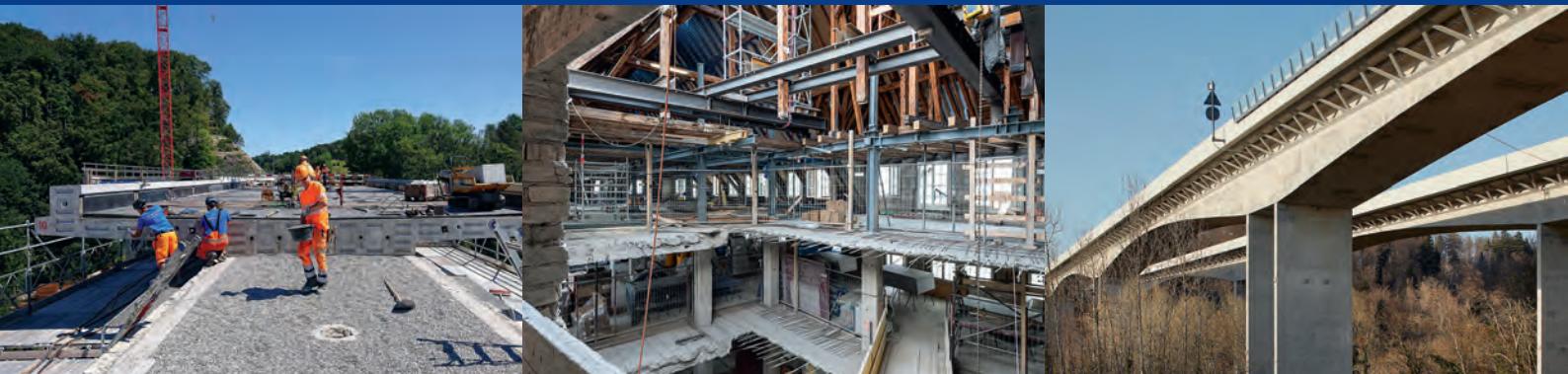




Bauwerkserhaltung

Conservation des ouvrages

Conservation of Structures



Saaneviadukt in Gümmenen, Doppelspurausbau und Erneuerung

Saane viaduct in Gümmenen, double-track expansion and refurbishment

Armand Fürst, Massimo Laffranchi, Beat Petri, Diego Somaini



Fig. 1

Das instandgesetzte Saaneviadukt.
The refurbished Saane viaduct.

Einleitung

Die Erstellung des historischen Saaneviadukts erfolgte im Zusammenhang mit dem Bau der Bern–Neuenburg-Bahn, die im Jahr 1902 in Betrieb ging. Deren Bahntrasse quert den Saaneboden zwischen den Ortschaften Mauss und der Station Gümmenen in einer Höhe von rund 25 m [1].

Im östlichen Abschnitt liegt die einspurige Linie über eine Länge von 400 m auf einem markanten Viadukt, der in westlicher Richtung mit einem rund 500 m langen in etwa gleich hohen Damm verlängert wird. Das Viadukt ist dreiteilig und besteht aus einem ostseitig der Saane liegenden Steinviadukt mit einer Länge von 65 m, einem leichten Stahlfachwerk von 63 m Spannweite über die Saane sowie dem in westlicher

Introduction

The construction of the historic Saane viaduct took place as part of the construction of the Bern–Neuenburg railroad, which went into operation in 1902. Its railroad track crosses the Saane valley between the villages of Mauss and Gümmenen at a height of about 25 m [1].

In the eastern section, the single-track line runs over a length of 400 m on a prominent viaduct, which is extended in the western direction with an approximately 500 m long embankment of about the same height. The viaduct is divided into three sections and consists of a masonry stone viaduct with a length of 65 m on the east side, a light steel truss with a span of 63 m above the Saane river and a 272 m long stone masonry viaduct on the

Richtung anschliessenden Steinviadukt von 272 m Länge. Das Bauwerk wurde dem damaligen Zeitgeist entsprechend neoklassizistisch gestaltet und beeindruckt durch seine Gliederung und die schnörkellose Formensprache (Fig. 2). Dank der sorgfältigen Gestaltung und seiner imposanten Erscheinung ist das Viadukt heute kantonal und national denkmalgeschützt.

Ausbauprojekt

Um den internationalen Bahnverkehr zu stärken, beabsichtigten die Schweiz und Frankreich zwischen Paris und Bern eine Hochgeschwindigkeitsverbindung einzurichten, die von Bern über Neuenburg nach Paris führen sollte. Diese Absicht wurde in einer internationalen Vereinbarung festgehalten und zog die Planung und

west side. The structure was designed in the neoclassical style and impresses with its straightforward design, see Fig. 2. Thanks to the careful design and its imposing appearance, the viaduct is listed as a cantonal and national monument.

Expansion project

With the aim of strengthening international rail traffic, Switzerland and France intended to establish a high-speed connection between Paris and Berne, running from Berne via Neuchâtel to Paris. This intention was formalized in an international agreement and led to the planning and construction of a double track line for an operation speed of 160 km/h. The Saane Viaduct in Gümmeren was part of the planned expansion. Already in 2004, along with the project planning of the new Rosshäuserntunnel, first investigations on possible upgrading options were started. Due to the monument status, the monument preservation office was involved in the project at an early stage. The expansion solution that was ultimately favoured was selected in a design competition in 2013. Although France later decided

- Auszeichnungen/Awards**
- Schweizer Stahlbaupreis
Prix Acier 2021
 - Ernst und Sohn
Ingenieurbaupreis 2022

not to maintain the connection, the expansion of the line was pursued and planning work for the viaduct in Gümmeren was started.

In addition to the work on the viaduct, the project for the double-track extension of the 1.4 km section also included widening of the embankment adjoining in the west direction and the terrain cut adjoining in the east direction. Due to the higher design speed the associated line tracing deviates partially from the existing line, which in some cases resulted in major adjustments to the structures, see Fig. 3. The structural

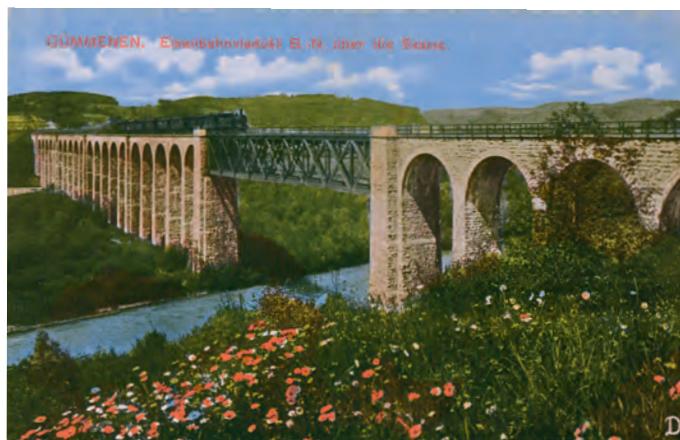


Fig. 2
Saaneviadukt nach seiner Inbetriebnahme.
Saane viaduct after its initial operation.

Ausführung eines Streckenausbaus auf Doppelspur für eine Ausbaugeschwindigkeit von 160 km/h nach sich. Auch das Saaneviadukt in Gümmeren war Teil des geplanten Ausbaus. Bereits im Jahr 2004 starteten, einhergehend mit der Projektierung des neuen Rosshäusertunnels, erste Untersuchungen zu möglichen Ausbauvarianten. Bedingt durch den Schutzstatus wurde die Denkmalpflege frühzeitig in die Planung einzogen. Die letztlich favorisierte Ausbauvariante wurde im Rahmen eines Studienauftrags in Parallelplanung im Jahr 2013 aus erkoren. Obwohl Frankreich später auf die Aufrechterhaltung der Verbindung verzichtete, wurde der Ausbau der Linie weiterverfolgt und die Planungsarbeiten für das Viadukt in Gümmeren wurden aufgenommen.

Das Projekt für den Doppelspurausbau des 1,4 km langen Abschnitts beinhaltete neben den Arbeiten am Viadukt auch eine Verbreiterung des in Westrichtung anschliessenden Damms sowie des in Ostrichtung anschliessenden Einschnitts. Durch die grössere Ausbaugeschwindigkeit und die damit verbundene Anpassung der Linienführung weicht die neue Achse des Trassees teilweise relativ stark vom Bestand ab, was partiell grössere Anpassungen an den Bauwerken nach sich zog (Fig. 3). Auf die baulichen Veränderungen am Damm

changes to the embankment and the terrain cut will not be discussed in detail in the following and the focus will be placed on the double-track expansion of the single-track Saane viaduct.

Saane Viaduct

The design of the structural measures on the listed Saane Viaduct was aimed at interfering as little as possible with the valuable existing structure. While a replacement of the steel truss was unavoidable for structural reasons, the interventions on the western stone masonry section could be kept to a minimum by placing a new, double-track reinforced concrete gravel trough on top. In contrast, the new track position on the east side, which deviates by up to 5 m from the existing line, necessitated a widening of the substructure. This was designed in natural stone masonry filled with concrete, which closely resembled the existing structure, see Fig. 3 and 4. In order to establish the interaction between the old and new masonry sections, they are connected to each other by short electrically insulated strand ties. The new steel composite truss, which connects the masonry sections on both sides of the Saane river, is a new interpretation based on the existing structure. Its truss mesh of X-diagonals is adapted to the shear force distribution [7] and densifies from

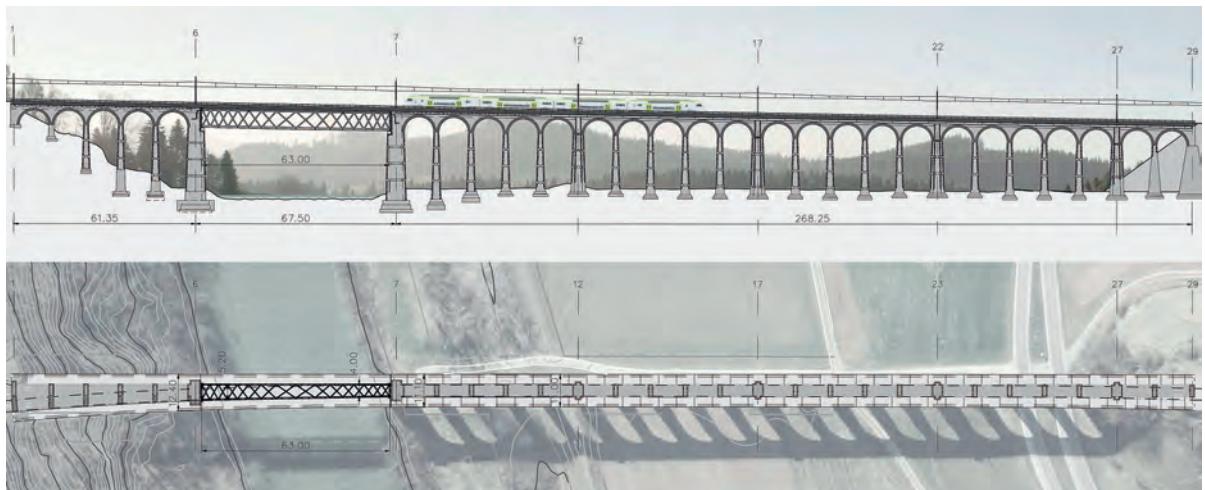


Fig. 3

Ansicht und Grundriss.
View and floor plan.

und am Einschnitt wird in der Folge nicht detailliert eingegangen und der Fokus wird auf den Doppelspurausbau des einspurigen Saaneviadukts gelegt.

Saaneviadukt

Die Massnahmen am denkmalgeschützten Saaneviadukt sollten möglichst wenig in den wertvollen Bestand eingreifen. Während ein Ersatz des Stahlfachwerks aus statischen Gründen unvermeidbar war, konnten die Eingriffe auf dem westlichen Steinabschnitt durch Aufsetzen eines neuen, zweigleisigen Stahlbetontrogs minimal gehalten werden. Demgegenüber musste auf der Ostseite durch die neue Gleislage, die bis zu 5 m seitlich abweicht, eine Verbreiterung des Unterbaus ausgeführt werden. Diese wurde in Naturstein mit einer Füllung des Kerns in Beton realisiert, was sich stark an den Bestand anlehnte (Fig. 3 und 4). Um das Zusammenwirken zwischen dem alten und neuen Mauerwerksteil zu gewährleisten, sind diese mit kurzen Litzenankern miteinander verbunden. Das neue Stahlverbundfachwerk, das die beidseits der Saane liegenden Mauerwerkssteile verbindet, ist ausgehend vom Bestand neu interpretiert. Seine Fachwerkmasche aus X-Diagonalen ist dem Schubkraftverlauf angepasst [7] und verdich-

the centre of the girder towards the supports, see Fig. 3. This densification results in an almost uniform loading of the diagonals and therefore they have the same square cross-section of 0.4 m side length. The cross-section of the bottom chord, on the other hand, increases towards the centre of the field in accordance with the load, and shows the force flow in this element as well. Due to the thinned truss mesh without vertical elements, the new truss appears much lighter than the old one, as shown by the comparison of Fig. 1 with Fig. 2.

Special feature of the viaduct

Like comparable stone masonry viaducts with a central main opening in steel, the ancient Saane Viaduct showed unpredicted increasing displacements of the end piers against the main opening after construction. These displacements were related to the temperature expansions and the uncompensated horizontal thrust of the end arches, which led to plastic deformations of the end piers [2], [3]. For this reason, as with the Eglisau Rhine Bridge and the Sitter Viaduct, a bracing device was installed in 1944 to compensate for the horizontal thrust of the end arches and to centre the normal force in the end piers. The

tet sich ab der Trägermitte gegen die Auflager (Fig. 3). Diese Verdichtung bewirkt, dass die Diagonalen nahezu gleichmäßig ausgelastet sind und daher über den gleichen, quadratischen Querschnitt von 0,4 m Seitenlänge verfügen. Der Querschnitt des Untergurts wächst hingegen entsprechend der Beanspruchung gegen die Feldmitte an, was den Kraftfluss auch in diesem Element erkennen lässt. Durch die ausgedünnte Fachwerkmasche erscheint das neue Fachwerk wesentlich leichter als das alte, (vgl. Fig. 1 und Fig. 2).

