm, sont encastrées à leurs extrémités dans le radier de fondation et dans la dalle sur rez-de-chaussée. Pour les études expérimentales, nous avons considéré des demi-colonnes de 2,65 m de hauteur, encastrées au



Fig. 1
Bâtiment Niazol D29.
Niazol D29 building.



Fig. 2
Colonnes du rez-de-chaussée.
Ground floor columns.



Fig. 3
Elément d'essai.
Test specimen.



Fig. 4
Renforcement colonnes P3 et P4.
Strengthening of columns P3 and P4.



was mainly due to the insufficiency of the stirrups, with regard to their arrangement and form, notably in the fitted zones at the extremities of the columns. In this situation, Lonza Ltd commissioned the University of Applied Sciences of Fribourg to propose, on the one hand, technical measures to increase the resistance and the deformation capacity of the concrete columns and, on the other hand, to verify the efficiency of the measures by means of an experimental study.

Experimental studies

The concrete columns on the ground level of the Niazol D29 building are fixed to the foundation slab and the ground floor slab at their extremities. Their total length is 5.30 m with a 650 x

pied dans un socle de fondation, formant ainsi un système statique de porte-à-faux. En raison de la complexité des phénomènes et pour éviter des incertitudes dans l'adaptation des échelles, les essais sont effectués en grandeur réelle.

Nous avons décidé de réaliser six éléments d'essai, sous forme de colonnes sur des socles de fondation (fig. 3). Le premier de ces éléments, la colonne P0, est considérée comme référence et ne comporte pas de renforcement. Les colonnes P1 à P4, sont renforcées avec différents types de confinement au moyen de tissus collés ou de bandes en aramide précontraintes (fig. 4 et 5). La colonne P5 est prévue comme réserve en vue de l'application ultérieure du renforcement choisi définitivement.

450 mm section. For the experimental studies, we selected 2.65 m high half-columns, built into a foundation pedestal at the base, thus forming a cantilevered structural system. Owing to the complexity of the phenomena and in order to avoid uncertainties in scaling, the tests were carried out at full scale.

It was decided to produce six test specimens in the form of columns on foundation pedestals (Fig. 3). The first of these specimens, column P0, is considered as a reference and does not contain any strengthening. Columns P1 through P4 are strengthened by different types of confinement using glued materials or prestressed bands of aramide (Fig. 4 and 5). Column P5 is reserved in preparation for subsequent applica-

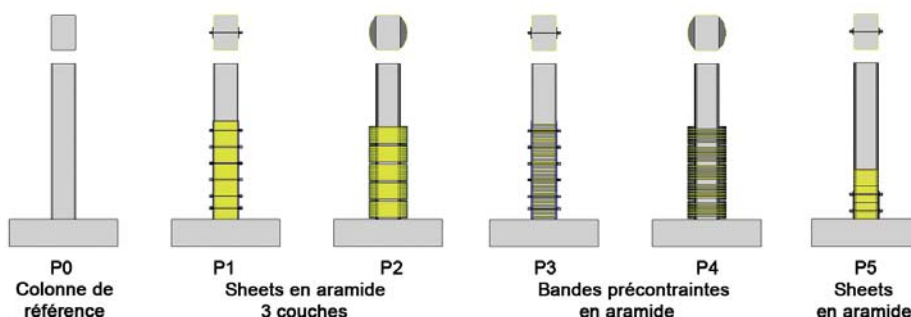


Fig. 5
Renforcements parasismiques.
Paraseismic strengthening.

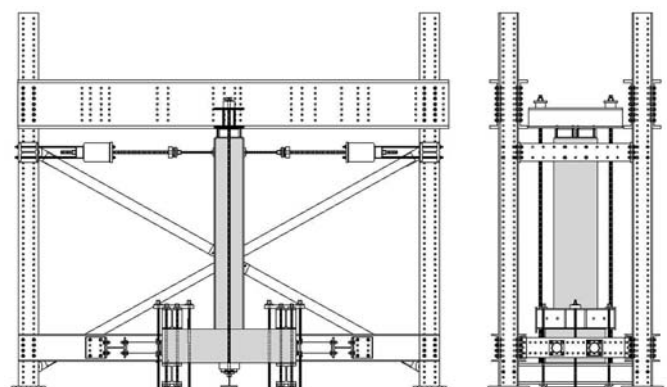


Fig. 6
Stand d'essai.
Testing device.



Fig. 7
Disposition des éléments d'essai.
Testing device with installed specimen.

Afin de refléter au mieux les sollicitations d'un séisme, les colonnes sont soumises à des essais de charges statiques-cycliques, impliquant simultanément des sollicitations verticales et horizontales. Ces essais sont effectués sur un banc d'essai spécialement conçu pour cette étude dans le laboratoire de Structures (fig. 6). L'encastrement des éléments d'essai est réalisé par des caissons métalliques ancrés dans le radier du laboratoire au moyen de tiges précontraintes. Les forces horizontales et verticales sont appliquées par un dispositif métallique lourd formé de colonnes verticales, de poutres horizontales et de contreventements croisés (fig. 7). Le dispositif d'essai permet d'appliquer simul-

tion of the definitively chosen reinforcement.

In order to best reproduce seismic strains, the columns underwent static-cyclic load tests with simultaneous vertical and horizontal strains. These tests were carried out on a specially designed test bench in the Structures Laboratory (Fig. 6). The test specimens are enclosed by steel box beams anchored to the foundation of the laboratory by means of prestressed rods. Horizontal and vertical forces are applied by means of a strong steel device consisting of vertical columns, horizontal beams, and cross-bracing (Fig. 7). The test device permits simultaneous application of 2,000 kN vertical loads and ± 500 kN horizontal

tanément des charges verticales de 2000 kN et des forces horizontales de ± 500 kN, avec des déplacements de ± 300 mm.

Le procédé de chargement est identique pour toutes les colonnes d'essai. Dans une première phase, une charge verticale centrée de 1300 kN est appliquée en tête de colonne. Dans une deuxième phase, les vérins horizontaux placés à une hauteur de 2,65 m, sont mis en charge de façon cyclique. Ils sollicitent la colonne alternativement de part et d'autre en augmentant les charges jusqu'à la ruine de l'élément d'essai. La sollicitation horizontale est dirigée par la déformation, chaque cycle est répété deux fois. Durant les essais de charges sont mesurées les forces et déformations horizontales et verticales, les rotations du socle de fondation, l'ouverture des fissures et les contraintes relatives dans les tissus en aramide.

Résultats des essais

Les essais de charge effectués sur les éléments P0 à P4 ont permis d'observer en détail le comportement de la colonne de référence et des colonnes renforcées sous charges statiques-cycliques. Ils ont, en particulier, mis en évidence la relation entre les forces et les déformations horizontales des différentes colonnes (fig. 8).

La colonne de référence a supporté des déformations de ± 105 mm, non suffisantes pour satisfaire les exigences de ± 120 mm selon l'analyse théorique. En outre l'application de cette déformation a provoqué des éclatements du béton et un flambage des armatures longitudinales dans la section de l'encastrement. Les étriers, en nombre insuffisant et avec des crochets non conformes aux prescriptions parasismiques, n'ont pu empêcher le flambage des armatures longitudinales provoquant ainsi une ruine prématurée dans cette section (fig. 9 et 10). Un renforcement de cette zone s'avère donc indispensable pour garantir la résistance parasismique et la déformabilité exigées de la colonne. Les quatre solutions de renforcement ont permis d'atteindre des

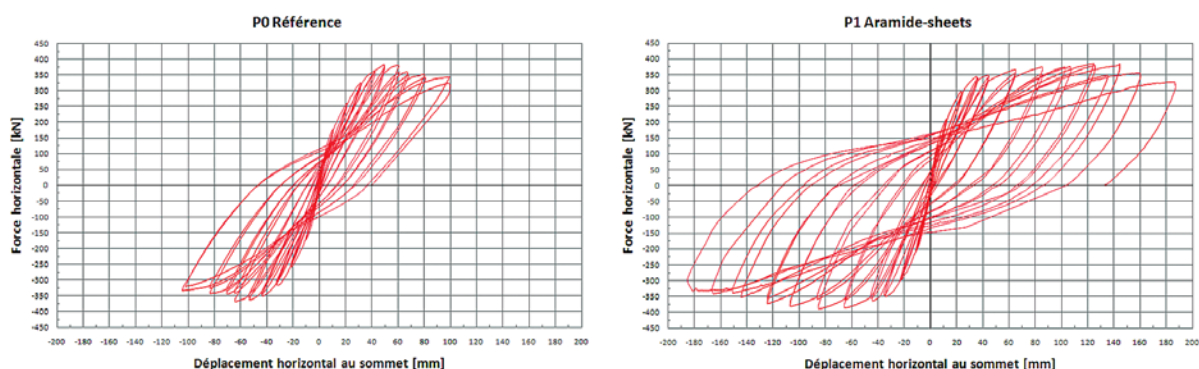


Fig. 8
Forces et déformations horizontales.
Horizontal forces and deformations.

forces, with ± 300 mm displacements.

The loading procedure is identical for all test columns. In the first phase, a centered 1,300 kN vertical load is applied to the top of the column. In the second phase, the horizontal jacks, positioned at a height of 2.65 m, apply load in a cyclic manner. The column undergoes strains due to the increasing loads from one area to another until failure of the test specimen occurs. The horizontal strain results from deformation, each cycle being repeated twice. During the load tests, the horizontal and vertical forces and deformations are measured, as well as the rotations of the foundation pedestal, the crack openings, and the strains in the strengthening aramide materials.

Test results

The load tests performed on specimens P0 through P4 permitted detailed observation of the each columns' behavior under static-cyclic loads and, in particular, the relation between horizontal forces and deformations (Fig. 8).

The reference column withstood ± 105 mm deformations, insufficient to meet the required ± 120 mm of the theoretical analysis (Fig. 9). Furthermore, the application of this deformation caused concrete spalling and buckling of the longitudinal reinforcement in the confined section. The insufficient number of stirrups with hooks non compliant with parasismic design could not prevent

forces (entre 390 et 445 kN) et des déplacements horizontaux (entre ± 180 et 190 mm) importants tout en garantissant une bonne stabilité latérale de la rotule plastique. Elles accusent cependant aussi certains inconvénients. Les confinements avec plaques métalliques latérales demandent de nombreux perçages avec un risque de sectionner les armatures existantes. Les renforcements avec l'ajout de segments préfabriqués en béton fibré apportent une excellente stabilité de la rotule grâce à une meilleure efficacité du confinement. Mais la présence d'équipements d'exploitation à proximité des colonnes rend la mise en place des segments difficile. Les solutions avec des bandes d'aramide précontraintes créent une sur-résistance de la section d'encastrement qui pourrait provoquer une ruine fragile prématurée, en raison d'une augmentation de l'effort tranchant.

Réfection proposée

Après analyse des résultats et des observations effectuées sur les essais des cinq premières colon-

the buckling of the longitudinal reinforcement, thus causing premature failure of that section (Fig. 10). A reinforcement of that zone proves itself, therefore, to be indispensable in guaranteeing parasismic resistance and required deformation capacity of the column.

The four strengthening solutions enabled forces between 390 and 445 kN and horizontal displacements between ± 180 and 190 mm to be attained, which is considerable, while also guaranteeing adequate stability of the plastic hinge. They have been shown, however, to have certain disadvantages. Confinement using lateral steel plates requires numerous drillholes, with the risk of damaging existing reinforcement. Strengthening with added prefabricated segments of fiber-reinforced concrete gives excellent stability to the embedment, thanks to improved confinement efficiency. But the presence of operating equipment near the columns makes the setting-up of the segments difficult. The solutions with prestressed aramide

Participants au projet

Maître de l'ouvrage
Lonza SA, Bâle
Projet de renforcement
KBM SA, Sion
Expert pour les actions sismiques
Résonance SA, Carouge
Eléments d'essai
Element SA, Tavel
Travaux de renforcement
S&P Clever Reinforcement Company
SA, Brunnen

Participants at the project

Owner of the building
Lonza AG, Basel
Strengthening project
Design office KBM SA, Sion
Expert for seismic aspects
Resonance SA, Carouge
Execution of the test specimen
Element AG, Tavel
Strengthening of columns
S&P Clever Reinforcement Company
AG, Brunnen



Fig. 9
Déformations des colonnes P0 et P1.
Deformation at failure of columns P0 and P1.



Fig. 10
Encastrement colonne P0 avec flambage des barres.
Confined section of column P0 with buckling of steel bars.

nes, nous avons essayé de déterminer la solution optimale pour le renforcement des colonnes. Dans un premier temps, nous avons renoncé aux segments préfabriqués en béton à fibres en raison de leur encombrement et des complications d'exécution. Dans un deuxième temps, nous avons écarté les solutions au moyen de bandes précontraintes en aramide. Le processus de mise en tension est en effet complexe et nécessite une main d'œuvre spécialisée, ce qui rend son application très onéreuse.

Les réflexions se sont donc dirigées vers un confinement au moyen de tissus en aramide ancrés par des plaques métalliques. Les résultats d'essais de la colonne P1 ont en effet mis en évidence un compor-

bands create an over-rigidity of the confined section, which could cause premature brittle failure owing to the increased shearing action.

