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

The seventh *fib*-Congress
June 15 to 19, 2026, Lisbon, Portugal

***fib*-CH Betontag/Journée du béton 2026**



fib-CH

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

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

Redaktionsteam
Lorenzo Boccadoro, Dr. sc. ETH, MSc ETH Bauing., Bellinzona
Thierry Delémont, ing. civil dipl. EPF, Genève
Thomas Jäger, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH/HTL, Chur
Walter Kaufmann, Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Zürich
Dominik Meyer, Dr. sc. ETH, dipl. Bauing. ETH, Schwerzenbach
Aurelio Muttoni, Prof. hon., Dr sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Lausanne
Dario Redaelli, Prof. HES, Dr. sc. techn. EPFL, ing. civil dipl. Politecnico di Milano, Fribourg
David Michael Volpe Ruggiero, Prof. Dr., P. Eng., Lausanne
Stephan Sollberger, dipl. Chem. Ing. FH, Executive MBA ZHAW, Bern
Tomaž Ulaga, Dr. sc. techn., dipl. Bauing, ETH, Basel
Patrick Valeri, Dr. ès sc. EPF, MSc ing. civile, Lausanne
Stefanie von Greve-Dierfeld, Dr.-Ing., dipl. Bauing., Bern

Koordination, Gestaltung und Produktion
Martin Grether, Techkomm, Zürich

Fotos Umschlag
Passerelle Hagnau (© Beat Bühler); Auslaufkanal des Hochwasser-Entlastungsstollens der Sihl (© AWEL); SGKB-Halle (© Foto-huwi.ch); Lehnenkonstruktion Ober Nas

© Copyright 2026 by *fib*-CH

fib-CH
c/o fib – Fédération Internationale du Béton
Chemin du Barrage, 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 978-2-8399-5121-0

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

The seventh *fib*-Congress
June 15 to 19, 2026, Lisbon, Portugal

***fib*-CH Betontag/Journée du béton 2026**

fib-CH

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

Vorwort

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

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

Die *fib* wird von 41 nationalen Delegationen aus allen 6 Kontinenten getragen und hat ein permanentes Sekretariat an der ETH Lausanne (www.fib-international.org).
Zehn Kommissionen und eine grosse Anzahl von speziellen Arbeitsgruppen bearbeiten Teilgebiete der Betonbauweise. Die Resultate werden regelmässig in *fib*-Bulletins oder in speziellen Publikationen veröffentlicht.
Die Schweizer Delegation (die Gruppe *fib*-CH) beschloss, anlässlich des fib-Kongresses in Lissabon 2026 wieder einen Überblick herausragender Leistungen im schweizerischen Betonbau mit einer speziellen Publikation zu vermitteln.
Die Publikation soll einerseits die internationale Fachwelt auf Leistungen und Innovationen im Schweizer Bauwesen aufmerksam machen und andererseits Schweizer Baufachleute auf breiter Basis über die in den vergangenen vier Jahren erbrachten Spitzenleistungen informieren.
Im Nachgang an den Kongress in Lissabon werden ausgewählte Publikationsbeiträge im Rahmen des *fib*-CH-Betontages 2026 einem breiten schweizerischen Publikum vorgestellt werden.
Die Finanzierung der Publikation war nur dank der grossen Unterstützung der aufgeführten Sponsoren möglich. Wir danken den Geldgebern herzlich.
Ein spezieller Dank gebührt auch den Autoren. Erst ihre Beiträge ermöglichten die Realisierung der Publikation.

Mai 2026

Redaktionsteam der *fib*-CH

Avant-propos

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

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

La *fib* comprend 41 délégations nationales des 6 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 Lisbonne 2026 un aperçu des réalisations les plus marquantes du secteur de la construction en béton en Suisse.
Cette publication 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.
Après le Congrès à Lisbonne, des contributions sélectionnées seront présentées à un public suisse plus large lors de la journée du béton *fib*-CH 2026.
Le financement a pu être assuré grâce à l'aide des sponsors mentionnés. Nous leur adressons nos plus vifs remerciements.
Nous adressons aussi un merci tout particulier aux auteurs. Cette publication n'aurait pas été possible sans leur contribution.

Mai 2026

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

At the current time, *fib* comprises 41 national delegations from all 6 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 Lisbon 2026 (an event held every four years) a special publication giving an overview of outstanding achievements in Swiss structural concrete works.
This publication is intended on the one hand to make the international structural engineering community aware of the work carried out in the field of structural concrete in Switzerland, and on the other hand to inform the Swiss civil engineering community on a broader basis about the outstanding achievements in recent years.
As a follow-up of the Congress in Lisbon, selected contributions will be presented to a broader Swiss audience at the *fib*-CH Concrete Day 2026.
The financing was secured with the support of the sponsors listed. We extend our sincere thanks to all of them.
Special thanks go also to the authors. This publication was only possible through their contribution.

May 2026

fib-CH Editorial Team

Inhalt · Table des matières · Contents

Hochbau
Bâtiment
Buildings 10

Philipp Hess
Buck 40 – Umnutzung und Aufstockung
Buck 40 – conversion and extension 12

Tivadar Puskas
SQUARE – ein Tragwerk für neue Lernformen
SQUARE—a load-bearing structure for new forms of learning 17

Roberto Guidotti, Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini
Portare un quadrato: la nuova casa comunale di Losone
Support a square: the new town hall of Losone 22

Andreas Galmarini, Silvan Oesterle, Wolfram Kübler
NEST STEP2 – Empa Dübendorf
NEST STEP2 – Empa Dübendorf 28

Matthias Kunze, Andreas Gianoli
Umnutzung Felix-Platter-Spital, Basel – Transformation eines Baudenkmals
Conversion of the Felix Platter Hospital, Basel – transformation of a listed heritage building 34

Dominik Weiss
Tramdepot und Wohnhochhäuser Hard, Zürich
Hard tram depot and residential high-rise buildings, Zurich 40

Rolf Meichtry, Rafael Kühne, Fabian Romer, Marcel Santer
Stahlbetontragwerk der SGKB-Halle, St. Gallen
Post-tensioned concrete structure of the SGKB Hall, St. Gallen 46

René Carpaij, Kevin M. Rahner
Erweiterung der Universitätsbibliothek Lausanne – eine Tragstruktur als Bindeglied zwischen Alt und Neu
Expansion of the University Library in Lausanne—a load-bearing structure linking old and new 51

Brücken und Ingenieurbau
Ponts et génie civil
Bridges and Civil Engineering 56

Stephan Etter
Lehnenkonstruktion Ober Nas, Vitznau
Slope-supported viaduct Ober Nas, Vitznau 58

Germán Coret, Remo Crapp, Erich Schmid
Stausee Gigerwald – Höherlegung Triebwasserfassung und Grundablass
Gigerwald reservoir – heightening of the intake of the head race tunnel and bottom outlet 64

Johannes Schindler, Andrea Vernale
Neubau Franklinturm, Zürich-Oerlikon
Franklinturm, Zurich Oerlikon 69

Jörg-Martin Hohberg, Yves Keller, Heinz Schmaus, Michael Müller, Andrin Kasper
Hochwasserentlastungsstollen Sihl–Zürichsee
The flood diversion gallery of the Sihl river to Lake Zurich 74

Harry Fehlmann, Patrick Fehlmann, Denise Fischer, Marc Kirchhofer
Neue Reussbrücke, Umfahrung Mellingen
New Reuss bridge, Mellingen bypass 79

Beat Meier, Matthias Theiler
SBB, Entflechtung Basel–Muttenz: Donnerbaumbrücke, Passerelle Hagnau
SBB, grade separation Basel–Muttenz: Donnerbaum bridge, footbridge Hagnau 84

Gilbert Santini
Aarebrücke, Aarau
Aare Bridge, Aarau 90

Bauwerkserhaltung
Conservation des ouvrages
Conservation of Structures **96**

Philippe Menétrey, Sophie Tschumy
Remise en état du Grand-Pont à Lausanne, un exemple de transformation, de modernisation et de réemploi
Renovation of the Grand-Pont in Lausanne: an example of transformation, modernisation and reuse **98**

Abdelhak Touilbi
Innovative Instandsetzungsmassnahme der Wipkinger Stahlbrücken mit UHFB
Innovative rehabilitation of the Wipkingen steel bridges using UHPC **103**

João T. Simões, Francisco Natário, Aurelio Muttoni
Mise en conformité du parking de la Riponne à Lausanne
Retrofitting of the Riponne car park in Lausanne **108**

Nachhaltigkeit und Technologie
Développement durable et technologie
Sustainability and Technology **114**

Dominik Meyer, Marcel Elsener
Einfluss der Vorspannung auf den CO_2-Fussabdruck von Betonbauten
Influence of post-tensioning on the CO_2 footprint of concrete structures **116**

Forschung und Entwicklung
Recherche et développement
Research and Development **120**

Lucerne University of Applied Sciences and Art
Competence Center for Building Envelopes and Civil Engineering **122**

Haute École d'Ingénierie et d'Architecture de Fribourg HEIA-FR
Institut des Technologies de l'Environnement Construit iTEC **124**

École Polytechnique Fédérale de Lausanne
Concrete Behaviour and Structural Design Laboratory **126**

Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich
Institute of Structural Engineering **128**

Scuola universitaria professionale della Svizzera italiana
Institute of materials and constructions **131**

Sponsoren
Sponsors
Sponsors **134**







Hochbau

Bâtiment

Buildings







Buck 40 – Umnutzung und Aufstockung
Buck 40 – conversion and extension

Philipp Hess

Einleitung

Für die Liegenschaft an der Buckhauserstrasse 40 in Zürich-Altstetten hatte die Bauherrschaft mehrere Totalunternehmer eingeladen, die Vorschläge für einen Ersatzneubau an gleicher Stelle erarbeiten sollten. Einer unter ihnen war die Frutiger Generalunternehmung, die ein Team u. a. aus den Architekten von Oxid und Scheitlin Syfrig, den Bauingenieuren von blesshess und den Landschaftsarchitekten von Appert und Zwahlen zusammenstellte. Im heutigen Marktumfeld nicht unerheblich war die Tatsache, dass auf der betreffenden Parzelle keine Wohnungen möglich waren.

Unserem Team wurde bereits anlässlich seiner ersten Projektsitzung klar, als die Architekten die baurechtlich möglichen Ersatzvolumina vorstellten, dass die Lösung nur über die Erhaltung des Bestandes führen konnte.

Nach längeren Diskussionen, diversen Variantenstudien und den zugehörigen Renditeberechnungen zeichnete sich ab, dass das quadratische Gebäude mit enormer Raumtiefe einen Lichthof brauchte, begrünt werden musste und eine Aufstockung um ein weiteres Attikageschoss in Holzbauweise zuliess.

Die Projektpräsentation bei der Bauherrschaft ebnete uns den Weg zum Projekterfolg mittels dreier Hauptargumente: Die Rendite stimmte, obwohl das theoretisch mögliche Volumen nicht ausgenutzt war, das Nachhaltigkeitskonzept überzeugte (dem Projektteam wurde – eher zufällig – vor der Sitzung auf dem Bildschirm im Warteraum die im Vorfeld nicht dargelegte Nachhaltigkeitsstrategie der Bauherrschaft vor-

Introduction

For the property at Buckhauserstrasse 40 in Zurich-Altstetten, the client invited several total service contractors to submit proposals for a replacement building to be constructed on the same site. One of them was Frutiger Generalunternehmung, who assembled a team including architects from Oxid and Scheitlin Syfrig, civil engineers from blesshess and landscape architects from Appert und Zwahlen. Not insignifcant in today's market environment was the fact, that no apartments could be built on the property in question.

At the first project meeting, when the architects presented the replacement volumes permitted under building regulations, our team realised that preserving the existing structure was the only solution.



Fig. 1
Das Gebäude nach Umbau und Aufstockung.
The building after renovation and extension.
(© René Dürr, Zürich)



Fig. 2
Das Gebäude vor Beginn der Arbeiten.
The building before work began.
(© René Dürr, Zürich)

Bauherrschaft/Client
Turintra AG, Basel
Totalunternehmer/
Total service contractor
Frutiger AG, Zürich
Architektur/Architecture
ARGE Oxid Architektur GmbH, Zürich + Scheitlin Syfrig Architekten AG, Luzern
Tragwerk/Engineering
blesshess AG, Luzern
Landschafsarchitektur/
Landscape architecture
Appert Zwahlen Partner AG, Cham

After lengthy discussions, various variant studies and the associated yield calculations, it became apparent that the square building, with its enormous depth, needed an atrium, had to be made greener and allowed for the addition of an attic floor constructed of timber.
The project presentation to the client paved the way for the project's success, based on three main arguments: Firstly, the return on investment was satisfactory, even though the theoretically possible volume was not fully utilised.

geführt) und schliesslich konnte der Bestandsbau als mustergültige Betonkonstruktion mit langfristigem Umnutzungspotenzial erklärt werden. Die Schlagwörter «Reuse, Reduce, Revaluate» überzeugten.

Plansuche

Bei Umbauprojekten sind Bestandspläne essenziell. Insbesondere gilt das bei Betonbauten für die Armierungspläne des Bauingenieurs. Die Armierung im verbauten Beton ist nur sehr aufwendig zu detektieren und auch

Secondly, the sustainability concept was convincing (rather by chance, the project team was shown the client's until then unknown sustainability strategy on the screen in the waiting room before the meeting) and finally, the existing building could be declared an exemplary concrete structure with long-term potential for repurposing. The keywords "reuse, reduce, revaluate" were convincing.

Plan search

Existing plans are essential for renovation projects. This is especially true for the structural engineer's reinforcement plans for concrete structures. Detecting the reinforcement within the concrete is very time-consuming and even then, the information obtained is incomplete. In practice, however, it is unfortunately rare to find building owners who keep the reinforcement plans for their concrete structures for decades and pass them on to the new owners when selling the property. More often than not, plans for building services or extensions, whose service life has long since expired, are kept. In this case, the civil engineering firm that built the structure 50 years ago (and fortunately still exists today) was located. The engineers had the complete plans in their archives and were happy to release them for a price, which was significantly high-



Fig. 3
Abbrucharbeiten im Innenhof.
Demolition work in the atrium.
(© René Dürr, Zürich)



Fig. 4
Der Innenhof vor dem Ausbau.
The atrium before the extension.
(© René Dürr, Zürich)



Fig. 5
Blick in den neuen Innenhof.
View of the new atrium.
(© René Dürr, Zürich)

dann nur lückenhaft. Trotzdem trifft man in der Praxis leider selten auf Bauherrschaften, die die Armierungspläne ihrer Betonbauten über Jahrzehnte aufbewahren und diese auch beim Verkauf der Liegenschaft den neuen Besitzern weitergeben. Viel häufiger hütet man Pläne von Gebäudetechnik oder Ausbauten, deren Lebensdauer längst abgelaufen ist. Im vorliegenden Fall konnte das Bauingenieurbüro, das den Bau vor 50 Jahren erstellt hatte (und das glücklicherweise heute noch existiert), ausfindig gemacht werden. Die Ingenieure hatten die Pläne vollständig im Archiv und gaben sie auch gerne heraus, allerdings gegen Kosten, die deutlich über dem lagen, was die Bauherrschaft für eine eigene Archivierung hätte aufwenden müssen.

Autor/Author
Philipp Hess
dipl. Bauing. ETH
blesshess AG
CH-6005 Luzern
philipp.hess@blesshess.ch

er than what the building owner would have spent on archiving them himself.

Renovation

The existing structure is characterized by a clear, structurally sound, and economical load-bearing system. Concrete columns are arranged in a regular 7.2 m x 7.2 m grid, transferring the loads down to the foundation. During the various structural modifications, care was taken to maintain this column grid. Where specific requirements arose for the new use, the existing cast-in-place concrete slabs were reinforced using externally bonded reinforcement, topping concrete, and tension anchors. Where necessary, the slabs were reinforced to meet current standards for punching shear resistance by adding bonded threaded rods and bending reinforcement. There were some existing elements that did not conform to the clear grid from a structural perspective. Unfortunately, this

Umbau

Das bestehende Bauwerk zeichnet sich durch ein klares, statisch sinnvolles und ökonomisches Tragwerk aus. Im regelmässigen Raster von 7,2 m x 7,2 m sind Betonstützen angeordnet, die die Lasten bis zur Fundation abtragen. Bei den diversen Tragwerksanpassungen wurde darauf geachtet, dieses Stützenraster weiterzuführen. Wo für die neue Nutzung spezielle Anforderungen entstanden, wurden die bestehenden Ortbetondecken mittels Klebearmierung, Überbeton und Zugankern ertüchtigt. Die Decken sind, wo notwendig, mittels eingeklebter Gewindestangen und Verstärkung der Biegearmierung hinsichtlich Durchstanzens auf die aktuelle Normengeneration ertüchtigt worden. Im Bestand gab es einzelne Elemente, die statisch nicht dem klaren Raster folgten. Dies zeigte sich



Fig. 6
Die Aufstockung erfolgte in Holzbauweise.
The extension was constructed using timber.
(© René Dürr, Zürich)

only became apparent after the existing plans had been successfully acquired. These elements were removed and realigned with the column grid.
Although the existing four stairwells are optimally arranged in a "windmill" configuration within the square floor plan in terms of stiffness distribution, they were insufficiently reinforced by today's standards. Therefore, an additional layer of concrete was added to the stairwell walls to meet current earthquake-resistant building standards.
The ceiling cutouts in the newly designed atrium follow the logic of the load-bearing structure. When the square panels were cut open, the remaining sections act as cantilevered slabs or are suspended from the newly cast planters. These planters are cast onto the existing ceiling strips that are designed as structurally effective beams and supported directly on the columns. The central column in the atrium was retained for

leider erst nach der erfolgreichen Beschaffung der Bestandspläne. Diese Elemente wurden rückgebaut und auf das Stützenraster angepasst.
Die vorhandenen vier Treppenhäuser sind im quadratischen Grundriss für die Aussteifung optimal als «Windmühle» angeordnet, waren aus heutiger Sicht aber zu gering armiert. So wurden die Treppenhauswände aufgedoppelt, um dem erbebensicheren Bauen der heutigen Normen gerecht zu werden.
Die Deckenausschnitte im neu gestalteten Innenhof folgen der Logik des Tragwerks. Wenn die quadratischen Felder aufgeschnitten wurden, dann so, dass die zurückbleibenden Restfelder als auskragende Platten tragen oder an den neu betonierten Pflanzentrögen hängen. Diese Pflanzentröge sind auf die bestehenden Deckenstreifen betoniert, als statisch wirksame Überzüge ausgebildet und direkt auf den Stützen gelagert. Hierfür wurde

this purpose. Besides its function as a support for the planters, it is a defining feature of the atrium's design and a unique characteristic of the new building.

Adding another storey

The sixth floor was constructed as a lightweight timber frame structure, built on the same grid pattern, and placed on top of the existing concrete structure. The columns and beams consist of glued laminated timber. Lignatur elements span between them. Rotating these elements 90° in each section halves the load-bearing area of the individual beams. The atrium is covered by a glass skylight, which is supported by a timber beam substructure.

Facade

The new curtain wall facade is anchored to the existing cast-in-place concrete slabs. The additional loads are transferred to the ground floor slab via a concrete substructure and additional re-

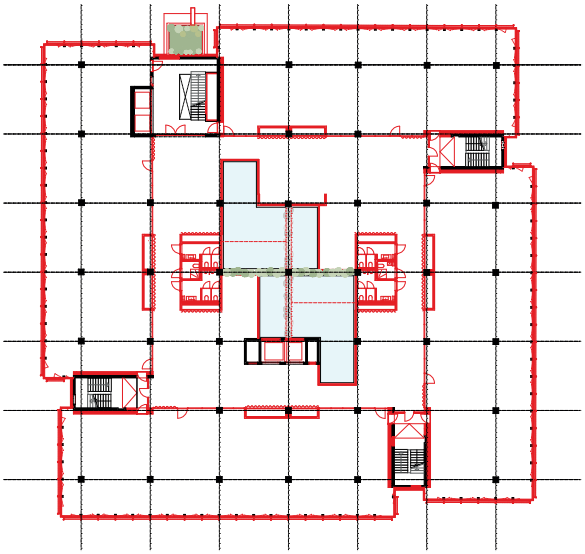


Fig. 7
Standardgrundriss (1. bis 3. OG).
Standard floor plan (1st to 3rd floor).

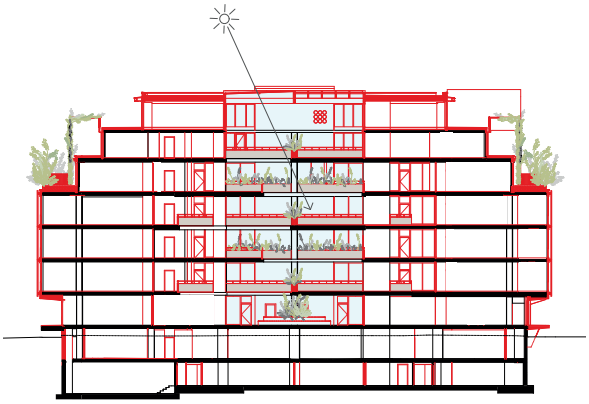


Fig. 8
Querschnitt.
Cross-section.

die zentrale Stütze im Innenhof stehen gelassen. Neben ihrer Funktion als Auflager für die Pflanzentröge ist sie stilbildend für den Innenhof und ein Alleinstellungsmerkmal des neuen Gebäudes.

Aufstockung

Das 6. Obergeschoss wurde als leichter Holzelementbau mit dem gleichen Raster auf den bestehenden Massivbau aufgesetzt. Stützen und Träger sind dabei aus Brettschichtholz konstruiert. Dazwischen spannen Lignaturelemente. Durch deren feldweise Drehung um 90° werden die Lasteinzugsflächen für die einzelnen Träger halbiert. Der Innenhof wird mit einem Glasoberlicht auf einer Unterkonstruktion aus Holzträgern gedeckt.

Fassade

Die neue Vorhangfassade ist an die bestehenden Ortbetondecken rückverankert. Die zusätzlichen Lasten werden an der EG-Decke über einen Unterbeton und zusätzliche rückversetzte Fassadenstützen abgefangen und direkt auf die UG-Aussenwände abgetragen, genau gleich wie dies auf der Südseite bei der heutigen Rampe schon der Fall war.
Der Eingang, neu nicht mehr im Tiefparterre, sondern repräsentativ im Hochparterre, erhielt ein neues Sichtbetonvordach, das zur Unterdrückung von Spannungs- und Schwindrissen teilweise vorgespannt ist.

Fazit

Die mit der Aufstockung und dem Erhalt des Bestands geglückte Umnutzung bestätigt die in der Theorie unbestrittene, in der Praxis jedoch zu selten verfolgte Strategie, den Bestand weiterzuentwickeln, statt einen Ersatzneubau zu erstellen. Denn der nachhaltigste Beton ist ganz sicher der bereits verbaute.

cessed facade columns. These loads are then transferred directly to the basement exterior walls, just as was the case on the south side with the existing ramp.
The entrance is now located on the raised ground floor rather than the lower ground floor and features a new exposed concrete canopy that is partially prestressed to suppress stress and shrinkage cracks.

Conclusion

The successful conversion, achieved through an additional storey and the preservation of the existing structure, confirms a strategy that is undisputed in theory but too rarely pursued in practice: developing an existing building rather than opting for a replacement. After all, the most sustainable concrete is undoubtedly the concrete that is already in place.

SQUARE – ein Tragwerk für neue Lernformen
SQUARE—a load-bearing structure for new forms of learning

Tivadar Puskas

Einleitung

Das Gebäude SQUARE an der Universität St. Gallen (HSG) ist ein Prototyp der Universität der Zukunft. Das 2021 fertiggestellte Gebäude von Sou Fujimoto Architects verkörpert die Vision eines offenen, flexiblen Lernraums, der die Studierenden ins Zentrum stellt. Auf drei Geschossen und einer Fläche von 7000 m^2 bietet der Bau 15 modular gestaltbare Räume für unterschiedlichste Lernformen. Das strikte geometrische Raster bildet dabei nicht nur das architektonische Konzept, sondern auch die Grundlage für ein hochflexibles Stahlbetontragwerk. Die konstruktive Planung im Team von Architekten und Ingenieuren zeichnet sich durch innovative Lösungen aus. Ein Betonskelett mit grossen Spannweiten schafft nutzungsflexible Räume, Hohlkörperdecken reduzieren den Materialverbrauch und optimierte Betonsorten minimieren den CO_2-Fussabdruck nochmals weiter. Die vertikalen Verbindungen im Atrium sind ein zentrales Element des architektonischen Konzepts und werden über Stahlbetontreppen auf spektakuläre Weise hergestellt.

Introduction

The SQUARE at the University of St. Gallen (HSG) was conceived as a prototype for the university of the future. Designed by Sou Fujimoto Architects and completed in 2021, the building embodies the vision of an open, flexible learning space that puts students at the center. This three-story, 7,000-m^2 building offers 15 modular rooms that can be configured for a wide variety of learning formats. The strict geometric grid not only constitutes the architectural concept but also forms the basis of a highly flexible reinforced concrete structure. The structural design by the team of architects and engineers stands out with its innovative solutions. A concrete framework with large spans creates flexible spaces, voided concrete slabs reduce material consumption and an optimized concrete type further reduces the structure's carbon footprint. The vertical connections in the atrium are a central element of the architectural concept and are spectacularly achieved using reinforced concrete stairs.

Architektonisches Konzept – das «Open Grid»

Grundstein für den Neubau SQUARE war die Vision eines Gebäudes, das unterschiedlichste Lernformen ermöglicht – von Kommunikation und Konzentration über Kollaboration bis hin zu Interaktion. Das von Sou Fujimoto Architects entwickelte Konzept basiert auf einem namensgebenden Raster, dem «Open Grid», das die gesamte Gebäudestruktur durchzieht. Äusserlich wirkt der Bau auf den ersten Blick wie ein Soma-Tangram und staffelt sich durch ein kubisches Konzept ab dem Strassenniveau in die Höhe. Durch insgesamt 68 0Würfel entsteht

Bauherrschaft/Client
HSG Stiftung
Architektur/Architecture
Sou Fujimoto Architects Paris (SFA Paris)
Tragwerksplanung/Structural engineering
Schnetzer Puskas Ingenieure
Generalunternehmung/Genral contractor
HRS Real Estate
Planung/Planning
2018–2019
Ausführung/Construction
2019–2022



Fig. 1
Aussenansicht.
Exterior view.
(© Iwan Baan)

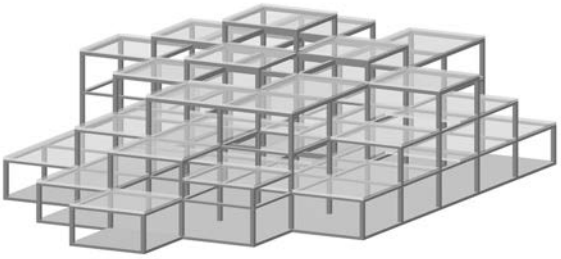


Fig. 2
Axonometrie der Struktur aus dem 3D-Modell.
Overview of the structure from the 3D model.



Fig. 3
Grundriss Decke über EG.
Plan of ceiling above ground floor.



Fig. 4
Grundriss Decke über OG1.
Plan of ceiling above first floor.

Architectural Concept—the "Open Grid"

The cornerstone of SQUARE was the vision of a building that facilitates highly diverse learning styles—from communication and concentration to collaboration and interaction. The concept developed by Sou Fujimoto Architects is based on the eponymous "open grid," which pervades the entire building. Viewed from the outside, the building resembles a Soma tangram at first glance and is layered from street level upwards in a cubic configuration. A total of sixty-eight square blocks

eine räumliche Vielfalt mit Höhen von 3,5 m bis 18,5 m.
Das Gebäude umfasst zwei terrassierte Obergeschosse, ein Erd- und ein Untergeschoss. Raumhohe Fensterfronten, die das Achsraster nachzeichnen, verbinden Innen- und Aussenraum visuell und sorgen für grosszügigen Tageslichteinfall. Im Zentrum des Gebäudes erstreckt sich das Atrium über drei Stockwerke und schafft räumliche Sichtbezüge.
Die geometrische Strenge und der Zukunftsentwurf universitärer Lernformen stehen sich nicht entgegen, sondern beflügeln sich

create a variety of spaces with heights ranging from 3.5 meters to 18.5 meters.
The building has two terraced upper floors, a ground floor, and a basement. Floor-to-ceiling window fronts reflect the planning grid, visually uniting the interior and exterior spaces while allowing ample daylight to enter. At the heart of the building, the atrium extends over three stories and establishes spatial visual connections.
Geometric rigor and a vision for the future of university learning are not mutually exclusive. In fact,

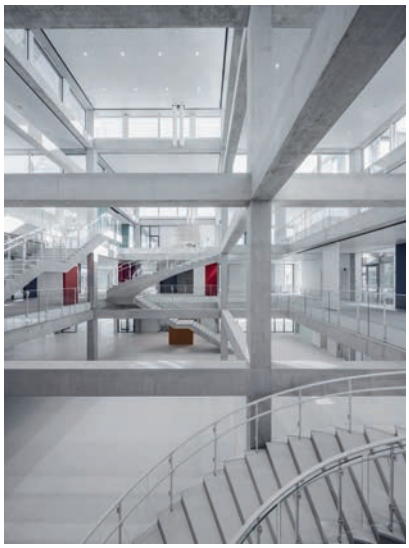


Fig. 5
Innenansicht.
Interior view.
(© Maris Mezulis)

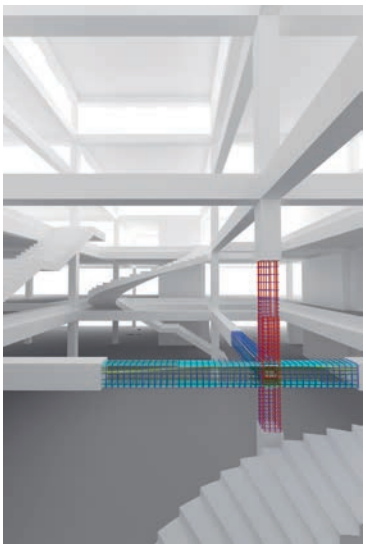


Fig. 6
3D-Ansicht mit Bewehrungssystem.
3D visualization with reinforcing system.

vielmehr gegenseitig. Die Ansprüche der Bauherrschaft an Kreativität und Flexibilität führten zu einer grossräumig wirkenden Tragstruktur, die hohe Nutzungsfreiheiten ermöglicht und gleichzeitig durch ihre Klarheit überzeugt.

Tragwerkskonzept und strukturelles System

Das Stahlbetontragwerk besteht aus einer Stützen-Riegel-Konstruktion und spannt ein präzises Raster von 9,8 x 9,8m auf. Die Tragelemente – Stützen und vorgespannte Riegel– weisen einheitliche Abmessungen auf und schaffen so ein dem «Open Grid» entsprechendes, markantes und offenes Traggerüst. Die 35 cm starken, mit Hohlkörpern versehenen Geschossdecken lagern auf den als vorgespannte Riegel ausgebildeten Unterzügen. Drei im Grundraster angeordnete Erschliessungskerne gewährleisten die Gebäudeaussteifung gegenüber horizontalen Lasten.

Für die Tragwerksplanung war es von grosser Bedeutung, die strukturellen Intentionen der Architektur aus dem Wettbewerb weiterzuentwickeln, zu schärfen und realisierbar zu machen. Zunächst musste die architektonische Vision verstanden und anschliessend die Materialisierung, die Struktur und die Dimensionen der tragenden Bauteile definiert werden. Eine besondere Herausforderung stellte die Realisierung der kreuzartigen Verbindungen (Fig. 7) zwischen den Stützen und den vorgespannten Riegeln und Decken dar.

Diese Knotenpunkte mussten nicht nur statisch funktionieren und baulich durch sich kreuzende Vorspannkabel und Bewehrungen ausgeführt werden, sondern auch gestalterisch überzeugen. Schliesslich sind sie im gesamten Gebäude als Sichtbetonknoten wahrnehmbar.

Die freien Treppen im Atrium beleben das Raumgefühl und machen das Begehen des SQUARE zu einem Erlebnis. Neben dem klaren architektonischen Ausdruck dienen die freischwebenden Treppen als verbindende Elemente zwischen den Geschossen sowie als Ort der Begegnung der Studierenden (Fig. 8). Bemerkenswert sind die zwei Wendeltreppen. Im Vergleich zum ursprünglichen architektonischen Entwurf mit gewendelten Fluchttreppen und Zwischenpodesten konnte die Geometrie durch eine Anpassung des Entfluchtungskonzepts wesentlich vereinfacht werden.

Die freischwebende Wendeltreppe im 1. OG ist konstruktiv mit

they inspire each other. The client's desire for creativity and flexibility has resulted in a spacious load-bearing structure that offers extensive freedom of use while exhibiting compelling clarity.

Load-bearing concept and structural system

The reinforced concrete structure consists of a column construction and spans a precise grid of 9.8 × 9.8 m. The uniform dimensions of the load-bearing elements—columns and prestressed beams—create a distinctive and open framework that is in keeping with the "open grid" concept. The 35 cm thick voided concrete slabs rest on prestressed downstand beams. Three access cores arranged in the base grid ensure that the building is reinforced against horizontal loads.

For the structural engineering, it was crucial to further develop and refine the structural intentions of the architecture proposed in the competition and to make them feasible. First, the architectural vision had to be understood, then the selection of materials, structural configuration, and dimensions of the load-bearing components had to be defined. Realizing the cruciform connections between the columns and the prestressed

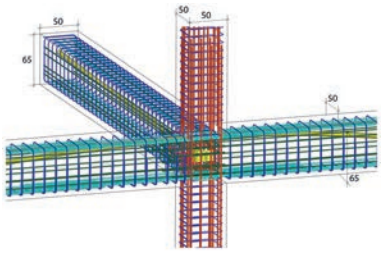


Fig. 7
Detail der Bewehrung an einem Knotenpunkt.
Detail of reinforcement at a column/beam junction.



Fig. 8
Innenansicht des Foyers mit der Wendeltreppe.
Interior view of the lobby with the helical stair.
(© Maris Mezulis)

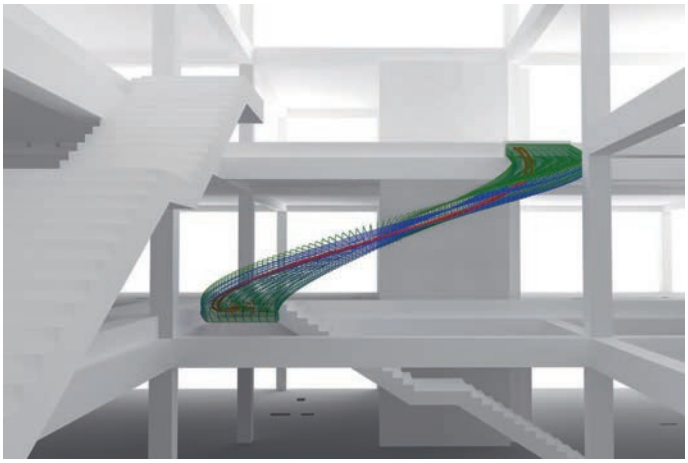


Fig. 9
3D-Ansicht mit Bewehrungssystem.
3D visualization with reinforcing system.

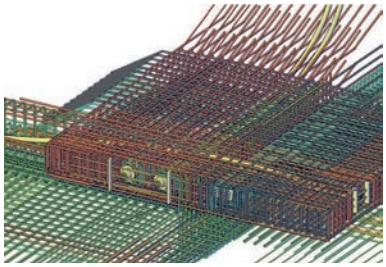


Fig. 10
Detail der Bewehrung der Wendeltreppe.
Detail of the reinforcement of the helical stair.

beams and slabs posed a particular challenge. These nodes not only had to be structurally sound and constructable using intersecting prestressing cables and reinforcement, but they also had to be aesthetically appealing, since they are visible throughout the entire building.
The open staircases in the atrium add to the sense of space and turn walking through SQUARE into an experience. In addition to their clear architectural expression the suspended stairs serve as both connecting elements between floors and a convenient meeting place for students. The two helical stairs features are particularly notworthy. Compared to the original architectural design with helical escape staircases and intermediate landings, the geometry was significantly simplified by adapting the escape concept. The suspended helical staircase on the first floor is designed with internal torsional prestressing. This not only provides support and load-bearing capacity, but also compensates for a large part of the permanent loads, thereby significantly improving the deformation behavior. In addition, the reduction in crack formation has improved the vibration behavior.
Due to the delicate architecture and numerous exposed concrete surfaces, the specifications for the concrete construction were very rigorous. The formwork for the

einer inneren Vorspannung ausgebildet. Diese Vorspannung sorgt nicht nur für Halt und Tragfähigkeit, sondern kompensiert auch einen Grossteil der ständigen Lasten und verbessert dadurch das Verformungsverhalten deutlich. Darüber hinaus konnte durch die Reduktion der Rissbildung das Schwingungsverhalten verbessert werden.
Aufgrund der filigranen Architektur und der zahlreichen Sichtbetonflächen waren die Anforderungen an die Betonkonstruktion sehr hoch. Die Schalungen für den Sichtbeton stellten angesichts der filigranen Formen und der nicht immer idealen Wetterbedingungen eine grosse Herausforderung dar. Die Sichtbetonbauteile wie Stützen, Unterzüge und Wände wurden mit Weisszement und Pigmenten aufgehellt. Diese einheitliche Tongebung unterstreicht die räumliche Klarheit und schafft eine harmonische Gesamtwirkung. Das sichtbare strukturelle Konzept mit seinen primären Elementen – Stütze, Träger und Decke – macht die Tragwirkung des räumlichen Konzepts für Besuchende und Studierende lesbar.

Ein optimiertes Tragwerk für wandelbare Nutzungen

Das Gebäude bietet offene, nicht hierarchische und flexible Räume. Das reduzierte Tragwerk bildet aufgrund seiner Anpassungsfä-

exposed concrete presented a major challenge due to the intricate shapes and the often less-than-ideal weather conditions. The exposed concrete elements, such as columns, beams, and walls, were made brighter by using white cement and pigments. This uniform tonality further emphasizes the spatial clarity, creating a harmonious overall effect. The visible structural concept, consisting of columns, beams, and slabs as its primary elements, makes the spatial concept's structural behavior understandable to visitors and students.

An optimized structure for accommodating change of use

The building offers open, non-hierarchical, and flexible spaces. The minimalist load-bearing structure serves as the foundation for sustainable use due to its adaptability to future changes in usage. The use of voided concrete slabs enables optimized material consumption. Compared to solid flat slabs with a comparable span, this system reduces the mass of the slab by around 20 percent. Furthermore, the structure's reduced dead load improves the building's seismic behavior and yields a more economical foundation.
Additionally, due to high sustainability demands, resource-optimized concrete was also used for numerous components. Around



Fig. 11
Erstellung der Wendeltreppe.
Construction of the helical stair.

higkeit an zukünftige Nutzungsänderungen die Grundlage für eine nachhaltige Nutzung.
Der Einsatz von Hohlkörperdecken ermöglicht einen optimierten Materialverbrauch. Mit diesem System lässt sich die Deckenmasse im Vergleich zu Massivdecken mit vergleichbarer Spannweite um rund 20 Prozent reduzieren. Gleichzeitig begünstigt das geringere Eigengewicht der Konstruktion das Erdbebenverhalten des Gebäudes und ermöglicht eine wirtschaftlichere Gründung.
Aufgrund der hohen Nachhaltigkeitsansprüche kam zudem in zahlreichen Bauteilen eine ressourcenschonende Betonsorte zum Einsatz. Von den insgesamt 6000 m^3 Beton im SQUARE besteht rund ein Drittel aus einer Mischung mit 50 % rezyklierter Gesteinskörnung und einem Zement, der aufbereitete Mischabbruchgranulate als Zumahlstoff nutzt. Dieser Zement gehörte damals zu den ersten in Europa, bei denen mineralische Rückbaumaterialien in dieser Form zugelassen waren. Damit wurde ein Ansatz gewählt, der zum Zeitpunkt der Realisierung über den üblichen Stand der Praxis hinausging. Gegenüber einem konventionellen CEM II/A-Zement konnte damit eine CO_2-Reduktion von etwa 10 % erreicht werden. Diese Betonsorte wurde für die Bodenplatte, die Decke im Untergeschoss sowie die Aussenwände und die Wände ohne Sichtbetonanforderungen eingesetzt. Ein nur drei Kilometer entferntes Betonwerk lieferte den Beton, wodurch die Transportwege minimal waren, und die Regionalität des Projekts unterstützt wurde.
Das Gebäude SQUARE zeigt vorbildhaft, wie ein modernes, nutzungsflexibles Bildungsgebäude konzipiert werden kann. Das grosszügig ausgebildete Skelett ermöglicht eine hohe räumliche Anpassungsfähigkeit und schafft somit die Voraussetzung für eine langfristige Nutzung mit minimalen zukünftigen Eingriffen. Die materialeffiziente Konstruktion in Kombination mit optimierten Betonrezepturen verdeutlicht zudem das Potenzial zukunftsfähiger Stahlbetonbauten.

one third of the total 6,000 m^3 of concrete used in the construction of SQUARE consists of a mixture with 50 % recycled aggregate and cement that uses processed mixed demolition granulate as an additive. At the time, this cement was one of the first in Europe to be approved for use with mineral demolition materials in this form. This approach went beyond the usual state of the art at the time of implementation. Compared to conventional CEM II/A cement, this resulted in a CO_2 reduction of around ten percent. This type of concrete was used for the foundation slab, basement ceiling slab, exterior walls, and all interior walls without fair-faced concrete requirements. A concrete plant, just three kilometers away, supplied the concrete, thus minimizing transport distances and supporting the project's regional character.
The SQUARE building is a prime example of how a modern, flexible educational building can be designed. Its spacious structure allows for a high degree of spatial adaptability, thus creating the conditions for long-term use with minimal future intervention. The material-efficient construction, combined with optimized concrete formulations, also highlights the potential of sustainable reinforced concrete buildings.

Autor/Author

Tivadar Puskas
dipl. Ing. ETH

Schnetzer Puskas Ingenieure AG
CH-4010 Basel
info@schnetzerpuskas.com

Portare un quadrato: la nuova casa comunale di Losone
Support a square: the new town hall of Losone

Roberto Guidotti, Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini

Introduzione

La nuova casa comunale del Comune di Losone, costruita sul terreno della precedente, ha un'identità architettonica propria ma di carattere chiaramente pubblico dato dalla sua pianta quadrata e dal portico iscritto nel volume affacciato sulla nuova piazza che diventa l'elemento di connessione tra i diversi edifici pubblici che la circondano.

L'edificio è interamente costruito in calcestruzzo, tamponato verso l'esterno da facciate vetrate e suddiviso all'interno da pannelli lignei o di vetro a seconda delle funzioni ospitate. La struttura portante dell'edificio, che si sviluppa su un piano interamente interrato e tre piani fuori terra a pianta quadrata, è concepita per liberare lo spazio dei solai e al contempo definirne chiaramente la suddivisione funzionale. L'unico pilastro posto all'interno del quadrato si trova infatti leggermente eccentrico, lungo una diagonale, così da definire un grande quadrato, che all'ultimo piano accoglie la sala del consiglio comunale, un quadrato più piccolo e due rettangoli.

Introduction

The new town hall of the Municipality of Losone, built on the site of the previous one, has its own architectural identity but a distinctly public character, thanks to its square base and the portico integrated into the building's volume, which faces the new square and serves as a connecting element between the various public buildings surrounding it.

The building is constructed entirely of concrete, infilled with glass façades and divided internally by wooden or glass panels depending on the functions housed within. The building's load-bearing structure, which extends over a fully underground level and three above-ground floors with a square plan, is designed to free up floor space whilst clearly defining its functional division. The single pillar situated within the square is in fact slightly off-centre, along a diagonal, so as to define a large square, which on

Considerazioni strutturali

La struttura portante dell'edificio è interamente costruita in calcestruzzo armato e precompresso gettato in opera ed è caratterizzata, nella parte fuori terra, da dei solai a cassettoni irrigiditi da nervature e sostenuti esclusivamente da 9 pilastri. La forma quadrata si ritrova in diversi elementi strutturali quali per esempio la pianta dei solai, la suddivisione degli stessi in campi ed in cassettoni o ancora nella sezione dei pilastri e delle nervature d'irrigidimento dei solai. Il piano interrato, di dimensioni in pianta maggiori rispetto alla parte emergente è coperto da un solaio piano, così da limitare il volume di scavo, ed è appoggiato sulle pareti perimetrali, su una parete centrale,



Fig. 1
L'edificio della nuova casa comunale di Losone.
The building of the new town hall of Losone.



Fig. 2
Vista da nord-ovest con il portico e la piazza che connettono i vari edifici pubblici.
View from the north-west, showing the portico and the square that link the various public buildings.



Fig. 3
Vista interna della sala del consiglio comunale.
Interior view of the council chamber.

the top floor houses the council chamber, a smaller square and two rectangles.

Structural considerations

The building's load-bearing structure is constructed entirely of in-situ reinforced and prestressed concrete and, in the above-ground section, features coffered slabs stiffened by ribs and supported exclusively by nine columns. The square shape is reflected in various structural elements, such as the floor plan, the division of the floors into bays and coffers, and the cross-sections of the columns and floor stiffening ribs. The basement, which has a larger floor area than the above-ground section, is covered by a flat slab to minimise the volume of excavation, and is supported by the perimeter walls, a central wall, the 9 columns extending to the upper floors, and a further 6 columns that reduce the span in the area designated for parking.

sui 9 pilastri che si estendono ai piani superiori e su altri 6 pilastri che riducono le portate nella zona destinata a parcheggio.
I solai fuori terra, che coprono una superficie quadrata di 23,34 m di lato, sono composti da 4 nervature perimetrali di sezione 70 cm x 70 cm, da 2 nervature interne di medesima sezione, se non per una maggiore altezza attorno al loro incrocio, e dai campi interni alle nervature (Fig. 4). Questi campi sono dei solai a cassettoni, a maglia quadrata di 60 cm, con un'altezza totale di 45 cm (12 cm di lastra superiore e 33 cm di nervature) con le parti vuote di geometria leggermente troncopiramidale (Fig. 5). Dei pilastri di sezione 70 cm x 70 cm si trovano in corrispondenza degli incroci delle nervature centrali e di quest'ultime con quelle perimetrali, mentre 4 pilastri di dimensione 48 cm x 48 cm sono disposti verso i 4 angoli in corrispondenza del penultimo modulo delle cas-

The above-ground floors, which cover a square area with sides of 23.34 m, consist of four perimeter ribs with a cross-section of 70 cm × 70 cm, two internal ribs of the same cross-section (except for a greater height around their intersection), and the panels within the ribs (Fig. 4). These fields are coffered slabs, with a 60 cm square grid, having a total height of 45 cm (12 cm for the top slab and 33 cm for the ribs), with the voids having a slightly truncated pyramidal geometry (Fig. 5). Pillars with a cross-section of 70 cm × 70 cm are located at the intersections of the central ribs and of the latter with the perimeter ribs, whilst four pillars measuring 48 cm × 48 cm are positioned at the four corners, corresponding to the penultimate module of the coffers. In the absence of other rigid elements, the five largest pillars not only support the floors but also brace them by interlocking into the underground structure and

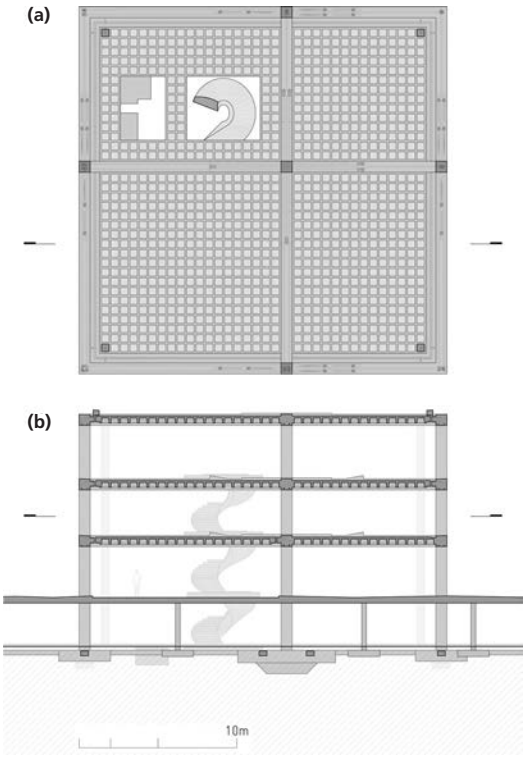


Fig. 4
Piani della struttura: a) pianta solaio sul primo piano e b) sezione trasversale.
Structure: a) first-floor plan and b) cross-section.

sette. In mancanza di altri elementi rigidi, i 5 pilastri più grossi, oltre a sostenere i solai, li controventano sfruttando l'incastro nella struttura interrata e nelle nervature formando quindi dei telai spaziali. All'interno dei 4 pilastri d'angolo sono invece accolte le discese dei pluviali.
Tutte le nervature sono precompresse con 3 cavi ciascuna ad andamento poligonale; 2 cavi percorrono la portata maggiore e il rimanente quella minore (Fig. 6). Nelle nervature centrali sono impiegati dei cavi da 7 trefoli (Y1860S7-15,7) in guaine rotonde, mentre in quelle perimetrali dei cavi da 4 trefoli in guaine piatte. Per permettere di dissimulare le nicchie per la messa in tensione, i cavi da 4 trefoli sono frazionati nella parte terminale, verso gli ancoraggi mobili, in 4 guaine monotrefolo.
Per risolvere i ponti termici, i solai a cassettoni sono tagliati con elementi standard per il taglio termico introdotti nel modulo lungo la

the ribs, thereby forming spatial frames. The downpipes are housed within the four corner pillars.
All the ribs are prestressed with three cables each arranged in a polygonal pattern; two cables run along the main span and the remaining one along the minor span (Fig. 6). In the central ribs, 7-strand cables (Y1860S7-15.7) in round ducts are used, whilst in the perimeter ribs, 4-strand cables in flat ducts are used. To conceal the tensioning niches, the 4-strand cables are split at the ends, towards the mobile anchors, into 4 single-strand ducts.
To resolve thermal bridges, the coffered slabs are cut with standard thermal break elements inserted into the module along the solid façade (Fig. 5). The internal ribs, on the other hand, are connected monolithically to the external ones, as a detailed analysis showed that the energy required to create the thermal break would have been far greater than the heat losses at these four

facciata che risulta pieno (Fig. 5). Le nervature interne si connettono invece in maniera monolitica a quelle esterne in quanto un'approfondita analisi ha dimostrato che l'energia impiegata per realizzare lo stacco termico sarebbe stata di gran lunga superiore alle perdite in questi 4 punti lungo la vita utile dell'edificio.
I 3 solai a cassettoni differiscono tra loro per la posizione del taglio termico e per le aperture presenti nel campo rettangolare delle circolazioni verticali. La scala, anch'essa in calcestruzzo armato, è di tipo a chiocciola con andamento ellissoidale in pianta ed è vincolata al resto della struttura solo a livello delle fondazioni e dei 3 piani sovrastanti, percorrendo quindi ogni giro a sbalzo (Fig. 10). La scarsa rigidezza degli appoggi ai piani ha fortemente influenzato la definizione della geometria della scala che risulta variabile lungo tutto il suo sviluppo.

Sostenibilità

Malgrado la scelta della tipologia strutturale dei solai non sia stata, inizialmente, dettata da criteri di sostenibilità ambientale ma piuttosto dalla necessità di limitare la massa degli elementi strutturali orizzontali, attivata in caso di sisma, così da non necessitare di pareti di controventamento, la struttura realizzata si è dimostrata esemplare anche dal punto di vista dell'impatto ambientale. Si comprova quindi che la reale sostenibilità ambientale di una struttura portante non può essere valutata esclusivamente da una distinzione del materiale che la compone ma va ricercata in una scelta ponderata dei materiali e da un'attenta concezione strutturale che ne devono minimizzare il consumo.
Nello sviluppo del progetto i concetti di sostenibilità sono poi stati integrati in maniera totale ed hanno per esempio portato ad abbandonare l'utilizzo di una platea generale per fondare l'edificio preferendo dei plinti isolati al di sotto dei pilatri e a delle fondazioni lineari per le pareti. Per

points over the building's service life.
The three coffered slabs differ from one another in terms of the position of the thermal break and the openings within the rectangular area of the vertical circulation. The staircase, also made of reinforced concrete, is a spiral type with an ellipsoidal plan and is connected to the rest of the structure only at the level of the foundations and the three floors above, thus running cantilevered on every turn (Fig. 10). The low rigidity of the floor supports has strongly influenced the definition of the staircase's geometry, which varies along its entire length.

Sustainability

Although the choice of structural type for the floors was not initially dictated by environmental sustainability criteria but rather by the need to limit the mass of the horizontal structural elements—which would be activated in the event of an earthquake—so as to avoid the need for bracing walls, the resulting structure has proved exemplary from an environmental impact perspective as well. This demonstrates, therefore, that the true environmental sustainability of a load-bearing structure cannot be assessed solely on the basis of the materi-

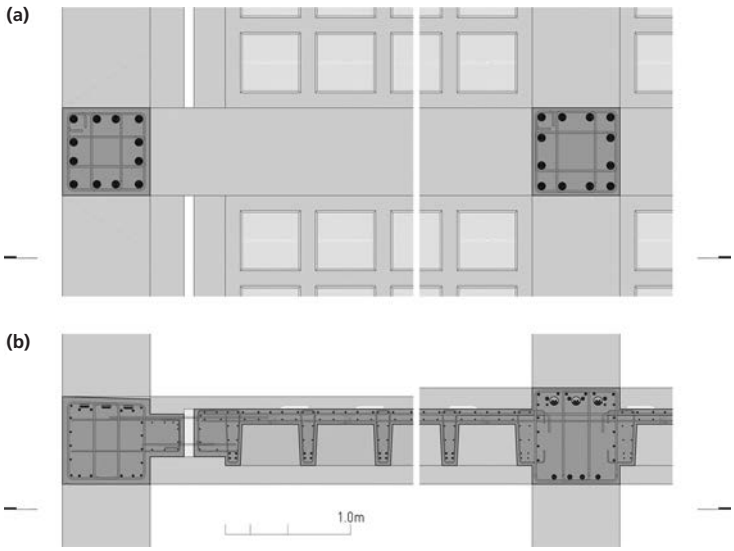


Fig. 5
Particolare dei solai a cassettoni e delle nervature: a) pianta e b) sezione.
Detail of the coffered slabs and ribs: a) plan view and b) cross-section.