Besonderheit des Viadukts

Wie vergleichbare Steinviadukte mit einer zentralen Hauptöffnung in Stahl zeigte auch das historische Saaneviadukt nach dem Bau starke Verschiebungen der Endpfeiler gegen die Hauptöffnung. Diese Verschiebungen stehen in Verbindung mit den Temperaturausdehnungen und dem unkompenzierten Horizontalschub der Endgewölbe, die zu plastischen Verformungen der Endpfeiler führten, siehe [2], [3]. Aus diesem Grund wurde im Jahr 1944 wie bei der Rheinbrücke Eglisau und beim Sitterviadukt eine Verspannvorrichtung eingebaut, um den Horizontalschub der Endgewölbe zu kompensieren und die Normalkraft zu zentrieren. Der

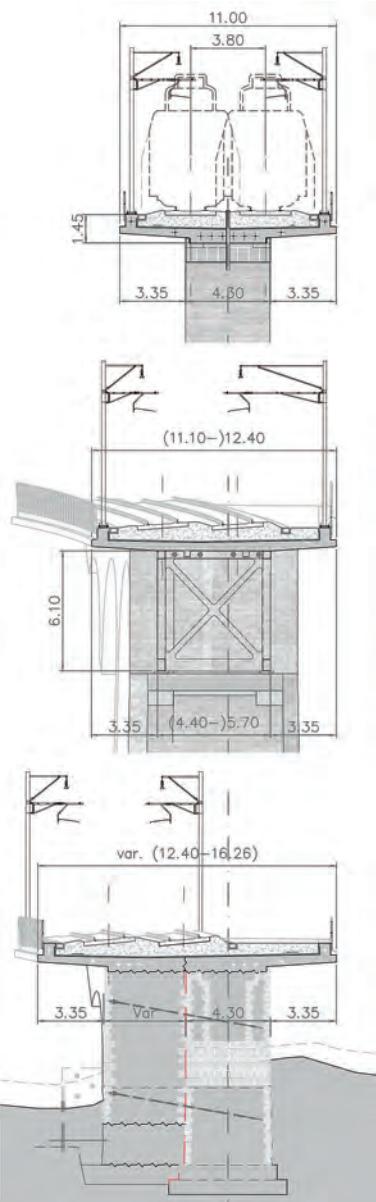


Fig. 4
Querschnitte, oben: Abschnitt West,
Mitte: Saanequerung,
unten: Abschnitt Ost.
Cross-sections, top: west section,
centre: Saane crossing,
bottom: east section.

success of this measure was subsequently monitored by measuring the joint gap between the truss and the masonry piers for many years, and the viaduct no longer showed any abnormalities after this measure.

Since the operation of a bracing device results in considerable maintenance work, a solution was sought to dispense with it. It was shown that the end piers could be tied by the continuous

Erfolg dieser Massnahme wurde in der Folge durch eine langjährige Messung des Fugenspalts zwischen Fachwerk und Mauerwerk überwacht. Das Viadukt zeigte nach der Massnahme keine Auffälligkeiten mehr.

Da der Betrieb einer Verspannvorrichtung mit beachtlichem Aufwand verbunden ist, wurde im Rahmen der Projektierung nach einer Lösung gesucht, um auf diese zu verzichten. Es konnte gezeigt werden, dass die Endpfleiler durch den durchgehenden, vorgespannten Schottertrog gehalten werden können, was einen Verzicht auf die Verspannvorrichtung rechtfertigte. Die geführten Nachweise setzen eine Aktualisierung des Temperaturlastfalls voraus; letztere war dank der Auswertung der langen Messreihen des Fugenspaltes und thermodynamischer Berechnungen möglich. Wie im Rahmen des Literaturstudiums festgestellt wurde, kam 1964 ein ähnliches Konzept bei der Erneuerung der Trisanna-brücke der Vorarlbergbahn zur Anwendung [4], weshalb das Konzept letztlich auch bei der Aufsichtsbehörde Zustimmung fand.

Wegen der grossen Länge des Viadukts musste geklärt werden, ob beim beweglichen Lager der Saanequerung Gleisdilatationen erforderlich waren. Nach detaillierten Abklärungen und den Erfahrungen am bestehenden Bauwerk, das bereits vor dem Umbau keine Dilatationseinrichtung besessen hatte, wurde auf eine solche verzichtet. Das umgebauten Viadukt zeigt nach Abschluss der Bauarbeiten nach einer Betriebsdauer von mehr als einem Jahr keinerlei Auffälligkeiten. Der Verzicht auf die Verspannvorrichtung und auf die Schienendilatation hat sich damit als nicht nachteilig erwiesen.

Funktion des Schottertrögs

Der Schottertrog ist als neues multifunktionales Bauteil konzipiert. Er dient primär als Nutzfläche für die neue zweispurige Fahrbahn und übernimmt gleichzeitig auch die Funktion der Ab-

post-tensioned gravel trough. The verifications carried out required an update of the temperature load case; the latter was possible thanks to the evaluation of the long series of measurements of the joint gap and of supplementary thermodynamic calculations. As was found out during the literature study, a similar concept was used in 1964 for the renewal of the Trisanna Bridge of the Vorarlberg Railway [4], which is why the proposed concept was finally approved by the supervisory authority.

Due to the length of the viaduct, it had to be investigated whether track dilatations would be necessary above the movable bearing of the Saane crossing. After detailed studies and experience with the existing structure, which did not have a movement device even before the reconstruction, it was decided to leave the tracks continuous. After completion of the construction work and after an operating period of more than one year, the rebuilt viaduct did not show any abnormalities, so that neither the abandonment of the bracing device nor of the rail movement joint proved to be disadvantageous.

Function of the gravel trough

The gravel trough is designed as a new multifunctional component. It serves primarily as a usable area for the new two-lane track and at the same time also serves as a waterproofing layer for the new and the existing supporting structure. The gravel trough, which lies on a bed of stone chippings above the masonry in the west section of the viaduct, carries the permanent and the live loads to the existing structure solely by contact. Due to the widened new carriageway, the new gravel trough cantilevers laterally by approx. 3.35m, which means that the railroad loads have a significant eccentricity, especially for the derailment hazard scenario. Thanks to the dead weight of the trough and the ballast, these loads can be carried without any further



Fig. 5
Vorfabrizierter Schottertrog, Abschnitt West.
Prefabricated gravel trough, west section.

dichtung für die neue und die bestehende Tragkonstruktion. Im Bereich des westlichen, langen Mauerwerksabschnitts liegt der Schottertrog auf einem Splittbett über dem Mauerwerk und führt dem Bestand die ständigen Lasten und die Bahnlasten allein über Kontakt zu. Durch die deutlich grössere Breite der neuen Fahrbahn kragt der neue Schottertrog seitlich um ca. 3,35 m über die Gewölbe aus, womit die Bahnlasten insbesondere für das Gefährdungsbild Entgleisung eine grosse Exzentrizität aufweisen. Die Abtragung dieser Einwirkungen ist dank dem Eigengewicht des Trog und des Ballasts ohne weitere Massnahmen möglich. Im Gebrauchszustand bleibt die Fuge zwischen dem Trog und dem Mauerwerk stets überdrückt und im Grenzzustand der Tragsicherheit liegt die Exzentrizität innerhalb der doppelten Kernweite, womit ein seitliches Abkippen ausgeschlossen ist. Der Schottertrog ist in Längsrichtung aus Montagegründen in Elemente mit einer Länge von ca. 3 m segmentiert und durch eine kräftige, zentrische Vorspannung aus elektrisch iso-

measures. In the service condition, the joint between the trough and the masonry always remains compressed, and in the ultimate limit state, the eccentricity of the resultant force remains within twice the core width, which prevents lateral tipping. For installation reasons, the gravel trough is segmented longitudinally in elements with a length of approx. 3 m and post tensioned by a strong concentric prestressing of electrically insulated tendons (Fig. 5). The bending resistance in the longitudinal direction resulting from the post-tensioning makes it possible to relieve the arches of load components that are not suited to their shape and to constrain the resulting compressive force into the core of the circular arch [5], [6]. This also allows for the introduction of the braking forces into the masonry, because the bending stress of the arches due to the horizontal forces is also assigned to the gravel trough. In the longitudinal direction, the continuous, highly prestressed gravel trough prevents the deformations of the end piers towards the river and reduces the heating

lierten Spanngliedern zusammenge spannt (Fig. 5).

Der aus der Vorspannung resultierende Biegewiderstand in Längsrichtung ermöglicht es, die Gewölbe von nicht zur Gewölbeform affinen Lastanteilen zu entlasten und die resultierende Druckkraft in den Kern des kreisförmigen Gewölbes zu zwingen [5], [6]. Dies gelingt auch für die Einleitung der Bremskräfte in das Mauerwerk, denn die Biegebeanspruchung der Bogen durch die Horizontalkräfte wird ebenfalls dem Schottertrog zugewiesen.

In Längsrichtung verhindert der kontinuierliche, stark vorgespannte Schottertrog die Verformungen der Endpfeiler gegen den Fluss und verringert durch die grosse Masse und die Beschattung des Mauerwerks die Erwärmung der Struktur, was zu einer Reduktion des Temperaturlastfalls führt. Dies trägt dazu bei, dass der Verzicht auf die Schienendilatation gerechtfertigt ist.

Auf der Ostseite, wo das bestehende Mauerwerk aufgrund der neuen Gleislage verbreitert werden musste, konnte der Schottertrog in zwei Etappen in Ort beton



Fig. 6
Baustelle während dem Betriebsunterbruch.
Construction site during the interruption of operations.

of the structure due to the large mass and the shading of the masonry, which leads to a reduction of the temperature load case. This contributes to the justification for not using rail movement joints.

On the east side, where the existing masonry had to be widened due to the new track location, the gravel trough could be constructed in two stages in cast-in-place concrete, thus acting in bond with the masonry. This made it possible to distribute the braking forces from the Saane crossing directly via the gravel trough to the adjacent arches to the east.

Refurbishment of masonry

Together with the upgrade to double track, the existing masonry was also refurbished. As the comprehensive condition surveys revealed, the masonry damage was still within a limited scope and mainly affected the mortar material. Deterioration of the masonry stones, which necessitated replacement, was evident only locally. Without exception, deteriorated stones were retrofitted with mortar plugs to achieve a

erstellt werden und wirkt damit im Verbund mit dem Mauerwerk. Dies ermöglichte es, die horizontalen Kräfte aus der Saanequerung direkt über den Schottertrog auf die östlich anschliessenden Gewölbe zu verteilen.

Instandsetzung Mauerwerk

Zusammen mit dem Ausbau auf Doppelspur erfolgte auch eine Instandsetzung des bestehenden Mauerwerks. Die umfassenden Zustandsanalysen ergaben, dass sich die Mauerwerksschäden noch in einem begrenzten Rahmen hielten und vor allem das Mörtelmaterial betrafen. Bröckelzerfall an den Mauersteinen, der einen Steinersatz bedingte, zeigte sich nur lokal. Die Schäden wurden ausnahmslos durch Mörtelplomben instand gestellt, um einen guten Kraftschluss zu erzielen. Einige Stellen mit statisch bedingten Rissen wurden zudem durch eine Vernagelung mit rostfreien Stabankern verstärkt. Neben den Schäden am Mauerwerk zeigten die Untersuchungen auch Schadensbilder an den Fundamenten von 5 Pfeilern, wo der Fundamentbeton sehr stark ausgelaugt war,

good load-bearing connection. Some areas with statically induced cracks were also reinforced by nailing with stainless steel bar anchors. In addition to the damage to the masonry, the examinations also revealed damage to the foundations of 5 piers, where the foundation concrete had leached very badly and had thus almost completely lost its cohesion. The rehabilitation of this damage was carried out by low-pressure cement injections within a sheet piling enclosure around the damaged piers. For quality assurance, the injection success was verified by conducting pressure tests on drilled cores.

Bauherrschaft/Owner

BLS Netz AG, Bern

Ingenieure/Engineering

Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH, Aarwangen

Architekten/Architects

Flury und Rudolf Architekten AG, Solothurn

Ausführung/Execution

ARGE Saaneviadukt: Kästli Bau AG, Meier-Jäggi AG, Java AG

(Los 1: Erdbau)

Frutiger AG, Thun

(Los 2: Kunstbauten)

und damit die Kohäsion fast vollständig verloren hatte. Die Instandsetzung dieser Schäden erfolgte durch Niederdruckzementinjektionen innerhalb eines Spundwandschirms um die geschädigten Pfeiler. Zur Qualitäts sicherung wurde der Injektions erfolg mit Druckproben an Bohrkernen überprüft.

Realisierung

Neben den Anforderungen, die sich aus dem Wunsch eines möglichst ungeschmälerten Erhalts des bestehenden Viadukts ergaben, stellte die Aufrechterhaltung des Bahnbetriebs einschränkende Bedingungen an die Konzeption des Projekts. Gemäss den Vorgaben der Bahnbetreiberin durfte der Bahnverkehr für eine Dauer von maximal 5 Wochen unterbrochen werden. Diese Bedingung konnte nur dank einer weit gehenden Vorfabrikation eingehalten werden, weshalb sowohl das neue Fachwerk als auch der Schottertrog auf dem langen Abschnitt Seite Gümmenen vorgefertigt wurden. Das Fachwerk wurde in transportierbaren Teilen im Werk erstellt und anschlies send auf einem Montageplatz vor Ort zusammengefügt und korrosionsgeschützt, siehe auch [7]. Nach der fertigen Montage hoben Mobilkräne das neue Fachwerk auf ein Verschubgerüst seitlich des bestehenden Fachwerks.

Auf dem Verschubgerüst, das aus vier Gerüsttürmen bestand, erfolgten das Betonieren der Fahrbahnplatte im Verbund sowie die Abdichtungsarbeiten. Figur 6 zeigt die Baustelle während der Totalsperre von 5 Wochen. Während der Totalsperre musste nur noch das bestehende Fachwerk abgebrochen, die Auflager vorbereitet und das neue Verbundfachwerk eingeschoben werden. Um den Ausbau auf dem langen Mauerwerksteil von 270 m in nur fünf Wochen zu ermöglichen, war der neue Schottertrog in Elementen segmentiert und im Kontaktverfahren vorfabriziert. Während der Totalsperre liessen sich die Elemente nach dem Abbruch des alten Schottertros in ein

Realization

In addition to the requirements arising from the aim to preserve the existing viaduct as much as possible, the continuation of rail operations imposed restrictive conditions on the design and the construction process. According to the specifications of the railroad operator, rail traffic could be interrupted for a maximum period of 5 weeks. This condition could only be met thanks to extensive prefabrication which is why both the new truss and the gravel trough on the west section were prefabricated. The truss was constructed in transportable parts in the factory and then assembled and corrosion-protected on site at an assembly yard [7]. After the finished assembly, mobile cranes lifted the new truss onto a shifting scaffold next to the existing truss.

