

Bauwerkserhaltung

Conservation des ouvrages

Conservation of structures



Verstärkung mit nachträglich eingemörtelter Querkraftbewehrung

Strengthening with post-installed shear reinforcement

Jakob Kunz

Einführung

Der Einfluss von nachträglich eingemörtelter Schubbewehrung auf den Querkraftwiderstand eines Bauteils wird untersucht. Das System wird bereits erfolgreich für die Verstärkung gegen Durchstanzen von Flachdecken [1] oder Fundamentplatten [2] eingesetzt. Neuere Untersuchungen zeigen, dass vorwiegend in eine Richtung beanspruchte Platten oft durch den Querkraftwiderstand limitiert sind [3]. Bemessungslasten wurden insbesondere bei Brücken dem schwereren Verkehr angepasst. Daraus folgt, dass viele Brückenkragarme, Decken von Tagbautunnels und andere Platten auf Querkraft verstärkt werden müssen. Deshalb drängte es sich auf, die Wirksamkeit von nachträglich eingemörtelter Querkraftbewehrung in der Verstärkung gegen Schubversagen zu untersuchen.

Verstärkung von Platten

Bestehende Betonplatten können auf verschiedene Weise verstärkt werden: Erhöhung der Betonstärke von Platte oder Stützen durch Aufbeton, Anbringen von externer geklebter Zugbewehrung (CFK, Stahllamellen) oder Einmörteln von Schubbewehrung in Bohrlöcher. Ein Vorteil der letztgenannten Methode ist, dass die Montage von nur einer Seite des Bauteils erfolgen kann und dass der Eingriff unsichtbar bleibt. Im Gegensatz zur Verstärkung mit Aufbeton werden die Abmessungen und das Gewicht des Bauteils nicht erhöht.

Die Länge der Bohrlöcher ist so, dass sie zumindest die unterste Lage der oberen Zugbewehrung der Platte erreichen soll. Ideal sind Bohrlöcher, die zur obersten Lage der Zugbewehrung reichen, d.h. über die gesamte statische

Introduction

In the following sections a method is presented to install shear reinforcement in hardened concrete. The method of post-installed shear reinforcement has been successfully implemented for the strengthening of flat slabs [1] or foundation slabs [2] against punching or two-way shear.

Recent research has shown that the strength of one-way slabs without transverse reinforcement is usually governed by its shear strength ([3]. In addition, design loads have also been increased in codes of practice due to heavier traffic. As a consequence, a number of bridge deck slabs, cut-and-cover tunnels and other one-way slabs show the necessity of shear reinforcement when assessed according to the current state-of-the-art.

Strengthening of slabs

Existing slabs can be strengthened by various means: by increasing the thickness of the slab by concrete overlays or by adding post-installed shear reinforcement. Obvious advantages of the latter method are that the original geometry can be maintained, that the installation work can be carried out from one side of the slab and that the intervention remains invisible. In contrast to the concrete overlay technique, the size and weight of the structure are not increased by this method.

The length of the drilled holes should be at least enough to ensure that they reach the lowest level of the upper reinforcement, but preferably the holes should end only at the level between the tensile reinforcement layers in the two directions. In order to avoid cutting the slab reinforce-

Höhe der Platte reichen. Um zu vermeiden, dass beim Erstellen der Bohrlöcher die Plattenbewehrung teilweise zerstört wird, sollten die Bewehrungslagen, die auf der Seite liegen, von der her gebohrt wird, zuerst ausgemessen und angezeichnet werden. Es sollten nur Hammerbohrgeräte eingesetzt werden. Bei dieser Methode realisiert der Anwender sehr rasch, falls er die gegenüberliegende Bewehrung trifft und kann den Bohrprozess stoppen. Bei Verwendung von Diamantbohrgeräten bestünde die Gefahr, dass die gegenüberliegende Bewehrung verletzt würde.

Der obere Teil der Verstärkungsanker besteht aus einem Bewehrungsstab; der untere Teil setzt sich aus einem Teil mit glattem Schaft und anschliessend einem Gewinde M16 oder M20 zusammen. Für die Bemessung ist der Bewehrungsstab massgebend, weil der glatte Schaft und das Gewinde aus Stahl mit höherer Festigkeit bestehen. Für die untere Verankerung wird mit einem Glockenbohrer eine Vertiefung in der Betonoberfläche erstellt.

Nach dem Aushärten des Verbundmörtels wird der untere Ankerkopf installiert. Er besteht aus einer Injektionsscheibe, einer Kalottenscheibe (um Biegung im Anker zu vermeiden) und einer Mutter. Zur Sicherstellung einer schlupffreien Verankerung wird nach der Installation der Verankerung der Ringspalt zwischen Anker und Scheibe bzw. Bohrlochende mit Verbundmörtel injiziert.

Die Vertiefung, in die die untere Verankerung gesetzt wurde, bringt den Vorteil, dass sie mit einem Brandschutzmörtel aufgefüllt werden kann, womit der Brandschutz für die Durchstanzbewehrung gegeben ist. Ein wei-

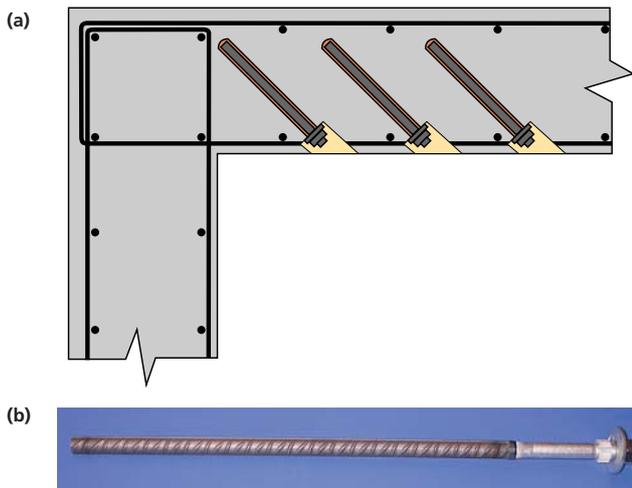


Fig. 1
Nachträglich eingemörtelte Querkraftbewehrung:
a) System und b) Verstärkungsanker.
Post-installed shear reinforcement:
a) system and b) strengthening anchor.

ment, the reinforcement layers on the side from which the installation is made should first be detected and marked. Only hammer drilling tools should be used; this method allows the user to realize immediately when reinforcement is hit and he can stop the drilling process. If diamond coring were used, the risk of cutting the slab reinforcement would be much higher. The special anchors consist of a strengthening bar of diameter 16 mm or 20 mm in the upper part (see Fig. 1). The lower part is a smooth shaft with a thread at the end. For the design, the strength of the strengthening bar is decisive since the smooth shaft and thread are made of a steel of

terer Vorteil ist, dass die Betonoberfläche am Ende der Intervention wieder glatt ist und die Massnahme praktisch unsichtbar bleibt. Figur 1 zeigt eine schematische Darstellung der fertig installierten Verstärkung. Nach den üblichen Prinzipien des Stahlbetonbaus sollte Schubbewehrung die Zugbewehrung umfassen. Da dies mit der dargestellten Methode nicht möglich ist, muss deren Wirksamkeit mit aussagekräftigen Versuchen nachgewiesen werden.

Schubversuche

Aufbau

Die Wirksamkeit der Querkraftverstärkung mit nachträglich eingemörtelter Querkraftbewehrung

higher strength than that of the strengthening bar.

After hardening of the injection mortar, the lower anchor head is installed. It consists of an injection washer, a spherical washer to eliminate bending of the bar and a nut. To ensure a slip-free anchorage, the annular gaps and the interface between washer and the concrete surface are injected with mortar through the injection washer.

The anchor head is installed in an enlarged part of the drilled hole. The embedded anchorage has the advantage that it can be covered with a fire protection mortar and is not visible after the installation. Figure 1 shows a schematic representation of the post-installed shear reinforcement.

According to the general principles of reinforced concrete design, shear reinforcement should surround the tensile reinforcement. Since this is not possible with post-installed shear reinforcement, it is necessary to prove its efficiency by adequate testing.

Shear tests

Test arrangement

The efficiency of strengthening concrete slabs against shear with post-installed shear reinforcement was verified by a preliminary series of tests. Beams of 4.4 m length, 0.41 m height and 0.6 m width with different arrangements of shear reinforcement were subjected to monotonically increasing shear load. The beams rested on two supports with a span of 2.7 m and the shear load was applied by two pistons situa-

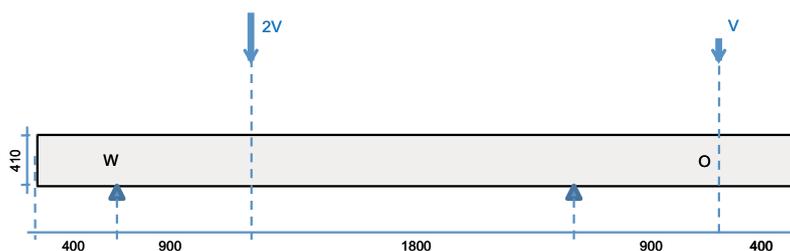


Fig. 2
Versuchskörper: Abmessungen und Lasteinleitung.
Test specimens: dimensions and load introduction.

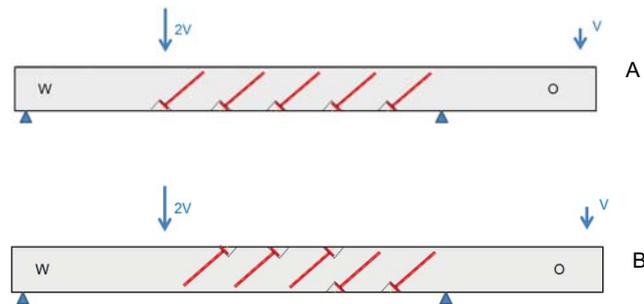


Fig. 3
 Versuchskörper: Anordnungen der Verstärkungsanker.
 Test specimen: arrangement of strengthening anchors.

wurde durch Versuche überprüft. Balken von 4,4 m Länge, 0,41 m Höhe und 0,6 m Breite wurden mit und ohne Schubverstärkung belastet. Die Auflager des Balkens waren 2,7 m voneinander entfernt und die Last wurde über zwei Zylinder aufgebracht, die je 0,9 m von den Auflagern entfernt waren, siehe Figur 2.

Die Prüfkörper wurden im mittleren Bereich mit nachträglich eingemörtelter Querkraftbewehrung verstärkt, wie in Figur 3 gezeigt. In den anderen Bereichen waren genügend Bügel eingelegt, um Querkraftversagen zu verhindern. Die Verstärkungsanker wurden in unterschiedlichen Positionen eingebaut: a) alle Ankerköpfe auf der Unterseite des Balkens und b) die Ankerköpfe immer in der Druckzone des Balkens. Der Durchmesser aller Anker betrug 16 mm, alle waren um 45° geneigt gegen-

ted at 0.9 m from each support, see Figure 2.

The specimens were shear-reinforced with the post-installed bonded reinforcement in the region indicated in Figure 3. In the other regions, sufficient transverse reinforcement (consisting of ordinary stirrups) was provided in order to avoid shear failures outside the investigated area. The strengthening bars were installed in two arrangement types: a) all anchor heads at the bottom of the beam and b) all anchor heads on the tension side of the beam. In the latter case (b) the bonded area is always in the tensile zone of the beam. All post-installed bars were of diameter 16 mm, inclined at 45° with respect to the beam axis and spaced at a distance (along the axis of the beam) equal to the effective depth of the member.

über der Balkenachse und der Abstand zwischen Anker war ungefähr gleich der statischen Höhe des Balkens; gewisse Abweichungen ergaben sich durch die Lage der Querbewehrung unten im Balken.

Der Beton entsprach der Festigkeitsklasse C25/30 mit einem Grösstkorn von 16 mm. Es wurden nur geringe Abweichungen von der spezifizierten Betongüte gemessen. Die statische Höhe der Balken betrug 360 mm in allen Versuchen. Während der Versuche wurden folgende Parameter gemessen: Last, vertikale Durchbiegung des Balkens, Dehnungen in den Verstärkungsankern und die Öffnung der Risse.

Die Lasten V und $2V$ wurden konstant erhöht. Sobald die Schubrisse klar zu erkennen waren, wurden quer darüber Wegaufnehmer installiert, um die Ent-

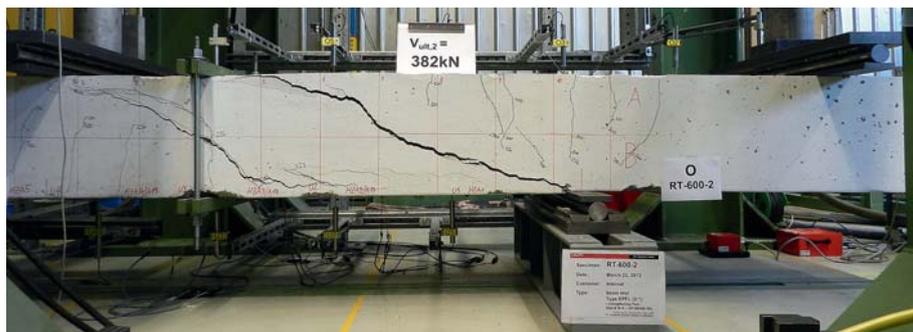


Fig. 4
 Versuchskörper RT 600-2 nach zweitem Schubversagen.
 Test specimen RT 600-2 after second shear failure.

Test	Test specimen description			Failure load	$F'_{ult} =$
	Width [mm]	Concrete strength f_{ccm} [MPa]	Placement of shear reinforcement	V_{ult} [kN]	$V_{ult} \cdot (f_{ccm}/34)^{1/2}$ [kN]
RT 600-0	600	34.0	–	246	246
RT 600-1	600	42.4	A	345	309
RT 600-2	600	41.3	A	327	297
1 st crack*				382	347
RT 600-3	600	42.1	B	398	358
2 nd crack*				394	354

* Shear crack occurring after bracing the specimen over the first crack (Fig. 4).

Fig. 5
Zusammenfassung der Querkraftversuche.
Summary of the shear tests.

The specified concrete quality for all tests was C25/30 (maximum aggregate size equal to 16 mm) with only small variations observed in the entire series. The effective depth of the slab was 360 mm for all tests.

Measurements during the tests included the load, the vertical deformation of the beam, the strains in the strengthening bars and the opening of the shear crack.

The shear loads V and $2V$ were increased monotonically. When the shear crack became clearly apparent, displacement transducers were installed across it to measure the opening as a function of the additional loading. In some tests, the load was maintained at the level remaining after full opening of the first shear crack and the beam was then braced. Once the crack was braced, the beam was loaded again until a second shear crack occurred (Fig. 4)

Test results

Figure 5 summarizes the results of the four test specimens. The concrete strength in the table was measured on cubes of 150 mm side length. The reference test, which was without shear reinforcement (RT 600-0), resulted in a failure load of 246 kN. Since the concrete strengths of the other specimens were somewhat higher, the measured failure load was normalized in the last column of

wicklung der Rissöffnung in Funktion der Weiterbelastung zu messen. Bei einigen Versuchen wurde die Last auf dem Niveau der Resttragfähigkeit nach dem Bruch gehalten und dabei wurde der Balken äusserlich verstärkt durch Gewindestangen. Als der Riss so überbrückt war, wurde der Balken nochmals belastet, bis ein zweiter Querkraftriss auftrat (Fig. 4).