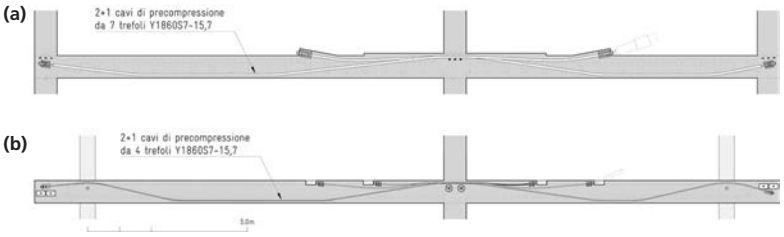


Fig. 6
Particolare della precompressione: a) di una nervatura centrale e b) di una nervatura perimetrale.
Detail of the prestressing: a) of a central rib and b) of a perimeter rib.



Fig. 7
Il cantiere con le fondazioni e i pilastri del piano interrato.
The construction site with the foundations and pillars of the basement.



Fig. 8
Il cantiere al termine della posa dei casseri e delle armature del solaio sul piano terreno.
The construction site following the completion of the formwork and reinforcement for the ground floor slab.



Fig. 9
Il campo quadrato grande del solaio a cassettoni in fase di cantiere.
The large square area of the coffered slab during construction.



Fig. 10
La scala al pianterreno.
The staircase on the ground floor.

creare la scatola rigida, indispensabile ad incastrare i pilastri che proseguono oltre il piano interrato, i plinti sono stati collegati da aste che, con le fondazioni lineari, creano un traliccio orizzontale.

Costruzione e materiali

La costruzione dell'edificio ha richiesto una stretta collaborazione tra i progettisti e l'impresa esecutrice in modo da ottimizzare il sistema di casseratura e l'armatura dei solai a cassettoni, le proprietà del calcestruzzo fresco nonché i particolari in prossimità degli ancoraggi mobili della precompressione. Per permettere il riutilizzo, per i 3 solai, delle citate casserature, sono state realizzate poco più di 1000 cassette con le 4 facce laterali in pannelli 3-strati di legno e la faccia superiore in lamiera d'acciaio. Questa tipologia ha mostrato, durante la realizzazione dei campioni, l'efficienza ad essere estratta, mediante un estrattore idraulico costruito appositamente, senza subire danni così da poter riutilizzarla per i solai successivi. Gli ancoraggi mobili della precompressione sono posizionati, per le 2 nervature centrali, su 4 selle dissimulate nel pavimento tecnico o leggermente sporgenti in copertura mentre, per le 4 nervature esterne in 24 nicchie scavate nell'estradosso, successivamente riempite e celate dalla resina d'impermeabilizzazione.
Per la costruzione sono stati impiegati calcestruzzi di differente tipologia in modo da rispondere al meglio alle esigenze strutturali e realizzative di ogni elemento. In particolare, per la struttura fuori terra si sono impiegati dei calcestruzzi C40/50 di consistenza C3 e

Committente/Owner
Comune di Losone
Impresa/Contractor
Poncetta SA, Bignasco
Architetti e direzione lavori/ Architecture and site management
baserga mozzetti architetti SA, Muralto
Ingegnere civile/Engineering
ingegneri pedrazzini guidotti, Lugano

Construction and materials

The construction of the building required close collaboration between the designers and the contractor in order to optimise the formwork system and the reinforcement of the coffered slabs, the properties of the fresh concrete, and the details around the prefabricated anchorages for the prestressing. To enable the reuse of the three slabs mentioned, just over 1000 cassettes were made with 4 lateral faces of 3-ply wood panels and a top face of sheet steel. This typology showed during the construction of the samples the efficiency to be extracted, by means of a hydraulic extractor built specifically, without suffering damage so as to be able to reuse it for the successive slabs. The movable anchorages for the prestressing are positioned, for the 2 central ribs, on 4 saddles dissimulated in the technical floor or slightly projecting in the roof while, for the 4 external ribs, in 24 niches excavated in the extrados, subsequently filled and concealed by the waterproofing resin.
For the construction, concretes of different typology were used in order to best respond to the structural and constructional requirements of each element. In particular, for the above-ground structure, C40/50 concretes with consistency C3 and

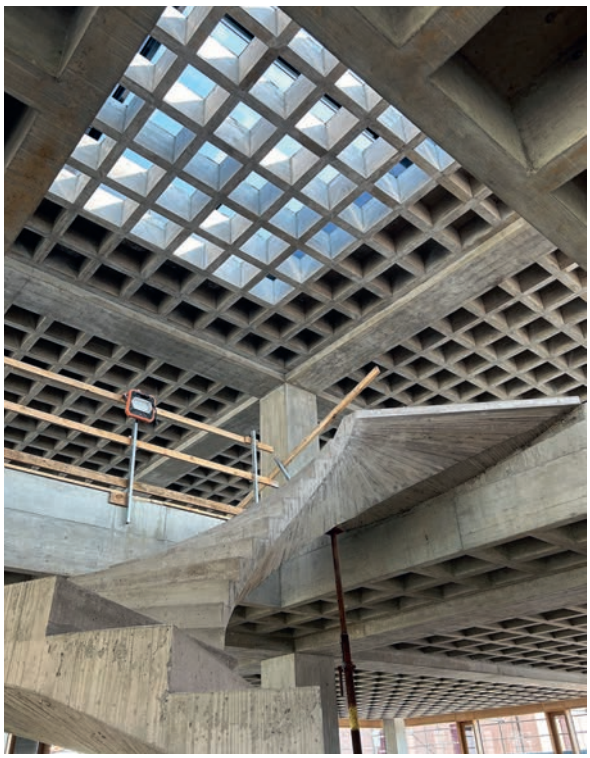


Fig. 11
Il pianerottolo della scala al secondo piano e il solaio di copertura a struttura ultimata.
The landing on the second-floor staircase and the roof slab once structure completed.

stressing live anchors. To enable the reuse of the aforementioned formwork for the three floors, just over 1,000 coffers were constructed, with the four side faces made of 3-ply timber panels and the top face of steel sheet. During the production of the mock-ups, this design proved effective in being extracted using a specially constructed hydraulic extractor without sustaining damage, thus allowing it to be reused for subsequent slabs. The prestressing live anchors are positioned, for the two central ribs, on four saddles concealed within the raised floor or slightly protruding from the roof deck, whilst for the four outer ribs they are situated in 24 niches cut into the upper face, which were subsequently filled and concealed by the waterproofing resin.
Various types of concrete were used in the construction to best meet the structural and construction requirements of each element. Specifically, for the aboveground structure, C40/50 concrete

con una granulometria massima degli inerti di 32 mm per i pilastri e di consistenza F5 con inerti 16 mm per i solai. Tutti i calcestruzzi sono stati confezionati con cemento di tipo ZN/D. Lo spessore medio dei solai risulta essere di 34 cm considerando le nervature e tutte le bordure attorno ai vuoti; mentre si riduce a 25 cm considerando i soli campi a cassettoni che presentano le portate maggiori di 12,82 m e quelle minori di 9,82 m. Il contenuto di armatura lenta dei solai è di 84 kg/m^2 ai quali si aggiungono 3 kg/m^2 di acciaio da precompressione.

of consistency C3 with a maximum aggregate size of 32 mm was used for the columns, and concrete of consistency F5 with 16 mm aggregates was used for the floor slabs. All concrete was mixed using ZN/D cement. The average thickness of the coffered slabs is 34 cm, taking into account the ribs and all kerbs around the voids; this is reduced to 25 cm when considering only the coffered fields, which have spans of 12.82 m and 9.82 m. The loose reinforcement content of the floor slabs is 84 kg/m^2, to which 3 kg/m^2 of prestressing steel is added.

Autori/Authors

Roberto Guidotti
Dr Ing. civile dipl. EPFL SUP OTIA

Andrea Pedrazzini
Ing. civile dipl. ETHZ SIA OTIA

Eugenio Pedrazzini
Ing. civile dipl. ETHZ SIA OTIA

ingegneri pedrazzini guidotti sagl
CH-6900 Lugano
ingegneri@ing-ppg.ch

NEST STEP2 – Empa Dübendorf
NEST STEP2 – Empa Dübendorf

Andreas Galmarini, Silvan Oesterle, Wolfram Kübler



Fig. 1
Empa NEST.
Empa NEST.
(© Zooey Braun)

Einleitung

Oberstes Ziel der zweiten Generation Units auf der Innovationsplattform NEST der Empa in Dübendorf sind marktreife Lösungen, die einen nachhaltigen Umgang mit Energie und Ressourcen erlauben. STEP2 ist die erste Unit der neuen Generation und vereint digitale Entwurfs- und Fertigungstechniken mit innovativen Materialien und einem umfassenden Energie- und Behaglichkeitskonzept. Für die zweistöckige Unit arbeiteten zahlreiche Wirtschafts- und Forschungspartner zusammen. Zu den zentralen Innovationsobjekten gehören die IPF-Decke und die Wendeltreppe Cadenza. Die meisten eingesetzten Technologien sind heute bei den beteiligten Industriepartnern in verschiedenen Produkten in Anwendung.

Introduction

The primary goal of the second generation of units on the innovation platform NEST of Empa is to develop market-ready solutions that enable sustainable energy and resource management. STEP2 is the first unit of this new generation and combines digital design and fabrication techniques with innovative materials and a comprehensive energy and comfort concept. The two-story unit was created through a co-creation approach involving numerous industry and research partners. Key innovations include the Integrated Performance Floor and the Cadenza spiral staircase. Many of the technologies tested in STEP2 are already being implemented across a range of products by the project's industry partners.

IPF (Integrated Performance Floor)

Die 3D-Drucktechnologie bietet für die Bauindustrie ein interessantes Potenzial. Die Effizienzvorteile nicht-standardisierter maschineller Fertigung vereinen sich hier mit den Gestaltungs- und Konstruktionsmöglichkeiten neuer, digitaler Entwurfswerkzeuge. Ein wichtiger Anwendungsfokus für diesen Lösungsansatz liegt auf Geschossdecken für Bürohochhäuser.
Mithilfe von 3D-gedruckten Schalungselementen werden im Werk zweiachsig vorgespannte Betonfertigteile mit integrierten Unterzügen hergestellt. Dafür entwickelte Stahlton ein innovatives Druckverfahren für Schalungselemente. Statt umweltkritischer Polymere wird Sand mit einem mineralischen, wasserbasierten Binde-

IPF (Integrated Performance Floor)

3D printing technology offers significant potential for the construction industry. The efficiency advantages of non-standardized mechanical production are combined with the design and construction possibilities of new digital design and fabrication tools. A major application focus for this approach is on floor slabs for high-rise office buildings.

Using 3D-printed formwork elements, biaxially prestressed precast concrete elements with integrated beams are produced in the factory. For this purpose, Stahlton has developed an innovative 3D printing process for formwork elements. Instead of environmentally critical polymers, sand with a mineral- and water-based binder is used. This process is significantly more sustainable than conventional methods. It allows for printing durable molds that can be used for up to 40 concrete casts and can afterwards be ground into printing sand for new molds. Prestressing increases both design freedom and the span between supports, expanding the potential range of applications. On the construction site, elements equipped with shear and connection reinforcement are placed on prepared columns using a crane, supplemented with mesh reinforcement for the upper layer, and then a topping layer of concrete is cast. The result is a monolithic reinforced concrete slab with downstand beams and material-efficient thin intermediate areas. On-site formwork is eliminated, as the elements serve as lost formwork. The thickness of the elements installed in STEP2 is 6 cm, the ribs are 22 cm high, and the topping layer, reinforced with a light mesh (diameter of 8 mm, 20 x 20 cm), is 6 cm thick.

Compared to a conventional solid flat concrete slab, this solution saves 35 % in CO_2 equivalents. Savings are achieved through a combination of geometric volume reduction, prestressing, and the use of low-CO_2 concrete.

Technical functional elements are also created using 3D sand printing and integrated during factory production. The functional elements are made from purely mineral materials, simplifying deconstruction and recyclability. Additionally, the exposed concrete surface features an acoustic diffusive relief pattern, which

mittel verwendet. Das Verfahren ist wesentlich nachhaltiger als herkömmliche und ermöglicht langlebige Druckformen, die bis zu 40 Betonabgüsse pro Form erlauben. Nach dem Betonieren wird die Schalung zu Drucksand für neue Formen gemahlen.

Durch Vorspannung können sowohl die Konstruktionsfreiheit wie auch die Montagestützweite deutlich vergrössert werden, was das mögliche Anwendungsgebiet auf einen weiten Bereich ausdehnt. Auf der Baustelle werden die mit Schub- und Anschlussbewehrung versehenen Elemente per Kran auf vorbereitete Stützen aufgelegt, mit einer Mattenbewehrung als obere Bewehrungslage ergänzt und mit einem Überbeton vergossen. Im Ergebnis entsteht eine monolithische Stahlbetondecke mit Unterzügen und materialeffizient ausgedünnten Zwischenbereichen. Der Schalungsbau auf der Baustelle entfällt, die Elemente übernehmen die Funktion einer verlorenen Schalung. Der Spiegel der beim STEP2 verbauten Elemente ist 6 cm dick, die Rippen sind 22 cm hoch und der mit einem leichten Netz Ø 8 mm – 20 x 20 cm bewehrte Überbeton 6 cm stark.



Fig. 2
Innenraum STEP2 mit IPF-Decke, Cadenza-Treppe und «Closed Cavity»-Fassade.
Inside of STEP2 with IP Floor, Cadenza stairs and closed cavity façade.
(© Zooey Braun)

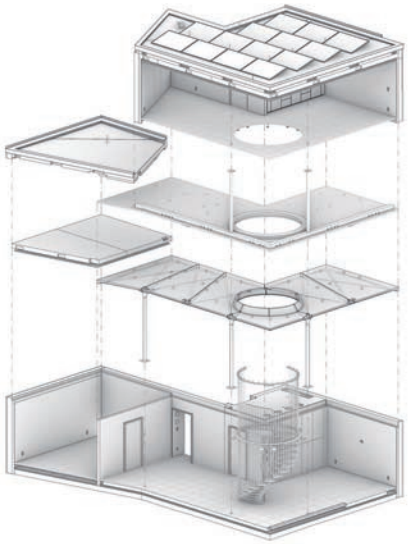


Fig. 3
Isometrie STEP2 mit Aufbau der Zwischendecke.
Isometry of STEP2 with build-up of intermediate floor.

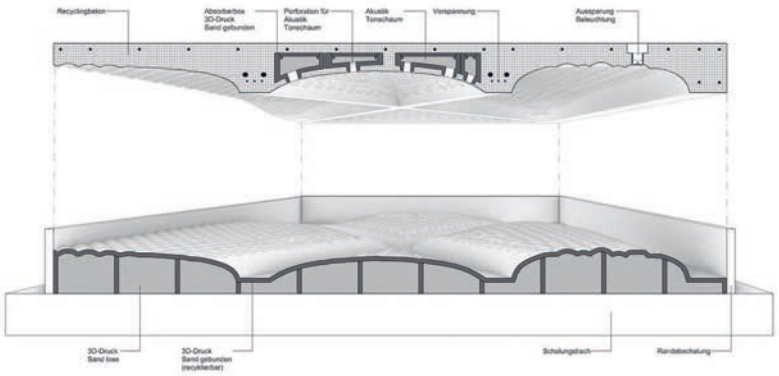


Fig. 4
Übersicht IPF-Decke mit Bestandteilen und Herstellungsverfahren.
Overview of IP Floor with elements and production.

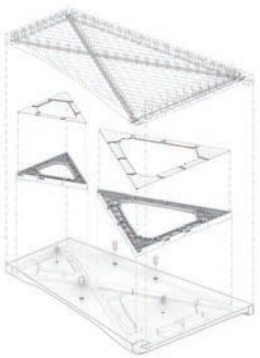


Fig. 5
Aufbau IPF-Decken mit Akustikboxen.
Build-up of IP Floor including acoustic absorbers.

Die Decke spart im Vergleich zu einer konventionellen massiven Betonflachdecke 35 % CO_2-Äquivalente ein. Die Einsparungen werden durch eine Kombination aus geometrischer Volumenreduktion, Vorspannung und der Verwendung von CO_2-reduziertem Beton erreicht.
Technische Funktionselemente werden ebenfalls im 3D-Sanddruck erstellt und bereits werkseitig integriert. Die Funktionselemente werden aus rein mineralischen Materialien erstellt, was den Rückbau und die Wiederverwertbarkeit vereinfacht. Des Weiteren ist die Sichtbetonoberfläche mit einem akustisch diffus streuenden Relief versehen, wodurch akustische Linsenwirkung vermieden und die Absorption verbessert wird. Das Relief kann im 3D-Schalungsdruck ohne Mehraufwand erstellt werden.
Die Decke fungiert nicht nur als statisches und akustisch wirksames Bauelement, sondern ist auch integraler Bestandteil des Energiekonzepts. Zusammen mit der Wendeltreppe Cadenza arbeitet sie als aktivierbare thermische Masse, die das Gebäude klimatisch unterstützt und dadurch den Bedarf an Heiz- und Kühlleistung reduziert.
Die Integration der komplexen Anforderungen aus Tragwerk, Funktionselementen und Energiekonzept wurde durch die frühzeitige Zusammenarbeit der Beteiligten in der strategischen Planungsphase erreicht. Auf dieser Basis wurden massgeschneiderte digitale, parametrische Entwurfswerkzeuge entwickelt. Diese Werk-

avoids acoustic lens effects and improves absorption. This relief can be created in the 3D-printed formwork without additional effort.
The ceiling not only serves as a static and acoustically effective building element but is also an integral part of the energy concept. Together with the Cadenza spiral staircase, it acts as thermal mass, supporting the building's climate control and reducing the need for heating and cooling.
The integration of complex requirements from structural engineering, functional elements, and the energy concept was achieved through early collaboration among stakeholders during the strategic planning phase. Custom digital parametric design tools were developed for this purpose.



Fig. 6
Sandbett-3D-Druckanlage.
3D sand printer.



Fig. 7
Nahaufnahme der gedruckten Schalung.
Close-up of printed formwork.



Fig. 8
Versetzen Deckenelemente.
Mounting of ceiling element.



Fig. 9
Treppe Cadenza.
Cadenza stairs.
(© Zooey Braun)

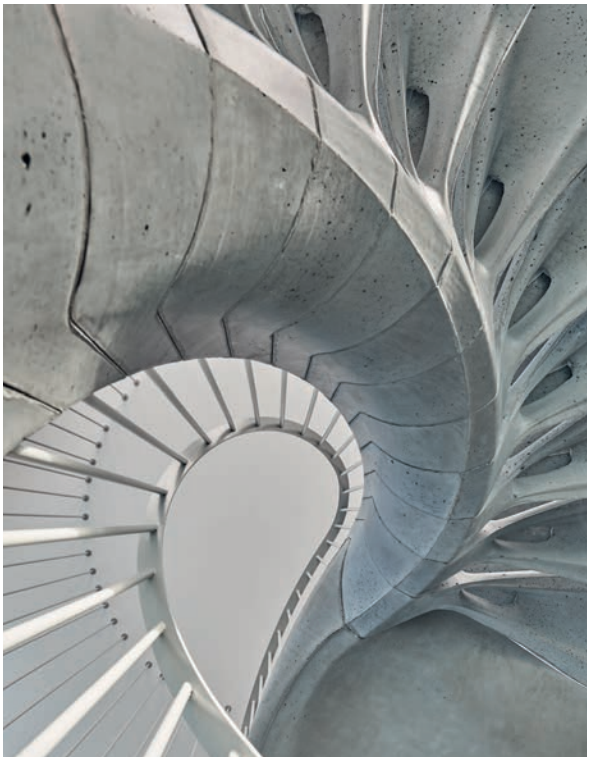


Fig. 10
Cadenza – Treppenauge.
Cadenza – stairwell.
(© Zooey Braun)

Spiral Stairs Cadenza

As symbolic backbones of buildings, stairs play a crucial functional and aesthetic role in architecture. However, producing custom concrete stairs poses significant challenges for conventional formwork solutions. To address these challenges, the concrete spiral stair in the STEP2 unit utilizes the latest research in 3D-printed formwork. From design to production, a fully digital process is employed, leveraging the synergies between computer-aided design and additive manufacturing. The goal is to expand the design possibilities for concrete stairs while reducing the costs, material, and labor typically associated with custom and complex shapes.

The new process enables the production of intricate and high-quality concrete elements. Glossy or slip-resistant surfaces, decorative elements, and cable ducts are integrated into the model and controlled using parameters.

Wendeltreppe Cadenza

Als symbolisches Rückgrat von Gebäuden haben Treppen eine wichtige funktionale und ästhetische Rolle in der Architektur. Die Herstellung massgeschneiderter Betontreppen stellt aber konventionelle Schalungslösungen vor grosse Herausforderungen. Um diesen Herausforderungen zu begegnen, wird für die komplexe Beton-Wendeltreppe in der STEP2-Unit auf die aktuellste Forschung im Bereich 3D-gedruckter Schalungen gesetzt. Vom Entwurf bis zur Produktion kommt ein komplett digitales Verfahren zum Einsatz, das die Synergien zwischen computergestütztem Design und additiver Fertigung optimal nutzt. Ziel ist es, die Gestaltungsmöglichkeiten von Betontreppen zu erweitern und dabei gleichzeitig die Kosten-, Materialzeuge erlauben einen Austausch zwischen parameterbasierter Optimierung der Form und architektonischen Eingaben.

Ultra-high-performance fiber-reinforced concrete is used for manufacturing. This material offers high tensile and compressive strength in all directions, as well as a high modulus of elasticity, allowing for very thin, complex shapes that would not be possible with conventional reinforced concrete. The tread thickness is only about 25 mm. The staircase's form was iteratively developed for functionality, architecture, and structural performance. Structural tests and fabrication trials were used to accelerate development and verify design models.

Although the circular spiral stairs are perceived as a single sculptural unit, they are composed of a series of identical step elements. These lightweight and structurally efficient elements are prefabricated and assembled on-site. Along the open stairwell, the elements form a spatially curved column. The step elements are threaded onto three 18 mm diameter steel rods. The use of shape



Fig. 11
Schalungselemente eines Tritts.
Formwork elements of a step.
(© A. Jipa, Digital Building Technologies, ETH Zürich)



Fig. 12
3D-gedrucktes Schalungselement.
3D-printed formwork element.
(© New Digital Craft)

und Arbeitsaufwände zu reduzieren, die normalerweise bei individuellen und komplexen Formen unweigerlich auftreten.
Das neue Verfahren ermöglicht es, architektonisch interessante und qualitativ hochwertige Elemente aus Beton zu fertigen. Glänzende oder rutschfeste Oberflächen, dekorative Elemente und Kabelkanäle werden bereits im Modell integriert und mithilfe von Parametern kontrolliert.
Für die Herstellung wird ultrahochfester faserverstärkter Beton verwendet. Dieser weist hohe Zug- und Druckspannungskapazitäten in alle Richtungen sowie einen hohen E-Modul auf und ermöglicht dadurch sehr dünne, komplexe Formen, die mit normalem Stahlbeton nicht realisiert werden könnten. So ist die Trittfläche lediglich ~25 mm stark. Die Form der Treppe wurde iterativ funktional-architektonisch-statisch entworfen und optimiert. Bruch- und Fabrikationsversuche wurden dabei genutzt, um die Entwicklung zu beschleunigen und die Bemessungsmodelle zu verifizieren.
Obwohl die kreisförmige Wendeltreppe als ein grosses, skulpturales Ganzes wahrgenommen wird, setzt sie sich aus einer Serie identischer Stufenglieder zusammen. Diese leichten und strukturell effizienten Elemente werden vorgefertigt und vor Ort zusammengesetzt. Entlang des offenen Treppenauges bilden die Elemente eine räumlich geschwungene Säule. Dazu wurden die Stufenelemente auf drei Stahlstäben Ø 18 mm aufgefädelt. Die verwendete Formgedächtnislegierung (Memory Steel) erlaubte, die Stäbe anschliessend durch ein kurzzeitiges Erwärmen der Legierung mittels Strom vorzuspannen – ohne grosse Presse und ohne den üblichen Reibungsverlust. Die Relaxation über 100 Jahre beträgt rund 12 %.
Die trockene Fügung spart nicht nur Zeit und Material, sondern ermöglicht auch eine einfache Demontage und Wiederverwendung, was die Flexibilität und Nachhaltigkeit des Bauwerks weiter erhöht.
Die aus Sicherheitsgründen erforderliche Absturzsicherung aus vertikalen Stahlstäben wurde als Letztes montiert und trägt nicht zum vertikalen Lastabtrag bei.
Die Wendeltreppe demonstriert, dass digitale Fertigungstechnologien zu nachhaltigen, effizienten und leistungsstarken Designlösungen beitragen können. Das entwickelte und in der Anwendung verfeinerte Verfahren ist eine einsatzreife Lösung für individuelle Entwürfe und Bauvorhaben.

memory alloy (memory steel) allows the rods to be prestressed by briefly heating the alloy with electricity—without the need for a large press and without the usual friction loss. Relaxation over 100 years is around 12 %.
The dry assembly not only saves time and material but also allows for easy disassembly and reuse, enhancing the flexibility and sustainability of the structure. The required railing, consisting of vertical steel rods, was installed last and does not contribute to vertical load bearing.
The Cadenza spiral stair demonstrates how digital fabrication technologies can contribute to sustainable, efficient, and high-performance design solutions. The developed and refined process is a ready-to-use solution for custom designs and construction projects.

Bauherrschaft/Owner
BASF SE, Empa NEST
Projektautoren/Project authors
ROK Architekten, Digital Building Technologies – ETH Zürich, WaltGalmarini, Stahlton Bauteile AG, NDC – New Digital Craft
Bauunternehmungen/Contractors
Aepli Metallbau AG, Stahlton Bauteile AG, re-fer AG, Strabag AG, Walter Melere Baumeister, Kaufmann Spenglerei AG, Bartenbach GmbH, Klinova AG

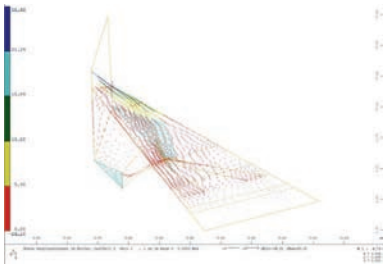


Fig. 13
FE-Modell eines Tritts.
FE-model of a step.

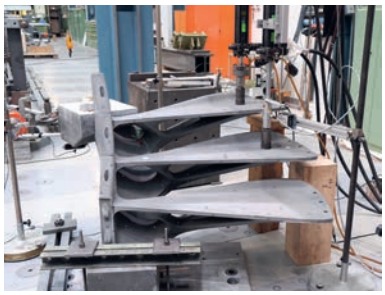


Fig. 14
Belastungsversuch an der Empa.
Loadtest at Empa.
(© Empa)



Fig. 15
Elemente der Treppe mit Formgedächtnis-Stäben, Trittstufen und Absturzsicherung.
Elements of the stairs with memory alloy bars, steps and railing.
(© A. Jipa, Digital Building Technologies, ETH Zürich)



Fig. 16
Treppe Cadenza vor der Montage der Absturzsicherung.
Stairs before installation of railing.
(© A. Jipa, Digital Building Technologies, ETH Zürich)

Autoren/Authors

Andreas Galmarini
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH SIA

Wolfram Kübler
dipl. Bauing. FH SIA

WaltGalmarini AG
CH-8045 Zürich
andreas.galmarini@waltgalmarini.ch

Silvan Oesterle
MSc ETH Architektur

ROK Architekten
CH-8048 Zürich
oesterle@rok-office.com

Umnutzung Felix-Platter-Spital, Basel – Transformation eines Baudenkmals

Conversion of the Felix Platter Hospital, Basel – transformation of a listed heritage building

Matthias Kunze, Andreas Gianoli

Einleitung

Das denkmalgeschützte Gebäude des ehemaligen Felix-Platter-Spitals in Basel wurde zu einem gemeinschaftsorientierten Wohnungsbau mit 130 Wohnungen umgenutzt. Das im Wettbewerb erarbeitete Konzept zielte darauf ab, das bestehende Stahlbetongebäude in seiner Erscheinung und Tragstruktur weitgehend zu erhalten. Ein neues doppelstöckiges Foyer sowie ein Erschliessungskorridor mit kaskadenartiger Treppe und neuen Treppenhäusern bildeten die wesentlichen Veränderungen des Bestands. Im Zuge der Umnutzung erfolgte eine Erdbebenertüchtigung mit ergänzenden Aussteifungsmassnahmen.

Introduction

The heritage-listed former Felix Platter Hospital in Basel was converted into a community-focused residential building with 130 flats. The concept developed in the competition aimed to largely preserve the appearance and supporting structure of the existing reinforced concrete building. A new two-storey foyer and an access corridor with a cascading staircase and new stairwells were the main changes to the existing building. As part of the conversion, seismic retrofitting with additional bracing measures was carried out.

Ausgangssituation und architektonisches Konzept

Der ehemalige Spitalbau wurde 1962–1967 erstellt. Das Gebäude genügte den heutigen Anforderungen an einen Spitalbetrieb nicht mehr. Eine breite öffentliche Diskussion und Untersuchungen des Bestands führten zu einem Erhalt und Schutz des Bestandsbaus. Ein Architekturwettbewerb legte den Grundstein für eine Umnutzung des Gebäudes zu einem genossenschaftlichen Wohnungsbau – dem «Miteinanderhaus».



Fig. 1
Aussenansicht Südfassade.
Exterior view of the south façade.
(© Ariel Huber)

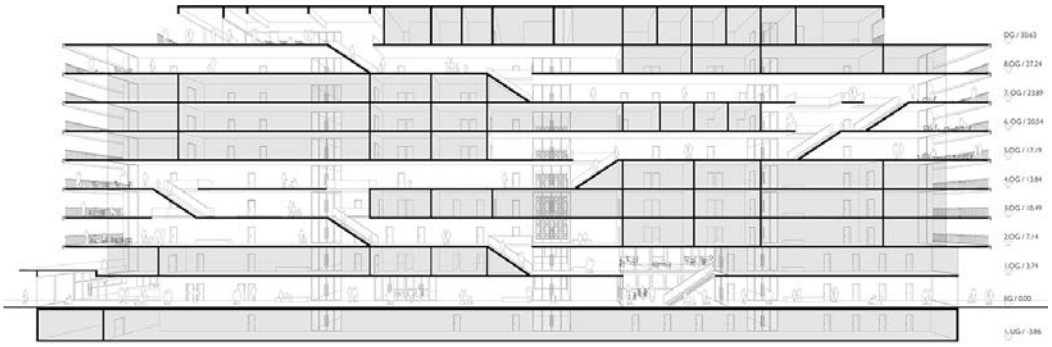


Fig. 2
Räumlicher Schnitt mit Organisation der Erschliessungsflure über Kaskadentreppe.
Spatial section illustrating the layout of the access corridors via a cascading staircase.
(© Müller Sigrist Architekten/Rapp Architekten)

Initial situation and architectural concept

The former hospital building was constructed between 1962 and 1967. The building no longer met today's requirements for hospital operations. A broad public discussion and investigations of the existing building led to the preservation and protection of the existing building. An architectural competition laid the foundation for the conversion of the building into a housing cooperative residential building – the "Miteinanderhaus".

The winning competition design aimed to preserve the appearance of the existing reinforced concrete building with main dimensions of 100 m x 20m x 35 m (L x W x H). On the upper floors, 130 new, diverse flats were created, while the ground floor offers space for retail, catering and childcare.

The centrepiece of the converted hospital building is a two-storey foyer, which provides access to the public areas and is also an important public passageway in the neighbourhood. A cascading staircase leads from the ground floor up to the roof, encouraging residents to interact with each other.

Supporting structure

The existing, extremely efficient and material-saving reinforced concrete supporting structure consists of thin slabs supported on beams and partition walls and is based on precisely thought-out planning by the engineering firm Eglin & Derron, which was responsible for the project at the time of construction.

The concept for the conversion from hospital to housing was developed in such a way that the existing load-bearing structure was respected as far as possible. In addition to adopting the existing load-bearing axes, the aim was to limit the superimposed and live loads to the values taken into account when the building was constructed. The building

Der siegreiche Wettbewerbsentwurf zielte darauf ab, das bestehende Stahlbetongebäude mit den Hauptabmessungen 100 m x 20 m x 35 m (L x B x H) in seiner Erscheinung zu erhalten. In den Obergeschossen entstanden 130 neue, vielfältige Wohnungen, das Erdgeschoss bietet Räume für Detailhandel, Gastronomie und Kinderbetreuung.

Herzstück des umgenutzten Spitalbaus ist ein doppelstöckiges Foyer, das die öffentlichen Nutzungen erschliesst und gleichzeitig eine wichtige öffentliche Querung im Quartier darstellt. Eine kaskadenartige Treppe führt vom Erdgeschoss bis aufs Dach und fördert so den Austausch der Bewohner miteinander.

Tragwerk

Das bestehende, äusserst effizient und materialsparend konstruierte Tragwerk aus Stahlbeton besteht aus filigranen Decken, die auf Unterzügen und Wandschotten aufgelagert sind und fusst auf einer präzis durchdachten Planung des zur Bauzeit verantwortlichen Ingenieurbüros Eglin & Derron.

Das Konzept des Umbaus wurde so entwickelt, dass das bestehende Tragwerk so weit wie möglich respektiert wird. Neben einer Übernahme der vorhandenen Tragachsen galt es, die Auf- und Nutzlasten auf die beim Erstellen des Baus berücksichtigten Werte zu beschränken. Die Lasten im

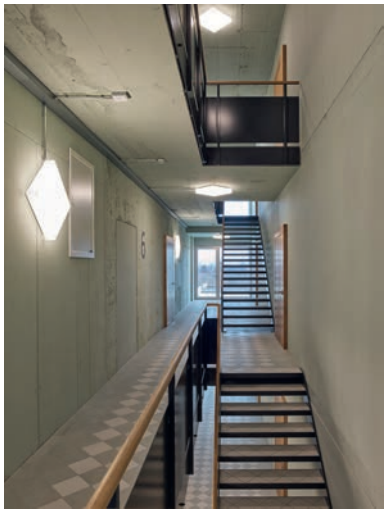


Fig. 3
Erschliessungskorridore mit Kaskadentreppe.
Access corridors with cascading staircase.
(© Ariel Huber)

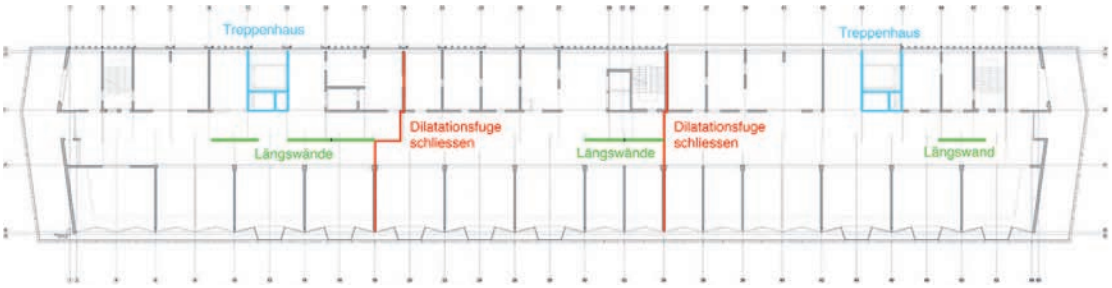


Fig. 4
Konzept Erdbebenertüchtigung.
Seismic retrofitting concept.

Gebäude wurden anhand von leichten Bodenaufbauten und Leichtbauwänden so weit begrenzt, dass keine grossflächige Verstärkung des Tragwerks und der Fundamente notwendig war. Wo erforderlich, wurde die Betonstruktur instandgesetzt, um deren Lebensdauer zu verlängern.
Zur Nachrechnung und für das Verständnis der bestehenden Tragstruktur waren die Ingenieurpläne und die dokumentierten statischen Berechnungen der 1960er-Jahre von massgebender Bedeutung.

Erdbebenertüchtigung

Bereits im Wettbewerbsprojekt wurde das Ertüchtigungskonzept gemeinsam mit den Architekten entwickelt und auf die neue Nutzung abgestimmt.
Zwei neue Treppenhäuser wurden als Aussteifungskerne in den Bestand eingefügt. Zugleich konnte damit das Fluchtwegkonzept optimiert und die Erschliessung verbessert werden. Diese Kerne enthalten Treppen, Lifte und Steigschächte für haustechnische Installationen. Sie wurden vollständig in Beton erstellt, erstrecken sich über die gesamte Gebäudehöhe und sind über Mikropfahlgründungen im Erdreich fundiert. Die bestehenden Decken wurden kraftschlüssig an die neuen Treppenhauswände angeschlossen.
Zur Erdbebenertüchtigung in Längsrichtung wurden im mittleren Bereich des Gebäudes sechs neue Betonwände mit Längen zwischen 4,5 m und 5 m erstellt. Diese Bauteile werden gleichzeitig als Trennwände zwischen den Wohnungen und der inneren Erschliessungsachse genutzt. Zudem ermöglichten sie grosszügige Durchbrüche in den angrenzenden Bestandsdecken.
Vier der sechs Längswände laufen bis zur Decke über 8. OG und zwei bis zur Dachgeschossdecke durch. Zwei Längswände konnten bis zur Bodenplatte neu erstellt werden. Diese Wände werden im Erdreich durch neue Fundamente abgestützt.
Im Bereich von drei neuen Längswänden bestanden im UG bzw. EG bereits vorhandene Betonwände. Diese wurden im Zuge der Sanierung abgebrochen und durch neue Betonwände ersetzt, um die Kräfte aus Erdbebeneinwirkung abtragen zu können. In

loads were reduced through the use of lightweight floor systems and partition walls to such an extent that no major strengthening of the primary structure or foundations was required. Where necessary, the concrete structure was repaired in order to extend its service life.
The engineering plans and documented structural calculations from the 1960s were of crucial importance for recalculating and understanding the existing load-bearing structure.

Earthquake strengthening

The strengthening concept was developed together with the architects during the competition design and tailored to the new use.



Fig. 5
Anschlussbewehrung der neuen Längswände.
Connection reinforcement of the new longitudinal walls.



Fig. 6
Mikropfahlbohrgerät Treppenhaus Ost, Bohrplanum auf Plattform im EG.
Micropile drilling rig in the east stairwell, with the drilling platform at ground floor level.



Fig. 7
Abgebrochenes Treppenhaus West mit Notspriessung auf Mikropfählen.
Demolished staircase west with temporary supports on micropiles.

Two new stairwells were inserted into the existing building as structural cores. At the same time, the escape route concept was optimised and access improved. These cores contain stairs, lifts and vertical service shafts for building services installations. They were constructed entirely in concrete, extend over the full height of the building, and are supported on micropile foundations. The existing slabs were structurally connected to the new stairwell walls. Six new concrete walls, each between 4.5 m and 5 m long, were constructed in the central part of the building to provide seismic reinforcement in the longitudinal direction. These shear walls also serve as partition walls between the flats and the inner access corridor. And they permit large openings in the adjacent existing ceilings.

Four of the six longitudinal walls extend up to the ceiling above the 8th floor, while two extend up to the attic ceiling. Two of these longitudinal walls could be newly constructed, all the way down to the floor slab and founded on new foundations. In the area of three new longitudinal walls, existing concrete walls were already present in the basement or on the ground floor. These were demolished during the renovation and replaced with new concrete walls to resist seismic forces. In these areas, the existing foundations were strengthened to carry the additional loads from the new concrete walls.

In addition, the three parts of the main building, which were separated by dilatation joints, were structurally connected in order to

diesen Bereichen wurden die bestehenden Fundamente verstärkt, um die zusätzlichen Lasten aus den neuen Betonwänden aufzunehmen.

Zusätzlich wurden die drei von Dilatationsfugen getrennten Gebäudeteile des Hauptbaus kraftschlüssig miteinander verbunden, um ein günstiges Schwingungsverhalten im Erdbebenfall zu er-

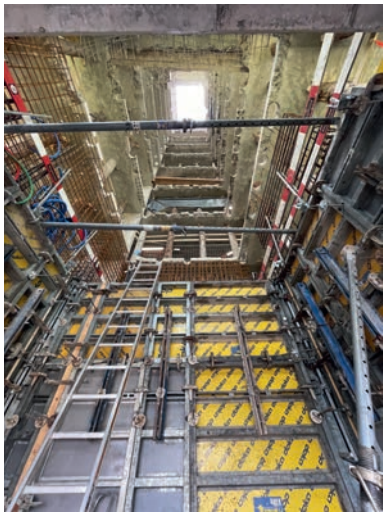


Fig. 8
Neubau Treppenhaus, Logistik mit Kranöffnung.
New stairwell, logistics with crane opening.



Fig. 9
Notspriessung mit hydraulischen Pressen.
Temporary supports with hydraulic presses.



Fig. 10
Umbaukonzept Foyer: Bestand/Notspriessung und Abbruch/Neubau.
Foyer remodelling concept: existing building/temporary steel supports and demolition/new construction.



Fig. 11
Ausführung Abfangscheiben über Foyer.
Execution of shear walls above the foyer.

zielen. Dadurch entstanden durchlaufende Deckenscheiben, die die horizontalen Lasten fast ohne Exzentrizität auf die aussteifenden Wände verteilen. Eine nicht kontrollierbare Torsionsbelastung wird vermieden. Das Schliessen der Fugen erfolgte mittels in die Decke gedübelten Stahlplatten.

Bauablauf

Ein besonderes Augenmerk während der Planungsphase galt den verschiedenen Bauzuständen für die Erstellung der neuen Tragwerkselemente. Für die Auflagerung der Notspriessung im Bauzustand als auch der Aufnahme der Erdbebenlasten im Endzustand im Bereich der neuen Treppenkerne wurden Mikropfähle eingesetzt, weil es innerhalb des Bestands sehr aufwändig gewesen wäre, neue Streifenfundamente zu erstellen. Für die Notspriessung kam ein Mischsystem aus Rohr-Mikropfählen, Stahlkonstruktionen, Rundhölzern und Spriessen zum Einsatz. Das Spriessraster in den oberen Geschossen ergab sich aus der Geometrie des bestehenden Gebäudes, im Untergeschoss aus der Position der Mikropfähle. Im EG wurden mithilfe eines Verteilträgers die Lasten von einem Raster ins andere umgeleitet.
Zur Reduktion der Verformungen des bestehenden Tragwerks während des Bauzustands wurde die Notspriessung mit Stellringzylindern (hydraulischen Pressen) vorbelastet. Die Verformungen wurden während der Bauphase laufend geodätisch überwacht und bei Bedarf die Notspriessung nachgespannt.
Zur Sicherstellung einer ausreichenden Aussteifung des Bauwerks gegenüber Wind- und Erdbebenlasten während des Bauzustands wurden die grössten Eingriffe in das Tragwerk zeitlich versetzt ausgeführt.

Bauherrschaft/Owner
Baugenossenschaft wohnen & mehr, Basel
Architektur/Architecture
Müller Sigrist Architekten, Zürich
Tragwerksplanung/ Structural engineering
Lüchinger Meyer Partner AG, Zürich
Baumanagement/Site managment
Rapp Architekten, Münchenstein
Baumeister/Contractor
Implenia Schweiz AG, Basel
Fertigstellung/Completion
2022

Construction sequence

During the planning phase, particular attention was given to the different construction stages involved in implementing the new load-bearing elements. Micropiles were used to support the temporary supports during construction and to resist seismic loads in the final stage in the area of the new staircase cores, as constructing new strip foundations within the existing structure would have been very costly. A combined system of tubular micropiles, steel structures, round timber, and struts was used for the temporary supports. The layout of the struts in the upper storeys was based on the geometry of the existing building and in the basement on the position of the micropiles. On the ground floor, the loads were transferred from one grid to the other using a distribution beam.
To reduce the deformations of the existing load-bearing structure during the construction phase, the temporary supports were preloaded with adjusting ring cylinders (hydraulic presses). The deformations were continuously monitored by geodetic surveying during the construction phase and the temporary supports were preloaded again as necessary.
To ensure adequate bracing of the building against wind and seismic loads during the construction phase, the largest interventions in the load-bearing structure were carried out at different times.

Eingangshalle/Foyer

Die Errichtung des neuen zweigeschossigen Foyers machte den Abbruch zahlreicher tragender Wandscheiben erforderlich, die die darüberliegenden Geschosse stützen. Zur Sicherung des Gebäudes im Bauzustand wurden temporäre Spriesstürme aus Stahl erstellt.
Für den Endzustand wurde ein statisches System von Abfang-

Foyer

The construction of the new two-storey foyer made the demolition of numerous load-bearing walls necessary, which support the storeys above. To secure the building during the construction phase, temporary steel towers were erected.
For the final state, a structural system of shear walls above the foyer was chosen, which



Fig. 12
Zweigeschossiges Foyer mit Sichtbetonstützen.
Two-storey foyer with exposed concrete columns.
(© Ariel Huber)

ders (hydraulic presses). Deformations were continuously monitored geodetically during the construction phase and the temporary supports were retensioned if necessary.
To ensure that the structure was sufficiently braced against wind and seismic loads during the construction phase, the most extensive interventions in the load-bearing structure were carried out at different times.

Entrance hall/Foyer

The construction of the new two-storey foyer required the demolition of numerous load-bearing wall sections supporting the floors above. Temporary steel strut towers were erected to stabilize the building during construction.
A structural system of transfer shear walls and columns was chosen for the final structure. The transfer shear walls convey the floor loads to the exposed concrete columns in the foyer. The new elements were constructed in

scheiben und Stützen gewählt. Die Wandscheiben leiten die Geschosslasten in die Sichtbetonstützen des Foyers weiter. Die neuen Bauteile wurden unter beengten Verhältnissen zwischen der temporären Notspriessung erstellt, die zweigeschossigen Stützen vorgefertigt und mit einem Lastwagenkran versetzt. Zur Reduktion der zeitabhängigen Stauchungen der Stützen aus Kriechen und Schwinden wurden die Betonstützen mit einem durchlaufenden Stahlkern ausgeführt. Somit konnten differenzielle Verformungen des darüberliegenden Tragwerks ausreichend begrenzt werden.
Durch kleinere Anpassungen im Untergeschoss konnten die konzentrierten Stützenlasten so auf die bestehenden Fundamente verteilt werden, dass keine Verstärkung der Fundamente notwendig wurde.

confined conditions between the temporary steel supports. The two-storey columns were prefabricated and installed using a lorry-mounted crane. To reduce time-dependent compression due to creep and shrinkage, the concrete columns were designed with a continuous steel core, which sufficiently limited differential deformations in the supporting structure above.
Minor modifications in the basement allowed the concentrated column loads to be distributed across the existing foundations, eliminating the need for foundation strengthening measures.

Autoren/Authors

Matthias Kunze
Dipl. Bauing. TU SIA
mku@lmp-ing.ch

Andreas Gianoli
Dipl. Bauing. ETH SIA
agi@lmp-ing.ch

Lüchinger Meyer Partner AG
CH-8005 Zürich

Tramdepot und Wohnhochhäuser Hard, Zürich
Hard tram depot and residential high-rise buildings, Zurich

Dominik Weiss

Einleitung
1911 wurde das Tramdepot Hard samt flankierenden Wohnhäusern erstellt und 1927 erweitert. Bis in die heutige Zeit war damit nur die Hälfte des Grundstücks überbaut, daneben wurden Tramzüge im Freien rangiert und abgestellt. Seit Längerem wurde (erfolglos) versucht, die fällige Depot-Modernisierung zu verknüpfen mit einer Zusatznutzung des attraktiven Grundstücks an der Limmat: unter anderem mit einem Neubau für die Kunstgewerbeschule (1991) und mit einem Wohnhochhaus (Kleeblatt-Projekt 2009).

Wettbewerb 2014
Der 2014 ausgeschriebene Projektwettbewerb forderte ein neues Depot für 25 Tramzüge, 200 Wohnungen, eine Einstellhalle für 660 Fahrräder (später ergänzt um 100 Autos), Schutzräume für die Bewohner und Verkaufsräume. Das denkmalgeschützte Depot von 1911 auf dem Ostteil des Grundstücks war zu erhalten. Auf die Projektierung von Hochhäusern sollte aus wirtschaftlichen Überlegungen verzichtet werden.
Das Siegerprojekt schlug gleichwohl zwei Hochhäuser über dem Tramdepot vor und zeigte, dass solche an diesem Standort ökonomisch und städtebaulich überzeugen. Nebst den beiden knapp 70 m hohen Hochhäusern sind um den länglichen Wohnhof im OG3 Maisonette-Wohnungen angeordnet. Im ebenerdigen Sockel wird die Depotnutzung limmatseitig flankiert durch drei Wohn- und Ateliergeschosse, zur Hardturmstrasse hin durch Laden- und Gewerberäume.

Introduction
In 1911, the Hard tram depot was constructed along with flanking residential buildings and subsequently expanded in 1927. For decades, only half of the site was developed, with the remaining area used for outdoor shunting and stabling of trams. For a long time, there were various (unsuccessful) attempts to combine the necessary modernization of the depot with additional uses for this prime riverside location on the Limmat—including a new school of arts and crafts (1991) and a residential high-rise (the "Kleeblatt" project, 2009)

Competition 2014
The 2014 design competition called for a new depot for 25 trams, 200 apartments, a parking facility for 660 bicycles (later expanded to include 100 cars), residents' shelters, and retail spaces. The heritage-

Herausforderungen
Die folgenden Randbedingungen prägten die Tragstruktur im Besonderen:

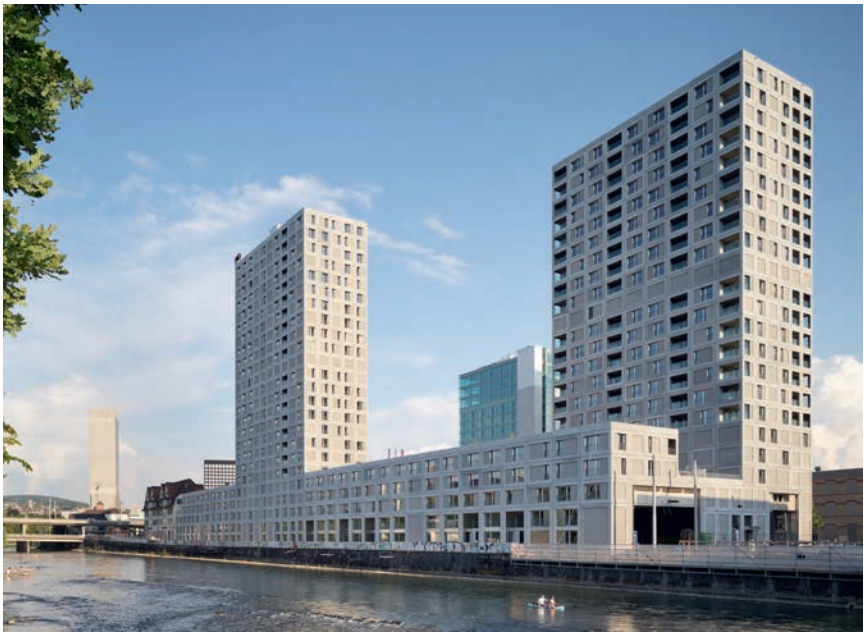


Fig. 1
Gesamtansicht von Tramdepot und Hochäusern.
General view of the tram depot and the high-rises.
(© Roman Weyeneth)



Fig. 2
Einfahrt ins Depot für Tram (im EG) und Fahrrad und Auto (UG) von der Westseite.
Entrance to the depot for tram (GF) and bicycle and car (basement) from the west side.

ge-protected 1911 depot on the eastern part of the site was to be preserved. For economic reasons, the competition brief advised against including high-rise buildings.
The winning project nevertheless proposed two high-rises above the tram depot, demonstrating that they are both economically and urbanistically compelling at this location. In addition to the two nearly 70 m tall towers, maisonette apartments are arranged around the elongated residential courtyard on Level 3. In the ground-level podium, the depot is flanked by three storeys of residential and studio spaces on the Limmat side, and by retail and commercial spaces facing Hardturmstrasse.

Challenges

The following limiting conditions were particularly influential in shaping the structural design:
- The vertical stacking of diverse uses and structural systems
- The vertical penetration of the open-plan tram depot by the high-rise load-bearing structure
- Height limitations for the single basement level, constrained between the mean groundwater level and the tram tracks
- The vibration isolation and acoustic decoupling between depot and residential use.

- Die vertikale Stapelung unterschiedlicher Nutzungen und Strukturen
- Die vertikale Durchdringung des offenen Tramdepots mit der Hochhaustragstruktur
- Die Höhenlimitierung für das eine Untergeschoss zwischen dem Mittelwasserspiegel und dem ebenerdigen Gleislayout
- Die erschütterungstechnische Entkoppelung zwischen Depot- und Wohnnutzung.

Tragwerk

Fundation und Setzungen

Die beiden Hochhäuser sind auf insgesamt 111 Betonbohrpfählen fundiert. Die Pfähle mit 1,18 m Durchmesser stehen auf dem Molassefels in 30 bis 42 m Tiefe. Eine kombinierte Pfahlplattengründung erwies sich als nicht realisierbar, weil die weiche Seeablagerungsschicht über dem Molassefels zu grosse Verkippungen und Setzungsdifferenzen zwischen Hochhaus und umgebendem Sockelbau ergeben hätte. Der gesamte Sockelbau ist demgegenüber auf der oberflächennahen Schotterschicht flach fundiert. Bis zur Erreichung der halben Hochhaushöhe wurde eine temporäre Setzungsgasse um die Hochhäuser offengelassen. Die schliesslich gemessenen Setzungen des Hochhauses wie auch des umgebenden Sockelbaus betrugen bis zu 10 mm.

Structure

Foundation and settlements

Both high-rise buildings are founded on a total of 111 bored concrete piles. These piles, with a diameter of 1.18 m, are socketed into the molasse rock at depths of 30 to 42 m. A combined pile-raft foundation (CPRF) proved to be unfeasible because the soft lacustrine deposits above the molasse would have resulted in excessive tilting and differential settlements between the towers and the surrounding podium structure. In contrast, the entire podium is shallow-founded on the near-surface gravel layer. A temporary settlement strip (shrinkage/settlement gap) was left open around the high-rises until half the building height was reached. The final measured settlements for both the towers and the surrounding podium amounted to a maximum of 10 mm.

Depot slab

The 137 m long and up to 30 m wide depot slab spans up to 14.5 m across the tram transit lanes without intermediate supports. It provides a flat soffit to accommodate a suspended load of 700 kg/m^2 for railway engineering systems, while simultaneously serving as the floor for the trafficable and heavily landscaped residential courtyard above. Structurally, the slab also acts as a coupling element between the two high-rise towers, partially integrating into both tower footprints for this purpose. To meet these requirements, the depot slab was designed as a uniaxially post-tensioned slab with a thickness of 60 to 80 cm. The 127 strand tendons provide an average centric prestressing force of 3.5 MPa, ensuring an uncracked section under service conditions.