Proposed solution for strengthening

After analysis of the test results and the observations on the first five columns, we tried to determine the optimal solution for strengthening the columns. First, we abandoned the idea of using the prefabricated segments of fiber-reinforced concrete, due to their bulk and implementation complications. Secondly, we rejected solutions using prestressed aramide bands. The stressing procedure is, effectively, complex and requires specialized personnel,

tement général très satisfaisant avec des déplacements horizontaux de ± 185 mm, dépassant ainsi largement les exigences formulées dans le rapport de l'expert. Nous avons donc proposé une solution de renforcement plus simple, mais qui paraissait néanmoins suffisante. Cette solution comporte un confinement au moyen de tissus en aramide sur une hauteur réduite de 900 mm. La hauteur des plaques métalliques latérales est réduite à 500 mm et ne nécessite plus que deux tiges d'ancrage (fig. 11).

Après discussion avec le maître de l'ouvrage et les représentants des bureaux d'étude spécialisés, cette solution fut retenue et appliquée à la colonne de réserve P5. Les essais de charge statiques-cycliques ont donné de très bons résultats. Le comportement de la section d'encastrement est excellent et les déplacements en tête de colonne sont de ± 200 mm pour une force horizontale de ± 385 kN. Le facteur de ductilité globale atteint la valeur de 5,0, supérieure au facteur de 3,0 exigé dans le cadre d'un dimensionnement en capacité. Enfin l'énergie de dissipation est triplée, de 48 000 à 149 000 Joules, par rapport à la colonne de référence (fig. 12).

Conclusions

Les études expérimentales et, en particulier les essais de charges statiques-cycliques effectués à Fribourg, ont permis d'élaborer la solution technique optimale pour le renforcement parasismique des colonnes en béton du bâtiment Niazol D29. Ils ont mis en évidence, qu'un renforcement de ces colonnes était indispensable, mais que ce renforcement pouvait être simplifié par rapport aux solutions initialement préconisées.

Les essais ont également permis de relever la pertinence de certains aspects constructifs qui sont à respecter pour la réalisation du renforcement. Grâce à la ténacité du matériau aramide le confinement peut garder son état opérationnel pour des déformations très élevées. En conclusion, nous pouvons constater que, la bonne

which renders its application very expensive.

Our considerations were directed towards confinement using aramide materials anchored by steel plates. In fact, test results for column P1 demonstrated a very satisfactory general behavior with horizontal displacements of ± 185 mm, easily fulfilling the requirements formulated in the expert's report. We proposed, therefore, a simpler strengthening solution, which appeared nonetheless sufficient. This solution involves confinement using aramide materials over a reduced height of 900 mm. The height of the lateral steel plates is reduced to 500 mm and requires no more than two anchor rods (Fig. 11).

After discussion with the owner of the building and the representatives of the design offices, this solution was selected and applied to the reserve column P5. The static-cyclic load tests showed very good results. The behavior of the confined section was excellent and the displacements at the top of the column were ± 200 mm, with a horizontal force of ± 385 kN. The global ductility factor reached a value of 5.0, which is superior to the 3.0 factor required within the framework of capacity dimensioning. Lastly, energy dissipation was tripled, from 48,000 to 149,000 joules, when compared with the reference column (Fig. 12).

Conclusions

The experimental studies and, particularly, the static-cyclic load tests performed in Fribourg permitted the elaboration of a technical solution for the parasismic strengthening of the concrete columns of the Niazol D29 building. They demonstrated that strengthening of the columns was indispensable, but that this strengthening could be simplified, in comparison to the initially recommended solutions.

The tests also showed the necessity to take into account certain detailing aspects during the execution of the strengthening. Thanks to the tenacity of the aramide materials, the confinement remains operational at very high

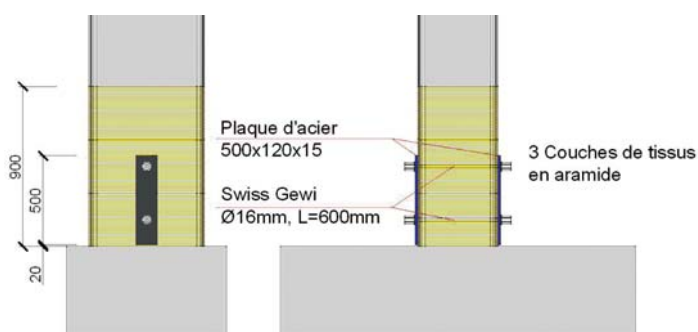


Fig. 11
Solution de renforcement proposée.
Proposed strengthening solution.

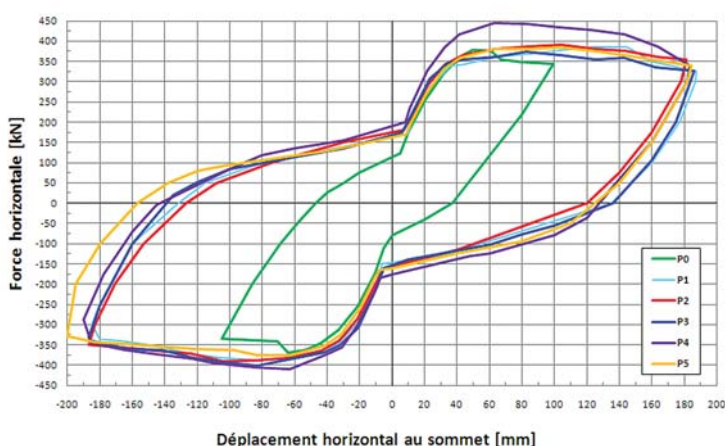


Fig. 12
Dissipation d'énergie des colonnes.
Energy dissipation of the columns.

collaboration entre le maître de l'ouvrage, les bureaux techniques et le laboratoire d'essais a permis de réaliser des économies importantes pour le renforcement des colonnes. Elle a également permis d'effectuer une étude expérimentale très intéressante qui apporte de nouvelles connaissances scientifiques pour la réhabilitation parasismique des constructions existantes.

deformations. In conclusion, we contend that good collaboration between the owner of a building, the design offices, and the test laboratory permitted important economies regarding the strengthening of the columns. This collaboration also allowed us to carrying out a very interesting study that provides new scientific knowledge for the parasismic rehabilitation of existing structures.

Auteurs/Authors

René Suter

Prof. Dr sc. techn.
Ecole d'ingénieurs de Fribourg
CH-1705 Fribourg
rene.suter@hefr.ch

Marino Grisanti

Ingénieur HES
Ecole d'ingénieurs de Fribourg
CH-1705 Fribourg
marino.grisanti@hefr.ch

Renforcement de planchers-dalles par armature de poinçonnement collée

Strengthening concrete slabs with post-installed shear reinforcement

Jakob Kunz

Introduction

Lors de projets de maintenance ou de mise en état de structures en béton, il s'avère régulièrement que la résistance au poinçonnement de planchers-dalles ne correspond pas aux exigences actuelles. Parmi les causes possibles sont des charges actuelles qui sont supérieures aux charges de dimensionnement originales ou des erreurs commises lors de la planification ou lors de l'exécution de l'ouvrage. Un autre facteur important est que les prescriptions normatives concernant le poinçonnement ont subi une évolution remarquable pendant les décennies passées ce qui fait que même des planchers-dalles construits de façon absolument correcte à l'époque peuvent avoir une résistance insuffisante selon la norme actuelle [1]. Comme le poinçonnement est un mode de rupture fragile, un déficit de capacité portante peut provoquer des conséquences fatales (fig. 1). L'ingénieur concerné doit donc se poser la question s'il peut quand-même fournir la vérification de la sécurité requise en utilisant un

Introduction

During maintenance or rehabilitation projects for concrete structures, it often turns out that the punching shear strength of flat slabs does not meet the current requirements. Possible reasons are larger design loads than those for which the structure was originally planned or errors that occurred during design or construction. The remarkable progress of know-how and, therefore, code provisions about punching shear in the past leads to the situation that even structures which were built correctly according to the rules of their time may have significant deficiencies in punching shear strength when reconsidered with today's knowledge and codes [1]. As punching shear is a brittle mode of failure, it is not announced by large deformations and overloading may lead to fatal consequences (Fig. 1). In such situations, the responsible engineer should investigate, whether structural safety can still be verified using more sophisticated calculation models or if the design load can be reduced by limiting the

modèle de calcul plus sophistiqué ou si la charge de dimensionnement peut être réduite par des limitations de l'utilisation. Au cas où ni l'une ni l'autre approche s'avère satisfaisante, il sera souvent nécessaire de procéder à des mesures constructives [2]. Cet article présente le développement et l'application pratique d'une nouvelle méthode de renforcement innovatrice et efficace qui a pour avantages principaux d'être réalisée depuis un seul côté de la dalle, de ne pas réduire le gabarit sous la dalle, d'intégrer la protection au feu et finalement d'être économique.

Méthode

La dalle est percée à 45° depuis la surface inférieure jusqu'au niveau de l'armature supérieure seulement. Les armatures de poinçonnement sont scellées et l'ancrage inférieur est assuré par un système spécialement développé à cet effet. Comme celui-ci est installée dans une niche qui est ensuite remplie de mortier de protection anti feu, le système est invisible après l'installation et l'esthétique de la dalle n'est pas perturbée (fig. 2). L'inclinaison des barres permet de prolonger la longueur d'ancrage et d'assurer l'efficacité de l'armature puisqu'elle est activée pour des déformations moindres [3]. Le renforcement par des armatures de poinçonnement collées permet d'augmenter nettement la résistance au poinçonnement et la ductilité de la dalle. Le nombre de barres sera choisi en fonction de la sollicitation de la zone concernée.

Essais

Quelques essais préliminaires effectués vers la fin des années 90



Fig. 1
Défaillance d'un plafond de parking souterrain à Gretzenbach (CH), 2004.
Collapse of the roof of an underground car park in Gretzenbach (CH), 2004.

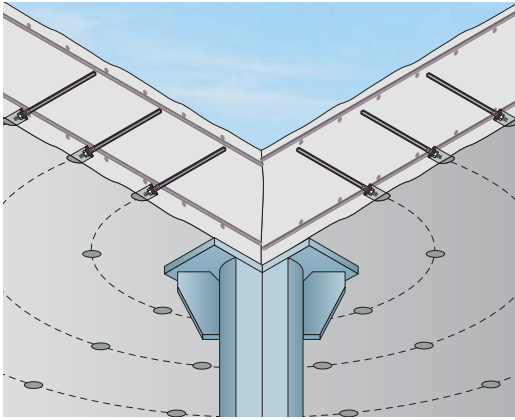


Fig. 2
Armature de poinçonnement collée.
Post-installed punching shear reinforcement.

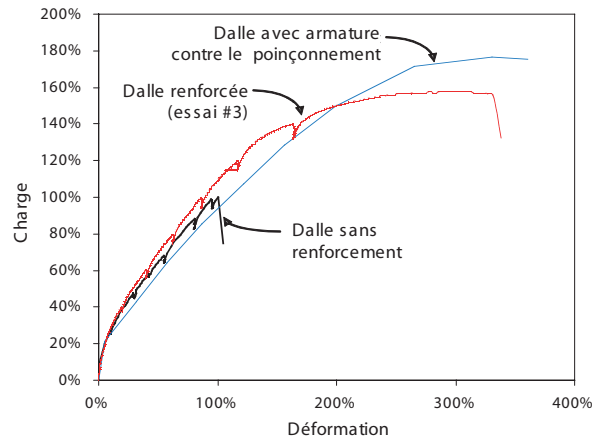


Fig. 3
Courbes charge – déformation pour différentes configurations.
Load – deformation curves for slabs without shear reinforcement, with cast-in-situ shear reinforcement and with post-installed shear reinforcement.

usage of the structure. If neither approach is viable, then it will often be required to remedy the defect by constructional measures [2]. This article shows the development and the application of an innovative and effective method of strengthening flat slabs against punching shear. Its main advantages are that it can be executed from one side of the slab, that it does not reduce the space above or below the slab and between the columns, that fire protection can be integrated and finally that it is economic.

Method

From the soffit of the slab holes are drilled at an angle of 45° up to the level of the tensile reinforcement. The punching shear reinforcement is installed with an epoxy adhesive and the lower anchorage is realized by a nut and washer system. As this system is set in a niche, which is then filled with fire protection mortar, it is not visible after installation and the aesthetics of the slab are not compromised (Fig. 2). The inclination of the bars increases their bonding length and ensures the high efficiency of the reinforcement, since it is activated by the smallest of deformations [3]. Strengthening a slab with post-installed shear reinforcement significantly enhances its punching shear strength and also its ductility.

ont déjà montré l'efficacité de la méthode [4]. Des recherches théoriques et expérimentales plus poussées [5] ont confirmé que des résistances et des capacités de déformation considérables pouvaient être atteintes malgré l'imperfection de l'ancrage supérieur. Le comportement, la résistance et la capacité de déformation sont presque comparables à ceux d'une dalle avec armature de poinçonnement parfaitement ancrée (courbe bleue dans fig. 3). Les coupes dans les dalles après poinçonnement montrent combien les deux ancrages sont déterminants (fig. 4). Il est donc important que les percements soient propres et que les têtes d'ancrages inférieures soient efficaces.

Dimensionnement du renforcement

Le renforcement d'une dalle contre le poinçonnement est généralement exécuté sur une structure soumise à des charges qui peuvent être considérables. Il s'ensuit que le renforcement ne sera activé que pour les charges supplémentaires, lorsqu'elles provoqueront à leur tour des déformations. Cette particularité doit en principe être considérée dans le dimensionnement du renforcement. Pour tenir compte de cet effet, la méthode de la fissure critique [6] se prête de façon idéale. Elle stipule que la rotation de la dalle

ty. The number of strengthening bars will be adapted to the internal forces in the affected area.