Versuchsergebnisse und -auswertung

Figur 5 fasst die Ergebnisse an vier Versuchskörpern zusammen. Die Betonfestigkeit in der dritten Spalte wurde jeweils am Versuchstag an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge gemessen. Der Referenzversuch ohne Querkraftbewehrung (RT 600-0) versagte bei einer Last von $V = 246$ kN. Da die Betonfestigkeit bei den anderen Prüfkörpern etwas höher war zeigt die letzte Spalte die mit der Quadratwurzel der effektiven Betonfestigkeiten normalisierten Versagenslasten.

Gegenüber dem nicht verstärkten Balken ergaben die Versuche eine Erhöhung des Widerstands um 21% bis 45% durch die nachträglich eingemörtelte Querkraftbewehrung. Dies zeigt deutlich, dass das System effizient ist zur Verstärkung von Balken oder Decken mit ungenügendem Widerstand gegen Querkraft.

Je nach Lage eines Verstärkungsstabs im Schubriss konnten diese

Figure 5 by the ratio of the square roots of the concrete strengths. In the tests described above the selected shear reinforcement led to increases in shear capacity of between 21% and 45% compared to a specimen without shear reinforcement. In spite of the relatively high scatter in the results this clearly shows that post-installed shear reinforcement is an effective strengthening method for structures lacking resistance to withstand one-way shear.

Depending on the position of a strengthening bar relative to the shear crack, the failure mode was yielding of the bar, pullout of the bar from the bonded section or a concrete cone from the anchorage plate towards the crack. Figure 6 shows strains at different positions of two strengthening bars in specimen RT 600-1. Bar 3 did not reach the yielding strain (about 2000 $\mu\text{m}/\text{m}$) at any position (Fig. 6a) while bar 4 exhibited yielding in the vicinity of the shear crack (Fig. 6b).

Therefore, a designer cannot assume that the shear reinforcement will yield at the ultimate limit state. In order to take this into account, an efficiency factor for the shear reinforcement can be introduced; it can be estimated from the geometry of the slab and of the anchor arrangement as well as the mechanical properties of the strengthening bars and the injection mortar. If such an efficiency factor is taken into

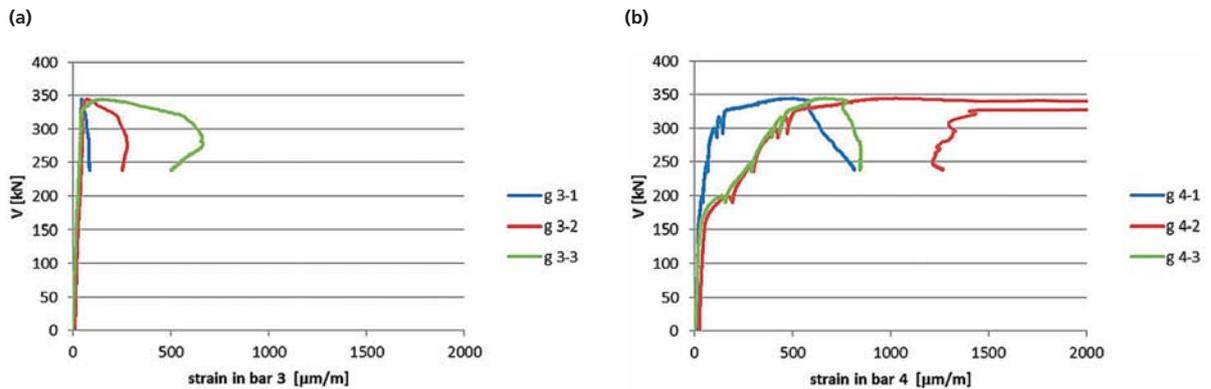


Fig. 6
Dehnungen in Verstärkungsstäben.
Strains in strengthening bars.

nicht immer die Fließspannung erreichen; d.h. einige Stäbe versagten durch Fließen, während andere ausgezogen wurden. Figur 6 zeigt die Dehnungen in zwei Stäben des Versuchskörpers RT 600-1. Stab 3 (Fig. 6a) erreichte an keiner Position die Fließdehnung, während Stab 4 (Fig. 6b) im Bereich des Schubrisses ins Fließen kam.

Für eine Bemessung kann daher nicht davon ausgegangen werden, dass die gesamte Schubbewehrung beim Versagen fließt. Um die Versuche mit üblichen Bemessungskonzepten richtig zu erfassen, muss daher ein «Effizienzfaktor» der Schubbewehrung eingeführt werden. Ein durchschnittlicher Wert kann basierend auf der Geometrie der Platte und der Anordnung der Verstärkungsstäbe sowie der Eigenschaften der Stäbe und des Verbundmörtels ermittelt werden. Wird ein solcher Effizienzfaktor einbezogen, können die Versuchsergebnisse mit dem Bemessungsmodell für Bauteile mit Querkraftbewehrung aus dem Model Code 2010 [4] bzw. der Schweizer Norm SIA 262:2013 [5] sehr gut dargestellt werden.

Schlussfolgerung

Dieser Beitrag zeigt die Wirksamkeit von nachträglich eingemörtelter Bewehrung zur Verstärkung von Balken oder Platten bei Querkraftproblemen auf. Unter Berücksichtigung des geringen Querkraftbewehrungsgrads von

account, the test results can be very well reproduced with the design model of model code 2010 [4], also given in the Swiss Code SIA 262:2013 [5].

Conclusions

This shows the beneficial influence that post-installed bonded reinforcement has on the shear strength of one-way slabs or beams. The increase on the strength is considerable for a moderate ratio of shear reinforcement (0.044%). The evaluation of the test shows, that modern design concepts for members with shear reinforcement represent the effect of the system very well provided that an efficiency factor that takes into account the system specific anchorage is applied.

0,044% ist der Widerstandszuwachs beachtlich. Die Auswertung der durchgeführten Versuche zeigt, dass moderne Bemessungsmodelle für Bauteile mit Querkraftbewehrung die Wirkung des Systems sehr gut abbilden, wenn ein Wirksamkeitsfaktor für die Bewehrung aufgrund der spezifischen Verankerung berücksichtigt wird.

Autor/Author

Jakob Kunz
Dr. ès sc. techn, ing. civil EPFL
Hilti Aktiengesellschaft
FL-9494 Schaan
jakob.kunz@hilti.com

Literatur/References

- [1] J. Kunz, M. Diggelmann, A. Muttoni; Deckenverstärkung gegen Durchstanzen. Der Bauingenieur, vol. n° 6, p. 1–7. Zürich, 2008.
- [2] A. Gonzalez, S. Fonseca (2009); Anclajes Postesados para Refuerzo a Punzonamiento a Posteriori. ACIE Structuras Número: 4, Noviembre 2009.
- [3] R. Vaz Rodrigues, M. Fernández Ruiz, A. Muttoni; Shear strength of R/C bridge cantilever slabs, Engineering structures, Vol. 30, Netherlands, 2008, pp. 3024–3033.
- [4] fib Bulletin 66 (2012), Model code 2010 – final draft – Volume 2; fédération internationale du béton (fib), Lausanne, Switzerland.
- [5] SIA 262:2013: Betonbau; Schweizer Norm SN 505 262. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

N1/312 Aabachtalviadukt, Lenzburg

N1/312 Aabachtal viaduct, Lenzburg

Jürg Weber

Einleitung

Das Aabachtalviadukt wurde mit dem Bau der Nationalstrasse A1 in den Jahren 1962 bis 1966 erstellt und ist damit Teil der stark frequentierten Autobahn Bern–Zürich.

Die Brücke war auf eine 4-streifige Autobahn ausgelegt und wies stark reduzierte Standstreifen von nur 1,25 m Breite auf. Bei einer Länge von über 360 m stellte die geringe Fahrbahnbreite erhebliche Einschränkungen im Betrieb, im Unterhalt und bei der Sicherheit dar.

Im Rahmen einer Zustandsbeurteilung in den 1990er-Jahren wurde daher von der damals zuständigen Abteilung Tiefbau des Kantons Aargau die Idee einer Brückenverbreiterung aufgegriffen. Unter Berücksichtigung des guten Zustands der bestehenden Brücke wurde die vorgesehene Instandsetzung zurückgestellt und eine Variantenstudie für die Verbreiterung der Fahrbahn in Auftrag gegeben. Daraus ergab sich die nun umgesetzte Brückenverbreiterung. Mit dem Neuen Finanzausgleich gingen die Nationalstrassen und

Introduction

The Aabachtal viaduct was built as part of the National Motorway A1 between 1962 and 1966 and is consequently part of the busy Berne–Zürich motorway.

The bridge was designed as a 4-lane motorway and had a reduced width hard of shoulder that was only 1.25 m wide. As the length is over 360 m this meant that the narrow carriageway width gave rise to considerable restrictions for traffic, maintenance and safety.

As part of a condition assessment in the 1990s the Civil Engineering Department of Canton Aargau, which was responsible for the viaduct at that time, considered the idea of widening the bridge. Bearing in mind the good condition of the existing bridge the planned renewal was deferred and a study for the widening of the carriageway was commissioned and the bridge widening has now been carried out.

With the new financial settlement, the national highways, and consequently also the Aabachtal viaduct, passed from the owner-

damit auch das Aabachtalviadukt aus dem Eigentum der Kantone an den Bund über. Für das Verbreiterungs- und Instandsetzungsprojekt war ab 2008 somit die Infrastrukturfirma Zofingen des Bundesamts für Strassen (Astra) zuständig.

Bestehende Brücke

Objektbeschreibung

Die Nationalstrasse A1 überquert bei Lenzburg das Aabachtal in einer Höhe von knapp 20 m. Das Aabachtalviadukt ist 363 m lang, weist neun Felder mit Spannweiten von 29 m bis 48 m auf und beschreibt im Grundriss eine leichte Kurve mit einem Radius von 1800 m. Der Brückenquerschnitt besteht aus zwei Hohlkasten mit einer über beide Hohlkasten durchlaufenden Fahrbahnplatte, wobei in der Brückenachse für die Richtungstrennung eine Betonkonsole mit fester Leitplanke erstellt wurde.

Die Hohlkasten sind mit 1,80 m Höhe schlank und längs stark vorgespannt. Schlaff bewehrte Querträger verbinden sie bei den Stützen und den Widerlagern.



Fig. 1
Vollendete Brücke 1966 (Foto Archiv Astra).
Completed bridge 1966 (Photo Archiv Fedro).

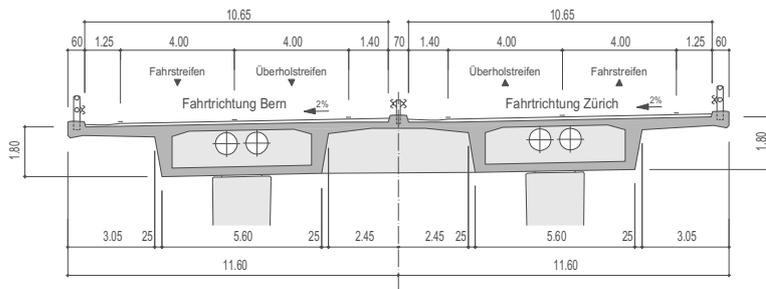


Fig. 2
Normalquerschnitt der bestehenden Brücke.
Normal section of the existing bridge.

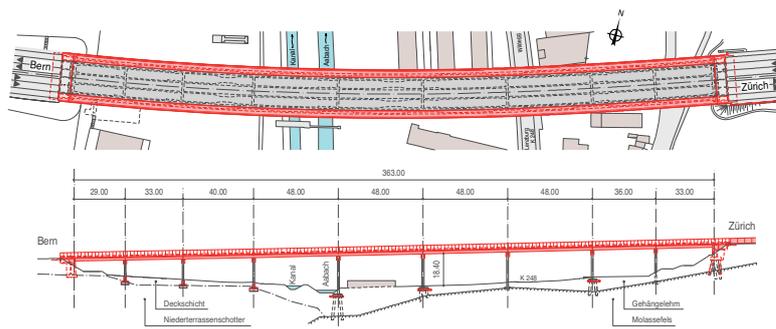


Fig. 3
Situation und Längsschnitt.
Situation and long section.

ship of the Canton to the Federal Government. Therefore, from 2008 onwards the Infrastructure Branch Zofingen of the Federal Roads Office (Fedro) was responsible for the widening and rehabilitation project.

Existing bridge

Description of the structure

The National Motorway A1 crosses the Aabachtal at a height of almost 20 m near Lenzburg. The Aabachtal viaduct is 363 m long and has 9 spans with lengths of between 29 m and 48 m and in ground plan describes a gentle curve with a radius of 1800 m. The bridge cross section consists of two box girders with a continuous roadway slab running over both box girders in which a concrete wall is erected in the bridge axis to separate the traffic flow in two directions by means of a fixed crash barrier.

The box girders are 1.80 m high, slender and longitudinally highly

Die Brücke ist schwimmend auf den acht Stützenpaaren und den Widerlagern gelagert. Die mittleren vier Stützenpaare sind monolithisch mit dem Überbau verbunden; bei den übrigen Stützen sind Betongelenke ausgebildet. Das Widerlager und die Stützen links des Aabachs sind flach im Niederterrassenschotter fundiert. Auf der rechten Seite des Aabachs erfolgte die Fundation je nach Lage der Felsoberfläche flach auf dem Molassefels oder mit Bohrpfehlen \varnothing 120 cm.

Zustandsbeurteilung

Die Zustandserfassung zeigte einen bemerkenswert guten Zustand. Insbesondere konnte am Überbau und an den Stützen kaum Bewehrungskorrosion festgestellt werden. Dies ist zu einem grossen Teil den für damalige Verhältnisse grossen Betonüberdeckungen der Bewehrung von 30 mm und mehr zu verdanken. Einzig in den Konsolköpfen und

pre-stressed. Non-prestressed reinforced transverse beams connect them with the piers and the abutments.

The bridge is mounted such that it floats on the eight pairs of piers and the abutments. The central four pairs of piers are connected monolithically with the superstructure, while concrete joints are formed with the other piers. The abutment and the piers to the left of the Aabach are supported on shallow foundations in the lower terrace gravel. On the right hand side of the Aabach the foundation, depending on the depth to bedrock, is founded on the soft tertiary sandstone or on bored piles \varnothing 120 cm.

Condition evaluation

The condition evaluation showed that the structure was in remarkably good condition. In particular, there was hardly any corrosion of the reinforcement in the superstructure and in the piers. This was mainly due to the, for that time, relatively large concrete cover to the reinforcement of 30 mm and more. Only in the bracket heads and in the middle bracket was the chloride corrosion down to a depth of over 30 mm in excess of the critical value.

However, the uppermost chambers of the multi-storey abutments exhibited high humidity because of leakage from the carriageway transitions. The support brackets of the carriageway transitions and the wall feet were in a correspondingly bad condition due to the continual discharge of water containing de-icing salts. Here there was massive local corrosion of the reinforcement and concrete spalling.