High-rise stabilisation

The high-rise buildings achieve horizontal stability through their own dead load; the foundation piles are not activated in tension. The lateral force resisting system within the towers consists of selected reinforced concrete core

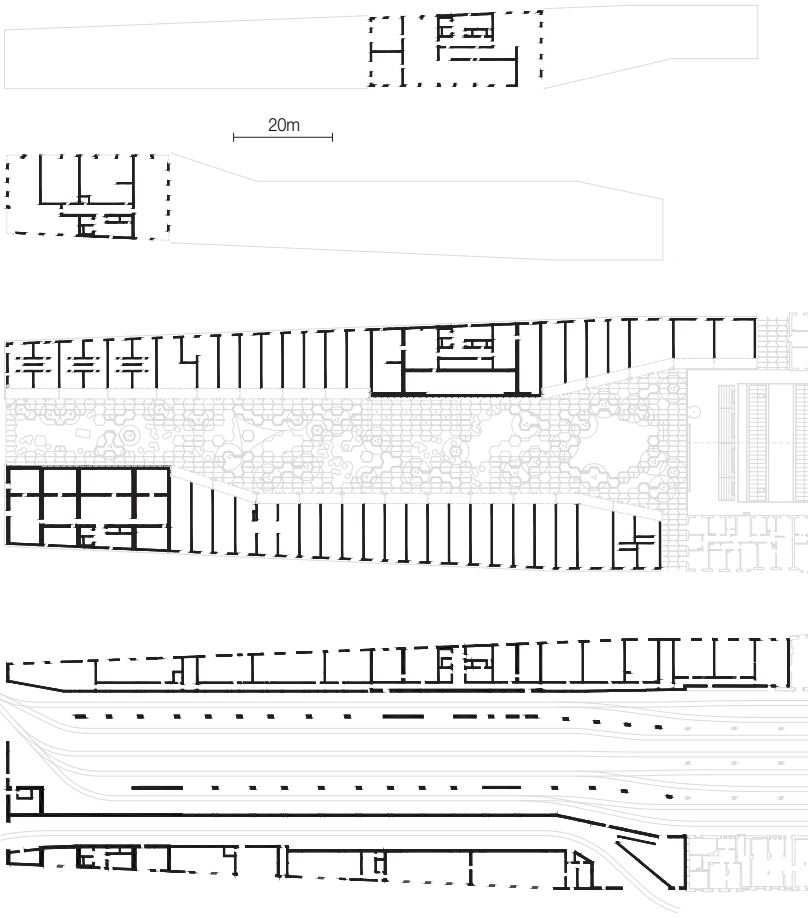


Fig. 3
Grundrisse und Tragstruktur: Hochhäuser Regelgeschoss (oben). Wohnhof mit Randbebauung OG3&4 (Mitte). Tramdepot EG–OG2 (unten).
Structural floor plans: High-Rise typical floor (top). Courtyard, Levels 3&4 (middle). Tram depot, GF–Level 2 (bottom).

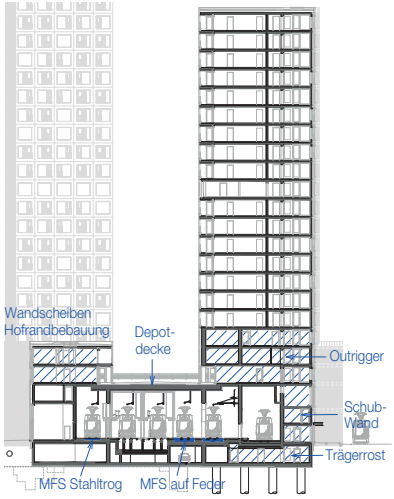


Fig. 4
Querschnitt durch Depothalle und Hochhaus Süd.
Cross-section through the depot hall and the South Tower.

Depotdecke
Die 137 m lange und bis 30 m breite Depotdecke spannt stützenfrei bis 14,5 m über die Tramfahrgassen.
Sie bietet eine ebene Deckenuntersicht für im Mittel 700 kg/m^2 Anhängelast für Bahntechnik und ist gleichzeitig der Boden des befahrbaren und schwer begrünten Wohnhofs darüber. Statisch wirkt die Platte auch als Koppelungselement zwischen den beiden Hochhäusern, sie greift zu diesem Zweck partiell in beide Hochhausgrundrisse hinein. Die Depotdecke wurde zur Erfüllung dieser Anforderungen als einachsig vorgespannte Platte ausgebildet und ist 60 bis 80 cm stark. Die 127 Litzenspannglieder ergeben eine mittlere zentrische Vorspannkraft von 3,5 MPa und ein im Gebrauchszustand ungerissenes Bauteil.

Hochhausstabilisierung
Die Hochhäuser stabilisieren sich horizontal mit ihrer Schwerelast, die Fundationspfähle sind nicht auf Zug aktiviert. Die Stabilisierungsstruktur in den Hochhäusern bilden ausgewählte Kern- und Wohnungstrennwände aus Stahlbeton, mit Regelstärken von 25 bis 40 cm. Einzelne hintereinanderliegende Wandscheiben wurden über die ganze Turmhöhe via Türstürze statisch gekoppelt. Beide Hochhaustragwerke sind so konzipiert, dass sie sowohl für sich alleine standfähig sind (u.a. im Bauzustand) als auch im Endzustand, in dem sie über die massive Depotdecke auf 8 m Höhe zusammengekoppelt sind.

and party walls, with standard thicknesses ranging from 25 to 40 cm. Individual wall diaphragms arranged in sequence are structurally coupled over the entire height of the tower via door lintels. Both high-rise structures are designed to be self-supporting as standalone units (e.g., during construction stages) as well as in the final state, where they are coupled via the massive depot slab at a height of 8 m.

Penetration of shear walls through the depot
The tram transit lanes strictly orient the podium in a West-East direction. In contrast, the shear walls of the high-rises are adapted to the apartment layouts within the towers and could not be extended downwards through

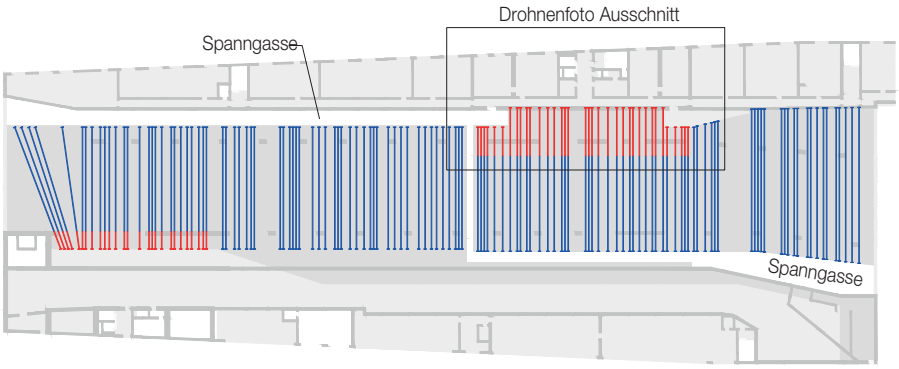


Fig. 5
Depotdecke. Spannkabellayout und temporäre Spann- und Schwindgassen. Rot: Vorgängig eingelegte Hüllrohre im Hochhaus.
Depot slab. Tendon layout and temporary stressing and shrinkage strip. Red: Pre-installed ducts in the high-rise structure.

the depot in its original form. The structural solution was achieved by relocating tenant storage and technical rooms into the two to three storeys directly above the depot (Levels 3 to 5). In these storeys, 40 cm to 80 cm thick load-bearing walls form a transfer and outrigger structure, enabling the diversion of forces and moments around the tram lanes. A typical detail involves crosswise intersecting walls with axial forces at the intersection of up to N_d = 36 MN. These forces are transferred through a combination of concentrated, coupled (threaded) reinforcing bars within the intersection area and the design of the wall intersection zones over one or more storeys.
In the basement, the high-rise forces are distributed into the foundation piles using the same principle. The basement walls of the towers are designed as a storey-high grillage; highly stressed shear walls are generally reinforced with multiple layers, and door openings are positioned for optimal structural performance. This allowed the base slab (pile cap slab) to be executed with a thickness of only 60 cm.

Courtyard perimeter apartments in box frame structure

The 137-metre-long residential courtyard on Level 3 ist flanked on both sides by maisonette apartments. The partition walls of these flats are designed as 25 cm thick load-bearing diaphragm walls and can be up to 14 m long. They span crosswise over the underlying longitudinal depot walls; depending on the specific locations, their structural system is a cantilevered single- or two-span beam.

Durchdringung Stabilisierungswände durch Depot

Die Tramfahrgassen orientieren den Sockel streng in West-Ost-Richtung. Die Stabilisierungsstruktur in den Hochhäusern ist dagegen dem Wohnungslayout in den Türmen angepasst und konnte in dieser Form nicht durch das Depot hindurch nach unten geführt werden. Die statische Lösung ergab sich durch die Verschiebung der Mieterkeller und Technikräume in die zwei bzw. drei Hochhausgeschosse direkt über dem Depot (also in die Geschosse OG3 bis OG5). In diesen Geschossen bilden 40 bis 80 cm dicke Tragwände eine Abfang- und Outriggerstruktur, welche die Umlenkung der Kräfte und Momente um die Tramfahrgassen herum ermöglicht. Ein typisches Detail sind dabei kreuzweise übereinanderstehende Wände mit Normalkräften in der Wandkreuzung bis N_d = 36 MN. Deren Durchleitung erfolgt mit konzentriert angeordneten, geschraubten Bewehrungsstäben in der Kreuzungsfläche sowie mit einer ein- bis mehrgeschosshohen Ausbildung der Wandkreuzungszonen.
Im Untergeschoss breiten sich die Hochhauskräfte nach demselben Prinzip in die Fundationspfähle aus. Die UG-Wände der Hochhäuser sind als geschosshoher Trägerrost konzipiert, stark beanspruch-

Vibration mitigation

The transmission of vibrations and structure-borne noise from the tram tracks to the apartments above and adjacent to the depot is minimised using mass-spring systems (MSS), among other measures. In these systems, the tram tracks run on an elastically mounted, high-mass track slab. The MSS is implemented in three different versions:
In the turning loop outside the depot, the MSS consists of a 50 cm thick concrete slab mounted on individual elastomer pads. For the track switches inside the building, 60 cm thick concrete slabs mounted on steel springs are used, embedded in recesses of the slab over the basement (Fig. 8, 4 MSS in total). All other tracks inside the depot are placed in orthotropic steel troughs filled with heavyweight concrete, only 18 cm thick, which are point-supported on elastomer pads (Fig. 8, 380 m total trough length). This highly compact MSS version was design-

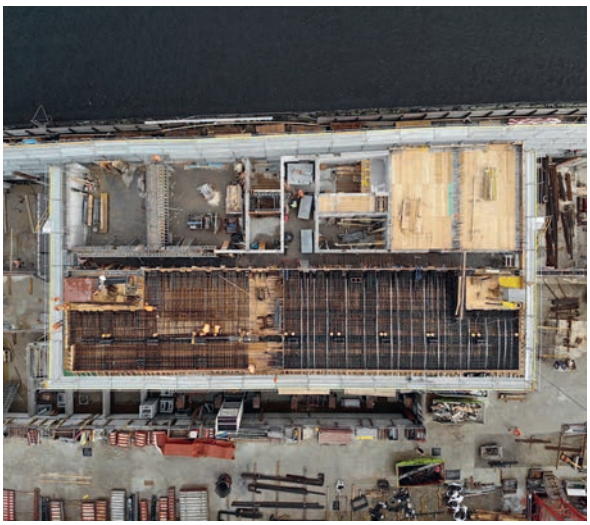


Fig. 6
Hochhaus Nord. Erstellung der ins Hochhaus hineinragenden vorgespannten Depotdecke über OG2.
North tower. Construction of the post-tensioned depot slab extending into the high-rise structure above Level 2.



Fig. 7
Die 145 m lange Depothalle diente während des Baus dem Materialumschlag.
The 145 m long depot hall was used for material handling during construction.

te Schubwände sind dazu in der Regel mehrlagig bewehrt, Türöffnungen statisch zweckmässig positioniert. Die Boden- resp. Pfahlkopfplatte konnte so nur 60 cm dick ausgeführt werden.

Hofrandbebauung in Schottenbauweise
Der 137 m lange Wohnhof im OG3 wird beidseits flankiert von Maisonettewohnungen. Deren Wohnungstrennwände sind als 25 cm dicke Tragscheiben ausgebildet und bis zu 14 m lang. Sie liegen kreuzweise auf den darunterliegenden Depotlängswänden, ihr statisches System ist fallweise ein auskragender Ein- oder Zweifeldträger.

Erschütterungsschutz
Die Übertragung von Erschütterungen und Körperschall von den Tramgleisen zu den über und neben dem Depot liegenden Wohnungen wird u. a. mit Masse-Feder-Systemen (MFS) minimiert. Bei diesen verlaufen die Tramschienen auf einer elastisch gelagerten, massereichen Fahrbahnplatte. Das MFS wird in drei verschiedenen Ausführungen verwendet:
In der Wendeschlaufe ausserhalb des Depots ist das MFS eine auf einzelnen Elastomerpads gelagerte Betonfahrbahn von 50 cm Stärke. Bei den Gleisweichen im Gebäude kommen, eingebettet in Vertiefungen der Decke über UG, auf Stahlfedern gelagerte Betonplatten von 60 cm Stärke zum Einsatz (Fig. 8, insgesamt 4 MFS). Alle übrigen Gleise im Depotinneren liegen in mit Schwerbeton gefüllten orthotropen Stahltrögen von nur 18 cm Stärke, die punkthaft auf Elastomerpads lagern (Fig. 8, insgesamt 380 m Troglänge). Diese sehr kompakte MFS-Variante wurde nachträglich eingeplant als Verbesserung für eine elastische Schienenlagerung, die den hohen Erwartungen an den Erschütterungsschutz nicht genügt hatte.
Die Herstellung der drei MFS hatte jeweils auch den Wechsel von «Baumeistergenauigkeit» zu «Bahntechnikgenauigkeit» herzustellen, für die drei MFS-Systeme gelangten hierfür verschiedene Bauabläufe und technische Lösungen zum Einsatz.

ed as an upgrade to a simpler elastic track support that did not meet the high vibration protection requirements.
The construction of the three MSS also required managing the transition from "general construction tolerances" to "railway engineering precision", involving different construction sequences and technical solutions for each of the three systems.

Concrete
The following types of concrete were used (as a percentage of the total quantity):
– 66 % recycled concrete (RC-C, recycled content ≥ 25 %)
– 13 % higher-strength concrete C45/55 (used in the lower seven floors of the high-rise buildings)
– 25 % strongly CO_2-reduced cement (CEM III/B, primarily for mass-rich structural elements)

Beton
Die folgenden Betontypen wurden verwendet (jeweils in Prozent der Betonmenge des Gesamtbauwerks):
– 66 % Recycling-Beton (RC-C, Recycling-Anteil ≥ 25 %)

Bauherrschaft/Owner
Liegenschaften Stadt Zürich und Verkehrsbetriebe Zürich VBZ
Architekt/Architect
Morger Partner, Basel
Tragwerksplanung/ Structural engineering
Ulaga Weiss AG, Basel
Baumeister/Contractor
Marti AG, Zürich



Fig. 9
Masse-Feder-System auf Stahlfedern: Herstellung.
Mass-Spring-System on steel springs under construction.

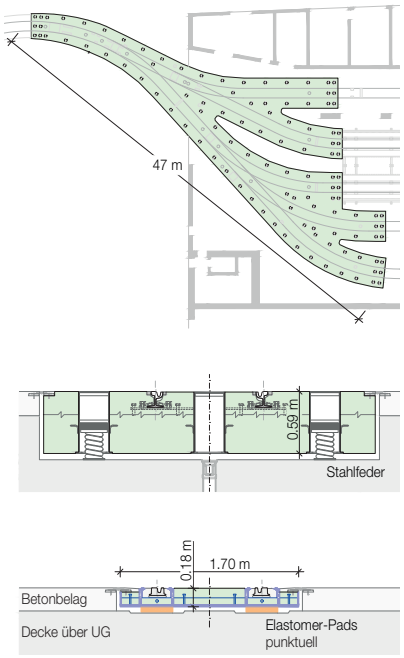


Fig. 8
Masse-Feder-Systeme. 430 to schwere Betonmasse auf 110 Stahlfedern im Weichenbereich, Grundriss und Querschnitt (oben/Mitte). Hochkompakte Stahltrog-Schwerbeton-Konstruktion auf Elastomerlagern im Depotinnenraum, Querschnitt (unten).
Mass-spring systems. 430-ton heavy concrete mass on 110 steel springs in the turnout area, layout and cross-section (top/middle). Highly compact steel trough/heavyweight concrete construction on elastomer bearings inside the depot, cross-section (bottom).

– 13 % höherfester Beton C45/55 (in den unteren 7 Geschossen der Hochhäuser)
– 25 % stark CO_2-reduzierter Zement (CEM 3B, v. a. für massereiche Bauteile)
– Die vorfabrizierten 8 bis 15 cm dicken Fassadenelemente wurden nach Vorversuchen ebenfalls mit Recycling-Beton hergestellt.

Die Wahl der Betonsorten erfolgte auch mit dem Fokus auf Nachhaltigkeitsüberlegungen. Der Grossteil des Betons wurde in einem Betonwerk auf der Baustelle hergestellt, was die Transportmengen reduzierte und die Abhängigkeit von den limitierten Anlieferungszeitfenstern und innerstädtischen Verkehrsverhältnissen senkte.

– The prefabricated facade elements, 8 to 15 cm thick, were also produced with recycled concrete following preliminary tests.

The selection of concrete types was also made with sustainability considerations in mind. Most of the concrete was produced in an on-site mixing plant, which reduced transport volumes and lessened dependency on limited delivery time windows and inner-city traffic conditions.

Autor/Author
Dominik Weiss
dipl. Bau-Ing. ETH HTL SIA

Ulaga Weiss AG
CH-4001 Basel
dominik.weiss@ulagaweiss.ch

Stahlbetontragwerk der SGKB-Halle, St. Gallen
Post-tensioned concrete structure of the SGKB Hall, St. Gallen

Rolf Meichtry, Rafael Kühne, Fabian Romer, Marcel Santer

Einführung

Das Messeareal in der Stadt St. Gallen wurde um die St. Galler-Kantonalbank-Halle (SGKB-Halle) erweitert. Der Neubau stellte aufgrund seiner Lage über bestehenden Infrastrukturen höchste Anforderungen an die Tragwerksplanung. Unterhalb der Hallenerweiterung verlaufen die Autobahn A1 sowie der Bahntunnel der SBB. Das Erdgeschoss der SGKB-Halle besteht aus einer multifunktionalen Messe- und Eventhalle (60 x 150 m) und einem Foyer (30 x 150 m). Über dem Foyer ist das Verwaltungsgeschoss angeordnet. Die Halle bietet für bis zu 12 000 Personen Platz und kann wie das Foyer in zwei unabhängig voneinander betriebene Hallenteile unterteilt werden.

Das Primärsystem des Neubaus besteht aus 9,0 m hohen vorgespannten Stahlbeton-Hohlkastenträgern, die im Freivorbau über dem bestehenden Hallenboden errichtet wurden. Der Beitrag erläutert die komplexe Lastabtragung im statisch unbestimmt gelagerten Tragwerk über 12 Erschliessungskerne unter Berücksichtigung der Zwangsbeanspruchungen infolge Kriechen und Schwinden.

Introduction

The trade fairgrounds in the city of St. Gallen have been expanded to include the St. Galler-Kantonalbank Hall (SGKB Hall). Due to its location above existing infrastructure, the new building posed significant challenges for the structural design. The A1 motorway and the SBB railway tunnel run beneath the hall extension.

The ground floor of the SGKB Hall comprises a multifunctional trade fair and event hall (60 m x 150 m) and a foyer (30 m x 150 m). An administrative level is situated above the foyer. The hall can accommodate up to 12,000 people and, like the foyer, can be divided into two independently operated sections.

The primary structure of the new building consists of 9.0 m high prestressed reinforced concrete box girders, which were constructed using the cantilever method above the existing hall floor. The article explains the complex load transfer in the statically indeterminate structure with 12 service cores, taking into account the constraint effects due to creep and shrinkage.

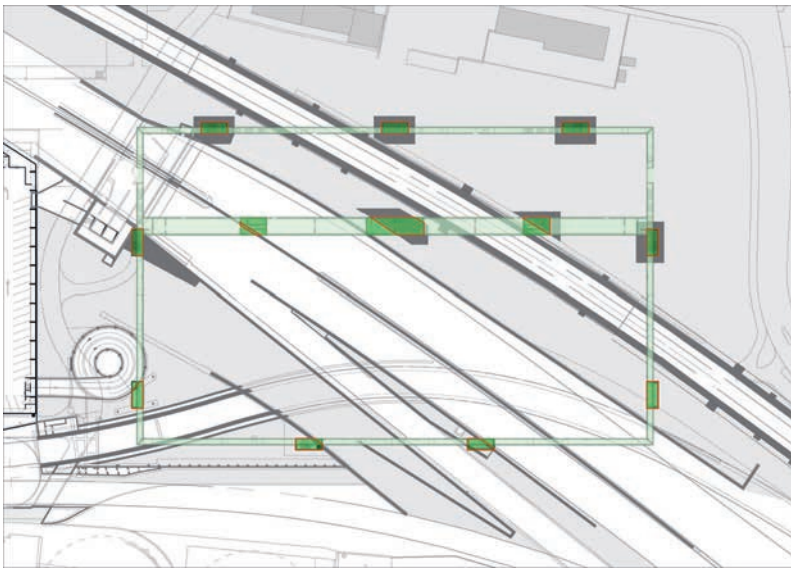


Fig. 1
Situation mit Neubau und darunter verlaufender Infastruktur.
Situation of the new building and the infrastructure running underneath it.

Stahlkonstruktionen

Die Dachkonstruktionen, die das Foyer und die Halle überspannen, wurden als Stahltragwerke ausgebildet.

Die stützenfreie Haupthalle ist im Grundriss 150 m lang und 60 m breit. Sie wird mit einem dreidimensionalen Fachwerk aus Stahl überspannt, das im Grundriss um 45° gegenüber den Hallenachsen gedreht ist. Die lichte Höhe zwischen OK Hallenboden und der Unterkante der Stahlkonstruktion beträgt 13,7 m. Das Raumfachwerk weist eine statische Höhe von 4,5 bis 6,0 m auf.

Das Verwaltungsgeschoss, das über dem Foyer angeordnet wird, weist eine lichte Höhe von 3,5 m auf. Es ist innerhalb eines zweiten Stahltragwerks angeordnet, das das Foyer überspannt. Die filigrane Stahlkonstruktion besteht aus einem Dachbinder, zwei vertikalen Pfosten und einem unterspannten Träger. Sie werden in einem Abstand von 3 m über die gesamte Länge des Foyers eingebaut.

Stahlbetontragwerk Untergeschoss und Hallenboden

Das Untergeschoss liegt oberhalb der Autobahn A1 und der SBB-Linie, die beide in einem Winkel von ca. 35° unter dem Untergeschoss hindurch verlaufen. Sie wurden mit vorgespannten, vorfabrizierten Stahlbetonträgern überspannt. Der übrige Stahlbeton des Untergeschosses wurde als schlaff bewehrtes Tragwerk ausgeführt. Die Lastabtragung in den Baugrund erfolgt über Grossbohrpfähle. Die Planung der Über-

minate structure via 12 service cores, considering the imposed stresses resulting from creep and shrinkage.

Steel structures

The roof structures spanning the foyer and the hall were designed as steel frameworks.

The column-free main hall measures 150 m in length and 60 m in width. It is spanned by a three-dimensional steel truss, which is rotated by 45° in plan relative to the hall's axes. The clear height between the top of the hall floor and the lower edge of the steel structure is 13.7 m. The spatial truss has a structural height of 4.5 to 6.0 m.

The administration level, situated above the foyer, has a clear height of 3.5 m. It is situated within a second steel structure that spans the foyer. The delicate steel structure consists of a roof truss, two vertical posts and a lower-span beam. These are installed at 3 m intervals along the entire length of the foyer.

Reinforced concrete structure of the basement and hall floor

The basement lies above the A1 motorway and the SBB railway line, both of which run beneath the basement at an angle of approximately 35°. They are spanned by prestressed, prefabricated reinforced concrete beams. The remaining reinforced concrete in the basement was constructed as a loosely reinforced structure. Load transfer to the ground is achieved via large diameter bored piles. The design of the coverage and the basement was carried out by the ÜRO engineering consortium.

Post-tensioned structure of the hall

The reinforced concrete structural framework of the hall on the ground floor consists of box girders with a height of 9 m. The ring beams running along the building's perimeter are 2 m wide. The central beam between the foyer and the hall is 4.6 m wide. The box girders are designed as

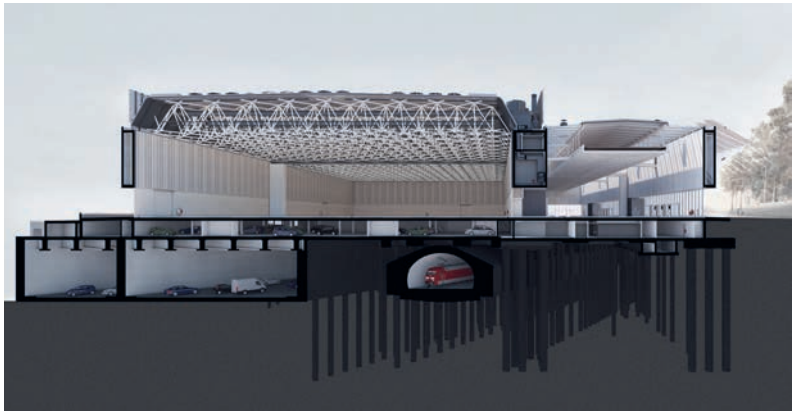


Fig. 2
Schnittperspektive durch den Neubau und die darunterliegenden Verkehrsachsen.
Cross-sectional view through the new building and the traffic axes below.
(© Ilg Santer Architekten)

deckung und des Untergeschosses erfolgte durch die Ingenieurgemeinschaft ÜRO.

Stahlbetontragwerk der Halle

Die Stahlbetontragstruktur der Halle im Erdgeschoss besteht aus Hohlkastenträgern, die eine Höhe von 9 m aufweisen. Die Ringbalken, die entlang des Gebäudeumrisses verlaufen, sind 2 m breit. Der Zentralbalken zwischen Foyer und Halle weist eine Breite von 4,6 m auf. Die Hohlkastenträger sind als vorgespannte Stahlbetonkonstruktionen konzipiert.

Die Lastabtragung von den Hohlkastenträgern in den Unterbau erfolgt über die 12 Erschliessungskerne, die als schlaff bewehrte Stahlbetonkonstruktionen ausgeführt sind. Die Krafteinleitung aus den Hohlkastenträgern erfolgt über jeweils stirnseitig zu den Erschliessungskernen angeordnete Schottwände. Der Kraftfluss vom Hohlkastenquerschnitt in die Betonkerne wurde in der Nachweisführung unter Verwendung räumlicher Fachwerkmodelle geführt. Die Lagerungsbedingungen der einzelnen Erschliessungskerne im Übergang zum Unterbau sind sehr unterschiedlich. Sie ergaben sich aus den Geometrien der bestehenden Autobahn A1, der geplanten 3. Tunnelröhre der Autobahn A1 sowie des bestehenden SBB-Tunnels.

prestressed reinforced concrete structures.

Load transfer from the box girders to the substructure is achieved via the 12 service cores, which are designed as non-prestressed reinforced concrete structures. Force induction from the box girders occurs via diaphragm walls arranged at the ends of the concrete cores. The force transfer from the box girder cross-section to the concrete cores was modelled in the structural analysis using 3D strut-and-tie models. The support conditions for the individual service cores at the transition to the substructure vary considerably. These were determined by the geometries of the existing A1 motorway, the planned third tunnel tube of the A1 motorway, and the existing SBB tunnel.

Construction of the reinforced concrete structure

The 12 service cores were constructed using conventional methods, as is standard practice in building construction for such cores.

The box girders were constructed using the cantilever method. The sections were generally 5.2 m in length and had to be constructed in two stages due to the limited load-bearing capacity of the hall floor. In the first phase, the lower box slab and the two webs were

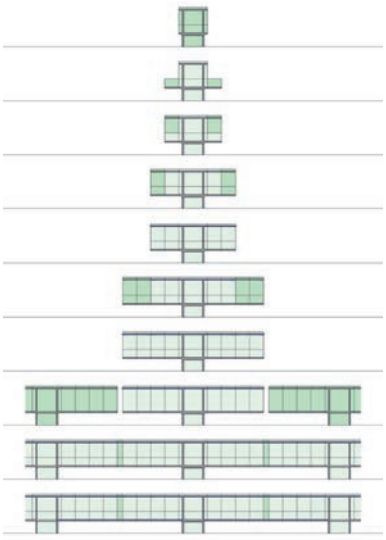


Fig. 3
Bauablauf der Hohlkastenträger im Freivorbau.
Construction process of the box girders using cantilever construction method.



Fig. 4
Hohlkastenträger im Bauzustand.
Box girder in construction state.
(© Foto-huwi.ch)

Bauablauf der Stahlbetontragstruktur

Die Erstellung der 12 Erschliessungskerne erfolgte konventionell, wie dies im Hochbau bei Kernen üblich ist.

Die Hohlkastenträger wurden im Freivorbau erstellt. Die Etappen wiesen in der Regel eine Länge von 5,2 m auf und mussten aufgrund der beschränkten Belastbarkeit des Hallenbodens in zwei Etappen erstellt werden. In einer ersten Phase wurden die untere Kastenplatte und die beiden Trogwände bis auf eine Höhe von 3,4 m geschalt, bewehrt und betoniert. Das Traggerüst für die Erstellung des sogenannten U-Querschnitts konnte auf den Hallenboden abgestellt werden. Die Geometrie des U-Querschnitts ergab sich aus der Belastbarkeit des Hallenbodens.

Vor der Erstellung des Restquerschnitts, der aus den oberen Trogwänden und der oberen Kastenplatte besteht, musste das Traggerüst abgesenkt werden. Der U-Querschnitt spannte sich somit im Hohlkastenquerschnitt des Vorgängerelements ein. Durch das Absenken des Traggerüsts konnte sichergestellt werden, dass der Hallenboden durch das Betonieren des Restquerschnitts nicht weiter beansprucht wurde.

formworked, reinforced and cast up to a height of 3.4 m. The falsework for the construction of the so-called U-section could be placed on the hall floor. The geometry of the U-section was dictated by the load-bearing capacity of the hall floor.

Before constructing the remaining cross-section, consisting of the upper webs and the upper box slab, the falsework had to be lowered. The U-shaped cross-section thus spans into the box girder section of the previous segment. Lowering the falsework ensured that the hall floor was not subjected to further stress during the concreting of the remaining cross-section.

The U-section served as support for the remaining section. The formwork for the remaining section of the box girder was erected on top of the already constructed U-section. The upper webs and the upper box slab of the box girder were reinforced conventionally. Tendon ducts for prestressing are placed in the top slab. The remaining section was again cast in 5.2 m stages. The prestressing was tensioned in stages according to structural requirements.

Der U-Querschnitt wurde als Traggerüst für die Erstellung des Restquerschnitts genutzt. Die Schalung des Restquerschnitts des Hohlkastenträgers wurde auf dem bereits erstellten U-Querschnitt aufgebaut. Die oberen Trogwände wie auch die obere Kastenplatte des Hohlkastenträgers wurden konventionell bewehrt. In der oberen Kastenplatte wurden die Hüllrohre der Vorspannung verlegt. Der Restquerschnitt wurde wiederum in Etappen zu 5,2 m Länge betoniert. Die Vorspannung, die in der oberen Kastenplatte angeordnet ist, wurde in Etappen den statischen Erfordernissen entsprechend gespannt.

Zwischen den einzelnen Freivorbauten, die jeweils bei den Erschliessungskernen starteten, wurden 2 m breite Fugenschlüsse vorgesehen. Bis zum Fugenschluss durfte maximal eine 5,2 m lange Etappe des Hohlkastenquerschnitts exzentrisch zum Erschliessungskern erstellt werden. Das aus der Lastexzentrizität entstehende Einspannmoment wurde über die Erschliessungskerne im Unterbau des Tragwerks eingespannt.

Closure gaps of 2 m were provided between the individual cantilevers starting from the cores. Until the closure gap was cast, a maximum of one 5.2 m segment could be constructed eccentrically to the core. The resulting clamping moment from the load eccentricity was absorbed via cores in the substructure.

The construction of the box girders by means of the balanced cantilever method was carried out simultaneously from several cores. By executing the closure gaps, the final structural system was achieved. Prestressing in the bottom slab was tensioned after the closure gaps were completed. Blisters were provided to facilitate the tensioning of these cables.

The final structure

During the construction of the cantilevers, the structural system functioned as a cantilever beam. In the final state, the ring and central beams form a system of continuous beams that are monolithically connected to the 12 cores. The support conditions of the cores were determined by the substructure. For vertical load transfers, eccentricities between the core axis and the load transfer points in the substructure had to be considered. The transfer of bending moments from the cores had to be analyzed due to the varying support conditions. In the final state, the system is statically indetermined in multiple degrees of freedom. In the design of the individual components, it was necessary to consider, on the one hand, the internal forces resulting from the sum of the construction stages as well as those from the casting stage.

Due to creep, forces from construction stages eventually con-

Die Erstellung der Hohlkastenquerschnitte im Freivorbau erfolgte gleichzeitig von mehreren Erschliessungskernen aus. Mit den Fugenschlüssen wurde schliesslich das statische Modell des Endzustands erreicht. Die Vorspannung, die in der unteren Kastenplatte angeordnet ist, wurde nach der Ausführung des Fugenschlusses gespannt. Damit die Vorspannkabel gespannt werden konnten, wurden Lisenen angeordnet.

Endzustand der Hallen-Stahlbetontragstruktur

Während der Ausführung der einzelnen Freivorbauten entsprach das statische System einem Kragarm. Im Endzustand bilden die Ring- und der Zentralbalken dagegen ein System aus Durchlaufträgern, die mit den 12 Erschliessungskernen monolithisch verbunden sind. Die Lagerungsbedingungen der Erschliessungskerne ergaben sich aus dem Unterbau. Bei den Vertikallastabtragungen waren je nach Erschliessungskern Exzentrizitäten zwischen der Kernachse und den Lastabgabepunkten im Unterbau zu berücksichtigen. Die Abtragung von Bie-

Bauherrschaft/Owner
OLMA Messen St. Gallen
Gesamtleitung/General planner
Perita AG, St. Gallen
Architekt/Architect
Ilg Santer Architekten GmbH, Zürich
Tragwerksentwurf und -planung/ Structural design and planning
Meichtry & Widmer, Dipl. Ing. ETH/SIA AG, Zürich
Ausführung/Contractor
Stutz AG Bauunternehmung, St. Gallen
Ingenieurgemeinschaft ÜRO
Amberg Engineering AG, Regensdorf
WaltGalmarini AG, Zürich
Seger Ingenieure GmbH, St. Gallen



Fig. 5
Luftaufnahme während des Baus.
Aerial view during construction.
(© Foto-huwi.ch)



Fig. 6
Die SGKB-Halle nach Abschluss des Betonbaus.
The SGKB Hall after completion of the concrete construciton.
(© Foto-huwi.ch)

gemomenten aus den Erschliessungskernen musste aufgrund der unterschiedlichen Lagerungsbedingungen, die sich aus den Eigenschaften des Unterbaus ergaben, untersucht werden. Im Endzustand liegt ein mehrfach statisch unbestimmtes System vor. In der Bemessung der einzelnen Bauteile galt es einerseits die Schnittkräfte zu beachten, die sich aus der Summe der Bauzustände wie auch jener aus dem Eingusszustand ergaben. Die Schnittkräfte aus der Summe der Bauzustände näherten sich aufgrund des Kriechens jenen des Eingusszustands an. Das statisch unbestimmt gelagerte Tragwerk, dessen Verformungen durch die Kerne behindert sind, ist Zwangsbeanspruchungen unterworfen. Insbesondere galt es die Zwängungen, die infolge von Schwinden und der Vorspannung, die nach dem Fugenschluss in der unteren Kastenplatte aufgebracht wurde, zu berücksichtigen; ebenso jene, die infolge von Kriechen aus der Vorspannung entstanden. Zur Reduktion der Zwangsschnittgrössen wurden im Fugenschluss hydraulische Pressen vorgesehen. Die aufeinandertreffenden Freivorbauten konnten dadurch gegeneinander vorgespannt werden.

Das Stahlbetontragwerk der SGKB-Halle stellt eine besondere Anwendung des Spannbetons im Hochbau dar, die unter Berücksichtigung der speziellen geometrischen Randbedingungen im Freivorbau erstellt werden konnte.

verge toward the final state distribution. The structure is subject to restraint forces (stresses due to hindered deformation), particularly from shrinkage and the prestressing applied to the bottom slab after the closure gaps, as well as creep from prestressing. To reduce these restraint forces, hydraulic presses were used at the closure gaps, allowing the cantilevers to be pre-compressed against each other.

The structure of the SGKB Hall represents a special application of prestressed concrete in building construction using the balanced cantilever construction method.

Autoren / Authors

Rolf Meichtry
dipl. Bauing. ETH
rmeichtry@meichtry-widmer.ch

Rafael Kühne
MSc ETH Bauing.
rkuehne@meichtry-widmer.ch

Fabian Romer
MSc ETH Bauing.
fromer@meichtry-widmer.ch

Meichtry & Widmer,
Dipl. Ing. ETH/SIA AG
CH-8048 Zürich

Marcel Santer
dipl Arch. ETH
mail@ilgsanter.ch

Ilg Santer Architekten GmbH
CH-8001 Zürich

Erweiterung der Universitätsbibliothek Lausanne – eine Tragstruktur als Bindeglied zwischen Alt und Neu

Expansion of the University Library in Lausanne— a load-bearing structure linking old and new

René Carpaij, Kevin M. Rahner

Einleitung

Das 2015 aus einem Wettbewerb hervorgegangene Projekt der Architekten FHV entwickelt den 1983 von Guido Cocchi errichteten Bestandsbau weiter und führt dessen architektonische Philosophie fort. Das Herzstück bildet eine 34 m weit gespannte Dachkonstruktion aus 40 vorgespannten Betonträgern, die durch ihre gefächerte Geometrie indirektes Tageslicht in die darunterliegende Lesesaallandschaft lenken. Die sensible Integration in den Bestand und die fugenlose Betonbauweise schaffen einen monolithischen Eindruck, der dem Charakter des ursprünglichen Gebäudes folgt.

Kontext und Konzept

Die 1983 in Betrieb genommene «Unithèque» ist eines der vier Gebäude, die Guido Cocchi für den Campus Dorigny geplant hatte. Der zentrale Bau, organisiert in terrassenartigen Abstufungen, fügt sich in die natürliche Topografie ein und öffnet sich zum Genfersee. Die stetig wachsende Studierendenzahl – von ursprünglich 7000 auf heute 17 000 – machte eine Erweiterung unumgänglich. Mit der neuen Erweiterung erhöht sich die Fläche um 10 000 m² und die Anzahl Arbeitsplätze von 800 auf 2000.

Die Erweiterung lehnt sich an den Bestandsbau an und erstreckt sich über drei unterirdische Ebenen. Dabei respektiert das Projekt das geometrische System des Bestands. Man findet die radiale Grundrissform, die Einfügung in den Hang und die Verwendung von Beton als Hauptmaterial in einer treppenartig abgestuften Bauweise wieder.

Introduction

This project by FHV Architectes—the winning submission in the 2015 competition—expands the existing 1983 building designed by Guido Cocchi and continues his architectural philosophy. At the heart of the new design is a long-span roof structure consisting of 40 prestressed concrete girders spanning more than 34 meters. Their composite folded geometry channels indirect daylight into the reading room below. The sensitive integration into the existing building and the joint-free concrete construction create a monolithic impression that follows the character of the original building.

Context and concept

The "Unithèque", which opened in 1983, is one of four buildings designed by Guido Cocchi for the Dorigny campus of the University of Lausanne (UNIL). Located at the center of the campus, the library's terraced levels blend into the natural topography and open up to Lake Geneva. The steadily growing number of students—from an initial 7,000 to 17,000 today—made expansion imperative. The new extension increases the floor space by 10,000 m² and

Tragwerkskonzept der Dachkonstruktion

Das Tragwerk der Erweiterung wurde in intensivem Austausch zwischen Architekten und Ingenieuren entwickelt. Die zentrale Anforderung bestand darin, einen weitläufigen, stützenfreien Raum zu schaffen, der gleichmässig natürliches und indirektes Licht in den Lesesaal bringt. Als Referenzen für die Lichtgestaltung eines grossformatigen Raums dienten Frank Lloyd Wrights Larkin- und Johnson-Wax-Arbeitsräume in Buffalo und Racine sowie der nordische Pavillon von Sverre Fehn in Venedig. Die gewählte Lösung wird durch ein schwebendes Dach aus 40 radial gevouteten, vorgespannten Betonträgern gebildet. Diese verleihen als einzeln unabhängige Bauteile dem Raum eine durchlässige Hülle und werden durch die bandartige Fassade zu einer Einheit gefasst.

Um den monolithischen Ausdruck der Erweiterung zu verstärken, wurden die Randträger und daran befestigten Fassaden vollständig ohne Dehnfugen ausgeführt.

Die 20 cm schlanken Dachträger weisen eine statische Höhe von 3,05 m auf. Sie wurden vor Ort



Fig. 1
Die Erweiterung im Bau.
The extension under construction.
(© FHV Architectes)

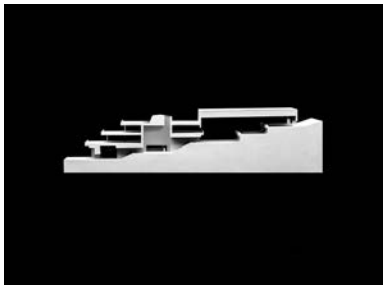


Fig. 2
Architekturmodell.
Architectural model.
(© FHV Architectes)



Fig. 3
Johnson-Wax-Arbeitsräume, Racine, Wisconsin, Frank Lloyd Wright, 1939.
Johnson Wax workspace, Racine, Wisconsin, Frank Lloyd Wright, 1939.
(© Carol Highsmith Archive)



Fig. 4
Nordischer Pavillon, Biennale Venedig, Sverre Fehn, 1962.
Nordic Pavilion, Venice Biennale, Sverre Fehn, 1962.
(© Creative Commons)

the number of workstations from 800 to 2,000.
The extension nestles against the existing building and extends on three subterranean levels. The project respects the geometry established by the existing building. One finds the radial floor plan, the integration into the hillside, and the use of concrete as the main material in a staircase-like, terraced construction.

Structural concept of the roof structure

The load-bearing structure for the extension was developed through intensive collaboration

auf der Baustelle erstellt und mit 18 cm starken Betonplatten kraftschlüssig zum gefächerten Querschnitt verbunden. Die obere Dachfläche steht als Druckzone zur Verfügung, der seitlich angehängte mittlere Teil kontrolliert den Lichteinfall, stabilisiert den Querschnitt gegenüber Verwindungen und gleicht Torsionsverformungen im Träger aus.
Die schlank wirkende Geometrie ergibt sich aus der Kombination ausreichender statischer Höhe (ca. 1/11 der Spannweite), der Vorspannung (3 x 4-Litzen-Flachkabel) und geringem Bewehrungsgehalt (125 kg/m^3).

between the architects and the engineers. The primary design objective was to create a spacious, column-free space that would allow natural, indirect light to enter the reading room. Frank Lloyd Wright's Larkin and Johnson Wax workspaces in Buffalo and Racine, respectively, and Sverre Fehn's Nordic Pavilion in Venice served as references for the lighting design of an expansive space. The solution chosen is a floating roof comprising 40 radially splayed, prestressed concrete girders. These girders are separate structural elements that come together to create a dia-

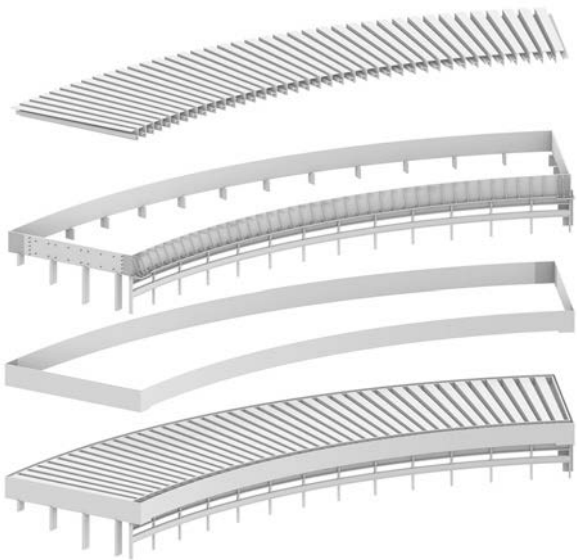


Fig. 5
Tragsystem für das Dach des Erweiterungsbaus der Unithèque.
Structural system for the roof of the Unithèque extension.

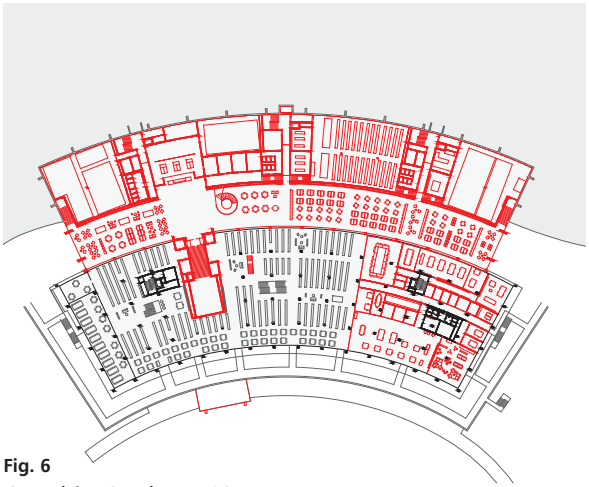


Fig. 6
Grundriss Geschoss P03.
Floor plan of Level 3.
(© FHV Architectes)



Fig. 7
Innenansicht des Lesesaals im Bauzustand mit der Wendeltreppe.
Interior view of the reading room under construction, with the spiral stair.
(© Daniela Tonatiuh)

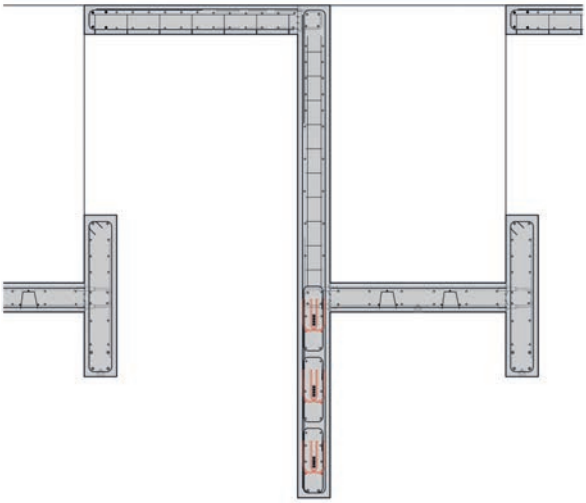


Fig. 8
Detailansicht der Deckenträger mit Armierung und Vorspannkabeln.
Detailed cross-section of the roof girder with reinforcement and prestressing cables.

Die Dachträger lagern auf dem 5 m hohen, umlaufenden Randträger. Vertikal und horizontal wird die Dachkonstruktion durch scheibenartige Stützen gehalten. An den Randträger rückverankert ist die umlaufend fugenlose, auf Gleitlagern ruhende Sichtbetonfassade. Um die erheblichen Verformungen der Fassade infolge Schwinden, Kriechen und Temperaturänderungen aufzunehmen, wurden projektspezifisch Fassadenanker entwickelt und in den Ecken Hohlräume eingeplant. Die Gebäudeecken sind damit frei verschieblich und funktionieren als zweiseitiger Kragarm, wodurch die Fassade ohne sichtbare Risse die Verformungen zulassen kann.

Eingriffe im Bestand

Die südlichen Randträger der Erweiterung liegen auf dem Bestandsgebäude auf, die Fassade ist über dem bestehenden Bibliotheksgebäude aufgehängt und verkleidet Lüftungsanlagen. Stützen und Teile der Primärträger der bestehenden, vorgespannten Rippendecken wurden unter Erhaltung der Nordfassade des Bestandsbaus etappenweise entfernt und ersetzt. Damit konnte die Bibliothek während der gesamten Bauzeit betrieben und zugänglich bleiben. In den unteren Geschossen konnte durch Entfernung nicht mehr genutzter Bauteile und Lasten genügend Tragreserve für die neue Dachkonstruktion freigehalten werden.

Die Eingriffe im Bestand reduzieren die Exzentrizität des bestehenden Aussteifungssystems, über den neuen Eingangsbereich werden gestiegene Anforderungen an die Erdbebensicherheit abgedeckt. Die Fundamente wurden, ohne Betriebseinschränkung der Archivräume, vor dem Bau der Dachkonstruktion mit Stahlprofilen verstärkt.

Nach Abschluss der Sanierungsarbeiten am Bestandsbau entsteht ein fliessender Übergang zwischen Alt und Neu. Auf drei

phanous enclosure for the space and unite the ribbon-like facade into a cohesive entity.

To reinforce the monolithic appearance of the extension, the perimeter beams and the facades attached to them were constructed entirely without expansion joints.

The 20 cm thin roof girders have an effective depth of 3.05 m. They were produced at the construction site and joined in a force-transmitting manner to 18 cm thick concrete slabs to form a complex, folded cross-section. The laterally attached middle part controls the incident light, stabilizes the cross-section against twisting, and compensates for torsional deformation in the girder.

The slender geometry results from the combination of sufficient static height (approximately 1/11 of the span length), prestressing with three 4-strand flat cables, and a low reinforcement content of 125 kg/m^3.

A peripheral cast-in-place concrete edge beam, approximately 5 m high, provides a bearing seat for the girders. The roof structure is supported vertically and horizontally by wall-like piers. Anchored back to the edge beams is the

Bauherrschaft/Client
Kanton Waadt
Tragwerksplanung/ Structural engineering
Schnetzer Puskas Ingenieure
Architektur/Architecture
FHV Architectes, Lausanne

Planung/Planning: 2015–2019
Realisierung/Realization:
2020–2025 (Erweiterung/extension),
2025–2027 (Sanierung/renovation)



Fig. 9
Die wandartigen Stützen der Dachkonstruktion.
The shear wall segments of the roof structure.
(© Daniela Tonatiuh)

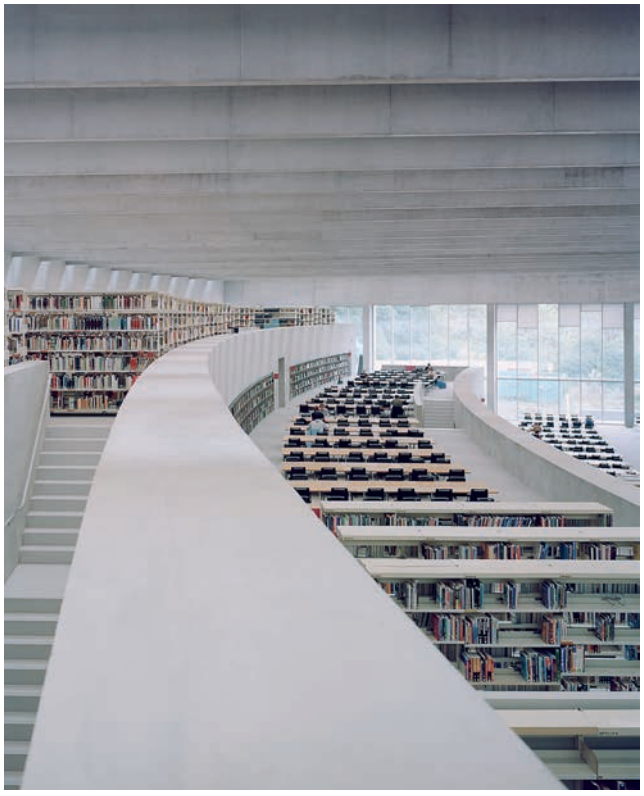


Fig. 10
Der Lesesaal im fertiggestellten Zustand.
The reading room in its completed state.
(© Rasmus Norlander)

peripheral, joint-free exposed concrete facade, which rests on sliding bearings. To accommodate the significant deformations resulting from shrinkage, creep, and temperature changes, facade anchors were developed specifically for this project and cavities were incorporated into the corners. This allows the corners of the building to move freely and to act as a bidirectional cantilever, thus allowing the facade to deform without visible cracking.

Interventions in the existing building

The southern edge beams of the extension rest on the existing building, while the facade is suspended above the existing library building and conceals the ventilation equipment. The columns and some of the primary ribs of the existing prestressed ribbed slabs were removed and replaced in stages while retaining the north facade of the existing building. This enabled the library to remain open and accessible throughout the entire construction period. On the lower floors, sufficient load-bearing reserves were maintained for the new roof structure by removing components and loads that were no longer in use.
The interventions in the existing structure reduce the eccentricity of the existing bracing system, while the new entrance area meets the increased earthquake safety requirements. The foundations were reinforced with steel sections before the roof structure was built without disrupting operations in the archive rooms.
Once the renovation work on the existing building is complete, there will be a seamless transition between the old and the new. The light-filled workspace, measuring 150 m long and 90 m wide, will then be spread across three terrace levels.

Foundation

The subsoil consists of well-consolidated layers of sandy-silty moraine that exhibit considerable localized differences in stiffness and bearing capacity. In response

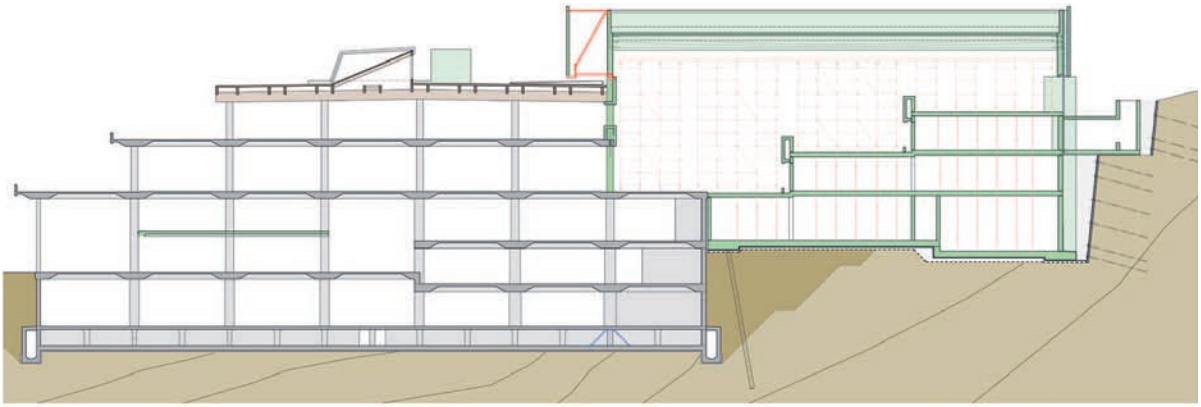


Fig. 11
Schematischer Schnitt: neu (grün), Spriessung (rot) Fundamentverstärkung Bestand (blau), Hinterfüllung Bestand (dunkelbraun).
Schematic cross-section: new (green), shoring (red), reinforcement of existing foundation (blue), backfill of existing building (dark brown).