On the falsework, which consisted of four scaffold towers, the casting of the concrete for the composite carriageway slab and the waterproofing work were carried out. Fig. 6 shows the construction site during the traffic interruption of 5 weeks. During this period, only the existing truss had to be demolished, the supports prepared and the new composite truss pushed in. To allow the widening of the west masonry section in only five weeks, the new gravel trough was segmented and prefabricated using the match cast method. During the traffic interruption, after demolition of the old gravel trough, the elements were placed in a bed of stone chippings on top of the existing masonry and stressed together by strong concentric post-tensioning (Fig. 5). The joints between the elements were formed dry, which required very high manufacturing accuracy. This was achieved by using a precisely aligned, long formwork on which six elements could be cast one after the other. The dimensional accuracy was subsequently checked on the assembled elements at the factory site in order to avoid assembly problems during the traffic interruption. The widening

Splitbett auf das bestehende Mauerwerk versetzen und durch eine starke zentrische Vorspannung zusammenspannen (Fig. 5). Die Fugen zwischen den Elementen sind trocken ausgebildet, was eine sehr hohe Fertigungsgenauigkeit erforderlich machte. Diese wurde durch eine genau ausgerichtete, lange Schalung, auf der sechs Elemente hintereinander betoniert werden konnten, erreicht. Die Masshaltigkeit wurde im Anschluss auf dem Fabrikgelände an den zusammengefügten Elementen überprüft, um Montageprobleme während der kurzen Totalsperre zu vermeiden. Die Verbreiterung des Gewölbes auf der Ostseite konnte ohne Störung des Bahnbetriebs ausgeführt werden, sodass während des Betriebsunterbruchs nur noch die Fahrbahnplatte auf dem bestehenden Viadukt ersetzt werden musste. Wie sich zeigte, war dies dennoch das zeitkritische Element.

Baukosten

Die Baukosten für den gesamten Streckenabschnitt betrugen insgesamt 44 Mio. CHF. Davon entfielen 27 Mio. CHF auf die Verbrei

Literatur/Literature

- [1] Albin Beyeler, Die Bern Neuenburg Bahn: Direkte Linie, Schweizerische Bauzeitung, Band 39, 1902, Heft 1, pp. 1–8, Heft 2, pp. 18–21.
- [2] Ernst Münster, Die Pfeilerbewegungen der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Eglisau und die Massnahmen zur Sicherung des Bauwerks, Schweizerische Bauzeitung, Band 79, 1922, Heft 11, pp. 133–137.
- [3] Mirko Roš, Über die Ursachen der Verbiegungen der steinernen Pfeiler am Sitterviadukt der B.T., Schweizerische Bauzeitung, Band 83, 1924, Heft 25, pp. 287–289; Heft 26, pp. 301–304.
- [4] W. Schmid, A. Köhler, Der Neubau der Trisannabrücke, Stahlbaurundschau, Zeitschrift des Österreichischen Stahlbauverbands, Heft 26, 1964.
- [5] Wilhelm Ritter, Versteifungsfachwerke bei Bogen- und Hängebrücken, Zeitschrift für Bauwesen, Jg. 27, 1877, pp. 189–207.
- [6] Wilhelm Ritter, Statische Berechnung der Versteifungsfachwerke der Hängebrücken, Schweizerische Bauzeitung, Jg. 1, Heft 1, 1883, pp. 6–38.
- [7] D. Somaini, A. Fürst, Die neue Saanequerung: Modernes Stahlfachwerk für historischen Eisenbahnviadukt, Stahlbau, 89. Jahrgang, Juli 2020, pp 622–627.



Fig. 7
Vollendet Doppelpurausbau.
Completed double track expansion.

of the arch on the east side could be carried out without disrupting rail operations before the interruption, so that only the carriage-way slab on the existing viaduct had to be replaced during that time. As it turned out, this was nevertheless the time-critical element during resumption of operation.

Construction costs

Construction costs for the entire section totalled CHF 44 million. Of this, CHF 27 million were spent on widening and rehabilitation of the viaduct without the carriage-way. These construction costs were distributed as follows: 22 % for the new prefabricated gravel trough, 30 % for the new Saane crossing, 28 % for the widening and the new gravel trough on the east side of the Saane, 8 % for the rehabilitation of the masonry with foundation reinforcement, and around 12 % for the remaining work. From the cost distribution it can be seen that the replacement of the 270 m long gravel trough on the west side is very economical and also ecological due to the low material consumption. In contrast, the other two sections, which were designed as new construction and widening, respectively, caused significantly higher costs in relation to the bridge area constructed. The cost comparison underlines the

terung und die Instandsetzung des Viadukts ohne Fahrbahn. Diese Baukosten verteilten sich auf den neuen vorfabrizierten Schottertrog mit 22 %, die neue Saanequerung mit 30 %, die Verbreiterung und den neuen Schottertrog auf der Ostseite der Saane mit 28 %, die Sanierung des Mauerwerks mit der Fundationsverstärkung mit 8 % und den übrigen Arbeiten mit rund 12 %. Aus der Verteilung der Kosten ist erkennbar, dass der Ersatz des 270 m langen Schottertrog auf der Westseite sehr ökonomisch und durch den geringen Materialverbrauch auch ökologisch ist. Die anderen beiden Abschnitte, die als Neubau bzw. als Verbreiterung konzipiert waren, verursachten demgegenüber deutlich höhere Kosten bezogen zur erstellten Brückenfläche. Der Kostenvergleich unterstreicht die Vorteile eines zurückhaltenden Eingriffs und führt die Robustheit des Mauerwerksbaus vor Augen, der in Anbetracht einer Nutzungsdauer von 200 Jahren sehr nachhaltig ist.

advantages of a restrained intervention and demonstrates the robustness of masonry construction, which is very sustainable considering a planned service life of 200 years.

Autoren/Authors

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

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

Beat Petri
dipl. Bauing. ETH
Petri@fuerstlaffranchi.ch

Diego Somaini
Dr. sc. ETH, dipl. Bauing. ETH
somaini@fuerstlaffranchi.ch

Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH
CH-4912 Aarwangen

Modernisation des ponts sur la Paudèze

Modernisation of the bridges over the Paudèze

Philippe Menétrey, Lionel Moreillon

Introduction

La modernisation des ponts sur la Paudèze illustre l'importance de la problématique liée au maintien des infrastructures de communication et particulièrement celui de notre réseau autoroutier qui se dégrade avec le temps et les sollicitations.

Les ponts sur la Paudèze sont des ponts en béton précontraint construits en encorbellement dans les années 1970. Après plus de 40 ans de service, les ouvrages étaient en mauvais état. Il a fallu les renforcer, corriger leur géométrie et les remettre en état. La taille des ouvrages, les dégradations observées ainsi que la contrainte de maintenir le trafic autoroutier avec deux voies dans chaque sens durant les travaux ont rendu nécessaire l'utilisation de techniques de construction particulières. De plus, ces ouvrages étant particulièrement visibles, il s'est agi de développer un projet en considérant leur valeur patrimoniale, donc d'appréhender le projet comme une modernisation d'ouvrage.

Introduction

The modernisation of the bridges over the Paudèze illustrates the importance of the problem of maintaining communication infrastructures and particularly that of our motorway network, which is deteriorating with time and stress.

The bridges over the Paudèze are prestressed concrete bridges built in the 1970s. After more than 40 years of service, the structures were in poor condition. They had to be reinforced, their geometry corrected and had to be rehabilitated. The size of the structures, the deterioration observed and the need to maintain two lanes of motorway traffic in each direction during the works made it necessary to use special construction techniques. Furthermore, as these structures are particularly visible, the project had to be developed taking into account their heritage value, and therefore the project had to be seen as a modernisation of the structure.

État de l'ouvrage

Les ponts sur la Paudèze sont deux ponts indépendants conçus par le bureau Piguet ingénieurs conseils [1]. Le pont Montagne a une longueur de 404 m et le pont Lac une longueur de 422 m. Chaque pont comprend 5 travées d'une portée maximale de 104 m avec un tablier en caisson à hauteur variable. Les ponts ont été construits par encorbellements successifs avec des câbles de précontrainte d'encorbellement disposés à chaque étape et des câbles de continuité disposés au centre des travées. Les piles du versant droit de la Paudèze se trouvent dans une zone de glissements profonds et de failles qui ont nécessité la mise en place de tirants d'ancre lors de leur construction.

Dès leur mise en service en 1974, il a été observé que les flèches du tablier augmentaient continuellement. Ces flèches ont été mesurées à mi-travée du pont Montagne seulement à partir de 1988, soit après 18 années d'exploitation, à l'aide de pots hydrostatiques, tel que décrit en [5].

Des analyses numériques en prenant en compte le comportement viscoélastique du béton selon l'Eurocode 2 ont été effectuées. Les flèches de l'essai de charge [2] ont été reproduites, mais le comportement du pont à long terme n'a pas pu être modélisé, comme décrit en [7].

Les inspections et les investigations réalisées ont mis en évidence des défauts d'étanchéité provoquant l'éclatement du béton, des armatures corrodées aux extrémités de la dalle de roulement avec des chutes de béton d'enrobage, des fissures longitudinales entre la dalle inférieure et les âmes situées au bord des goussets, des fissures dans la dalle inférieure et des fissures inclinées dans les âmes,

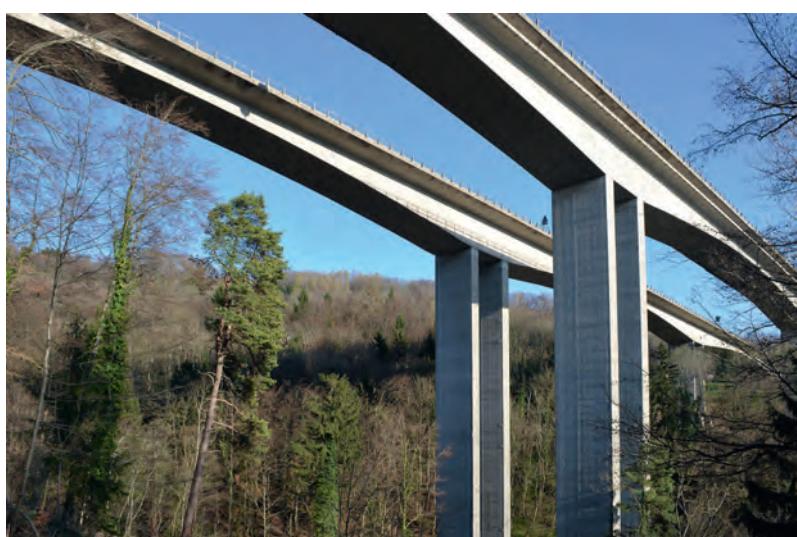


Fig.1

Vue des ponts avant travaux.
View of the bridges before the works.

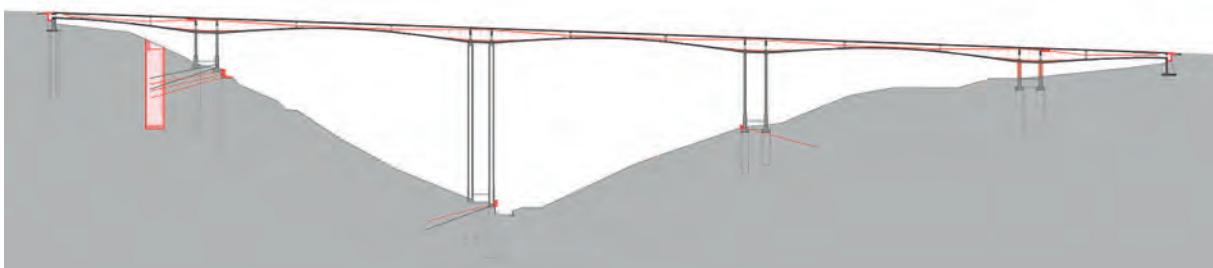


Fig. 2

Coupe longitudinale des interventions (rouge) sur le pont Lac.
Longitudinal section of the interventions (red) on the lake side bridge.

Condition of the structure

The bridges over the Paudèze are two independent bridges designed by Piguet ingénieurs conseils [1]. The bridge on the mountain side is 404 m long and the one on the lake side is 422 m long. Each bridge has 5 spans with a maximum span of 104 m and a variable-height box-section deck. The bridges were constructed by successive cantilevering with cantilever prestressing cables placed at each stage and continuity cables placed in the centre of the spans. The piers on the right-hand side of the Paudèze valley are located in a zone of deep landslides and faults, which required the installation of tie rods during their construction.

As soon as they were put into service in 1974, it was observed that the deflections of the deck were continuously increasing. These deflections were measured at mid-span of the mountain side bridge only from 1988 onwards, i.e. after 18 years of operation, using hydrostatic pots, as described in [5].

Numerical analyses taking into account the viscoelastic behaviour of concrete according to Eurocode 2 were performed. The deflections of the load test [2] were reproduced, but the long-term behaviour of the bridge could not be modelled, as described in [7].

The inspections and investigations carried out revealed waterproofing defects causing concrete spalling, corroded reinforcement at the ends of the deck slab with concrete cover falling off, longitudinal cracks between the bot-

derrière les bossages de la précontrainte. De plus, des ruptures de tirants d'ancrage au niveau des fondations ont été constatées.

Projet d'intervention

Les ponts ont été remis en état avec une adaptation de la chaussée de 11,90 m à 12,70 m afin de permettre le passage de 4 voies de circulation sur un seul pont, le remplacement des glissières par un parapet de béton armé et l'ajout de parois anti-bruit. De plus, des corrections d'alignement avec les portails de tunnels élargis pour de futures exploitations étaient nécessaires.

Un projet de remise en état de pont est une tâche de conception qu'il s'agit de développer autour d'une réflexion globale. Ici, comme les ouvrages sont particulièrement visibles, il s'est agi de développer un projet en considérant leur valeur patrimoniale, donc d'appréhender le projet comme une modernisation d'ouvrage. Dans ce sens, un concept – un ensemble d'idées qui contient le principe du projet – est établi au début de la phase de conception, de sorte qu'il sert de guide durant les phases de projet et de réalisation comme décrit en [8]. Le concept développé est de renforcer chaque tablier avec des bêquilles qui appuient la dalle de roulement de part et d'autre, en formant une structure élégante et rythmée et en intégrant les renforts structurels et les techniques à l'intérieur des caissons. Ainsi, le renforcement du tablier des ponts a été réalisé avec des

tom slab and the webs at the edge of the gussets, cracks in the bottom slab and inclined cracks in the webs behind the prestressing bosses. In addition, tie rod failures at the foundation level were observed.

Intervention project

The bridges were rehabilitated with an adaptation of the roadway from 11.90 m to 12.70 m in order to allow the passage of 4 lanes of traffic on a single bridge, the replacement of the guardrails by a reinforced concrete parapet and the addition of noise barriers. In addition, alignment corrections with widened tunnel portals for future operations were required. A bridge rehabilitation project is a design task that has to be developed around a holistic approach. Since the structures are particularly visible, the project had to be developed with a view to their heritage value, i.e. the project had to be seen as a modernisation of the structure. In this sense, a concept – a set of ideas that contains the principle of the project – is established at the beginning of the design phase, so that it serves as a guide during the project and implementation phases as described in [8]. The concept developed is to reinforce each deck with struts that support the deck slab on both sides, forming an elegant and rhythmic structure and integrating the structural reinforcements and techniques inside the boxes.