A detailed check showed that practically all components met the requirements for structural safety as specified in the current standards. The shear strength of the superstructure was the only problem area.

The very high longitudinal pre-stressing in the superstructure led to enormous bending stress reserves and to large normal forces in

in der Mittelkonsole lag die Chloridbelastung bis in eine Tiefe von über 30 mm über dem kritischen Wert.

Die obersten Kammern der mehrgeschossigen Widerlager wiesen jedoch wegen der undichten Fahrbahnübergänge eine hohe Feuchtigkeit auf. Die Auflagerkonsolen der Fahrbahnübergänge und die Wandfüsse waren durch den ständigen Eintrag von tauszahaltigem Wasser in einem entsprechend schlechten Zustand. Hier zeigten sich lokal massive Bewehrungskorrosion und Betonabplatzungen.

Eine detaillierte Nachrechnung zeigte, dass praktische alle Bauteile die Anforderungen an die Tragsicherheit gemäss dem aktuellen Normenwerk erfüllen. Den einzigen Problempunkt stellte die Schubtragsicherheit des Überbaus dar.

Die sehr starke Längsvorspannung führt im Überbau zu enormen Biegetragreserven und zu grossen Normalkräften im Betonquerschnitt. An Bohrkernen ergaben sich Betondruckfestigkeiten von 65 bis 120 N/mm². Mit diesen Randbedingungen konnten Modelle mit extrem flachen Druckspannungsfeldern in den Trägerstegen gefunden werden, sodass sich die Querkrafttragsicherheit trotz der schwachen Bügelbewehrung nachweisen liess.

Verbreiterungs- und Instandsetzungsprojekt Randbedingungen

Für die Verbreiterung waren folgende Randbedingungen bezüglich der Fahrbahn zu berücksichtigen: Ausbau auf mindestens das Standardprofil für eine 4-spurige Nationalstrassenbrücke. Weiter muss für zukünftige Unterhaltsarbeiten ein 4/0-Verkehrsregime eingerichtet werden können mit der kompletten Sperrung einer Brückenhälfte. Aber auch ein späterer Ausbau der Autobahn mit reduziertem 6-Spur-Profil ohne erneute Querschnittsanpassung soll möglich sein. Zur besseren Fahrbahntwässerung muss das geringe Quergefälle erhöht werden. Zudem waren beidseitig



Fig. 4
Fertiggestellte Brücke, Südseite (Foto Astra).
Finished bridge, south side (Photo Fedro).

the concrete section. With drilling core specimens concrete compressive strengths of 65 to 120 N/mm² were obtained. With these boundary conditions models could be found with extremely uniform compressive stress fields in the beam webs, so that the transverse force carrying capacity could be verified in spite of the weak hoop reinforcement.

Widening and rehabilitation project Boundary conditions

For the widening design the following conditions regarding the carriageway had to be taken into account. Widening to at least the standard section for a 4-lane national motorway bridge. In addition, for future maintenance work it must be possible to set up a 4/0 traffic system with the complete closure of half of the bridge. But a later extension of the motorway with reduced 6-lane profile without a renewed cross section adjustment should also be possible. In order to improve the drainage the small

Lärmschutzwände mit einer Wandhöhe von 3,0 m ab Fahrbahnrand gefordert.

Verbreiterungskonzept

Aufgrund der guten Bausubstanz und der nach wie vor genügenden Tragsicherheit stand ein Ersatz der Brücke nicht zur Diskussion. Vielmehr sollte sie so weit als möglich erhalten werden. Aus der Variantenstudie ging schliesslich eine Lösung mit Verbreiterung der bestehenden Hohlkasten und externen Querträgern als Bestvariante hervor.

Die beiden Hohlkasten wurden dabei mit je einem zusätzlichen Längssteg zu zweizelligen Hohlkasten erweitert. Die neuen Querträger unterhalb des bestehenden Überbaus tragen die Lasten aus diesen neuen Längsstegen auf die bestehenden Stützen ab. Diese Lösung beeinträchtigt das Erscheinungsbild der Brücke nicht übermässig. Die auffälligste Änderung stellen die neuen Querträger dar. Diese visualisieren jedoch den Kraftfluss aus der Verbreiterung und stehen trotz ihrer maxi-

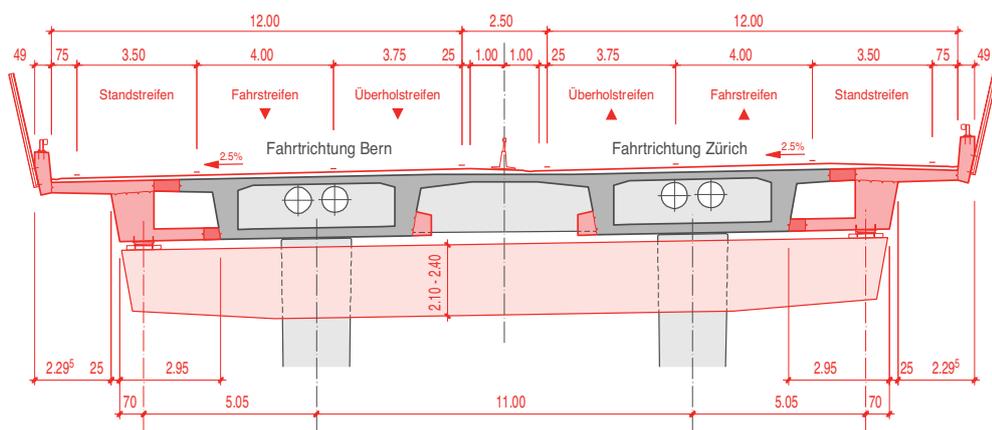


Fig. 5
Brückenquerschnitt bei den Stützen.
Bridge transverse section by the supports.

transverse gradient must be increased. In addition 3 m high noise protection walls at the edge of the carriageway are required on both sides of the road.

Widening design

Because of the good building materials used and the structural safety, which is still satisfactory, there was no question of replacing the bridge. Instead, as much as possible of it should be retained. From the various studies done it finally emerged that widening of the existing box girders and

malen Querschnittsabmessungen von 2,30 x 2,40 m in einem ausgewogenen Verhältnis zur Überbauweite und zu den Stützhöhen. Damit die Schlankheit des Überbaus weiterhin erkennbar bleibt, wurden nur 80 cm hohe Leitmauern mit aufgesetzten Leitschrankenprofilen und transparente Lärmschutzwände gewählt. Der Neigungswinkel der Lärmschutzwände ergab sich aus akustischen Anforderungen.

Die Wahl externer Querträger hatte zudem den Vorteil, dass sich ein wesentlicher Bestandteil des Tragwerks erstellen liess, ohne den Verkehr zu beeinträchtigen. Auch während der gesamten Überbauverbreiterung konnten ständig vier Spuren mit reduzierten Breiten befahren werden.

Überbau

Da die bestehenden Trägerstege keine Reserven bei der Querkrafttragsicherheit aufweisen, dürfen aus den neuen Querschnittsteilen keine zusätzlichen Beanspruchungen in diese eingetragen werden. Daher wurden in der Fahrbahnplatte und in der unteren Kastenplatte Längsfugen zwischen dem alten und dem neuen Querschnitt offengelassen. Damit ist gewährleistet, dass die Normalkraft aus der Vorspannung auch wirklich im neuen Querschnitt wirkt und sich der neue Längsträger im Bauzustand unter Eigenlasten

external transverse beams was the best solution.

The two box girders were each, therefore, widened with an additional longitudinal web to double-cell box girders. The new transverse beams under the existing superstructure carry the loads from these new longitudinal webs to the existing supports.

This solution hardly affects the appearance of the bridge. The new transverse beams are the most conspicuous change. These, however, indicate the force flow from the widening and in spite of their maximum cross section dimensions of 2.30 x 2.40 m are suitably proportioned to the superstructure width and the height of the supports.

To preserve the slenderness of the superstructure, walls that were only 80 cm high with crash barrier sections mounted on top of them and transparent noise protection walls were chosen. The angle of inclination of the noise protection walls followed the acoustic requirements.

The choice of external transverse beams also had the advantage that an important component of the load carrying structure could be constructed without the traffic being affected. Also during the complete widening of the superstructure four lanes with reduced widths were still available to traffic.

Projektdaten/Project data

Bauherr/Owner

Bundesamt für Strassen, Zofingen
Federal Office for Highways,
Zofingen

Projektverfasser/Project manager

Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Aarau
Örtliche Bauleitung/Local site manager

dsp Ingenieure & Planer AG,
Greifensee

Bauunternehmung/Contractor

Porr Suisse AG, Altdorf

Kenndaten/Data

Gesamtlänge/Overall length: 363 m
Spannweiten/Span widths: 29–48 m
Trägerhöhen/Beam heights:

1,84 m / 1,91 m

Ursprüngliche Fahrbahnbreite/
Original roadway width: 22,00 m

Neue Fahrbahnbreite/
New roadway width: 26,50 m

Baukosten/
Construction costs: ca. CHF 23 Mio.

Bauzeit/
Construction period: 2010–2012



Fig. 6
 Untersicht der verbreiterten Brücke (Foto Astra).
 Overview of the widened bridge (Photo Fedro).



Fig. 7
 Nordseite (Foto Astra).
 North side (Photo Fedro).

und Vorspannung frei verformen konnte, ohne Zwängungskräfte auf den bestehenden Querschnitt auszuüben. Die Längsfugen wurden erst nach dem Absenken des Lehrgerüsts geschlossen.

Die Längsvorspannung wurde möglichst formtreu konzipiert, um auch Kriechumlagerungen auf die bestehenden Träger zu vermeiden. Dies liess sich in den Normalfeldern mit je vier Kabeln im Feld und sechs Kabeln über den Stützen mit $P_0 = 4090$ kN erreichen. Damit werden im Mittel 102% der ständigen Lasten mit der Vorspannung kompensiert und es resultiert wie bei der bestehenden Brücke eine hohe mittlere Betonpressung von 6–7 N/mm².

Die Geometrie der Hohlkastenerweiterung wurde bewusst so festgelegt, dass der Schubfluss beim konstruktiv schwierigen Anschluss der unteren Kastenplatte an den bestehenden Hohlkasten minimal ist und im Bauzustand, d.h. vor dem Fugenschluss, nur geringe Torsionsbeanspruchungen im neuen Querschnittsteil entstehen. Dies führte zu einer optisch etwas zu geringen Auskrägung der Fahrbahnplatte. Die Leitmauern wurden erst nach dem Fugenschluss erstellt.

Querträger

Die Querträger sind stark vorgespannt. Die Vorspannung ist ebenfalls darauf ausgelegt, etwas

Superstructure

Since the existing girder webs had no reserve for the transverse force carrying capacity, no additional loads can be carried in these from the new cross section components.

Therefore, longitudinal joints between the old and the new cross section in the bridge floor and the lower box plate were left open. This guaranteed that the normal force from the pre-stressing also actually works in the new cross section and the new longitudinal girders could freely deform during construction due to dead load and pre-stressing, without exerting secondary bending forces on the existing cross section. The longitudinal joints were only closed after the removal of the falsework.

The longitudinal pre-stress was designed to maintain its shape, as far as possible, in order to also avoid creep redistributions in the existing girders. This can be achieved in the normal fields in each case with four cables in the field and six cables over the supports with $P_0 = 4090$ kN. Consequently an average of 102% of the permanent loads is compensated by the pre-stress and this results, as with the existing bridge, in a high average concrete pressure of 6–7 N/mm².

The geometry of the box girder widening was deliberately chosen

mehr als die ständigen Lasten zu kompensieren, damit keine Querträgerdurchbiegungen entstehen, die zu Kraftumlagerungen aus den Hohlkastenerweiterungen auf die bestehenden Hohlkasten führen würden.

Unterbau

Die Stützen mussten trotz einer Erhöhung der Stützenlast um rund 40% nicht verstärkt werden. Dank der hohen Betonfestigkeit und des hohen Elastizitätsmoduls konnte die Knick- und Systemstabilität der schwimmend gelagerten Brücke nachgewiesen werden. Zur Verifizierung der Rechenergebnisse hatte das Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich einen Belastungsversuch am bestehenden Objekt durchgeführt und so die horizontale Systemsteifigkeit experimentell ermittelt. Diese liegt noch deutlich höher als der rechnerische Wert. Die Stützenfundamente mussten zum Teil verstärkt werden. Die Widerlager wurden für die Aufnahme des neuen Überbaus entsprechend verbreitert.

Instandsetzung der bestehenden Brücke

Die Konsolköpfe als problematischste Bauteile des bestehenden Überbaus wurden abgebrochen. Ebenso wurde die Mittelkonsole entfernt und durch ein mobiles



Fig. 8
Vorspannung im neuen Steg.
Pre-stress in the new web.



Fig. 9
Vor dem Fugenschluss (Foto Astra).
Before the joint sealing (Photo Fedro).

such that the shear flow with the difficult design connection of the lower box plate to the existing box girders is minimal and that during construction, that is to say, before the joint seal, only low torsional loading is produced in the new cross section part. Optically this led to an overhang of the bridge floor that was rather small. The guide walls were only erected after the joint sealing had been carried out.

Transverse beams

The transverse beams are highly pre-stressed. The pre-stressing is designed to overcompensate for the permanent load so that no transverse beam deflection occurs that would lead to force redistribution from the box girder extensions to the existing box girders.

Substructure

The piers do not need to be reinforced in spite of an increase in the load to be supported of about 40%. Due to the high concrete strength and the high modulus of elasticity the buckling and system stability of the bridge, which is mounted so that it floats on its supports, can be demonstrated. The Institute of Structural Engineering of the Swiss Federal Institute of Technology (ETH) in Zurich carried out a loading test

Leitschranksystem ersetzt. Die Betoninstandsetzungsarbeiten am Überbau beschränkten sich damit auf lokale Schadstellen.

In den Widerlagern wurden dagegen die Auflagerkonsolen für die Fahrbahnübergänge ersetzt. Der chloridbelastete Beton in den oberen Widerlagerkammern wurde grossflächig abgetragen und die Bewehrung entrostet, bevor die Wände reprofiliert wurden. Verstärkungen waren nicht erforderlich.

Die ganze Fahrbahnplatte wurde mit Polymerdichtungsbahnen abgedichtet und mit einem neuen Gussasphaltbelag versehen. Ebenso wurde das ganze Entwässerungssystem ersetzt.

on the existing structure to check the calculated results and thus determined the horizontal stiffness experimentally. This was significantly higher than the calculated value. Some of the foundations of the supports had to be strengthened. The abutments were suitably widened to accommodate the new superstructure.

Repair of the existing bridge

The cantilever heads, which were the most problematic component of the existing superstructure, were demolished. Likewise the central concrete wall was removed and replaced by a mobile crash barrier system. The concrete repair work on the superstructure was consequently limited to local damage points.

On the other hand, the support brackets for the carriageway joints in the abutments were replaced. The chloride-attacked concrete in the upper abutment chambers was removed over a large area and the reinforcement derusted before the walls were reprofiled. Reinforcement was not necessary.