Terrassenebenen verteilt sich dann die 150 m lange und 90 m breite, lichtdurchflutete Arbeitslandschaft.

Fundation

Der Baugrund besteht aus gut konsolidierten Schichten sandig-siltiger Moraine mit erheblichen lokalen Differenzen in Steifigkeit und Tragfähigkeit. Das Bestandsgebäude reagiert auf die Situation mit einem halbhohen Technikgeschoss als lastverteilender Ebene. Im Erweiterungsbau verteilen geschosshohe Wandscheiben die Lasten analog dazu auf den ungestörten Baugrund und eine Reihe von Mikropfählen im Übergangsbereich zum Bestand.

Ausführung und Bauablauf

Die Dachkonstruktion wurde 4,5 bis 15 m über dem Boden mit einem vollflächigen Schalungssystem betoniert, das den parallelen Bau mehrerer Träger ermöglichte. Zuerst wurden die Randträger in Etappen von 10 bis 12 m realisiert und horizontal gesichert. Im Anschluss wurden in vier Etappen die beiden vertikalen und horizontalen Teile der Dachträger ergänzt. Nach dem Spannvorgang der Dachträger wurde die Fassade ergänzt. Die Dachkonstruktion, insgesamt 230 Etappen, wurde über einen Zeitraum von ca. 6 Monaten erstellt.

to this, the existing building has a half-height mechanical equipment floor that acts as a load distribution diaphragm. Similarly, floor-to-ceiling shear wall segments in the new extension building distribute loads onto the intact subsoil and a series of micropiles in the transitional zone to the existing structure.

Execution and construction sequencing

The roof structure, was concreted 4.5 to 15 m above the sloping terrain using a full-surface formwork system that enabled multiple girders to be cast simultaneously. First, the edge beams were created in segments of 10 to 12 m and secured horizontally. The two vertical and horizontal sections of the roof beams were then added in four stages. After the roof beams were tensioned, the facade was completed. The roof structure, consisting of a total of 230 stages, took a good six months to complete.

Autoren/Authors

René Carpaij
MSc Bauing. EPFL
r.carpaij@schnetzerpuskas.com

Kevin M. Rahner
Dr. sc. ETH Zürich
k.rahner@schnetzerpuskas.com

Schnetzer Puskas Ingenieure AG
CH-4010 Basel





Brücken und Ingenieurbau

Ponts et génie civil

Bridges and Civil Engineering







Lehnenkonstruktion Ober Nas, Vitznau
Slope-supported viaduct Ober Nas, Vitznau

Stephan Etter

Einleitung

Die Kantonsstrasse K2b verläuft mehrheitlich entlang des Vierwaldstättersees und verbindet die Gemeinden Küssnacht und Brunnen. Im Bereich zwischen Vitznau LU und Gersau SZ quert die 1886 eröffnete Verbindung eine spektakuläre Landschaft. Bei der «Ober Nas» sowie ihrem Gegenüber, der «Unter Nas» am Bürgenstock, handelt es sich um glaziale Sporne, die heute eine ausgeprägte Engstelle im Vierwaldstättersee bilden. Die Kantonsstrasse quert hier ein markantes Felsband, das beinahe vertikal, bereichsweise überhängend bis tief unter die Wasseroberfläche des Vierwaldstättersees abfällt (Fig. 1). Die 1933 ausgebaute Strasse genügte den Anforderungen nicht mehr. Sie war zu schmal und die Kunstbauten hatten ihre Lebensdauer erreicht. Mit dem Projekt galt es, auf einer Länge von rund 400 m sämtliche Kunstbauten zu erneuern und mehr Raum für den öffentlichen Verkehr zu schaffen. Das Projekt umfasste auch Massnahmen gegen Naturgefahren, bergseitige Felsanschnitte und die Erneuerung des Trassees.

Introduction

The K2b cantonal road runs mainly along Lake Lucerne and connects the municipalities of Küssnacht and Brunnen. In the area between Vitznau LU and Gersau SZ, the road, which opened in 1886, crosses a spectacular landscape. The "Ober Nas" and its counterpart, the "Unter Nas"at the Bürgenstock, are glacial spurs that form a distinctive narrowing of Lake Lucerne. Here, the cantonal road crosses a striking rock band that drops almost vertically, in places overhanging, to well below the surface of Lake Lucerne (Fig. 1).

The road, which was expanded in 1933, no longer met requirements. It was too narrow and the engineering structures had reached the end of their service life. The present project involved renovating a 400 m stretch of road, including all engineering structures, and creating more room for public transport. The project also included measures against natural hazards, rock cuts on the mountain side and the renewal of the alignment.

Wesentliche Randbedingungen

Das dem Projekt zugrunde gelegte Normalprofil mit einem bergseitigen Bankett, einer 7,0 m breiten Fahrbahn plus Kurvenverbreiterung und einem 2,6 m breiten Gehweg auf der Seeseite erforderte eine Verschiebung des talseitigen Strassenrands um 3,0 m bis 5,5 m. Im vorliegenden Gelände war dies nur mit umfangreichen Kunstbauten zu bewerkstelligen (Fig. 2).



Fig. 1
Gesamtansicht Lehnenkonstruktion Ober Nas.
Overall view slope-supported viaduct Ober Nas.



Fig. 2
Lehnenkonstruktion Ober Nas aus der Vogelperspektive.
Slope-supported viaduct Ober Nas – bird's eye view.

ting all engineering structures over a length of around 400 m and creating more space for public transport. The project also included measures to protect against natural hazards, rock cuts on the mountain side, and the renewal of the route.

Key boundary conditions

The standard cross-section underlying the project, with a mountain-side shoulder, a 7.0 m wide roadway plus curve widening, and a 2.6 m wide sidewalk on the lake side, required the valley-side road edge to be shifted by between 3.0 m and 5.5 m. In the existing terrain, this could only be achieved with extensive engineering structures (Fig. 2).
The "Lake Lucerne with Kernwald, Bürgenstock and Rigi" is listed as an object in the Federal Inventory of Landscapes and Natural Monuments (BLN). The project is located very prominently in this area. The requirements for the design of the structure were correspondingly high.

Im Bundesinventar der Landschaften und Naturdenkmäler (BLN) ist der «Vierwaldstättersee mit Kernwald, Bürgenstock und Rigi» als Objekt verzeichnet. Das Projekt liegt sehr exponiert in diesem Gebiet. Entsprechend hoch waren die Anforderungen an die Gestaltung des Bauwerks.
Bei der Kantonsstrasse K2b handelt es sich um die einzige Verbindung auf der Südseite der Rigi zwischen den Gemeinden Vitznau und Gersau. Die Bauherrschaft konnte sich mit den Gemeinden auf zwei Vollsperrungen mit einer Dauer von je drei Wochen einigen. Ein Grossteil der Arbeiten musste daher unter einspuriger Verkehrsführung erfolgen.

Tragwerkskonzept

Das Tragwerkskonzept orientiert sich an den topografischen und geologischen Randbedingungen. Im Bereich der stark exponierten Felswand wurde das Tragwerk auf einer Länge von rund 130 m als eine auskragende, rückverankerte Rippenkonstruktion ausge-

The K2b cantonal road is the only connection on the southern side of Mount Rigi between the municipalities of Vitznau and Gersau. The client was able to agree with the municipalities on two complete road closures, each lasting three weeks. Consequently, most of the work had to be carried out under single-lane traffic conditions.

Structural design

The structural design is guided by the topographical and geological conditions. In the area of the heavily exposed rock face, a cantilevered, back-anchored rib construction was built over a length of around 130 m. The roadway slab, with a variable width ranging from 2.6 m to 6.2 m, is supported by a continuous 3.5 m high rear wall and 40 cm wide ribs spaced at 4 m intervals (Fig. 3). Both the ribs and the rear wall are founded on a 2 m wide strip foundation, through which the vertical loads are transferred directly into the rock, in some

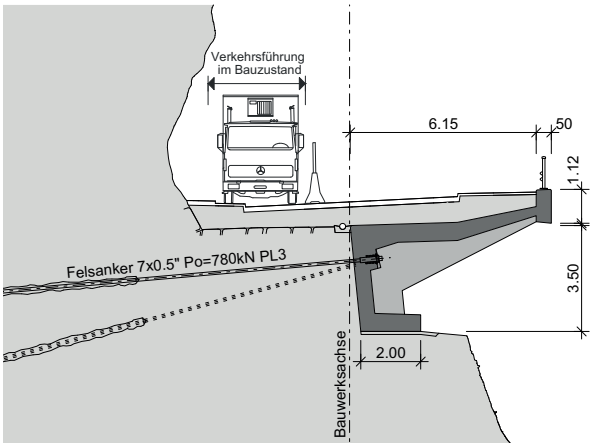


Fig. 3
Querschnitt der Auskragung im Felsen, inkl. Verkehrsführung während dem Bau.
Cantilever cross-section in the rock, showing traffic management during construction.



Fig. 4
Die Lehnenkonstruktion ist knapp auf dem Felsen aufgelegt. Im Hintergrund die Überbrückung, wo sich das «Streifenfundament» ganz vom Untergrund löst.
The slope-supported viaduct is narrowly supported on the rock. In the background, the bridging section where the "strip foundation" completely separates from the subsoil.

führt. Die Fahrbahnplatte mit einer variablen Breite zwischen 2,6 m und 6,2 m wird von einer durchlaufenden, 3,5 m hohen Rückwand und 40 cm breiten Rippen gestützt, die in einem Abstand von 4 m angeordnet sind (Fig. 3). Sowohl die Rippen als auch die Rückwand sind auf einem 2 m breiten Streifenfundament abgestellt, über das die vertikalen Lasten direkt, stellenweise auch über Mikropfähle, in den Fels eingeleitet werden. Direkt unterhalb der Fahrbahnplatte, rechtwinklig auf der Rückwand angeordnet, sichern permanent vorgespannte Litzenanker 7x0,5" mit einer Festsetzkraft von je 780 kN die Auskragung gegen Kippen. Die Kontrollankerköpfe sind in einem Abstand von 1 m angeordnet. Von den vier Ankerstandorten je Feld ist jeweils mindestens einer als Reservestandort ausgebildet. Um Konflikte der Anker im Bereich der Verankerungslängen zu vermeiden, beträgt die Ankerneigung wechselweise 15° resp. 5°.

Der über das Bauwerk gezogene Strassenkoffer hat nicht nur konstruktive Vorteile. Er trägt auch zum Schutz des Bauwerks vor Stein- und Blockschlag aus der darüberliegenden Felswand bei. Der 1,12 m hohe Konsolkopf sorgt für den Abschluss und dient der Montage der Leitschranke.

places also via micropiles. Directly beneath the roadway slab, permanent prestressed strand anchors (7x0.5"), each with an anchor force of 780 kN and oriented perpendicularly to the rear wall, secure the cantilever against tipping. The monitoring anchor heads are spaced at intervals of 1.0 m. Of the four anchor locations per span, at least one is designed as a reserve location. To avoid conflicts between anchors in the anchorage zones, the anchor inclinations alternate between 15° and 5°.

The road pavement structure stretched over the structure not only has structural advantages. It also helps to protect the structure from falling rocks and boulders from the rock face above. The 1.12 m high parapet forms the edge of the structure and is used to mount the guardrail.

When defining the geometry of the cantilever within the rock, the aim was to fit the structure as precisely as possible so that the strip footing would rest on stable rock and the structure could be built while maintaining single-lane traffic (Fig. 3). The rear edge of the structure follows a continuously curved structural axis, the convex curvature being intentionally generous. This ensured that the anchors would not intersect.

Bei der geometrischen Festlegung der Auskragung ging es darum, das Bauwerk möglichst präzise einzupassen, sodass das Streifenfundament auf dem standfesten Fels zu liegen kam und das Bauwerk unter einspuriger Verkehrsführung erstellt werden konnte (Fig. 3). Die Hinterkante des Bauwerks folgt einer stetig gekrümmten Bauwerksachse, wobei insbesondere die konvexe Krümmung grosszügig gewählt wurde. So wurde sichergestellt, dass sich die Anker nicht kreuzen. Die kontinuierliche Änderung des Abstands von Bauwerksachse zum Konsolkopf sorgt für eine Änderung der Rippengeometrie in kleinen, kaum wahrnehmbaren Schritten.

Nicht überall gelang es, das Streifenfundament auf dem tragfähigen Fels zu platzieren. An einigen Stellen wurde der Fels mittels Mikropfählen und Felssicherungen aus ungespannten Ankern verstärkt. Zudem musste eine bestehende Felsrunse überbrückt werden. Bei der sogenannten Überbrückung (Fig. 4) werden vier Rippen abgefangen. Das «Fundament» weist dabei auf einer Länge von 18 m überhaupt keinen Kontakt zum Felsuntergrund auf. Das Bauwerk überspannt die Felsrunse in Längsrichtung. Die Rückwand wirkt hier als Brückensteg während das Streifenfunda-

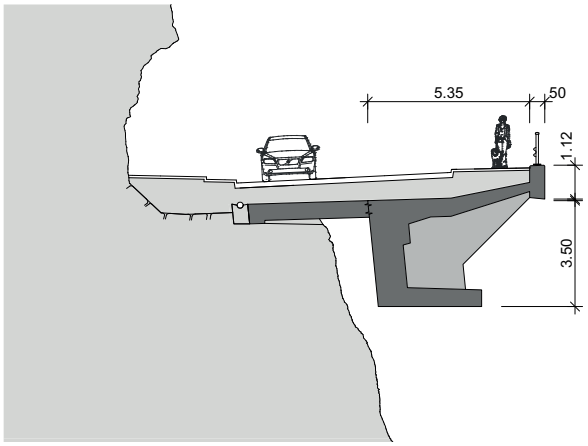


Fig. 5
Querschnitt der Auskragung im Bereich der Überbrückung Felsrunse.
Cross-section of the cantilever in the rock gully bridging area.

The continuous variation in the distance between the structural axis and the parapet results in gradual changes to the rib geometry in small, barely perceptible increments.
It was not always possible to place the strip foundation on stable rock. In some locations, the rock was reinforced using micropiles and rock stabilization anchors with non-tensioned tendons. In addition, an existing rock gully had to be bridged. In the so-called bridging section (Fig. 4), four ribs are underpinned. The "foundation" has no contact whatsoever with the rock substrate over a length of 18.0 m. The

ment und die Fahrbahnplatte die Funktion von Trägerflanschen übernehmen (Fig. 5). Eine weitere Störstelle mit stark zerlegtem, teilweise unterschnittenem Fels wurde überwunden, indem der Fels entlang der Rückwand bis auf die markanten Trennflächen abgetragen wurde. Der Einschnitt wurde mit verankertem Stahlbeton wieder aufgefüllt und bildet als sogenannte Betonplombe eine solide Abstellbasis für die darüberliegende Rippenkonstruktion (Fig. 7).
Auf der Luzerner Seite kommt die Lehnenkonstruktion ausserhalb des Felsbands in einen Steilhang zu liegen, in dem der Fels mit

structure spans the rock gully longitudinally. The rear wall acts as a bridge web (Fig. 5), while the strip footing and the roadway slab function as girder flanges. Another disturbed zone with heavily fractured, partially undercut rock was overcome by removing the rock along the rear wall down to the prominent discontinuity surfaces. The cut was then backfilled with anchored, reinforced concrete, forming a so-called concrete seal that provides a solid bearing base for the rib structure above (Fig. 7).
On the Lucerne side, the retaining structure extends beyond the rock ledge into a steep slope where the rock is covered by loose debris. The cantilevered section was adapted to these conditions by placing the strip foundation significantly deeper, allowing it to be founded on stable rock here as well. In the peripheral areas of the project, conventional cantilever retaining walls were constructed.

Architectural design

The architectural design was developed in close collaboration with the architect Eduard Imhof. To the ship passenger, the road appears as a wing hovering above the lake, elegantly curving around the upper promontory. The parapet, with a 1.12 m high front face, forms a clearly visible light-colored band that runs across all sections. The closely spaced ribs rece-

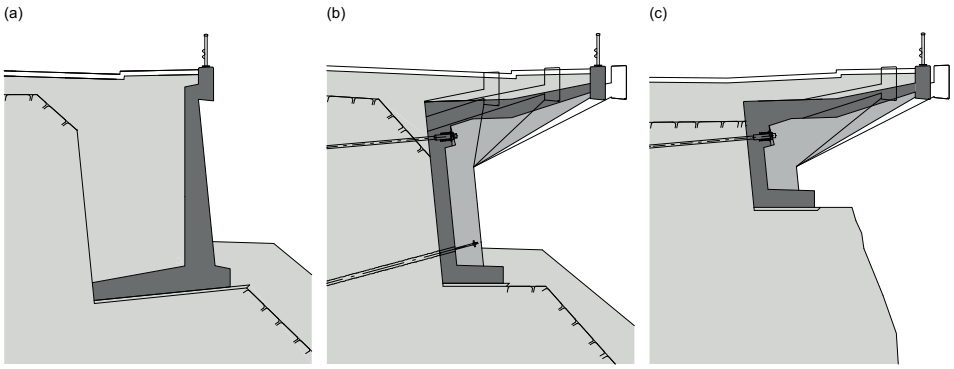


Fig. 6
Konzeption Tragwerk im Querschnitt: a) Winkelstützmauer, b) Auskragung im Lockergestein, c) Auskragung im Felsen.
Cross-section of supporting structure design: a) angled retaining wall, b) cantilever in loose rock, c) cantilever in rock.



Bauherrschaft/Owner
Kanton Luzern, Verkehr und Infrastruktur (vif)
Kanton Schwyz, Tiefbauamt
Projektierung und Bauleitung/ Project and site managment
Ingenieurgemeinschaft IG Horn: WSP AG, Luzern (FF), Bänziger Partner AG, Zürich, Go Bau AG, Cham
Gestaltung/Architectural design
Eduard Imhof, Luzern
Geologie/Geology
Keller+Lorenz AG, Luzern
Unternehmer/Contractor
Arbeitsgemeinschaft MaCoWa: Marti Bauunternehmung AG, Luzern (FF), Contratto AG, Goldau, Walo Bertschinger AG, Ebikon

Fig. 7
Untersicht der Lehnenkonstruktion aus dunkel pigmentiertem Beton und Konsolkopf aus normalem Beton. Im Vordergrund die Betonplombe.
Bottom view of the slope-supported viaduct made of dark-pigmented concrete with the parapet in standard concrete. In the foreground: the concrete sealing layer.

Lockergestein überdeckt ist. Die Auskragung ist dort den Gegebenheiten angepasst, indem das Streifenfundament wesentlich tiefer angeordnet ist. In den Randbereichen des Projekts sind konventionelle Winkelstützmauern angeordnet.

Gestaltung

Die Gestaltung erfolgte in enger Zusammenarbeit mit dem Architekten Eduard Imhof. Dem Schiffspassagier zeigt sich die Strasse als ein über dem See schwebender Flügel, der sich elegant gekurvt um die obere Nase windet. Der Konsolkopf mit seiner 1,12 m hohen Stirnseite bildet ein gut sichtbares helles Band. Die eng getakteten Rippen treten als feingliedrige Konstruktion in den Hintergrund. Kaum wahrnehmbar variieren deren Abstände am Konsolkopf aufgrund der gekrümmten Linienführung und deren Unterkanten aufgrund der stetigen Veränderung der Auskragung (Fig. 6). Damit sich das helle Betonband des Konsolkopfs schärfer abzeichnet, wurde die darunterliegende, abgeschattete Rippenkonstruktion mit dunkel pigmentiertem Beton ausgeführt (Fig. 7). Da der bewitterte Beton am Konsolkopf schneller patiniert als die Unterkonstruktion, sorgt die dunkler gehaltene Unterkonstruktion auch dafür, dass sich die Helligkeitsunterschiede im Laufe der Zeit nicht umkehren. Im Bereich der geologischen Störstelle ist die Betonplombe präzise entlang der natürlichen Trennflächen in den Felsen eingepasst, wobei die vertikal geschalte Oberfläche gegenüber dem Fundament der Rippenkonstruktion etwas zurückversetzt ist (Fig. 7). Die mittels HDW geringfügig aufgeraute Betonoberfläche sorgt dafür, dass sich die Plombe optisch noch stärker vom Bauwerk absetzt und näher zum angrenzenden Felsen rückt.

Construction work

The construction period was approximately 2¼ years, including the two full closures of three weeks each. In addition, several

Bauausführung

Für die Ausführung stand eine Bauzeit von rund 2¼ Jahren zur Verfügung, davon zwei Vollsperrungen von jeweils drei Wochen Dauer. Weiter waren einige Nachtsperrungen zur Erstellung der Kranfundationen und für Kranmontagen erforderlich. Die beiden Vollsperrungen wurden im Wesentlichen für den Felsabtrag im Bereich der Felswand sowie für die Erstellung der bergseitigen Fahrbahnplatte inkl. Abdichtung im Bereich der Überbrückung genutzt.
Für die Arbeiten im Felsen wurden zuerst die Krananlagen auf Porta-



Fig. 8
Baustelleninstallation mit äusserst knappen Platzverhältnissen.
Construction site installation with very limited space.

Autor/Author

Stephan Etter
Dr. sc. ETH, dipl. Bauing. ETH

Bänziger Partner AG
CH-8045 Zürich
s.etter@bp-ing.ch

nighttime closures were required for the construction of the crane foundations and for the erection of the crane. The two full closures were used primarily for rock excavation at the rock face and for constructing the mountain-side roadway slab, including waterproofing, in the bridging section.
For the work in the rock, the crane systems were first assembled on portals above the existing road (Fig. 8). Rock stabilization measures and the heavy-duty scaffolding (Fig. 9) were then installed below the planned structure. The heavy-duty scaffolding served several purposes: catching excavated rock for transport, providing access for anchoring and concrete works, and acting as a base for the formwork of the cantilevered ribs and the roadway slab. Both the rock stabilization beneath the structure and the heavy-duty scaffolding were executed in a spectacular manner using suspended ropes.
A particular challenge in concrete work was constructing the ribs and roadway slab with continuously varying geometry. The contractor used the BIM model provided by the project designer. Thanks to the model-based approach on the construction site, the structure could be realized without any geometric errors. The result has satisfied everyone involved, and the spectacular construction site remained free of any major accidents. We would like to take this opportunity to thank everyone involved for their outstanding commitment.

len über der bestehenden Strasse erstellt (Fig. 8). Anschliessend konnten unterhalb des geplanten Bauwerks Felssicherungen und das Schwerlastgerüst erstellt werden. Beim Schwerlastgerüst handelte es sich um eine Arbeitsplattform (Fig. 9) mit vielfältigen Aufgaben: Auffangen des Felsaushubs zum Abtransport, Arbeitsgerüst für die Anker- und Betonarbeiten sowie Abstellbasis für die Schalung der auskragenden Rippen und der Fahrbahnplatte. Sowohl die Felssicherungen unterhalb des Bauwerks als auch das Schwerlastgerüst wurden in spektakulärer Manier am hängenden Seil erstellt.
Eine besondere Herausforderung beim Betonbau war die Erstellung der Rippen und der Fahrbahnplatte mit stetiger Anpassung der Geometrie. Der Unternehmer nutzte dafür das BIM-Modell des Projektverfassers. Dank der modellbasierten Arbeitsweise auf der Baustelle konnte das Bauwerk geometrisch fehlerfrei realisiert werden. Das Resultat freut alle Beteiligten genauso wie der Umstand, dass die spektakuläre Baustelle von nennenswerten Unfällen verschont blieb. Allen Beteiligten sei an dieser Stelle herzlich für den grossen Einsatz gedankt.

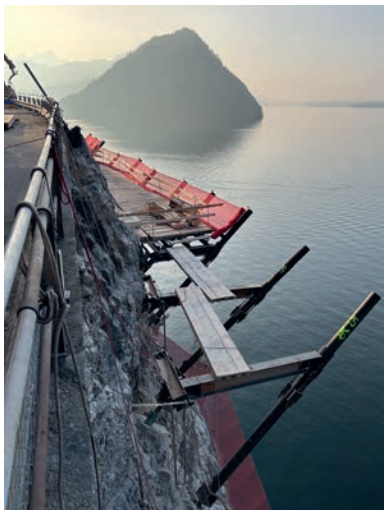


Fig. 9
Die Arbeiten erfolgten grösstenteils ab dem «Schwerlastgerüst», einer Arbeitsplattform unterhalb des Bauwerks.
Most of the work was carried out from the "heavy-duty scaffolding," a working platform beneath the structure.

Stausee Gigerwald – Höherlegung Triebwasserfassung und Grundablass

Gigerwald reservoir – heightening of the intake of the head race tunnel and bottom outlet

Germán Coret, Remo Crapp, Erich Schmid



Fig. 1
Gesamtansicht während Bauarbeiten.
General view during works.

Einleitung

Das Pumpspeicherkraftwerk Mapragg der Kraftwerke Sarganserland, das seit 1978 in Betrieb ist und von der Axpo Power AG betrieben wird, befindet sich im Tamina-Tal (Calfeisental) im Kanton St. Gallen. Der Gigerwald-Stausee, der grösste Stausee des Systems, ist seit seiner Inbetriebnahme einer fortschreitenden Sedimentation ausgesetzt. Die durchschnittliche Ablagerung von 35 000 m³/Jahr entspricht einer Schicht von 40 cm/Jahr, was sich auf das Totvolumen des Stausees auswirkt. Im Jahr 2019 erreichten die Ablagerungen fast das Niveau des Einlaufbauwerks des Grundablasses (GA) und der Triebwasserfassung (TWF), das in der ursprünglichen Konfiguration beiden Bauwerken diente.
Um die Funktionalität und Sicherheit des Stausees mindestens bis zum Ende der Konzessionsdauer zu gewährleisten, wurde kürzlich das Einlaufbauwerk höhergelegt, und zwar um 18 m für den GA und um 24 m für die TWF. Im Rahmen dieser Arbeiten wurden getrennte Einlaufbauwerke realisiert, wodurch die Komponenten des Kraftwerks besser vor der erosiven Wirkung von Sedimenten geschützt sind und ein unabhängiger Betrieb möglich wird.

Introduction

The Sarganserland pumped storage hydroelectric system, in service since 1978 and currently operated by Axpo Power AG, is located in the Tamina Valley (Calfeisental) in canton St. Gallen.
The Gigerwald reservoir, the largest in the system, has experienced progressive sedimentation since it was commissioned, with an average deposition of 35,000 m³/year (40 cm thickness/year), affecting the dead volume of the reservoir. In 2019, the sedimentation level almost reached the intake of the bottom outlet (BO) and the head race tunnel (HRT), which was shared by both structures in the original configuration.
To guarantee the functionality and the safety of the reservoir, at least until the end of the concession period, recent works have been carried out to raise the intake of the BO by 18 m and the HRT by 24 m. Within the framework of these works, separate intake structures were built, thus protecting the components of the power plant better from the erosive effects of sediments and enabling independent operation.

Konzept

Vor der Durchführung der Arbeiten mussten hydrologische und klimatologische Einschränkungen berücksichtigt werden. Um die Abflussmenge durch den GA während den Bauarbeiten zu minimieren, konnten diese nur während der kalten Jahreszeit bei niedrigem natürlichem Zufluss durchgeführt werden. Allerdings sind in dieser Jahreszeit auch eine

ke elevation, 18 m for the BO and 24 m for the HRT. The works have also foreseen an independent intake for both structures, providing a higher protection of the power station's components from the erosive action of sediments and allowing for an independent operation of them.

Concept

Hydrological and climatological constraints needed to be addressed prior to the execution of the intake raising works. To minimize the diversion discharge through the BO, the work could be conducted only during the cold season, mainly in winter. However, the cold seasons should also face adverse weather conditions, with low temperatures for the concrete pouring, snow avalanches and difficult accessibility of the site.

Considering such constraints, it was decided to conduct part of the work by using prefabricated elements, reducing the volume of concrete poured on site and the construction time. The prefabricated elements also served as permanent formwork to pour the in-situ concrete, the main objective of which was to guarantee a final monolithic behavior for all the structures. Each element was geometrically unique.

ungünstige Witterung, niedrige Temperaturen und Lawinen sowie eine schwierige Erreichbarkeit der Baustelle zu erwarten.

Angesichts dieser Einschränkungen wurde beschlossen, einen wesentlichen Teil der Arbeiten mit vorgefertigten Elementen und Ortbetonergänzung auszuführen. Die vorfabrizierten Elemente dienen dabei zugleich als tragende Strukturen wie auch als Schalung für die Ortbetonergänzungen. Damit konnte die Menge an Ortbeton wesentlich verringert und die Bauzeit verkürzt werden. Bei jedem Element handelte es sich dabei um eine Einzelanfertigung.

Um Probleme während der Bauphase zu vermeiden, wurden die Elemente mit hoher Präzision vorgefertigt. Ihre Geometrie sowie die Position aller Einbauteile wurden nach der Fertigung mittels 3D-Laserscan, präziser Vermessung und Sichtprüfungen kontrolliert. Entsprach eine Abmessung/Position nicht den vorgegebenen Toleranzen, wurden im Voraus geeignete, möglichst redundant ausgelegte Massnahmen getroffen, um die Montierbarkeit vor Ort trotzdem sicherzustellen.

Die Fertigteile wurden mit Vermessungsbolzen ausgerüstet, um die Einbauposition auf der Bau-

To avoid problems during construction, the elements were prefabricated with reduced tolerances. Their geometry as well as the position of all the inserted elements was verified after manufacturing by means of a 3D laser scan, precision surveying works and visual inspections. For any dimension/position that did not comply with the tolerances, the appropriate measures were adopted in advance, redundantly where possible, to ensure their assembly on site. Additional assembly tests were also required for some precast elements. Topographic marks were inserted in the precast elements to control their final position on site. Based on transport and installation constraints, the weight and length of the elements were limited to 25 t and 12 m respectively.

An optimized work program proposed by the construction company made it possible to complete the work in just one stage. The on-site work, excluding the installation of the facilities, was carried out between September 2024 and April 2025.

Shaft

The raising of the HRT intake was carried out by means of an inclined shaft (H~10m), consisting

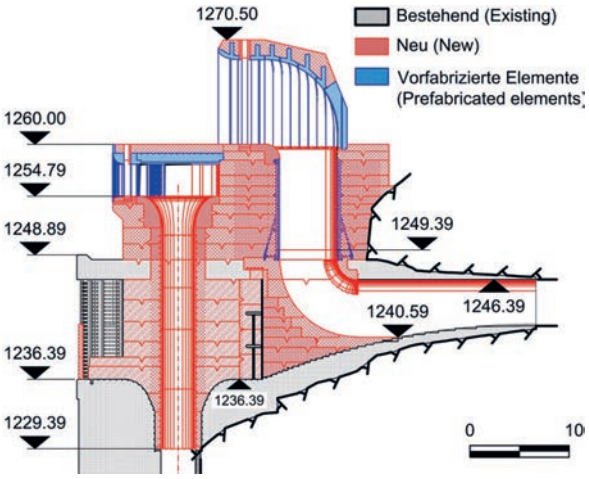


Fig. 2
Vertikalschnitt der Erhöhung.
Cross-section of the intake raising works.



Fig. 3
Gesamtansicht der Erhöhung.
General view of the intake raising works.

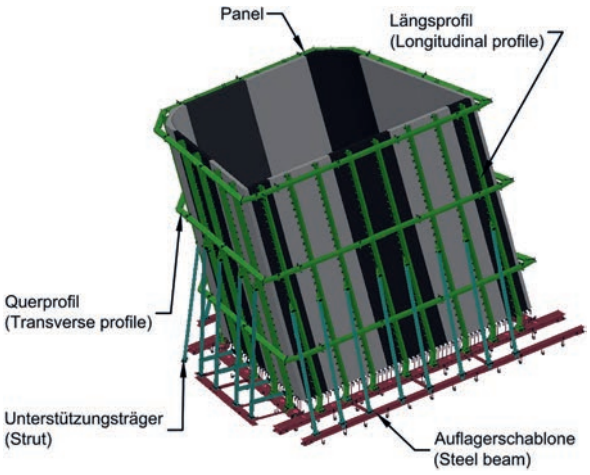


Fig. 4
3D-Darstellung der vorfabrizierten Elemente des Schachts.
3D-view of the shaft precast elements.



Fig. 5
Ansicht der vorfabrizierten Elemente des Schachts.
View of the shaft precast elements.

stelle kontrollieren zu können. Aufgrund von Transport- und Montagebeschränkungen waren das Gewicht und die Länge der Elemente auf 25 t bzw. 12 m begrenzt.
Ein vom Bauunternehmen vorgeschlagenes, optimiertes Arbeitsprogramm erlaubte den Abschluss der Arbeiten in nur einem Winter. Diese wurden auf der Wasserseite am Grundablass und an der Triebwasserfassung zwischen September 2024 und April 2025 realisiert.

Schacht

Die Erhöhung der Triebwasserfassung war infolge der hydraulischen Anforderungen geometrisch komplex und erforderte die Ausbildung eines doppelten Krümmers, um Höhe zu gewinnen und gleichzeitig der zum See hin gewölbten Mauer auszuweichen. Der untere Teil, der sogenannte Schacht, wurde mit Verbundfertigteilen, bestehend aus dünnen Stahlbetonpaneelen mit Wandstärke 15 cm und externem Stahlskelett aus Längs- und Querträgern, ausgeführt und diente als innere Schalung für den Ortbeton. Belastungs-, Transport- und Montagevorgänge bestimmten die Konstruktion. Der seitliche Druck des Frischbetons war aufgrund der geringen Betoniergeschwindigkeit und dem aussenliegenden Stahlskelett kein

of 12 prefabricated elements which were subsequently used as permanent formwork for the pouring of the surrounding massive concrete. The composite precast elements consisted of reinforced concrete panels with a wall thickness of 15 cm stiffened by longitudinal and transverse steel profiles on the backside. Their design was conditioned by the loading, transport, and assembly operations. The lateral pressure of fresh concrete was not a limiting factor in the design due to the low pouring speeds and the integrated steel profiles which, once all the elements had been assembled, formed a rigid external steel cage.
For an adequate bonding with the surrounding concrete, lattice girders were embedded into the panels and connected on site to the skin reinforcement. An auxiliary structure, consisting of a steel template at the base and steel struts, was used for the positioning of the shaft. The template allowed the adjustment of the panels both in horizontal and vertical direction and absorbed any inaccuracy in the elevation of the existing intake roof.
A special loading system by using an eccentric beam was foreseen for the panels closest to the dam upstream face, allowing, if necessary, to separate the crane chains from the dam during the assem-

relevanter Lastfall für die Bemessung.
Um eine ausreichende Verbindung mit dem umgebenden Beton zu gewährleisten, wurden Gitterträger in die Stahlbetonpaneele integriert und vor Ort mit Bewehrung ergänzt. Zur Positionierung des Schachts wurde eine Hilfsstruktur verwendet, die aus einer Stahlschablone an der Basis und Stahlstreben bestand. Die Schablone ermöglichte die Ausrichtung der Elemente sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung und glich etwaige Ungenauigkeiten im Übergang zum Bestand aus.
Für das Versetzen der Paneele, die der Staumauer am nächsten liegen, war eine spezielle exzentrische Aufnahme erforderlich, um einen Konflikt des Kranseils mit der zum See gewölbten Mauer zu verhindern. Die Passgenauigkeit der Elemente und deren Montage wurde vorab im Fertigteilwerk im Rahmen einer Probemontage überprüft und geübt.

Haube

Das neue Einlaufbauwerk der Triebwasserfassung wurde ebenfalls als Kombination von Betonfertigteilen und aussenliegender Ortbetonergänzung ausgeführt. Die Betonfertigteile, bestehend aus seitlichen und rückwärtigen Pfeilern sowie T-Trägern für das

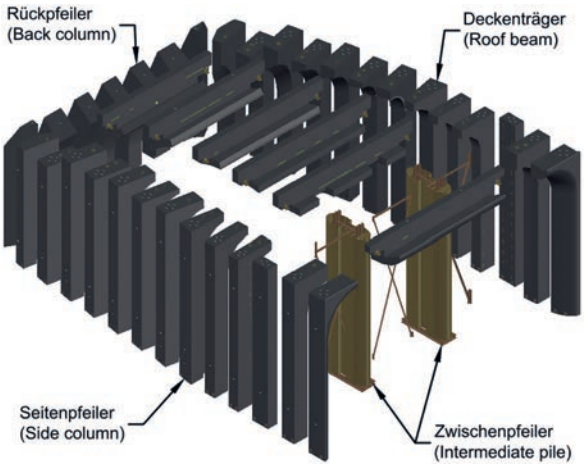


Fig. 6
3D-Darstellung der vorfabrizierten Elemente der Haube.
3D-view of the cap precast elements.



Fig. 7
Ansicht der vorfabrizierten Elemente der Haube.
View of the cap precast elements.

bly operation. The assembly of the panels and the auxiliary steel structure was tested previously in factory.

Cap

The intake of the HRT was constructed in two stages by using precast elements as permanent structures (side and back columns) or first stage formwork (T-beams of the roof).
The embedment of the columns required the preliminary installation of steel anchors in the concrete foundation, to connect them subsequently to the steel shoes inserted at the base of each column. An auxiliary steel template, based on the as-built position of the steel shoes (4 shoes/column), was designed for an accurate positioning.
Each beam rested on four columns, two on each side. The beams were fixed to the columns by means of steel corbels, allowing a proper position in vertical and horizontal direction. The back columns did not serve to support the beams, but only to close off the structure.
Two additional intermediate columns were arranged at the beginning of the intake. Due to their length and weight, these columns could not be prefabricated. A permanent steel formwork was used to be filled subsequently with concrete.

Dach, dienten sowohl als eigentliche Tragstruktur wie auch als Schalung für die Ortbetonergänzungen.
In die Pfeiler wurden Stützenschuhe einbetoniert, um die Pfeiler mit den vorab mithilfe einer Stahlschablone in den Bestand eingebrachten Stahlankern genau zu positionieren und dauerhaft zu verankern. Diese Schablone basierte dabei auf der tatsächlichen Position der Stützenschuhe in den Fertigteilen (4 Schuhe/Pfeiler).
Jeder Dachträger ruht beidseits auf jeweils zwei Pfeilern. Die Träger wurden mit Stahlkonsolen an die Pfeiler angeschlossen, um eine korrekte Positionierung in vertikaler und horizontaler Richtung zu gewährleisten.
Zwei zusätzliche Zwischenpfeiler wurden direkt im Einlaufquerschnitt zur Abstützung der Decke und zur Aufnahme des Einlaufrechens angeordnet. Aufgrund ihrer Länge und damit des Gewichts konnten diese nicht vorgefertigt werden. Es wurde eine Stahlhülle verwendet, die anschliessend mit Beton ausgegossen wurde.
Das monolithische Verhalten der Konstruktion wurde schliesslich durch eine bewehrte Ortbetonergänzung mit einer maximalen Betonstärke von 1,5 m erreicht. Der Anschluss der Bewehrung der Ortbetonergänzung an die Fertig-

The monolithic behavior of the structure was finally achieved by concreting on site an upper slab with a maximum concrete thickness of 1.5 m. For a proper continuity of the reinforcement, steel couplers were installed both in the columns and the T-beams.
An assembly test, consisting of two complete frames (8 side columns and 2 beams) was also conducted prior to their final installation.

Bottom outlet

The geometry of the BO intake required a wide variety of prefabricated elements and second stage in-situ concrete. Precast piles (H_{max} ~ 3.7 m) forming the intake section were placed on the existing concrete. A steel template, with an additional profile to guide the pile during its placement, was used for the positioning and the anchoring into the concrete foundation.
Seven T-shaped beams (L_{max}~9 m) were placed at the intake roof, acting as permanent formwork for the final in situ slab. The

Bauherr/Owner
AXPO Power AG, Baden
Ausführung/Completion
Marti AG, Zürich,
Marti Tübbingwerk AG, Klus-Balsthal
Planung/Planning
Lombardi SA Ingegneri Consulenti, Giubiasco

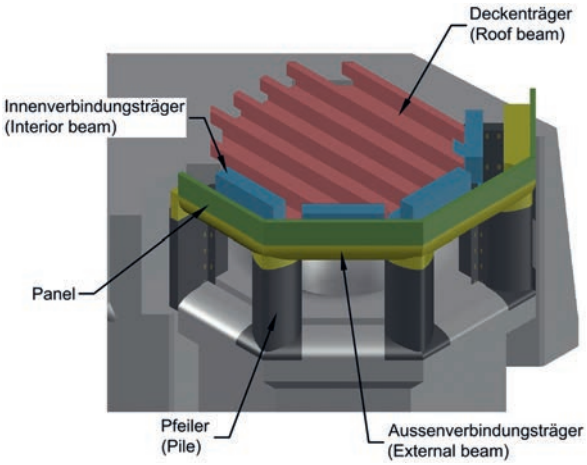


Fig. 8
3D-Darstellung der vorfabrizierten Elemente des Grundablasses.
3D-view of the bottom outlet precast elements.



Fig. 9
Ansicht der vorfabrizierten Elemente des Grundablasses.
View of the bottom outlet precast elements.

teile erfolgte über in die Fertigteile eingelegte Bewehrungsverbinder.
Das Versetzen der Fertigteile wurde vorab auf der Baustelle mit zwei kompletten Rahmen (8 Seitenpfeiler und 2 Deckenträger) geübt.

Grundablass

Das Einlaufbauwerk des GA besteht ebenfalls aus Betonfertigteilen und nachträglicher Ortbetonergänzung. Die Geometrie des Einlaufs des GA erforderte eine Vielzahl verschiedener vorgefertigter Elemente. Pfeiler (H_{max}~ 3,7 m) wurden analog der Haube der Triebwasserfassung über vorab verbaute Führungs- und Verankerungssysteme auf den Bestand versetzt.
Sieben T-förmige Träger (L_{max}~ 9 m) dienten als Tragstruktur und Schalung für die Decke. Die Träger wurden auf Seite der Mauer auf den umgebenden Massivbeton und auf der anderen Seite auf vorgefertigten Randträgern gelagert. Eine Doppelreihe an Verbindungsträgern und Führungsnuten in den Pfeilern ermöglichte das spätere Versetzen von Dammbalken zum Verschliessen des Einlaufbauwerks des GA. Die inneren Träger (L_{max}~ 3,3 m) sind über Stahlkonsolen an die Pfeiler angeschlossen, die äusseren Träger (L_{max}~ 5,4 m) über ein Stecksystem.
Das monolithische Verhalten der Konstruktion wurde schliesslich durch das Ergänzen der Decke mit bewehrtem Ortbeton sichergestellt. Als Randabschluss der Decke und Schalung für die Ortbetonergänzung wurden wiederum Fertigteile verwendet. Der Anschluss der Bewehrung der Ortbetonergänzung erfolgte über in die Fertigteile eingelegte Kuppler.
Angesichts des sporadischen Betriebs des GA und der geringeren Bedeutung der Druckverluste im Vergleich zur Triebwasserfassung wurden für dieses Bauwerk etwas grössere Toleranzen zugelassen. Die Montage der vorgefertigten Elemente verlief problemlos.

beams were supported at one end by the surrounding massive concrete and at the other end by prefabricated perimeter beams. Due to the gap required for installation of the intake gates, two rows of perimeter beams (exterior and interior) were installed. The interior beams (L_{max}~ 3.3 m) rested on the top of the piles using steel corbels, while for the exterior beams (L_{max}~ 5.4 m) a male-female system was foreseen.
The monolithic behavior of the structure was finally achieved by concreting on site an upper slab in two stages of 0.9 m. Additional panels were also arranged at the slab perimeter acting as permanent formwork. For a proper continuity of the reinforcement, steel couplers were also installed in all the elements.
Considering the sporadic operation and the lesser importance of head losses compared to the intake of the head race tunnel, slightly greater tolerances were permitted for this structure. The assembly of the prefabricated elements was conducted without problems.

Autoren/Authors

Germán Coret
MSc Bauing. UPV
german.coret@lombardi.group

Remo Crapp
dipl. Bauing. FH
remo.crapp@lombardi.group

Lombardi SA Ingegneri Consulenti,
CH-6512 Giubiasco

Erich Schmid
dipl. Bauing. ETH/SIA,
erich.schmid@axpo.com

Axpo Power AG
CH-5401 Baden

Neubau Franklinturm, Zürich-Oerlikon
Franklinturm, Zurich Oerlikon

Johannes Schindler, Andrea Vernale

Einleitung

Im letzten Jahrzehnt hat das Gebiet rund um den Bahnhof Zürich-Oerlikon eine umfassende Transformation erfahren. Durch den Bau der Durchmesserlinie kam es zu einer markanten Verdichtung und es entstanden Hochhäuser, öffentliche Plätze und eine neue Quartierverbindung. Der im Jahr 2023 fertiggestellte Franklinturm ist Teil dieser Entwicklung. Sein Baukörper ist auf drei Höhen gestaffelt (Fig. 1) und weist eine gleisseitige Auskragung auf. Jede Höhenstaffelung nimmt Bezug auf die Umgebung: Der fünfgeschossige Gebäudeteil übernimmt die Höhe der Oerliker Blockrandstrukturen, der Rücksprung im elften Obergeschoss nimmt Bezug auf den Neumarkt und die Gebäudehöhe von 80 m entspricht jener des Swissôtels.

Das Projekt ging aus einem im Jahr 2013 ausgelobten Studienauftrag für ein Hochhaus auf dem Baufeld Südwest-Mitte hervor. dsp konnte diesen in Zusammenarbeit mit Armon Semadeni Architekten für sich entscheiden. Die Ausgangslage für den Entwurf war anspruchsvoll: Die Parzelle ist äusserst schmal und wird auf der einen Seite durch das Gleisfeld der SBB und auf der anderen Seite durch die Hofwiesenstrasse mit den städtischen Tramgleisen begrenzt (Fig. 2). Unter der Parzelle verläuft zudem der Glattstollen, der das Abwasser aus Zürich-Nord Richtung ARA

Introduction

Over the past decade, the area around Zurich Oerlikon railway station has undergone a major transformation. The construction of the Durchmesserlinie has led to significant development, with the emergence of high-rise buildings, public spaces and a new underground passage. The Franklinturm, completed in 2023, is part of this development. Its structure is staggered over three levels (Fig. 1) and features a cantilever on the railway side. Each level references its surroundings: the five-storey section mirrors the height of the Oerlikon perimeter block structures, the recess on the eleventh floor references the Neumarkt, and the building's height



Fig. 1
Franklinturm: In drei Höhen gestaffelter Baukörper.
Franklinturm: Staggered building.
(© Beat Bühler)

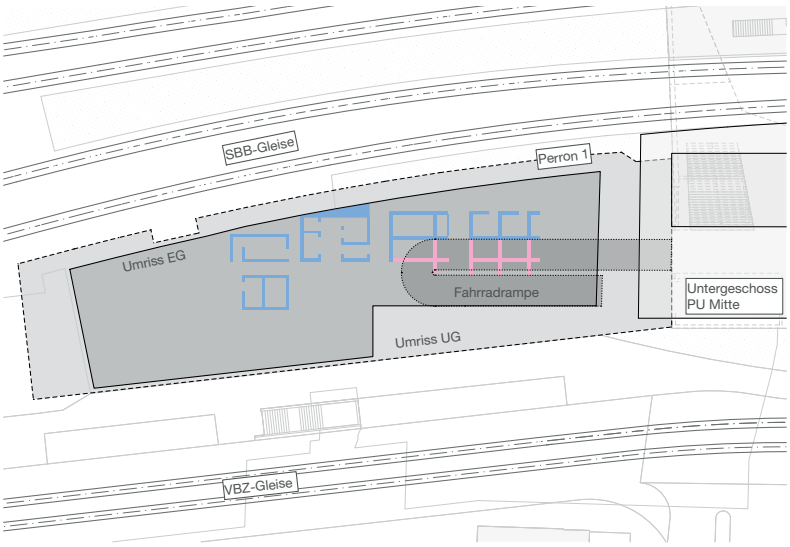


Fig. 2
Parzelle mit Anbindung an PU Mitte (Quartierverbindung) mittels Fahrradrampe (blau: Kernwände EG, pink: Kernwände 1. OG).
Building plot with connection to the underground passage (blue: core walls ground floor, pink: core walls 1st floor).

of 80 m corresponds to that of the Swissôtel.
The project originated from a study commission issued in 2013 for a high-rise-building on the construction plot Südwest-Mitte. dsp won the commission in collaboration with Armon Semadeni Architekten. The design brief was challenging: the plot is extremely narrow and is limited on one side by the SBB railway tracks and on the other by the Hofwiesenstrasse with the city tram tracks (Fig. 2). The Glattstollen tunnel, which transports sewage from Zurich North to the Werdhölzli sewage treatment plant, also runs under the plot. The tunnel is constructed using precast tunnel linings and is susceptible to settlement. It is also not designed to support the weight of a high-rise building above it. In addition, the plot was already occupied by the bicycle ramp accessing the underground passage. This had to be integrated into the high-rise building in exactly the same place.
The fact that a high-rise building could nevertheless be constructed on the plot is the result of close collaboration between architects and engineers. The development of tailored engineering solutions made it possible to achieve densification, even in a location that, viewed objectively, is not really suitable for a high-rise building.

Werdhölzli transportiert. Der mit Tübbingen ausgekleidete Stollen ist setzungsempfindlich und nicht dafür ausgelegt, dass darüber ein Hochhaus Lasten in den Baugrund abträgt. Zudem war die Parzelle bereits durch die Fahrradrampe der Quartierverbindung belegt. Diese musste an der exakt gleichen Stelle ins Hochhaus integriert werden.
Dass auf der Parzelle dennoch ein Hochhaus realisiert werden konnte, ist das Resultat einer engen Zusammenarbeit von Architektur und Ingenieurwesen. Die Entwicklung gezielter ingenieurtechnischer Lösungen ermöglichte eine bauliche Verdichtung selbst dort, wo man – nüchtern betrachtet – eigentlich kein Hochhaus bauen sollte.

Das nahe Gleis

Da aufgrund der schmalen Parzelle jeder Meter Gebäudebreite kostbar ist, stellte sich die Frage: Wie nah am Gleis kann das Gebäude platziert werden, damit das Risiko Bahnanprall noch vertretbar bleibt? Das gewählte Mass von 3,15 m zwischen den Stützen im Erdgeschoss und dem Lichtraumprofil von Gleis 1 stellte sich im Rahmen einer Risikoanalyse als Minimum heraus. In der

The close track

Due to the narrow plot, every metre of building width is precious, so the question of how close the building could be placed to track without an unacceptable risk of a train collision was raised. A risk analysis revealed that a distance of 3.15 m between the supports on the ground floor and the clearance gauge of track 1 was the minimum that could be used. In consequence, the platform had to be constructed as a guide edge, and the columns along the façade (Fig. 3) were designed to withstand an impact load ranging from 2 to 4 MN. To this end, they were designed as 60 x 60 cm composite supports with a 40 x 40 cm steel core on the ground floor.
To maximise space, the Franklinturm is moved closer to the track axis on the upper floors. The 2nd to 21st floors cantilever 5.0 m on the railway side. The cantilever is constructed using inclined columns between the 2nd and 4th floors (Fig. 4). The loads from the floor slabs below are suspended via tension columns.

The sewage tunnel

From Wipkingen, the bearable molasse rock drops steeply just before the construction perimeter. It is already 40 m below ground level in the area of the Franklinturm. Above this, the soil consists of a thick layer of lake sediments, in which the sewage tunnel is also embedded. Running centrally along the length of the plot, it sits at a depth of around 17 m (Fig. 3). This means that, on the one hand, it poses a significant challenge to the placement of potential bored piles and, on the other hand, it is highly susceptible to stress changes when forces are imposed on the soil above it. During the construction work, the settlement of the tunnel was monitored periodically using measurement points spaced approximately 7 m apart.

Folge musste der Perron als Leitkante errichtet und die Stützen entlang der Fassade (Fig. 3) so ausgelegt werden, dass sie einer Anpralllast von 2 MN bis 4 MN standhalten. Dazu wurden sie im Erdgeschoss als 60 x 60 cm grosse Verbundstützen mit einem 40 x 40 cm grossen Stahlkern ausgebildet.

Um die Geschossfläche in den Obergeschossen zu maximieren, rückt der Franklinturm in diesen näher an die Gleisachse heran. Das 2. bis 21. Obergeschoss kragen 5,0 m über den Perron von Gleis 1 aus. Statisch wird die Auskragung durch Schrägstützen zwischen dem 2. und 4. OG realisiert (Fig. 4). Dabei werden die Lasten aus darunterliegenden Geschossdecken via Zugstützen aufgehängt.

Der Glattstollen

Der tragfähige Molassefels taucht unmittelbar vor dem Bauperimeter steil nach Nordosten ab und liegt im Bereich des Franklinturms bereits 40 m unter Terrain. Darüber besteht der Baugrund aus einer mächtigen Schicht von Seeablagerungen, in der auch der Glattstollen liegt. Er verläuft mittig in Längsrichtung der Parzelle in einer Tiefe von etwa 17 m (Fig. 3). Damit stellte er einerseits ein grosses Hindernis bezüglich der Positionierung von Bohrpfählen dar und ist andererseits besonders betroffen von Spannungsänderungen, wenn darüber Kräfte in den Baugrund eingeleitet werden.

Um das Risiko einer Beschädigung dieses wichtigen Infrastrukturbauwerks durch Setzungen oder zu

The floors are in-situ concrete flat slabs that are only 25 cm thick for spans of up to 7.5 m. This is only possible due to the favourable setback of the edge columns in terms of punching shear.

Due to the risk of large settlements and tilting of the tower caused by the cantilever, a shallow foundation was considered too risky. To transfer loads into the ground as close to the surface as possible, a combined pile-slab foundation was constructed instead. Static pile load tests and geotechnical FE calculations were used to optimise the pile lengths to guarantee the serviceability of the Franklinturm while subjecting the settlement-sensitive Glattstollen tunnel to as little additional load as possible.