Thus, the reinforcement of the bridge deck was carried out with ultra high-performance fibre-rein-

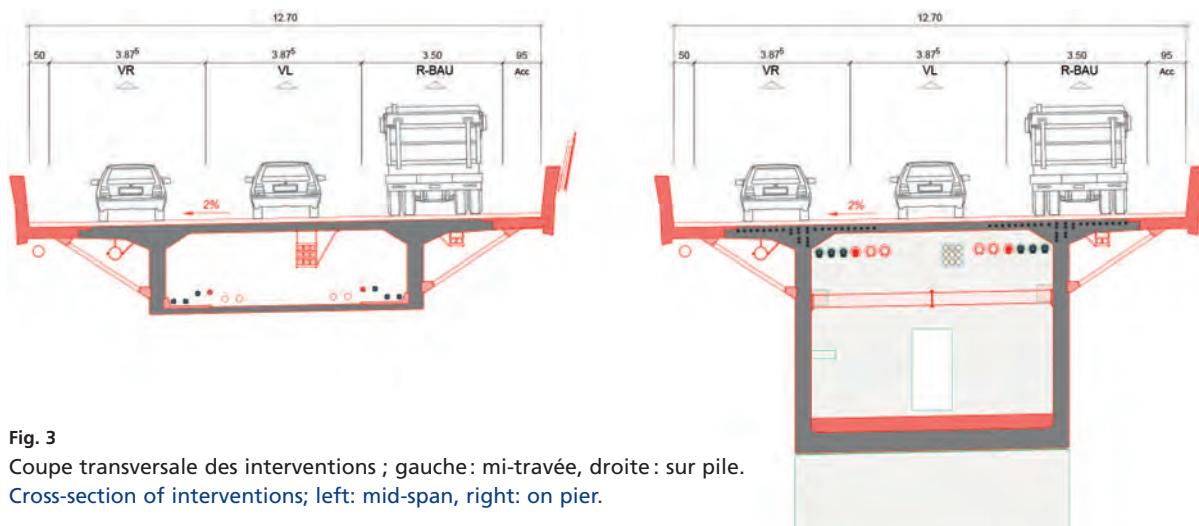


Fig. 3

Coupe transversale des interventions ; gauche: mi-travée, droite: sur pile.
Cross-section of interventions; left: mid-span, right: on pier.

béquilles en béton fibré ultra-performant (BFUP). L'appui créé par les béquilles réduit le moment négatif dans la dalle et donc permet de conserver l'armature supérieure existante. Les béquilles préfabriquées sont arrangeées selon une disposition en treillis de type Warren pour aussi répartir

forced concrete (UHPFRC) struts. The support created by the struts reduces the negative moment in the slab and therefore allows the existing upper reinforcement to be retained. The prefabricated supports are arranged in a Warren-type lattice to distribute the forces longitudinally. The struts are made of UHPFRC, in order to keep the whole bridge in cementitious material.

Both structures were rehabilitated and reinforced in their entirety as illustrated for the lake side bridge in Figure 2 with the construction of 30 m deep stabilisation and drainage shafts in the ground to reduce landslide thrusts on the piers, the replacement of tie rods in the pier foundations, the rehabilitation of the concrete and reinforcement of the deck and piers, the demolition of the degraded deck ends and the reconstruction of the reinforced deck with UHPFRC struts, the replacement of the existing guardrails with reinforced concrete parapets, the reconstruction of the upper part of the abutments, the replacement of the waterproofing and the deck covering as well as the replacement of the noise barriers and equipment (expansion joints, pipes, water drainage system, signalling). In addition, in order to compensate for the long-term deflections of the deck and the increased weight of the struts, additional prestressing cables were laid out

les efforts longitudinalement. Les béquilles sont réalisées en BFUP, afin de conserver pour l'ensemble du pont un matériel cimentaire. Les deux ouvrages ont été remis en état et renforcés dans leur entier comme illustré pour le pont Lac sur la Figure 2 avec la réalisation de puits de 30 m de profondeur de stabilisation et de drainage dans le terrain pour réduire les poussées d'un glissement de terrain sur les piles, le remplacement de tirants d'ancrages dans les fondations des piles, la remise en état du béton et des armatures du tablier et des piles, la démolition des extrémités du tablier dégradées et la reconstruction du tablier renforcé avec des béquilles en BFUP, le remplacement des bordures existantes par des parapets en béton armé, la reconstruction de la partie supérieure des culées, le remplacement de l'étanchéité et du revêtement du tablier ainsi que le remplacement des parois antibruit et des équipements (joints de chaussée, conduites, système d'évacuation des eaux, signalisation).

En plus, afin de compenser les flèches à long terme du tablier et l'augmentation de poids liée aux béquilles, des câbles de précontrainte additionnelle ont été disposés à l'intérieur des caissons selon un tracé trapézoïdal. Ils ont été mis en tension après que la construction des extrémités de la dalle.

Références/References

- [1] Ponts sur la Paudèze, Plans et note de calcul ; Piguet Ingénieurs-Conseils, 1974.
- [2] Pont sur la Paudèze amont – Essai de charges ; EPFL, 1974.
- [3] Menétrey Ph. et Willam K.J., A triaxial failure criterion for concrete and its generalization. ACI Structural Journal, 92(2):311-318, 1995.
- [4] Menétrey Ph. et Brühwiler E., Design and experimental investigation of the joints of inclined struts for the widening of bridge deck slabs, Structural Engineering International, 4, 2008.
- [5] Burdet O. et Guignet G., Ponts sur la Paudèze amont et aval : Mesures des flèches à long terme par nivellement hydrostatique – Rapport annuel, EPFL, 2013.
- [6] ATENA version 5.4. Cervenka Consulting, 2014.
- [7] Menétrey Ph., Pires F. et Moreillon L., Long term deflections of Paudèze Bridges, IABSE Symposium – Engineering the Future, pp.1895-1902, Vancouver, 2017.
- [8] Menétrey Ph., The Integrated Design Method for Bridges, Structural Engineering International, 28:3, 2018.
- [9] Menétrey Ph., Moreillon L. et Bastien-Masse M., Strengthening Paudèze bridges decks using UHPFRC struts, IABSE Congress, New York, 2019.
- [10] Moreillon L., Menétrey Ph. et Bastien-Masse M., Renforcement de tablier de ponts à l'aide de béquilles en BFUP, 3e journée d'étude sur le BFUP, Fribourg 2019.

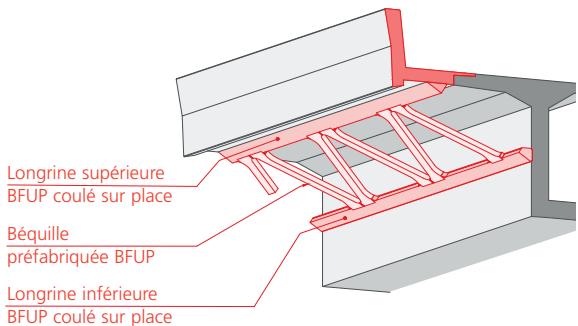


Fig. 4

Vue 3D d'une partie du caisson renforcé avec les bêquilles.
3D view of a part of the reinforced box with struts (upper beam, struts, lower beam, all elements in UHPFRC).

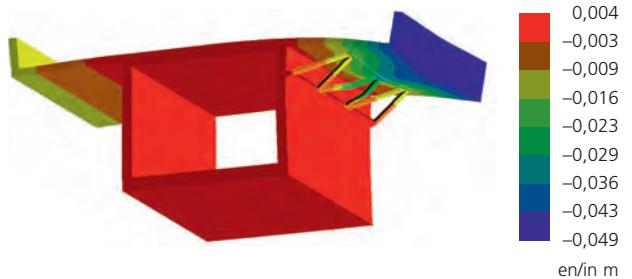


Fig. 5

Déformée du modèle d'éléments finis d'un tronçon de caisson (modèle ATENA).
Deformation of the finite element model of a box segment (ATENA model).

inside the boxes in a trapezoidal pattern. This makes the cables accessible for maintenance purposes.

The bridge box was reinforced with sloped UHPFRC struts between the box and the slab, as shown in Figure 3.

The struts are prefabricated and, thanks to the use of UHPFRC, the dimensions are reduced to a rectangular section of 300 x 110 mm, limiting their weight. The shape of the struts and their connection with the slab and the box are worked out to offer a unitary and monolithic image of the box, like a perforated reinforcing veil, a lace veil, as seen in Figure 4.

The struts are attached to the web by means of a cast-in-place UHPFRC beam. It is continuous and allows the introduction of forces by compression and friction, as described in [9]. This technique makes it possible to attach the struts to the box without piercing the webs and thus to limit the risks of damage to the prestressed cantilever cables used during construction.

The upper connection of the struts to the deck slab is made with reinforcement in the struts, which are connected to the deck slab by means of an upper beam during concreting of the latter.

The struts bend the webs in the transverse direction, which requires reinforcement in the high areas. This is done with steel stays through the box. In order for the

caisson is reinforced with diagonal struts inclined between the caisson and the slab, as illustrated in Figure 3.

The struts are prefabricated and, thanks to the use of UHPFRC, the dimensions are reduced to a rectangular section of 300 x 110 mm, limiting their weight. The shape of the struts and their connection with the slab and the box are worked out to offer a unitary and monolithic image of the box, like a perforated reinforcing veil, a lace veil, as seen in Figure 4.

The connection of the struts to the slab is made with a cast-in-place UHPFRC beam. It is continuous and allows the introduction of forces by compression and friction, as described in [9]. This technique makes it possible to attach the struts to the box without piercing the webs and thus to limit the risks of damage to the prestressed cantilever cables used during construction.

The upper connection of the struts to the deck slab is made with reinforcement in the struts, which are connected to the deck slab by means of an upper beam during concreting of the latter.

The struts bend the webs in the transverse direction, which requires reinforcement in the high areas. This is done with steel stays through the box. In order for the

stays to take up the forces and to be wedged, they will be compressed by means of flat jacks.

Tests and simulation of the behaviour of the struts

The first thoughts on the reinforcement of a bridge deck with the help of struts began with connection tests carried out by Menétrey and Brühwiler [4]. Then, in the context of the bridges over the Paudèze, a new test campaign was carried out as described in [9] and [10]. The first two series of tests concerned the frictional connections between the prefabricated struts and the bridge box, and a third series of tests concerned the buckling of the struts under compression and bending loads. Then, the behaviour of the struts in the complete deck structure is analysed on a deck segment with a truss consisting of 6 struts connected by two stringers. The deck is fully modelled with volume elements (brick) and a non-linear behaviour law for the UHPFRC according to the Menétrey and

Maître d'ouvrage/Owner
OFROU, Estavayer-le-Lac
Ingénieurs civils/Civil engineers
(2020)

INGPHI SA dans le cadre du groupement LIG-A (Lombardi, INGPHI, IJA, GVH, GGT)

Ingénieur civil/Civil engineer (1970)
Piguet Ingénieurs Conseils
Entreprises de construction/
Construction companies
Frutiger Vaud et Jean Weibel

réalisé avec des butons en acier au travers du caisson. Afin que les butons reprennent les efforts et soient calés, ceux-ci sont mis en compression au moyen de vérins plats.

Essais et simulation du comportement des bêquilles

Les premières réflexions sur le renforcement d'un tablier de pont à l'aide de bêquilles ont débuté avec des essais de connexions effectués par Menétrey et Brühwiler [4]. Puis dans le cadre des ponts sur la Paudèze, une nouvelle campagne d'essais a été réalisée comme décrit en [9] et [10].

Deux premières séries concernent les connexions par frottement entre la bêquille préfabriquée et le caisson du pont et une troisième série d'essais concerne le flambage des bêquilles sollicitées en compression et en flexion. Puis, le comportement des bêquilles dans la structure complète du tablier est analysé sur un tronçon de tablier avec un treillis constitué de 6 bêquilles reliées par deux longrines. Le tablier est entièrement modélisé avec des éléments volumiques (brick) et une loi de comportement non linéaire pour le BFUP selon le modèle Menétrey et Willam [3] comme décrit en [9] et [10].

Le modèle numérique d'un tronçon du tablier a permis de montrer que le flambement des bêquilles se produit pour un effort de compression nettement plus élevé que celui mesuré dans les essais. En fait, le modèle du tronçon du tablier a intégré l'effet d'encastrement partiel des bêquilles dans le tablier et dans le caisson, ce que l'essai, réalisé sans encastrement, ne permettait pas. Le modèle numérique a ensuite été utilisé pour fixer les tolérances de construction afin d'éviter tout problème de flambage.

Exécution

Les travaux de remise en état et de renforcement de chaque tablier ont été réalisés sur 3 années; une première année pour les infrastructures et les culées, une deuxième année pour les travaux sur les

Willam model [3] as described in [9] and [10].

The numerical model of a segment of the deck showed that the buckling of the struts occurs at a much higher compressive stress than that measured in the tests. In fact, the model of the deck segment incorporated the effect of partial embedding of the struts in the deck and in the box, which was not possible in the test without embedding. The numerical model was then used to set the construction tolerances to avoid any buckling problems.

Implementation

The rehabilitation and reinforcement work on each bridge deck was carried out over three years; a first year for the infrastructure and abutments, a second year for the work on the two bridges on the upstream side and a third year for the two bridges on the downstream side, always maintaining two lanes of traffic in each direction during the work. For the work on the abutments, the use of two flyovers was necessary to demolish and rebuild the upper part of the abutments.

The severely degraded heads of the cantilevers were sawn off and hydrodemolished. A hanger was developed for concreting the deck. It served as formwork for the slab but also as a support for the prefabricated struts. The lower UHPFRC beam was concreted first, followed by the upper beam, then the reinforced concrete slab and finally the parapets.

Conclusion

The modernisation consisted of working with the existing structure, inspecting, testing, instrumenting and analysing it to plan its rehabilitation, applying new technologies. The concept developed is to reinforce each deck with struts that support the deck slab on both sides, forming an elegant and rhythmic structure and integrating the structural reinforcements and techniques inside the boxes.

The reinforcement of the deck with UHPFRC struts was develop-

Le projet en chiffres

Longueur des ponts: 404 m et 422 m
Portée maximale: 104 m
Coût des travaux: 35 millions CHF
Années du projet: 2012–2017;
réalisation: 2017–2020
Nombre de bêquilles en BFUP:
816 pcs
Volume de BFUP: 600 m³
Volume de béton: 2500 m³
Longueur des câbles de précontrainte: 4200 m
Surface étanchéité: 11 000 m²

The project in figures

Length of the bridges: 404 m and 422 m
Maximum span: 104 m
Construction cost: CHF 35 million
Project years: 2012–2017;
completion: 2017–2020
Number of UHPFRC supports: 816 pcs
Volume of UHPFRC: 600 m³
Volume of concrete: 2500 m³
Length of prestressed cables: 4200 m
Waterproofing surface: 11,000 m²

deux ponts du côté amont et une troisième année sur les deux ponts du côté aval, toujours en maintenant deux voies de circulation dans chaque sens durant le chantier. Pour les travaux sur les culées, l'utilisation de deux flyovers a été nécessaire afin de démolir et reconstruire la partie supérieure des culées.