The complete bridge floor was sealed with polymer sealing strips and fitted with a new cast asphalt coating. The complete drainage system was replaced as well.

Autor/Author

Jürg Weber
dipl. Bauingenieur ETH
Rothpletz, Lienhard + Cie AG
Projektierende Bauingenieure SIA
CH-5001 Aarau
juerg.weber@rothpletz.ch

Instandsetzung der Hardbrücke

Rehabilitation of the Hardbrücke

Dieter Flückiger, Ueli Reber

Einleitung

Die Ertüchtigung der Hardbrücke umfasste eine Instandsetzung, eine gestalterische Aufwertung und insbesondere eine umfangreiche Verstärkung des Brückenüberbaus. Diese war gekennzeichnet durch die Anordnung zusätzlicher Tragelemente in Längs- und Querrichtung. Die im Brückenbau beispiellose Interventionstiefe ist Ausdruck des deutlich angehobenen Beanspruchungsniveaus, das sich durch die aktualisierte Nutzung ergibt.

Bauwerk

Die Hardbrücke besteht aus der 1330m langen Hauptbrücke, unterteilt in sechs Brückenabschnitte sowie in je vier Auf- und Abfahrtsrampen mit einer Gesamtlänge von rund 785 m. Figur 1 zeigt die verwendeten Bezeichnungen der Abschnitte und die Gliederung der Brücke in eine Brücke Nord und eine Brücke Süd. Die Abschnitte 1 bis 5 wurden in den Jahren 1969 bis 1973 erstellt. Der Abschnitt 0 wurde von 1979 bis 1982 erbaut.

Zustand und Schadensmechanismen

Die Hardbrücke wies viele typische Schäden und Schwachpunk-

Introduction

The strengthening of the Hardbrücke (a flyover in Zurich) entailed the rehabilitation, design improvements and, in particular, substantial strengthening of the bridge superstructure. It involved above all the arrangement of additional load-bearing elements in the longitudinal and transverse directions. The exceptional depth of intervention is attributed to the considerably increased operational demands resulting from the present-day use.

Structure

The Hardbrücke consists of the main bridge, which is 1,330m long and divided into 6 sections, plus 4 drive-up and 4 drive-down ramps with an overall length of 785m. Figure 1 shows the designations given to the sections and the subdivision of the bridge into a bridge north and bridge south. The sections 1 to 5 were built from 1969 to 1973. Section 0 was built in the period from 1972 to 1982.

Condition and Damage Mechanisms

The Hardbrücke exhibited the various kinds of damage and weak

te von intensiv genutzten Spannbetonbrücken dieses Alters auf. Der Belag war am Ende seiner Nutzungszeit angelangt, er war gekennzeichnet durch Spurrinnen, Risse und Belagsausbrüche (Fig. 2). Der Brückenrand, bestehend aus Randbrüstungen und Leitschranken, entsprach statisch und geometrisch nicht mehr den Anforderungen an die passive Sicherheit. Die Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion gefährdeten teilweise die darunterliegenden Bereiche. Die Brückenabdichtung war spröde und undicht oder fehlte gar. Dies führte zu Wasserinfiltrationen in die Fahrbahnplatte und die Hohlkästen. Die Brückenentwässerung war undicht, entsprach nicht mehr den heutigen Anforderungen und verunreinigte das Brückeninnere. In der Folge wurde die Tragkonstruktion durch ablaufende Korrosionsprozesse der Bewehrung beeinträchtigt, was zu einer Reduktion der Tragsicherheit führte. Die Pfeiler und Widerlager waren ebenso infolge korrodierender Bewehrung schadhaft. Sodann waren die Fahrbahnübergänge undicht. Die mechanischen Teile waren abgefahren und lose, was zusätzlich eine Lärmbelastung nach sich zog. Die

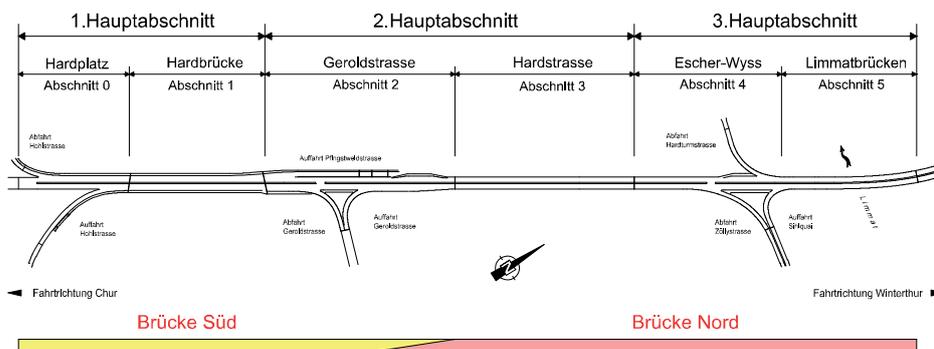


Fig. 1
Übersicht mit Gliederung der Hardbrücke.
Overview of the construction sections of the Hardbrücke.



Fig. 2
Der Belag wies Risse und Spurrinnen auf.
Road surface shows signs of cracking and rutting.



Fig. 3
Gravierende Schäden an Gerbergelenken.
Serious damage to the Gerber hinges.

points typical for an intensely used prestressed concrete bridge of this age. The pavement surface had reached the end of its useful life with ruts, cracking and spalling of the concrete in the road surfacing (Fig. 2). The sides of the bridge, consisting of edge beams (acting as parapets) and safety barriers, no longer fulfilled the structural and geometrical requirements of passive safety. The concrete spalling, which was due to the corrosion of the reinforcement, endangered in some places the areas beneath the bridge. The bridge sealing was brittle and leaky or even non-existent. This resulted in the infiltration of water into the carriageway deck and the box girders. The bridge drainage system was not watertight, did not meet today's requirements and led to the ingress of water to the inside of the bridge.

Brückenlager viele Korrosionsschäden auf, teilweise waren die Lagermassen ausgedrückt.

Statik

Die Tragkonstruktion wies besonders beim Hauptträger und bei Querträgern Betonrisse auf, induziert aus einer Überbeanspruchung. Bei der Erarbeitung des Massnahmenprojekts wurde die Hardbrücke mit den Rampen statisch und konstruktiv nach den Normen SIA 260 ff. [1, 2, 3] überprüft. Die Tragsicherheit war für wesentliche Haupttragelemente der Hauptbrücke (Längsträger, Querträger, Fahrbahnplatte) ungenügend. Insbesondere erwies sich die Schubtragfähigkeit als unzureichend. Die statischen und konstruktiven Mängel waren teilweise so gravierend (Brückenenenden Abschnitt 3, sog. Gerbergelenke, Fig. 3), dass Sofortmassnahmen ergriffen werden mussten, um den sicheren Betrieb zu gewährleisten.

In den Brückenabschnitten 4 und 5 wurden seinerzeit grossteils Netzbewehrungen verbaut, was im Brückenbau sehr selten vorkommt. Die Netzbewehrungen weisen gegenüber Stabstahl, bedingt durch die Schweissungen, eine sehr geringe Ermüdungsfestigkeit auf, sodass die Fahrbahnplatte dieser Brückenabschnitte sehr wenig ermüdungssicher war. Weil auch in Zukunft mit einem hohen Verkehrsaufkommen zu

As a result, the load-bearing structure was weakened by the corrosion of the concrete reinforcement, which reduced the bearing capacity. The piers and abutments were also damaged due to corroding reinforcing bars. Consequently, the expansion joints were leaky. The mechanical components were worn and loose, causing in addition noise pollution. Many parts of the bridge bearings had been damaged through corrosion, while some of the bearings showed squeezed out buffers.

Structural Analysis

Due to overloading, the structure exhibited concrete cracking, especially in the main beam and also in the cross beams. In planning the remedial measures, the Hardbrücke was examined regarding the statics and design according to the SIA codes 260 ff [1, 2, 3]. The structural safety of essential main structural elements (longitudinal beams, transverse beams, carriageway slab) was insufficient. Especially, the shear resistance proved to be inadequate. The deficiencies in the statics and design were so serious in some places (ends of the bridge, section 3, so called "Gerber hinges", see Fig. 3) that immediate remedial measures had to be implemented to guarantee a safe operation. Mesh reinforcement had been installed in sections 4 and 5,

Projektdaten/Project data

Bauherr/Owner

Stadt Zürich/City of Zurich

Projekt und Bauleitung/ Design and site supervision

IG/Joint venture Hardbrücke:

Edy Toscano AG und/and

Flückiger + Bosshard AG

Bauunternehmer/Contractor

Arge/Consortium Hardbrücke:

Locher AG Zürich, Walo Bertschinger

AG, Implenia Bau AG

Termine/Time-frame

Beginn/Start: August 2009

Ende/End: November 2011

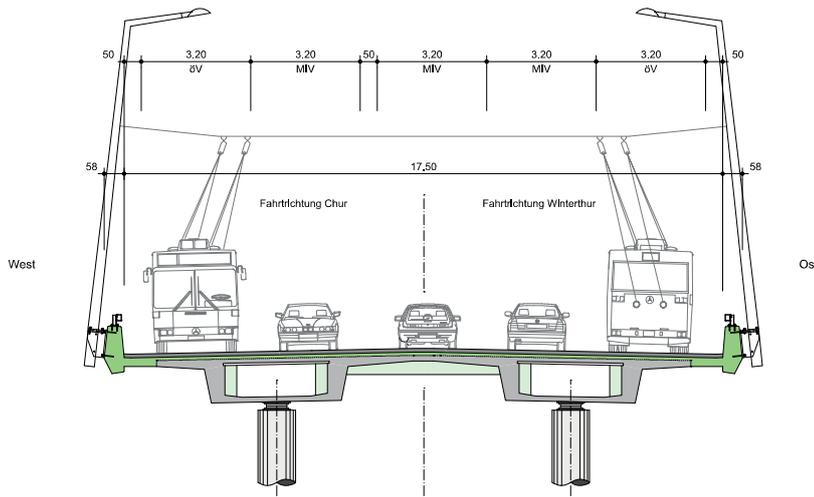


Fig. 4
Querschnitt der Brücke Nord nach der Instandsetzung.
Cross section of the bridge "north" after rehabilitation.

rechnen ist, mussten die gefährdeten Bauteile, insbesondere die Fahrbahnplatte, verstärkt werden. Die teilweise stark gekrümmten Rampen wiesen vor allem bei den Endfeldern eine ungenügende Tragsicherheit auf und mussten daher lokal verstärkt werden. Im Bereich der Rampenanschlüsse an die Hauptbrücke bestanden konstruktive Schwachstellen, die eine entsprechende Ertüchtigung und Verstärkung erforderten. Die Anprallsicherheit der Brückenpfeiler gegenüber dem motorisierten Individualverkehr (MIV), dem Bahn- und Tramverkehr konnte nicht nachgewiesen werden. Ebenso fehlte ein ausreichender Wider-

which at the time was very rare in bridge engineering. Compared to steel bars, due to welding the mesh reinforcement has very low fatigue strength and thus the carriageway slab in these sections had a very low fatigue resistance. The endangered components, especially the carriageway slab, had to be reinforced in view of the expected high volume of traffic in future. The partly highly curved ramps, had an insufficient load-bearing capacity, especially in the end spans, and had to be reinforced locally. The areas of the connection between the ramps and the bridge showed deficiencies in the

stand gegenüber der Erdbebenwirkung.

Nutzungsvereinbarung

Die Ertüchtigung der Hardbrücke sollte den erhöhten Anforderungen an das Bauwerk Rechnung tragen und eine weitere Nutzung von 50 Jahren ermöglichen. Das Angebot bzw. die Kapazität für den MIV sollte beibehalten, aber nicht erweitert werden. Hingegen sollten, wo ohne Verbreiterung der Brücke möglich, Verbesserungen für den öffentlichen Verkehr und den Langsamverkehr realisiert werden. Durch das Eliminieren der Mittelleitschranke und des Mittelbords konnte zusätzli-

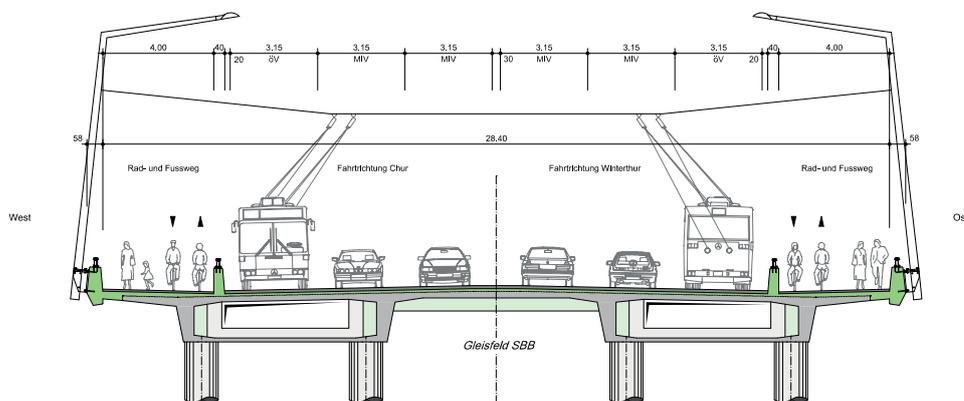


Fig. 5
Querschnitt der Brücke Süd nach der Instandsetzung.
Cross section of the bridge "south" after rehabilitation.

design, necessitating an appropriate strengthening and upgrading. The safety of the piers under impact loading from motorised private transport, as well as railway and tram transport could not be verified. Furthermore, there was insufficient resistance with respect to earthquake effects.

Utilization Agreement

The aim of strengthening the Hardbrücke was to meet increased operational demands on the structure and provide a further utilization period of 50 years. The supply and capacity for motorised private transport had to be kept at the same level but not extended. However, the conditions for the public transport and slow-moving traffic had to be improved without widening the bridge. The elimination of the middle safety barrier and the central reservation provided additional traffic space (while the utilisation width stayed the same), which allows for a separate bus lane in the north direction/Bucheggplatz (which had only been in the south direction/Hardplatz up till then). On the southern part of the bridge, the attractiveness of the cycle tracks and footpaths between Hardplatz, the railway station "Hardbrücke" and Pfingstweidstrasse has been significantly improved. Finally, a limited initial outlay for the option of a tram connection between Hardplatz and Pfingstweidstrasse should also be carried out. And last but not least, much attention had been given to the design with the objective of improving the appearance of the bridge. Figures 4 and 5 show the bridge after the rehabilitation work with the representative cross-sections north and south.

Concept of Constructional Measures

The remedial measures developed for the rehabilitation of the bridge should be seen as a package. The individual measures are mutually dependent and often have several functions. The decision to have a new crash barrier



Fig. 6
Verstärkung der Fahrbahnplatte.
Strengthening of the carriageway slab.

che Verkehrsfläche (bei gleicher Nutzbreite) gewonnen werden, was auf der (schmaleren) Brücke Nord die Anordnung einer separaten Busspur in Richtung Nord/Bucheggplatz (bisher nur Richtung Süd/Hardplatz) ermöglichte. Auf der Brücke Süd konnte die Attraktivität für die Rad- und Gehwegverbindung zwischen Hardplatz, Bahnhof Hardbrücke und Pfingstweidstrasse markant verbessert werden. Schliesslich sollten auch beschränkte Vorinvestitionen in die Hauptbrücke für die Option Tramverbindung Hardplatz–Pfingstweidstrasse realisiert werden. Zu guter Letzt sollte ein grosses Augenmerk auf die Gestaltung gelegt werden, um das Erscheinungsbild der Brücke aufzuwerten. Figures 4 und 5 zeigen die Brücke nach der Instandsetzung in repräsentativen Querschnitten Nord bzw. Süd.