Confirmation

Some preliminary tests carried out in the 90's had already shown the efficiency of the method [4]. Theoretical research based on an extensive series of new tests have confirmed that considerable strength and deformation capacities can be reached although the upper anchorage is not perfect as the shear reinforcement does not enclose the tensile reinforcement [5]. The behaviour, the strength and the deformation capacities are almost comparable to those of a slab with perfectly anchored shear reinforcement (blue curve in Fig. 3). The slabs cut in the middle after punching action show that the upper and lower anchorages are decisive (Fig. 4). It is, therefore, important that the drilled holes are clean, the adhesive is injected properly (no air voids) and that the lower anchorages are efficient.

Design of the Reinforcement

The strengthening of a slab against punching shear is usually carried out on a structure that may be under considerable load. Therefore, the strengthening reinforcement will only be activated when additional loads will



Fig. 4
Dalle avec armature de poinçonnement coupée après l'essai.
Slab with post-installed shear reinforcement cut open after test.

sous charge cause les fissures de poinçonnement.
L'armature de poinçonnement doit satisfaire la condition suivante:

$$V_{s,d} \leq \sum_{i=1}^n N_{si,d} \cdot \sin \beta_i$$

Où $N_{si,d}$ est la résistance de dimensionnement à des charges de traction d'une tige individuelle et β_i est l'angle auquel l'armature est installée. $N_{si,d}$ est la plus petite des quatre valeurs suivantes:

$$N_{si,d} = \min [N_{si,el,d}; N_{si,pl,d}; N_{si,b,d}; N_{si,p,d}]$$

Où [7]:

1. $N_{si,pl,d}$ est la résistance de la barre d'armature. C'est la résistance de l'armature comme si elle était placée avant le bétonnage. Pour tenir compte des caractéristiques spécifiques de ce système, les trois valeurs suivantes seront également prises en compte:
2. $N_{si,el,d}$ est la force que l'augmentation de la rotation de la dalle due à la différence de charge entre l'état de service au moment de l'installation et la charge de dimensionnement peut activer dans l'armature. Grâce à l'utilisation de la méthode de la fissure critique cette valeur peut être quantifiée.
3. $N_{si,b,d}$ est la force limite que l'adhérence de la colle peut transmettre.
4. $N_{si,p,d}$ est la limite définie par l'arrachement d'un cône de béton par l'ancrage inférieur.

themselves cause deformations. This factor should be considered when the strengthening is designed. The critical shear crack method [6] lends itself particularly well to take this effect into account by quantifying the influence of the slab rotation in the vicinity of the column on the opening of the punching shear cracks. The punching shear reinforcement must satisfy the following condition:

$$V_{s,d} \leq \sum_{i=1}^n N_{si,d} \cdot \sin \beta_i$$

Where $N_{si,d}$ is the design tensile strength of an individual strengthening bar and β_i is the angle at which the reinforcement is installed (usually 45°). $N_{si,d}$ is the smallest of these four values:

$$N_{si,d} = \min [N_{si,el,d}; N_{si,pl,d}; N_{si,b,d}; N_{si,p,d}]$$

where [7] (Fig. 4):

1. $N_{si,pl,d}$ is the yield strength of the reinforcement bar. This is the strength that would also be taken into account for shear reinforcement cast in the concrete and enclosing the tensile reinforcement. In order to take into account the particularities of this system, the following three values also need to be considered:
2. $N_{si,el,d}$ is the force which can be activated in the bar as a result of the additional deformation due to the increase in load from the service load acting at the time of installation up to

Application pratique

Lors du réaménagement de la place de la gare à Berne, le passage souterrain «Christoffel» a été complètement renouvelé. La capacité portante vis-à-vis du poinçonnement du plancher reposant sur des colonnes en acier ne correspondait plus à la norme actuelle (SIA 262 [1]) et en plus le réaménagement a introduit des charges supplémentaires dans certaines zones. Il s'est avéré nécessaire de renforcer sensiblement la dalle; à cause des exigences temporelles et locales serrées, les mesures de renforcement devaient se faire de manière indépendante des travaux à la surface du plancher.

L'avant-projet a considéré diverses méthodes classiques de renforcement comme des champignons en acier soudés aux colonnes, des glaives lourds en acier ou des champignons en béton coulés sur place. La réalisation de telles solutions demande un effort considérable, requiert une protection anti-feu correspondante et limite la face inférieure de la dalle du point de vue esthétique et dans l'utilisation. Par ce genre de mesures, la zone d'appui de la dalle est agrandie mais en même temps, la zone des déformations principales est repoussée vers l'extérieur où le mode de rupture reste fragile et en plus, la longueur d'ancrage de l'armature de traction au-dessus de la colonne est réduite.

Le renforcement par de l'armature de poinçonnement collée, à



Fig. 5
Marquage des armatures inférieures de la dalle.
Marking the lower reinforcement of the slab.



Fig. 6
Réalisation des forages.
Drilling the holes.

the design load. This additional deformation can be calculated using the critical shear crack method.

3. $N_{si,b,d}$ is the resistance of the bond due to the adhesive above the shear crack.
4. $N_{si,p,d}$ is the limit defined by pulling out a concrete cone towards the crack by the lower anchorage.

Application

With the revamping of the central station square in Berne, the Christoffel pedestrian precinct was completely renovated in 2007. The punching shear strength of the concrete slab supported by columns was inadequate according to the applicable structural concrete code (SIA 262 [1]) and the rearrangement of the square above led to additional loads in specific areas. Therefore, significant strengthening of the slab was required and because of the restrictions in time and space it had to be carried out independently of the renovation works carried out at the surface of the slab.

A preliminary study considered different classic strengthening methods like steel braces welded to the columns, heavy steel swords or column extensions using cast-in-situ concrete. On the practical side, such solutions involve a big effort for their implementation; they require additional fire protection and compromise the soffit of the slab in its aesthetics and

l'époque encore en phase finale de développement, a finalement été choisi parce qu'il n'a pas ces inconvénients. Le dimensionnement correct a été effectué selon les indications mentionnées ci-dessus. Ensuite il est important que le renforcement soit exécuté proprement par du personnel qualifié. Pour éviter de toucher l'armature inférieure de la dalle, celle-ci est détectée et marquée (fig. 5). La profondeur et la direction de forage doivent absolument être respectées, mais en même temps, l'armature de traction au-dessus des colonnes ne doit en aucun cas être endommagée (fig. 6). D'éventuels forages erronés, par exemple dus à des supports de l'armature supérieure, sont à remplir par des tiges raccourcies. La mise en place en étapes peut être requise afin d'assurer la capacité portante à chaque phase de construction (fig. 7). La profondeur de chaque forage, la longueur des tiges scellées et le couple de serrage doivent être retenus dans un protocole parce que le contrôle ultérieur ne sera plus possible quand les tiges seront scellées et que les ouvertures seront fermées (fig. 8) [8].

Conclusion

Lors du réaménagement du passage souterrain «Christoffel» la nouvelle solution pour augmenter la résistance au poinçonnement par de l'armature collée a fait ses preuves et s'est avérée économique. Depuis, un nombre considé-

utilisation. The area supporting the slab is increased by the above methods, but at the same time, the area where the main deformation of the slab occurs is also extended outwards where the mode of failure remains brittle and, moreover, the anchorage length of the tensile reinforcement over the column is reduced. Strengthening with post-installed punching shear reinforcement was the finally selected method mainly because it overcomes the drawbacks mentioned before. The design was performed taking into account the above considerations.

During implementation it is important that the strengthening is carried out properly and by qualified workforce. The drilling depth and direction need to comply exactly with the specification, while at the same time causing damage to the tensile slab reinforcement must be avoided. Incomplete drill holes, caused e.g. by hitting supports of the upper reinforcement, were filled with blind anchors of adapted length. The drilling and installation work was performed in stages in order not to compromise the strength of the slab during construction. A protocol was established to document the depth of each drill hole, the length of the installed strengthening bars and the tightening torque, because it is not possible to check this data once the bars have been installed and the openings are closed [8].



Fig. 7
Installation des têtes d'ancrage inférieures.
Installation of the lower anchorage heads.



Fig. 8
Face inférieure de la dalle après installation des armatures et de la protection anti-feu.
Soffit of the slab after installation of the shear reinforcement and the fire protection.

Références / References

- [1] Normes SIA 162 (1956), SIA 162 (1968), SIA 162 (1989) et révision partielle (1993), SIA 262 (2003). Société des ingénieurs et des architectes suisses, Zurich.
- [2] Documentation SIA D0226; Sécurité structurale des parkings couverts, Société des ingénieurs et des architectes suisses, Zurich 2008.
- [3] Handbuch der Befestigungstechnik; Nachträglich installierte Durchstanzbewehrung Hilti HZA-P. Hilti Aktiengesellschaft, Schaan, 2009.
- [4] G. Hassanzadeh; Förstärkning av brobanplattor på pelaremed häsyn till genomstansning «Redovisning av provningar». KTH Institutionen för byggkonstruktion, TRITA-BKN, Rapport 41, Stockholm, 1996.
- [5] A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, J. Kunz; Nachträgliche Durchstanzbewehrung zur Verstärkung von Stahlbetonflachdecken. Bauingenieur 12-2008, pp. 503–511. Springer-VDI Verlag, Berlin, 2009.
- [6] M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, J. Kunz; Strengthening of Flat Slabs against Punching Shear Using Post-Installed Shear Reinforcement. Accepted for publication in ACI Structural Journal.
- [7] A. Muttoni, M. Fernández Ruiz; Design Method for Post-Installed Punching Shear Reinforcement with Hilti Tension Anchors HZA. Report 06-A01-R2. Lausanne, 2009.
- [8] J. Kunz, M. Diggelmann, A. Muttoni; Decken-Verstärkung gegen Durchstanzen. der bauingenieur 6/2008. Documedia Schweiz.

Conclusion

Strengthening flat slabs with post-installed shear reinforcement has been proven to be an efficient and economic method in the renovation of the Christoffel pedestrian precinct. Since then, a considerable number of structures have been strengthened with this method, mainly parking decks but also floor slabs and column foundations. The method was not only applied in renovation projects but it has also been appreciated as an economic solution in new constructions where shear reinforcement was under-designed, laid out in the wrong location or simply forgotten before pouring the concrete. Thus, post-installed shear reinforcement is establishing itself as a new standard method to strengthen flat slabs against punching shear. It is supported by a clear design concept and a range of tools that ensure the proper installation on site.

parable d'ouvrages a été renforcé par cette méthode, surtout des parkings souterrains, mais aussi des dalles de bâtiments ou des fondations de colonnes. Il ne s'agit pas seulement de projets de rénovation, mais la méthode est également très appréciée lors de constructions neuves quand l'armature d'effort tranchant a été oubliée ou mal placée avant le coulage du béton. Ainsi cette nouvelle méthode de renforcement des dalles de béton par de l'armature de poinçonnement collée est en train de s'établir comme une méthode standard, soutenue par une méthode de dimensionnement claire ainsi que par une gamme de produits qui permet l'installation propre des armatures.

Auteur/Author

Jakob Kunz
Dr ès sc. techn, ing. civil dipl. EPFL
Hilti Aktiengesellschaft
FL-9494 Schaan
jakob.kunz@hilti.com

Ultrahochfester Faserbeton verbessert Betonbauten

Ultra-high performance fiber-reinforced concrete improves concrete structures

Eugen Brühwiler

Einleitung

Ultra-hochleistungsfähige Faserbetone (UHFB) zeichnen sich im Vergleich zu herkömmlichen Betonsorten durch eine hohe Dichtigkeit, hohe Zug- und Druckfestigkeiten sowie eine Rissfreiheit bis zu Verformungen von 1,5 bis 2,5% aus. Damit können gleichzeitig tragende und wasserdichte UHFB-Schichten von 30 bis 60 mm Stärke auf jene Bereiche aus herkömmlichem Stahlbeton eingebracht werden, die durch starke Umwelteinflüsse (z.B. Einwirkung von Tausalzen) oder hohe Kräfte stark beansprucht sind. Dabei ist es vorteilhaft, UHFB mit Betonstahl in der Hauptbeanspruchungsrichtung zu bewehren, um so einen bewehrten UHFB zu erhalten, der mit Stahlbeton kombiniert werden soll. Der hochwertige Baustoff kann so die Schwachpunkte der Betonbauweise ausmerzen und Betonbauteile verbessern. Ein zusätzlicher Vorteil besteht darin, dass das Bauwerk verstärkt werden kann, ohne dass es zu einer Erhöhung des Eigengewichts kommt. Verstärkungen anderer Bauteile können so vermieden werden. Die nachfolgenden Beispiele von Anwendungen zeigen das Potenzial dieser neuartigen Bauweise auf.

Forschung an der ETH Lausanne

Seit rund zehn Jahren befasst sich die ETH Lausanne mit der Thematik des Einsatzes von UHFB für die Instandsetzung und Veränderung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton, insbesondere von Brücken. Dabei wird vor allem das Verbundverhalten zusammengesetzter Querschnitte aus UHFB und Stahlbeton untersucht (Fig. 1). Die Forschungsergebnisse zeigen, dass sich UHFB-Stahlbeton-Verbundbauteile monolithisch ver-

Introduction

Compared with conventional concrete, Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC) is characterized by its low permeability, high tensile and compressive strengths as well as its delayed crack formation up to deformations of 0.15 to 0.25%. These properties enable UHPFRC to be cast as both a thin 30 to 60 mm load-bearing and a waterproofing layer on surfaces of reinforced concrete structures. This method strengthens those zones of conventional reinforced concrete that are subjected to severe environmental exposure (e.g. action of deicing salts) or high mechanical loads. It is advantageous to reinforce UHPFRC overlays with steel reinforcing bars in the main direction of loading. This way, a composite member is obtained from the combination of a steel bar-reinforced UHPFRC and reinforced concrete. Weak zones of reinforced concrete elements can thus be eliminated with this high quality material and the concrete structure can be improved in terms of durability and load resistance. An additional advantage is that a structural element can be strengthened without increasing its dead weight, thus avoiding further strengthening of other elements. The examples of applications presented herein demonstrate the potential of this novel construction method.