Les têtes des porte-à-faux fortement dégradées ont été sciées puis hydrodémolies. Un cintre a été développé pour le bétonnage du tablier. Il servait de coffrage pour la dalle mais également de support pour les bêquilles préfabriquées. La longrine inférieure en BFUP a été bétonnée en premier lieu, suivie par la longrine supérieure, puis la dalle en béton armé et finalement les parapets.

Conclusion

La modernisation a consisté à travailler avec l'ouvrage existant, à l'inspecter, le tester, l'instrumenter et l'analyser pour planifier sa remise en état, en appliquant des nouvelles technologies. Le concept développé est de renforcer chaque tablier avec des bêquilles qui appuient la dalle de roulement de part et d'autre, en formant une structure élégante et rythmée et en intégrant les renforts structurels et les techniques à l'intérieur des caissons.



Fig. 6

Vue des ponts modernisés.

View of the modernised bridges.

ed through several laboratory tests on connections and buckling. By correlating the tests with numerical simulations, it was possible to limit the risk of buckling by considering the effect of the embedding of the stuts and setting the permissible imperfections. This reinforcement of a concrete deck with UHPFRC struts is an innovation, a world first: a new application for UHPFRC, a new minimally intrusive reinforcement technique, a fine example of the modernisation of our structures and infrastructures.

Le renforcement du tablier avec des bêquilles en BFUP a été développé à l'aide de plusieurs essais en laboratoire au niveau des connexions et du flambage. Grâce à une corrélation avec des simulations numériques, les essais ont permis de limiter le risque de flambage en considérant l'effet d'encastrement des bêquilles et fixant les imperfections admissibles.

Ce renforcement de tablier en béton avec des bêquilles en BFUP est une innovation, une première mondiale: une nouvelle application pour le BFUP, une nouvelle technique de renforcement peu intrusive, un bel exemple de la modernisation de nos ouvrages et de nos infrastructures.

Auteurs/Authors

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

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

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

Denkmalgerechte Sanierung – Leuenhof, Zürich

Heritage renovation – Leuenhof, Zurich

Andreas Galmarini, Wolfram Kübler, Nils Schriber

Einleitung

Der Leuenhof, ehemaliger Hauptsitz der Bank Leu, zählt als Blockrandbebauung zusammen mit dem Peterhof zu den markantesten Geschäftshäusern an der weltbekannten Bahnhofstrasse von Zürich. Sie gelten neben dem an der Börsenstrasse gelegenen Hauptsitz der Schweizerischen Nationalbank als Hauptwerke der renommierten Zürcher Architekten Otto und Werner Pfister, und wurden zwischen 1913 und 1916 als Bank- und Geschäftshaus der Baugesellschaft zum Brunnen erbaut. Der ganze Bau ist mit Muschelkalk verkleidet und reich geschmückt mit Säulen, spitzen Giebeln und Skulpturen aller Art (Fig. 1). Im zentralen Erdgeschoss strahlt die prunkvolle Schalterhalle (Fig. 2) und im Untergeschoss versteckt sich einer der schönsten Tresorräume. So ist der Leuenhof als eines der bedeutendsten Bauwerke der oberen Bahnhofstrasse in grossen Bereichen kantonal denkmalgeschützt. Wie bei vielen frühen Eisenbetonbauten aus den Jahren vor 1930 wurden im Leuenhof schwach verbügelte Rahmenkonstruktionen und Hourdisdecken ohne Flächenarmierung verbaut. Dabei streut die ohnehin tiefe Stampfbetonfes-

Introduction

The Leuenhof, the former headquarters of Bank Leu, is – alongside the neighbouring Peterhof – one of the most prominent commercial buildings of Zurich's world-famous Bahnhofstrasse. Together with the headquarters of the Swiss National Bank located in Börsenstrasse they are considered the major works of renowned Zurich architects Otto and Werner Pfister. They were built between 1913 and 1916 to serve as the bank and office building of the Baugesellschaft zum Brunnen. The entire construction is covered in shell limestone cladding and sumptuously decorated with columns, steep gables and a variety of sculptures (Fig. 1). The central ground floor boasts the magnificent client foyer (Fig. 2), and the basement hides a supremely beautiful vault. The Leuenhof is one of the most famous buildings of the upper Bahnhofstrasse, and most of its parts are heritage listed.

Historic iron-reinforced concrete buildings constructed in the 1930s often consist of frame structures with low shear reinforcement ratios and hourdi (filler block) slabs lacking reinforcing fabric. The compressive strength of the

tigkeit enorm und die Stahlstäbe weisen noch keine Rippung auf. Die materialsparenden Decken wurden damals auf eine Nutzlast von 200 kg/m^2 dimensioniert.

Der Leuenhof sollte nach Erwerb durch die Swiss-Prime-Anlagestiftung umfangreich umgebaut und saniert werden. Im Projektteam um die Architektin Tilla Theus stand die Modernisierung der Büroräumlichkeiten in den Obergeschossen und die Nutzung der attraktiven Lage im Erdgeschoss für Retailflächen im Zentrum. Erste statische Überprüfungen wiesen auf eine ungenügende Verformungskapazität der Mauerwerkspfeiler im Erdgeschoss im Erdbebenfall hin und zeigten Defizite in der Querkraftbewehrung der Betonunterzüge, insbesondere bei einer Erhöhung der Nutzlast auf das normgemäss Niveau einer heutigen Büronutzung.

Denkmalgerechtes Erdbebenertüchtigungskonzept

Die grossflächigen denkmalgeschützten Bereiche im Erd- und Untergeschoss verunmöglichen eine konventionelle Erdbebenertüchtigung mit statisch sinnvoll platzierten und durchgehenden Erdbebenwänden. Mit der Verlagerung der Erdbebenstabilisierung in den Innenhof, in die Nähe des Massenschwerpunktes, gelang in enger Zusammenarbeit mit der Architektin sowie der Denkmalpflege der Durchbruch: Mit einer skulpturalen Stahlstruktur (Fig. 3) war es möglich, sämtliche baulichen Massnahmen zur Erdbebenertüchtigung ausserhalb des denkmalgeschützten Perimeters zu erstellen.

Die filigran ausformulierte Konstruktion ergänzt den Bestand, ohne mit ihm in Konkurrenz zu treten, und bewahrt ihn vor Massnahmen. Die Formgebung des



Fig. 1
Erscheinungsbild des Leuenhofs von der Bahnhofstrasse aus.
View of the Leuenhof from Bahnhofstrasse.
(©Tilla Theus und Partner AG)

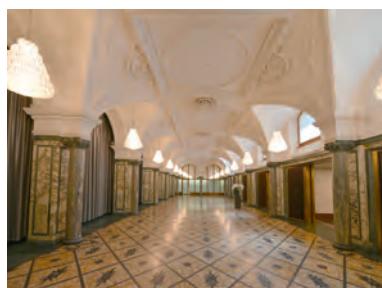


Fig. 2
Prunkvolle Schalterhalle.
The ornate client foyer.



Fig. 3

Stahlstruktur im Innenhof.

Steel structure inside the atrium.

utilised rammed concrete varies widely, and smooth reinforcing bars were used. The material-efficient slabs were designed for a service load of 200 kg/m^2 .

After the acquisition of the office building by Swiss Prime Anlagestiftung, it was to be rehabilitated and modified extensively. Architect Tilla Theus and her team were responsible for the modernisation of the office spaces in the upper levels and the conversion of the attractive central area of the lower level into retail space.

Initial static tests indicated insufficient deformation capacity of the masonry columns in the ground floor in the case of an earthquake and showed that the concrete beams contained insufficient shear reinforcement, parti-

Polygonzuges, die Anschlusspunkte an die Fassade und die Lage der Gründungen wurden in einem iterativen Prozess mit der Denkmalpflege und Architektur gemeinsam entwickelt.

Über in die Fassade einbetonierte Anschlussknoten aus Stahl werden die horizontalen Zug- und Druckkräfte der Decke konzentriert in die Stahlstruktur eingeleitet (Fig. 5). Die Stahlteile weisen ausgefräste Aussparungen auf, in denen CFK-Bänder verankert sind. Diese sind fächerartig über die Bestandesdecken verteilt und über spannbare Endverankerungen auf 50 kN vorgespannt (Fig. 4). Auf der Bestandesdecke wirken außerdem 35 mm hochfester Stahlfaserbeton als Scheibenverstärkung.

cularly in light of the increase in service load for office spaces stipulated by the current standards.

Seismic rehabilitation concept according to heritage principles

Due to the extensive heritage-listed areas on the ground floor and basement, it was not possible to use a conventional seismic rehabilitation design featuring continuous seismic walls placed at structurally relevant locations. By collaborating closely with the architect and heritage specialists, the vision of shifting seismic stabilisation to the atrium (Fig. 3), close to the centre of gravity, and the externalisation of the stabilisation was translated into a successful seismic rehabilitation con-



Fig. 4

Vorgespannte CFK-Bänder.

Post-tensioned CFRP strips.

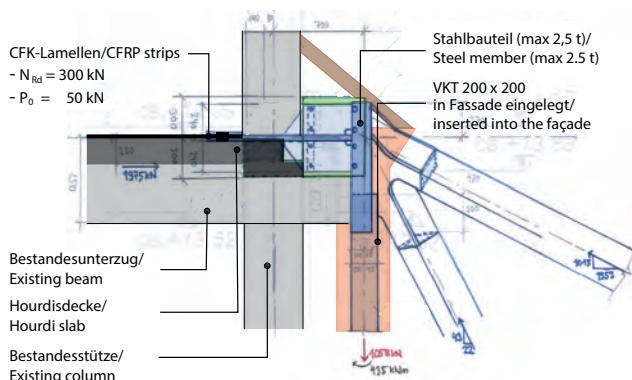


Fig. 5

Anschlussstahlteil in der Fassade mit Ausfrässungen zur Verankerung der vorgespannten CFK-Bänder.

Steel connection in the façade with notches into which the post-tensioned CFRP strips are anchored.

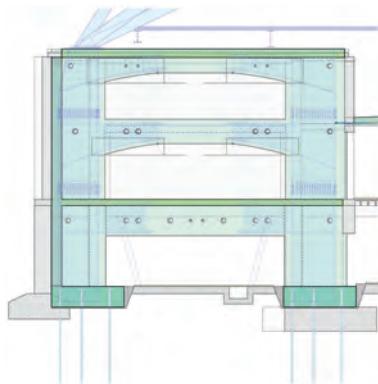


Fig. 6
Erdbebenwand aus einem Stahlbetonverbundrahmen mit spezieller Formgebung für Durchgangsbereiche.
Seismic wall consisting of a steel-concrete composite frame exhibiting a special shape in the passage areas.

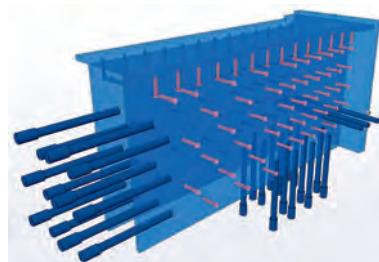


Fig. 7
Stahlteile für Krafteinleitung in Erdbebenwände.
Steel connectors for load transfer to the seismic walls.



Fig. 8
Doppeltes Stahlfachwerk, das die Funktion des Reaktionsrahmens übernimmt.
Double steel truss serving as reaction frame.

Die Stahlskulptur wirkt als räumliches Fachwerk und liegt auf vier neuen Beton- und Stahlbetonverbund-Erdbebenwänden (Fig. 6). Die Kräfte von bis zu 8 MN werden über massive Stahlteile mit angeschweißter Schraubbewehrung in die Wände eingeleitet (Fig. 7). Eine spezielle Formgebung und die Integration der Wände in bestehende Bautesteile minimierten den architektonischen Eingriff.

Deckenerüchtigung

Die statische Überprüfung der Betonunterzüge zeigte Defizite und verdeutlichte die Entwicklung der Querkraftbemessung in den letzten 100 Jahren. Bis 1916 war die zulässige Schubspannung im Beton mit 0,45 MPa festgelegt. Nur die rechnerisch darüberhinausgehenden Spannungen im Querschnitt wurden über eine aufgebogene Bewehrung abgedeckt. Eine heutzutage übliche Verbügelung war – abgesehen von ein paar wenigen 7-mm-Bügeln, die zum Binden der Hauptbewehrung eingesetzt wurden – nicht vorhanden.

In Rücksprache mit der Bauherrschaft wurde ein umfangreiches Versuchskonzept entwickelt, um die Bausubstanz durch Verifizierung der effektiven Tragreserven optimal ausnutzen zu können

cept. The prominent steel structure resulting from this concept allowed for the erection of the structures necessary for seismic rehabilitation outside heritage-listed areas and the preservation of the architectural appearance of the listed parts of the building. The delicate steel structure complements the existing building and protects it without competing with it. The shape of the polyline, its points of attachment to the façade and the location of the foundation were determined in collaboration with the architect and heritage specialists in an iterative process. The horizontal tensile and compressive forces from the floors are introduced into the steel structure through steel connection nodes concreted into the façade (Fig. 5). The steel parts exhibit milled notches into which CFRP strips are anchored. The strips are distributed in a fan pattern across the existing floors and pre-stressed with 50 kN using end anchorages (Fig. 4). Additionally, a 35 mm steel-fibre-concrete layer was added to the existing floor to strengthen it. The steel sculpture in the atrium acts as a three-dimensional truss and is supported by four new concrete and steel-concrete composite seismic walls (Fig. 6). The

und nur minimal ertüchtigen zu müssen. Neben Belastungstests auf Gebrauchs niveau wurden im Gebäude zwei 1:1-Bruchversuche an freigeschnittenen Stahlbetonunterzügen durchgeführt. Als Reaktionsrahmen wurde ein doppeltes Stahlfachwerk unter die Versuchsträger eingebaut, das die Versuchslasten kurzschiessen konnte (Fig. 8). Versuche in einem Labor scheiterten an der Nachbildung der Materialien der damaligen Zeit: Stampfbeton und aufgebogene, glatte Bewehrung. Der erste Bruchversuch an einem unverstärkten Bestandesträger bestätigte das befürchtete spröde Bruchverhalten aufgrund der geringen Verbügelung. Der Zweifeldträger versagte infolge eines spröden Biegeschubbruchs gleich neben dem Mittelauf Lager.

Preise

- Gewinner Building Award 2021,
Kategorie Hochbau
- Jurypreis Young Engineers
Symposium 2021
- Lobende Erwähnung Seismic Award
2021

Awards

- Winner of the Building Award 2021, structural engineering category
- Jury award at the Young Engineers Symposium 2021
- Honourable mention at the Seismic Award 2021

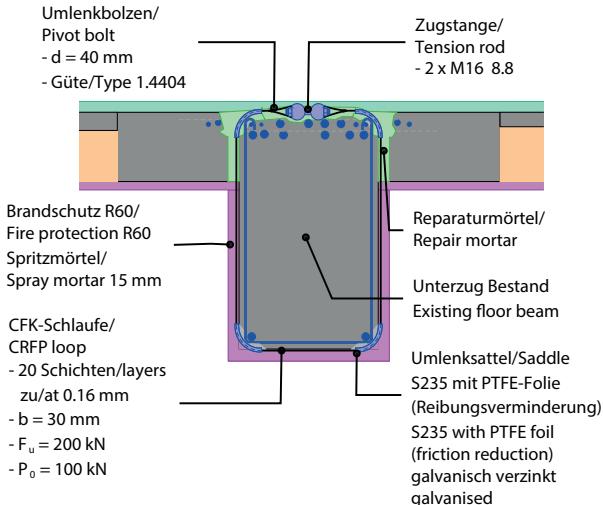


Fig. 9
Querkrafterstärkung der bestehenden Betonunterzüge (Konzeptdarstellung).
Shear strengthening concept for the existing floor beams.