Massnahmenprojekt

Die entwickelten Massnahmen sind als Paket zu verstehen, stehen in einer gegenseitigen Abhängigkeit und haben oft mehrere Funktionen. Die Anordnung einer neuen Randleitmauer war aus Gründen der passiven Sicherheit, aber auch aus gestalterischen Überlegungen zwingend. Die bestehende filigrane Fahrbahnplatte wurde mit einem kreuzweise bewehrten, mit der bestehenden Platte verdübelten Aufbeton ver-

wall was necessary for passive safety reasons and also advantageous to design considerations. The existing slim carriageway slab was strengthened by cross-wise reinforced layer of concrete which is dowelled to the existing slab (Fig. 6). Thereby, the load-bearing capacity and the fatigue resistance were considerably increased, the connection of the two sides of the bridge was stiffened and the connection of the crash barrier walls was facilitated. The implementation of additional prestressing at the inside of the box girders was necessary to cope with the future much greater self-weight, the higher live load according to the standard specifications, and existent safety deficits. Strengthening of the webs in the hollow box girders serve the purpose of increasing of the shear resistance of the girder webs, the deviation of the additional prestressing forces and compensates for the weakening resulting from the openings for the service ducts and drainage pipes (Fig. 7). The strengthening of the existing cross-girders and additional transverse beams makes up for safety deficits regarding the indirect bridge bearing. Furthermore, cross ribs in some areas provide the fatigue resistance of the carriageway slab. Particular attention was given to the ends of the bridge. The Gerber-hinges in sec-



Fig. 7
Verbreiterung der Stegstützen im Hohlkasten.
Widening of the webs in the box girder.

stärkt (Fig. 6). Dadurch wurden die Tragfähigkeit und der Ermüdungswiderstand der Platte deutlich erhöht, die Verbindung der Brückenhälften wurde versteift und der Anschluss der Randleitmauern gewährleistet. Die künftig deutlich höheren Eigenlasten, die gemäss Normvorgabe höheren Nutzlasten sowie bestehende Sicherheitsdefizite machten den Einbau einer im Inneren der Hohlkästen angeordneten Zusatzvorspannung notwendig. Stegverstärkungen in den Hohlkästen dienen der Erhöhung des Schubwiderstands der Trägerstege, der Umlenkung der Zusatzvorspannung und kompensieren die Schwächungen aus der Durchdringung für Werkleitungen und Entwässerungen (Fig. 7). Sicherheitsdefizite in Bezug auf die indirekte Brückenlagerung wurden mit Querträgerverstärkungen und mit zusätzlichen Querträgern abgedeckt. Zur Gewährleistung der Ermüdungssicherheit der Fahrbahnplatte wurden schliesslich bereichsweise Querrippen notwendig. Eine spezielle Aufmerksamkeit erforderten die Bereiche der Brückenenden. Im Abschnitt 3 mussten die Gerbergelenke gesichert werden. Beim Abschnitt 1 zeigte sich, dass die Auflagersicherung partiell ungenügend war, was eine Verstärkung der Brückenpfeiler und der Brückenenden notwendig machte.

tion 3 had to be made safer. Section 1 revealed a partially insufficient safety of the bridge bearings, which necessitated strengthening of the bridge piers and the bridge ends.

The amount of strengthening carried out was extraordinarily high and unprecedented in practice. Besides the extensive strengthening, the usual measures for the rehabilitation of bridges were executed. Concrete damage in the box girders, at the piers and the abutments was remedied by local repair of the concrete. The bridge infrastructure was renewed. In particular, the expansion joints of the main bridge and the ramps were replaced. The bridge bearings have generally been renewed. The impact protection of the endangered piers was ensured by rebuilding the relevant bearings or by the addition of protective anti-impact layers. These measures also provide an increased earthquake resistance. The drainage concept was completely renewed. For design reasons, the channels run as double pipes through concrete ribs and are not – as usual nowadays – exterior and visible. The masts for the overhead contact wires and the lighting were relocated from the central reservation to the bridge sides. The shape of the masts fits in with the overall design concept (Fig. 8). In addi-

Der Grad der durchgeführten Verstärkungen war aussergewöhnlich hoch und in der Praxis beispiellos. Neben der umfangreichen Verstärkung wurden zudem die bei Brückeninstandsetzungen üblichen Massnahmen ausgeführt. Betonschäden in den Hohlkästen, an den Pfeilern und an den Widerlagern wurden lokal instandgesetzt. Die Brückenausrüstung wurde erneuert. Insbesondere wurden die Fahrbahnübergänge bei der Hauptbrücke und den Rampen ersetzt. Die Brückenlager wurden generell instandgesetzt. Die Anprallsicherheit gefährdeter Brückenpfeiler wurde gewährleistet, indem die entsprechenden Lager umgebaut oder mit einem konstruktiven Anschlag versehen wurden. Dies führte auch zu der notwendigen Erhöhung der Erdbebensicherheit. Die Entwässerung wurde vollständig neu konzipiert. Aus gestalterischen Gründen wurden die Leitungen in Doppelrohren in Betonrippen geführt und nicht, wie heute üblich, aussenliegend und sichtbar. Die Fahrleitungs- und Beleuchtungsmasten wurden vom Mittelstreifen an die Brückenränder verlegt. Die Formgebung der Masten nimmt Bezug auf das Gestaltungskonzept (Fig. 8). Darüber hinaus ist an der Brückenunterseite eine besondere Beleuchtung installiert, die als Teil des Plan Lumière realisiert wurde.

Rahmenbedingungen

Mit den Linienbaustellen Seite West und danach Seite Ost über die ganze Brückenlänge konnte eine ideale Synthese der Randbedingungen gefunden werden. Da die Hardbrücke in weiten Bereichen aus zwei einzelnen, in der Mitte verbundenen Brücken besteht, war die Aufteilung der Bauarbeiten in Seite West und Ost aus statischer Sicht ideal. Die Brückenhälften sind genügend breit, um pro Seite eine «Baupiste» und einen Baubereich von je ca. 3–5 m zuzulassen. Die Instandsetzung der acht Rampen mit zugehöriger Verkehrssperrung konnte optimal in die beiden Linienbaustellen eingepasst und



Fig. 8
Die Form der Kandelaber entspricht dem Gestaltungskonzept.
The shape of the street lighting masts is in harmony with the design concept.

tion, a special lighting has been installed on the soffit of the bridge, which has been carried out as part of the "Plan Lumière".

Boundary Conditions

So-called linear construction works over the whole length of the bridge on the west side first and on the east side afterwards took into account all the boundary conditions. Since the Hardbrücke mainly consists of two separate bridges that are connected in the middle, the sectioning of the construction works into "side west" and "side east" was ideal from a structural point of view. The two sides of the bridge are wide enough to accommodate a construction lane and a construction area each of 3 to 5 m width. The repair of the 8 ramps including the corresponding closures to traffic was optimized by means of the linear construction method and the requirements of all stakeholders could be satisfied.

The chosen construction strategy and the short construction time from August 2009 to November

auf die Bedürfnisse aller Interessensgruppen abgestimmt werden.

Das gewählte Baukonzept und die kurze Bauzeit von August 2009 bis November 2011 ermöglichte viele Wiederholungen von Arbeitsprozessen innerhalb einer Bauphase, erforderte aber umfangreiche Installationen, insbesondere grosse Gerüstflächen.

Qualität

Für die Ausführung wurde als Bestandteil des Werkvertrags ein umfassender Kontrollplan erarbeitet und während der Ausführung umgesetzt. Im Rahmen dieses PQM wurden von Beginn an die Baustoffe, deren Einbau und die Nachbehandlung kontrolliert und dokumentiert. Dies beinhaltete auch die Prüfung und Beurteilung der bestehenden Baustoffe, zum Beispiel die Kontrolle des bestehenden Fahrbahnbetons mit Potenzialfeldmessung an der Oberfläche.

Kosten

Die Gesamtkosten beliefen sich auf rund 100 Mio. Franken. Davon betragen die Baukosten der Hauptinstandsetzung rund 78 Mio. Franken, was bei einer Brückenfläche von 34.500m² einen Preis pro m² von rund 2250 Franken ergibt.

2011 allowed for several repetitions of working processes within one construction phase, but also required comprehensive installations, especially a large amount of falsework.

Quality

An extensive control plan was applied in the execution phase and has been part of the contract for work and labour. Within the scope of this PQM (process-based quality management), the quality of the building materials, their installation and subsequent treatment has been controlled and documented from the beginning. This also included the examination and assessment of the existent construction materials, for example the control of the existing deck concrete by means of a corrosion analysis (field measurement of potential) of the surface.

Costs

The overall costs amounted to CHF 100 millions. The fraction of the capital repair amounted to CHF 78 millions, which adds up to a price of CHF 2,250 per square meter for a total bridge area of 34,500 sqm.

Autoren/Authors

Dieter Flückiger

Dr. sc. techn. ETH, dipl. Bauing. ETH SIA
Flückiger + Bosshard AG
CH-8045 Zürich
dieter.flueckiger@fbag.ch

Ueli Reber

dipl. Bauing. ETH SIA
Edy Toscano AG
CH-8048 Zürich
ueli.reber@toscano.ch

Literatur/Literature

- [1] SIA 260:2003; Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- [2] SIA 261:2003; Einwirkungen auf Tagwerke
- [3] SIA 262:2003; Betonbau

Neue vorgespannte Durchstanzverstärkungssysteme für Flachdecken

New prestressed punching strengthening systems for flat slabs

Stefan Lips, Robert Koppitz, Albin Kenel, Thomas Keller

Einleitung

Die Anforderungen an bestehende Gebäude ändern sich im Verlauf ihrer Lebensdauer, beispielsweise durch Eingriffe in die Tragstruktur (wie durch Stützen ersetzte Wände) oder durch Umnutzungen (z.B. Erhöhung der Nutz- oder Auflasten), und erfordern oft Verstärkungsmassnahmen. Bei Flachdecken sind diese typischerweise im Stützenbereich anzuordnen, da dort lokales sprödes Durchstanzversagen in der

Introduction

Buildings are often altered to meet current needs resulting in a change of the structural system (e.g. walls replaced by columns) or the loading conditions (e.g. increase of live or dead load). In the case of flat slabs, the critical details are mostly the slab-column connections for which punching failure is the governing design criterion. Therefore, in order to increase the load-carrying capacity of flat slabs, the slab-column connection is one of the details that generally requires strengthening. However, the need to increase the performance of flat slabs is not only due to an increased load-carrying capacity but also because today's design codes such as the fib Model Code 2010 [1,2] or Swisscode SIA 262:2013 [3] use more accurate formulations that may lead to more stringent design requirements in certain cases. Consequently, some existing structures, which were mostly built without shear reinforcement, no longer meet current design criteria. Thus, effective methods for the strengthening of flat slabs are necessary. For this, two new strengthening systems for flat slabs have been developed. The first system consists of prestressed non-laminated carbon-fiber-reinforced polymer straps (Fig. 1) and the second system uses an externally prestressed steel head placed underneath the slab (Fig. 2).

Regel das massgebende Bemessungskriterium wird. Die Forderung nach einem verbesserten Tragverhalten erfolgt jedoch nicht nur aus diesen Gründen, sondern resultiert auch aus teilweise strengeren Bestimmungen moderner Tragwerksnormen, wie des fib Model Code 2010 [1,2] oder der Schweizer Betonnorm SIA 262:2013 [3], die sich auf genauere Berechnungsverfahren als die älteren Normengenerationen abstützen. Dies kann dazu führen, dass bestehende Flachdecken, die üblicherweise ohne Durchstanzbewehrung ausgeführt wurden, die heutigen Bemessungsvorschriften nicht mehr erfüllen. Folglich sind effiziente Verstärkungsmethoden notwendig, um solche Tragwerke zu ertüchtigen. Zwei zu diesem Zweck entwickelte Systeme werden in der Folge vorgestellt: das erste

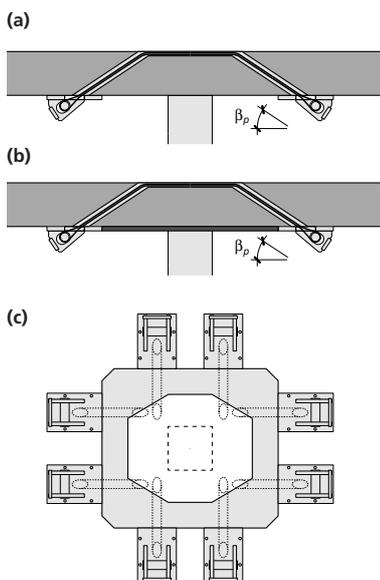


Fig. 1
Querschnitt des CFRP-Strangschlaufen-Verstärkungssystems:
a) mit auf die Betonoberfläche geklebten Ankerschuhen, b) mit an einem Stahldruckring verankerten Ankerschuhen und c) Grundriss der Verstärkungslösung mit Stahldruckring.
Section of the CFRP-strap strengthening system:
a) anchors adhesively-bonded to bottom surface b) anchors coupled with steel compression frame and c) plan view of the CFRP-strap strengthening system with steel frame.

Strengthening systems

Prestressed non-laminated carbon-fiber-reinforced polymer straps

These carbon-fiber-reinforced polymer straps (CFRP straps), produced by Carbo-Link AG, Fehrltorf, consist of up to 2×50 layers

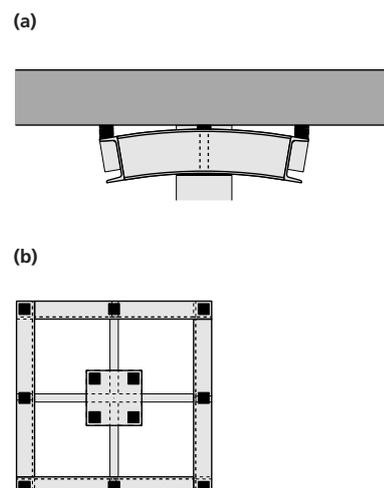


Fig. 2
Verstärkungssystem mit externem Stahlpilz: a) Querschnitt und b) Grundriss im Falle eines abgeschnittenen Stützenkopfs.
Steel head strengthening system: a) section and b) plan view in case of a cut column head.

of a carbon-fiber-reinforced polymer tape. The tape is continuously wrapped around two circular steel pins during fabrication. Thereby, only the outer two tape layers are fusion-bonded over a length of 60 mm while the inner end is anchored by friction bonding [4, 5]. The installation of the strengthening system is carried out in several phases. In the first phase, holes have to be drilled through the slab at an angle of approximately $\beta_p = 34^\circ$. Subsequently, the CFRP straps are drawn through the holes in the slab and anchored at each end by an anchoring system made of steel. The anchoring system can be either adhesively-bonded to the bottom surface (Fig. 1a) of the slab or fixed to a steel compression frame attached at the bottom side of the slab (Fig. 1b and 1c). Finally, the designed prestressing force P_0 is applied by pulling one of the bolts, shown in Figure 1, backwards. The pulling of the bolt can either be carried out using a hydraulic jack or a torque wrench is applied to the bolt fixing screws. [6].