Research at the EPFL

The research at the EPFL on the use of UHPFRC for the rehabilitation and modification of existing concrete structures, in particular concrete bridges, has been conducted for more than 10 years. The focus of this research is on the composite behaviour of members consisting of UHPFRC and reinforced concrete (RC) (Fig. 1).

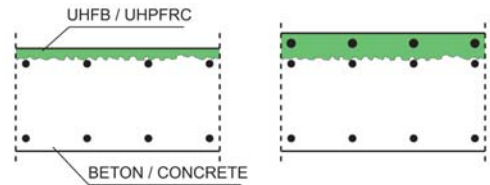


Fig. 1

Konzeptidee: Verbundquerschnitte aus UHFB und Stahlbeton.

Conceptual idea: composite section consisting of UHPFRC and reinforced concrete.

halten. Im Gebrauchszustand vergrößert die UHFB-Schicht die Steifigkeit des Verbundbauteils, und die UHFB-Schutzschicht wirkt wie eine Abdichtung gegenüber Wasser- und Chlorideintritt. Der Tragwiderstand des Verbundbauteils kann mit bewehrtem UHFB deutlich gesteigert werden. Ausserdem lassen sich das zeitabhängige Verhalten und das Bruchverhalten von UHFB-Stahlbeton-Verbundbauteilen mit Modellen zuverlässig vorhersagen.

Anwendungsbeispiele bei der Instandsetzung

Bei den nachfolgend beschriebenen Anwendungen [1–3] wurden verschiedene UHFB-Mischungen eingesetzt, die sich je nach Anforderungen an die Verarbeitbarkeit und mechanischen Eigenschaften im Zementgehalt (im Bereich von 1000 bis 1400 kg/m³), Fasergehalt (im Bereich von 3 bis 6 Vol.-%) und Hochleistungsverflüssiger unterschieden. Die Mischdauer in herkömmlichen Betonmischern war verglichen mit Beton deutlich länger. Auf der Baustelle wurde die Betonoberfläche jeweils mit Hochdruckwasserstrahlen und in einem Fall mit Sandstrahlen vorbereitet. Damit konnte – ohne mechanische Verbindungselemente – ein genügender Verbund für ein monolithisches Tragverhalten der

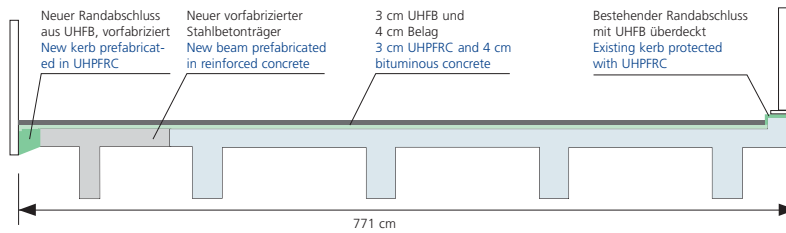


Fig. 2

Konzept der Instandsetzung und Verbreiterung der Strassenbrücke.
Concept of the rehabilitation and widening of the bridge.

The research results show [1] that UHPFRC-RC composite elements in flexure behave monolithically. The UHPFRC layer increases the stiffness of the composite elements under service conditions. Furthermore, it acts as a waterproofing layer and a protection layer against chloride ingress. The resistance of the composite elements can be increased significantly using reinforced UHPFRC. Additionally, this research has enabled the development of models to reliably predict the time-dependent and fracture behaviour of UHPFRC-RC composite elements.

Examples of application for rehabilitation

In the following applications [1–3], several UHPFRC mixes have been used depending on the requirements regarding workability and mechanical properties, including different cement contents (in the range of 1,000 to 1,400 kg/m³), steel fibre contents (in the range of 3 to 6 vol.-%) and superplasticizers. The mixing duration in conventional concrete mixers was significantly longer than for concrete. On the construction site, concrete surfaces were prepared by high pressure water jet and in one case by sand blasting. In this way, sufficient bond was obtained (without mechanical connectors) for the monolithic load-carrying behaviour of UHPFRC-RC elements. The self-compacting UHPFRC was cast on site in a relatively short time. Rather homogeneous fibre distribution was obtained. The first application of the method was in 2004 for the rehabili-

UHFB-Stahlbeton-Verbundbauteile erreicht werden. Der selbstverdichtende UHFB wurde mit üblicher Gerätschaft in vergleichsweise kurzer Zeit eingebaut. Dabei ergab sich jeweils eine in der Fläche gleichmässig verteilte Faserausrichtung.

In der ersten Anwendung wurde eine rund 50-jährige Balkenbrücke mit einer Spannweite von 10 m im Jahre 2004 gemäss dem in Fig. 2 dargestellten Konzept mit UHFB instandgesetzt und verbreitert [2]. Diese Anwendung beinhaltete viele der in der Schweiz typischen Problemstellungen einer Instandsetzung von Strassenbrücken aus Stahlbeton – d.h. durch Chloride verursachte Korrosionsschädigung der Randabschlüsse und der Oberseite der Fahrbahnplatte – und die Arbeiten mussten unter Aufrechterhaltung des Strassenverkehrs ausgeführt werden. Der UHFB wurde nur in denjenigen Bereichen des Bauwerks eingesetzt, die neu den höchsten Beanspruchungen (Expositionsklassen XD2, XD3) dauerhaft standhalten werden. Der selbstverdichtende UHFB konnte ohne Schwierigkeiten in einem örtlichen Fertigbetonwerk hergestellt und auf der Baustelle durch eine örtliche Bauunternehmung unter Verwendung üblicher Geräte eingebaut werden. Die Baukosten waren vergleichbar mit den geschätzten Kosten für eine herkömmliche Lösung, die Bauzeit aber deutlich kürzer.

Die Leitmauern einer Autobahnbrücke wurden im September 2006 mit einer 30 mm dicken UHFB-Schicht beschichtet, um eine möglichst dauerhafte Leitmauer zu erstellen, denn aus

tation and widening of a 50-year old road bridge (Fig. 2). This application involved most of the typical issues related to the rehabilitation of RC road bridges in Switzerland, e.g. chloride-induced rebar corrosion of the upper surface of the deck slab and of the kerbs. The construction work had to be executed while maintaining the road traffic. A UHPFRC layer was only applied to severely exposed zones (classes XD2, XD3). This application has improved the durability of the latter. The self-compacting UHPFRC was fabricated in a local ready-mix plant and cast at the construction site by a local contractor using conventional equipment. The construction costs were similar to the estimated cost of a conventional solution. The duration of the construction site was significantly shorter.

In September 2006, the crash barrier walls of a highway bridge were covered with a 30 mm thick UHPFRC layer. The aim was to improve their durability in order to avoid future rehabilitation that would lead to high user costs. The UHPFRC coating served solely as protection layer. The self-compacting fresh UHPFRC mix facilitated its vertical casting in the narrow, 30 mm wide hollow space between the formwork and the RC surface over a height of 120 cm.

In the spring of 2007, a severely corrosion-damaged bridge pier located in the middle of a busy highway was rehabilitated by wrapping the pier with prefabricated panels made of UHPFRC as a protection shield against water and chloride ingress (Fig. 3). Due to the limited access to the bridge pier, prefabrication turned out to be the best option. After the removal of the chloride-contaminated concrete, the 40 mm thick, 4 m high, prefabricated elements were mounted on the pier. The joints were sealed with a two-component epoxy resin glue. The hollow space behind the UHPFRC shield and the existing RC was filled with a self-compacting mortar.



Fig. 3
UHFB-Schutzschicht mit vorfabrizierten Elementen.
UHPFRC protection layer using prefabricated panels.



Fig. 4
Giessen des UHFB auf die Hochbaudecke.
Casting the UHPFRC on the slab of the building.

betrieblichen Gründen wäre eine neuerliche Instandsetzung nur unter sehr grossem Aufwand möglich. Die aufgebrachte UHFB-Schicht hat allein eine Schutzfunktion. Das vertikale Einbringen des selbstverdichtenden Frisch-UHFB in den 3 cm schmalen Hohlraum zwischen Schalung und der Oberfläche der Leitmauer aus herkömmlichem Stahlbeton erwies sich auch über eine Höhe von rund 120 cm als gut machbar. Im Frühjahr 2007 wurde ein durch chloridinduzierte Bewehrungskorrosion beschädigter Brückenpfeiler mitten in einer stark befahrenen Autobahn instandgesetzt, indem der Pfeiler mit vorgefertigten Elementen aus UHFB einen dauerhaften Schutzschild gegen das Eindringen von Chloriden und Wasser erhielt (Fig. 3). Wegen der begrenzten Zugänglichkeit des Brückenpfeilers erwies sich die Vorfabrikation als vorteilhaft. Nach dem Abtrag des mit Chloriden verseuchten Betons wurden die einzelnen, 40 mm dünnen und 4 m hohen UHFB-Panels montiert und mit einem Zwei-Komponenten-Epoxy-Kleber verbunden; der Hohlraum hinter dem «UHFB-Schild» und dem bestehenden Pfeiler wurde mit

In the autumn of 2007, the 50-year old RC garage floor slab of a fire station was strengthened by replacing the slab's 40 mm thick non load-bearing mortar overlay with a layer of UHPFRC reinforced with rebars (Fig. 4). There are many advantages of this external reinforcement. Firstly, the additional load-bearing UHPFRC layer increases the effective slab thickness that provides a smoother distribution of wheel loads. Next, the high tensile strength of the UHPFRC and steel combined with an increase in the static height of the slab improves the slab's strength. Finally, the reinforcement is made possible without adding to the slab's dead weight. The construction costs were considerably less than those of the initially planned replacement of the slab. Furthermore, by avoiding the restriction on the utilization of the building, the user costs were significantly reduced. In September 2008, the deck slab of a historic road bridge in a small village was rehabilitated and strengthened by adding a UHPFRC layer with rebars as an overlay with both the protection and load bearing functions (Fig. 5). The fresh UHPFRC was fabri-

einem selbstverdichtenden Mörtel verfüllt.

Eine 50-jährige, befahrbare Hochbaudecke aus Stahlbeton eines Feuerwehrgebäudes wurde im Herbst 2007 verstärkt, indem eine 40 mm starke bewehrte UHFB-Schicht als Ersatz des vorhandenen Überzugs aufgetragen wurde (Fig. 4). Die zusätzliche Schicht aus UHFB erhöhte die tragende Deckenstärke, was eine gleichmässige Verteilung der Radlasten, eine grössere statische Höhe sowie eine erhöhten Tragwiderstand durch den hochfesten Baustoff unter Beibehalten der ständigen Lasten bedeutete. Die Baukosten erwiesen sich als deutlich geringer als der ursprünglich vorgesehene Ersatz der Decke. Zudem konnten die Beeinträchtigungen des Betriebs und damit die Nutzerkosten beträchtlich reduziert werden.

Die Fahrbahnplatte einer Brücke von hohem kulturellem Wert, die dem Strassenverkehr in einem kleinen Dorf dient, wurde im September 2008 instandgesetzt und verstärkt, indem eine bewehrte UHFB-Schicht für die Wiederherstellung der Trag- und Schutzfunktion aufgebracht wurde (Fig. 5). Der frische UHFB wurde in einer



Fig. 5
Einbau des UHFB auf die Fahrbahnplatte.
Placing of the UHPFRC on the bridge deck slab.

cated in a nearby ready mix plant, transported by trucks to the construction site and placed by a local contractor. A driveable UHPFRC surface was realised by spreading gravel grains on the surface of the freshly cast UHPFRC.

The application carried out in July 2009 in Slovenia concerned a UHPFRC protection layer for the deck slab and the kerb of a 65 m long road bridge. A UHPFRC mix used local raw materials. This mix exhibited a thixotropic behaviour; thus it was possible to cast the UHPFRC along a longitudinal slope of 5%. The construction costs were lower than the estimated costs of a conventional rehabilitation.

Further applications for the improvement of existing concrete structures, in particular of bridges, are under study or shortly before realisation.

Composite construction for new structures

Does it make sense to build concrete structures with cross sections made of one type of concrete? Thinking about how the various zones of a structure are exposed, one soon concludes that the use of essentially the same concrete cannot be efficient. Composite construction using high quality materials for zones

nahe gelegenen Betonzentrale hergestellt, mit Lastwagen angeliefert und von einer örtlichen Bau-firma eingebaut. Durch Einstreuen von Kieskörnern auf die frisch eingebaute UHFB-Schicht wurde eine direkt befahrbare UHFB-Fahrbahnfläche hergestellt.

Die im Juli 2009 in Slowenien ausgeführte Anwendung betrifft eine UHFB-Schutzbeschichtung der Fahrbahnplatte und Randabschlüsse einer 65 m langen Strassenbrücke. Es wurde eine UHFB-Mischung mit örtlich vorhandenen Ausgangsstoffen hergestellt. Diese Mischung verhielt sich thixotrop, und es konnte so ein Längsgefälle von 5% realisiert werden. Die Baukosten waren kleiner als die geschätzten Kosten für eine herkömmliche Instandsetzung.