Fig. 10
Vom Gebäude freigeschnittener Stahlbetonunterzug: mit vorgespannten CFK-Schlaufen ertüchtigt und mit 15-cm-Bohrungen ausgestattet.
Existing floor beam extracted from the building: strengthened with post-tensioned CFRP loops and perforated with 15 cm bore holes.

forces (up to 8 MN) are transferred to the walls by solid steel members with welded-on screw reinforcement (Fig. 7). By choosing special shapes and integrating the walls into existing building parts such as staircases, the changes to the building's architecture were minimal.

Floor rehabilitation

The results of the structural assessment of the floor beams according to current shear force design rules showed a shear strength deficit and emphasised how shear design has changed over the past 100 years. Up to the year 1916, the admissible shear stress in concrete was 0.45 MPa. Bent-up bars were added only to sustain the calculated cross-sectional stresses exceeding this value. Unlike today, stirrups acting as shear reinforcement were generally not used; only a few 7 mm stirrups to keep the main reinforcing bars together were provided. An extensive testing concept was developed in consultation with the building owner to optimise the use of the existing construction by determining its residual capacity and to minimise the amount of strengthening neces-

Der zweite freigeschnittene Unterzug wurde genutzt, um das gewählte Ertüchtigungskonzept mit vorgespannten, umlaufenden CFK-Schlaufen zu verifizieren (Fig. 9, 10).

Der ertüchtigte Versuchskörper wurde zudem durch mehrere Bohrungen mit einem Durchmesser von 15 cm perforiert. Diese ermöglichen das Durchfädeln der horizontalen Lüftungsverteilung durch die Bestandesunterzüge und damit eine Aufrüstung des Gebäudes mit modernster Gebäudetechnik, ohne die Architektur oder Geschosshöhen in den Obergeschossen zu beeinträchtigen. Ein duktiles Bruchverhalten aufgrund eines reinen Biegemechanismus bestätigte die Effektivität des Ertüchtigungskonzepts (Fig. 11, 12). Nach einem linear-elastischen Verhalten zu Beginn bildeten sich im Versuch zwei plastische Biegegelenke beim Mittelauflager B (ab LS2) und im Feld E (ab LS5). Eine Anpassung des statischen Systems des Versuchsaufbaus war erforderlich, da bis Laststufe 3 die Auflagerkraft aktiv gesteuert wurde, um über dem Mittelauflager ein realitätsnahe Verhältnis von Querkraft- zu Momenten-

sary. Service load tests and two full-scale destructive tests of reinforced concrete floor beams extracted from the building were carried out. A double steel truss was used as the reaction frame, which served to transfer the testing loads (Fig. 8). Due to the difficulty of recreating the original materials such as rammed concrete and smooth bent-up bars, it was not possible to carry out laboratory tests.

The first test on an existing unstrengthened floor beam confirmed the expected brittle behaviour attributed to the low number of shear stirrups. The two-span beam failed right next to the interior support due to brittle tensile-shear failure.

The second existing floor beam was used to verify the chosen strengthening concept of looping post-tensioned CFRP strips around the beam (Fig. 9, 10).

The strengthened test specimen was perforated with several 15 cm bore holes. These allow the horizontal air-conditioning pipes to be threaded through the existing floor beams, upgrading the building with modern building services while maintaining the architectural features, including the high

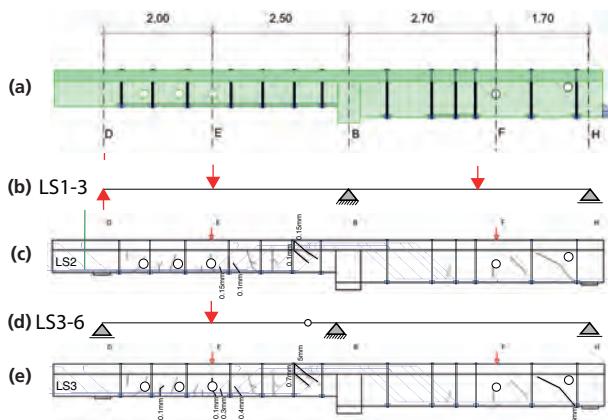


Fig. 11

Lastversuche: a) Versuchskörper, b) statisches System für Laststufen 1–3, c) Risse im Versuchskörper bei Laststufe 2, d) statisches System für Laststufen 3–6 mit plastischem Gelenk bei Auflager B, e) Risse im Versuchskörper bei Laststufe 3.

Load tests: a) test specimen, b) static system for load levels 1–3, c) cracks in the test specimen at load level 2, d) static system for load levels 3–6 with plastic hinge at support B, e) cracks in the test specimen at load level 3.

beanspruchung zu gewährleisten. Um Tragreserven aufgrund plastischer Lastumlagerung ins Feld zu berücksichtigen, wurde ab LS3 das Auflager D fixiert.

Die Versuche belegten eine Nutzlast der nicht ertüchtigten Unterzüge von 200 kg/m^2 . Die Querkrafterstärkung ermöglichte, zusammen mit den ermittelten Tragreserven in der Biegebewehrung, eine durch Versuche abgesicherte Erhöhung der Nutzlast auf normgemäßes 300 kg/m^2 bei gleichzeitiger Erstellung der Bohrungen für die Gebäudetechnik. Damit war die Grundlage geschaffen für eine flächige Anwendung gezielter Ertüchtigungsmaßnahmen in sämtlichen Obergeschossen.

ceiling height of the upper floors. The observed ductile failure due to a pure bending mechanism confirmed the effectiveness of the strengthening solution (Fig. 11, 12). After initial linear-elastic behaviour, one plastic bending hinge formed at the central support B (from load level 2 onwards) and one in span E (from load level 5 onwards). As the support force was actively controlled up to LS3 (load level 3) in order to ensure a realistic ratio of shear to bending moment in the beam at the central support, it was necessary to change the static system of the experimental setup during the test. Support D was kept fixed from LS3 onwards to take into account structural reserves due to plastic load distribution to the span.

Based on the tests carried out, it was determined that the allowable service load for the unstrengthened floor beams was 200 kg/m^2 . The shear strengthening measures, which were carried out simultaneously with the drilling of the holes for the building services, combined with the determined structural reserves of the flexural reinforcement yielded the empirical justification for raising the

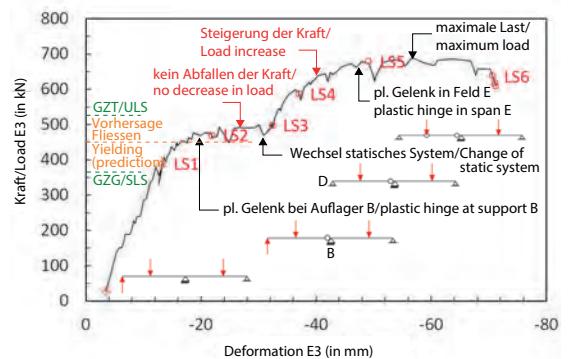


Fig. 12

Kraft-Deformations-Diagramm in Achse E.
Load-deformation diagram at section E.

Planungsablauf und digitale Planung

Ein wichtiges Ziel der Bauherrschaft war die Minimierung der Mietausfälle während der Instandstellung und Ertüchtigung des Gebäudes. Dies sollte mit einer grösstmöglichen Reduktion der Planungs- und Bauzeit und eines Bauens unter Betrieb (ein Café und zwei Boutiquen im Erdgeschoss blieben während der ganzen Bauzeit offen) erreicht werden.

Ein eingespieltes Team und der frühzeitige Einbezug der Denkmalpflege waren Schlüsselfaktoren für die schnelle Einigung bezüglich der Konzepte. Durch die Gleichzeitigkeit von Abbruch, Bruchversuchen im Gebäude, ersten Ertüchtigungen und Neubaumaßnahmen im Untergeschoss sowie später der Montage der Hofstruktur parallel zu Gebäudetechnikinstallationen und dem Ausbau konnte die Planungs- und Bauzeit auf lediglich dreieinhalb Jahre verkürzt werden.

Ausführungspläne aus den Jahren 1913 und 1914 dienten als Grundlage für die Erstellung eines gesamtheitlichen 3D-Modells der Tragstruktur. Dieses erleichterte,

Bauherrschaft/Owner
Swiss Prime Anlagenstiftung, Zürich
Architektur/Architecture
Tilla Theus und Partner, Zürich
Bauingenieur/Structural engineer
WaltGalmarini AG, Zürich
Baumeister/Builder
Marti AG, Zürich
Stahlbau/Steel structure
Baltensperger AG, Höri
CFK-Schlaufen/CFRP straps
Sika Bau AG, Zürich
Carbo-Link, Fehrltorf

allowable service load to the 300 kg/m² stipulated in current standards. Based on this, targeted strengthening actions were carried out in all upper floors of the building.

Planning process and digital planning

An important objective of the building owner was to minimise the loss of rental income during renovation and rehabilitation of the building. This was to be achieved by minimising both planning and construction times and by executing construction works while parts of the building were occupied (one café and two boutiques on the ground floor were open during the entire construction period).

The key reasons for being able to develop concepts agreed upon by all parties were the experienced team of planners chosen by the building owner and the fact that heritage specialists were included in the planning process from the beginning. Because demolition, experimental investigations inside the building, initial strengthening measures and new construction on the ground floor, and later the erection of the steel truss in the atrium, the installation of the building services and the upgrading of the rest of the building were carried out in parallel, it was possible to reduce the planning and construction time to three and a half years.

Construction drawings from 1913 and 1914 formed the basis for the creation of a holistic 3D model of the structural system. This allowed the following tasks to be carried out in a focussed and efficient manner and avoided time-consuming corrections on the building site:

- Determination of the position of the seismic walls
- Planning and description of complex building processes
- Spatial coordination with the building services in complex areas
- Development of all demolition, construction sequence and formwork drawings

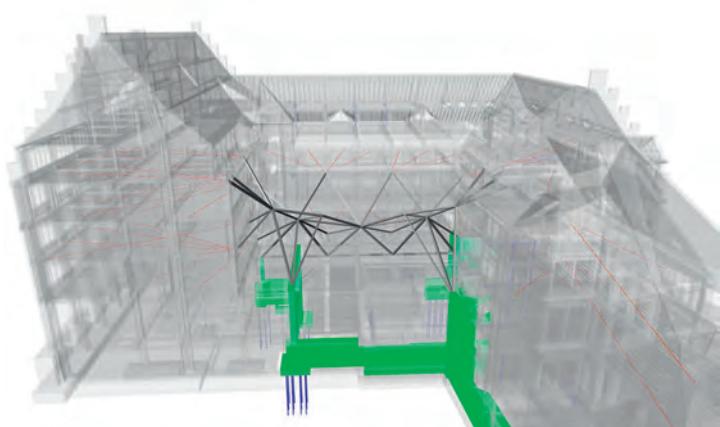


Fig. 13

3D-Modell mit integrierter Stahlstruktur und Erdbebenwänden.
3D model with integrated steel structure and seismic walls.

die folgenden Aufgaben zielorientiert und effizient anzugehen und zeitraubende Korrekturen auf der Baustelle zu vermeiden:

- Lagefindung von Erdbebenwänden
- Planen und Darstellen von komplexen Bauabläufen
- räumliche Koordination mit Gebäudetechnik in komplexen Bereichen
- Erstellung sämtlicher Abbruch-, Bauablauf- und Schalungspläne
- Übersicht während Baukontrollen

Die Planung der Stahlstruktur erfolgte vollständig digital (Fig. 13). Während in der Planung räumlich anspruchsvolle Abhängigkeiten und Details optimiert wurden, erfolgte die Schnittstelle zum Unternehmer für die Werkstattplanung ebenfalls modellbasiert.

Ungenauigkeiten der Bestandesaufnahmen und kurzfristige Änderungen aufgrund neuer Erkenntnisse führten dabei jedoch zu einem grossen Aufwand für die Aktualisierung der Modelle.

– Monitoring during site inspections

The steel structure was planned by purely digital means (Fig. 13). Spatially demanding dependencies and details were optimised during the planning phase, and the communication with the subcontractor for prefabricated elements was also model based. However, inaccuracies in the inventory of the original structure and last-minute changes due to new discoveries required a significant effort to update the models.

Autoren/Authors

Andreas Galmarini
Dr. sc., dipl. Bauing. ETH SIA
andreas.galmarini@waltgalmarini.ch

Wolfram Kübler
Dipl. Bauing. FH SIA
wolfram.kuebler@waltgalmarini.ch

Nils Schriber
MSc ETH Bauing.
nils.schriber@waltgalmarini.ch

WaltGalmarini AG
CH-8008 Zürich

Geschäftshaus Du Pont, Zürich

Du Pont office building in Zurich

Borja Herraiz

Einleitung

Das historische Geschäftshaus Du Pont ist ein zweiflügeliges, neunstöckiges Bauwerk aus dem Jahr 1913, das im Zentrum der Stadt Zürich nach Plänen der Architekten Haller & Schindler erbaut wurde. Im Zuge eines Umbauprojekts wurde der Bau zu einem Hotel mit 208 Zimmern und Gastronomieflächen umgenutzt. Die für die damalige Zeit innovative Tragstruktur ist sehr effizient konzipiert und zählt zu den besten Beispielen früher Stahlbetonbauten. Das Gebäude ist im Inventar der kunst- und kulturhistorischen Schutzobjekte eingetragen. Entsprechend wurde im Zuge des Umbaus das Konzept «Less is more» verfolgt: Erhalt der bestehenden Tragkonstruktion und wo nötig mit innovativen Ertüchtigungsmassnahmen verstärken [1].

Bestehendes Tragwerk

Das Gebäude lässt sich in zwei Flügel gliedern: Beatenplatz und Waisenhausstrasse, die sich in

Introduction

The historic Du Pont office building is a double-wing nine-storey building in the centre of Zurich according to the design of architects Haller & Schindler. Originally constructed in 1913, the building has recently been converted into a hotel with 208 rooms and several catering areas. The structural system, which is highly effective and was very innovative at the time of its construction, represents one of the best examples of early reinforced concrete structures. As the building is heritage listed, the conversion was based on the concept of “less is more”: preservation of the existing structural system and, where necessary, application of innovative strengthening measures [1].