To counteract the possible risk of the building tilting, the bored pile wall, which was constructed as the excavation pit closure, was activated. Loads from the floor slab were suspended via the outer walls and transferred to the bored pile wall using concrete brackets.

Bracing system

The narrow plot presented challenges not only in terms of its proximity to the railway tracks. It also meant that the space available for the structural cores was limited. To make matters worse, the bicycle ramp had to be integrated into the ground and first

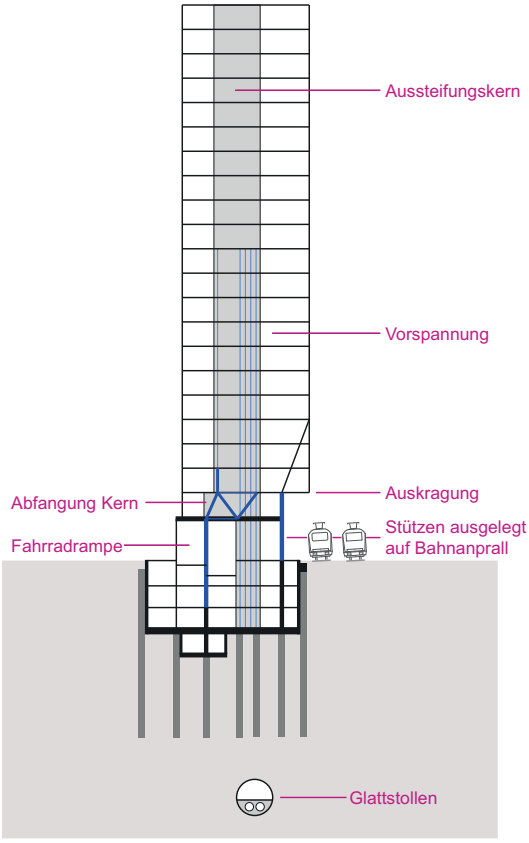


Fig. 3
Querschnitt durch das Gebäude, blau: Stahlbauteile Kernabfangung.
Cross-section of the building, blue: steel components, core bracing.



Fig. 4
Schrägstützen zur Lastabtragung der Auskragung im Bauzustand.
Tilted columns used for building a cantilever.
(© Beat Bühler)



Fig. 5
Stahlfachwerke der Kernabfangung.
Steel trusses as inserts in concrete core walls.
(© Beat Bühler)



Fig. 6
Einlegeteil zur Einleitung der Zug- und Druckkräfte aus den VKT-Stützen.
Insert for introducing tensile and compressive forces from the steel columns.
(© Beat Bühler)



Fig. 7
Franklinturm vom Bahnhof Oerlikon her gesehen.
Franklinturm as seen from the train station Zurich Oerlikon.
(© Beat Bühler)

basement floors at a predefined location. In addition to wind and earthquake loads, the concrete cores are responsible for absorbing the bending moments resulting from the cantilever.
A wind tunnel test was carried out to determine the effects of the comparably low building frequency. This revealed that wind forces greater than those specified in SIA 261 could be expected due to the building's interaction with the buildings of the Neumarkt and the Swissôtel. Consequently, the calculated horizontal accelerations on the top floors were classified as critical, meaning that the lateral stiffness of the building had to be increased. This was achieved by coupling the cores with spandrel beams to transfer forces not only via bending moments but also via more rigid tension-compression pairs. The cores were post-tensioned vertically up to the 11th floor. This ensures that the uncracked stiff-

hohe Spannungen zu minimieren, wurde die Strategie verfolgt, leichte Decken auszubilden und die Lasten möglichst hochliegend in den Baugrund einzuleiten. Während der Bauarbeiten wurden die Setzungen des Tunnels anhand von Messpunkten im Abstand von ca. 7 m periodisch kontrolliert.
Die Decken sind Ortbetonflachdecken, die bei Spannweiten von bis zu 7,5 m lediglich 25 cm stark ausgebildet sind. Dies war nur durch das hinsichtlich Durchstanzen günstige Zurückversetzen der Randstützen möglich.
Aufgrund der grossen Setzungen und der von der Auskragung ausgehenden Gefahr einer Verkippung des Turms, wurde eine Flachfundation als zu risikoreich eingestuft. Um die Lasten dennoch möglichst hochliegend in den Baugrund einzuleiten, wurde eine kombinierte Pfahl-Platten-

Bauträgerschaft/Owner
SBB AG Immobilien, Bern
Architektur/Architecture
Armon Semadeni Architekten GmbH, Zürich
Bauingenieur/Structural Engineer
dsp Ingenieure + Planer AG, Uster
Totalunternehmung/Total contractor
PORR Suisse AG, Altdorf
Baumeister/Building contractor
Marti AG, Zürich

Autoren/Authors

Johannes Schindler
MSc ETH Bau-Ing./SIA

Andrea Vernale
Ing. Civ. dipl. Politecnico Napoli

dsp Ingenieure + Planer AG
CH-8610 Uster
dsp@dsp.ch

gründung ausgeführt. Mittels statischer Pfahlbelastungsversuche und geotechnischer FE-Berechnungen wurden die Pfahllängen so optimiert, dass die Gebrauchstauglichkeit des Franklinturms zwar gewährleistet ist, der setzungsempfindliche Glattstollen jedoch möglichst wenig zusätzliche Belastung erfährt.
Der möglichen Verkippung des Gebäudes wurde durch die Aktivierung der als Baugrubenabschluss erstellten Bohrpfahlwand entgegengewirkt. Dabei wurden Lasten aus der Bodenplatte über die Aussenwände aufgehängt und mittels Betonkonsole auf die Bohrpfahlwand übertragen.

Aussteifung

Die schmale Parzelle stellte nicht nur hinsichtlich der Gleisnähe eine Herausforderung dar. Sie bewirkte auch, dass der für die Aussteifungskerne zur Verfügung stehende Platz begrenzt war. Erschwerend hinzu kam, dass im 1. Unter- und dem Erdgeschoss die Fahrradrampe zu integrieren war. Neben der Aufnahme von Wind- und Erdbebenlasten sind die Betonkerne auch dafür verantwortlich, die aus der Auskragung entstehenden Biegemomente abzutragen.
Um die Auswirkungen der verhältnismässig tiefen Gebäudefrequenz zu eruieren, wurde ein Windkanalversuch durchgeführt. Dieser ergab, dass infolge der Interaktion mit den Bauten des Neumarkts und des Swissôtels grössere Windkräfte als gemäss SIA 261 zu erwarten sind. Dies hatte zur Folge, dass die errechneten Horizontalbeschleunigungen in den obersten Geschossen als kritisch einzustufen waren und die Steifigkeit des Aussteifungssystems erhöht werden musste. Um die Beschleunigungen zu reduzieren, wurde das Aussteifungssystem optimiert. Die Kerne wurden untereinander mit Riegeln gekoppelt, damit sie die Kräfte nicht mehr nur über Biegebeanspruchung, sondern auch über sich steifer verhaltende Zug-Druck-Paare abtragen. Bis ins 11. OG wurden die Aussteifungskerne vertikal vorgespannt. So ist gewährleistet, dass die ungerissene Steifigkeit der Kerne beim Bemessungswind erhalten bleibt. Der Kern im Bereich der Fahrradrampe wurde in den Obergeschossen vergrössert. Im Erd- und 1. Untergeschoss, also gerade in den für die Steifigkeit zentralen Geschossen, war dies aufgrund der Fahrradrampe nicht möglich. Um die Steifigkeit auch in diesen Geschossen zu erhöhen, wurde eine Kernabfangung entwickelt. Zwischen den Fahrradrampen sind Vollstahlstützen (VKT400) angeordnet. Aktiviert werden diese über in den Kernwänden einbetonierte Stahlfachwerke im 1. Obergeschoss (Fig. 5). Unterhalb der Rampe leiten die Vollstahlstützen dann die Kräfte in eine Betonwand ein. Damit dies sowohl unter Zug- wie auch unter Druckbeanspruchung mit maximaler Steifigkeit geschehen kann, wurde ein gezacktes Einlegeteil (Fig. 6) entwickelt und die Wand ebenfalls vertikal vorgespannt.

Fazit

Projekte wie der Franklinturm zeigen, vor welchen Herausforderungen aktuelle Bauvorhaben stehen. Enge Platzverhältnisse, sensible bestehende Infrastruktur, komplexe Baugrundverhältnisse und der laufende Betrieb eines zentralen Verkehrsknotens bildeten keine Randbedingungen, sondern anspruchsvolle Kernprobleme der Planung.
Gerade unter solchen Voraussetzungen zeigt sich die eigentliche Stärke und Vielseitigkeit von Ingenieurinnen und Ingenieuren. Grenzen werden nicht als Hindernisse verstanden, sondern als Anstoss für innovative Lösungen. Indem diese Grenzen immer wieder verschoben werden, entwickelt sich nicht nur das technische Know-how kontinuierlich weiter, es tritt auch eine Kreativität zutage, die für die Bewältigung komplexer Aufgaben unabdingbar ist.

ness of the cores is maintained at the design wind load. In the zone of the bicycle ramp, the core was enlarged on the upper floors. However, on the ground floor and the first basement floor — precisely the floors that are key to the lateral stiffness of the building — this was not possible due to the bicycle ramp. To increase stiffness on these floors too, a core bracing system was developed. Solid steel columns (VKT400) were arranged between the bicycle ramps. These columns are connected to steel trusses embedded in the concrete core walls on the first floor (Fig. 5). Below the ramp, the solid steel columns transfer forces into a concrete wall. To ensure maximum rigidity under tensile and compressive forces, a serrated insert (Fig. 6) was developed, and the wall was post-tensioned vertically.

Conclusion

Projects such as the Franklinturm demonstrate the challenges current construction projects are facing. Limited space, sensitive existing infrastructure, complex soil conditions and the ongoing operation of a central transport hub are not peripheral constraints, but rather demanding core problems in the planning process.
It is precisely under such conditions that the true strength and versatility of structural engineers become apparent. Constraints are not seen as obstacles, but as an impulse for innovative solutions. By constantly pushing these boundaries, not only is technical expertise further developed, but a creativity that is vital for mastering complex tasks comes to light.

Hochwasserentlastungsstollen Sihl–Zürichsee
The flood diversion gallery of the Sihl river to Lake Zurich

Jörg-Martin Hohberg, Yves Keller, Heinz Schmaus, Michael Müller, Andrin Kasper

Einleitung

Die Wirtschaftsmetropole Zürich ist auf dem Schwemmfächer der Sihl gegründet, einem schnell auf Starkregen ansprechenden Gebirgsfluss mit Einzugsgebiet im Bergkessel von Einsiedeln, ca. 40 km von Zürich entfernt. Im Jahr 1910 drohte das Hochwasser der Sihl schon einmal die Gleisanlagen des Zürcher Hauptbahnhofs zu überschwemmen, den die Sihl unterquert. 2005 war es fast erneut so weit. Infolge des Wachstums der Stadt und der dichteren Besiedelung des unteren Sihltals wird das Schadenspotenzial eines 500-jährlichen Hochwassers (HQ_{500}) inzwischen auf rund 6,7 Mrd. CHF geschätzt.

Nach dem Vorbild historischer Gewässerkorrekturen – Umleitung der Kander in den Thunersee (1711–1714) und der Aare in den Bielersee (1868–1891) – entstand das Projekt, den Grossteil des Sihlhochwassers über einen Stollen bei Thalwil in den Unteren Zürichsee einzuleiten und diesen zur Pufferung der Hochwasserspitze zu nutzen (Fig. 1). Dazu ist der Stollen auf eine Kapazität von 330 m³/s ausgelegt, d. h. 45 % der 600 m³/s eines HQ_{500} verbleiben in der Sihl. Die Investitionskosten des rund 2,1 km langen Stollens betragen 175 Mio. CHF, zuzüglich flankierender Massnahmen am Sihlwehr und an den Limmatbrücken der Stadt Zürich.

Introduction

Zurich, the economic capital of Switzerland, was founded on the alluvial deposits of the Sihl, a swiftly reacting mountain river catching occasional heavy rainfalls in the mountain arena around Einsiedeln, about 40 km upstream of Zurich City. In the year 1910 a Sihl flood endangered the railway tracks of Zurich's main station, which is straddling the Sihl river. In the year 2005 almost the same flood level was attained again, but due to the growing city area and the denser population of the lower Sihl valley the damage potential of a 500-year flooding event (HQ_{500}) is meanwhile estimated to approx. 6.7 bn CHF.

Following the Swiss history of river ameliorations – like the diversion of the Kander river into Lake Thun (1711–1714) and that of the Aare river into the Lake

Topografie, Geologie und Layout der Hochwasserentlastung

Die Sihl wird vom Unteren Zürichsee durch den Zimmerberg getrennt, einen Höhenrücken der Oberen Süsswassermolasse, den der Stollen mit max. 130 m Überdeckung durchquert. Abgesehen von möglichen Entspannungsklüften wird in der Wechselfolge



Fig. 1
Luftaufnahme des unteren Sihltals mit dem Bauplatz des Einlaufbauwerks im Vordergrund [1] (Sommer 2022).
Aerial view of the lower Sihl valley with the construction site of the intake structure in the foreground [1] (summer 2022).



Fig. 2
Einlaufbauwerk im Bau (Okt. 2024) mit architektonisch gestalteter Tauchwand.
Intake structure under construction (Oct. 2024) with architecturally designed skimming wall.
(© AWEL)

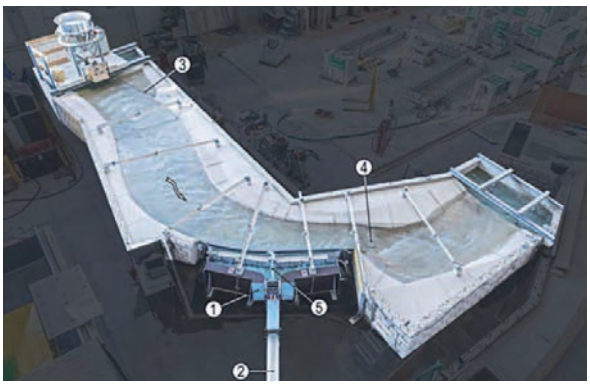


Fig. 3
Hydraulisches Modell des Stolleneinlaufs im Masstab 1:30 [2]. 1: Einlaufbauwerk, 2: Entlastungsstollen, 3: Schwemmholzrechen, 4: Flussschwelle, 5: Längstrennwand
Hydraulic model of the gallery intake in scale 1:30 [2]. 1: Intake structure, 2: diversion tunnel, 3: driftwood retention rack, 4: bed sill, 5: dividing wall

Bienne (1868–1891) – the project was born to divert more than half of a Sihl flood through a diversion gallery near the town of Thalwil into the Lower Lake Zurich, utilizing the lake as buffer to mitigate flood peaks (Fig. 1). The diversion gallery is designed to accommodate 330 m^3/s, i. e. 45 % of an HQ_{500} with 600 m^3/s remain in the Sihl river. The investment for the approx. 2.1 km long gallery amounts to 175 m CHF, plus accompanying refurbishment of the Sihl weir and some bridges across the Limmat river in downtown Zurich.

Topography, geology and layout of the flood diversion gallery

The Sihl river is separated from Lake Zurich by the Zimmerberg ridge of the upper freshwater molasse which provides up to 130 m overburden to the gallery. Apart from likely decompression fissures the groundwater seepage through the alternating layers of sandstone and siltstone is expected to be small. The gallery has a bi-linear slope of 1.3 % and 3.3 %, respectively, due to a kink across the alignment of the future tunnel Zimmerberg II of the Swiss Federal Railways as approach line to the Gotthard. The diversion gallery was put to tender with a specified hydraulic radius for free-surface flow, for which a prevon Sand- und Siltstein mit wenig Wasserandrang gerechnet. Der Stollen weist ein bilineares Gefälle von 1,3 % bzw. 3,3 % auf wegen eines Knicks oberhalb des geplanten Zimmerbergbasistunnels II der SBB (Zulaufstrecke Gotthard).

Als Freispiegelstollen mit schiessendem Abfluss wurde er funktional über den hydraulischen Radius ausgeschrieben, wobei sich eine Tübbingvariante mit 6,60 m Innendurchmesser durchsetzte.

Das Einlaufbauwerk ist in den Prallhang der Sihl gebaut, hinter einem bereits bestehenden Schwemmholzrechen. Das Auslaufbauwerk in Thalwil besteht aus einem geschlossenen Tosbauwerk und einem 133 m langen Auslaufkanal unter dem Wasserspiegel des Zürichsees. Sowohl beim Einlauf- als auch beim Auslaufbauwerk ist eine Bahnlinie zu unterqueren (Sihltalbahn der Zürcher S-Bahn bzw. Hauptstrecke Zürich–Sargans–Chur der SBB). Im ökologisch sensiblen Sihltal oberhalb von Langnau a/Albis wurde der architektonischen Gestaltung der Tauchwandfront besonderes Augenmerk geschenkt (Fig. 2), während das Auslaufbauwerk im Gewerbegebiet liegt und vor allem bezüglich der Strömung im Zürichsee zum Schutz der Schifffahrt und der Badenden zu optimieren war.

cast tubbing variant prevailed over a shotcrete alternative.

The intake structure is built into the steep slope of the Sihl, behind an existing driftwood screen. The outlet structure in Thalwil consists of an energy dissipation building and a 133 m long outlet channel below the water level of Lake Zurich. Both near the intake and the outlet the gallery underpasses a railway line. In the ecologically sensitive Sihl valley upstream of Langnau a/Albis the concrete skimming front wall of the covered intake structure was architecturally designed with a horizontal surface texture (Fig. 2). The outlet structure is situated amidst a build-up area near a public bath and designed so as not to endanger boats and people swimming.

Dimensioning of the intake and the diversion gallery

In water engineering the loads impacting concrete walls are typically a function of the hydraulic design and – in empty conditions – of the lateral earth pressure and soil cover. The primary design objective of the intake structure was to preserve the river's natural morphology for less than 250 m^3/s discharge (approx. HQ_{10}), to prevent ingress of the river's bed load during moderate floods (HQ_{30}), and to limit the intake to 400 m^3/s for sufficient aeration at

Bemessung des Einlaufbauwerks und des Stollens

Im konstruktiven Wasserbau ist die statische Bemessung der Kunstbauten ein nachfolgender Schritt zur vorangehenden hydraulischen Auslegung. Anforderungen an das Einlaufbauwerk waren zum einen die Trenncharakteristik – Anspringen des Stollens erst bei 250 m^3/s (ca. HQ_{10}) – mit dem Ziel, die ökologische Morphologie der Sihl durch mässige Hochwasser zu erhalten, zum anderen die Verhinderung von Geschiebeeintrag in den Stollen bei mittleren Hochwasserereignissen ($\geq HQ_{30}$). Im Überlastfall von 800 m^3/s ($>HQ_{500}$) darf der Freispiegelstollen mit nicht mehr als 400 m^3/s beaufschlagt werden, um die sichere Luftzirkulation bei maximal 77 % Teilfüllungsgrad zu gewährleisten.

Die konstruktive Lösung ist ein regulierbares Schlauchwehr mit fester Drosselbremse als Rückwand und dahinterliegendem Belüftungsschacht. Die Versuche an der VAW umfassten nicht nur das Bauwerk selbst, sondern auch die Optimierung der Lage in der Flussbiegung, um die natürliche Umlenkströmung für die Geschiebelenkung zu nutzen. Das Bauwerk weist zwei Streichwehrfelder von je 40 m Länge auf. Zur Unterdrückung von Wirbeln in der Belüftung wurde zusätzlich eine Längstrennwand eingefügt (Fig. 3).

Da der Stollen von der Sihl aus abwärts mit einer offenen TBM (Ø 7,45 m) vorgetrieben wurde – mit der gesamten Baulogistik über das Sihltal –, stellte ein Hochwasser während der Bauzeit ein grosses Risiko dar. Deshalb wurde der Fangedamm gegen ein HQ_{100} bemessen. Für die Auskleidung des Stollens mit 27,5 cm dicken Tübbingen (Betongüteklasse C55/67) wurden diese im steilen Stollenabschnitt durch eingelegte Schalungsmatrizen mit Rippen versehen, um die Fliessgeschwindigkeit selbst im Überlastfall auf 15,6 m/s zu begrenzen (Fig. 5a). Im leeren Zustand wird der langsame Aufstau von Bergwasser aufgrund möglicher Klüfte massgeblich. Die Festigkeitsentwicklung des Betons und der E-Modul des Ringspaltmörtels wurden in Vorversuchen und anhand von Bohrkernen in der Stollenfirste überprüft.

max. 77 % water filling. This was achieved by an inflatable weir in combination with a fixed back wall as throttle in front of the aeration shaft. The weir is divided into two 40 m long openings with a partition wall to suppress vortices. The physical scale model in the VAW hydraulic testing laboratory of ETH Zurich involved also parts of the river bend to optimize the bed load flow (Fig. 3).

Because of the site logistics in the Sihl valley and execution of the TBM drive (Ø 7.45 m) downwards to Lake Zurich, a Sihl flood occurring during construction constituted a major hazard. Hence the cofferdam was designed against an HQ_{100}. The 27.5 cm thick gallery lining elements in the steeper section were precast with a ribbed surface to limit the flow velocity to 15.6 m/s at maximum discharge (Fig. 5a). In the empty condition the gallery was dimensioned against external pressure, building up from groundwater seeping through rock fissures. The development of concrete strength (grade C55/67) was monitored, and the Young's modulus of the mortar for backfilling the annulus was tested on core samples taken from the gallery crown.

Design of the dissipation chamber and the outlet channel

The dissipation chamber is a closed building at the lake shore in Thalwil with dimensions of 20 m in height, 8 m in width and only

Bemessung des Auslaufbauwerks

Das Tosbauwerk ist als geschlossenes Gebäude am Seeufer in Thalwil konzipiert mit 20 m Raumhöhe, 8 m Breite und (wegen der Bahnlinie) nur 32 m Länge. Daran schliesst sich der Druckkanal mit einem Dammbalkenschacht sowie einer 22,5 m langen Auslauftrompete an, deren Achse ca. 7,3 m unter dem mittleren Seewasserspiegel liegt.

Im eigentlich zu kurzen Tosbauwerk sind 18 m Wassersäule und eine Leistung von 55 MW zu dissipieren. Die Lösung besteht in einem Balkenrost, durch den das Wasser bei geringen Abflussmen-

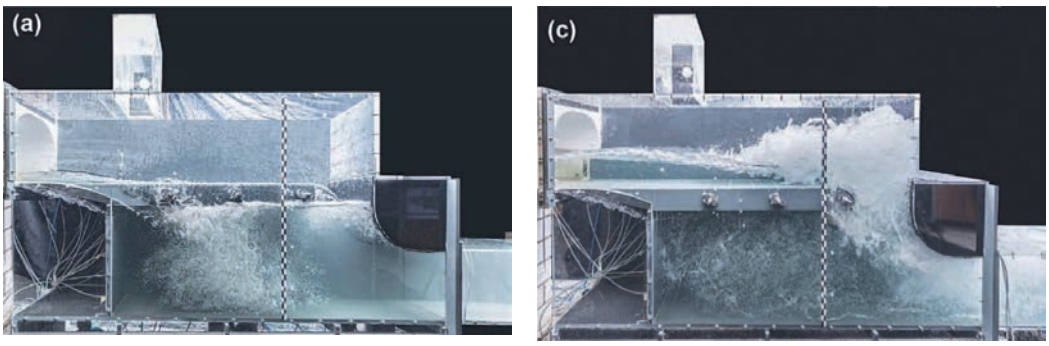


Fig. 4
Hydraulisches Modell der Toskammer a) bei 12 m^3/s und c) bei 330 m^3/s Abfluss [3].
Hydraulic model of the dissipation chamber a) for 12 m^3/s and c) for 330 m^3/s discharge [3].

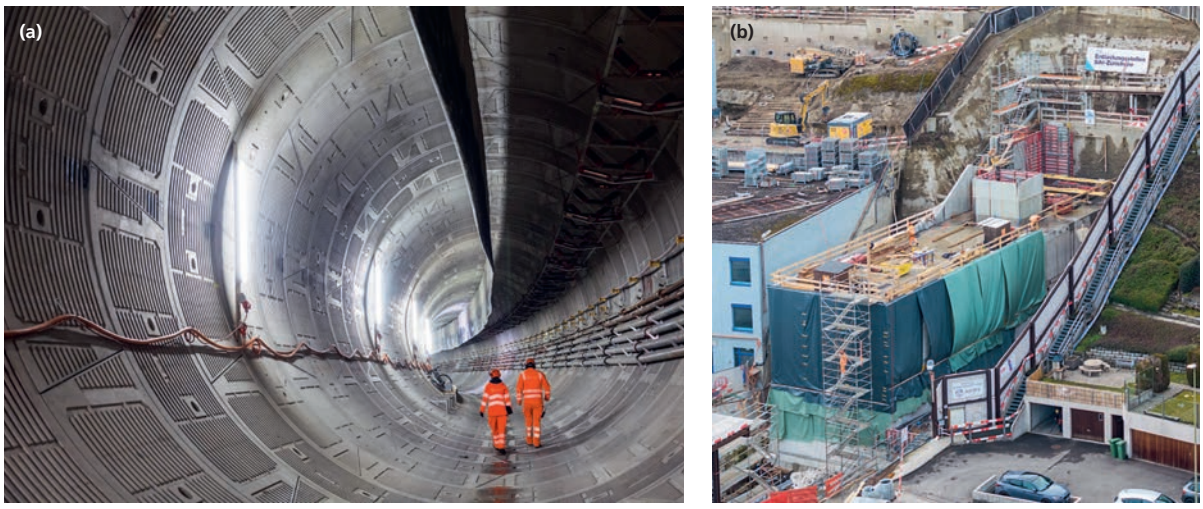


Fig. 5
a) Entlastungsstollen mit gerippten Tübbingen (Aug. 2024) und b) Betonierarbeiten am Tosbauwerk (Jan. 2026).
a) Diversion gallery with ribbed lining segments (Aug. 2024) and b) concreting of the dissipation chamber (Jan. 2026).
(© AWEL)

32 m in length because of the adjacent railway line. From there a culvert underpasses the lake side road and crosses a sluice gate shaft, before it continues under water into the pressurized channel, the axis of which lies approx. 7.3 m below the mean lake level.
The drop-type dissipation chamber is designed for 18 m difference in hydraulic head and 55 MW energy. It is equipped with a grid of beams through which the water drops at small discharge, while at larger discharge the overshooting water impinges on the chamber back wall; thereby the hydraulic jump is moving upstream on the grid (Fig. 4). The necessary back pressure to ensure the hydraulic jump even at low lake level is provided by frame walls built into the channel and designed for the ensuing hydraulic load. Both chamber and channel walls in contact with the ground are dimensioned for backfill missing.
The channel mouth is a 22.5 m long trumpet, which widens from 8 m to 13 m width and slows down the flow velocity to 4 m/s. The top slab of the trumpet is perforated to diffuse air entrainment such that the specific weight of the water above does not change abruptly. The outlet channel is founded by means of micro piles on the molasse rock underlying the lake sediments.

gen abstürzt, während bei hohen Abflussmengen das überschiessende Wasser gegen die Rückwand der Toskammer prallt; dabei wandert der Wechselsprung auf dem Balkenrost entgegen der Fliessrichtung (Fig. 4). Für die gewünschte Ausbildung des Wassersprungs wurden Horizontalblenden in den Auslaufkanal eingebaut, um ausreichend Gegendruck auch bei Niedrigwasser im See zu gewährleisten. Dieser aufzubauende Gegendruck bestimmt die Biegebeanspruchung der Wände; die erdberührten Wände wurden für

Construction works

After the groundbreaking ceremony in the Sihl valley on 18 March 2022 the starting pit was excavated behind the cofferdam and underneath an auxiliary railway bridge. The slope stability of the target pit in Thalwil was investigated for shallow and deep-seated slope failure by 3D FEM analysis [4], which predicted only small displacements under the main railway line near the portal. However, it revealed a certain risk

Referenzen/References
[1] AWEL, Entlastungsstollen Sihl-Zürichsee. https://www.youtube.com/watch?v=46CCkN5tVQI
[2] Wyss, A., Hinkelammert-Zens, F. et al., Flood protection of Zürich – Physical modelling of the intake structure of a flood diversion tunnel. Proc. 10th Int. Symp. on Hydraulic Structures (ISHS), Eds. R.M. Boes et al., VAW ETH Zurich, 2024. https://doi.org/10.3929/ethz-b-000675973
[3] Lais, A., Schroeder, A. et. al., Hydraulic design of slotted-grating drop-type dissipation chamber of a flood diversion tunnel. Proc. 10th ISHS, ibid. https://doi.org/10.3929/ethz-b-000676000
[4] Hohberg, J.-M., 3D FEM analysis of the construction pit for a TBM-driven flood discharge gallery. Acta Polytechnica CTU Proc. 23 (2019), 31–37. https://doi.org/10.14311/app.2019.23.0317

Bauherr/Client
Baudirektion des Kantons Zürich
AWEL Amt für Wasser, Energie und Luft
Projektierung/Project planning
IG Sihl Entlastungsstollen
c/o IUB Engineering AG, Zürich
Bauleitung/Site management
AFRY Schweiz AG, Zürich
Gestaltung/Architectural Design
Eduard Imhof, Luzern, égü Landschaftsarchitekten GmbH, Zürich
Geologie/Geology
Kellerhals & Haefeli AG, Bern
Hydraulische Versuche/ Hydraulic Tests
VAW Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology
Umweltbaubegleitung/Environmental construction supervision
B+S AG Ingenieure+Planer, Bern
Unternehmer/Contractor
ARGE Marti Entlastungsstollen



Autoren / Authors

Jörg-Martin Hohberg
Dipl.-Ing. TUB, DIC/MSc.,
Dr. sc. techn. ETH

Yves Keller
Dipl. Bauing. ETH

Heinz Schmaus
Dipl.-Ing. RWTH

Michael Müller
MSc. Ing. Civ., Dr. ès sc. EPF

Andrin Kasper
Dipl. Bauing. ETH

IUB Engineering AG
CH-3007 Bern
yves.keller@iub-ag.ch

Fig. 6
Luftaufnahme des Stollenmunds (vor Aushub des Tosbauwerks) und der Arbeiten am Auslaufkanal (Aug. 2024).
Aerial view of the gallery outlet (prior to excavating the dissipation chamber) and the channel construction (Aug. 2024).
(© AWEL)

fehlende Hinterfüllung ausgelegt. Durch Perforierung der sich von 8 m auf 13 m Breite aufweitenden Auslauftrompete wird verhindert, dass Fontänen oder Blasenaufstieg Schwimmer und Boote gefährden könnten, und eine maximale Einleitungsgeschwindigkeit von 4 m/s sichergestellt. Das Auslaufbauwerk ist über Mikropfähle unter den Seesedimenten auf dem Molassefels gegründet.

Bauausführung

Nach dem Spatenstich im Sihltal am 18. März 2022 wurde im Schutz des Fangedamms und unter einer Behelfsbrücke der Sihltalbahn die Startbaugrube der TBM erstellt und von dort der Stollen fallend vorgetrieben. In einer 3D-FEM-Berechnung der tiefen Zielbaugrube in Thalwil und der Rückverankerung gegen Geländebruch im verwitterten Molassefels war festgestellt worden, dass während des langsamen Herausfahrens der TBM zwar die elastischen Setzungen klein bleiben würden, jedoch Schichten in der Tunnelfirste einbrechen und die SBB-Hauptstrecke nahe des Portals durch fortschreitende Auflockerung gefährden könnten [4]. Deswegen wurde ein 36 m langer Gegenvortrieb im Schutz eines Rohrschirms ausgeführt, in den hinein am 26. November 2024 der Durchstich erfolgte.

Das Einlaufbauwerk ist bis auf die Hinterfüllung und die Geländemodellierung fertig (Fig. 2). Anfang 2026 wurden das Tosbauwerk betoniert (Fig. 5b) und der Auslaufkanal erstellt. Dabei trug die Spundwand eine Arbeitsplattform für den Einbau vor Kopf und bildet das Schubwiderlager der UW-Betonsohle (Fig. 6); nach dem Lenzen und dem Betonieren des Auslaufkanals im Trockenen wird die Spundwand bis auf den Seegrund zurückgeschnitten [1]. Die Inbetriebnahme ist für Herbst 2026 geplant.

of siltstone layers detaching in the tunnel roof while the TBM was slowly moving into the open, thereby endangering the railway tracks above by progressive ground loosening. To mitigate this risk, a 36 m long counter drive under a pipe umbrella was executed, into which breakthrough was achieved on 26 November 2024.

The intake structure has been finished apart from the aeration shaft and the earth cover (Fig. 2). In early 2026 the dissipation chamber was concreted (Fig. 5b) and works on the outlet channel progressed. This was done by driving sheet piles up front from a wooden platform and concreting the bottom slab under water (Fig. 6). After draining the excavation pit the channel will be built in dry conditions, followed by cutting back the sheet piles to the lake sediments [1]. Commissioning of the flood diversion gallery is planned for autumn 2026.

Neue Reussbrücke, Umfahrung Mellingen
New Reuss bridge, Mellingen bypass

Harry Fehlmann, Patrick Fehlmann, Denise Fischer, Marc Kirchhofer

Einleitung

Die Realisierung der neuen Reussbrücke stellte hohe Anforderungen an Planung und Gestaltung. Der Projektperimeter liegt sowohl in einem BLN-Gebiet (Bundesinventar der Landschaften und Naturdenkmäler) als auch im Geltungsbereich des Reussuferschutzdekrets, wodurch die Bewilligungsfähigkeit lange Zeit ungewiss war. Erst durch intensive Variantenstudien konnte ein Tragwerkskonzept entwickelt werden, das den ausserordentlichen landschaftlichen Qualitäten des Ortes gerecht wird und die Grundlage für die Genehmigungsfähigkeit bildete.

Die Brücke überzeugt durch eine zurückhaltende Gestaltung und einen schlanken Querschnitt mit variabler Trägerhöhe. So entsteht ein Bauwerk, das sich selbstverständlich in die sensible Fluss- und Kulturlandschaft einfügt und den hohen gestalterischen wie funktionalen Anforderungen des Standorts entspricht.

Introduction

The construction of the new Reuss bridge posed considerable challenges in terms of planning and design. The project site is located both within a BLN area (Federal Inventory of Landscapes and Natural Monuments) and under the scope of the Reuss River Protection Decree, which meant that planning approval remained uncertain for a long time. Only through intensive variant studies was it possible to develop a structural concept that responded appropriately to the site's exceptional landscape qualities and ultimately formed the basis for approval.

The bridge impresses with its understated design and slim, variable-height cross-section. The result is a structure that blends naturally into the sensitive river and cultural landscape and meets the high design and functional requirements of the location.

Projektgeschichte und Randbedingungen

Ziel der Umfahrung Mellingen ist die nachhaltige Entlastung der historischen Altstadt von nationaler Bedeutung vom Durchgangsverkehr. Erste Konzepte wurden bereits in den 1980er-Jahren entwickelt, wobei sich die Linienführung als zentrale Herausforderung erwies. Neben Anforderungen aus Wald- und Landwirtschaft lag der Fokus auf einer möglichst landschaftsverträglichen Einbindung in das BLN-Gebiet «Reusslandschaft», das gemäss NHG Art. 6 Abs. 1 einen besonderen Schutzanspruch geniesst.

Ein 1991 ausgearbeitetes Generelles Projekt mit Tunnel und Reussbrücke wurde aus Kostengründen verworfen. 2002 erfolgte eine grundlegende Überarbeitung der Linienführung ohne Tunnelbauten; diese wurde 2008 im kantonalen Richtplan festgesetzt. Variantenstudien für die Reussbrücke bildeten ab 2008 die Grundlage für das Generelle Projekt, dessen Kredit 2010 genehmigt wurde. 2011 bestätigte die Aargauer Stimmbevölkerung das Vorhaben deutlich.

Trotz hoher Zustimmung kam es aufgrund von Beschwerden von WWF und VCS zu langwierigen Verfahren. Kritisiert wurde insbe-

Project history and boundary conditions

The aim of the Mellingen bypass is to permanently relieve the historically significant old town,



Fig. 1
Umfahrung Mellingen, neue Reussbrücke.
Mellingen bypass, new Reuss bridge.



Fig. 2
Umfahrung Mellingen, Linienführung mit neuer Reussquerung.
Mellingen bypass, route with new Reuss crossing.
(© Swisstopo)

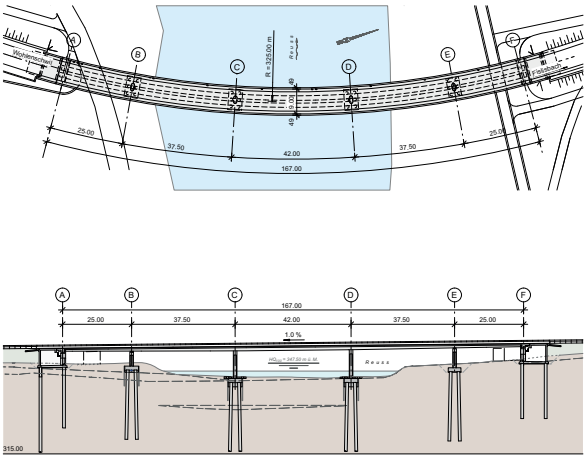


Fig. 3
Reussbrücke, Längsschnitt.
Reuss bridge, longitudinal section.

which is of national importance, from through traffic. Initial concepts were developed as early as the 1980s, with the route alignment proving to be a key challenge. In addition to forestry and agricultural requirements, the focus was on integrating the bridge into the "Reuss landscape" BLN area, which benefits from a special protection status under Art. 6 (1) of the NHG, in the most landscape-compatible way.

An initial project, comprising a tunnel and a bridge over the Reuss and prepared in 1991, was rejected on cost grounds. In 2002, the route was fundamentally revised, excluding tunnel constructions; this alignment was subsequently adopted in the cantonal structure plan in 2008. Variant studies for the Reuss bridge formed the basis for the general project from 2008 onward, for which funding approval was granted in 2010. In 2011, the electorate of Aargau clearly approved the project.

Despite the high level of support, lengthy proceedings ensued due to complaints from the WWF and VCS. Criticism focused in particular on the location in the BLN area. After several project revisions, the Grand Council of the Canton of Aargau approved the necessary amendments to the structure plan in 2017, followed by approval of the revised project in 2018. An out-of-court settlement with the environmental associations led to the project becoming legally binding in June 2018.

Construction began on 2 June 2020. The Mellingen bypass was opened on 29 October 2022, approximately eight months ahead of schedule.

sondere die Lage im BLN-Gebiet. Nach mehreren Projektanpassungen genehmigte der Grosse Rat 2017 die erforderliche Richtplananpassung, 2018 folgte die Genehmigung des bereinigten Projekts. Eine aussergerichtliche Einigung mit den Umweltverbänden führte im Juni 2018 zur Rechtskraft des Projekts.

Der Baubeginn erfolgte am 2. Juni 2020. Die Umfahrung Mellingen konnte am 29. Oktober 2022, rund acht Monate früher als geplant, eröffnet werden.

Entwurf

Der Entwurfsprozess begann 2008 und erfolgte iterativ in enger Abstimmung mit der Linienführung sowie den zuständigen Fachstellen. Früh zeigte sich, dass ein Dreifeldträger oder obenliegende Tragwerke den Anforderungen des Standorts nicht gerecht würden, da sie entweder die Reussufer stark beeinträchtigt oder eine zu dominante Wirkung entfaltet hätten.

Ziel war eine tiefe Linienführung zur Vermeidung hoher Dämme in den Anschlussbereichen und zur Sicherstellung, dass das Bauwerk das bestehende Ufergehölz nicht überragt. Die Widerlager wurden rund 40 m vom Gewässer zurückversetzt, während das Lichtraumprofil der flussparallelen Verkehrswege einzuhalten war. Entwickelt wurde ein sehr schlanker Brücken-

Design

The design process began in 2008 and was carried out iteratively in close coordination with the route alignment and the relevant specialist departments. It soon became apparent that a three-span girder or over-head structure would not meet the requirements of the site, as they would either have a significant impact on the banks of the Reuss or appear too dominant.

The aim was to achieve a low alignment in order to avoid high embankments in the connection areas and to ensure that the structure would not rise above the existing riverbank vegetation. The abutments were set back approximately 40 m from the water, while the clearance profile of the traffic routes running parallel to the river had to be maintained. A very slender bridge girder was developed with a construction height that tapers towards the abutments. The piers are positioned so that the riverbanks and the main flow of the Reuss remain unaffected.

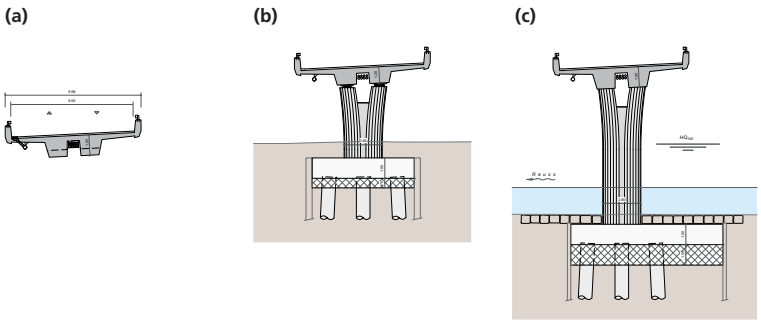


Fig. 4
Reussbrücke, a) Feld-Querschnitte (h_{max}/h_{min}), b) Querschnitt Landpfeiler, c) Querschnitt Flusspfeiler.
Reuss bridge, a) span cross-sections (h_{max}/h_{min}), b) cross-section of the abutment pier, c) cross-section of the river pier.

träger, dessen Konstruktionshöhe sich zu den Widerlagern hin verjüngt. Die Pfeiler sind so angeordnet, dass Uferzonen und Hauptströmung der Reuss unbeeinträchtigt bleiben.

Tragwerkskonzept

Die Brücke ist als durchlaufender Spannbetonträger über fünf Felder konzipiert und überspannt die Reuss sowie die beidseitigen Uferschutzzonen mit einer Gesamtlänge von 167 m. Die Spannweiten betragen 25,0 m – 37,5 m – 42,0 m – 37,5 m – 25,0 m. Der Überbau ist als zweistegiger Plattenbalkenquerschnitt ausgebildet und in Längsrichtung vorgespannt. Die Fahrbahnbreite beträgt 9,0 m; zwischen den beiden Stegen sind die Werkleitungen integriert. Die Trägerhöhe ist variabel ausgebildet. Im Hauptfeld beträgt sie 1,5 m und reduziert sich zu den Widerlagern hin linear auf 1,0 m. Daraus ergeben sich Schlankheiten (L/H) von 28 in den drei Mittelfeldern sowie von 23 in den Randfeldern.

Die Lagerung der Brücke erfolgt schwimmend. In Längsrichtung wird der Überbau durch die beiden im Fluss stehenden Pfeiler stabilisiert, die als einzige Bauteile monolithisch mit dem Überbau verbunden sind. Der Überbau ist für die ständigen Lasten voll vorgespannt. Bei der Anordnung der Spannglieder wurde die Vorspannkraft über den Pfeilern bewusst begrenzt, um die Duktilität des sehr schlanken Überbaus nicht nachteilig zu beeinflussen. Im Hauptfeld sind je Steg fünf Litzenspannglieder mit einer Vorspannkraft von 4297 kN angeordnet; in den übrigen Bereichen wurde die Vorspannung auf vier Spannglieder reduziert.

Die schlanke und offene Querschnittsausbildung führt trotz Druckbewehrung zu hohen Betondruckspannungen über den Pfeilern. Dies erforderte die Verwendung eines Betons der Festigkeitsklasse C40/50 sowie einer Umschnürungsbewehrung der Betondruckzone zur Sicherstellung eines ausreichenden Verformungsvermögens.

Structural Concept

The bridge is designed as a continuous prestressed concrete girder over five spans and crosses the Reuss as well as the bank protection zones on both sides, with a total length of 167 m. The spans are 25.0 m – 37.5 m – 42.0 m – 37.5 m – 25.0 m. The superstructure is designed as a double-web plate girder cross-section and is prestressed in the longitudinal direction. The carriageway width is 9.0 m; the utility lines are integrated between the two webs. The girder height is variable. In the main field, it is 1.5 m and decreases linearly to 1.0 m towards the abutments. This results in slenderness ratios (L/H) of 28 for the three central spans and 23 for the end spans.

Flusspeiler

Die beiden im Fluss stehenden Einzelpfeiler sind als strömungsgünstige Betonvollquerschnitte ausgebildet und so gestaltet, dass sich kein Schwemmholz verfangen kann. Sie sind jeweils auf sechs Bohrpfählen mit einer Länge von 25 m fundiert und monolithisch mit dem Überbau verbunden. Zur Reduktion von Zwängungen sind auf den Landpfeilern Brückenlager vorgesehen. Die Widerlager sind ebenfalls tief gegründet und jeweils auf sechs Bohrpfählen mit Längen von 30 bis 32 m abgestützt; sie sind kastenförmig und begehbar ausgebildet.

Die Baugrundverhältnisse sind stark wechselhaft und setzungs-



Fig. 5
Neue Reussbrücke, Blick von Norden Richtung Reuss.
New Reuss bridge, view from the north towards the Reuss.



Fig. 6
Erstellung Pfeilerfundation mittels Furt.
Construction of pier foundations using a ford.



Fig. 7
Erste Überbauetappe betoniert und vorgespannt.
First superstructure stage concreted and prestressed.

The bridge is supported by floating bearings. In the longitudinal direction, the superstructure is stabilised by the two piers standing in the river, which are the only components monolithically connected to the superstructure. The superstructure is fully prestressed for the permanent loads. When arranging the prestressing strands, the prestressing force over the piers was deliberately limited to avoid negatively affecting the ductility of the very slender superstructure. In the main span, five prestressing strands with a total prestressing force of 4297 kN are arranged in each web; in the other spans, the prestressing is reduced to four strands per web.
Despite the compression reinforcement, the slim and open cross-section design results in high concrete compressive stresses above the piers. This required the use of concrete with a strength class of C40/50, as well as stirrup reinforcement in the concrete compression zone to ensure sufficient deformation capacity.
The two river piers are designed as streamlined solid concrete cross-sections and are constructed to prevent driftwood from becoming trapped. Each river pier is founded on six bored piles, each 25 m long, and is monolithically connected to the superstructure. Bridge bearings are installed on the abutment piers to reduce structural constraints. The abutments are also deeply founded on six bored piles, each 30 to 32 m long; they are box-shaped and accessible.
The ground conditions are highly variable and prone to settlement. Beneath the surface layers, fine grained lacustrine deposits extend to considerable depths, with thin layers of recessional gravel in the shoreline areas. Due to the long consolidation periods, the road embankments were constructed and monitored a year before the bridge was built.

Bauausführung

Der Bau der Reussbrücke tangierte ausschliesslich das untergeordnete Strassennetz. Entsprechend blieben die verkehrlichen Auswirkungen gering, während gleichzeitig eine gute Erschliessung der Baustelle gewährleistet war. Die beiden im Fluss stehenden Pfeiler wurden über geschüttete Furten vom Ufer aus erschlossen. Dadurch konnte auf den Einsatz auf-

Construction

The construction of the Reuss bridge impacted only the secondary road network. Consequently, the impact on traffic was minimal, while at the same time good access to the construction site was ensured. The two piers standing in the river were accessed via embarkment fords from the bank. This meant that there was no need to use costly auxiliary bridges. The fill material used for this purpose was left in the Reuss after completion of the construction work, thus contributing to the gravel allowance required as an ecological compensation measure.
Due to the hydrological conditions of the Reuss, a specific flood protection concept was required for the construction phase, as flow regulation is not possible downstream of Lucerne. Heavy rainfall in the Kleine Emme catchment area causes a rapid increase in discharge at the construction site, with only a short time delay. The

Bauherrschaft/Client
Kanton Aargau, Departement Bau, Verkehr und Umwelt
Bauingenieur/Structural engineer
– Vorstudien und Konzeptentwurf: Bänziger Partner AG, Baden mit Eduard Imhof, dipl. Architekt ETH, Luzern
– Planung und Bauleitung: Ingenieurgemeinschaft MELI: Bänziger Partner AG, Baden (Federführung), Gerber + Partner AG, Windisch, Gähler Partner AG, Ennetbaden, Hunziker, Zarn & Partner AG, Aarau
Unternehmer/Contractor
ARGE Marti AG Zürich, Marti AG Luzern, Marti AG Solothurn

Technische Fakten/Technical data
Erstellung/Construction: 2020–2022
Baukosten Brücke/Construction costs bridge: CHF 5,2 Mio.

wendiger Hilfsbrücken verzichtet werden. Das hierfür verwendete Schüttmaterial wurde nach Abschluss der Bauarbeiten in der Reuss belassen und leistete so einen Beitrag zur als ökologische Ausgleichsmassnahme geforderten Geschiebezugabe.

Aufgrund der hydrologischen Verhältnisse der Reuss war für die Bauphase ein spezifisches Hochwasserschutzkonzept erforderlich, da unterhalb von Luzern keine Möglichkeit zur Abflussdosierung besteht. Intensive Niederschläge im Einzugsgebiet der Kleinen Emme führen daher mit nur geringer zeitlicher Verzögerung zu stark erhöhten Abflüssen im Bereich der Baustelle. Das Hochwasserschutzkonzept trug diesen Rahmenbedingungen Rechnung und stellte die Sicherheit von Bauwerk und Baustelle während der gesamten Bauzeit sicher.

Die Betonarbeiten wurden in konventioneller Ortbeton- beziehungsweise Spannbetonbauweise ausgeführt. Für die strömungsoptimiert geformten Pfeiler kamen eigens entwickelte Schalungen zum Einsatz, die mehrfach verwendet wurden. Als Tragkonstruktion für den Überbau diente ein untenliegendes Lehrgerüst mit mehreren Abstützungen, wobei die Stützen im Bereich der Reuss auf die Anforderungen der Kleinschifffahrt sowie des Uferschutzes abgestimmt wurden. Nach Abschluss der Bewehrungsarbeiten und dem Einbau der Vorspannung wurde der Plattenbalken inklusive Fahrbahnplatte in drei Betonieretappen hergestellt. Die seitlichen Leitmauern wurden erst nach dem Absenken des Lehrgerüsts ausgeführt, um eine durchgängige Geometrie zu gewährleisten und den gestalterischen Ansprüchen gerecht zu werden.

Auf der Fahrbahnplatte wurde eine schwimmende Abdichtung appliziert und anschliessend ein dreischichtiger Gussasphalt eingebaut. Als Deckschicht kam ein lärmarmer Gussasphalt zum Einsatz, bei dem durch den Einsatz kubisch gebrochenen Splitts der Körnung 2/4 mm eine lärmabsorbierende Oberflächentextur erzielt wird.

flood protection concept accounted for these conditions and ensured the safety of both the structure and the construction site throughout the entire construction period.

The concrete work was carried out using conventional in-situ concrete and prestressed concrete construction methods. Specially developed formwork was used for the flow-optimised piers and was reused several times. A lower falsework with multiple supports served as the temporary support for the superstructure, with the supports in the Reuss area adapted to accommodate small boat traffic and protect the riverbanks.

After completion of the reinforcement work and the installation of the prestressing, the slab beam, including the deck slab was cast in three concreting stages. The guide walls were constructed only after the falsework had been lowered, ensuring consistent geometry and compliance with the design requirements.

A floating waterproofing membrane was applied to the carriageway slab, followed by a three-layer mastic asphalt system. A low-noise mastic asphalt was used as the wearing course, with a noise-reducing surface texture achieved through the use of 2/4 mm cubic crushed stone aggregate.



Fig. 8
Lehrgerüst abgesenkt/Betonarbeiten abgeschlossen.
Falsework lowered/concrete work completed.

Autoren/Authors

Harry Fehlmann
Dipl. Bauing. ETH
h.fehlmann@bp-ing.ch

Patrick Fehlmann
Dr. sc. ETH, Dipl. Bauing. ETH
p.fehlmann@bp-ing.ch

Denise Fischer
Bauing. MSc ETH
d.fischer@bp-ing.ch

Marc Kirchhofer
Bauing. MSc FH
m.kirchhofer@bp-ing.ch

Bänziger Partner AG
CH-5400 Baden

SBB, Entflechtung Basel–Muttenz: Donnerbaumbrücke, Passerelle Hagnau

SBB, grade separation Basel–Muttenz: Donnerbaum bridge, footbridge Hagnau

Beat Meier, Matthias Theiler

Einleitung

Zur Vermeidung von Fahrwegkonflikten zwischen Personen- und Güterzügen wurde vor Basel eine neue Bahnbrücke erstellt. Die 360 m lange Donnerbaumbrücke überspannt die Autobahn A18 sowie die drei Hauptgleise der SBB. Weiter musste auch die bestehende Velo- und Fussgängerpasserelle Hagnau abgebrochen und durch eine neu gestaltete Passerelle ersetzt werden. Die bestehende Passerelle hätte im Konflikt mit dem Lichtraumprofil des neuen Überwerfungsgleises gestanden.

Auf einer Länge von ca. 5 km waren weitere Bauwerke und Infrastrukturanpassungen notwendig. Die Hauptelemente sind:

- Verbreiterung und Ertüchtigung Birsbrücke (bestehende zweispurige Bogenbrücke),
- Neubau diverser, bis zu 11 m hoher Stützmauern,
- Ausbau Bahnhof Muttenz,
- Umfahrung Rangierbahnhof Süd für Güterzüge.

Introduction

A new railway bridge outside of Basel was constructed to avoid crossing conflicts between passenger and freight trains. The 360 m long Donnerbaum bridge spans the highway A18 as well as the three main SBB tracks. In addition, the existing bicycle and pedestrian bridge Hagnau had to be demolished and replaced by a newly designed bridge. The existing bridge would otherwise have extended into the clearance profile of the new flyover track.

Further adjustments to surrounding structures and infrastructure were necessary over a distance of approximately 5 km. The main elements included:

- widening and retrofitting of the Birs bridge (existing two-lane arch bridge),
- construction of various, up to 11 m high retaining walls,
- upgrades to the Muttenz train station,
- freight train bypass of the southern marshalling yard.

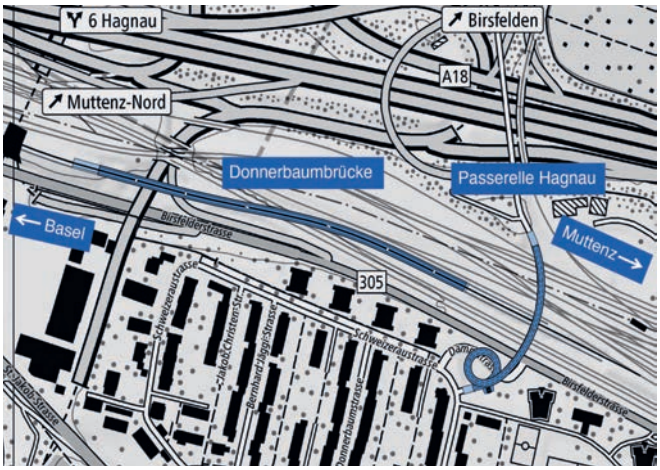


Fig. 1
Übersichtsplan.
General plan.
(© swisstopo, bearbeitet/edited)

Die Bauarbeiten wurden in den Jahren 2020 bis 2025 ausgeführt.