Weitere Anwendungen zur Verbesserung bestehender Betonbauten, insbesondere von Brücken, sind in Bearbeitung oder stehen vor der Ausführung.

Mischbauweise mit UHFB für den Neubau

Ist es sinnvoll, Stahlbetonbauten über ihren ganzen Querschnitt aus demselben Beton herzustellen? Wenn man sich überlegt, welche Bereiche beansprucht sind, kommt man zum Schluss, dass die Verwendung nur einer Betonqualität nicht effizient sein

that will be severely exposed to deteriorating actions remains a novel concept in the design of concrete structures. The idea implies improving the well known weak points of a structure by using UHPFRC.

The project for a new two-span road bridge overpass [3] follows this basic idea. UHPFRC is used for the severely exposed zones including the upper surface of the deck slab, the kerb and walkway overlay elements as well as the zone above the intermediate support (Fig. 6). All other parts of the bridge structure are in conventional reinforced and prestressed concrete as they are subjected to only moderate exposure. The estimated time required to build the bridge superstructure is only 30 days.

The prefabricated post-tensioned main girders are first aligned at the construction site. Next, the space between the girders over the middle pier is filled with UHPFRC, joining the girders while at the same time creating a UHPFRC hinge over the pier. Then a layer of UHPFRC is cast to connect the prefabricated girders along the longitudinal joints and to provide a 30 mm thick waterproofing layer over the whole

Referenzen/References

- [1] E. Brühwiler, E. Denarié; Advanced rehabilitation of concrete bridges using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. Structural Concrete in Switzerland, Report of the Swiss fib Group, published at the 2nd fib Congress in Naples, June 2006, pp. 172–175.
- [2] E. Brühwiler; Rehabilitation of bridges using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. Proceedings, New York City Bridge Conference, August 17 – 18, 2009.
- [3] E. Brühwiler, E. Denarié, C. Oesterlee; Hochleistungsfähiger Faserfeinkornbeton zur Effizienzsteigerung bei der Erhaltung von Kunstbauten aus Stahlbeton. VSS-Bericht, Forschungsauftrag AGB 2005/004, VSS Zürich, Januar 2010.
- [4] E. Brühwiler, E. Fehling, K. Bunje, E. Pelke; Design of an innovative composite road bridge combining reinforced concrete with Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. Proceedings, IABSE Symposium "Improving Infrastructure Worldwide", Weimar, September 2007.

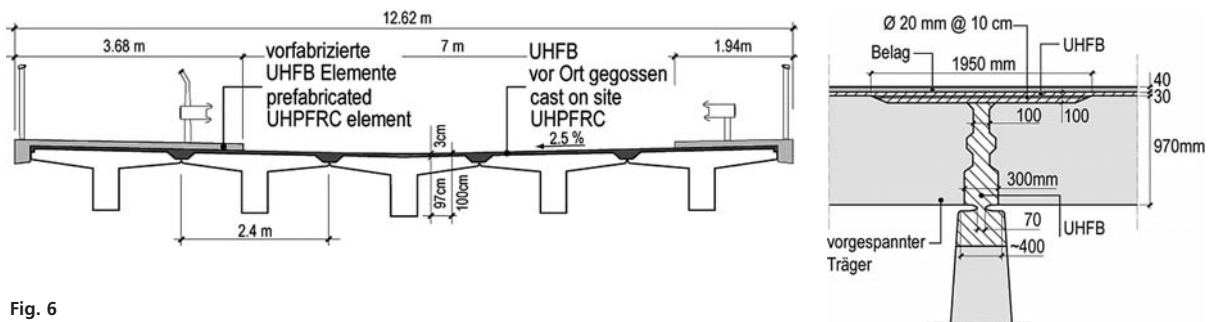


Fig. 6

Brückenquerschnitt in Mischbauweise und Detail über Mittelaufleger.

Bridge cross section in composite construction and detail over intermediate support.

kann. Die Mischbauweise, bei der edlere Baustoffe in stark beanspruchten Bereichen eingesetzt werden, ist ein neuartiges Konzept im Betonbau. Die Idee besteht darin, die als Schwachpunkte bekannten Bereiche eines Bauwerks mit UHPB zu verbessern.

Als Beispiel dient das Projekt für den Neubau einer zweifeldrigen Autobahnüberführung, die nach dem Prinzip entworfen wurde [4], UHPB einzig in den stark exponierten Tragwerksbereichen einzusetzen, d.h. an der Oberseite der Fahrbahnplatte, an den Brückenkappen sowie im Bereich des Auflagers über dem Mittelpfeiler (Fig. 6). Alle anderen Teile des Brückentragwerks bestehen weiterhin aus herkömmlichem Stahlbeton, denn diese Teile sind einer nur mittleren Exposition ausgesetzt. Das Bauprogramm für den Überbau sieht eine Dauer von nur 30 Tagen vor.

Die vorfabrizierten Spannbetontträger werden zunächst auf der Baustelle montiert, und der Raum zwischen den Trägern über dem Mittelaufleger wird mit UHPB aufgefüllt, wobei gleichzeitig ein UHPB-Gelenk hergestellt wird. Danach werden die Längsfugen zwischen den vorfabrizierten Trägern mit UHPB ausgegossen, und es wird eine 30 mm dicke UHPB-Schicht als Abdichtung der gesamten Fahrbahnplatte hergestellt. Die Brückenkappenelemente werden in UHPB vorfabriziert und auf der Fahrbahnplatte mit einem Epoxikleber befestigt. Schliesslich wird der Strassenbelag eingebracht. In diesem Beispiel wird UHPB in unterschiedlichen Mischungen als Ortbeton

upper surface of the deck slab. The kerb elements are made of prefabricated UHPFRC elements that are glued to the upper surface. Finally, the road surfacing is placed over the UHPFRC layer. This construction requires different UHPFRC mixes adapted for use at the construction site and in the prefabrication plant.

Conclusion

The exceptional properties of UHPFRC enable novel solutions for the durable rehabilitation and construction of concrete structures. The structural behaviour under service conditions, the load-bearing capacity and the durability can be significantly improved. The application under site conditions and using standard equipment for concrete manufacturing show that this technology is ready for a wide range of applications.

Although the material costs of UHPFRC is an order of magnitude higher than that of conventional concrete, more rational construction processes with a shorter duration are possible. This does not necessarily lead to higher construction costs than commonly used concrete construction methods. In addition, the rapid construction and increased durability of structures reduce user costs, and smaller life cycle costs can be expected from the better quality of the UHPFRC concrete composite structure. Furthermore, reduced consumption of resources may also be anticipated by this novel construction method.

und auch in der Vorfabrikation eingesetzt.

Folgerung

Die hervorragenden Eigenschaften von UHPB ermöglichen neuartige Lösungen für die dauerhafte Instandsetzung und Veränderung sowie für den Neubau von Betonbauten. Das Tragverhalten im Gebrauchszustand, der Tragwiderstand und die Dauerhaftigkeit werden deutlich verbessert. Die Anwendungen unter echten Baustellenbedingungen und unter Verwendung der üblichen Gerätschaft zeigen, dass die UHPB-Technologie reif ist für eine breite Anwendung.

UHPB ist in der Herstellung wohl um eine Grössenordnung teurer als herkömmliche Betone, ermöglicht dafür aber rationellere Bauvorgänge von kürzerer Dauer. Dies führt somit nicht unbedingt zu höheren Baukosten als bei der heutigen, herkömmlichen Betonbauweise. Auch sind die Nutzerkosten deutlich geringer. Zudem lassen die qualitativ besseren UHPB-Beton-Verbundbauten erwarten, dass die über die Nutzungsdauer anfallenden Unterhaltskosten wesentlich tiefer sind. Auch kann abgeschätzt werden, dass sich der Ressourcenverbrauch mit dieser neuartigen Bauweise verringern lässt.

Autor/Author

Eugen Brühwiler

Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bauing.

ETH/SIA

Ecole Polytechnique Fédérale de

Lausanne (EPFL)

CH-1015 Lausanne

eugen.bruehwiler@epfl.ch

Automatisierte Überwachung von Betonrissweiten einer vorgespannten Betonbrücke

Automatic monitoring of crack widths on a prestressed concrete bridge

Roman Berger, Colm O'Suilleabhain

Einleitung

Am Weyermannshaus-Viadukt wurden während den Aufnahmen zur Sanierung der Berner Stadt-Tangente durchgehende Risse im Beton bei den Koppelfugen (Arbeitsfugen) des Hohlkastens festgestellt. Das Bundesamt für Strassen entschied sich für eine vertiefte Analyse zur Abklärung der Rissursachen und des Zustands der Brücke, die mit zerstörungsfreien Methoden durchgeführt werden soll. Dazu wurde ein vollautomatisches Überwachungssystem an der Brücke installiert, das die Veränderungen der Rissweiten infolge kurzfristiger Lasten wie Verkehr und langfristiger Belastungen durch Temperatureinflüsse messen wird. Die Messwerte werden mit Rechenmodellen für den theoretisch ungerissenen und den voll gerissenen Brückenquerschnitt verglichen. Der Zustand der Brückenkonstruktion und die Ermüdungseigenschaften werden anhand der Auswertungen dieser Daten bestimmt. Die Resultate der Stu-

Introduction

On the Weyermannshaus Viaduct in Berne, Switzerland, during inspection for the renovation of the highway bypass cracks were observed in the concrete at the locations of the coupling joints of the prestressing cables (i.e. at the construction joints in the hollow box sections). The Federal Roads Office decided to further analyze and clarify the causes of cracking and the overall condition of the bridge, applying a non-destructive monitoring method. For this purpose, an automatic monitoring system was installed to measure changes in the crack widths due to short-term loading from traffic and also due to long-term influences such as temperature. Comparison of the measured values with those expected on the basis of static calculation models for cracked and uncracked concrete sections, allows the condition of the bridge and its fatigue properties to be determined. The results form the basis for future remedial measures.

die sind die Basis für die Planung zukünftiger Instandsetzungsmassnahmen.

Projektbeschreibung

Das Wissen über die Eigenschaften des Baumaterials Beton ist heute in der Theorie sehr detailliert und ausgeprägt. Die Praxis zeigt indes, dass dies oft «perfekte» Laborverhältnisse und eine fehlerfreie Verarbeitung des Ortbetons voraussetzt. Zusätzliche Effekte, Umwelt-Einflüsse und der Faktor Mensch tragen zum inhomogenen Verhalten des Baustoffs Beton bei.

Bei den gängigen Methoden zur Analyse interner Schäden werden oft die Bewehrung oder die Vorspannkabel freigelegt und Messsensoren, z.B. Dehnmessstreifen appliziert. Diese Anwendungen haben jedoch einen gravierenden Nachteil: Sie schwächen die Brücke zusätzlich im kritischen Querschnitt. Das in diesem Artikel beschriebene Projekt zeigt Möglichkeiten für eine zerstörungsfreie Analyse eines festgestellten Scha-



Fig. 1
Weyermannshaus-Viadukt, Bern.
[Weyermannshaus Viadukt, Berne.](#)

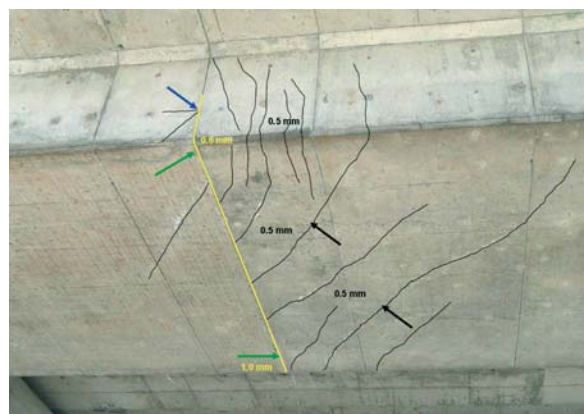


Fig. 2
Rissbild an einer Vorspannkabel-Koppelfuge (© B+S AG, Bern).
Cracking at location of coupling joint of prestressing cables (© B+S AG, Berne).

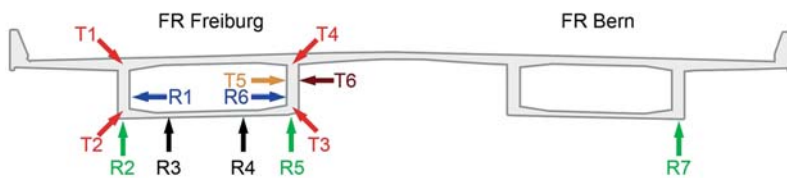


Fig. 3
Brückenquerschnitt mit Messsensoren für Rissweiten R und Temperaturen T.
Bridge cross section with sensors to measure crack width and temperature.

Project description

Today our theoretical knowledge of the properties of concrete is very advanced, but the basis of concrete design work is, in effect, statistical, assuming laboratory conditions and perfect installation on site. However, in reality other factors, which may have great impact on the designed structure, cannot be neglected. These include environmental effects and perhaps most importantly the human factor. The result is an inhomogeneous behaviour of concrete as a material.

One of the common approaches taken to investigate internal damage is to expose the reinforcement or the prestressing cables locally and gain more information about the condition of the structure by installing measuring sensors, e.g. strain gauges. Such a method, however, has a big disadvantage, because it further weakens the bridge at the critical cross section. The automatic monitoring system Robo@Control used in this project demonstrates how non-destructive testing with the assessment of a concrete structure can be carried out by combining an automatic monitoring system with a static calculation model.