Existing structural system

The building consists of two wings, Beatenplatz and Waisenhausstrasse, which are connected by a foyer. The structural system consists of reinforced concrete rib

einem Foyer treffen. Das Tragwerk besteht grundsätzlich aus Stahlbetonrippendecken, die auf Unterzügen und Stützen gelagert sind.

Im Flügel Waisenhausstrasse befand sich im EG und 1. OG ein stützenfreier Kinosaal. Die vier oberen Geschosse waren über Hängesäulen an der Stahlbetonkonstruktion im Dachstock aufgehängt, die die Lasten in die Fassadenstützen einleitete.

Im Flügel Beatenplatz werden die vertikalen Lasten durch die Stützen direkt in die Fundation geleitet, wobei die Stützen an einigen Stellen abgefangen sind.

Der Dachstuhl und das oberste Geschoss dieses Flügels bestehen aus einer Holzkonstruktion.

Gesamtkonzeption

Das Projekt, das nach einem Wettbewerb Ende 2017 gestartet wurde, sollte unter Berücksichtigung des Bestands eine möglichst grosse Anzahl Hotelzimmer und im Erdgeschoss auch Gastronomieflächen realisieren. Dafür wurden

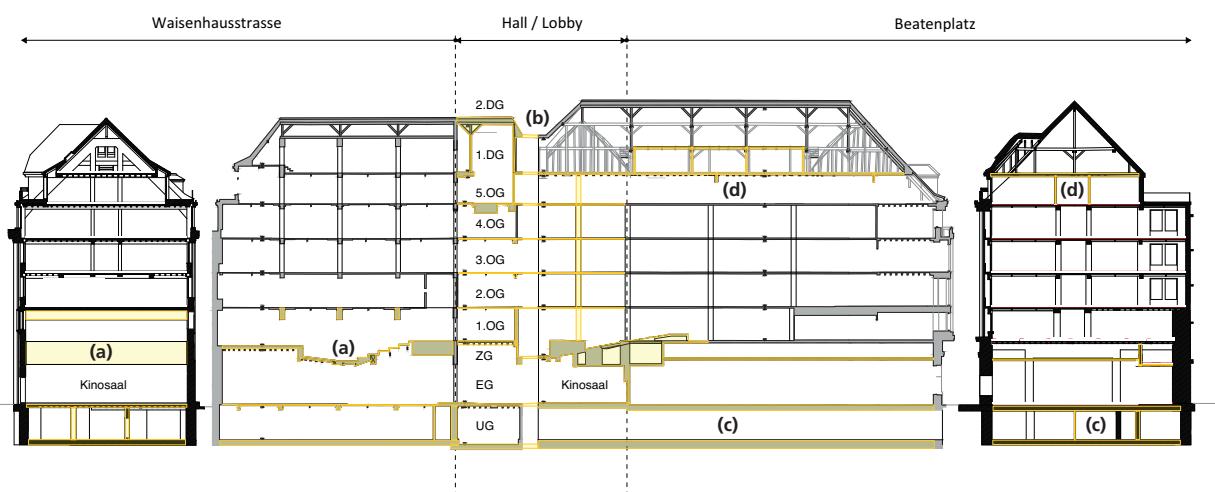


Fig. 1

Übersicht Abbruchsbereiche: a) Abbruch Kinosaal UG–1.OG; b) Abbruch Erschliessungsteil UG–DG; c) Abbruch Beatenplatz UG; d) Abbruch Beatenplatz DG.

Overview of demolition works: a) Demolition of cinema auditorium – ground floor to first floor; b) demolition of the foyer – ground floor to attic floor; c) demolition Beatenplatz – ground floor; d) demolition Beatenplatz – attic floors.

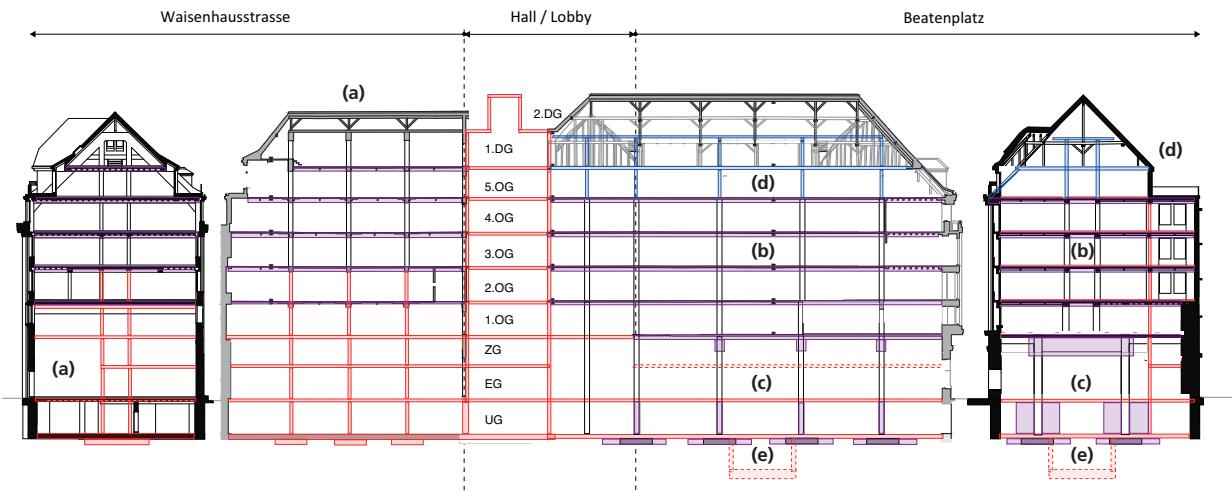


Fig. 2

Übersicht Massnahmen: a) Tragsystemänderung Waisenhausstrasse; b) Ertüchtigung der Rippendecke; c) Verstärkung Hauptabfangung und Fundamente Beatenplatz; d) Aufstockung Stahlkonstruktion/Ersatz Holzbalkendecke; e) Senkschacht.

Overview of measures: a) Modification of the structural system – Waisenhausstrasse; b) rehabilitation of the ribbed floor; c) strengthening of the principal transfer beams and foundation – Beatenplatz; d) additional steel structure/replacement of timber-beam floor; e) drop shaft.

slabs supported by floor beams and columns.

The original building boasted a cinema auditorium on the ground and first floors of the Waisenhausstrasse wing which did not have any columns. The four upper storeys were suspended from the reinforced concrete structure in the attic by hanging columns, which transferred the loads to the façade columns.

In the Beatenplatz wing, the vertical loads are transferred by the columns directly to the foundation. Between the first and ground floor, there is a shift in the column spacing solved through transfer beams.

The attic and the uppermost storey of this wing are made of timber.

Overall concept

The main objectives of the project, which started in 2017 after a competition, were to maximise the number of hotel rooms and to provide catering areas on the ground floor while preserving as much of the existing structure as possible. In close cooperation with heritage specialists and architects, various modifications and high-quality measures were developed to improve the utilisation, flexibility and safety of the building while preserving the

in enger Zusammenarbeit mit der Denkmalpflege und Architekten diverse Eingriffe, Anpassungen und qualitativ hochstehende Massnahmen vereinbart, um die Nutzung, Flexibilität und Sicherheit des Gebäudes zu erhöhen und gleichzeitig den historischen und kulturellen Bestand möglichst zu erhalten.

In Figur 1 ist eine Übersicht der ausgeführten Abbruchsbereichen erkennbar und in Figur 2 sind die relevantesten statischen Änderungen und Verstärkungen des Projekts farblich differenziert.

Ertüchtigung der Rippendecke

Die Rippendecken tragen in einer Richtung als Mehrfeldträger mit Spannweiten zwischen 4,5 und 6,5 m. Die Stahlbetonrippen sind ca. 24 cm hoch, 9 cm breit und weisen einen regelmässigen Abstand von 55 cm auf. Die Rippen sind mit einer dünnen, unbewehrten Zwischenplatte mit einer Stärke von ca. 6 cm miteinander verbunden; jede Rippe ist nur mit zwei glatten Stäben in Längsrichtung bewehrt.

Die ersten Nachrechnungen zeigten einen ungenügenden Tragwiderstand bei den Zwischenabstützungen, wo die grössten Querkräfte und Biegemomente kombiniert auftreten.

existing historically and culturally significant structure.

Figure 1 shows an overview of the executed demolition works, and in Figure 2 the most relevant structural modifications and strengthening measures of the project are shown in different colours.

Rehabilitation of the ribbed floor slabs

The ribbed floor slabs act as multi-span beams with span lengths between 4.5 m and 6.5 m. The reinforced concrete ribs are approximately 24 cm high and 9 cm wide and are spaced at a constant distance of 55 cm. They are connected by a thin, unreinforced and approximately 6 cm thick connection plate, and each rib contains only two smooth longitudinal reinforcing bars.

An initial structural assessment revealed the insufficient capacity of the intermediate supports, where the maximum combined shear and bending moments occur.

Due to the large number (approx. 1,200) of ribs to be strengthened, it was decided to strengthen the entire existing floor by applying a thin ultra-high-performance fibre-reinforced cementitious composite (UHPFRC) [2] [3] overlay. The monolithic bond between the existing concrete and the UHPFRC

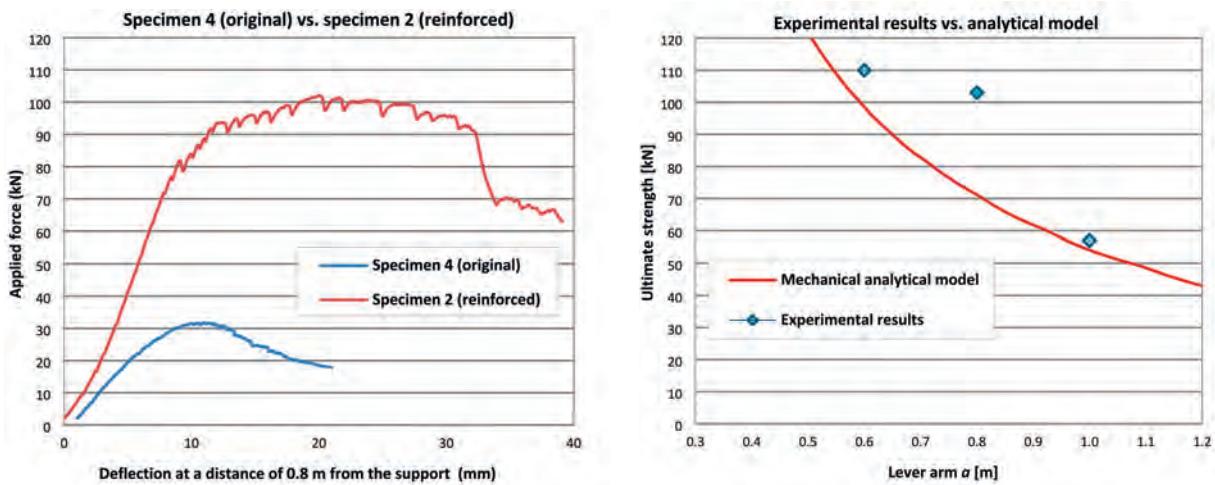


Fig. 3

Links: Kraft-Durchbiegungs-Verläufe eines UHFB-verstärkten und eines unverstärkten Körpers. Rechts: Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit den Abschätzungen aus mechanischen Modellen.

Left: force-deflection curves of a UHPFRC-strengthened and an unstrengthened test specimen; right: comparison of the experimental results and the estimates obtained from mechanical models.

Aufgrund der grossen Anzahl von zu verstärkenden Rippen (ca. 1200) wurde eine Ertüchtigung mit einer dünnen zementgebundenen Schicht aus Ultrahochleistungs-Faserverbund-Baustoff (UHFB) [2] [3] auf der bestehenden Rippendecke verfolgt. Der monolithische Verbund zwischen dem bestehenden Beton und der UHFB-Schicht wurde ausschliesslich durch die Oberflächenrauigkeit gewährleistet.

Eine 40 mm dicke Schicht aus bewehrtem UHFB erzeugt eine Erhöhung des Schubbiege widerstands, die ausreicht, um die neuen Anforderungen zu erfüllen. Aufgrund der hohen Mate-

layer was achieved exclusively due to the surface roughness. A 40 mm layer of reinforced UHPFRC resulted in an increase in the bending-shear resistance sufficient to satisfy the new requirements. Owing to the high material costs, the UHPFRC layer was added only where it was structurally necessary. The remaining areas were reinforced with a layer of fine-grained concrete containing high-modulus polypropylene fibres in order to create a monolithic composite which acts as a membrane and transfers the concentrated or distributed loads from the separating walls on the thin connecting plates to the ribs.

rialkosten wurde der UHFB nur dort aufgebracht, wo es statisch erforderlich war. Die übrigen Bereiche wurden mit einer Schicht aus Feinbeton mit Hochmodul-Polypropylenfasern verstärkt, so dass eine monolithische Schicht entstand, die als Membran wirkt und die punktuellen oder Linienlasten von Trennwänden auf die dünnen Zwischenplatten in den Rippen einleitet.

Aufgrund diverser materieller und geometrischer Besonderheiten der Rippendecke und wegen der Relevanz des Gebäudes wurde beschlossen, experimentelle Versuche durchzuführen. Es wurde ein Dreipunkt-Biegeversuch für

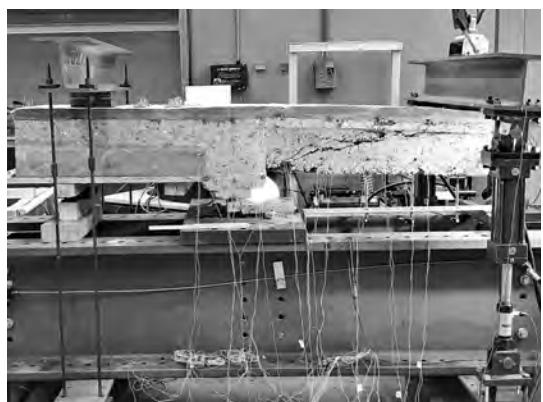


Fig. 4

Links: Einbau des UHFB vor Ort. Rechts: Versuchskörper und Versuchseinrichtung.
Left: application of UHPFRC layer; right: test specimen and test setup.