Wesentliche Randbedingungen

Die Umsetzung der Baumassnahmen erfolgte inmitten eines intensiv genutzten Verkehrsknotens. Sämtliche Arbeiten mussten unter Aufrechterhaltung des Bahnbetriebs geplant und ausgeführt werden. Die Zugänglichkeit zur Baustelle sowie die Platzverhältnisse waren sehr eingeschränkt.

Eine weitere Herausforderung stellte die Geologie dar. Im Projektperimeter liegt unterhalb von Lockergesteinsschichten ein Hauptmuschelkalk. Durch langsames Herauslösen von Karbonat können sich in diesem Gestein Karsthöhlen bilden. Durch das Nachstürzen des darüberliegenden Lockergesteins bilden sich Hohlräume, die schliesslich als Erdfall (Dolinen) bis zur Oberfläche durchbrechen können. Verschiedene Massnahmen minimierten mögliche Risiken für die Bauwerke. So wird das Meteorwasser konsequent in Vorfluter geleitet. Lokales Versickern könnte Auswaschungen begünstigen. Als Fundationen wurden entweder Bohrpfähle bis in Festgesteinsschichten oder übergrosse Flachfundationen gewählt, die kleinere Erdfälle überbrücken könnten. Zudem wurde ein Monitoring mit faseroptischen Sensorkabeln eingeführt. Mit den in Sondagebohrungen verlegten Kabeln lassen sich Bewegungen im Untergrund bis zu einer Tiefe von 40 m detektieren.

Donnerbaumbrücke

Konzept und Gestaltung

Die neue, leicht S-förmig verlaufende Donnerbaumbrücke überspannt die Autobahn A18 sowie



Fig. 2
Donnerbaumbrücke.
Donnerbaum bridge.
(© Beat Bühler)

The construction work was carried out from 2020 to 2025.

Essential parameters

The construction took place at a heavily used traffic junction. All construction processes had to be planned and executed without interruption of rail operations, while accounting for the limited accessibility to the construction site as well as the spatial constraints.

The geology within the project perimeter posed a further challenge. Underneath the unconsolidated rock layers lies shell-bearing limestone (Upper Muschelkalk). The gradual dissolution of carbonates can create karst caves in the limestone into which the overlying loose rock collapses. This creates cavities that eventually break through to the surface as sinkholes (dolines). However, various measures minimized possible risks to the structures. Meteoric water is consistently discharged into receiving waters as local percolation could promote erosion. To enable bridging smaller sinkholes, the foundations were selected as either drilled piles extending into the bedrock or oversized shallow foundations. In addition, a fiber-optic monitoring system was installed. The fiber-optic cables, which were placed with exploratory boreholes, enable the detection of underground movements up to a depth of 40 m.

Donnerbaum bridge

Concept and design

The new, slightly S-shaped Donnerbaum bridge spans the highway A18 as well as the main SBB tracks. The cast-in-place post-tensioned bridge is 360 m long and consists of seven spans. The main span, which crosses the tracks at a shallow angle, is 78.5 m long. This length resulted from optimizing the bridge alignment. The main span could be shortened while simultaneously increasing the longitudinal gradient of the tracks slightly, which enables a greater clearance height around the area of intersection. This eliminated the need for the originally planned support, which consisted of a portal frame above the main tracks.

The different thermal expansions between the track and the bridge

die Hauptgleise der SBB. Die Spannbetonbrücke ist 360 m lang und besteht aus sieben Feldern. Die Hauptspannweite, die die Gleise in einem flachen Winkel quert, ist 78,5 m lang. Diese Länge resultiert aus einer Optimierung der Linienführung. Die Hauptspannweite konnte verkürzt werden und gleichzeitig wurde das Längsgefälle der Gleise leicht vergrössert, sodass mehr lichte Höhe im Kreuzungsbereich zur Verfügung stand. So konnte auf die ursprünglich vorgesehene Abstützung mit einem über den Hauptgleisen liegenden Portalrahmen verzichtet werden.

Aufgrund der unterschiedlichen Temperaturdehnungen zwischen Schienen und Brücke resultieren grosse Schienenspannungen in den Gleisen. Es wurden verschie-

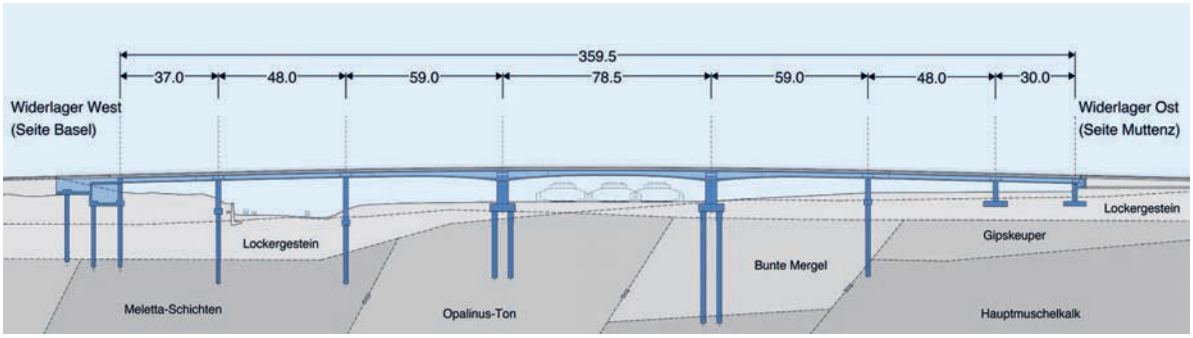
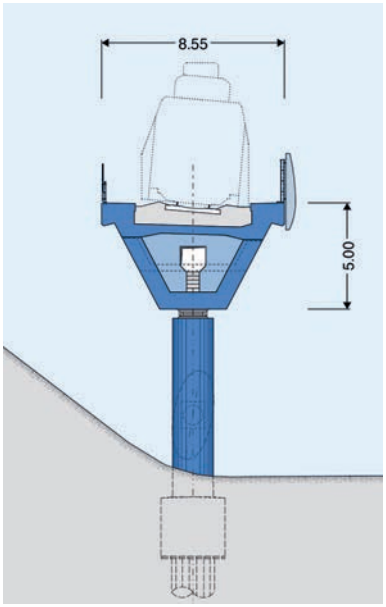
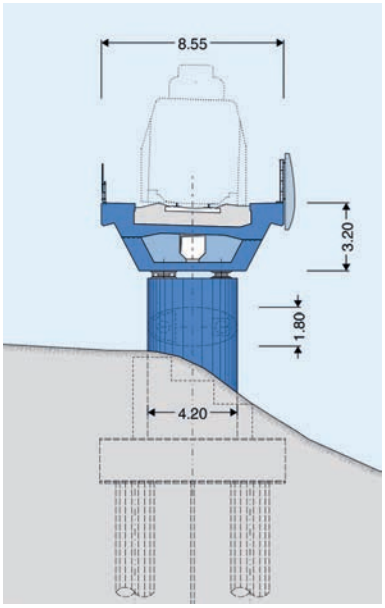


Fig. 3
Längsschnitt.
Longitudinal section.





Bauherrschaft/Owner
Schweizerische Bundesbahnen SBB – Projekte Region Olten
Bauingenieur/Civil engineering
Planergemeinschaft GPG Muttenz 4
c/o dsp Ingenieure + Planer AG, Uster
Ausführung/Execution
ARGE BaMu c/o Walo Bertschinger AG, Frenkendorf

Fig. 4
Querschnitt bei Haupt- und Regelfeld.
Cross-section of the main and standard span.

dene Lösungsansätze untersucht. Dabei wurden sowohl technische Aspekte (Fahrbahntechnik und statisch-konstruktive Gesichtspunkte), wirtschaftliche als auch gestalterische Aspekte berücksichtigt. Letztlich entschied man sich, die Brücke mit einem horizontalen Fixpunkt auf der Westseite (Seite Basel) und einer Schienendilatation am östlichen Brückenende (Seite Muttenz) auszustatten.

Unterbau
Das Widerlager Basel sowie die ersten fünf Pfeiler wurden auf Bohrpfählen gegründet, die bis in die Festgesteinsschichten reichen. Dafür waren Bohrpfähle mit einer Länge von bis zu 42 m und einem Durchmesser von 1,5 bis 2,0 m notwendig. Der letzte Pfeiler und das Widerlager Muttenz wurden dagegen flach in den Lockergesteinsschichten fundiert. Zwischen Lockergestein und Hauptmuschelkalk liegt hier ein Gipskeuper. Ein Anbohren dieser Schicht musste vermieden werden, da durch den Anstieg des gespannten Grundwasserspiegels Quellprobleme hätten entstehen können.
Die Pfeiler der Brücke wurden ellipsenförmig ausgeführt. Die beiden Pfeiler seitlich der Hauptgleise wurden zur Minimierung der Hauptspannweite abgedreht, sodass die Hauptachsen der Ellipsen parallel zu den Gleisen verlaufen.

cause significant stress in the rails. A range of solutions to this problem were examined, taking into account technical aspects (railway technology and structural design) as well as economic factors and aesthetic considerations. Ultimately, the decision was made to equip the bridge with a horizontal fix point on the western side (Basel side) and one rail expansion device on the eastern end (Muttenz side).

Substructure
The abutment Basel as well as the first five piers were built on drilled shafts, which extend into the bedrock. This required drilled shafts of up to 42 m in length and a diameter of 1.5 to 2 m. The last pier and the abutment Muttenz, on the other hand, were built on shallow foundations in the unconsolidated rock layer. A Gipskeuper Formation lies between the unconsolidated rock and the Upper Muschelkalk. Drilling into this layer had to be avoided, as the rise in the confined groundwater level could potentially cause soil expansion problems.
The bridge piers are elliptical in shape. To minimize the main span both piers adjacent to the main tracks were aligned such that the

Überbau
Der Überbau wurde als Hohlkastenquerschnitt konzipiert und weist im Bereich der Hauptspannweiten eine Voute auf. Die Querschnittshöhe beträgt bei den Pfeilern 5,0 m und verjüngt sich zur Feldmitte hin auf 3,2 m, was auch der Querschnittshöhe der restlichen Felder entspricht. Die Brücke weist einen hohen Vorspanngrad auf. Im häufigen Lastfall (Zugüberfahrt) soll der Beton nicht dekomprimiert werden.
Die beiden massiven Konsolköpfe bilden in den Feldern die Druckzone. Sie bieten zugleich aber auch den notwendigen Platz für den Dienstweg sowie für Ausrüstungen, wie Fahrleitungsmasten, Geländer und Lärmschutzwand.

Bauausführung
Die Brücke wurde feldweise auf einem konventionellen Lehrgerüst bzw. auf einem Schutztunnel (im Bereich der Gleisquerung) errichtet. Aufgrund von Überschneidungen der Bauzeiten mit anderen Projektelementen wurde bei



Fig. 5
Installationsplattform.
Working platform.

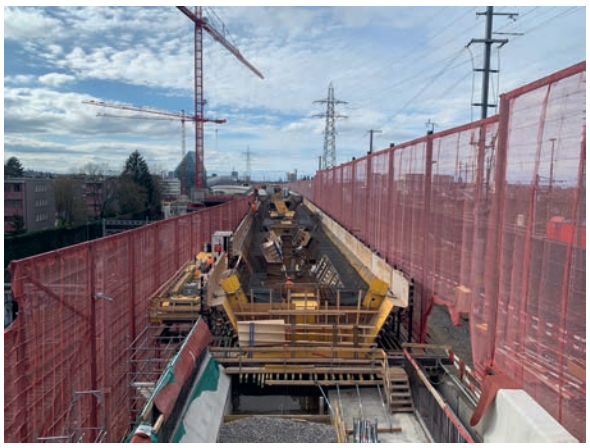


Fig. 6
Erstellung Überbau zwischen den Gleisen.
Construction of the superstructure between the tracks.

major axes of the ellipses are parallel to the tracks.

Superstructure

The superstructure was designed as a box-girder with a variable depth over the main spans. The cross-section at the piers is 5.0 m high and tapers to 3.2 m midfield, which also corresponds to the cross-section height of the remaining spans. The bridge exhibits a high degree of post-tensioning. The concrete should not decompress during the frequent live loads (train crossing).
The massive parapets function as the compression zone in the spans. They simultaneously offer the space required for the service walkway as well as equipment such as catenary masts, railings, and noise barriers.

Construction

The bridge was constructed span by span on conventional scaffolding. Over the train tracks, the scaffolding was reinforced to form a protective tunnel. Due to overlapping construction periods with other project elements, the construction of the Donnerbaum bridge had to be started with an inner span. After that, the remaining bridge spans were constructed, and the end span on the Basel side was added last. Up to this point the bridge was not fixed horizontally. The horizontal stabilization was provided by two piers connected monolithically to the superstructure. Only after the completion of the last span could the bridge be connected to the fixed point on the Basel side.
The construction site was accessed primarily using a working platform. The platform was constructed specifically for this purpose over the highway A18 and the street Birsfelderstrasse. The platform created urgently needed installation space and simultaneously served as a protective structure for the operation of the tower cranes above the roadways.

der Donnerbaumbrücke mit einem Innenfeld begonnen. Danach wurden die weiteren Brückenfelder erstellt und erst am Ende das Randfeld auf der Seite Basel ergänzt. Bis zu diesem Zeitpunkt war die Brücke schwimmend gelagert. Die horizontale Stabilisierung erfolgte über zwei monolithisch mit dem Überbau verbundene Stützen. Erst mit der Fertigstellung des letzten Brückenfelds wurde die Brücke an den Fixpunkt auf der Seite Basel angeschlossen.
Die Erschliessung der Baustelle erfolgte primär über eine Installationsplattform, die speziell für diesen Zweck über der Autobahn A18 und der Birsfelderstrasse erstellt wurde. Diese Plattform schaffte dringend benötigte Installationsfläche und diente gleichzeitig als Schutztunnel für den Betrieb der Turmdrehkrane über dem Strassenraum.

Passerelle Hagnau

Konzept und Gestaltung

Die Passerelle Hagnau stellt die Fussgänger- und Veloverbindung zwischen den Quartieren Donnerbaum und Freuler sicher. Sie überspannt die Dammstrasse, die Birsfelderstrasse, die drei Hauptgleise der SBB, das neue Überwerfungsgleis sowie etliche Gleise im Bereich des Rangierbahnhofs Basel.
Die neue Passerelle Hagnau ist als vorgespannte Stahlbetonbrücke

Footbridge Hagnau

Concept and design

The footbridge Hagnau provides the connection between the neighborhoods Donnerbaum and Freuler for cyclists and pedestrians. It spans the streets Dammstrasse and Birsfelderstrasse, the three main SBB tracks, the new flyover track, as well as numerous tracks by the marshalling yard Basel.
The new crossing is a cast-in place post-tensioned bridge with a total length of 253 m. The longest span is 43.5 m. The bridge traces a wide arc, leading into a spiral ramp on its southern side. This way the required height difference can be overcome while maintaining a maximum gradient



Fig. 7
Passerelle Hagnau.
Footbridge Hagnau.
(© Beat Bühler)

mit einer Länge von 253 m konzipiert. Die maximale Spannweite beträgt 43,5 m. Im Grundriss beschreibt sie einen weit geschwungenen Bogen, der im Süden in eine Wendelrampe übergeht. So kann die notwendige Höhendifferenz bei einem maximalen Gefälle von 6 % überwunden werden. Zur Verkürzung des Weges für die Fussgänger wurde bei der Wendelrampe ein Treppenturm errichtet.
Die Brücke dient zudem als Träger für Werkleitungen. Um diese unabhängig vom Bahnbetrieb unterhalten zu können, werden die Werkleitungen in einem ins Geländer integrierten Kasten geführt. Ein besonderes Augenmerk wurde auf die Gestaltung dieser Geländer gelegt. Sie prägen das Erscheinungsbild der Brücke massgeblich.

Unterbau
Widerlager und Pfeiler wurden flach in den Lockergesteinsschichten gegründet. Wie bei der Donnerbaumbrücke liegt auch hier unterhalb des Lockergesteins teilweise ein Gipskeuper. Zudem

of 6 %. A stair tower was erected by the spiral ramp for a shorter walk.
The bridge also acts as a carrier for utility lines. The utility lines were installed in a box integrated into the railing to maintain them independently from the railway operations. Special attention was paid to the design of these railings as they significantly shape the appearance of the bridge.

Substructure
The abutments and piers are built on shallow foundations in the unconsolidated rock layer. As with the Donnerbaum bridge, the Gipskeuper Formation is in part found below the unconsolidated rock. Moreover, the load-bearing Upper Muschelkalk lies in part up to 50 m below the surface. To address the risk of sinkholes, the foundations were dimensioned with a large surface area.
The piers have a rectangular cross-section that tapers toward the bottom. The piers in the area of the tracks show a slight inclination towards the outside of the curve.

liegt der tragfähige Hauptmuschelkalk teilweise bis zu 50 m unterhalb der Oberfläche. Um der Erdfallgefahr zu begegnen, wurden übergrosse Fundamente gewählt.
Die Stützen weisen einen rechteckigen Querschnitt auf. Sie verjüngen sich nach unten und die Stützen im Gleisbereich weisen eine leichte Neigung gegen die Kurvenaussenseite auf.

Überbau
Beim Querschnitt handelt es sich um einen Plattenbalken. Er weist im Gleisbereich eine Höhe von 1,58 m auf. Im Bereich der Wendelrampe wird die Querschnittshöhe auf 1,25 m reduziert. Der Entwurf des Querschnitts nimmt auf die gekrümmte Linienführung und die daraus resultierenden Torsionsmomente Rücksicht, indem er asymmetrisch ausgebildet wurde. Der Überbau ist im Bereich über den Gleisen vorgespannt. Die Wendelrampe mit kürzeren Spannweiten ist schlaff bewehrt.
Die Brücke wurde etappenweise auf einem konventionellen Ge-

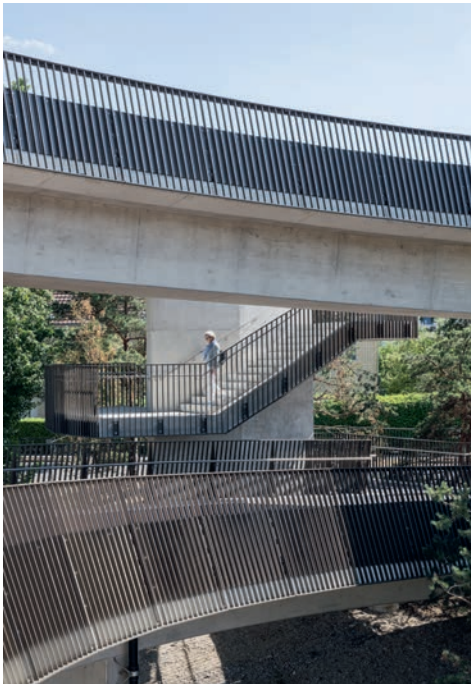


Fig. 8
Detailansicht Treppenturm.
Detailed view of the stair tower.
(© Beat Bühler)

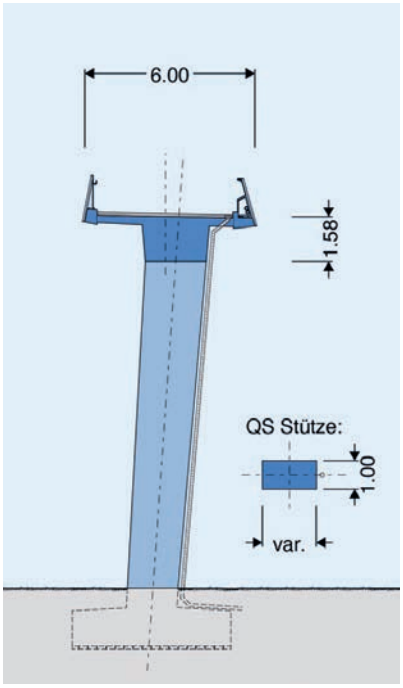


Fig. 9
Normalquerschnitt.
Standard cross-section.

Superstructure

The superstructure is designed as a slab beam. In the area of the tracks the height is 1.58 m. By the spiral ramp, the cross-section height is reduced to 1.25 m. The asymmetric design of the cross-section accounts for the curved alignment and resulting torsional moments. The superstructure is post-tensioned in the area of the tracks. The spiral ramp with its shorter spans consists of reinforced concrete.

The bridge was built in stages on conventional scaffolding. Over the tracks the scaffolding was also used as a protective tunnel. As the working space around the footbridge Hagnau was also limited, the track protection structure was built with a width of 18 m. This way additional space for working and materials could be created.

rüst bzw. Schutztunnel erstellt. Da auch bei der Passerelle Hagnau die Installationsfläche beschränkt war, wurde der Schutztunnel mit einer Breite von ca. 18 m ausgeführt und so zusätzliche Installationsfläche geschaffen.

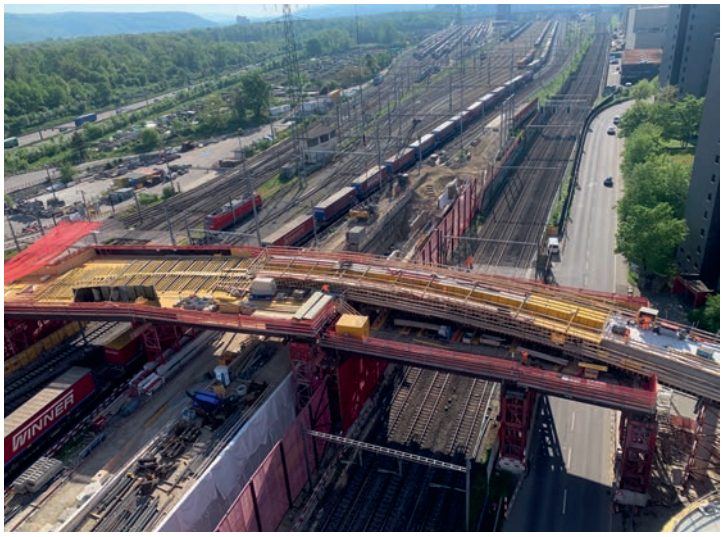


Fig. 10
Bauzustand Passerelle Hagnau.
Construction stage of the footbridge Hagnau.

Autoren/Authors

Beat Meier
dipl. Bauing. ETH/SIA

Matthias Theiler
Dr. sc. ETH, MSc ETH Bau-Ing.

dsp Ingenieure + Planer AG
CH-8610 Uster
dsp@dsp.ch

Aarebrücke, Aarau
Aare Bridge, Aarau

Gilbert Santini

Einleitung

An einem Standort, an dem seit der Römerzeit Brückenbauwerke stehen, wurde im Jahr 2023 eine neue Brücke über die Aare eingeweiht. Sie verbindet das Nordufer mit der südlich gelegenen Altstadt von Aarau, der Hauptstadt des Kantons Aargau. Die Brücke steht im Flussbett zum Teil auf den beiden Senkkästen (Caissons) der alten Brücke mit Baujahr 1949. 45 m bis 89 m lange Stützmauern verlängern optisch das Brückenbauwerk an seinen vier Extremitäten im Vorland. Die Optik der Brücke ist von den massiven Steinbauten in Aarau inspiriert. Die leichte Einfärbung des Betons unterstützt den Dialog mit der Umgebung. Wo der Uferweg von der Brücke überspannt wird, bieten grosse Öffnungen den Querblick über das Wasser.

Introduction

A new bridge over the Aare was inaugurated in 2023 at a site where bridge structures have stood since Roman times. It connects the north bank with the old town of Aarau, the capital of the canton of Aargau, located to the south. The new bridge partly rests on the two caissons of the old one, which was built in 1949. The bridge structure is visually extended by retaining walls placed at its four extremities in the embankment. The bridge's appearance is inspired by the massive stone buildings in Aarau. The slight tint of the concrete supports the dialogue with the surroundings. Where the riverside path passes under the bridge, large openings provide a view across the water.

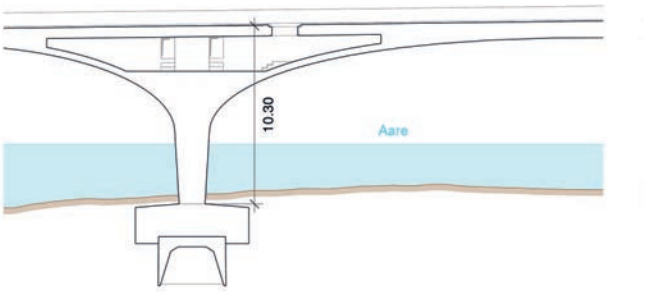


Fig. 1
Längsschnitt im Bereich der Brückenpfeiler Nord.
Longitudinal section in the area of the northern bridge piers.
(© INGE Pont Neuf, Henauer Gugler AG)

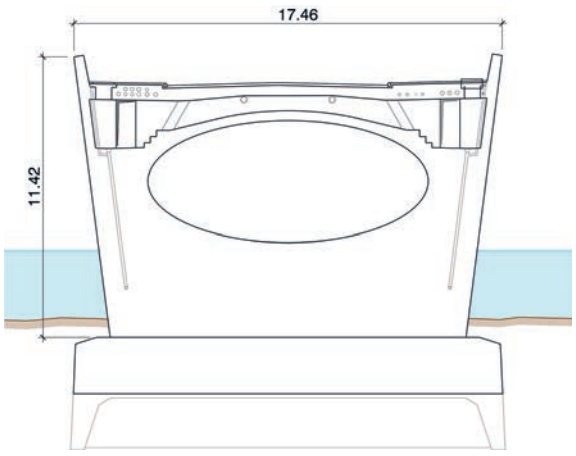


Fig. 2
Querschnitt beim Brückenpfeiler Nord.
Cross-section at the north pier.
(© INGE Pont Neuf, Henauer Gugler AG)

Geometrie

Mit einer Länge von 118,9 m, einer Hauptspannweite von 44,0 m, zwei Nebenspannweiten von 28,75 m sowie zwei Vorlandtunneln von 8,84 respektive 8,56 m Länge und einer Breite von 17,5 m verfügt die Brücke über zwei Fahrspuren, beidseitige Gehsteige und Fahrradspuren. Die gesamte Geometrie des Brückenkörpers ist ausserordentlich komplex. Die Brückenflanken weisen eine variable Neigung zwischen 90° bei den beiden Widerlagern und 99° in Brückenmitte auf. Bei der Ausarbeitung des Entwurfs des Wettbewerbprojekts «Pont Neuf» musste die Position der Pfeilerachse beibehalten werden, weshalb die abgeschrägte Brücke in einem Winkel über den Fluss führt. Die Schiefstellung im Grundriss beträgt 10,57°. Die Brückenuntersicht ist bogenförmig. Diese Bögen setzen sich geometrisch aus Radien und Freiformen zusammen. Die Ausschnitte aus den Pfeilern und Widerlagern sind elliptisch. Dazu kommt ein Längsgefälle von 1,2 % in Richtung Nordufer.

Erschwerend kommt hinzu, dass der Brückenkörper mit Öffnungen und Hohlräumen durchsetzt ist, die von aussen nicht zu sehen sind. Die Betonmasse wurde soweit möglich mittels Hohlräumen reduziert, ohne dabei die generelle Ästhetik der Brücke zu beeinträchtigen. Trotz dieser planerischen Massnahmen wurde, im

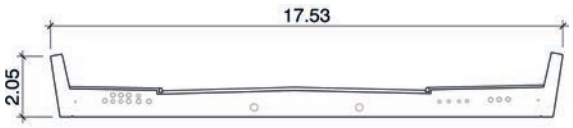


Fig. 3
Brückenquerschnitt in Feldmitte.
Bridge cross-section through the middle span.
(© INGE Pont Neuf, Henauer Gugler AG)

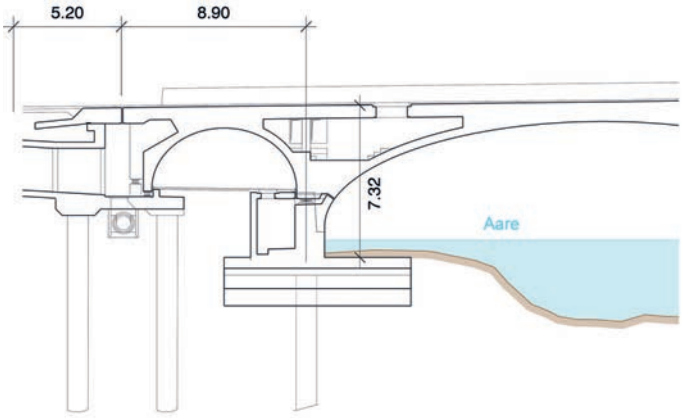


Fig. 4
Brückenlängsschnitt beim Widerlager Nord.
Longitudinal bridge section at the north abutment.
(© INGE Pont Neuf, Henauer Gugler AG)

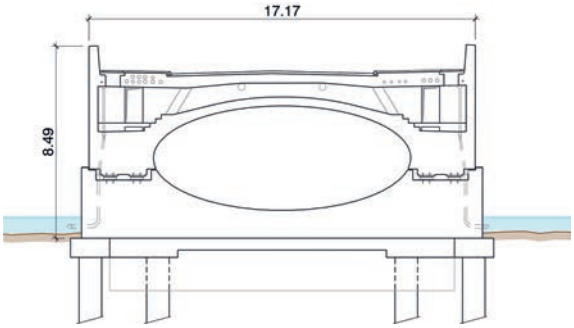


Fig. 5
Brückenquerschnitt beim Widerlager Nord.
Bridge cross-section at the north abutment.
(© INGE Pont Neuf, Henauer Gugler AG)

ments. The length of these walls vary between 45 m and 89 m. The style of the bridge is inspired by the massive stone walls found in Aarau. The slight colouring of the concrete compliments its surroundings. Where the riverside path is spanned by the bridge, large openings allow for a view across the water.

Vergleich zu einer konventionellen Brücke aus Stahlbeton, mehr Material verbraucht.

Statisches System und Baustoffe

Es handelt sich um einen Dreifeldträger oder um einen Durchlaufträger mit fünf Feldern, wenn man die Vorlandtunnelquerschnit-

Geometry

With a length of 118.9 m, a main span of 44.0 m, two secondary spans of 28.75 m and two tunnels on the riverbanks measuring 8.84 m and 8.56 m in length and 17.5 m in width, the bridge comprises of two lanes with pavements and cycle lanes on both sides. The overall geometry of the bridge structure is extremely complex. The bridge flanks have an inclination varying between 90° at the two abutments and 99° at the middle of the bridge. While developing the design for the "Pont Neuf" competition project, the position of the pier axis had to be maintained, which is why the geometry of the sloping bridge crosses the river at an angle. The inclination in the ground plan is 10.57°. The underside of the bridge is arched. These arches are geometrically composed of radii and free forms. The cut-outs from the piers and abutments are elliptical. In addition, there is a longitudinal gradient of 1.2 % towards the northern bank. Adding to the complexity, the bridge structure is riddled with openings and various cavities that are not visible from the outside. These cavities serve the purpose of reducing the needed mass of concrete as much as possible without compromising the overall aesthetics of the bridge. Despite these optimising measures, more material was needed compared to what would have been required for a conventional reinforced concrete bridge.

Static system and building materials

The bridge can be regarded as a three-span girder, or a continuous girder with five spans if the embankment tunnel cross-sections are considered as part of the whole system. The abutments are formed as sliding bearings, while the piers are monolithically connected to their foundations. Behind each of the two embankment tunnels there is a vertical expansion joint which separates the bridge structure from the retaining walls in the foreland.



Fig. 6
Luftaufnahme, Blick in Richtung Süden, links die Hilfsbrücke in Betrieb und rechts die neue Brücke im Bau.
Aerial view, looking south, the auxiliary bridge in operation on the left and the new bridge under construction on the right.
(© WMM Ingenieure AG, Marc Gilgen)

te mitzählt. Die Widerlager sind gleitend gelagert, die Pfeiler hingegen monolithisch mit ihren Fundamenten verbunden. Hinter den beiden Vorlandtunneln trennt jeweils eine vertikale Dilatationsfuge das Brückenbauwerk von den im Vorland befindlichen Stützmauern.
Bei der Auswahl des Betons für den Brückenkörper wurde auf eine genügend grosse Druckfestigkeit C35/45, die benötigten Expositionsklassen XC4, XD3, XF2, AAR-Widerstand und ein möglichst tiefes Schwindmass geachtet. Für die Pfähle kam ein C25/30 zum Einsatz. Darüber hinaus wurde dem Betongemisch aus ästhetischen Gründen eine dezente Pigmentierung mit 0,3 % Gelbpigment beigemischt. Die Bewehrung weist die Stahlqualität B 500B auf.

Modellierung und Kräftefluss

Für die Bestimmung der Geometrie wurde für Ingenieure und Architekten ein gemeinsames 3D-Modell mit der Software Rhinoceros erstellt. Dieses native Modell diente der Erstellung der Berechnungsmodelle, der Schalungspläne und der Schalung.

When selecting the concrete for the bridge structure, care was taken to ensure sufficient compressive strength C35/45, the required exposure classes XC4, XD3, XF2, AAR resistance as well as the lowest possible shrinkage. C25/30 was used for the piles. In addition, for aesthetic reasons, a subtle pigmentation of 0.3 % yellow pigment was added to the concrete mixture. A steel grade B 500B was selected for the reinforcement.

Modelling and force flow

To determine the geometry, a 3D model was created using Rhinoceros software which could be used by both the engineers and the architects. This native model was then used to create the calculation models, formwork plans and formwork.
When looking at the bridge, it is not immediately apparent how the forces flow because the overall shape suggests a non-existent structural arch effect and not all of the supporting elements are visible from the outside. Only the piers, the two flanks and the arched soffits are visible. Above the pier areas there are box girder sections with a deck slab sup-

Beim Betrachten der Brücke ist nicht a priori erkennbar, wie der Kräftefluss verläuft, weil die Formgebung eine nicht vorhandene Bogentragwirkung suggeriert und von aussen nicht alle Tragelemente ersichtlich sind. Erkennbar sind nur die Pfeiler, die beiden Flanken und die bogenförmigen Untersichten. Über den Pfeilerbereichen befinden sich Hohlkastenquerschnitte mit einer auf den inneren Stegen und den seitlichen Flanken aufgeständerten Fahrbahnplatte, die in den drei Feldmitten in einen Vollquerschnitt übergeht. Diese seitlichen Flanken tragen in Längsrichtung den grössten Teil der Lasten ab. Sie bilden zusammen mit den Pfeilern eine Art Rahmenkonstruktion. Der Rest wird von der unteren bogenförmigen Platte abgetragen. Jedes Element der Brücke hat aufgrund der monolithischen Ausführung eine lastabtragende Funktion.
Die Pfeiler sind auf den Caissons der alten Brücke im Niederterrassenschotter flach fundiert. Die Fundamente und die für die Erstellung benötigten Spundwandkästen sind mit Kopfbolzen mechanisch verbunden, sodass die Spundwände als Kolkschutz die-



Fig. 7
Spundwandkasten südlicher Pfeiler.
Sheet pile box, southern pier.
(© WMM Ingenieure AG, Marc Gilgen)



Fig. 8
Bau des Mittelfelds, oberwasserseitig.
Construction of the centre field, upstream.
(© WMM Ingenieure AG, Marc Gilgen)

ported by the inner webs and side flanks, which transition into a solid cross-section, in the middle of each of the three spans. These side flanks carry the majority of the load in the longitudinal direction. These flanks form a kind of frame structure with the piers. The remaining load is carried by the lower arched slab. Due to its monolithic design, each element of the bridge has a load-bearing function.

The piers rest on the caissons of the old bridge, with a shallow foundation in the lower terrace gravel. The foundations and the sheet pile boxes, required for construction, are mechanically connected by means of head bolts. Through this connection the sheet piles can serve as scour protection. The excess sheet pile lengths were cut back under water. The abutments on both sides are supported by bored piles with a diameter of 1.0 m.

Design

The varying slope of the flanks, which reach its maximum at the centre of the bridge, creates the impression of a twist. Towards the ends of the bridge, the parapets straighten up and then merge, in relatively tight curves, into the tops of the retaining walls, whose inclinations increase again towards the ends. The bridge and the retaining walls on both banks thus form an aesthetic unit. Due to the constant width of the bridge and the variable flank inclination, the width at the pier bases (Fig. 2) is smaller than at the abutments.

The bridge was formed using type 3 formwork panels with rough sawn spruce boards with a lattice-cut finish. When choosing the position of the construction joints, careful attention was paid to ensuring that they coincided with the butt joints of the formwork panels. The relatively high costs for the formwork are due to

nen. Die Überlängen wurden unter Wasser zurückgeschnitten. Die Widerlager sind beidseits auf Bohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,0 m abgestellt.

Gestaltung

Durch die bis zur Brüstungskrone variable Neigung der Flanken, die in Brückenmitte ihr Maximum aufweist, entsteht der Eindruck einer Verwindung. Zu den Brückenenden hin richten sich die Brüstungen auf und gehen dann in relativ engen Kurven in die Kronen der Stützmauern über, deren Flankenneigung zu den Enden wieder zunimmt. Die Brücke und die Stützmauern auf den beiden Ufern bilden so eine ästhetische Einheit. Bedingt durch die konstante Breite der Brücke und die variable Flankenneigung ergibt sich im Bereich der Pfeilerfüsse (Fig. 2) eine kleinere Breite als bei den Widerlagern.

Die Brücke wurde mit einer Schalung des Typs 3 mit sägerohen Brettern aus Rottanne mit Gatterschnitt geschalt. Bei der Wahl der Lage der Arbeitsfugen wurde speziell darauf geachtet, dass diese mit den Stossfugen der Schalbretter übereinstimmt. Die relativ hohen Schalkosten ergeben sich aus der komplexen Geometrie, die teilweise schiffsbauähnliche Unterkonstruktionen erforderte.

Bauherrschaft/Owner
Kanton Aargau, Departement Bau, Verkehr und Umwelt
Tragwerk/Structure
INGE pont neuf mit:
WMM Ingenieure AG, Münchenstein, Henauer Gugler AG, Zürich
Architektur/Architecture
Christ & Gantenbein, Basel
Landschaftsarchitektur/ Landscape architecture
August+Margrith Künzel Landschaftsarchitekten AG, Binningen
Bauleitung/Site managment
Schmidt + Partner Bauingenieure AG, Basel, und WMM Ingenieure AG, Münchenstein
Baumeister/Contractor
ARGE Kettenbrücke c/o Implenia Schweiz AG, Aarau: Implenia Schweiz AG; Rothpletz, Lienhard+Cie AG; Meier+Jäggi AG

Baukosten gesamt/Total costs
30,5 Mio. CHF



Fig. 9
Oberwasserseitige Flanke und Brückenuntersicht, Blick vom Nordufer in Richtung Süden.
Upstream flank and underside of the bridge, view from the north bank towards the south.
(© WMM Ingenieure AG, Luca Ferrario)

Es ist gelungen, die Leitungsführungen so zu legen, dass an der Brückenuntersicht keine einzige Werk- oder Entwässerungsleitung sichtbar ist. Diese Leitungen verlaufen in Hohlräumen und in Leerrohren in den Zonen mit einem Vollquerschnitt (Fig. 3).
Die Lager sind zurückversetzt und hinter der Betonkulisse versteckt. Natürlich bleiben sie über die hinter den Tunneldurchgängen angeordneten Widerlagerkammern stets zugänglich (Fig. 4 + 5).

Bauablauf

Damit der Verkehrsfluss aufrechterhalten werden konnte, wurde unterwasserseitig eine zweispurige Hilfsbrücke erstellt. Nach deren Inbetriebnahme wurde die bestehende Brücke mit Baujahr 1949 abgebrochen. Nach Inbetriebnahme der neuen Brücke wurde die Hilfsbrücke abgebrochen (Fig. 6).

the complex geometry, which in some cases required substructures similar to those used in shipbuilding.
We have succeeded in laying out all installations in such a way that not a single utility line or drainage pipe is visible on the underside of the bridge. These lines run in cavities or in empty conduits in the zones with a solid cross-section (Fig. 3).
The bearings are set back and hidden behind the concrete backdrop. Of course, they remain accessible via abutment chambers located behind the tunnel passages (Fig. 4 + 5).

Construction process

In order to be able to maintain traffic flow, a temporary two-lane bridge was constructed downstream. Once the temporary bridge was operational, the existing one, built in 1949, was demo-

Die Pfeiler und deren Fundamente mussten aufgrund des schlechten baulichen Zustands der Fundamente wider Erwarten abgebrochen werden. Für den Abbruch und Neubau wurden Spundwandkästen erstellt, die aufgrund der Restdurchlässigkeit des Untergrunds permanent ausgepumpt werden mussten (Fig. 7). Im Schutz einer mit Unterwasserbeton erstellten Dichtplatte konnten die neuen Pfeilerfundamente erstellt werden.
Die Brücke wurde mithilfe eines Lehrgerüsts erstellt (Fig. 8). Dessen Richtung und jene der Schalung waren dabei oft nicht

Autor/Author

Gilbert Santini
dipl. Bauing. ETH
g.santini@wmm.ch

WMM Ingenieure AG
CH-4142 Münchenstein



Fig. 10
Gesamtes Brückenbauwerk, Blick flussabwärts.
Entire bridge structure, view downstream.
(© WMM Ingenieure AG, Luca Ferrario)

lished. As soon as the new bridge was operational, the temporary one was likewise demolished (Fig. 6).

Contrary to expectations, the foundations of the piers were in such a poor structural condition that they, along with the piers, had to be demolished. Sheet pile boxes were constructed for this demolition and for the construction of the replacements. These had to be continuously pumped out due to the residual permeability of the subsoil (Fig. 7). The new pier foundations were constructed under the protection of a sealing plate made of underwater concrete.

The bridge was constructed with the aid of falsework (Fig. 8). The direction of the falsework and that of the formwork often were identisch. Um die Neigungen der Brückengeometrie zu erstellen, wurde mit Spindeln gearbeitet, die auf eigens vorgefertigte Keile gesetzt wurden, worauf wiederum die Schalung zu liegen kam. Unterhalb dieser komplexen Konstruktion befand sich jedoch ein Flächengerüst aus handelsüblichen Teilen.

Einbettung in die Umgebung

Die Optik der Brücke ist von den massiven Steinbauten in Aarau inspiriert, darunter die mittelalterlichen Häuser entlang der Stadtmauer, die Pfeiler, Stützmauern und Rampen sowie die Uferbefestigungen. Die leichte Einfärbung des Betons unterstützt den Dialog mit der Umgebung (Fig. 9 + 10).

not identical. In order to create the inclinations of the bridge geometry, spindles were used, which were placed on specially prefabricated wedges, on which the formwork was then positioned. However, underneath this complex arrangement, was a surface scaffold made of standard components.

Integration into the surroundings

The bridge's appearance was inspired by the massive stone structures in Aarau, including the medieval houses along the city wall, the pillars, retaining walls and ramps, and the bank reinforcements. The slight colouring of the concrete enhances the dialogue with the bridge's surroundings (Fig. 9 + 10).





Bauwerkserhaltung

Conservation des ouvrages

Conservation of Structures





Remise en état du Grand-Pont à Lausanne, un exemple de transformation, de modernisation et de réemploi

Renovation of the Grand-Pont in Lausanne: an example of transformation, modernisation and reuse

Philippe Menétrey, Sophie Tschumy

Introduction

La topographie de Lausanne est modelée par deux cours d'eau, le Flon et la Louve, qui entourent la colline de la Cité et se rejoignent à la place Pépinet. Au carrefour des grands axes de communications, la ville a formé un goulet à la circulation et c'est l'ingénieur cantonal Adrien Pichard qui s'attache le premier à la désengorger en créant une ceinture périphérique, nécessitant le franchissement de l'éperon molassique de la Barre. Il fait alors percer le Tunnel et construire le Grand-Pont pour traverser le Flon, comme décrit par Paul Bissegger [1].

Pichard développe un pont à voûtes multiples en maçonnerie sur deux niveaux, avec six voûtes au niveau inférieur et dix-neuf au niveau supérieur, mis en service en 1844. L'ouvrage présente une longueur totale de 172 m et une hauteur maximale de 25 m au-dessus du Flon [4]. Les voûtes sont en plein cintre, toutes similaires, avec un entraxe de 9 m et une ouverture de 7,20 m. La largeur du tablier est de 10,70 m, dont 6,60 m de chaussée et 1,40 m de trottoir de chaque côté.

En 1873, le cours d'eau du Flon est progressivement canalisé est les voûtes inférieures du Grand-Pont sont comblées. Puis, au vu de l'accroissement du trafic et de la volonté d'installer une ligne de tramway, le tablier est élargi à 12,90 m en 1891 comme décrit par Jules Gaudard [2]. Au début des années 1930, la chaussée, les voies de tram et les consoles métalliques étaient en mauvais état. La Ville en profite pour élargir à nouveau le pont, qui atteint alors une largeur de 15,36 m avec des encorbellements en béton. Ils sont réalisés avec des sommiers en béton armé, placés à travers le pont selon le même rythme (principe illustré à la Figure 2). Les sommiers en béton armé se prolongent de 2,70 m en dehors des murs tympans et sont recouverts

Introduction

The topography of Lausanne is shaped by two rivers, the Flon and the Louve, which surround the Cité hill and meet at Place Pépinet. At the crossroads of major transport routes, the city had become a traffic bottleneck, and it was cantonal engineer Adrien Pichard who first set about relieving the congestion by creating a ring road, which required crossing the molasse spur of La Barre. He therefore had the Tunnel dug and the Grand-Pont built to cross the Flon, as described by Paul Bissegger [1].

Pichard designed a multi-arched masonry bridge on two levels, with six arches on the lower level and nineteen on the upper level, which was opened in 1844. The structure has a total length of 172 m and a maximum height of 25 m above the Flon [4]. The arches are semi-circular, all similar, with a centre-to-centre distance of 9 m and an opening of 7.20 m. The

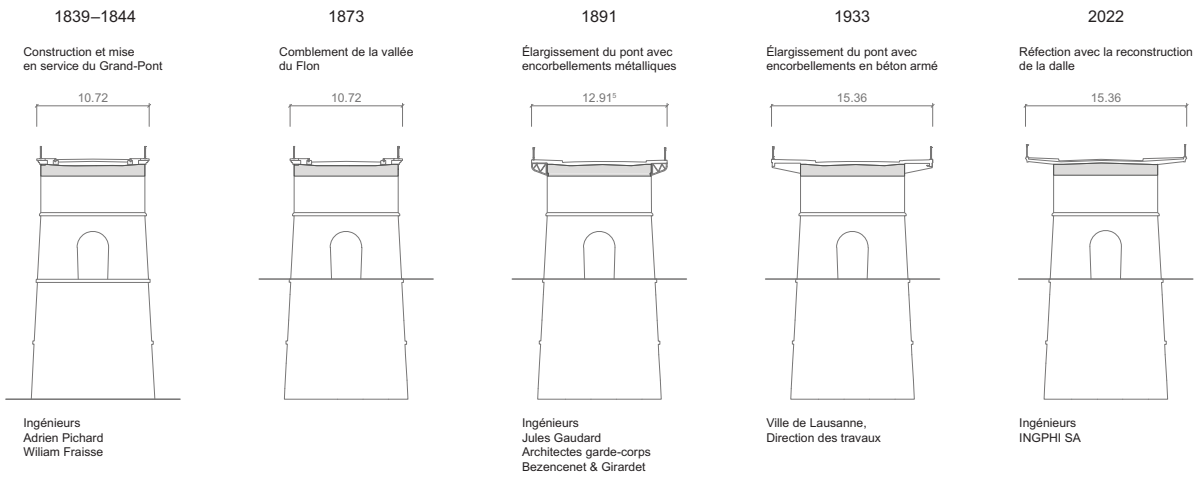


Fig. 1
Évolution de la coupe transversale au fils du temps.
Changes in cross-section over time.



Fig. 2
Vue de l'élargissement de 1933 avec les sommiers en béton.
View of the 1933 extension with concrete transverse beams.

width of the deck is 10.70 m, including 6.60 m of roadway and 1.40 m of pavement on each side. In 1873, the Flon river was gradually channelled and the lower arches of the Grand-Pont were filled in. Then, in view of the increase in traffic and the desire to install a tram line, the deck was widened to 12.90 m in 1891, as described by Jules Gaudard [2]. In the early 1930s, the road surface, tram tracks and metal brackets

d'une dalle en béton dont l'extrémité est constituée d'une bordure également en béton.
L'évolution de la coupe transversale au fil du temps présentée à la Figure 1 illustre les transformations et modernisations successives du pont [5].

Inspections et investigations de 2020

Après plusieurs décennies d'exploitation et quelques opérations d'entretiens des joints en maçonneries, une campagne d'inspections et d'investigation a été menée en 2020. Celle-ci a mis en lumière la dégradation des encorbellements en béton, classés entre les états 3 et 4, soit entre l'état détérioré et le mauvais état en raison des éclatements de béton et de la corrosion avancée de nombreuses barres d'armature.
Une défaillance globale de l'étanchéité de la dalle et du système de récupération des eaux de chaussée a également été constatée. Ce dysfonctionnement a entraîné des venues d'eau dans le volume des maçonneries, dissolvant leurs joints et provoquant la désolidarisation de certains moellons.
Les vérifications statiques des encorbellements et des garde-corps ont par ailleurs mis en évidence des non conformités structurelles majeures. L'urgence d'une

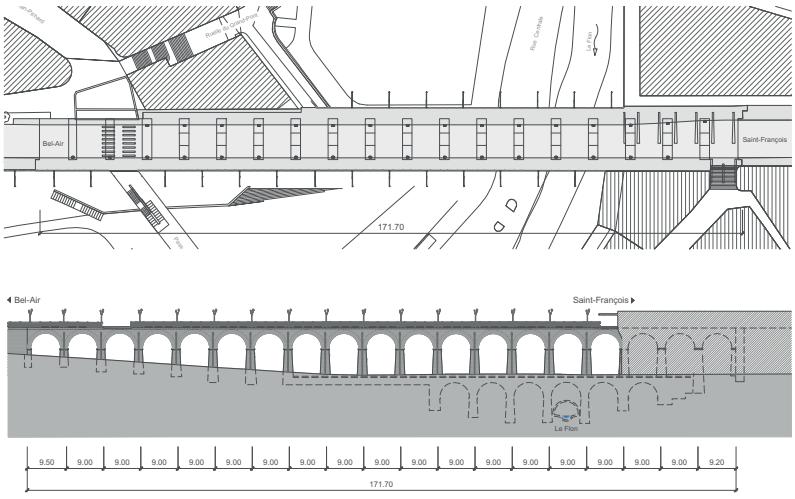


Fig.3
Vue en plan et élévation de la remise en état.
Plan view and elevation of the renovation.

were in poor condition. The City took advantage of this to widen the bridge again, which then reached a width of 15.36 m with concrete corbels. These were constructed using reinforced concrete beams, placed across the bridge at regular intervals (principle illustrated in Figure 2). The reinforced concrete beams extend 2.70 m beyond the tympanum walls and are covered with a concrete slab, the end of which is finished with a concrete edge beam.
The evolution of the cross-section over time, shown in Figure 1, illustrates the successive transformations and modernisations of the bridge [5].

Inspections and investigations in 2020

After several decades of operation and a few maintenance operations on the masonry joints, a series of inspections and investigations was carried out in 2020. This highlighted the deterioration of the concrete corbels, classified between conditions 3 and 4, i.e. between deteriorated and poor condition due to concrete spalling and advanced corrosion of many reinforcing bars.
A general failure of the slab's waterproofing and the road surface water collection system was also noted. This malfunction led to water ingress into the masonry, dissolving the joints and causing some of the stones to become detached.
Static checks on the corbels and guardrails also revealed major structural non-conformities. The urgency of restoration was therefore evident, and work was planned for 2022.

Renovation project

The renovation of an engineering structure such as the Grand-Pont must first and foremost guarantee user safety and the structural durability of the structure using modern techniques, while preserving the historical and heritage value of the bridge. The entire project is therefore based on striking a balance between safety, technical performance, durability

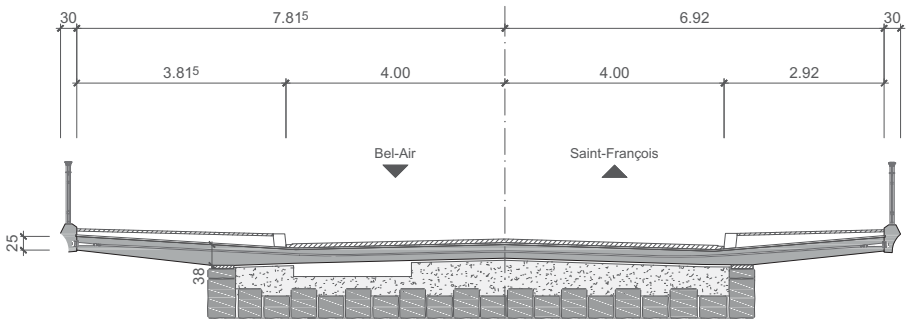


Fig.4
Coupe transversale du tablier remis en état.
Cross-section of the refurbished deck.

remise en état était donc avérée, et des travaux ont été planifiés pour 2022.

Projet de remise en état

La remise en état d'un ouvrage d'art tel que le Grand-Pont doit tout d'abord garantir la sécurité des usagers et la pérennité structurelle de l'ouvrage en utilisant les techniques actuelles tout en préservant la valeur historique et patrimoniale du pont. L'ensemble du projet repose ainsi sur la recherche d'un équilibre entre sécurité, performance technique, durabilité et préservation du patrimoine. Ainsi, le concept développé est de réaliser une nouvelle dalle « flottant » au-dessus des voûtes en maçonnerie, de manière à les protéger tout en les mettant en valeur visuellement, sans en perturber le rythme.

Les encorbellements en béton de 1933 ont été démoli pour les remplacer par une nouvelle dalle en béton précontraint disposée sur l'ensemble des dix-neuf voûtes [3].

Ce nouveau tablier est composé d'une dalle continue et lisse qui prend appui sur les voûtes existantes et se prolonge en porte-à-faux de part et d'autre des murs tympans. La dalle en béton armé est précontrainte transversalement tous les mètres par un câble 3T15. Ainsi, ce nouveau tablier supporte les charges de mobilité douce et les éventuelles charges de trafic routier accidentel sur ses porte-à-faux. L'épaisseur de la dalle varie entre 25 à 38 cm au droit des sections d'encastrement des porte-à-faux. Une bordure bouteroue en gneiss de 20 cm de hauteur sépare la voie de roulement des trottoirs, permettant ainsi de s'affranchir de glissières de protection.