Prestressed steel head

The steel head consists of a single vertical rectangular steel plate in each direction to form a steel cross, which is connected by U-shaped steel profiles that form an enlarged support area (Fig. 2). Similar steel heads are already widely in use within the slab in the case of new structures. Unlike the steel heads within the slab, the externally placed steel heads are not loaded along the outer steel profile but at the corner and the intersection points with the steel cross by using shifting plates. These shifting plates allow, by using different shifting heights, a controlled load application depending on the stiffness of the steel head and the condition of the bottom surface of the slab. In practice, the steel head used as a strengthening system can be installed either around the existing column fixed to a steel jacket that is placed around the existing column; on the top of the existing

verwendet vorgespannte nicht-laminierte Strangschlaufen aus kohlefaserverstärktem Kunststoff (Fig. 1) und das zweite besteht aus einem unter der Stütze angebrachten, aussenliegenden, vorgespannten Stahlpilz (Fig. 2).

Neue Verstärkungssysteme Vorgespannte nicht-laminierte CFK-Strangschlaufen

Hier werden Strangschlaufen aus kohlefaserverstärktem Kunststoff (CFK) verwendet, die die Firma Carbo-Link AG, Fehrltorf, produziert. Eine CFK-Strangschleife besteht aus bis zu 2×50 Lagen eines CFK-Bands. Die Schleife wird durch kontinuierliches Wickeln des Bands um zwei runde Stahldorne hergestellt. Am Schluss wird das äussere Schlaufenende auf einer Länge von ca. 60 mm mit der darunterliegenden Lage verschweisst, das innere Schlaufenende ist über Reibungsverbund verankert [4, 5]. Das Verstärkungssystem wird in mehreren Schritten installiert: zuerst sind auf jeder Stützensseite unter einem Winkel von ca. $\beta_p = 34^\circ$ zur Horizontalen geneigte runde Löcher durch die Platte zu bohren. Anschliessend werden die Schlaufen durch die Bohrlöcher gezogen. Die Verankerung der jeweiligen Schlaufenenden erfolgt mithilfe von Ankerschuhen aus Stahl, die auf der Plattenunterseite befestigt sind. Die Befestigung erfolgt entweder durch Verklebung der Kontaktfläche zwischen Ankerschuh und Betonoberfläche (Fig. 1a) oder durch Fixierung des Schuhs an einem Stahldruckring, der zuvor auf der Unterseite montiert wurde (Fig. 1b, 1c). Schliesslich kann die bemessene Vorspannkraft P_0 durch das Zurückziehen eines der in Figur 1 gezeigten Bolzens aufgebracht werden. Das Zurückziehen des Bolzens kann entweder mit einer hydraulischen Presse oder mit einem Drehmomentenschlüssel über den Bolzen fixierende Schrauben erfolgen [6].

Vorgespannter, aussenliegender Stahlpilz

Das zweite System entspricht einem externen Stahlpilz, der aus

column, whereby the top part is cut-off; or attached on top of a new, stronger steel/concrete composite column that replaces the entire existing column. In any of these cases, the steel head is prestressed by using screws at the steel head perimeter or by pressing it against the slab using a jack that is either fixed to the steel jacket or placed between the steel head and the column [7].

Experimental investigation

The experimental investigation consisted of in total 19 full-scale punching tests [8]. The specimens were square slabs with a side length of 3.2 m and a flexural reinforcement ratio of approximately 1.5%. The load was applied at 20 points radially arranged at a radius of 1.50 m (Fig. 3a and b) and the slab specimens were supported in the center by a square steel plate of side length 250 mm. Within this experimental investigation a variety of parameters were investigated such as the influence of:

- the strengthening system
- the slab thickness
- the pre-cracked state of the existing slab
- drilled holes in the slab
- cut flexural reinforcement due to drilling
- insufficient anchorage of the flexural reinforcement.

Experimental results and conclusions

The extensive experimental investigation led to various conclusions that enable a safe design of the presented strengthening systems. Subsequently, two conclusions drawn from the experimental results are discussed:

1. Prestressed CFRP straps as well as the externally placed, prestressed steel head increase the punching strength and rotational capacity significantly compared to slabs without strengthening. Figure 4 shows the normalized load-rotation response of slab specimens with different strengthening systems and of a non-strengthened reference slab. The normalization

einem Stahlkreuz aus Blechen besteht, an das U-Profile angeschweisst werden. Dabei wird die Auflagerfläche vergrößert (Fig. 2), analog zu Stahlpilzen, die bei Neubauten innerhalb der Stahlbetondecken eingebaut werden. Allerdings werden diese hauptsächlich entlang ihrer Randträger belastet; im Falle des externen Pilzes erfolgt der Lastabtrag durch Futterbleche, die an den Pilzecken und den Verbindungspunkten zum Stahlkreuz zwischen U-Profil und Betonunterseite eingebaut werden. Durch unterschiedliche Einbauhöhen der Futterbleche wird eine definierte Pilzverformung vorgegeben, die in Abhängigkeit der Pilzsteifigkeit und der Beschaffenheit der Oberfläche auf der Betonunterseite eine kontrollierte Entlastung der Decke bewirkt. In der Praxis kann dieses System auf folgende Arten eingebaut werden: Der Pilz wird um die bestehende Stütze montiert und stützt sich auf eine neue Stahlummantelung der Stütze ab; falls ein Abschneiden des Stützenkopfs möglich ist, kann der Pilz direkt dazwischen eingebaut werden; oder die bestehende Stütze wird komplett entfernt und durch eine leistungsfähigere Stahlbetonverbundstütze mit integriertem Pilz ersetzt. Unabhängig vom Einbau kann der Pilz entweder durch Schrauben vorgespannt werden, die sich entlang der Randträger befinden, oder er wird gegen die Betonplatte mit einer Hydraulikpresse verspannt, die an der Stahlummantelung angebracht oder direkt zwischen Pilz und Decke eingebaut wird [7].

Durchgeführte Versuchsreihe

Es wurden insgesamt 19 grossmassstäbliche Durchstanzversuche durchgeführt [8]. Die quadratischen Versuchskörper wiesen eine Seitenlänge von 3,2 m und einen Biegebewehrungsgehalt von ca. 1,5% auf. Die externe Belastung wurde über 20 Zugstangen angebracht, die sich kreisförmig in einem Abstand von 1,50 m zum mittig angeordneten Auflager

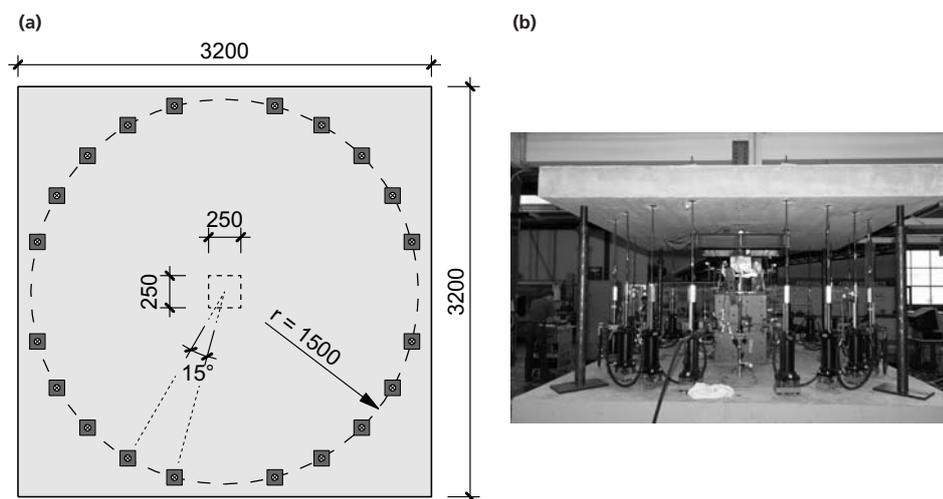


Fig. 3

a) Hauptabmessungen der Versuchsplatten (in mm) und Lastangriffspunkte,
b) Versuchsaufbau im Labor.

a) Main parameters of specimen and load application points (dimensions in mm)
b) Test set-up.

of the horizontal axis accounts for the shear crack opening and the roughness, and the vertical axis for the shear resisting area and the concrete compressive strength. Therefore, this normalization enables the direct comparison of the punching strength despite the fact that specimen P1 had a considerably lower concrete compressive strength. Additionally, Figure 4 shows the calculated failure criterion for slabs without strengthening. It can be seen that the punching strength can be significantly increased if these prestressed strengthening systems are used. This additional strength is due to the CFRP straps within the critical section that control the opening of the critical shear crack leading to failure of the concrete strut close to the column. In the case of the external steel head, the increase in strength and rotational capacity is attributed to the enlargement of the critical perimeter outside the steel head where punching failure occurred.

2. In existing slabs, the flexural reinforcement over the column may not be long enough to provide a sufficient anchorage

befanden (Fig. 3a und b). Als Auflager diente eine quadratische Stahlplatte mit einer Seitenlänge von 250 mm. Mithilfe dieser Versuchsreihe wurde eine Reihe von Parametern untersucht, wie beispielsweise der Einfluss:

- des Verstärkungssystems,
- der Plattendicke,
- einer Rissbildung in der bestehenden, unverstärkten Platte,
- der ggf. zu bohrenden Löcher für das Verstärkungssystem,
- der dadurch durchschnittenen Biegebewehrung,
- einer ungenügenden Verankerung der Biegebewehrung.

Versuchsergebnisse und Schlussfolgerungen

Die erhaltenen Resultate der umfangreichen Versuchsreihe führten zu diversen Erkenntnissen, die zu einer sicheren Dimensionierung und Bemessung der vorgestellten Verstärkungssysteme beitragen. Zwei dieser Ergebnisse werden nachfolgend diskutiert:

1. Sowohl die vorgespannten CFK-Strangschlaufen als auch der aussenliegende, vorgespannte Stahlpilz erhöhen den Durchstanzwiderstand und die Verformungskapazität signifikant, verglichen mit einer unverstärkten Stahlbetonplatte. Figur 4 zeigt die normalisierte

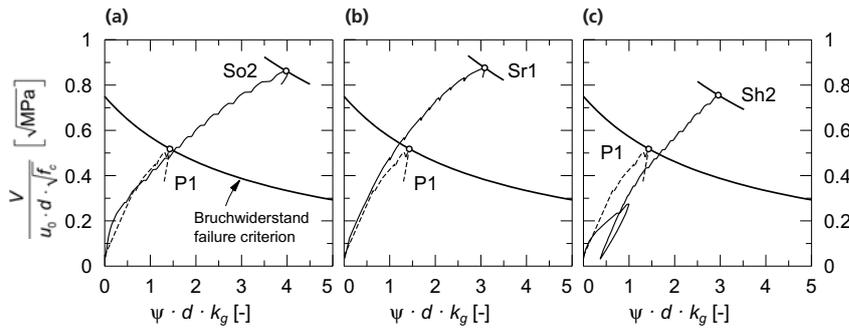


Fig. 4

Berechnete Bruchwiderstandskurve für unverstärkte Platten sowie die erhaltenen Last-Rotationskurven für die Referenzplatte P1 und Versuchsplatten mit a) CFK-Strangschlaufen mit geklebten Ankerschuhen (So2); b) Strangschlaufen und Stahldruckring (Sr1); und c) aussenliegendem Stahlpilz (Sh2), Plattenabmessungen $3,2 \times 3,2 \times 0,25$ m.

Calculated failure criterion for slab specimens without strengthening and measured load-rotation response for reference slab specimen P1 and slab specimens with a) CFRP-strap anchors bonded to bottom surface (So2); b) CFRP-strap anchors attached to steel frame (Sr1), and c) steel head (Sh2), slab dimensions $3.2 \times 3.2 \times 0.25$ m.

length outside the punching cone. This is a common problem if the punching cone is enlarged using a strengthening system such as post-installed shear reinforcement or an enlargement of the supported area. This problematic is also demonstrated by specimen

Last-Rotationskurve von Versuchsplatten mit unterschiedlichen Verstärkungssystemen sowie einer unverstärkten Referenzplatte. Die Normalisierung entlang der Abszisse berücksichtigt die Rissöffnung und -verzahnung im Schubriss, die der Ordinate die Zylinderdruckfestigkeit des Betons und der Schubwiderstandsfläche. Somit ermöglicht diese Normalisierung den direkten Vergleich der Durchstanzwiderstände trotz der wesentlich niedrigeren Betondruckfestigkeit der Referenzplatte P1. Zusätzlich ist in Figur 4 die berechnete Bruchwiderstandskurve für eine unverstärkte Platte eingezeichnet. Es ist ersichtlich, dass mit den vorgespannten Verstärkungssystemen eine wesentliche Traglaststeigerung erzielt wird. Dieser zusätzliche Widerstand wird von den innerhalb des kritischen Schnitts eingebauten Strangschlaufen erbracht, die die Rissöffnung des kritischen Schubrisses kontrollieren und somit zu einem Versagen der Betondruckdiagonale im Stützenbereich führen. Im Falle des externen Stahlpilzes führt der durch den Pilz vergrößerte gestützte Bereich zu einem Durchstanzversagen ausserhalb desselben und somit zu einer

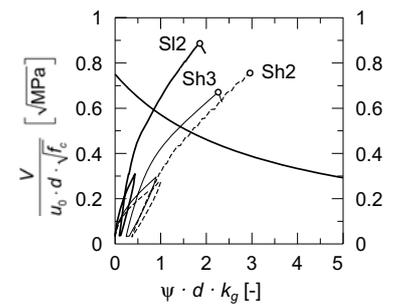


Fig. 5

Last-Rotationskurven der Versuche Sh2, Sh3 und Sl2. Load-rotation response of: Sh2, Sh3, and Sl2.