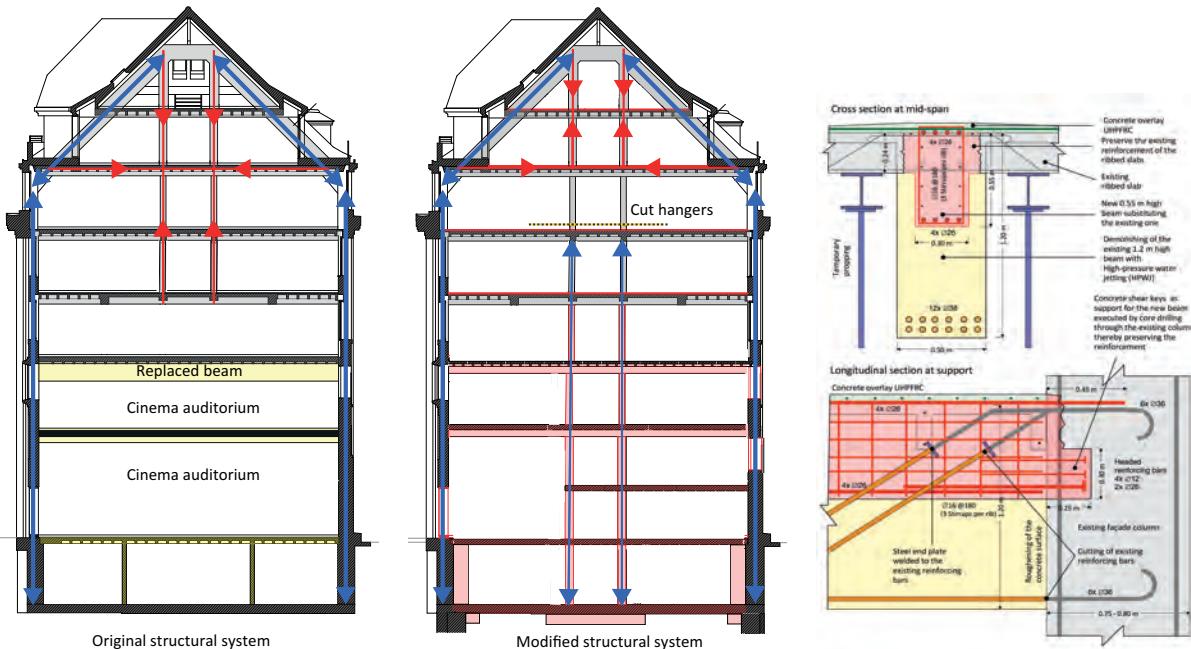


Fig. 5

Links: ursprüngliches Tragsystem. Mitte: modifiziertes Tragsystem. Rechts: Ersatz der Unterzüge.
Left: original structural system; centre: modified structural system; right: replacement of the floor beams.

Due to various material and geometric particularities of the rib slabs and the importance of the building, it was decided to carry out experimental investigations. Three-point bending tests with various lever arms were executed which illustrated the critical bending-shear interaction in the region of the intermediate supports (Fig. 4). Four test specimens were extracted, three of which were strengthened with a 40 mm UHPFRC layer. The tests were carried out at ETH Zurich.

The test results confirmed the suitability of the chosen strengthening approach. A summary of the test results can be seen in the two diagrams shown in Figure 3. In the right-hand diagram, the test results are compared with the model estimates, and good correlation can be observed. The left-hand diagram illustrates the comparison of the load-deformation curves of a UHPFRC-reinforced and an unreinforced specimen. The effect of the 40 mm UHPFRC layer is clearly discernible from the significant increase in the bearing capacity, the ductility and the stiffness of the specimen. Based on the test results, a new design

verschiedene Hebelarme durchgeführt, der die kritische Biege-Schub-Interaktion in der Nähe der Zwischenauflager gut abbildete (Fig. 4).

Vier Versuchskörper der Rippendecke wurden entnommen und drei davon wurden mit einer 40 mm dicken UHFB-Schicht verstärkt. Die Versuche wurden an der ETH Zürich durchgeführt.

Die Ergebnisse bestätigten die Eignung des Verstärkungskonzepts mit UHFB und können mit den zwei Diagrammen in Figur 3 zusammengefasst werden. Das rechte Diagramm vergleicht die Versuchsergebnisse mit den Abschätzungen aus Modellen, wo eine gute Korrelation erkennbar ist. Das linke Diagramm vergleicht die Kraft-Durchbiegungs-Verläufe eines UHFB-verstärkten und eines unverstärkten Körpers. Hier ist der Beitrag der 40 mm starken UHFB-Schicht sehr gut erkennbar, mit einer relevanten Erhöhung des Tragwiderstands, der Duktilität und der Steifigkeit der Versuchskörper. Basierend auf den Versuchsergebnissen wurde ein neues Bemessungsverfahren für T-Querschnitte entwickelt [4].

Die Ausführung der UHFB-Verstärkung war eine Herausforde-

approach for T-sections was developed [4].

The application of the UHPFRC layer was challenging. A total of 120 m³ of UHPFRC was prepared on site, and 4,500 m² of the existing concrete surface was roughened by high-pressure water jetting. The thixotropic UHPFRC was applied manually with a vibrating beam screed to ensure sufficient compaction of the UHPFRC and effective bonding to the existing concrete (Fig. 4).

Literatur/Literature

- [1] Herraiz B, Martín-Sanz H, Wolf-isberg N. Restoration of a historic reinforced concrete structure with UHPFRC. IABSE report: 20th Congress of IABSE – The Evolving Metropolis; 2019. pp. 2501–9
- [2] Thibaux T. Using UHPFRC for structural reinforcement of buildings and civil works. Des Build UHPFRC 2011. pp 553–64.
- [3] Brühwiler E, Denarié E. Rehabilitation and strengthening of concrete structures using UHPFRC. Struct Eng Int Volume 23(4), 2013. pp 450–7.
- [4] Martín-Sanz H, Herraiz B, Brühwiler E, Chatzi E. Shear-bending failure modeling of concrete ribbed slabs strengthened with UHPFRC. Engineering Structures, Volume 222, 2020.

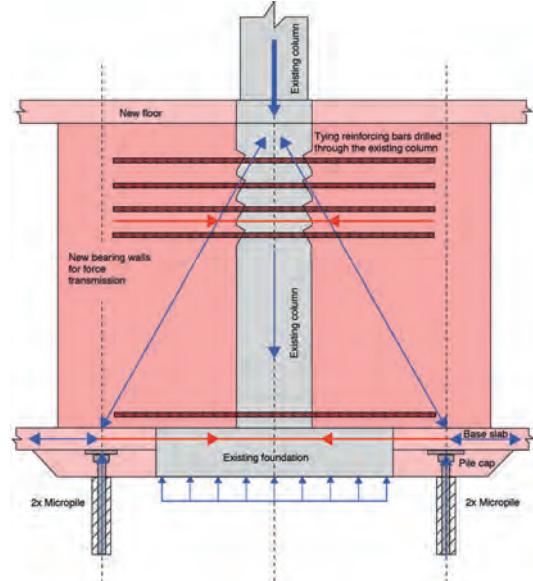


Fig. 6

Links: externe Verstärkung Abfangträger. Rechts: Ertüchtigung der Flachfundation mit Mikropfählen.
Left: external strengthening of a main transfer beam; right: retrofitting of the shallow foundation with micro-piles.

rung. Insgesamt wurden 120 m³ UHFB vor Ort vom Baumeister gemischt, und 4500 m² der bestehenden Betonoberfläche mittels HDW aufgeraut. Der Einbau des thixotropen UHFB erfolgte manuell mit einem Vibrierbalken, um die richtige Verdichtung des UHFB und den Verbund mit dem bestehenden Beton zu gewährleisten (Fig. 4).

Tragsystemänderung

Im Flügel Waisenhausstrasse wurde das Tragsystem geändert (Fig. 5). Ursprünglich wurden vier Geschosse über Hängesäulen am Dach aufgehängt und über dem bestehenden Kinosaal lag die Decke auf drei 1,2 m hohen Unterzügen, die zwischen den Fassaden 16 m überbrückten. Um die Massnahmen an der Aufhängungskonstruktion möglichst gering zu halten, wurden die Hängesäulen

Modification of the structural system

The structural system of the Waisenhausstrasse wing was modified (Fig. 5). Originally, four storeys were suspended from the roof by hanging columns, and the floor above the cinema auditorium was supported on three 1.2 m high floor beams spanning 16 m between the façades. To minimise any intervention on the suspension structure, the hanging columns were cut, which resulted in the reduction of the number of storeys (two instead of four), the lightening of the load on the roof structure and the preservation of the original structural system of the roof. The other storeys were supported on new columns which transfer the load directly to the new foundation. To preserve the hanging columns, the spacing of the new columns was kept identical to that in the original building. The new interior columns allowed the floor beams above the cinema auditorium to be replaced by lower beams and two new storeys to be created (Fig. 5).

Chosen strengthening measures

Due to the increased load, special strengthening measures had to be applied to the principal transfer beams in the Beatenplatz wing.

geschnitten. Dadurch wurde die Zahl der aufgehängten Geschosse auf zwei reduziert, die Dachkonstruktion entlastet und das ursprüngliche Tragwerksystem des Dachs erhalten. Die übrigen Geschosse wurden auf neuen Stützen gelagert, die ihre Lasten direkt in neue Fundamente leiten. Damit die bestehenden Hängesäulen erhalten werden können, wurde das Raster übernommen. Diese neuen inneren Stützen ermöglichen es, die bestehenden Unterzüge über dem Kinosaal durch niedrigere Querschnitte zu ersetzen und zwei neue Geschosse einzuziehen (Fig. 5).

Ausgewählte Verstärkungen

Im Flügel Beatenplatz waren aufgrund der erhöhten Lasten spezielle Verstärkungen der Abfangkonstruktionen erforderlich. Die Abfangträger wurden mittels endverankerten, liegenden und stehenden externen Gewindestäben und bewehrtem UHFB verstärkt (Fig. 6).

Die Flachfundation im UG wurde erhalten und seitlich durch zwei Pfahlbankette mit je zwei Mikropfählen ertüchtigt. Die Krafteinleitung erfolgt über neue Wand scheiben auf den Pfahlbanketten, die mit den Stützen über Schubbe tonnicken verbunden sind (Fig. 6).

Bauherrschaft/Owner
PSP Swiss Property AG, Zürich
Architektur/Architecture
Monoplan AG, Zürich
Tragwerksplanung/
Structural engineering
Dr. Lüchinger+Meyer
Bauingenieure AG, Zürich
Bauunternehmung/Contractor
Robert Spleiss AG, Zürich
Fertigstellung/Completion
Herbst/Autumn 2021

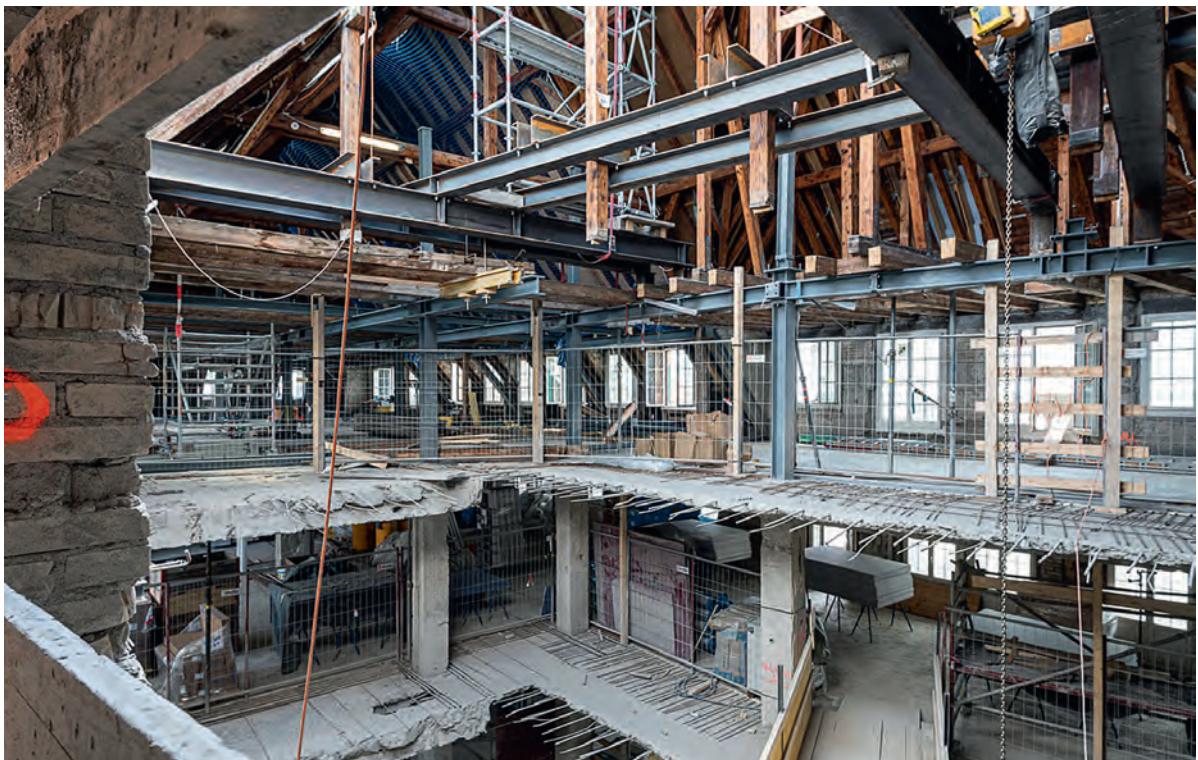


Fig. 7
Dachabfangung.
Temporary roof support structure.

These beams were strengthened using reinforced UHPFRC and end-anchored horizontal and vertical external threaded rods (Fig. 6).

The shallow foundation of the basement was preserved and complemented laterally by two pile caps with two micropiles each. The load is transferred by new walls on the pile cap which are connected to the columns by concrete shear keys (Fig. 6).

Temporary support structures

One of the biggest interventions in the existing structure was the completely new construction of the foyer (Fig. 1). Temporary propping was therefore put in place before demolition started. All floors and walls in this area, including the floor slabs, were demolished. The facade was secured horizontally with a steel truss with retaining beams. The roof was also supported by a steel structure, as eleven timber columns remained unsupported during construction (Fig. 7).

Temporäre Sicherungen

Einer der wesentlichen Eingriffe in das bestehende Tragwerk war der komplette Ersatzneubau der Erschliessungszone (Fig. 1). Dafür wurden im Bauzustand vor den Abbrucharbeiten diverse Sicherungsmassnahmen erforderlich. Alle Decken und Wände inklusive der Bodenplatten wurden in diesem Bereich abgebrochen. Dafür musste die bestehende Fassade horizontal mit einem Stahlfachwerk mit Longarinen gesichert werden. Zusätzlich musste das Dach mit einer Stahlkonstruktion abgefangen werden, da elf bestehende Holzstützen im Bauzustand ihre Abstützung verloren (Fig. 7).

Die besonderen Randbedingungen der Sanierung des Gebäudes Du Pont erforderten innovative, massgeschneiderte Ertüchtigungslösungen, originelle Tragsystemänderungen, den Einsatz neu entwickelter Materialien und ein gewisses Querdenken, um die zahlreichen neuen Anforderungen zu erfüllen.

The special boundary conditions of the renovation of the Du Pont building required innovative, customised retrofitting solutions, creative structural system modifications, the use of newly developed materials and a certain outside-the-box thinking in order to meet the numerous new requirements.

Autor/Author

Borja Herranz
Dr. sc. ETH, dipl. Bau-Ing. TU
her@luechingermeyer.ch
Dr. Lüchinger+Meyer
Bauingenieure AG
CH-8005 Zürich