La dalle est étanchée par une couche de CFUP sur l'ensemble de sa surface. Cette couche vient se lier aux deux bordures d'extrémité, également en CFUP, afin d'assurer une cohérence des matériaux. La chaussée est revêtue d'un asphalte coulé puis d'une couche d'enrobé. Dans la zone des trottoirs, un béton fibré recouvert d'une couche d'enrobé a été mis en place. Ce nouveau tablier permet de supprimer les nombreuses venues d'eau observées dans les voûtes en maçonnerie et contribue ainsi à leur préservation.

La réalisation des travaux de remise en état a conduit à fermer le Grand-Pont pendant près d'une année, afin de réaliser les travaux rapidement et de manière économique.

Garde-corps et candélabres

Les garde-corps construits en 1891 lors du premier élargissement du Grand-Pont ont été réutilisés une première fois lors de l'élargissement de 1930. Composés de montants en fonte entre lesquels sont glissés des panneaux en fer forgé, ils possèdent donc une grande valeur patrimoniale qu'il convient de préserver. Il s'est avéré que les panneaux en fer forgé pouvaient

and heritage preservation. The concept developed involves creating a new 'floating' slab above the masonry arches to protect them while enhancing their visual appeal, without disrupting their rhythm.

The concrete corbels dating from 1933 were demolished and replaced with a new prestressed concrete slab covering all nineteen arches, [3].

This new deck consists of a continuous, smooth slab that rests on the existing arches and extends out in cantilever on either side of the tympanum walls. The reinforced concrete slab is prestressed transversely every metre by a 3T15 cable. This new deck can therefore support light traffic loads and any accidental road traffic loads on its cantilevers. The thickness of the slab varies between 25 and 38 cm at the cantilever embedment sections. A 20 cm high gneiss kerb separates the carriageway from the pavements, eliminating the need for protective barriers.

The slab is waterproofed with a layer of UHPC over its entire surface. This layer is bonded to the two end edge beams, also made of UHPC, to ensure material consistency. The carriageway is covered with moulded asphalt and then a layer of asphalt mix. In the pavement area, fibre-reinforced concrete covered with a layer of asphalt mix has been installed. This new deck eliminates the numerous water leaks observed

Littérature/Literature
[1] Bissegger, P., Ponts et pensées. Adrien Pichard (1790–1841): premier ingénieur cantonal. Bibliothèque historique vaudoise, 2019.
[2] Gaudard, J., « Élargissement du Grand-Pont de Lausanne », Bulletin de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes, 1895.
[3] Menétrey, P., Fargier, G., Tschumy, S., « Remise en état du Grand-Pont », Tracés, 2022.
[4] Menétrey, P., La Suisse e(s)t ses ponts: une histoire au fil du Rhône et de ses affluents. INGPHI Press, 2024.
[5] Menétrey, P., Durabilité intégrée des ponts: enjeux, défis et perspectives. Tracés, 2025.

in the masonry arches, thereby contributing to their preservation.
The repair work required the Grand-Pont to be closed for almost a year in order to complete the work quickly and economically.

Guardrails and lampposts

The guardrails built in 1891 during the first widening of the Grand-Pont were reused for the first time during the 1930 widening. Composed of cast iron posts with wrought iron panels inserted between them, they are of great heritage value and should be preserved. It turned out that the wrought iron panels could be preserved, while the posts and lampposts had to be replaced.
Reusing the railings made perfect sense in terms of preserving heritage value, but also in terms of sustainable development principles.
The lampposts were redesigned to create a lighting identity specific to the Grand-Pont and are positioned in line with the railings. Their geometry echoes the floral motifs of the railings while adding a touch of modernity.

Edge beams

The deck is finished with thin UHPC edge beams, chosen for their durability, an essential criterion for areas exposed to de-icing salts. In addition, the use of UHPC allows these edge beams to be refined, giving the structure a lighter appearance from the outside.
The edge beams must fulfil numerous functions. They support the railings and lampposts. In addition, they are designed with sloping upper surfaces to deter suicidal behaviour. They also have a sloping inner surface, allowing pedestrians to feel the change in slope. The visual perception of the edge beam is refined by rounding its lower part. In addition, they serve as supports for the flagpoles, while the heavier TL masts are fixed under the slab.

Heritage and critical value

As the structure is listed in the inventory of historic monuments, the project was supported by the Heritage Department of the City of Lausanne and the Canton of Vaud. The edge beam, guardrail, candelabra, flagpole and TL flagpole assembly was modelled in 3D in several variants on a section of the bridge, as illustrated in Figure 5, in order to satisfy all requirements in a holistic intervention following successive reviews.

être conservés, alors que les montants et les candélabres devaient être remplacés.
Le réemploi des garde-corps prenait tout son sens au niveau de la conservation de la valeur patrimoniale mais également vis-à-vis des préceptes de développement durable.
Les candélabres ont été redessinés afin de créer une identité lumineuse propre au Grand-Pont et sont disposés dans le prolongement des montants des garde-corps. Leur géométrie reprend les motifs floraux des panneaux de garde-corps tout en apportant une touche de modernité.

Bordures de rive

La dalle de roulement est terminée par de fines bordures en CFUP, choisies pour leur durabilité, un critère essentiel pour des zones exposées aux sels de déverglaçage. De plus, l'utilisation du CFUP permet d'affiner ces bordures et d'offrir une lecture extérieure de l'ouvrage plus légère.
Les bordures doivent satisfaire de nombreuses fonctions. Elles sup-

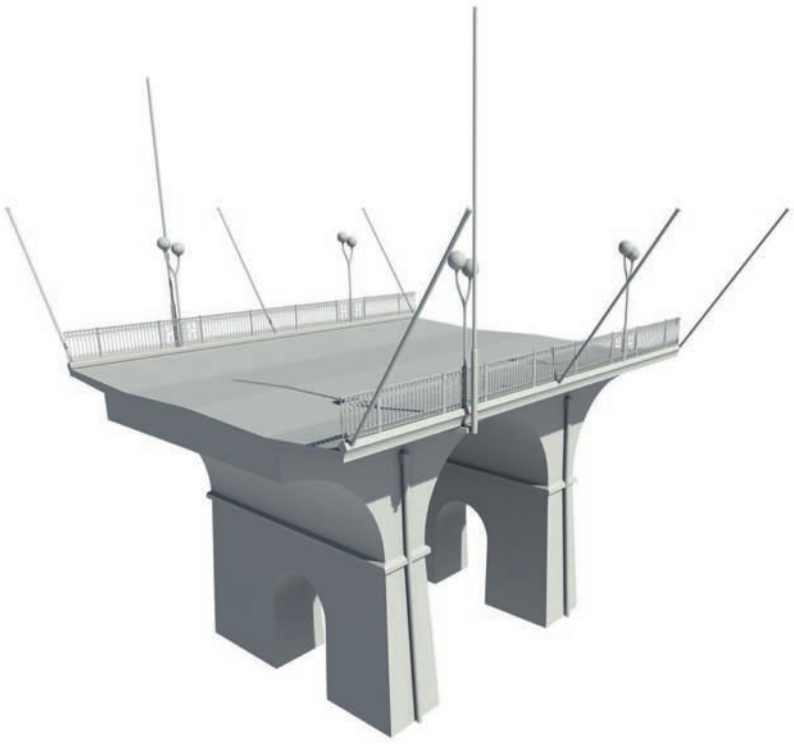


Fig. 5
Vue 3D d'une travée avec garde-corps, candélabre, porte-drapeau et mâts TL.
3D view of a span with guardrail, candelabra, flagpole and TL masts.

Maître d'ouvrage/Owner
Ville de Lausanne
Auteur de projet/Project author
INGPHI SA, Lausanne
Conception des candélabres/Design of the candelabras
Aurel design urbain, F-Paris
Entreprise de construction/Contractor
Walo Bertschinger SA, Eclépens



Fig. 6
Vue du pont après les travaux de remise en état.
View of the bridge after renovation work.

portent les garde-corps et candélabres. En plus, elles sont conçues avec des faces supérieures biaises dans le but de dissuader les comportements suicidaires. Elles présentent également une face intérieure taillée en biais, permettant aux piétons de percevoir tactilement ce changement de pente. La perception visuelle de la bordure est affinée en arrondissant sa partie inférieure. En plus, les bordures servent de support pour les porte-drapeaux alors que les mâts TL, plus lourds sont fixés sous la dalle.

Valeur patrimoniale et critique

L'ouvrage étant inscrit à l'inventaire des monuments historiques, le projet a été accompagné par le Service du Patrimoine de la Ville de Lausanne et du Canton de Vaud. L'ensemble bordure, garde-corps, candélabre, porte-drapeau et mâts TL a d'ailleurs fait l'objet de plusieurs variantes modélisées en 3D sur un tronçon de pont comme illustré à la Figure 5 afin d'arriver à la suite de critiques successives à satisfaire toutes les exigences dans une intervention holistique.

Conclusion

Le Grand-Pont, construit en 1844, illustre de manière exemplaire les enjeux contemporains liés à la transformation, à la modernisation et au réemploi dans les ouvrages d'art. Au fil des décennies, il a fait l'objet d'adaptations successives intégrant les technologies disponibles et les principes du développement durable. La récente remise en état s'inscrit pleinement dans cette continuité : remplacement du tablier par une dalle en béton précontraint mise en valeur par une conception « flottante » au dessus des maçonneries, revalorisation des voûtes en pierre et réalisation de bordures en CFUP. Les garde-corps historiques de 1891 ont également été restaurés et partiellement réemployés, associant authenticité patrimoniale et sécurité contemporaine.
La modernisation du Grand-Pont constitue ainsi un exemple abouti d'intervention sur un ouvrage urbain historique : une opération exigeante sur les plans structurel, patrimonial et logistique, rendue possible par une collaboration étroite entre multiples compétences spécialisées.

Conclusion

The Grand-Pont, built in 1844, is a prime example of the contemporary challenges associated with the transformation, modernisation and reuse of engineering structures. Over the decades, it has undergone successive adaptations incorporating available technologies and the principles of sustainable development. The recent renovation is fully in line with this continuity: replacement of the deck with a prestressed concrete slab enhanced by a 'floating' design above the masonry, restoration of the stone arches and installation of UHPC edge beams. The historic railings from 1891 have also been restored and partially reused, combining heritage authenticity with contemporary safety.
The modernisation of the Grand-Pont is thus a successful example of intervention on a historic urban structure: a demanding operation in terms of structure, heritage and logistics, made possible by close collaboration between multiple specialist skills.

Auteurs/Authors

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

Sophie Tschumy
MSc ing. civile EPFL
sophie.tschumy@ingphi.ch

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

Innovative Instandsetzungsmassnahme der Wipkinger Stahlbrücken mit UHFB

Innovative rehabilitation of the Wipkingen steel bridges using UHPC

Abdelhak Touilbi

Einleitung

Das im Jahr 1896 errichtete und denkmalgeschützte Viadukt ist etwa 800 m lang, doppelspurig und verbindet den Hauptbahnhof Zürich mit dem Stadtteil Wipkingen. Das Bauwerk besteht aus genieteten Stahlbrücken sowie Viadukten aus Natursteinmauerwerk und wurde zwischen 2018 und 2024 erneuert. Dabei stellte die Erhaltung der vier Zwillingsstahlbrücken eine besondere Herausforderung dar. Die alten, genieteten, nicht schweissbaren Fachwerkträger aus Flusseisen von 1896 wurden im Werk erneuert und anschliessend vor Ort mit einem dünnwandigen Trog aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) in Verbundbauweise verstärkt (Fig. 1). Dadurch haben die Zwillingsbrücken eine neue Nutzungsdauer von 100 Jahren erhalten.

Die statische Nachrechnung der Stahlbrücken hatte ergeben, dass die Ermüdungsanforderungen nicht erfüllt waren. Prof. Brühwiler von der EPF Lausanne erarbeitete daher ein Konzept zur Erhaltung dieser Stahlbrücken. Dabei wurde zum einen die ungenügende Ermüdungssicherheit der Stahlbrücken messwertbasiert mittels Monitoringdaten nachgewiesen. Zum anderen wurde der bestehende, undichte Gleistrog durch einen neuen UHFB-Trog ersetzt. Der Entwurf und das Erhaltungskonzept sind in [1] näher beschrieben.

Introduction

The 800-metre-long viaduct was built in 1896 and is listed as a historic monument and connects Zurich's main station with the Wipkingen district with two tracks lines. The structure consists of riveted steel bridges and viaducts made of natural stone masonry and was renovated between 2018 and 2024. Maintaining the four twin steel bridges posed a particular challenge. The old, riveted, non-weldable truss girders made of mild steel from 1896 were reinforced with the ultra-high-performance concrete (UHPC) using a 60 mm slim UHPC trough in composite construction (Fig.1). This has given the twin bridges a new service life of another 100 years.

The static recalculation of the steel bridges has shown that the fatigue verifications were not fulfilled. Prof. Brühwiler from EPF Lausanne developed a concept for maintaining these steel bridges.



Fig. 1
Ansicht einer Wipkinger Stahlbrücke mit UHFB-Trog [1].
View of a Wipkinger steel bridge with UHPC trough [1].

Tragwerkkonzept und FE-Modellbildung

Die vier Stahlbrücken haben das gleiche statische System und weisen ungefähr die gleiche Spannweite auf. Jede Brücke besteht aus zwei im Abstand von 1,8 m angeordneten, genieteten Stahlfachwerkträgern mit einer Fachwerkträgerhöhe von 2,5 m. Der neue Schottertrog besteht aus bewehrtem UHFB und ist mit den oberen Gurten der Stahlkonstruktion durch Kopfbolzendübel verbunden. Er besteht aus einer 60 mm dicken Platte, die mit Querrippen und Längsträgern aus bewehrtem UHFB ausgesteift ist (Fig. 2)

Die Brücke wurde mithilfe eines räumlichen Stab- und Flächenmodells bemessen. Der Stahlfachwerkträger wurde mit Balken- und Fachwerkstäben, der Schottertrog mit den zugehörigen Querrippen und Längsträgern hingegen mit Schalenelementen modelliert (Fig. 3).

Obwohl die bestehende Stahlkonstruktion aus Denkmalschutzgründen nach der Erneuerung im Werk weiterverwendet und mit einem neuen UHFB-Schottertrog verstärkt wurde, wurde ihre Tragfähigkeit ausser Ermüdung nach den Neubaunormen nachgewie-

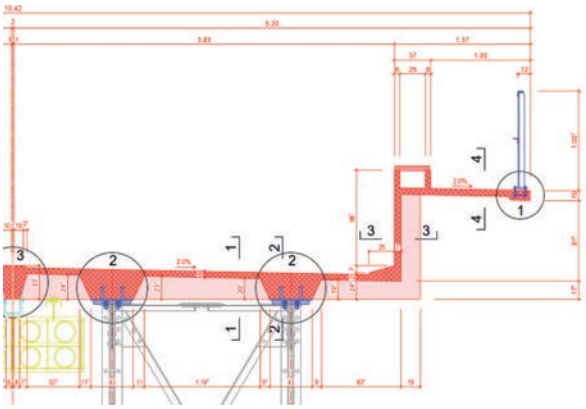


Fig. 2
Querschnitt des Stahl-UHFB-Verbundträgers.
Cross-section of the steel–UHPC composite beam.



Fig. 3
FE-Modell für die Brücke.
FE model of the bridge.

On the one hand, the lack of fatigue safety of the steel bridges was proven based on measured values using monitoring data. On the other hand, the leaky existing track trough was replaced with a new UHPC trough. The design and the maintenance concept are described in more detail in [1].

Structural concept and FE modelling

The four steel bridges have the same static system and approximately the same span. Each bridge consists of two riveted steel truss girders spaced 1.8 m apart with a truss girder height of 2.5 m. The new ballast trough is made of reinforced UHPC and is connected to the upper flanges of the steel structure by head bolt dowels. It consists of a 60 mm thick slab reinforced with cross ribs and longitudinal beams made of reinforced UHPC (Fig. 2).

The bridge was designed using a 3D FE model. The steel truss girder was modelled using beams and truss members, while the ballast trough, along with its cross ribs and longitudinal girders, was modelled using shell elements (Fig. 3).

Although the existing steel structure was retained for heritage reasons and reinforced with a new UHPC ballast trough, its structural capacity – excluding fatigue – was verified in accordance with the standards for new constructions. Load models for rail loads were applied in accordance with the new construction standard SIA 261 [2] with a classification factor of α = 1.0. The design was then carried out using a 3D FE structural model in accordance with linear elasticity theory.

Statische Nachweise

Bemessung des Stahl-UHFB-Verbundträgers

Das neuartige Konstruktionsdetail [1] zur Herstellung des Verbunds zwischen dem genieteten Obergurt und dem UHFB-Trog und das zugehörige Bauverfahren ermöglichen eine robuste und schnelle Bauweise. Der Verbund zwischen dem UHFB-Trog und dem Obergurt der bestehenden Stahlkonstruktion wird durch

Structural analysis

Design of the steel-UHPC composite beam

The innovative design detail [1] for creating the bond between the riveted upper chord and the UHPC trough, together with the associated construction method, enables robust and rapid construction. The bond between the UHPC trough and the upper flange of the existing steel structure is formed using an installation plate with head bolt dowels. This is

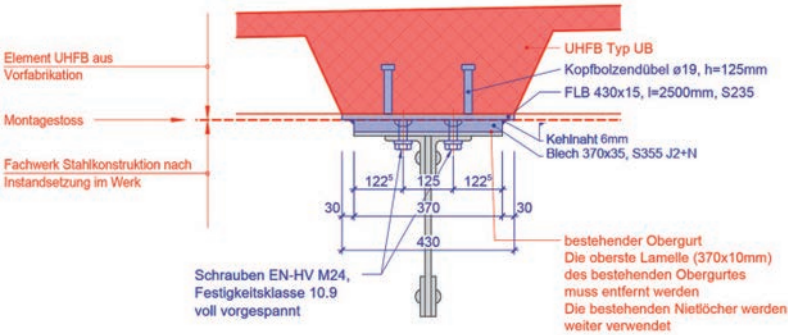


Fig. 4
Verbunddetail UHFB-Trog und Obergurt.
Composite detail: UHPC trough and upper flange.

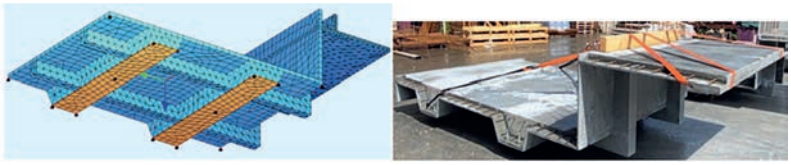


Fig. 5
FE-Modell mit Volumenelementen des UHFB-Segments inkl. Stahlplatte.
FE model with volume elements of the UHFB segment, including steel plate.

eine Einbauplatte mit Kopfbolzendübeln hergestellt. Diese wird mit einer Längsschweissnaht an der unteren Platte befestigt, die mit vorgespannten, hochfesten Senkkopfschrauben mit dem Obergurt verschraubt ist. Um plastische Umlagerungen zu vermeiden, wurden die Kopfbolzendübel für die elastische Verbundkraft bemessen, die sich in der Verbundfuge aus der Änderung der Normalkraft im Gurt ergibt (Fig. 4).

Einfluss des Kriechens und Schwindens

Mithilfe der Modellierung eines 2,5 m langen UHFB-Segments mit Volumenelementen (Fig. 5) konnten auch die zeitabhängigen Dehnungen und Spannungen im Trogelement infolge Schwindens und Kriechens analysiert werden. Die berechneten Werte waren gering, sodass auf eine thermische Nachbehandlung der UHFB-

then welded to the lower plate and screwed to the upper chord. To avoid plastic load redistribution, the head bolt dowels were dimensioned for the elastic normal force in the composite joint (Fig. 4).

Influence of creep and shrinkage

With the help of modelling of a 2.5 m long UHPC segment using volume elements (Fig. 5), it was also possible to analyse the time-dependent strains and stresses in the trough element resulting from shrinkage and creep. The calculated values were low, so that thermal curing of the UHPC elements according to SIA 2052 [3] was not necessary.

Normative and monitoring-based fatigue verification

For the riveted truss structure, it was initially not possible to satisfy the standardized fatigue verification in accordance with the cur-

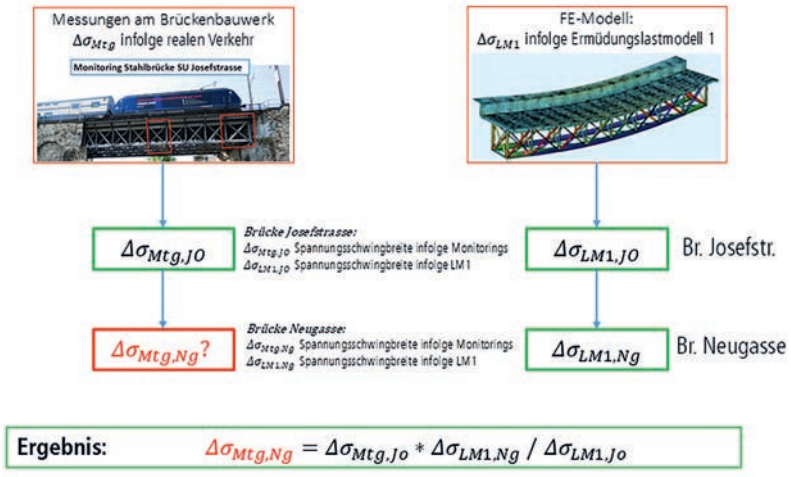


Fig. 6
Methode zur Übertragung der Monitoring-Spannungen auf die anderen Brücken.
Method for transferring the monitoring stress to the other bridges.

Elemente nach SIA 2052 [3] verzichtet wurde.

Rechnerischer und Monitoring-basierter Ermüdungsnachweis

Für die genietete Fachwerkkonstruktion konnte die rechnerische Ermüdungssicherheit trotz der Verstärkung zunächst nach der aktuellen SIA 263 [4] nicht nachgewiesen werden. Daher wurden die Ermüdungsnachweise auf Basis der Monitoringdaten durchgeführt. Dazu wurden die Spannungsmessungen für die Brücke Josefstrasse aus dem Jahr 2018 herangezogen [5].
Um diese gemessenen Spannungen auf die anderen ähnlichen Brücken übertragen zu können, wurde eine Methode erarbeitet, mit der die gemessenen Spannungen der Josefstrasse unter Anwendung eines Bezugslastmodells für beliebige Stellen und Details mithilfe der Figur 6 ungerechnet werden konnten (Fig. 6). Für die Umrechnung der Spannungen kann jedes beliebige Lastmodell verwendet werden. Hier wurde das Ermüdungslastmodell 1 nach SIA 261 [2] angesetzt. Es konnte gezeigt werden, dass sogar die Dauerfestigkeitsnachweise für alle Bauteile erfüllt waren.

Bemessung der Stossfuge des UHFB-Trogs

Mithilfe des räumlichen FE-Modells wurden die auf die Querfuge einwirkenden Schnittkräfte unter Berücksichtigung des wirksamen UHFB-Querschnitts der Trogplatte ermittelt. Der durch den Fugenstoss geschwächte Querschnitt von 60 mm – 15 mm = 45 mm wurde mithilfe der räumlichen Schnittgrössen detailliert bemessen und mit einer entspre-



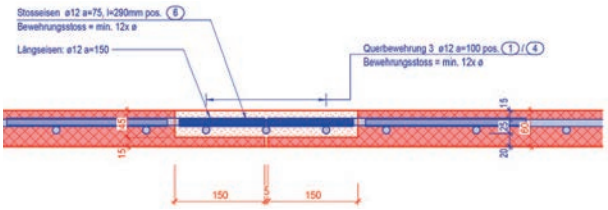


Fig. 7
Stossfuge zwischen zwei Trogelementen.
Butt joint between two trough elements.

Bauherrschaft/Owner
Schweizerische Bundesbahnen SBB
Bau-, Auflage- und Ausführungsprojekt/Construction and publishing project, detailed design
IG WIKI: Aegerter & Bosshardt, Basel; AFRY Ingenieure Schweiz, Zürich
Entwurf, Vorprojekt, Beratung/Design, preliminary design, consultancy
Prof. E. Brühwiler, EPFL
Ausführung/Execution
Marti, Zürich: DSE Systems, Schänis; Schneider Stahlbau, Rapperswil-Jona; Marti Korrosionsschutz, Rapperswil-Jona

rent SIA 263 [4]. Therefore, the fatigue analyses were carried out based on the monitoring measurements. For this purpose, the stress measurements were carried out for the Josefstrasse bridge in 2018 [5].
To transfer these measured stresses to other similar bridges, a method was developed whereby the measured stresses from the Josefstrasse bridge could be extrapolated for the other similar bridges using a reference load model. Any load model may be used to convert the stresses. In this case, fatigue load model 1 according to SIA 261 [2] was applied (Fig. 6). It was demonstrated that even the endurance fatigue limit was satisfied for all bridges and structural elements.

chenden Anschlussbewehrung Ø12/75 mm versehen (Fig. 7).

Ausführung und konstruktive Details

Ausführung und Dichtigkeit der Stossfuge

Die Querfuge zwischen den UHFB-Segmenten wurde vor Ort mit UHFB kraftschlüssig ausgegossen. Um die Dichtigkeit der Fuge zu gewährleisten, ist eine sorgfältige Vorbereitung der Kontaktflächen des Fugendetails mit dem Verguss-UHFB gemäss den Angaben in [6] erforderlich (Fig. 8).
Zur Prüfung der Dichtigkeit einzelner Querfugen wurde ein Rahmen mit einem 5 cm tiefen Wasserbad auf der Fuge aufgeklebt. Der Wasserstand wurde über einen Zeitraum von fünf Stunden gemessen (Fig. 9). Die Prüfung ergab, dass Feucht- und Tropfstellen bei allen Brücken auftraten, weshalb eine konventionelle Abdichtung aufgebracht wurde. Die Ursache ist Gegenstand laufender Untersuchungen.

Dimensioning of the butt joint of the UHPC trough

The 3D FE model was used to determine the internal forces acting on the transverse joint, considering the effective UHPC cross-section of the trough slab. The cross section weakened by the joint, measuring 60 mm – 15 mm = 45 mm, was dimensioned in detail using the internal forces and provided with appropriate starter bars Ø12/75 mm (Fig. 7).

Execution and construction details

Execution and waterproofing of the butt joint

The transverse joint between the UHPC segments was filled on site with fresh UHPC and as load-carry-



Fig. 8
Ausgiessen der Stossfuge.
Casting the butt joint.

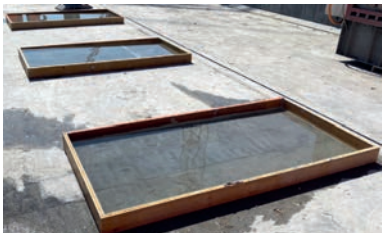


Fig. 9
Dichtigkeitsprüfung der Stossfuge.
Tightness test of the butt joint.



Fig. 10
Erneuerung des Korrosionsschutzes des Stahlfachwerkträgers.
Renewal of the corrosion protection of the steel truss girder.

Instandsetzung des Fachwerkträgers

Der Korrosionsschutz wurde gemäss SN EN ISO 12944 (Korrosivitätskategorie C4) im Werk erneuert. Ausserdem wurden alle Stahlknoten geprüft und statisch nachgewiesen. Zudem wurden die losen und überbeanspruchten Nieten durch Schrauben ersetzt (Fig. 10).

Fazit und Ausblick

Das Projekt demonstriert eine innovative Lösung zur Erhaltung und Verstärkung alter Bauwerke unter Verwendung des Baustoffs UHFB. Dabei wurden die Wipkinger Stahlbrücken modernisiert und haben eine neue Nutzungsdauer von 100 Jahren erhalten. Zudem konnten die baukulturellen Werte dieses national bedeutsamen Ingenieurbauwerks umfassend bewahrt werden.

Literatur/Literature
[1] Brühwiler, E., Touilbi, A., UHFB-Upcycling der genieteten Stahlbrücken eines Bahnviadukts, Fünfte Fachtagung UHFB, 23.10.2025, HTA-FR, Freiburg, Schweiz, Okt. 23, 2025
[2] Norm SIA 261 (2020) Einwirkungen auf Tragwerke, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich, SN 505261:2020
[3] Merkblatt SIA 2052 (2016) Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich, SN 592052:2016.
[4] Norm SIA 263 (2013) Stahlbau, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich, SN 505 263:2013
[5] Schiltz, P., Brühwiler, E., Monitoring-basierter Ermüdungsnachweis der genieteten Stahlkonstruktion einer Bahnbrücke, Bautechnik 98 (2021), Heft 10, Ernst & Sohn Verlag Berlin, S. 785-792
[6] ASTRA-Dokumentation 8202231 (2023), UHFB für die Erhaltung und den Bau von Kunstbauten, Bundesamt für Strassen

Rehabilitation of the steel truss girder

The corrosion protection was renewed at the factory in accordance with SN EN ISO 12944 (corrosivity category C4). In addition, all steel joints were inspected and structurally verified. Furthermore, loose and overloaded rivets were replaced with screws (Fig. 10).

Summary and outlook

The project demonstrates an innovative solution for rehabilitation and reinforcing old structures using UHPC. The Wipkingen steel bridges were modernized and given a new service life of 100 years. Furthermore, the architectural heritage of this nationally significant engineering structure has been preserved.

Autor/Author
Abdelhak Touilbi
Dipl.-Ing. Uni

Aegerter & Bosshardt AG
Ingenieure und Planer
CH-4052 Basel

Mise en conformité du parking de la Riponne à Lausanne
Retrofitting of the Riponne car park in Lausanne

João T. Simões, Francisco Natário, Aurelio Muttoni

Introduction

Le parking de la Riponne, situé en dessous de l'une des places principales de Lausanne, avec ses 1200 places, représente l'un des plus grands parkings couverts de la ville. Une première partie ouest du parking a été construite en 1970 et se compose de deux étages enterrés. La construction de la deuxième partie est, sur trois étages enterrés, ne s'est achevée qu'en 1974. Un quatrième étage a encore été ajouté en sous-œuvre en 1996/1997.

Cet article se concentre sur la partie est, qui compte donc quatre étages enterrés, occupe une surface d'environ 5'000 m² et offre un total d'environ 800 places de stationnement. La géométrie en plan est approximativement rectangulaire mesurant 135,70 x 38,54 m. Les éléments porteurs verticaux, sous forme de murs périmétriques en béton armé et poteaux métalliques remplis de béton, sont continus sur toute la hauteur et permettent d'établir une trame de portées relativement régulière. Dans le sens transversal, les portées sont de 12,60 + 12,60 + 13,34 m (Fig. 1), tandis que dans le sens longitudinal, les portées sont de 8,13 m en général.

La dalle de toiture originale avait une épaisseur constante de 35 cm avec deux types de connexions poteau-dalle. Sur un axe longitudinal, des courts profilés en acier composés-soudés forment une structure mixte avec la dalle en béton. Ces profilés, disposés en porte-à-faux dans la direction des portées principales (sens transversal du parking), font de sorte que l'effort tranchant dans la dalle se concentre à leurs extrémités avec un risque de poinçonnement.

Sur l'autre axe longitudinal, la dalle était en revanche renforcée par un sommier renversé (Fig. 1).

La dalle de toiture présentait également des joints de dilatation de type Gerber à des espacements entre 40 m et 50 m dans les deux directions.

Les dalles inférieures sur niveaux –2 et –3 présentaient une épaisseur de 20 cm en béton armé non précontraint, avec la connexion

Introduction

The Riponne car park, situated under one of Lausanne's main squares, with its 1,200 spaces, is one of the city's largest covered car parks. The western section of the car park was built in 1970 and consists of two underground levels. Construction of the eastern section, comprising three underground levels, was completed in 1974. A fourth level was added via underpinning works in 1996/1997.

This article focuses on the eastern section, which therefore comprises four underground levels, covers an area of approximately 5,000 m² and offers a total of around 800 parking spaces. The plan geometry is approximately rectangular, measuring 135.70 x 38.54 m. The vertical load-bearing elements, in the form of reinforced concrete perimeter walls and concrete-filled steel columns, run continuously over the full height and allow for a relatively regular span pattern. In the transverse direction, the spans are 12.60 + 12.60 + 13.34 m (Fig. 1), whilst in

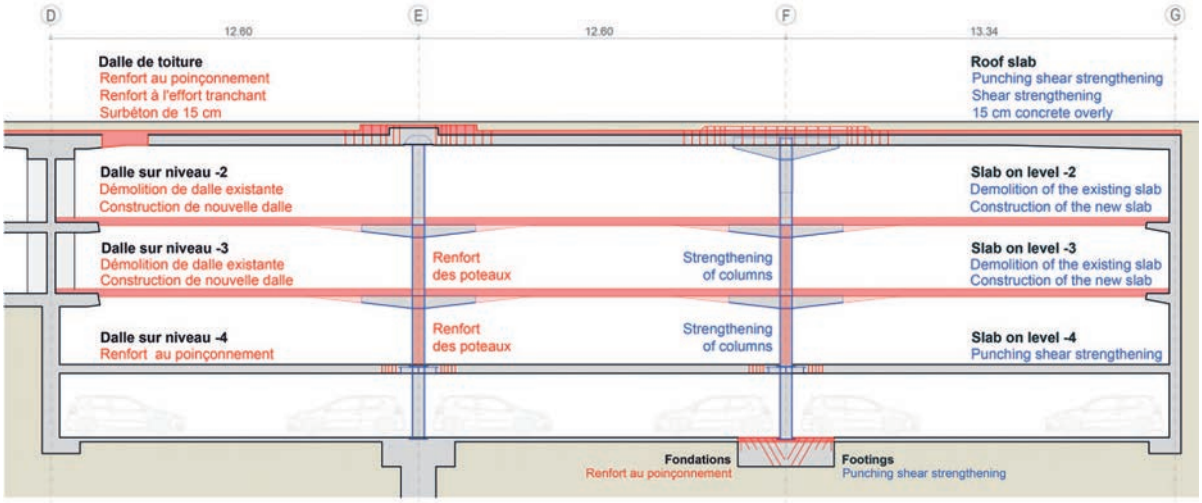


Fig. 1
Résumé de toutes les interventions effectuées sur la partie est du parking entre août 2024 et février 2026.
Summary of all works carried out on the eastern section of the car park between August 2024 and February 2026.

the longitudinal direction, the spans are generally 8.13 m.
The original roof slab structure was 35 cm thick with two types of slab-column connections. Along one longitudinal axis, welded steel cantilevers form a composite structure with the concrete slab. These cantilevers, arranged in the direction of the main spans (transverse direction of the car park), cause the shear force in the slab to concentrate at their ends, creating a risk of punching shear. On the other longitudinal axis the slab was stiffened by an inverted beam (Fig. 1).
The roof slab also featured expansion half joints spaced between 40 m and 50 m apart in both directions.
The lower slabs on levels –2 and –3 were 20 cm thick and made of non-prestressed reinforced concrete, with the slab-column connections designed in the same way as those of the roof slab, with steel cantilevers to form a composite structure. Although the loads inside the car park are significantly lower than those on the roof slab, these slabs were subject to extreme internal forces due to their very high slenderness ratio.
Finally, the slab on level –4 is a flat slab of constant thickness (30 cm), with slab-column connections provided by steel shear heads embedded in the concrete.

Identification of the need for retrofitting works

When an architectural and civil engineering competition was launched for the development of the Riponne square, situated over the car park, a structural assessment of the car park roof slab and the subsequent analyses revealed several weaknesses.
At the ends of the steel cantilevers, the punching shear verification showed a significant non-compliance due to (i) the superimposed loads of non-load-bearing elements (soil, surfacing, paving, landscaping) being greater than had been assumed; (ii) assumptions that were probably not sufficiently conservative in

poteau-dalle présentant la même conception que celles de la dalle de toiture avec les porte-à-faux métalliques formant une structure mixte. Même si les charges à l'intérieur du parking sont nettement plus faibles que celles sur la dalle de toiture, il s'agissait de dalles extrêmement sollicitées à cause du très grand élancement.
Finalement, la dalle sur le niveau –4, qui résulte d'une reprise en sous-œuvre en 1996/1997, est un plancher-dalle à épaisseur constante de 30 cm, avec des connexions poteau-dalle assurées par des têtes de poinçonnement en acier noyées dans le béton.

Identification de la nécessité d'une intervention de renforcement

Lors du lancement d'un concours d'architecture et de génie civil pour l'aménagement de la Place de la Riponne située sur le parking, un contrôle de la sécurité structurale de la dalle de toiture du parking ainsi que les analyses qui ont suivi ont mis en évidence plusieurs faiblesses.
Aux extrémités des porte-à-faux métalliques, la vérification au poinçonnement présentait une non-conformité importante due (i) aux poids des éléments non porteurs (terre, revêtement, pavages, aménagements paysagers) plus importants de ce qui avait été admis ; (ii) à des hypothèses probablement pas assez prudentes dans la vérification au poinçonnement lors du dimensionnement ; (iii) à des imprécisions de construction (niveau réel des surfaces d'appui et résistance insuffisante du béton) et (iv) aux normes devenues plus prudentes (projet basé probablement sur la norme SIA 162:1968).
La dalle présentait également une résistance insuffisante à l'effort tranchant le long du sommier renversé à cause de la concentration des efforts dans les zones des poteaux (ici, lors du dimensionnement, la flexibilité du sommier avait probablement été sous-estimée). En outre, les joints de dilatation présentaient des dégradations importantes et des armatures

the punching shear verification during the design phase; (iii) construction inaccuracies (actual level of the supporting areas and insufficient concrete strength); and (iv) standards that have since become more conservative (the project was probably based on standard SIA 162:1968).
The slab also exhibited insufficient shear strength along the inverted beam due to the concentration of shear forces in the column zones (here, during the design phase, the flexibility of the beam had probably been underestimated). Furthermore, the expansion joints showed significant deterioration, and the reinforcement of the half joints was suboptimal. Following these non-compliances, emergency measures had to be taken in agreement with the City of Lausanne: limitation of live loads; draining and dismantling of the fountain in the square; dismantling of the paving, removal of the landscaping and beginning of retrofitting works as soon as possible. The decision to commence the works was taken in July 2024, with work due to start in mid-August 2024.
Questions also arose regarding the lower slabs due to the same design weaknesses and visible signs of deterioration (corrosion products escaping from flexural cracks in the slab around the steel cantilevers).
In this context, an extensive testing programme was carried out rapidly, comprising:
- the updating of the concrete compressive strength, which showed considerable variability, with characteristic compressive strength values of up to 16 MPa;
- surveys of the reinforcement using metal detectors (the reinforcement drawings for several areas were no longer available);
- inspection hatches allowing for a visual inspection of the reinforcement. The flexural reinforcement over the supporting areas was indeed heavily corroded;
- tests to determine the chloride content. The extensive measurement campaign revealed fair-

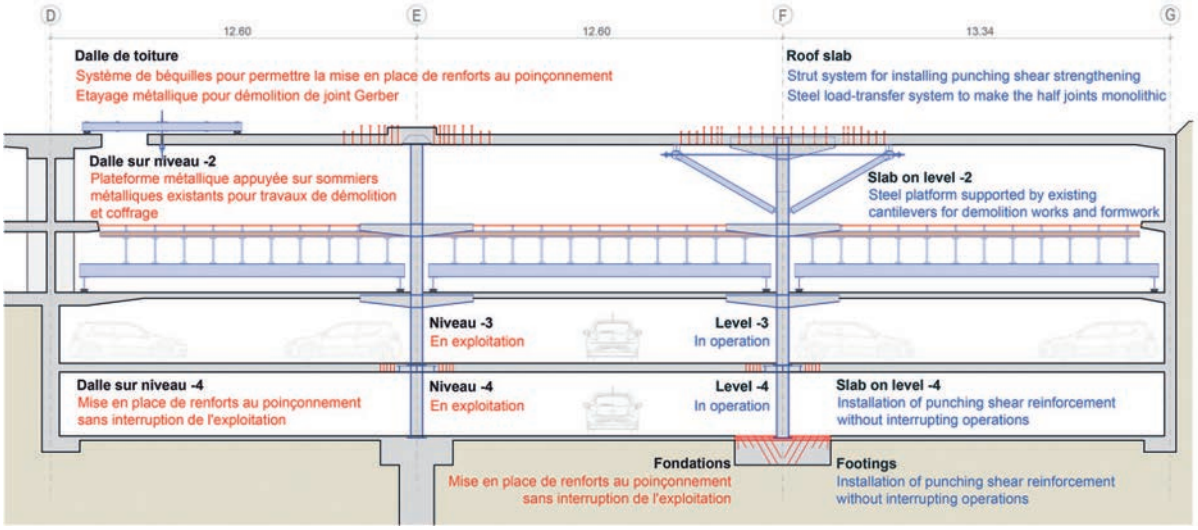


Fig. 2
Description de la réalisation des travaux, conçus pour limiter au maximum l'interaction entre les interventions nécessaires aux différents niveaux et l'exploitation du parking aux niveaux inférieurs.
Description of the works, designed to minimise interference between the necessary interventions at different levels and the operation of the car park on the lower levels.

des selles Gerber pas optimales. À la suite de ces non-conformités, des mesures d'urgence ont dû être prises d'entente avec la Ville de Lausanne : limitation des charges utiles ; vidange et démontage de la fontaine de la place ; démontage du pavage, enlèvement des aménagements paysagers et démarrage dès que possible des travaux de mise en conformité. La décision de commencer le chantier a été prise en juillet 2024, avec un début des travaux mi-août 2024.

Des questions se sont également posées concernant les dalles inférieures à cause des mêmes faiblesses de conception et des signes de dégradation visibles (produits de corrosion s'échappant des fissures de flexion dans la dalle autour des sommiers métalliques).

Dans ce contexte, une vaste campagne d'essais a été réalisée rapidement, comprenant :

– l'actualisation de la résistance en compression du béton, montrant une grande variabilité, avec des valeurs caractéristiques de la résistance en compression allant jusqu'à 16 MPa ;
– des relevés de l'armature à l'aide de détecteurs de métaux (les plans d'armature de plusieurs zones n'étaient plus disponibles) ;
– des fenêtres d'observation permettant de réaliser une inspection visuelle des armatures. Les armatures sur les poteaux des dalles du parking étaient en effet fortement corrodées ;
– essais pour déterminer la teneur en chlorures. La vaste campagne de mesures a révélé une contamination assez prononcée et en profondeur sur les dalles inférieures construites en 1974, ce qui s'explique par la combinaison de plusieurs aspects : (i) absence de protection durant plusieurs décennies (une couche de résine de protection a été appliquée seulement récemment) ; (ii) un très faible enrobage des armatures ; (iii) des dalles très élancées sans précontrainte, et donc fortement fissurées en face supérieure dans les zones de moment négatif et (iv) la présence de sels de déverglaçage à l'intérieur du parking.
– relevés par nuage de points visant une actualisation géométrique de la dalle (montrant des flèches jusqu'à $L/100$).

La non-conformité statique et la dégradation observées ont imposé la fermeture immédiate des deux planchers et le démarrage dans les plus brefs délais des travaux de mise en conformité. Le 3ème et

ly pronounced and deep contamination across both levels –2 and –3 slabs, which can be explained by a combination of several factors: (i) lack of protection for several decades (a protective resin coating was only applied recently); (ii) very thin concrete cover over the reinforcement; (iii) very slender slabs without prestressing, and therefore heavily cracked on the hogging regions; and (iv) the presence of de-icing salts inside the car park.
– measurement by point cloud scanning to update the slab's geometry (showing deflections of up to $L/100$).

The structural non-compliance and deterioration observed required the immediate closure of two floors and the commencement of retrofitting works as soon as possible. The 3rd and 4th basement levels, however, were able to remain in use during a significant part of the works.

Retrofitting of the roof slab

The urgent works on the roof slab were carried out in several stages, see Figures 1 and 2:

– The works began with the installation of a steel load-trans-



Fig. 3
Système d'étayage pour le clavage des joints de dilatation de la dalle de toiture, sans interférence avec le parking en fonction aux étages en-dessous.
Shoring system for removing the expansion joints in the roof slab, without interfering with the car park in operation on the floors below.



Fig. 4
Exemple de renforcement de la dalle de toiture autour de l'un des poteaux (scellement des armatures d'effort tranchant, mise en place de connecteurs, élargissement du sommier renversé existant et ajout d'une nouvelle armature supérieure).
Example of roof slab reinforcement around one of the columns (post-installed embedded shear reinforcement, widening of the existing inverted beam and addition of new top reinforcement).

fer system, enabling the hydrodemolition of the expansion joints, followed by the concrete casting making the slab monolithic (Fig. 3). This system made it possible to avoid propping the slab on the four underground floors, which optimised the time taken to carry out the works and minimised their impact on the operation of the lower floors.
– Vertical and inclined reinforcement bars for punching shear and shear resistance were post-installed around the columns and the inverted beam (Fig. 4). To post-install these bars around certain columns, inclined steel struts, activated by the prestressing of horizontal tie rods, had to be installed to ensure structural safety during the drilling work, see Figures 2 and 5. This temporary shoring system also enabled the retrofitting of the roof slab to be carried out with minimal disruption inside the car park (operation and works on the lower slabs).
– The project was completed by pouring a 15 cm thick concrete overlay.

It should be noted that, as major works had to be carried out, the City of Lausanne, which manages

le 4ème sous-sols ont en revanche pu être exploités pendant une bonne partie des travaux.

Mise en conformité de la dalle de toiture

Les travaux urgents sur la dalle de toiture (5000 m^2) se sont déroulés en plusieurs étapes, voir figures 1 et 2 :
– Les travaux ont commencé par la mise en place d'un système métallique de transfert de charges permettant de réaliser une hydrodémolition des joints de dilatation et de claver la dalle en béton armé (Fig. 3). Ce système a permis d'éviter l'étayage de la dalle sur les quatre étages enterrés, ce qui a optimisé le temps d'exécution des travaux et minimisé leur impact sur l'exploitation des étages inférieurs.
– Des scellements d'armatures verticales et inclinées de poinçonnement et d'effort tranchant ont été réalisés autour des poteaux et du sommier renversé (Fig. 4). Pour réaliser ces scellements autour de certains poteaux, des béquilles métalliques inclinées, activées par la mise en précontrainte des tirants horizontaux, ont dû être installées autour de chaque poteau afin d'assurer la sécurité structurelle pendant les

Riponne square, requested an increase in the design load for non-load-bearing elements in order to allow for greater flexibility for future developments (an increase from a nominal value of 820 kg/m^2 as per the 1974 design to 1,500 kg/m^2 after retrofitting).

Replacement of the lower slabs on levels –2 and –3

To bring the slabs on levels –2 and –3 (i.e. 2 x 5,000 m^2) into compliance, several options were analysed: (i) minimal intervention with structural strengthening and cathodic protection; (ii) more extensive retrofitting and strengthening; (iii) replacement by new prestressed flat slabs; and (iv) replacement by new non-prestressed

Maître d'ouvrage/Owner
Inovil SA, Lausanne/Ville de Lausanne
Ingénieur Civil/Structural engineer
(projet et direction des travaux technique/project and technical project management)
Muttoni Partners
Ingénieurs Conseils SA, Écublens
Direction Générale de travaux/ Construction project management
Ingeni SA, Lausanne
Entreprise de construction / Contractor
– dalle de toiture/roof slab : Pizzera Poletti SA, Renens
– dalles inférieures/underground slabs : Dénériaz SA, Lausanne



Fig. 5
Système d'étayage de la dalle de toiture permettant une intervention sans interférence au niveau des étages en-dessous (à noter les tirants mis en tension pour activer le système et la reconstruction de la dalle en dessous).
Roof slab shoring system allowing work to be carried out without interfering with the floors below (note the tensioned tie rods to activate the system and the reconstruction of the slab below).

travaux de forage, voir figures 2 et 5. Ce système d'étayage provisoire a encore permis d'exécuter le renforcement de la dalle de toiture avec un impact limité à l'intérieur du parking (exploitation et travaux sur les dalles inférieures).
– Le tout s'est terminé par le bétonnage d'un sur-béton de 15 cm.

À noter que du fait que des travaux importants ont dû être réalisés, la Ville de Lausanne qui exploite la Place de la Riponne, a demandé d'augmenter le poids de projet des éléments non porteurs afin de disposer de plus de flexibilité pour les aménagements futurs (augmentation d'une valeur nominale de 820 kg/m^2 selon projet de 1974 à 1500 kg/m^2 après mise en conformité).

Remplacement des dalles inférieures sur les niveaux –2 et –3

Pour mettre en conformité les dalles des niveaux –2 et –3 (soit 2 x 5000 m^2), plusieurs variantes ont été analysées : (i) intervention minimale avec renforcement statique et protection cathodique ; (ii) intervention plus intense de renforcement et assainissement ; (iii) remplacement des dalles et (iv) dalle nervurée non précontrainte. Après évaluation des avantages/désavantages, la troisième variante a été choisie. Ces travaux ont été réalisés en deux phases : d'abord sur le niveau –2, puis sur le niveau –3. Les nouvelles dalles sont en béton précontraint et ont une épaisseur de 25 cm (élancement jusqu'à L/h = 46). Ces travaux méritent qu'on mette en lumière certains points, voir figures 1 et 2 :

– Pour permettre la démolition et la reconstruction des dalles tout en gardant les étages du parking en dessous en exploitation, l'étayage des dalles à démolir et le coffrage des nouvelles dalles se sont faits sur un châssis métallique de grandes dimensions appuyé exclusivement à proximité des poteaux, voir figures 2 et 6.
– Le remplacement des dalles s'est fait par bandes d'environ 8 m de largeur (dans le sens longitudinal du parking) pour ne pas mettre en péril la sécurité des murs de l'enceinte vis-à-vis de la poussée des terres (les bandes étant exécutées de manière intercalée pour accélérer la réalisation des travaux).

Mise en conformité de la dalle inférieure sur le niveau –4

La dalle sur le niveau –4 a également été renforcée au poinçonnement avec des armatures verticales scellées. Ces renforts ont été dictés par l'évolution du cadre normatif depuis les années 1990s et le souhait du Maître de l'ouvrage d'avoir un parking apte à des charges utiles de 250 kg/m^2, en accord avec la tendance d'augmentation du poids des voitures constaté lors des dernières décennies. Il s'agit là de travaux plus courants, mais qui ont été réalisés avec un phasage de scellement permettant leur exécution pendant l'exploitation de la dalle.

Mise en conformité des poteaux et des fondations

Certains poteaux métalliques ont dû être renforcés aux étages –2 et –3 à cause de l'augmentation des

Strengthening of the lower slab on level –4

The slab on level –4 was also retrofitted against punching shear with post-installed embedded ver-

ribbed slabs. After assessing the advantages and disadvantages, the third option was chosen. This work was carried out in two phases: first on level –2 (Fig. 2), then on level –3. The new slabs are made of prestressed concrete and are 25 cm thick (slenderness ratio up to L/h = 46). Certain aspects of this work are worth highlighting; see Figures 1 and 2:

– To allow for the demolition and reconstruction of the slabs whilst keeping the car park levels below operational, the shoring of the slabs to be demolished and the formwork for the new slabs were carried out on a large-scale steel frame supported exclusively near the columns, see Figures 2 and 6.
– The slabs were replaced in strips approximately 8 m wide so as not to compromise the safety of the perimeter walls against earth pressure (the strips were carried out in an alternating pattern to speed up the work).



Fig. 6
Structure métallique provisoire appuyée ponctuellement sur les poteaux existants, permettant la démolition et la reconstruction des dalles inférieures, tout en maintenant les étages inférieurs du parking en exploitation.
Temporary steel structure supported at specific points on the existing columns, allowing for the demolition and reconstruction of the lower slabs whilst keeping the lower levels of the car park in operation.

tical reinforcement. These interventions were required by changes in regulatory standards since the 1990s and the client's desire for a car park capable of supporting live loads of 250 kg/m^2, in line with the trend towards heavier cars observed over recent decades. These are more standard works, but they were carried out using a phased installation to allow them to be performed whilst the slab was in use.

Strengthening of columns and footings

Some steel columns had to be strengthened on levels –2 and –3 due to increased operational loads. Steel plates were welded to the side faces at each floor level where such intervention was deemed necessary.
Some of the columns are founded on piles, whilst others rest on footings set directly on the soft Lausanne's sandstone. Most of these footings had to be strengthened against punching shear by embedding reinforcing bars arranged radially at 60°. In this context, the authors of this contribution were able to draw on their recent research in this field.

charges d'exploitation. Des tôles métalliques ont été soudées sur les faces latérales à chaque hauteur d'étage où ce renfort s'est avéré nécessaire.
Une partie des poteaux est fondée sur des pieux, tandis qu'une autre partie repose sur des semelles fondées directement sur la molasse lausannoise de faible résistance. La plupart de ces semelles ont dû être renforcées contre le poinçonnement par scellement de barres d'armature disposées radialement à 60°. Dans ce contexte, les auteurs du projet ont pu faire appel à leurs recherches récentes dans ce domaine.

Auteurs/Authors

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

João T. Simões
Dr ès sciences EPFL,
ing. civil FCT-UNL/SIA

Francisco Natário
Dr ès sciences EPFL,
ing. civil IST-UTL/SIA

Muttoni Partners Ingénieurs
Conseils SA
CH-1024 Écublens
info@mpic.ch

Nachhaltigkeit und Technologie

Développement durable et technologie

Sustainability and Technology

Einfluss der Vorspannung auf den CO_2-Fussabdruck von Betonbauten

Influence of post-tensioning on the CO_2 footprint of concrete structures

Dominik Meyer, Marcel Elsener

Einleitung

Der Bausektor ist weltweit für einen erheblichen Anteil der Treibhausgasemissionen verantwortlich. Entsprechend besteht ein dringender Bedarf, die Energie-, Material- und CO_2-Effizienz von Bauwerken zu verbessern. Der gezielte Einsatz von Vorspannsystemen kann sowohl bei Neubauten als auch bei Sanierungen wesentlich zur Steigerung der Tragwerkseffizienz beitragen. Durch eine verbesserte Tragwerksausnutzung lassen sich Materialmengen reduzieren und damit die mit der Herstellung verbundenen Emissionen deutlich verringern. Gleichzeitig ermöglicht dies eine effizientere Nutzung bestehender Ressourcen.