The Weyermannshaus Viaduct, a 942 m long prestressed concrete structure, is part of Berne's bypass motorway (A12 Bern–Fribourg), for which general renovation works are ongoing. An initial detailed visual inspection of the bridge at sections with limited accessibility identified surface cracking of the concrete. The cracks were concentrated at the locations of the coupling joints of the prestressing cables. The presence of these cracks could not be

explained and it could not even be established if they had appeared already at the time of the bridge's construction due to the effect of pretensioning or later during its operational phase. Therefore, the authorities decided to further investigate the overall condition of the bridge, using only non-destructive methods, before starting the general renovation in 2010. The analysis should identify the cause of the cracking and assess the existing safety of the structure by measuring the stresses in the steel tendons, drawing conclusions about the durability and remaining life expectancy of the bridge by means of a fatigue analysis.

Der Weyermannshaus-Viadukt ist Teil der A12 (Bern–Fribourg) und der Berner Stadt-Tangente. Diese wird in den nächsten Jahren instandgesetzt. Die Brücke ist 942 m lang und in Längsrichtung vorgespannt. Bei einer zusätzlichen Inspektion an schwierig zugänglichen Stellen in grosser Höhe wurden bei den Koppelfugen auffällige Rissbilder gefunden. Durch diese Inspektion und das Studium der Brückenhistorie liess sich nicht mit Sicherheit sagen, ob die Risse bereits während der Bauphase entstanden waren oder erst später im Betrieb. Daher wurde entschieden, vor der Instandsetzung im Jahre 2010 eine zusätzliche, zerstörungsfreie Analyse durchzuführen, um die Rissursache zu bestimmen. Ausserdem sollte die vorhandene Tragsicherheit der Brücke durch das Messen der Spannungen im Bewehrungsstahl und in den Vorspannkabeln bewertet und die Dauerhaftigkeit bzw. Restlebensdauer der Struktur anhand einer Ermüdungsberechnung definiert werden.

Überwachung der Betonrissweiten

Der Weyermannshaus-Viadukt ist ein Durchlaufträger. Die ursprünglich unabhängigen Trapezquerschnitte der beiden Fahrtrichtungen wurden nachträglich mit vorgespannten Betonelementen in der Mitte verbunden, um die Tragfähigkeit der Konstruktion zu erhöhen. Die Messquerschnitte liegen in den Momenten-Nullpunkten der Längsspannwei-

explained and it could not even be established if they had appeared already at the time of the bridge's construction due to the effect of pretensioning or later during its operational phase. Therefore, the authorities decided to further investigate the overall condition of the bridge, using only non-destructive methods, before starting the general renovation in 2010. The analysis should identify the cause of the cracking and assess the existing safety of the structure by measuring the stresses in the steel tendons, drawing conclusions about the durability and remaining life expectancy of the bridge by means of a fatigue analysis.

Concrete crack width monitoring

Structurally the Weyermannshaus Viaduct is a continuous beam. The originally independent trapezium-shaped sections for the two traffic directions were subsequently connected in the middle using prestressed concrete elements to strengthen the structure. The measuring sections, which during construction formed the construction joints, lie at the points of zero moment in the longitudinal spans. Fig. 3 shows the arrangement of the sensors in the cross section.

The static modelling of the bridge was carried out for both non-cracked and fully cracked concrete sections. The values of crack width obtained with the elastic model give an idea of the magnitude of the values to be expected from in situ measurements. Comparing the values given by the bridge's monitoring system and the calculated values should allow one to draw conclu-



Fig. 4
Installation des Computers.
Installation of computer.

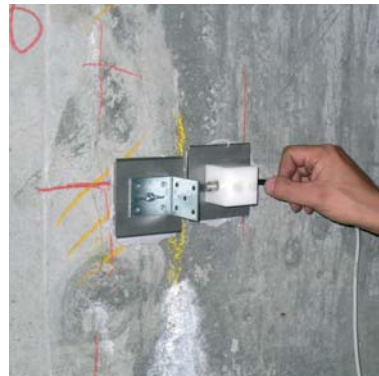


Fig. 5
Installation eines induktiven Weg-
aufnehmers.
Installation of inductive sensor.

ten, die während der Brückenkonstruktion die Arbeitsfugen bildeten. Fig. 3 zeigt die Anordnung der Sensoren im Querschnitt.

Die Modellierung der Brücke wurde für den ungerissenen und den gerissenen Querschnitt durchgeführt. Die mit dem elastischen Modell berechneten Werte der Betonrissweiten stellen die Größenordnung der zu erwartenden Messwerte dar. Anhand der Messwerte des an der Brücke installierten Überwachungssystems und des Vergleichs mit den berechneten Werten können Rückschlüsse auf den Zustand der Brücke gezogen werden.

Da die Brücke ansonsten in einem zufriedenstellenden Zustand ist und sich kein auffälliges Verhalten des Bauwerks einstellte, ging man vor dem Projektstart von einer grundsätzlich «gesunden» Brücke aus. Die Berechnungen und Messungen sollen diese Hypothese zerstörungsfrei und kostengünstig bestätigen, sodass sich teure Instandsetzungsmassnahmen, wie eine externe Vorspannung der Brücke, vermeiden lassen.

An drei ausgewählten Koppelfugen wurden 16 induktive Wegaufnehmer an das voll automatische, ferngesteuerte Überwachungssystem angeschlossen. Diese Sensoren haben eine Toleranz von 0,0001mm, sind temperaturkompensiert und resistent gegen Verschmutzung und magnetische Störungen. Zwei Meteostationen

sions regarding the structure's overall condition.

Since otherwise the bridge has a satisfactory condition and no extraordinary behaviour of the structure was observed, it was assumed at the start of the project that the bridge as a whole was "healthy". The analyses and monitoring were expected to confirm this hypothesis in a relatively easy and economical way, without destroying any parts of the concrete sections. Failing to verify the safety of the bridge could result in having to implement expensive rehabilitation measures such as external prestressing cables.

The installed remote-controlled monitoring system includes 16 inductive displacement sensors, situated at three coupling joints. These sensors have a tolerance of 0.0001 mm, are temperature-compensated, and are very resistant to contamination and to magnetic influences. Additionally, weather conditions are monitored using four temperature sensors, which were drilled into the concrete, and two meteorological stations measuring the temperature and humidity of the air. The measurement frequencies can be varied up to a maximum of 500 Hz. A preliminary analysis of the data can be programmed to filter the data output and to ensure an adequate data supply while limiting transmission costs. All system adaptations can be controlled from the engineer's office.

zeichnen die Temperatur und die Feuchtigkeit der Luft auf, zusätzliche vier Temperaturfühler wurden in den Beton eingebohrt. Die Messfrequenz kann an die Bedürfnisse des Messprogramms angepasst werden und maximal 500 Hz betragen. Auf dem Computer können Daten-Voranalysen programmiert werden, sodass nur gefilterte Werte über GSM übertragen werden. Alle Anpassungen des Systems können aus dem Back-Office vorgenommen werden.

Kalibrierung des Überwachungssystems

Um eine Systemkalibrierung durchführen zu können, mussten einzelne Fahrbahnen der Autobahn für einige Stunden gesperrt werden. Die Messquerschnitte wurden mit einem vorher gewogenen Lastwagen mit verschiedenen Geschwindigkeiten bis maximal 80 km/h überfahren. Die Variation der Geschwindigkeit hat infolge des Massenverhältnisses zwischen der massiven Konstruktion der Brücke und dem «leichten» 40-Tonnen-Lastwagen keinen Einfluss auf die Rissweitenöffnungen. Die ersten Vergleiche der Messresultate vor Ort mit den vorausberechneten Rissweitenöffnungen waren äusserst positiv. Fig. 5 zeigt einen Vergleich des Messschriebs mit der berechneten Einflusslinie aus dem elastischen Modell für die Rissweitenöffnung.

Verkehrsmessungen während einer Woche

Während einer Woche wurde der Einfluss des normalen Verkehrs auf die Brücke gemessen. Die Messungen bestätigten, dass Personenfahrzeuge die Rissweiten kaum beeinflussen und dass der Schwerverkehr vergleichbare Messwerte zu den Kalibrationsfahrten liefert. Die Resultate zeigen also eine direkte Korrelation zwischen den absoluten Werten der Rissweitenöffnung und dem Gewicht der Lastwagen. Damit können nun potenziell ermüdungswirksame Ereignisse herausgefiltert und gezählt werden. Eine Einteilung in verschiedene Klassen sowie die

Calibration of the monitoring system

To facilitate calibration of the system some lanes of the motorway had to be closed to traffic for a number of hours. A truck with a known weight passed over the critical sections of the structure at different, predefined speeds of up to 80 km/h. As expected, variation of the speed had no influence due to the mass ratio between the 40 t single truck and the massive concrete structure.

The first comparison of the measured values with the pre-calculated crack widths from the static model showed an excellent correlation between the model and the measured values. This correlation is shown in Fig. 5 for the plot of the measuring record and the calculated influence line based on the elastic model for crack width opening.

Short-term analysis of the impact of traffic loading

The effects of normal traffic on the bridge structure were measured over a period of one week. The results of this analysis showed that light vehicles (motor cars) had hardly any effect on crack widths and that for heavy vehicles the measured values compared well with those in the calibration tests. They showed a direct correlation between the absolute values of crack width and the weight of the heavy vehicle. Therefore the measured data can easily be used for the fatigue assessment of the structure – the number of peaks in the crack width measurements can be used to determine the number of heavy trucks that are effective regarding the fatigue properties of the structure. Classification and the presentation of results in the form of histograms permits a more detailed analysis of the remaining life expectancy of individual structural components.

Long-term measurement of temperature effects

Finally, long-term measurements were carried out over a one year period, ending in summer 2010,

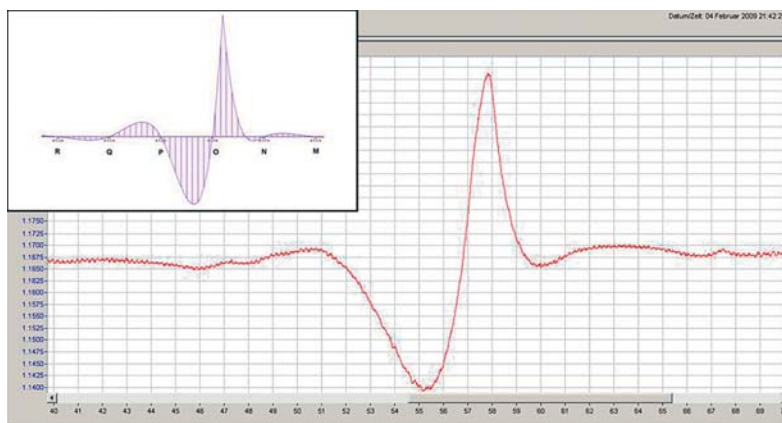


Fig. 6

Rissweitenöffnung während der Kalibrierung (grosses Bild) und berechnete Einflusslinie der Rissweitenöffnung aus elastischer Modellierung (oben links) [© B+S AG, Bern].

Crack width measurement during system calibration (main graph), demonstrating excellent correlation with calculated influence line of static model (inset graph) [©: B+S AG, Berne].

Darstellung in Histogrammen ermöglicht dann eine weitere Analyse der Restlebensdauer einzelner Bauteile.

Langzeitmessungen zeigen Temperatureinflüsse

Die Dauer der Langzeitmessungen wurde auf ein Jahr festgelegt, um den gesamten Temperaturbereich aller vier Jahreszeiten abzudecken. Diese Messperiode läuft zurzeit noch und wird im Sommer 2010 abgeschlossen. Die Temperatureinflüsse stellen sich im Gegensatz zur dynamischen Belastung durch Verkehrsteilnehmer langsam ein. Demzufolge konnte die Datenauswertung (Übertragung von ausgewählten Werten in einem 5-Minuten-Intervall) optimiert werden, um die Übermittlungskosten via GSM zu senken. Die Daten werden auf einen Server geladen und stehen per Internet den Ingenieuren und Behörden zu Auswertungszwecken zur Verfügung. Die Steuerung des Systems und die Auswertung der Brücke erfolgt somit in Echtzeit aus dem Büro, ohne zusätzliche Baustelleneinsätze vor Ort.

Alle aufgezeichneten Sensordaten können auch in Excel-Formaten heruntergeladen werden, sodass den Ingenieuren umfangreiche Analysemöglichkeiten zur Verfügung stehen.

to investigate the influence of seasonal temperature variations. In contrast to dynamic loading due to traffic, temperature effects represent a slower process. As a result, the data evaluation, involving the transmission of selected data with a 5 minute time interval, could be optimized, thereby reducing both the energy requirements of the system and, more significantly in this case, the GSM data transmission costs. The data are transmitted to the off-site server and can be accessed in real time via the Internet. All data can be directly downloaded in Excel format for ease of analysis. As a result, the bridge can be completely monitored from the office, reducing greatly the effort and expense associated with manual operation.

A comparison of the data from the short-term measurements (traffic) and the long-term measurements (temperature) shows that temperature effects on the bridge are more important than traffic loading. This may be seen, e.g., when considering sensor R2: the short-term change in crack width due to the passing of a 40 ton truck is 0.06 mm, whereas a temperature change of +27 °C in summer to 0 °C in winter leads to a change on crack width of 0.21 mm (a factor of 3.5).



Fig. 7
Grafische Präsentation der Daten im Internet.
Graphical presentation of the data on the Internet.