Sh2, which had continuous flexural reinforcement and specimen Sh3, which had too short lap splices over the column leading to a flexural reinforcement ratio of 1.5% in the column vicinity and 0.75% at the edge of the slab. By comparing in Figure 5 the punching strength of specimens Sh2 with specimen Sh3, it can be seen that the punching strength significantly decreased. Moreover, by comparing the punching cone of specimen Sh2 to Sh3 (Fig. 6), it can be seen that in the case of specimen Sh2 the angle of the critical crack is lower than in the case of specimen Sh3, for which the crack starts at the end of the splice of the rebar. However, the anchorage problem with the flexural reinforcement can be solved by applying CFRP laminates to the top surface of the slab (specimen Sl2). Thereby, the CFRP laminates increase the flexural stiffness significantly. By comparing specimens Sh2 and Sl2 with respect to the strength, it can be seen that the CFRP laminates are able to compensate the decrease in flexural strength due to the limited anchorage of the flexural reinforcement leading to an even larger normalized punching strength

Literatur/References

- [1] fib, Model Code 2010 Final Draft Vol. 1, (2012); Fédération Internationale du béton fib, Bulletin 65, 350 pp., Lausanne, Schweiz
- [2] fib, Model Code 2010 Final Draft Vol. 2, (2012); Fédération Internationale du béton fib, Bulletin 66, 370 pp., Lausanne, Schweiz
- [3] SIA 262:2013 Betonbau; Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 102 pp., Zürich, Schweiz
- [4] J.M. Lees, A.U. Winistörfer, U. Meier (2002); External prestressed CFRP straps for the shear enhancement of concrete, ASCE J Compos Constr, 6(4), pp. 249–256, USA
- [5] J.M. Lees, A.U. Winistörfer (2011); Non-laminated FRP strap elements for reinforced concrete, timber and masonry applications, ASCE J Compos Constr, 15(2), pp. 146–155, USA
- [6] RINO Carbo-S Technische Dokumentation (2012); F. J. Aschwanden AG, 12 pp., Lyss, Schweiz
- [7] RINO Exo Technische Dokumentation (2012); F. J. Aschwanden AG, 12 pp., Lyss, Schweiz
- [8] T. Keller, A. Kenel, R. Koppitz; Carbon fiber-reinforced polymer punching reinforcement and strengthening of concrete flat slabs, ACI Structural Journal, 110 (6), USA

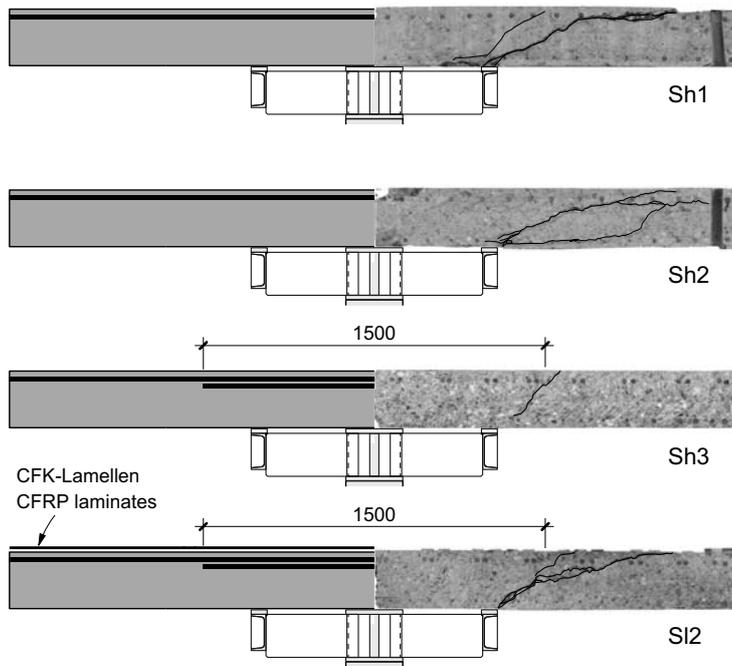


Fig. 6
 Sägeschnitte der Versuche Sh2 (durchgehende Bewehrung), Sh3 (gestossene Bewehrung über der Stütze), und SI2 (gestossene Bewehrung über der Stütze und CFK-Lamellen). Abmessungen in mm.
 Saw cuts of specimen Sh2 (no splices), Sh3 (lap splices over the column), and SI2 (lap splices over the column and CFRP laminates). Dimensions in mm.

Erhöhung des Tragwiderstands und der Rotationskapazität.

- Bei bestehenden Platten ist die Biegebewehrung über der Stütze unter Umständen zu kurz, um ausserhalb des Durchstanzkegels vollständig verankert zu sein. Dies ist ein bekanntes Problem, wenn der Durchstanzkegel vergrössert wird, beispielsweise mit nachträglich installierter Durchstanzbewehrung oder einer Auflagervergrösserung. Diese Problematik zeigt sich auch bei den beiden Platten Sh2 und Sh3, wobei bei der ersten eine durchgehende Biegebewehrung verlegt und bei der zweiten über der Stütze ein zu kurzer Überlappungsstoss über 1,5 m ausgeführt wurde. Das hatte zur Folge, dass beim Versuch Sh3 der Bewehrungsgehalt in Stütznähe ebenfalls 1,5% betrug, am Rand jedoch nur 0,75%. Vergleicht man die Durchstanzwiderstände der beiden Versuche in Figur 5, stellt man fest, dass dieser im Falle der über der Stütze gestossenen Beweh-

ung signifikant abfällt. Ausserdem zeigt ein Vergleich der Sägeschnitte in Figur 6, dass bei Platte Sh2 der Winkel des Schubrisses kleiner ist als bei Versuch Sh3, bei dem der Riss genau am Ende des Stosses beginnt. Das Verankerungsproblem der Biegebewehrung kann jedoch mithilfe von CFK-Lamellen gelöst werden, die auf der Betonoberfläche appliziert werden, wie im Versuch SI2 gezeigt wird. Dabei wird die Biegesteifigkeit durch die CFK-Lamellen wesentlich erhöht. Ein Vergleich der Widerstände der Versuche Sh2 und SI2 zeigt, dass die Lamellen den Verlust des Biege- widerstands infolge der ungenügenden Verankerung vollständig kompensieren und sogar zu einem grösseren normalisier- ten Durchstanzwiderstand als bei Sh2 führen. Das Rissbild von Versuch SI2 ist ebenfalls wieder ähnlich dem der Platte ohne Überlappungsstoss (Sh2).

Autoren/Authors

Stefan Lips

Dr ès sc., MSCE Georgia Tech
 F.J. Aschwanden AG
 CH-3250 Lyss
 s.lips@aschwanden.com

Robert Koppitz

MSc ETH Bau-Ing.
 Composite Construction Laboratory,
 EPFL École Polytechnique Fédérale de
 Lausanne, CH-1015 Lausanne
 robert.koppitz@epfl.ch

Albin Kenel

Prof. Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH
 Institut für Bau und Umwelt, HSR
 Hochschule für Technik Rapperswil,
 CH-8460 Rapperswil
 albin.kenel@hsr.ch

Thomas Keller

Prof. Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH
 Composite Construction Laboratory,
 EPFL École Polytechnique Fédérale de
 Lausanne, CH-1015 Lausanne
 thomas.keller@epfl.ch

Erhöhung des Tragwiderstands und der Rotationskapazität.

Umbau und Instandsetzung der Markthalle Basel

Transformation and repair of the Basel market hall

Tomaz Ulaga, Domink Weiss

Einleitung

Die 1929 fertiggestellte Anlage der Markthalle Basel besteht aus drei strukturell unterschiedlichen Bereichen. Die zentrale Stahlbetonkuppel hat einen Durchmesser von 60m und eine Höhe von 25,7m. Es handelt sich um eine Rippenschale mit polygonalem Grundriss und einer Wandstärke von im Allgemeinen 8,5 cm. Zur Zeit der Erstellung war sie die drittgrösste Massivkuppel der Welt [1]. Sie wird von acht Betonstützen getragen, die die Bodenebene und das Untergeschoss durchdringen und auf Einzelfundamenten von 4,8 x 4,8 m² abgestellt sind. Um die Kuppel herum wurden pragmatische und zweckdienliche Randbauten mit Mauerwerkstragwänden und Hourdisdecken erstellt. Der Zwischenbereich zur Kuppel wurde mit einer Flachdachkonstruktion gedeckt. Die maximale Spannweite dieser dreistufigen Stahlkonstruktion liegt bei 29 m.

Während 75 Jahren wurde der Kuppel- und Flachdachraum für Marktzwecke genutzt [2]. Da sich in dieser Zeit die Strukturen der Konsumgüterverteilung wandelten, wurde 2004 im Rahmen eines Investorenwettbewerbs eine neue Nutzung für die Anlage gesucht.

Introduction

The Basel market hall complex from 1929 consists of three different structural systems. The central dome has a diameter of 60 m and a height of 25.7 m. The thickness of the shell between the ribs is 8.5 cm. At the time of completion it was the third largest concrete dome in the world [1]. The dome is supported by eight reinforced concrete columns, which penetrate the floor slab and the basement before they are founded on eight 4.8 x 4.8 m² pad footings. Very functional and pragmatic annex buildings with brickwork walls and hollow brick floors surrounds the dome. The space between the dome and the annex buildings is covered by a flat roof. The flat roof consists of a three-level steel construction with a maximum span of 29 m. For 75 years the dome and the flat roof area were used for market purposes until, due to changes in the consumer goods distribution system, a new use had to be found for the complex [2]. For this purpose an investor competition took place in 2004. The successful project of Allreal and Blaser Architekten AG consisted of adding a residential building and extending the basement areas to

Das erfolgreiche Projekt von Allreal und Blaser Architekten AG sah nebst der Instandsetzung der denkmalgeschützten Kuppel die Ergänzung des Ensembles mit einem Wohnhochhaus vor sowie die umfangreiche Erweiterung der Untergeschossbereiche für die Schaffung von Parking- und Nebenräumen für die künftige Event-, Einkaufs-, Wohn- und Büronutzung.

Statik der Kuppel

Der Entwurf der Kuppel basiert auf Grundlagen, die von Franz Dischinger (1887–1953) erarbeitet wurden. Dischinger hat in verschiedenen Bereichen des Stahlbetonbaus herausragende Leistungen erbracht. Besonders intensiv beschäftigte er sich mit der Theorie und Herstellung von Schalenkonstruktionen [3, 4, 5]. Seine Überlegungen zur Ermittlung des Kräfteflusses konnten mit den damals verfügbaren Berechnungshilfsmitteln ausgewertet werden und führten zu Resultaten, die die Umsetzung in der Praxis ermöglichten.

Die Grundüberlegungen sind einfach. Mit den Gleichgewichtsbedingungen am Schnittkörper und den zugehörigen Randbedingungen kann die Statik eines Tonnen-

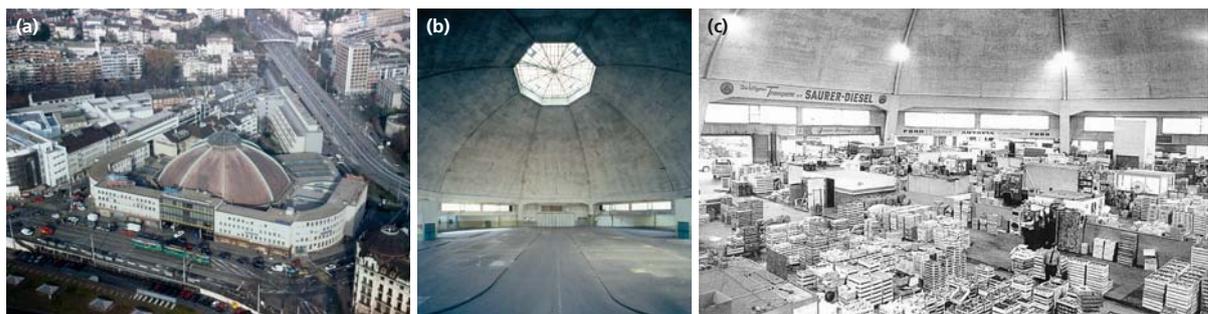


Fig. 1

a) Luftbild der Anlage und b) und c) Innenansicht der Kuppel vor Umbau und Instandsetzung.

a) Aerial photo of building and b) and c) interior view of the dome before reconstruction and rehabilitation.

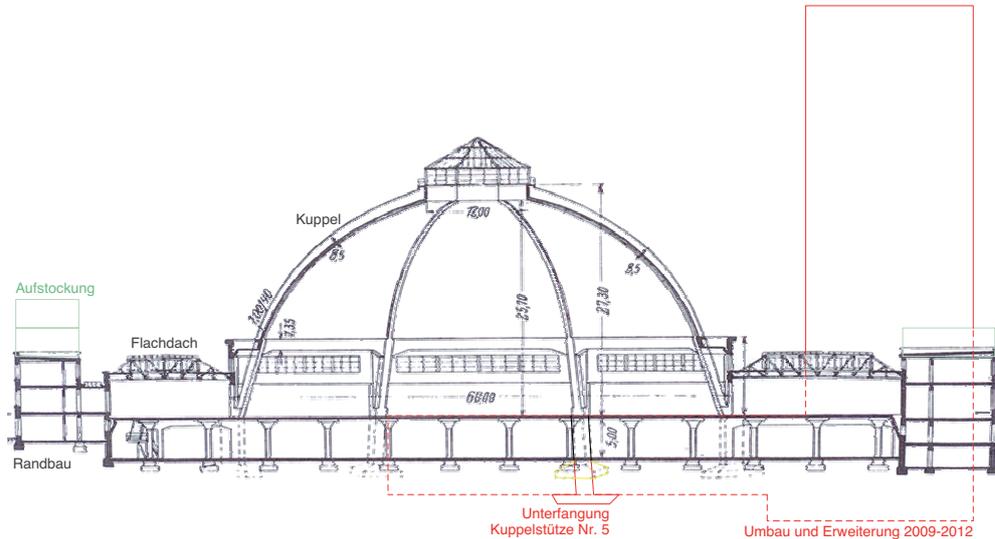


Fig. 2
Anlage der Markthalle Basel. Ursprüngliche Bausubstanz von 1928/29, spätere Aufstockungen und Umbau- und Erweiterung 2009–2012.
Market hall complex. Original structure from 1928/29; added stories and extensions during the reconstruction work from 2009–2012.

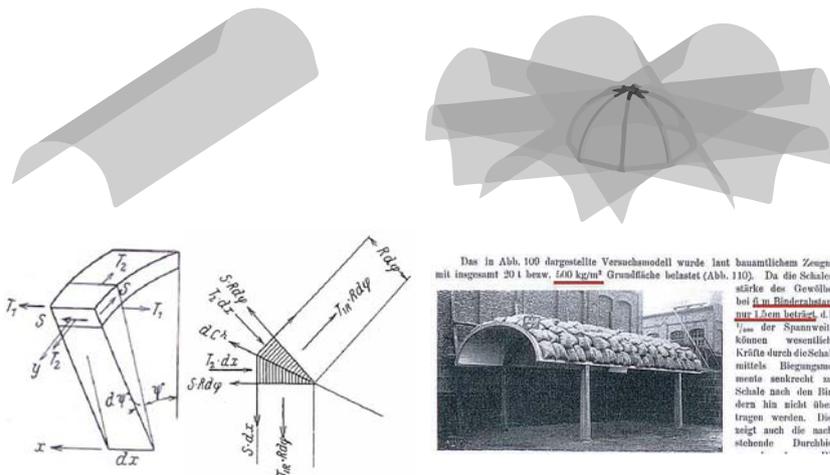


Fig. 3
Grundlagen der Rippenschalenstatik und Versuch am Tonnengewölbe.
Basis of the structural analysis of the ribbed shell and test on barrel vault.

provide more space for car parking and side rooms for events, shopping, apartments and offices. Extensive maintenance works were suggested to renew and preserve the complex with its historically protected dome construction.