Ausgangslage

Die Bauindustrie verursacht einen wesentlichen Anteil der globalen Treibhausgasemissionen. Gemäss World Green Building Council entfallen rund 39 % der weltweiten Emissionen auf den Bausektor Davon sind etwa 28 % auf Materialproduktion und Landnutzung sowie rund 11 % auf Bauprozesse und Transporte zurückzuführen [1]. Ein wesentlicher Teil dieser Emissionen entsteht bei der Herstellung der dominierenden Baustoffe Beton, Stahl und Aluminium [2–4]. Neben der Entwicklung emissionsärmerer Materialien – beispielsweise CO_2-reduzierter Betone, etwa durch den Einsatz von Pflanzenkohlepellets als Zuschlagstoff [5] – ist daher insbesondere eine Reduktion des Materialverbrauchs von zentraler Bedeutung.

Die Vorspanntechnik bietet hierfür ein etabliertes Instrument zur Steigerung der Tragwerkseffizienz im Brücken- und Hochbau. Durch die gezielte Einführung von Kräften auf das Tragwerk können Querschnitte optimiert und Materialmengen reduziert werden. Je nach Anwendung sind Einsparungen von bis zu 50 % des Betonvolumens möglich [6].

Neben der Optimierung von Neubauten spielt auch der Erhalt bestehender Bauwerke eine zentrale Rolle für die Reduktion von Emissionen. Durch geeignete Sanierungs- und Verstärkungsmassnahmen kann die Nutzungsdauer von Tragwerken verlängert und der Bedarf an materialintensiven

Introduction

The construction sector is responsible for a significant share of global greenhouse gas emissions. There is therefore an urgent need to improve the energy, material, and CO_2 efficiency of structures. The targeted use of post tensioning systems can significantly enhance structural efficiency in both new constructions and rehabilitation projects. By improving the utilization of structural capacity, material quantities can be reduced, leading to a substantial decrease in emissions associated with material production. At the same time, this enables a more efficient use of existing resources.

Initial situation

The construction industry accounts for a considerable portion of global greenhouse gas emissions. According to the World Green Building Council, approximately 39 % of global emissions are attributable to the construction sector. Of this, about 28 % result from material production and land use, and around 11 % from construction processes and transportation [1].

	Wohnungsbau	Gewerbebau	Industriebau
Eigen- + Nutzlast in kN/m²	2,5 + 2,0	2,5 + 3,0	2,5 + 7,5
Feldlänge in m	7,5 x 7,5	8,0 x 8,5	8,0 12,0
Stützenhöhe in m	3,0	3,0	6,0
Stützenabmessung in mm	250 x 250	300 x 300	500 x 500
Durchbiegung in mm	12–20	20–30	30–40
Brandwiderstandsklasse		R60	

Fig. 1
Varianten der Ausführung aus Vergleichsstudie [8].
Design variants from case study [8].

Wohnungsbau	Decken-stärke	Beton	Stahlbe-wehrung	PT-Vor-spannstahl	PT-Stahl-teile	Stahlprofile-(gewalzt)	Gesamt-Emissionen	Emissions-intensität
Emissionen/ CO_2-Faktor	mm	288 $kgCO_2eq/m^3$	0,65 $kgCO_2eq/kg$	1,83 $kgCO_2eq/kg$	2,25 $kgCO_2eq/kg$	1,13 $kgCO_2eq/kg$	kg CO_2eq (Verbesserung zum Referenz-wert)	$kgCO_2eq/m^2$
Quelle	SIA 262	EPD (IT)	SGBC ECC (IT)	EPD (PT)	EPD (PT)	EPD (DE)		
Herkömmliche Stahlbetonplatte (RC) in kg CO_2eq	260	4434	1588	–	–	–	**6022** (100%)	108
PT-Flachdecke in kg CO_2eq	220	3752	470	336	27	–	**4585** (–24%)	82
PT-Hohlraumdecke in kg CO_2eq	250	3069	366	293	13	–	**3741** (–38%)	67
Fertigteilplatte mit Stahlträgern in kg CO_2eq	200+80	3240	308	379	–	1413	**5340** (–12%)	95

Fig. 2
Aktualisierter Vergleich der Treibhausgasemissionen zu Fallstudie [8] «Wohnungsbau».
Updated comparison of greenhouse gas emissions for case study [8] "Residential construction".

A significant share of these emissions arises from the production of the dominant construction materials: concrete, steel, and aluminium [2–4]. In addition to developing low-emission materials – such as CO_2-reduced concrete, for example through the use of biochar pellets as aggregates [5] – reducing material consumption is of central importance.
Post-tensioning technology provides an established means of increasing structural efficiency in bridge and building construction. By introducing forces in a controlled manner into the structure, cross-sections can be optimized and material quantities reduced. Depending on the application, savings of up to 50 % of the concrete volume are possible [6].
In addition to optimizing new structures, the preservation of existing buildings plays a crucial role in reducing emissions. With appropriate rehabilitation and strengthening measures, the service life of structures can be extended, reducing the need for material-intensive replacement construction.
The use of post-tensioning enables more efficient utilization of concrete structures and thus reduces overall material consumption. Although the production and installation of post tensioning systems generate additional emissions, the overall balance improves due to the material savings achieved. This effect is observed in both bridge structures and slab systems [6–8].

Ersatzneubauten reduziert werden.
Der Einsatz vorgespannter Bauteile ermöglicht eine effizientere Nutzung von Betonstrukturen und führt dadurch zu einer Reduktion des Gesamtmaterialverbrauchs. Obwohl Herstellung und Einbau der Vorspannsysteme zusätzliche Emissionen verursachen, verbessert sich die Gesamtbilanz aufgrund der eingesparten Materialmengen. Dieser Effekt zeigt sich sowohl bei Brücken- als auch bei Deckensystemen [6–8].
Auch bei der Umnutzung und Sanierung bestehender Gebäude kann der Einsatz von Vorspannsystemen entscheidend sein. Durch die Aktivierung zusätzlicher Tragreserven lassen sich bestehende Strukturen häufig an aktuelle normative Anforderungen anpassen und weiter nutzen [9].

Die Technologie

Beim Vorspannen werden gezielt Kräfte auf ein Bauteil aufgebracht. Dadurch entsteht im Tragwerk einerseits ein Druckspannungszustand, der den infolge äusserer Einwirkungen auftretenden Zugspannungen im Beton entgegenwirkt. Mit einer geeigneten Spanngliedgeometrie können zudem die massgebenden Einwirkungen durch Umlenkkräfte direkt kompensiert werden.

Literatur/Literature
[1] World Green Building Council Report, Bringing embodied carbon upfront, 2019
[2] McKinsey & Co., Decarbonization challenge for steel, 2020
[3] McKinsey & Co., Laying the foundation for zero-carbon cement, 2020
[4] McKinsey & Co., Aluminum decarbonization at a cost that makes sense, 2023
[5] https://www.astag.ch/aktuell/technik/nachhaltiges-bauen-co2-neutrale-betoninnovation-mit-pflanzenkohle
[6] https://www.bbrnetwork.com/fileadmin/userdaten/CONNAECT/CONNAECT_2025.pdf
[7] O. Liébana et al., Análisis de emisiones de CO_2 en la producción de forjados planos in situ de hormigón en comportamiento unidireccional, Informes de la Construcción – Vol. 67, 539, e096; julio–septiembre 2015
[8] Terrascope & Co., The impact of BBR technologies on carbon emissions during construction, 2023
[9] Iman Faridmehr et al., Predicting Embodied Carbon and Cost Effectiveness of Post-Tensioned Slabs Using Novel Hybrid Firefly ANN; Sustainability 2021, 13, 12319. https://doi.org/10.3390/su132112319
[10] Terrascope & Co., Assessment of the comparative reduction in carbon emissions of innovative building construction methods relating to floor construction and floor support, 2024
[11] Terrasopce & Co., Retrofitting for Resilience and Net Zero: Carbon and Financial Savings using Post-Tensioned Rocking for 66 Oxford Terrace, Christchurch, New Zealand, 2025

Gewerbebau	Decken-stärke	Beton	Stahlbe-wehrung	PT-Vor-spannstahl	PT-Stahl-teile	Stahlprofile-(gewalzt)	Gesamt-Emissionen	Emissions-intensität
Emissionen/ CO_2-Faktor	mm	288 $kgCO_2eq/m^3$	0,65 $kgCO_2eq/kg$	1,83 $kgCO_2eq/kg$	2,25 $kgCO_2eq/kg$	1,13 $kgCO_2eq/kg$	kg CO_2eq (Verbesserung zum Referenz-wert)	$kgCO_2eq/m^2$
Quelle	SIA 262	EPD (IT)	SGBC ECC (IT)	EPD (PT)	EPD (PT)	EPD (DE)		
Herkömmliche Stahlbetonplatte (RC) in kg CO_2eq	300	6184	2326	–	–	–	**8510** (100%)	125
PT-Flachdecke in kg CO_2eq	220	4535	585	525	32	–	**5677** (–33%)	84
PT-Hohlraumdecke in kg CO_2eq	220	4123	512	393	32	–	**5060** (–41%)	75
Fertigteilplatte mit Stahlträgern in kg CO_2eq	250+80	4123	465	524	–	1940	**7052** (–18%)	104

Fig. 3
Aktualisierter Vergleich der Treibhausgasemissionen zu Fallstudie [8] «Gewerbebau».
Updated comparison of greenhouse gas emissions for case study [8] "Commercial construction".

Dadurch werden die Verformungen stark reduziert resp. ist bei gleichen Anforderungen eine Reduktion der statischen Bauteilhöhe und damit des Materialeinsatzes möglich. Gleichzeitig werden die Rissbildung sowie die Rissbreite reduziert, was insbesondere bei exponierten Bauteilen einen positiven Einfluss auf die Dauerhaftigkeit hat.
Bei der Umnutzung bestehender Bauwerke oder bei nachträglichen Eingriffen durch andere Gewerke können bei vorgespannten Bauteilen spezifische Risiken auftreten. Diese lassen sich jedoch durch geeignete konstruktive Massnahmen, eine Ausführung im Verbund sowie durch integrale Planung und eine sorgfältige Bestandsanalyse weitgehend minimieren.

Vergleich von Treibhausgasemissionen mit und ohne Vorspannung

Für die Praxis ist es von grosser Bedeutung, den Einfluss von Baumethoden und Technologien hinsichtlich der Treibhausgasemissionen vergleichen zu können. In der Folge wird anhand von Resultaten aus verschiedenen Fallstudien aufgezeigt, welchen Einfluss die Vorspannung hier haben kann. In verschiedenen Fallstudien [6–10] wird jeweils ein Vergleich konventioneller Bauweise mit vorgespannten Lösungen unter gleichen Randbedingungen der Projektierung vollzogen. Auf Basis der Fallstudie [8] können anhand der in der Schweiz geltenden Randbedingungen und nach Schweizer Normen bemessene Konstruktionen verglichen werden. Hierbei werden gängige Deckenkonstruktionen im Bereich Wohnungs-, Gewerbe- und Industriebau als Grundlage für einen Vergleich herangezogen (Fig. 1). Auch der Einfluss von Transporten wird anhand der Gegebenheiten der Schweizer Bauindustrie eingerechnet. Da die ursprüngliche Fallstudie teilweise überholte Daten für die CO_2-Äquivalente der Baustoffe verwendet hat, wurden anhand derselben Modelle die Resultate durch die Autoren aktualisiert.
Wie in den Figuren 2 bis 4 dargestellt, kann unter Verwendung von Vorspannung in allen Anwendungsgebieten der Materialeinsatz erheblich reduziert und so die Treibhausgasemissionen deutlich verringert werden.
In der Fallstudie [7] wird zudem der Einfluss von Vorspannsystemen auf die Kosten von Flachdeckensystemen analysiert. Hier zeigt sich, dass vor allem bei grösseren Spannweiten (> 6 m) der Nutzen der Vorspannung auch einen positiven Einfluss auf die Kosten hat. Die Fallstudie [11] beschreibt die

Post-tensioning systems can also be decisive in the strengthening of existing buildings. By activating additional structural reserves, existing structures can often be adapted to current code requirements and continue to be used [9].

The technology

Post-tensioning involves the deliberate application of forces to a structural element. This creates a state of compressive stress within the structure, which counteracts the tensile stresses in the concrete caused by external loads.
With an appropriate tendon profile, significant actions can also be directly balanced through deviating forces. This leads to a substantial reduction in deformations or, for the same performance requirements, allows for a reduction in structural depth and thus material usage.
At the same time, crack formation and crack widths are reduced, which has a positive impact on durability, particularly for exposed structural elements.
When modifying existing structures or during subsequent interventions by other trades, specific risks may arise in prestressed components. However, these can largely be minimized through suitable design measures, bonded systems, integrated planning, and

Industriebau	Decken-stärke	Beton	Stahlbe-wehrung	PT-Vor-spannstahl	PT-Stahl-teile	Stahlprofile-(gewalzt)	Gesamt-Emissionen	Emissions-intensität
Emissionen/ CO_2-Faktor	mm	288 $kgCO_2eq/m^3$	0,65 $kgCO_2eq/kg$	1,83 $kgCO_2eq/kg$	2,25 $kgCO_2eq/kg$	1,13 $kgCO_2eq/kg$	kg CO_2eq (Verbesserung zum Referenz-wert)	$kgCO_2eq/m^2$
Quelle	SIA 262	EPD (IT)	SGBC ECC (IT)	EPD (PT)	EPD (PT)	EPD (DE)		
Herkömmliche Stahlbetonplatte (RC) in kg CO_2eq	400	16 721	4598	–	–	–	**21 319** (100%)	222
PT-Flachdecke in kg CO_2eq	360	15 049	1510	906	45	–	**17 510** (–18%)	183
PT-Hohlraumdecke in kg CO_2eq	340	11 287	1090	944	68	–	**13 389** (–37%)	140
Fertigteilplatte mit Stahlträgern in kg CO_2eq	360+40	10 033	657	1018	–	3068	**14 766** (–31%)	154

Fig. 4
Aktualisierter Vergleich der Treibhausgasemissionen zu Fallstudie [8] «Industriebau».
Updated comparison of greenhouse gas emissions for case study [8] "Industrial construction".

careful assessment of the existing structure.

Comparison of greenhouse gas emissions with and without post-tensioning

For practical applications, it is essential to compare the impact of construction methods and technologies in terms of greenhouse gas emissions. The following section presents results from various case studies illustrating the influence of post-tensioning.

In various case studys [6–10], conventional construction methods are compared with prestressed solutions under identical design conditions. Based on case study [8], structures designed according to Swiss standards and boundary conditions are evaluated. Common slab systems used in residential, commercial, and industrial buildings serve as the basis for comparison (Fig. 1). Transportation impacts are also considered based on the characteristics of the Swiss construction industry.

Since the original case study partly used outdated CO_2 equivalent values for construction materials, the results were updated by the authors using the same models.

Option von Tragwerksverstärkungsmassnahmen mit Vorspanntechnik, um Hochbauten an aktuelle Erdbebenvorschriften anzupassen und so bestehende Strukturen länger nutzen zu können und dabei Kosten und Ressourcen einzusparen.

Autoren/Authors

Dominik Meyer
Dr. sc. ETH

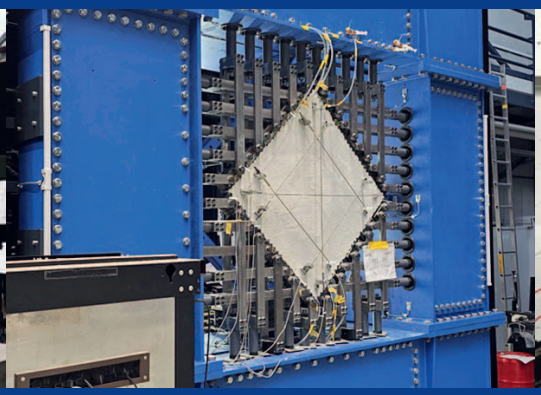
Marcel Elsener
dipl. Ing. ETH

Verein der Schweizerischen Vorspannfirmen (VSV – ASEP)
c/o Stahlton AG
CH-8603 Schwerzenbach
dominik.meyer@stahlton.ch

As shown in Figures 2–4, the use of post-tensioning leads to a significant reduction in material consumption across all applications, thereby substantially lowering greenhouse gas emissions.

Case study [7] also analyzes the impact of post-tensioning systems on the cost of flat slab systems. It shows that, particularly for larger spans (> 6 m), post-tensioning can also provide economic advantages.

Case study [11] describes the use of post-tensioning techniques for structural strengthening to upgrade buildings to current seismic design requirements. This allows existing structures to be used for longer periods, resulting in savings in both costs and resources.

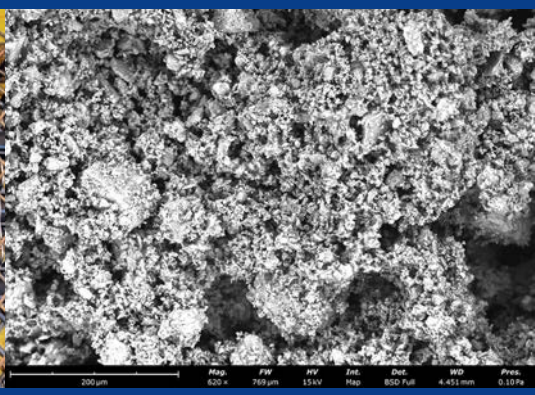

Forschung und Entwicklung

Recherche et développement

Research and Development







Lucerne University of Applied Sciences and Art

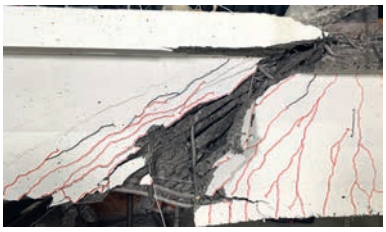
Competence Center for Building Envelopes and Civil Engineering

Shear resistance of pretensioned CFRP-reinforced T-beams

Main investigators:
A. Kenel, K. Thoma (ETH Zurich)

This research investigates the shear resistance of T-beams reinforced with pretensioned carbon fibre-reinforced polymer (CFRP) rods, combined with stainless steel 1.4362 reinforcement. The beams were first quasi-statically loaded to a high service-load level, then subjected to 1 million load cycles, and finally loaded quasi-statically to failure. An identical specimen was tested monotonically to shear failure only. This made it possible to investigate the influence of cyclic loading on cracking and deformation behaviour up to failure. Forces and deformations were measured throughout the tests, while strains in the steel and CFRP reinforcement were recorded using fibre optic sensors.

Research sponsored by:
Innosuisse, Swiss Federal Railways (SBB), Alphabeton AG
Lucerne University of Applied Sciences and Arts, Competence Center for Building Envelopes and Civil Engineering



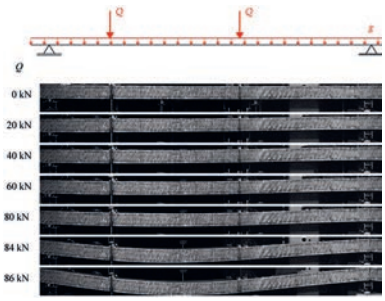
Shear failure in the beam web.

Deformation capacity of slab strips with locked-in residual moment states

Main investigators: A. Kenel, Ch. Spathelf, K. Thoma (ETH Zurich)

This research investigates the deformation capacity of two-span slab strips with different reinforcement products under locked-in residual moment states. These were introduced by vertically displacing the intermediate support. The influence of the reinforcement was also studied, including classes B500A in bars and meshes, B500B, B500C, stainless steel grades 1.4003 and 1.4062, and mixed reinforcement consisting of B500B and CFRP bars. Forces and deformations were measured throughout the tests, while steel strains were recorded using fibre optic sensors and crack development by digital image correlation.

Research sponsored by:
Leviat AG, RUWA AG, Steeltec AG, Stahl Gerlafingen AG,
Lucerne University of Applied Sciences and Arts, Competence Center for Building Envelopes and Civil Engineering, ETH Zurich



Vertical displacement under increasing load levels.

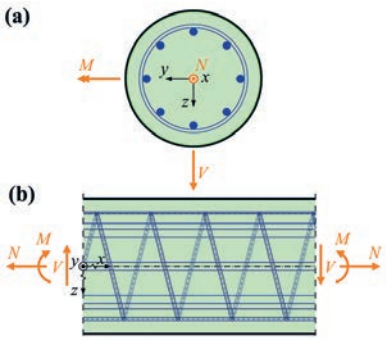
Shear resistance of reinforced concrete elements with circular cross-section

Main investigators: D. Heinzmann, A. Kenel

This research addresses the shear resistance of reinforced concrete elements with a circular cross-section, such as bridge piers, columns, piles and pile retaining walls. A mechanical model for the shear resistance of such elements was developed for both the design of new structures and the assessment of existing ones. The proposed model closes the current gap in the Swiss structural codes (SIA) and enables the practice-oriented design and verification of such reinforced concrete elements. It provides the basis for future code developments and further research.

Research sponsored by:
Federal Roads Office (FEDRO)
Lucerne University of Applied Sciences and Arts, Competence Center for Building Envelopes and Civil Engineering

Additional information:
http://www.mobilityplatform.ch



Reinforced concrete element subjected to general loading: (a) circular cross-section; (b) side view.

Lucerne University of Applied Sciences and Art

Competence Center for Building Envelopes and Civil Engineering

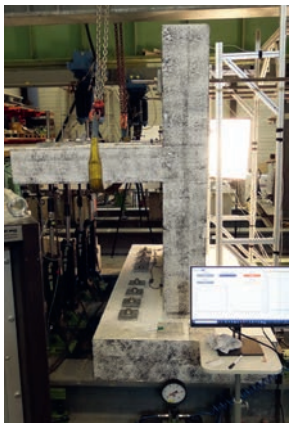
Structural behaviour of retaining wall brackets

Main investigators: A. Arnold, E. Arnold, D. Heinzmann

The earth pressure acting on a retaining wall can be reduced or screened by brackets arranged on its earth-facing side. In construction practice, such brackets are often detailed using rebend connections. This experimental study investigated the structural behaviour of two different detailing solutions, with particular emphasis on the influence of large plastic deformations on the reinforcement and its deformation capacity. In combination with numerical analyses of the soil–structure interaction, important findings were obtained for the design and detailing of such systems.

Research sponsored by:
Huwiler & Portmann AG, Niederwil

Additional information:
https://www.hslu.ch/de-ch/technik-architektur/institute/bauingenieurwesen/



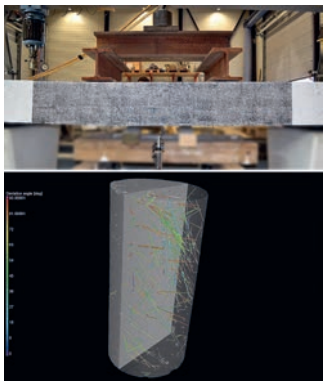
Large-scale structural test at the Lucerne University of Applied Sciences and Arts.

Steel-fibre-reinforced concrete for tunnel lining segments

Main investigators: A. Kenel, Ch. Spathelf, M. Krähenbühl, P. Schütz

As part of the refurbishment of tunnels on the Rhaetian Railway (RhB), a standardised precast lining solution made entirely of steel-fibre-reinforced concrete was developed. The load-bearing behaviour and failure mechanism of such elements without conventional reinforcement were investigated in large-scale four-point bending tests. The cracking load reached, on average, 80 % of the ultimate load. The tests further provided insight into the post-cracking response and deformation behaviour up to failure. Computed tomography scans were subsequently used to assess fibre distribution and orientation with respect to the casting direction.

Research sponsored by:
Rhaetian Railway (RhB), Switzerland
Lucerne University of Applied Sciences and Arts, Competence Center for Building Envelopes and Civil Engineering, and Luci – Lucerne CT Imaging



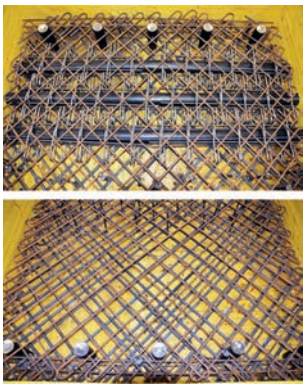
Constant-moment region and computed tomography representation of steel fibre orientation.

Shear resistance of reinforced concrete slabs with rotated reinforcement direction

Main investigators: Ch. Spathelf, A. Kenel

This project examines the shear resistance of reinforced concrete slabs in which the main flexural reinforcement direction is rotated by 45° relative to the principal direction of shear. The mechanical model for the reduced shear resistance resulting from this deviation, together with the corresponding crack pattern and crack widths, was verified experimentally, both with and without embedded ducts in the shear span. In addition to the forces and deformations at all load introduction points, the average steel strains in the flexural tension zone, the average concrete compressive strains in the flexural compression zone, and the average shear strains were measured.

Research sponsored by:
Lucerne University of Applied Sciences and Arts, Competence Center for Building Envelopes and Civil Engineering



Rotated reinforcement layout with embedded ducts and without embedded ducts.

Haute École d'Ingénierie et d'Architecture de Fribourg HEIA-FR

Institut des Technologies de l'Environnement Construit iTEC

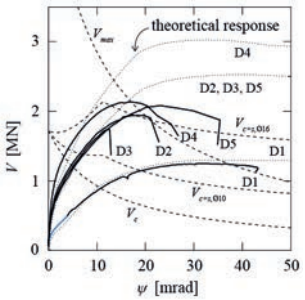
Punching-shear strength of concrete slabs reinforced with UHPFRC layers

Main investigators: D. Redaelli, B. Vincens, J. Moix, N. Schranz, A. Agustoni

The use of thin UHPFRC layers to enhance flexural and one-way shear capacity of RC elements is well documented. However, their effect on punching shear resistance of flat slabs remains insufficiently understood, especially for concrete slabs with shear reinforcement, reaching high levels of shear forces. To address this issue, six 3 × 3 m slabs were tested in punching shear, varying UHPFRC layer thickness and shear reinforcement ratio. Results provide the first evidence of the influence of UHPFRC layers on failure modes governed by crushing of the first diagonal strut and highlight the key role of RC–UHPFRC near-interface delamination, informing the adaptation of existing models.

Project (2021–2025) funded by: Implenia Schweiz AG, HEIA-FR

Additional information: go.heia-fr.ch/uhpc2026-doc, p. 119



Measured force-slab rotation diagrams compared with Critical Shear Crack Theory failure criteria for ordinary concrete (D1: reference slab without UHPFRC).

ConcReTe – Low impact techniques for the reuse of concrete blocks

Main investigators: H. Buri, D. Redaelli, M. Mongillo, A. Collaud, S. Trevisani

The reuse of concrete blocks from deconstruction is a circular economy strategy with strong potential to reduce raw material demand, waste, and CO_2 emissions in construction. However, efficient and economical solutions for deconstruction, reconstruction, and clear design guidelines are still lacking. The ConReTe research project addresses these issues through in-situ investigations, mechanical modelling, and prototyping. It aims to identify viable technologies for deconstruction, reprocessing, and reassembly compatible with existing value chains. Particular attention is given to joint detailing, mechanical performance, and the residual durability of reused blocks and assembled structures.

Research (2022–2025) funded by: HEIA@SLL, grant AGP 122352

Additional information: www.smartlivinglab.ch/fr/projects/concrete-heiafr



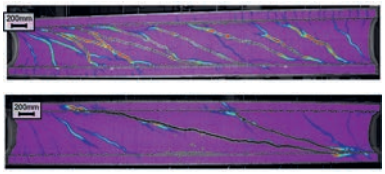
Prototype pavilion with reused concrete blocks and different joint techniques.

Shear resistance of one-way voided slab bridge decks

Main investigators: D. Redaelli, A. Negrini, B. Vincens, J. Moix.
Research partners: A. Muttoni, J. T. Simões (MPIC SA); E. Hars (FEDRO)

Numerous existing road overpasses with small to medium spans use one-way voided slab decks. While this solution is efficient in reducing weight and material use, the applicability of current shear strength models to voided slab decks remains debated, especially due to variable web thickness and low or absent transverse reinforcement. This project involved an experimental campaign on 10 m-long reinforced concrete beams with variable-thickness rounded webs, to investigate failure modes under combined shear and bending. Nine beams with varying reinforcement ratios and prestressing levels were tested. Crack development and kinematics were monitored using DIC to enable comparison with numerical and theoretical models.

Project (2024–2026) funded by FEDRO (Swiss Federal Roads Office)



Principal tensile strain plots at failure for concrete beams with rounded webs, with limited shear reinforcement (top) and without shear reinforcement (bottom).

Haute École d'Ingénierie et d'Architecture de Fribourg HEIA-FR

Institut des Technologies de l'Environnement Construit iTEC

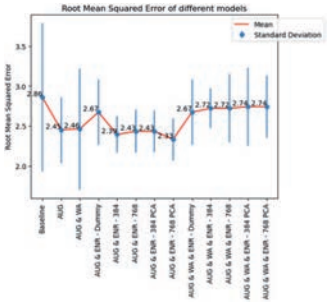
Optimized recycled concrete mix design by artificial intelligence image processing of demolition waste

Main investigators: D. Zwicky, J. Ston, S. Fringeli, H. Chabbi Drissi

The construction sector in Switzerland generates large amounts of mineral waste, which can be reused as recycled aggregates in concrete. While coarse aggregates are commonly used, this project focused on fine recycled aggregates (< 16 mm), using machine learning methods that leverage embedding vectors of standardized images combined with concrete mix recipes to predict particle size distributions (PSD) and their impact on recycled concrete performance. PSD can be reproduced with mean absolute errors below 1.2%, and concrete strength predicted with a mean absolute error below 2 MPa – well within the typical 5 MPa standard deviation.

Research (2022–2024) sponsored by HEIA@Smart Living Lab, grant AGP 119147

Additional information:
www.heia-fr.ch/fr/recherche-appliquee/instituts/itec/projets-de-recherche/orcademo/
DOI 10.5220/0013111800003890



Mean absolute error and standard deviation of concrete strength predictions.

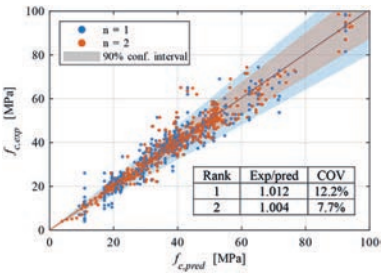
Semi-empirical prediction of mechanical properties of recycled aggregate concrete

Main investigators: D. Zwicky, J. Ston, B. Guinchard

Prediction of strength and elastic modulus of recycled aggregate concrete (RC) is challenging. This project developed semi-empirical models based on Bolomey's formula, Swiss code SIA 262, and an extended Maxwell model to account for recycled concrete aggregate (RCA) content. Using data from 33 RC recipes with RCA contents between 25% and 95%, supplemented with literature data into a 540-entry dataset, the models show precise predictions for compressive strength (COV <8%) and elastic modulus (COV <10%), demonstrating that well-calibrated models can reliably capture RC properties across various mix designs.

Research (2023–2025) sponsored by HES-SO, grant AGP 123164

Additional information:
www.heia-fr.ch/fr/recherche-appliquee/instituts/itec/projets-de-recherche/baromal/



Predicted and experimental compressive strength for rank 1 and 2 models compared to 540 data points.

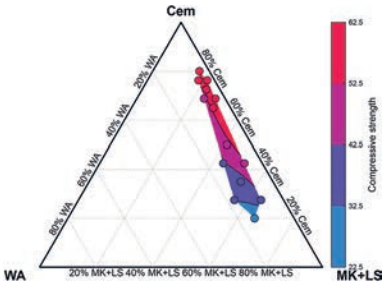
Development of low-carbon binders from wood ash and calcined clay

Main investigators: D. Zwicky, J. Ston, B. Guinchard

Concrete is an essential construction material but highly CO_2-intensive, primarily due to clinker in cement. This project aims to reduce impacts by partially replacing clinker with wood ashes from district heating, currently landfilled. It develops low-carbon binders combining cement, ash, calcined clay, and limestone. Binder recipes are formulated and tested for mechanical properties, then applied in concrete product prototypes. A life cycle assessment evaluates environmental benefits, promoting upcycling and more sustainable construction in line with industrial expectations.

Research (2025–2027) sponsored by NPR 2024–2027 Canton of Fribourg, Industrial partners

Additional information:
www.heia-fr.ch/fr/recherche-appliquee/instituts/itec/projets-de-recherche/ecoliants/



Compressive strength response of blends of cement, wood ashes (WA), and 2:1 metakaolin-limestone mix (MK+LS).

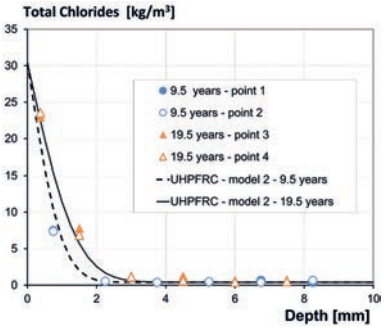
École Polytechnique Fédérale de Lausanne

Concrete Behaviour and Structural Design Laboratory

Durability of cast-on site UHPFRC for the rehabilitation of existing structures – feedback over 20 years of exposure to chlorides

Main investigator: E. Denarié

The first cast on-site application of UHPFRC took place in Switzerland for the rehabilitation and widening of the Bridge over the river "La Morge" in the Swiss Alps in 2004 under the lead of Emmanuel Denarié. Over the last 20 years, this technology has been successfully applied in Switzerland under the impulse of Profs. Brühwiler and Denarié and is now wide spread with over 500 applications in Switzerland and more and more abroad. An experimental campaign and a detailed visual survey were performed in spring 2024. The excellent protective properties of cast-in-place strain hardening UHPFRC have been demonstrated over 20 years of field exposure to de-icing salts, with chloride penetrations of barely a few mm. Construction details proved to be fully effective in preventing water leakage through the UHPFRC overlays.

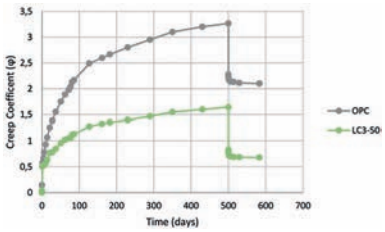


Chloride penetration in UHPFRC overlay.

Structural performance of LC³ concrete

Main investigators: Ö. Behçet, B. Malchiodi, K. Scrivener, D. Ruggiero

In this research, the structural performance of limestone calcined clay cement (LC³) concrete is investigated with emphasis on creep and shrinkage behaviour. Experimental work at paste and concrete scales is used to compare LC³ with ordinary Portland cement (OPC) and to clarify the mechanisms governing its time-dependent deformations. The results indicate that LC³ concrete exhibits lower creep than OPC concrete under comparable conditions. This research aims to support the development of more reliable and material-efficient structural applications using low-CO_2 cement-based materials.

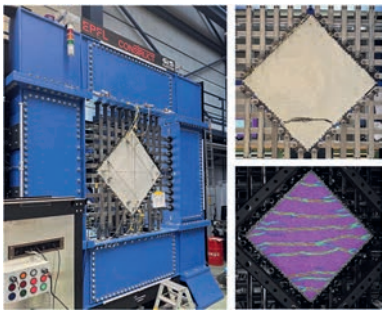


Comparison of compressive creep in LC3 and OPC concretes.

Construction of a new Panel Element Tester

Main investigators: E. Merhi, D. Ruggiero

A new, modular, servo-controlled Panel Element Tester was built and has been operational at EPFL since 2025. It allows structural-scale testing of planar elements under complex, non-proportional load paths. In particular, a first test series compares the response of reinforced concrete panels made with ordinary Portland cement (OPC) and limestone calcined clay cement (LC³) under monotonic and reversed cyclic loading. The panels are heavily instrumented with Distributed Fiber Optic Sensing (DFOS) on each reinforcing bar, as well as Digital Image Correlation (DIC), enabling accurate measurement of rebar strains and crack kinematics, allowing the force transfer and overall structural performance to be studied.



EPFL Panel Element Tester with DIC strain measurements.

École Polytechnique Fédérale de Lausanne

Concrete Behaviour and Structural Design Laboratory

Computational design of low-carbon ribbed reinforced concrete slabs

Main investigators: A. Majdouba, D. Ruggiero

Ribbed reinforced concrete slabs can significantly reduce material demand in medium- to long-span floor systems. This research develops a computational framework combining topology optimization, structural verification and environmental assessment to design efficient reinforced concrete slab systems. An Optimize–Extract–Verify workflow translates density-based topology optimization results into practical rib geometries satisfying constructability constraints such as minimum rib thickness and spacing. Numerical studies show reductions of 37–43% in concrete volume and 32–38% in embodied CO_2 compared with deflection-matched solid slabs. Experimental testing of optimized ribbed slab prototypes is planned to validate the proposed methodology.

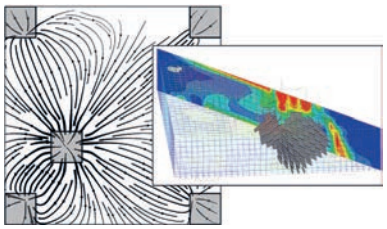


Sample ribbed slab configurations generated through topology optimization.

Investigating the behaviour and environmental impact of transfer structures

Main investigators: E. Pinelli, D. Ruggiero

Transfer structures are frequently introduced in buildings to accommodate architectural constraints that interrupt the regular vertical grid. Their use, however, typically requires substantially larger quantities of material. As a first step of this research, a parametric study on transfer beams was conducted across thousands of structural configurations, showing that introducing a transfer system leads on average to a 33% increase in embodied carbon. The present work focuses on transfer slabs, investigating the behaviour of very thick reinforced concrete elements—whose mechanics remain only partially explored—through nonlinear numerical analyses complemented by targeted experimental tests, with the aim of improving design approaches and structural efficiency.



Visualization of shear flow in a thick transfer slab.

Reversible connections for low-carbon 3D printed concrete blocks

Main investigators: M. M. Mohi Ud Din, S. Raza, C. Czaderski, D. Ruggiero, M. Shahverdi

Conventional monolithic connections are irreversible and generate significant construction waste, limiting disassembly, reuse, and circular construction. This project develops innovative reversible connections for low-carbon 3D-printed concrete blocks, focusing on compression-dominant slab structures. It investigates load transfer mechanisms (compression, shear, moment) and failure modes under static and seismic loading, with integration of Fe-SMA prestressing to enhance strength and ductility. Numerical and experimental studies support the development of robust design criteria and optimized solutions compatible with additive manufacturing and circular construction.

Research (2025–2029) sponsored by Horizon EIC 2023 (#101161535) and Swiss State Secretariat for Education, Research and Innovation.

Additional information:
https://www.empa.ch/web/s303/advanced-structural-materials



Illustration of male-female interlocking and half-joint dry connections.

Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich

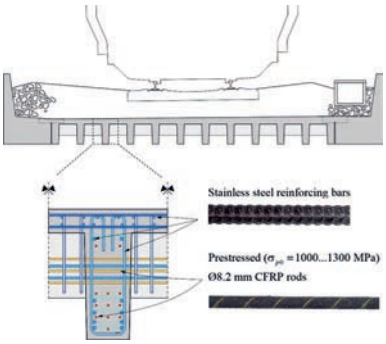
Institute of Structural Engineering

Development of a CFRP prestressed concrete railway bridge system

Main investigators: A. Näsbom, P. Merz, K. Thoma, W. Kaufmann

The replacement of aging railway infrastructure demands novel solutions that combine rapid construction, durability and a reduced ecological footprint. This project confronts these challenges by developing a system for short span railway bridges made of C80/95 high performance concrete prestressed with Carbon Fibre Reinforced Polymer (CFRP) and reinforced with stainless steel to ensure sufficient ductility. To better understand the structural behaviour of this composite material, an extensive experimental campaign has been carried out. The results are used for mechanical modelling, design and optimisation of the system.

Research sponsored by Innosuisse



Overview of the system in development.

Ductility of reinforced concrete

Main investigators: N. Reckinger, K. Thoma, W. Kaufmann

The ductility of reinforced concrete structures ensures that load redistributions – due to self-equilibrated stress states not explicitly considered in design – can occur, and that failure is announced by large deflections, thereby enhancing structural safety.
In cooperation with the Lucerne University of Applied Sciences and Arts (HSLU), 17 continuous slab strip tests with different reinforcing steels were carried out. In approximately half of the experiments, a self-equilibrated stress causing a negative bending moment at the intermediate support was imposed. The experiments allowed an in-depth investigation of moment-curvature behaviour and rotation capacity.

Research sponsored by cemsuisse, Swiss steel production and processing companies



Experiments on continuous slab strips with two spans.

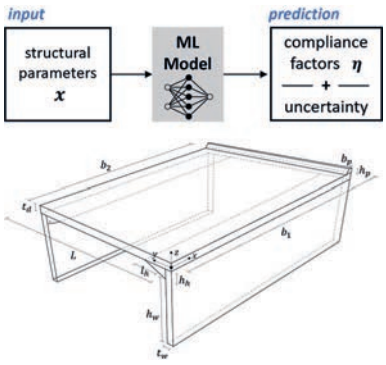
Data-driven structural screening of concrete frame bridgeinventories

Main investigators: S.V. Kuhn, M. Weber, M.A. Kraus, F. Perez-Cruz, W. Kaufmann

Ageing bridge infrastructure requires efficient screening methods for large bridge inventories. This research investigates machine learning for the structural preassessment of reinforced concrete frame bridges, a common bridge type worldwide. High-fidelity training data are generated using a parametric nonlinear finite element analysis pipeline. A Bayesian neural network predicts structural compliance factors according to national standards and estimates prediction uncertainty, enabling the prioritisation of detailed assessments.

doi.org/10.1016/j.aei.2025.103721

Research (2023-2025) sponsored by Swiss Federal Railways (SBB)



Predicting code compliance from bridge parameters.

Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich

Institute of Structural Engineering

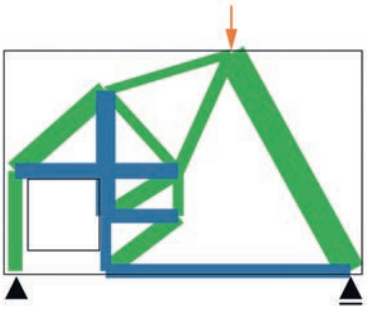
Grammar-based strut-and-tie model design

Main investigators: K. Yu, M. Kraus, E. Chatzi, W. Kaufmann

Strut-and-tie models offer a manual, simplified and safe design approach for reinforced concrete structures, particularly suited for discontinuity regions. Automated methods like topology optimisation struggle to generate practical strut-and-tie models, as they may include multiple inclined ties. A recent method was proposed based on rules and grammars, representing the static problem of a truss as a graph. Domain knowledge and preferences can be integrated into the rules to generate diverse designs. Combined with evolutionary algorithms, this method enables the exploration of various strut-and-tie model designs.

doi.org/10.1016/j.aei.2025.104302

Research (2023–2026) sponsored by ETH AI Center



Generated strut-and-tie model.

Load-bearing behaviour of longitudinal tunnel lining joints

Main investigators: F. Morger, A. Kenel, W. Kaufmann

The longitudinal joints of prefabricated concrete segmental linings typically have a reduced contact surface compared to the full segment cross-section and often govern the design, particularly in cases of high circumferential compressive forces. Stresses well above the uniaxial concrete strength can occur due to load dispersion and confining reinforcement. However, current design standards do not provide guidance on combining the two effects. To address this, mechanical models were developed and full-scale experimental tests were carried out, which confirmed that the proposed mechanical models can reliably predict the capacity of longitudinal joints, enabling more efficient segment designs.

Research partly funded by FEDRO (AGT Project 2019/001)



Stapled tunnel lining segments (left) and experimental test setup (right).

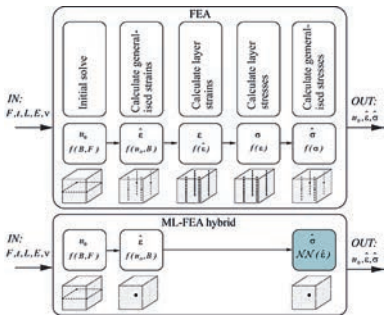
Machine learning for shell elements in reinforced concrete simulations

Main investigators: V. Balmer, K. Thoma, M. Kraus, S. Coros, W. Kaufmann

Finite element analyses (FEA) provide state-of-the-art solutions for reinforced concrete (RC) shell structures. Surrogate models leveraging physics-based machine learning provide viable alternatives offering increased computational efficiency and enabling differentiability while maintaining physical consistency. In a first step, a ML-FEA hybrid pipeline for a linear elastic shell element was developed (see Figure and [1]). Next, a material surrogate model for a membrane element demonstrated how the inherent nonlinearities can be incorporated. The last step will be to surrogate an entire layered shell element based on the Cracked Membrane Model enabling closed-loop nonlinear optimisation.

Research (2023–2027) sponsored by ETH AI Center

[1] V. Balmer, M.A. Kraus, S. Coros, W. Kaufmann, “Training and Integrating a Machine-Learning-Based Shell Element in Reinforced Concrete Simulations”, submitted to the 2025 fib Symposium



Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich

Institute of Structural Engineering

NCCR demonstrator

Main investigators: L. Licciardello, R. Ammann, K. Thoma, W. Kaufmann

As part of the final phase of the National Research Center on Digital Fabrication, a full-scale demonstrator will be built to explore how digital fabrication and conventional construction can be combined to improve structural efficiency and support knowledge transfer to industry. The demonstrator, with plan dimensions of approximately 13 × 7 m, consists of a one-storey two-way slab system. One half is realised as a digitally fabricated ribbed slab, while the other is a conventional flat slab with digitally fabricated slab-column connections. The slab is supported by six concrete columns, cast using different digitally fabricated formwork systems.

Research sponsored by NCCR dfab



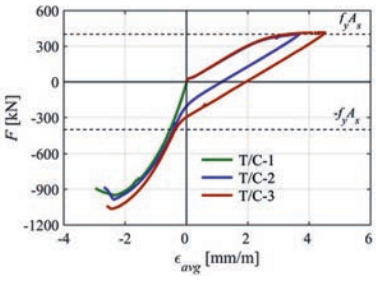
NCCR demonstrator.

Reinforced concrete material model for cyclic in-plane loading

Main investigators: S. Karrer, K. Thoma, W. Kaufmann

This project aims to develop a non-linear finite element analysis tool for the modelling of reinforced concrete members under cyclic loading conditions. Unlike existing software programs, the proposed tool relies primarily on standard material properties as input, building upon consistent mechanical models as the Tension Chord Model and the Cracked Membrane Model. To validate the cylic Tension Chord Model, a series of experimental tests were conducted on reinforced concrete members subjected to cyclic axial loading, focusing on the transition from tension to compression.

Research sponsored by ENSI



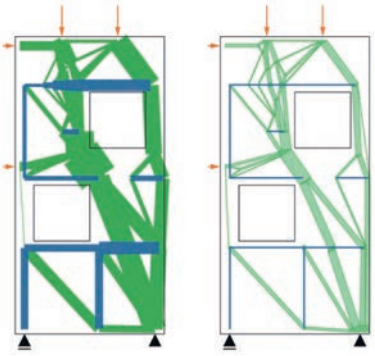
Comparison of axial load-deformation response in three tests.

Reverse engineering strut-and-tie models

Main investigators: K. Yu, W. Kaufmann

Strut-and-tie models can be developed to assess reinforced concrete structures, given the geometry, reinforcement layout and proportional load cases. The iterative process and the required engineering expertise make this a challenging task. This research proposes a method to reverse engineer strut-and-tie models, using elements of discrete layout optimisation, simplification techniques and geometry optimisation, resulting in simple and interpretable strut-and-tie models.

Research (2025–2026) sponsored by the ETH AI Center



Reverse-engineered strut-and-tie model and stress fields.

Scuola universitaria professionale della Svizzera italiana

Institute of materials and constructions

Durability and future sustainable structural concrete

Main investigator: C. Paglia

The durability of reinforced concrete is a component of environmental sustainability and applied research provides support for future standards. Structures are exposed to cyclic atmospheric, physical, chemical and mechanical stresses that deteriorate them in an asymmetrical (Fig. 1) manner [1].

The reduction of cement in concrete or the clinker factor in composite cements, is gaining the market also thanks to the new SIA 215/1 standards on new cements and SIA 215/2 concerning new mineral additions, aimed at reducing CO_2 emissions from Portland cement production. The end of life stage of structures is a concern, while the demolition of structures requires a feasible separation between concrete from infrastructures—containing high quality recycled aggregates—and all other aggregates with more variable quality. Recycled concrete made with crushed aggregates from infrastructures meets current durability requirements (SIA 262/1), if the replacement of natural aggregates is below 50%. Therefore, SIA 2030, which prohibits the production and use of recycled concrete in infrastructures, needs to be reconsidered. Accelerated natural carbonation, carried out by cyclically varying humidity and using CO_2 at atmospheric concentration, quickly forms a carbonated layer on recycled aggregates, sufficient to significantly improve the E-module and durability of the concrete, although the separation capability between cement paste and natural aggregates, will allow them to be reused as distinct ingredients in concrete production. The use of new supplementary cementitious materials (Fig. 2), the fine fractions of recycled concrete (EN 197-6) and chemical, mechanical, and thermal treatments to reactivate dehydrated cement paste, will increase the sustainability of concrete [2].



Fig. 1
Deterioration of the lower west-side of a highway bridge curb.

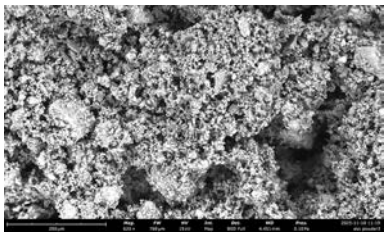


Fig. 2
Slag from the electric arc furnace during steel production.

However, the durability of structures built with new structural concrete still needs to be verified. The definition of concrete is shifting toward performance-based criteria and away from prescriptive ones. Current laboratory durability tests expose the concrete to separate environmental stresses (resistance to carbonation and to chlorides). Additionally, the limits set by SIA 262/1 force the production of concrete with rapid development of strength and stiffness, even significantly exceeding the characteristic strength classes. Excessive stiffness leads to a higher tendency to cracking. Laboratory durability tests—excluding freeze/thaw cycles—do not consider the cyclic nature of environmental exposure and the combination of aggressive agents, which always occurs in structures. Therefore, it is necessary to reassess certain tests, by combining degradation factors, including systems with steel rebars–cementitious material, to better represent the micro climates on structures [3], since durability is not only influenced by porosity, but also by combined chemical-physical agents.

Finally, the strong commitment to sustainable concrete must be accompanied by reinforcing steel with a sufficient corrosion resistance. Heat treatments during production that form a shell of tempered martensite, make it possible to meet the mechanical requirements, even with a high presence of inclusions in the reinforcement bars, allowing them to be entered in the Swiss SIA register. On the other hand, the inclusions act as initiation sites for cor-

rosion, and the tempered martensite at the surface is more susceptible to corrosion (Fig. 3) than the ferritic–pearlitic core of the reinforcement [4].

It is therefore necessary to adopt an approach to the durability of the entire reinforced structural concrete system, to reach the ultimate goals of the structures: safety, durability, and sustainability.

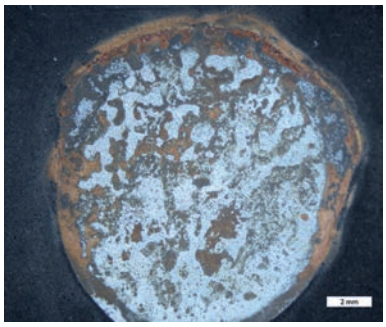


Fig. 3
Corrosion of a steel rebar tempered martensite shell in a 3.5 % wt. NaCl solution.

References

[1] Paglia, C., The Deterioration Asymmetry of Eng. Struct., Case Studies in Construction Materials, Volume 16, June 2022.

[2] Paglia, C., Circularity of cementitious materials, A practical approach, CRC Press, Taylor and Francis, 2026, ISBN 9781032606811, 436 Pages, 142 B/W Illustrations.

[3] Paglia, C. et al., (2024). A New Approach for Durable and Sust. Infrastructure Concrete. J mate poly sci, 4 (1):1-12.

[4] Paglia, C. (2025). Corrosion Susceptibility of Steel rebars at Construction Sites. J mate poly sci, 5 (4):1-6.

Sponsoren

Sponsors

Sponsors

BETONSUISSE

BETONSUISSE Marketing AG

OK

www.betonsuisse.ch
www.prixbeton.ch

Baustoff Kreislauf Schweiz
Matériaux de construction circulaires Suisse
Materiali di costruzione circolari Svizzera

Baustoff Kreislauf Schweiz

OK

www.baustoffkreislauf.ch

sia fbh gpc

Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau
Groupe spécialisé des ponts et charpentes

OK

www.fbh.sia.ch

VSV ASEP ASIP
Verein Schweizerischer Vorspannfirmen
Association Suisse des Entreprises de Précontrainte
Associazione Svizzera delle Imprese di Precompressione

Verein Schweizerischer Vorspannfirmen

OK

ibk

Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

OK

ww.ibk.ethz.ch

EPFL

Concrete Behaviour and Structural Design Laborat
École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

OK

nstruct.epfl.ch

HSLU Hochschule Luzern

Hochschule Luzern, Technik & Archite

OK

v.hslu.ch/technik-architektur

OK

h e p i a
Haute école du paysage, d'ingénierie et d'architecture de Genève

Filière Génie civil, Haute école du paysage,
d'ingénierie et d'architecture de Genève (H
HES-SO Genève

OK

www.hesge.ch/hepia/

HEIA-FR
HTA-FR

Haute école d'ingénierie et d'architecture Fribour
Hochschule für Technik und Architektur Freiburg

OK

www.heia-fr.ch

Emch+Berger	Emch+Berger Gruppe	**www.emchberger.ch**
SCHÖCK	Schöck Bauteile AG	**www.schoeck.com/fr-ch/**
MAPEI	MAPEI SUISSE SA	**www.mapei.com/ch/de-ch/**
ancotech	Ancotech AG	**www.ancotech.ch**
INDUNI	INDUNI & CIE SA	**www.induni.ch**
STAHLTON SPANNSTAHL	Stahlton AG	**www.stahlton.ch**
FREYSSINET SUSTAINABLE TECHNOLOGY	Freyssinet SA	**www.freyssinet.ch**
VSL A member of Bouygues Construction	VSL (Schweiz) AG	**www.vsl.com/switzerland**
mfp L'art du béton	MFP Préfabrication SA	**www.mfp-prefa.ch**



\mapeiswitzerland

Kontaktieren Sie uns!

MAPEI

ancotech

40 Jahre Kompetenz
Ans d'expérience

Ihr Spezialist für Spezialbewehrungen und Befestigungen für Betonfertigteile
Votre spécialiste des armatures spéciales et des fixations pour éléments préfabriqués en béton
Your specialist for special reinforcement and fastenings for precast concrete elements






Ancotech Durchstanzsoftware
Ancotech logiciel de poinçonnement
Ancotech punching shear software

ancotech.ch



BÂTIMENT | GÉNIE CIVIL
ENTREPRISE GÉNÉRALE

INDUNI

GENÈVE VAUD VALAIS

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