Beim Vergleich der Messwerte aus den Verkehrsmessungen und den Langzeitmessungen fällt auf, dass der Einfluss der Temperatur auf die Brücke höher ist als die Beanspruchung aus Verkehrseinflüssen. Dies lässt sich am Beispiel des Sensors R2 zeigen: Die kurzfristige Veränderung der Rissweitenöffnung infolge eines durchfahrenden 40-Tonnen-Lastwagens ändert die Rissweite um 0,06mm, während eine Temperaturänderung von +27 °C im Sommer zu 0 °C im Winter eine Rissweitenveränderung von 0,21mm ergibt (Faktor 3,5).

Erste Schlussfolgerungen

Die beschriebene Überwachungsmethode erlaubt eine kostengünstige Analyse des Brücken Zustands ohne lokale Zerstörung der Brückenstruktur sowie einen Vergleich zwischen den statischen Berechnungen und dem tatsächlichen Bauwerksverhalten.

Tentative conclusions

The monitoring method described above allows a cost-efficient analysis of the bridge condition without destroying its structure as well as a comparison between the static analyses and the actual bridge behaviour. With the modular and flexible monitoring system it is also possible at a later time to integrate into the investigation additional sensors such as strain gauges and vibrating wire sensors. In this way, a basis can be provided that increases the accuracy and safety of the numerical analysis of an existing structure considerably.

Durch den modularen Aufbau des Systems ist es möglich, zu einem späteren Zeitpunkt weitere Sensoren, wie z. B. Dehnmessstreifen und Schwingungssensoren, in die Analyse zu integrieren. Damit können Berechnungsgrundlagen zur Verfügung gestellt werden, die die Genauigkeit bzw. die Sicherheit der rechnerischen Analyse eines bestehenden Bauwerks wesentlich erhöhen.

Autoren/Authors

Roman Berger
dipl. Bauingenieur ETH
Head of Monitoring
mageba SA
CH-8180 Bülach
rberger@mageba.ch

Colm O'Suilleabhain
Bauingenieur BA BAI
Business Development Manager
mageba SA
CH-8180 Bülach
cosuilleabhain@mageba.ch

Monitoring mit einem drahtlosen Sensornetz: ein Langzeitversuch an der Storchenbrücke in Winterthur

Monitoring with a wireless sensor network: a long-term test on the Stork Bridge in Winterthur

Glauco Feltrin, Masoud Motavalli

Einleitung

Drahtlose Sensornetze sind eine vielversprechende Technologie zum Monitoring von Bauwerken. Die wichtigsten Vorteile drahtloser Sensornetze im Vergleich zu konventionellen, verdrahteten Monitoring-Technologien sind die rasche Installation, die einfache Skalierbarkeit, die geringe Behinderung und die Selbstorganisation. Da die Energieversorgung von drahtlosen Sensornetzen mit Batterien erfolgt, beeinflusst bei längerfristigen Monitoring-Anwendungen der sparsame Umgang mit der Energie die Auslegung, den Betrieb und die Genauigkeit der Ergebnisse. An der Storchenbrücke in Winterthur wird mit einem Langzeitversuch untersucht, ob ein zuverlässiges, datenintensives und hinreichend genaues Monitoring mit drahtlosen Sensornetzen machbar ist.

Drahtlose Sensornetze

Ein drahtloses Sensornetz ist ein Netzwerk aus vielen kleinen Computern, die miteinander kommunizieren und mit Sensoren ausgerüstet sind [1]. Jeder Computer stellt einen Knoten des Netzwerks dar und wird deshalb oft Sensorknoten genannt. Die Hardware eines Sensorknotens besteht aus einem oder mehreren Sensoren mit den zugehörigen Signalkonditionierungseinheiten, einer Digitalisierungseinheit, einer Recheneinheit mit Speichermodulen, einem Funkmodul (Sender und Empfänger) und einer Energiequelle. Die Kommunikation im Netzwerk erfolgt über Radiowellen im MHz- oder GHz-Frequenzbereich. Jedes Netzwerk hat eine oder mehrere Datensenken, welche die Daten in Empfang nehmen.

Introduction

Recently, wireless sensor networks have emerged as a promising technology for structural monitoring. The main advantages of wireless sensor networks compared to conventional wired monitoring technologies are fast deployment, easy scalability, little interference and self-organization. However, since wireless sensor network nodes are battery powered, in medium and long-term monitoring applications the power management of the network nodes influences significantly the design of the hard- and software, the system operation and finally the accuracy of the results. The long-term test on the Stork Bridge in Winterthur has the goal to investigate the feasibility of a reliable, data intensive and accurate monitoring with wireless sensor networks.

Wireless sensor networks

A wireless sensor network (WSN) is a network consisting of many small, intercommunicating computers equipped with sensors [1]. Each small computer represents a node of the network and is commonly called a sensor node. The hardware of a sensor node is built up of one or more sensors and signal conditioning units, an analogue-to-digital converter, a central processing unit with random access and flash memory, a radio transceiver and a power supply. The communication within the network is established using radio frequency transmission. Each WSN has at least one data sink that receives all the data.

Cable removal, however, introduces a serious problem: since the nodes have to be operated with batteries, the power supply is very

Die fehlende Verkabelung wirft ein schwieriges Problem auf, da die Sensorknoten mit Batterien betrieben werden müssen, die eine sehr begrenzte Energiequelle darstellen. Beim Auslegen und Betrieb eines drahtlosen Sensornetzes für längerfristige Monitoring-Aufgaben ist daher die Energieeffizienz von ausserordentlicher Bedeutung.

Der Energieverbrauch wird reduziert, indem sehr sparsame Hardware-Komponenten eingesetzt werden, die weniger als 100 mW verbrauchen [1]. Eine weitere Massnahme, um den Energieverbrauch zu zügeln, besteht darin, die Sensorknoten über eine möglichst lange Zeit im sparsamen Schlafmodus oder ganz ausgeschaltet zu betreiben. Dies wird durch ein zyklisches Ein- und Ausschalten der Knoten erreicht (Arbeitszyklus).

Die Kommunikation verbraucht mit Abstand am meisten Energie. Da der Energieverbrauch mit der Potenz der Sendedistanz zunimmt (Exponent grösser als 2), werden drahtlose Sensornetze als Multi-Hop-Netzwerke betrieben [1]. Indem jeder Sensorknoten eine Kommunikationsverbindung nur zu den benachbarten Knoten herstellt, wird die Sendedistanz verringert und der Energieverbrauch gesenkt. Die Daten werden über mehrere Knoten, die als Relay-Stationen operieren, bis zur Datensenke transportiert.

Der Energieverbrauch lässt sich weiter verringern, indem die Rohdaten im Sensorknoten verarbeitet werden, um die Datenmenge, die übertragen werden muss, stark zu reduzieren. Beim Monitoring dynamischer Prozesse, bei dem grosse Datenmengen anfallen, ist dieser Datenverarbeitungs-



Fig. 1a
Schrägseile der Storkenbrücke mit Sensor-knoten.
Cable stays of the Stork Bridge with sensor nodes.

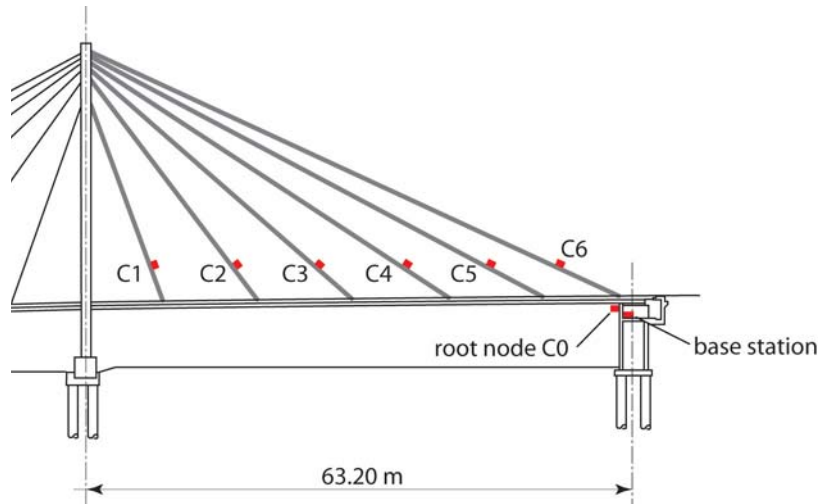


Fig.1b
Skizze der Storkenbrücke mit der Lage der Sensorknoten C1 bis C6, des Wurzelknotens C0 und der Basisstation.
Sketch of the Stork Bridge displaying the six instrumented cables (C1 to C6) and the locations of the root node C0 and the base station.

limited. Power saving is therefore of the utmost importance in designing, implementing and operating WSN-based monitoring systems for medium and long-term monitoring.

Energy consumption is reduced by applying ultra low power hardware (sensors, power micro-controllers, radio chips) that consumes less than 100 mW [1]. Another means of reducing energy consumption is to operate the sensor nodes at low duty cycle. The duty cycle describes the fraction of time that a system is in a state with high power consumption. Hence, energy is saved by operating the network in the switched-off state for a significant amount of time.

Communication is the most energy-consuming task. Since the energy consumption increases exponentially with the transmission distance (exponent greater than 2), power can be saved by operating WSNs as multi-hop networks [1]. By establishing communication links only to neighbouring nodes, the data is sent to the data sink through several nodes, which act as relay stations, receiving and forwarding data from adjacent nodes.

Finally, power can be saved by processing the raw data in the node itself with the goal of reduc-

schrift bei Weitem die effektivste Methode, um Energie zu sparen.

Der Langzeitversuch an der Storkenbrücke

Jede Energiesparmassnahme hat jedoch ihre Nachteile. Energiesparende Hardware ist nicht leistungsstark (ein Mikroprozessor mit einigen MHz und wenigen kB Speicherplatz) und bietet eine beschränkte Digitalisierungstiefe (12 Bit Auflösung). Das Multi-Hop- und Arbeitszyklus-Verfahren begrenzen die Bandbreite der Kommunikation und erfordern eine hohe zeitliche und operationelle Koordination zwischen den Knoten. Bisher gab es für datenintensive Monitoring-Aufgaben keine Erfahrungswerte zur Leistungsfähigkeit von drahtlosen Sensornetzen in Bezug auf Stabilität, Verfügbarkeit, Energieverbrauch und Datenqualität.

Der Langzeitversuch an der Storkenbrücke soll diese Lücke schliessen. Die Überwachung der Zugkräfte der Seile einer Schrägseilbrücke stellt eine datenintensive Anwendung dar. Die Zugkraft kann mit den Eigenfrequenzen des Seils überwacht werden, die aus den Messdaten ambienter Seilschwingungen berechnet werden.

Das Monitoring-System besteht aus sechs Sensorknoten C1 bis C6

ing the amount of data that has to be transmitted (sending information instead of raw data). When monitoring vibration-based processes, which produce large samples of raw data, this strategy is the most powerful energy-saving method and is mandatory if a system lifetime of several months should be achieved.

The Stork Bridge test

These power-saving methods, however, have several drawbacks. Low power hardware severely limits the computational resources (typically a micro-processor with a few MHz and kB of memory) and the data acquisition quality (typically 12 bit resolution). Multi-hop and low duty cycle operation limit the communication bandwidth and require a high level of temporal and operational coordination between the nodes. So far, no field experience on the performance of WSNs in terms of system stability and availability, energy consumption, and data quality in data-intensive structural monitoring has been available.

The goal of the Stork Bridge tests was to fill this gap. The data-intensive application is cable tension force monitoring of stay cable bridges. Cable-stayed forces

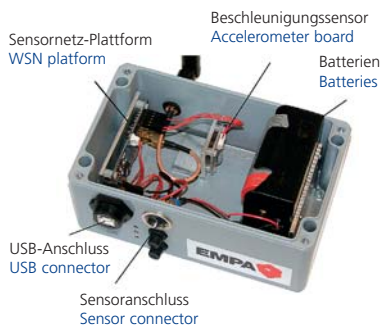


Fig. 2a
Sensorknoten.
Sensor node.



Fig. 2b
Sensorknoten auf einem Seil montiert.
Sensor node mounted on a stay cable.

(Datenquellen), die auf sechs Schrägseilen montiert sind, und dem Wurzelknoten C0 (Daten-senke), der sich unterhalb der Brückenplatte befindet (Fig. 1). Ein zusätzlicher Knoten, der als Relay-Knoten dient, verbessert die Kommunikation zwischen den Datenquellen und der Datensenke. Die Knoten C1 bis C6 sind mit einem MEMS-Beschleunigungssensor und einem Temperatur- und Feuchtesensor ausgerüstet (Fig. 2).

Die Software, die auf einem Knoten läuft, führt die Messungen gemäss einem Messplan durch, digitalisiert, erfasst und speichert temporär die Messdaten, verarbeitet die Daten, überwacht den Knotenzustand (Batteriespannung, Qualität der Kommunikation usw.), sendet und empfängt Datenpakete und koordiniert und verwaltet die Kommunikation und das Netzwerk [2]. Die ambienten Schwingungen des Kabels werden alle 5 Minuten mit einer Abtastrate von 100 Hz während 5 Sekunden erfasst. Daraus wird eine Eigenfrequenz berechnet. Die Datenreduktion beträgt daher 500 zu 1. Der Wurzelknoten ist mit der Basisstation – einem Industriecomputer – verbunden, die sich im Widerlager befindet und mit Netzstrom versorgt wird. Sie empfängt die Daten vom Wurzelknoten und übermittelt diese über eine UMTS-Verbindung an die Monitoring-Zentrale. Diese befindet sich an der Empa in Dübendorf und speichert alle Daten, die

can be monitored by means of natural frequencies that are computed from ambient cable vibration measurements.

The monitoring system consists of six sensor nodes C1 to C6 (data sources) that are mounted on six cables and the root node C0 (data sink) that is located under the bridge deck (Fig. 1). An additional node is added that operates as a relay node to improve the communication link between the nodes mounted on the cables and the root node. The nodes C1 and C6 are equipped with a MEMS acceleration sensor and a combined temperature and humidity sensor (Fig. 2).

The software running at a node provides the scheduling and execution of the measurement tasks, the signal conditioning and data acquisition for different sensors, the temporary storage of the acquired data, the data processing, the self monitoring (e.g. supply voltage, communication link quality), the reception and forwarding of data packets and the coordination and management of communication and networking [2]. The data processing algorithm computes every 5 minutes a natural frequency from a time series of 500 samples acquired with a sampling frequency of 100 Hz. The data reduction is therefore 500 to 1.

The root node C0 is linked to the base station, an industrial personal computer, that is placed inside the abutment and is powered by

das Monitoring-System erzeugt, in einer Datenbank. Die Monitoring-Zentrale erlaubt die Daten zu verwalten, zu exportieren und grafisch darzustellen. Zudem kann über sie das drahtlose Sensornetz aus der Ferne überwacht, konfiguriert und reprogrammiert werden.

Ergebnisse

Stabilität und Verfügbarkeit

Vom ersten Betriebstag an war das grösste Problem ein stabiles System aufrechtzuerhalten. Die Software, welche die Datenerfassung, Datenverarbeitung, Zeitsynchronisation, Kommunikation, Energiesparmassnahmen und Aufgabenverteilung in ein Paket integrierte, reagierte sehr sensitiv auf kleine Details, welche die Abläufe regelten. Die Versuche erlaubten die Probleme aufzudecken und zahlreiche Verbesserungen zu entwickeln und zu implementieren, die zu einer höheren Stabilität und Verfügbarkeit führten.

Die Fortschritte sind in Fig. 3a dargestellt, welche die Verfügbarkeit während zweier Versuchsperioden mit einer Dauer von 60 Tagen zeigt. Die durchschnittliche Verfügbarkeit zwischen den zwei Versuchsperioden verbesserte sich von 53% auf 94%. 100% Verfügbarkeit bedeutet, dass keine Daten verloren gehen. Der Datenverlust in der zweiten Versuchsperiode stammt fast ausschliesslich vom Knoten C6, der Wasser gefasst hatte.

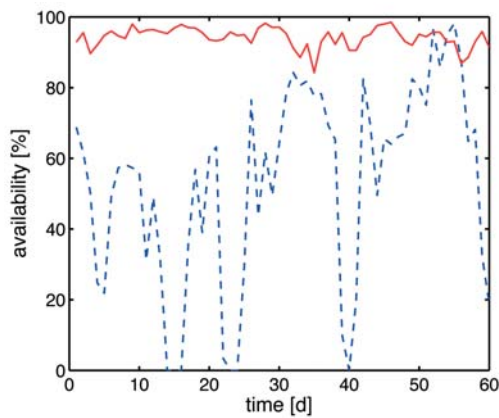


Fig. 3a
Systemverfügbarkeit während zweier Versuchsperioden (blaue Kurve: Versuchsbeginn am 23. März 2007, rote Kurve: Versuchsbeginn am 5. November 2009).
System availability of two test periods (blue curve, start day: March 23rd, 2007, and red curve, start day: November 5th, 2008).

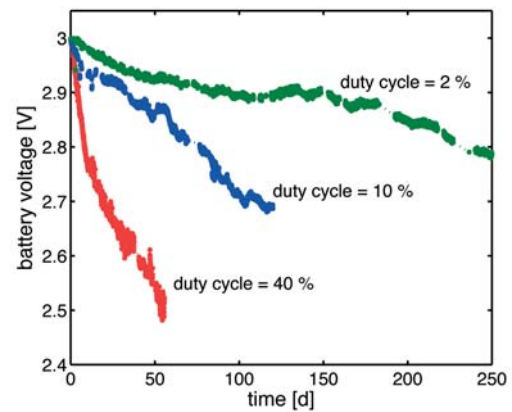


Fig. 3b
Abnahme der Batteriespannung mit verschiedenen Arbeitszyklen (duty cycles).
Battery voltage loss (power consumption) with different duty cycles.

the mains power supply. The base station receives all the data generated by the WSN and forwards the data to the remote control unit by a UMTS communication link that uses the Internet Protocol.

The remote control unit, which collects all the data and is responsible for its long-term storage, was located at the Empa site in Duebendorf at a distance of 16 km from the Stork Bridge. It implements the data administration, visualization and export tools for the end users and provides interfaces to monitor, configure and reprogram the WSN remotely.

Test results

Stability and availability

From the very first day, the most challenging issue was to achieve system stability. The software that integrated data acquisition, data processing, time synchronization, low duty cycle, task scheduling, etc. into one packet turned out to be very sensitive to many tiny details regulating the various activities. Many improvements have been designed and implemented to increase system stability and availability.

The progress is shown in Fig. 3a, which shows the availability dur-

Energieverbrauch

Fig. 3b zeigt den Abfall der Batteriespannung eines Sensorknotens, dessen Sendeempfänger mit verschiedenen Arbeitszyklen betrieben wurde. Alle anderen Komponenten waren ständig eingeschaltet. Ein Knoten arbeitet korrekt, solange die Batteriespannung grösser als etwa 2,5 V ist. Mit einem Arbeitszyklus von 40% (40% der Periode eines Arbeitszyklus auf voller Leistung) erreichte man eine Lebensdauer von etwa 60 Tagen. Der Betrieb mit einem Arbeitszyklus von 10% erzeugt einen monatlichen Span-

ing 60 days within two test periods. The mean availability between the two test periods increased from 53% to 94%. An availability of 100% means that no data loss occurs. In the last period, the data loss was primarily due to node C6 that trapped water inside the casing.

Power consumption

Fig. 3b shows the drop of battery voltage of a node with different duty cycles of the radio chip. All other node components were switched on all the time. A node operates correctly if the battery voltage is greater than 2.5 V. A node lifetime of 60 days can be achieved with a duty cycle of 40%. Operating a node with a duty cycle of 10%, the voltage drop per month was approximately 0.08 V. This figure provides a node life-time of approximately 180 days (6 months). By reducing the duty cycle to 2% and by switching off the sensor after completion of the data acquisition, a node lifetime well in excess of 250 days (8 months) can be achieved.

Data processing

The natural frequencies were estimated from ambient vibration data recorded with a 10-Euro ac-

Literatur/References

- [1] R. Bischoff, J. Meyer, G. Feltrin (2009); Wireless sensor network platforms. In Boller, C., Chang, F. & Fujino, Y. (Eds.) Encyclopedia of Structural Health Monitoring. John Wiley & Sons Ltd, Chichester, UK, 1229–1238.
- [2] G. Feltrin, J. Meyer, R. Bischoff, M. Motavalli (2009a); Long-term monitoring of cable stays with a wireless sensor network. Structure and Infrastructure Engineering. DOI: 10.1080/15732470903068573.
- [3] G. Feltrin, J. Meyer, R. Bischoff, M. Motavalli (2009b); Modular low-power wireless sensor network for structural health monitoring. In 4th International Conference on Structural Health Monitoring on Intelligent Infrastructure (SHMII-4), Zurich, Switzerland, 22–24 July 2009, on CD.

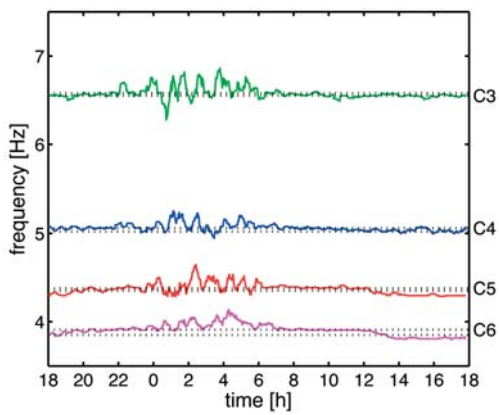


Fig. 4

Zeitverläufe der erfassten Eigenfrequenzen der Seile C3, C4, C5, und C6 während 24 Stunden. Die grosse Streuung zwischen 0 und 6 Uhr beruht auf den kleinen Schwingungsamplituden (spärlicher Verkehr).

Time histories of the tracked natural frequencies of the cables C3, C4, C5, and C6 for a period of 24 hours. The more pronounced scattering between 0 and 6 a.m. is due to the low vibration amplitude level caused by the low traffic density.

nungsabfall von 0,08 V. Das ergibt eine Lebensdauer von ca. sechs Monaten. Indem der Arbeitszyklus auf 2% reduziert und der Beschleunigungssensor nach der Datenerfassung abgeschaltet wird, kann die Lebensdauer eines Knotens auf über acht Monate verlängert werden.

Datenqualität

Die Eigenfrequenzen wurden aus Messdaten berechnet, die mit einem Beschleunigungssensor, der 10 Euro kostete, aufgenommen und mit einem Analog-Digital-Umsetzer digitalisiert, der eine Auflösung von 12 Bit aufwies. Die Auflösung der Datenerfassung betrug 1 mg, während die typischen Maxima der Beschleunigungen zwischen 5 und 20 mg lagen. Die Berechnung der Eigenfrequenzen, die auf der schnellen Fourier-Transformation mit Festkomma-Operationen basierte, erfolgte mit einem 4-MHz-Prozessor auf den Knoten und dauerte 0,8 Sekunden. Die Genauigkeit des gleitenden Mittelwerts der Eigenfrequenzen über 24 Stunden war besser als 2% (Fig. 4, [3]).

celerometer and digitalized with 12 bit analogue-to-digital converter. The resolution of data acquisition was 1 mg whereas the typical peak cable accelerations ranged between 5 and 20 mg. The natural frequencies were computed in the nodes with a fixed-point operation fast Fourier Transform algorithm. The computation time on a 4 MHz processor lasted 0.8 seconds. The accuracy of the 24 hours moving average of the natural frequencies was better than 2% (Fig. 4, [3]).

Conclusions

The deployment on the Stork Bridge demonstrates that, by applying low power hardware and energy-saving operation methods, a reliable, data-intensive monitoring with a lifetime of several months can be achieved. The data quality fits the requirements of most structural monitoring applications. Further tests will investigate the potential of additional system optimizations for increasing the performance in terms of reliability, lifetime and accuracy.

Schlussfolgerungen

Der Langzeitversuch an der Storkenbrücke zeigt, dass der Einsatz von energiesparenden Hardware-Komponenten und Betriebskonzepten eine Lebensdauer von mehreren Monaten ermöglicht. Die Datenqualität ist für die meisten Monitoring-Anwendungen des Bauwesens ausreichend. Weitere Versuche sollen zeigen, ob sich mit zusätzlichen Optimierungen die Zuverlässigkeit, Lebensdauer und Genauigkeit verbessern lassen.

Autoren/Authors

Glauco Feltrin

Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH
Eidgenössische Materialprüfungs-
und Forschungsanstalt (Empa)
CH-8600 Dübendorf
glauco.feltrin@empa.ch

Masoud Motavalli

Prof. Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH
Eidgenössische Materialprüfungs-
und Forschungsanstalt (Empa)
CH-8600 Dübendorf
masoud.motavalli@empa.ch

Sponsoren

Sponsors

Sponsors



Cemsuisse Association of the Swiss Cement Industry

www.cemsuisse.ch



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

www.astra.admin.ch



Schweizerischer Baumeisterverband
Société Suisse des Entrepreneurs
Società Svizzera degli Impresari-Costruttori
Societad Svizra dals Impresaris-Costructurs

SBV Schweizer Baumeisterverband

www.baumeister.ch

sia feb gpo

Fachgruppe für die Erhaltung von Bauwerken
Groupe spécialisée pour la conservation des ouvrages

<http://feb.sia.ch>

sia

schweizerischer ingenieur- und architektenverein
berufsgruppe **ingenieurbau**

société suisse des ingénieurs et des architectes
groupe professionnel **génie civil**

Berufsgruppe Ingenieurbau
Groupe professionnel Génie civil

www.sia-bgi.ch

sia fbh gpc

Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau
Groupe spécialisé des ponts et charpentes

www.sia-fbh.ch



BBR VT International Ltd

www.bbrnetwork.com



HILTI Aktiengesellschaft

www.hilti.com



mageba SA

www.mageba.ch



SIKA Schweiz AG

www.sika.ch



Fischer Rista AG

www.fischer-rista.ch



Spezialbewehrungen
Durchstanzbewehrungen
Edelstahlverankerungen

ANCOTECH AG

www.ancotech.ch



HALFEN Swiss AG

www.halfen.ch

Aschwanden

F. J. Aschwanden AG

www.aschwanden.com



Freyssinet SA

www.freyssinet.ch

SpannStahl

Spannstahl AG

www.spannstahl.ch

stahlton avt

Stahlton AG

www.stahlton-avt.ch



VSL (Schweiz) AG

www.vsl.com



Materials Science & Technology

Empa, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf

www.empa.ch



ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

EPFL Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne

ibeton.epfl.ch
mcs.epfl.ch



Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

IBK Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

www.ibk.ethz.ch

Lucerne University of
Applied Sciences and Arts

**HOCHSCHULE
LUZERN**

Technik & Architektur

Hochschule Luzern, Technik & Architektur

www.hslu.ch

Fachhochschule
Südschweiz

SUPSI

SUPSI Scuola Universitaria Professionale della Svizzera Italiana

www.supsi.ch



Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg
Institut de la construction et de l'environnement

www.eia-fr.ch



HSR Hochschule für Technik Rapperswil

www.hsr.ch

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