Structural analysis of the dome

The design of the dome construction is based on the principles established by Fanz Dischinger (1887–1953). Dischinger provided outstanding contributions in

gewölbes erfasst werden. Die so erkannte Leistungsfähigkeit dieses einfachen Schalensystems hat Dischinger im Versuch demonstriert: Das Tonnengewölbe mit Spannweite 6 m und Wandstärke 15 mm ist mit dünnen Drähten bewehrt und trägt eine verteilte Last von 500 kg/m².

Wenn man das Tonnengewölbe mehrmals im Grundriss verdreht, entsteht eine Schnittfigur, die der Rippenkuppel entspricht. Aus dieser Verwandtschaft folgt auch eine Analogie in der Statik: der Kräftefluss in der Rippenkuppel

various fields of reinforced concrete applications. However, his main focus was on the theory and production of shell structures [3, 4, 5]. His approach for analyzing the force flow could be evaluated with the calculations available of that time. This allowed him to derive useful results for real applications. The basic principles of the approach are simple. Equilibrium of the forces in a free body diagram and the corresponding boundary conditions are used to describe the structural behaviour of a barrel vault. Dischinger de-

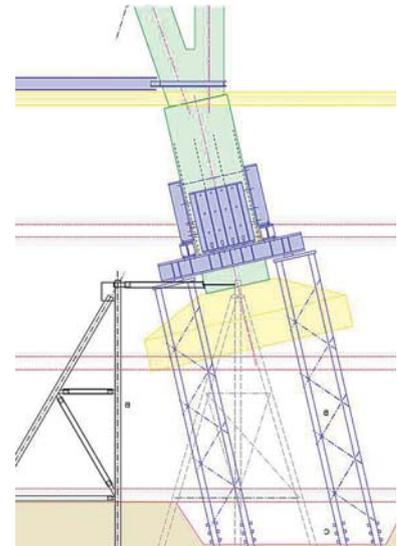


Fig. 4
 Bauzustand für die Erstellung neuer Kellerräume. Abfangung der Hauptstütze Nr. 5.
 Construction site during the construction of new basement levels. Temporary support of the main column No. 5.

folgt aus den Überlegungen am Tonnengewölbe, wenn dazu noch die Umlenkkräfte in den Schnittgraten berücksichtigt werden.

Umbau und Erweiterung

Die Bestandteile der alten Anlage folgen einem polaren System, unterschiedlich gerichteten orthogonalen Rastern sowie ergänzen-

monstrated the resulting load-bearing capacity of this simple shell system experimentally by showing that a 15 mm thick barrel vault with a span of 6 m and a thin wire reinforcement was able to carry a load of 500 kg/m².

By repeatedly rotating the vault barrel in the ground plan, an intersection figure, which corresponds to a regular ribbed shell, is obtained. Therefore, the simple static principles of a vault can be used to analyze such a dome, if additional deviation forces in the ribs are considered.

Reconstruction and Extensions

The different parts of the old complex follow a polar system with variously-orientated orthogonal grids and some additional freehand lines. The extension project aimed at maximizing the gain of new useable areas. Embedment in the existing structure caused complex three-dimensional situations and demanding interactions between excavation, demolition and new structures. In the northern part of the site four new basement levels were built under the floor of the hall. One of the main dome columns was

den Freihandformen. Im Rahmen der Erweiterung wurde eine Maximierung des Nutzflächengewinns angestrebt. Die Einbettung in die bestehende Substanz führte zu komplexen räumlichen Verhältnissen und zu anspruchsvollen Verflechtungen zwischen Ausbau, Abbruch und Neubau.

Im nördlichen Bereich der Anlage wurden vier neue Kellergeschosse in den Boden unter der Halle eingelassen. Da eine der bestehenden Hauptstützen in dieser Zone stand und sich deren Fundamentsohle ca. 4,5 m über der neuen Bodenplatte befand, musste die Stütze abgefangen, verlängert und auf tieferem Niveau neu fundiert werden. Die Abfangung war so zu konstruieren, dass eine direkte Abtragung (d.h. in Stützenrichtung in den Baugrund) der Gebrauchskraft von 3,8 MN stets gewährleistet war. Seitliche Stützkonstruktionen besorgten die Stabilisierung des Gebildes gegen Einwirkungen aus toleranzbedingtem exzentrischem Lastfluss, Wind und Erdbeben. Zur Minimierung der lokalen Kuppelsetzung wurde die Abfangkonstruktion mit hydraulischen Pressen um den Betrag der errechneten Stützenkraft vorbelastet.

Projektdaten/Project data

Bauherr/Owner

Allreal, Zürich

Bauingenieure/Structural engineers

Walt + Galmarini AG, Zürich,

Ulag Partner AG, Basel

Architekten/Architects

Blaser Architekten AG, Basel

Kenndaten

Gesamte Grundfläche: 9300 m²

Kuppelraum: 3000 m²

Höhe Kuppel: 25,7m

Tragwerk Kuppel: Achteckige Rippen-

schale aus Stahlbeton

Erstellung: 1928–1929

Umbau und Instandsetzung:

2009–2012

Specifications

Total area: 9300 m²

Dome area: 3000 m²

Dome height: 25.7 m

Dome structure: Octagonal rib shell

made of reinforced concrete

Construction phase: 1928–1929

Reconstruction and rehabilitation:

2009–2012

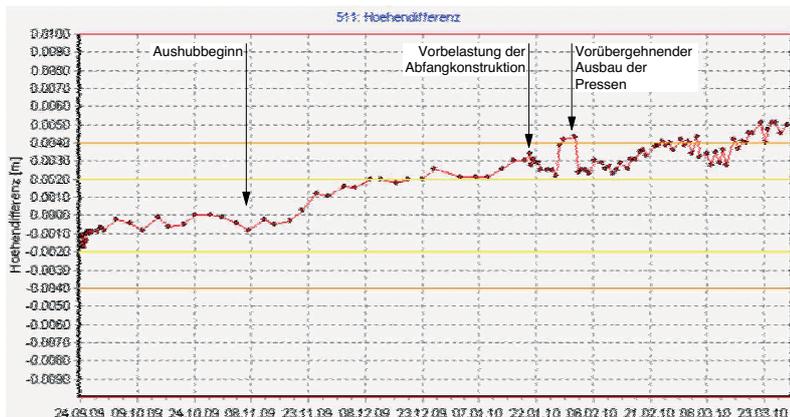


Fig. 5
Deformationsüberwachung. Messreihe der Vertikalbewegung von Stütze Nr. 5.
Deformation monitoring. Measured vertical displacement of main column No. 5.



located in this area. Its footing was 4.5 m above the future base slab. This meant that the column had to be lengthened and founded again on a new lower level. A temporary support construction had to be built to ensure the transfer of the 3.8 MN service load into the ground during the entire construction period. Additional side structures were constructed to stabilize the system for lateral loads caused by eccentric loads, earthquakes or wind. To minimize local dome settlements, hydraulic jacks were installed to preload the temporary support structure according to the estimated column force. The column was approximately five months in this "hovering" state. During this period, the dome deformations were monitored permanently. For this purpose, the x-, y- and z-movements of 33 measurement points were registered, evaluated and displayed daily on an Internet platform. The data shows that the loading of the temporary support construction caused displacements of less than 1 mm. Much larger displacements were caused by the seasonal "breathing" of the dome due to temperature-induced deformations and ground heave

Der «Schwebezustand» dauerte – bauablaufbedingt – etwa fünf Monate. In dieser Zeit wurden die Kuppeldeformationen permanent überwacht. Zu diesem Zweck wurden täglich die x-, y- und z- Verschiebungen von 33 Punkten gemessen, ausgewertet und über das Internet bereitgestellt. Die Messreihe zeigt, dass beim Anheben der Stütze eine Bewegung von weniger als 1 mm stattfand. Viel stärkere Verschiebungen der Punkte verursachten das «Atmen» der Kuppel infolge temperaturbedingter Formänderungsvorgänge sowie eine Geländehebung im Bereich grosser Aushubarbeiten [6].

Instandsetzung

Die Anlage wurde seit der Erstellung genutzt und war in dieser Zeit einer Serie von Schädigungsmechanismen ausgesetzt. Der Marktbetrieb brachte auch feuchte bis nasse Güter ein und die aufsteigende Feuchtigkeit kondensierte an der minimal gedämmten Betonschale. Die in die Halle einfahrenden Fahrzeuge schleppten in der kalten Jahreszeit taumittelhaltiges Wasser ein, das seinen Weg zu den Hauptstützen der Kuppel fand. Wind-

due to neighboring excavation work [6].

Rehabilitation

After its completion in 1929, the complex was in permanent use. It was exposed to a series of deteriorating mechanisms. Due to its use as a food market moist and wet goods were stored in the hall. The rising moisture condensed on the surface of the poorly insulated concrete dome shell. During cold periods, transport vehicles brought in water contain-

Referenzen/References

- [1] J. Braun; Denkschrift anlässlich der Vollendung und Einweihung der Gross-Markthalle Basel. Basel, Oktober 1992, 45 S.
- [2] Finanzdepartement des Kantons Basel-Stadt; Markthalle Basel, September 2005.
- [3] H.J. Kraus, F. Dischinger; Handbuch für Eisenbetonbau, Hochbau, II. Verlag Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin, 1928, 389 S.
- [4] M. Specht; Spannweite der Gedanken. Springer-Verlag, Berlin, 1987, 220S.
- [5] F. Dischinger, U.Finsterwalder; Die weitere Entwicklung der Schalenbauweise. Zeiss-Dywidag, Wiesbaden, 1929.
- [6] D. Weiss, T. Ulaga; Auf Zahnstochern. TEC21 35/2010.



Fig. 6
 a) Kuppelschale vor und nach der Betonreparatur. b) Hauptstütze Nr. 4 mit ergänzter Bewehrung vor der Reprofilierung.
 a) Dome shell before and after the concrete renewal. b) Main column No. 4 with additional reinforcement before cover concrete was reapplied.

ereignisse verursachten hin und wieder Schäden an der Dachhaut aus Faserzementplatten. Wasser-schnäuze zeugen von vermutlich anhaltend undichten Stellen.

Auf diese Weise entstanden viele klein- bis grossflächige Zonen mit stark korrosionsförderndem Milieu. Der nur moderat verdichtete, teilweise sehr filigrane und tiefgründig karbonatisierte Beton konnte die innere Bewehrung nur noch bedingt schützen. Risse, Abplatzungen und Hohlstellen wiesen auf ausgeprägte Korrosionsvorgänge hin. Bis zum Umbau hatte nie eine vollumfängliche Instandsetzung stattgefunden, sodass ein aufgetauter Massnahmenbedarf vorlag.

Die mangelhaften Beton-zonen wurden von losem und bröckeligem und ebenso von chloridhaltigem Material befreit. Bewehrungen wurden wo nötig ergänzt. Der neue Überbeton wurde unter konsequenter Einhaltung der ursprünglichen Geometrie aufgebracht. Damit künftig keine Korrosionsprozesse mehr stattfinden, wurde grosser Wert auf die Trockenlegung der Betonbauteile gelegt. Durch die künftige Nutzung war das ohnehin in den meisten Bereichen gegeben. Nur auf aus-

ing de-icing salt, which found its way to the main columns. Windstorms damaged the roof skin and water traces on the inside of the shell indicated leakages. Hence, there was a multitude of small and large areas with corrosive environments. The existing poorly compacted concrete with rather delicate components was excessively carbonated and therefore it could not protect the internal steel reinforcement sufficiently. Cracks, concrete spalling and voids indicated the presence of intensive corrosion. As no previous comprehensive maintenance projects had been carried out, all these accumulated deficiencies required extensive repair works. Loose and chloride-containing material was removed from damaged concrete zones. The reinforcement was replaced where necessary. The new concrete cover was applied strictly, maintaining the former geometry. In order to preserve the structure it was necessary to ensure that all members remain dry. The future use generally supports this requirement. Thus, highly exposed areas are fitted with water-repellent systems and sealings.

gewählten Stellen wurde mit Hydrophobierung oder Beschichtung ein zusätzlicher Schutz vor flüssigem oder dampfförmigem Wasser realisiert.

Autoren/Authors

Tomaž Ulaga
 Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH SIA
 tomaz.ulaga@ulagapartner.ch

Dominik Weiss
 dipl. Bauing. ETH HTL SIA
 dominik.weiss@ulagapartner.ch

Uлага Partner AG
 CH-4051 Basel

Normalbauweise für Schottertröge auf Mauerwerksviadukten

Standard ballast troughs on masonry viaducts

Karl Baumann

Einführung

Die Rhätische Bahn (RhB) ist eine Schmalspurbahn mit einer Netzlänge von 384 km. Sie ist einerseits eine sehr bekannte Tourisusbahn und andererseits ein wesentlicher Leistungserbringer im öffentlichen Verkehr des Kantons Graubünden. Es handelt sich um eine Gebirgsbahn mit einer anforderungsreichen Trassierung und einer Vielzahl von Kunstbauten.

Die RhB besitzt insgesamt 604 Brücken mit einer totalen Länge von 15 764 Metern. Der Grossteil der Brücken, nämlich deren 325, sind Mauerwerksviadukte, die zwischen 1901 und 1914 gebaut wurden. Es sind typisierte Bauwerke, die nach einem einheitlichen Standard hergestellt wurden. Das Normalprofil weist eine Fahrbahnbreite von 4,20 m auf und der Viaduktgrundkörper misst 3,60 m. Die Brückenabschlüsse bestehen aus Granitplatten und Konsolsteinen, die den Bauwerken ihr typisches Erscheinungsbild verleihen.

Aus der aktualisierten Zustandsbeurteilung der Viadukte geht

Introduction

The Rhaetian Railway (RhB) is a narrow gauge railway with a network length of 384 km. It is on the one hand a very well known tourist railway, and on the other an important provider of public transport in the region of the Grisons. It is essentially a mountain railway with demanding routes and many civil engineering structures.

The RhB has a total of 604 bridges with a combined length of 15,764 metres. The majority of the bridges, i.e. 325, are masonry viaducts built between 1901 and 1914. They are typical civil engineering structures that were built to a standard design. The standard section has a trackbed width of 4.20 m and the central trough-like base of the viaduct measures 3.60 m. The bridge sides consist of granite blocks and bracket stones, which give the structures their typical appearance.

The updated condition evaluation of the viaducts shows that for the vast majority of the masonry viaducts the degree of damage varies from slight to severe. The

hervor, dass die überwiegende Mehrheit der Mauerwerksviadukte erheblich bis stark beschädigt ist. Die Schäden sind vorwiegend auf Nässe und Feuchtigkeit zurückzuführen. Das Meteorwasser versickert im erdgefüllten Schottertrög und dringt über örtliche Fehlstellen in die Mauerwerksfugen ein. Dort führt es zu Auslaugungen, Gefügezerstörungen und schliesslich zu einer kompletten Zersetzung des Mörtels.

Instandsetzungskonzept Mauerwerksviadukte

Voraussetzung für die langfristige Substanzerhaltung von gemauerten Viadukten ist der Schutz des Mauerwerks vor Nässe. Die direkte Bewitterung der Seitenflächen mit nachfolgenden Trockenperioden ist nicht kritisch. Schäden treten in erster Linie durch stehendes Wasser in Kombination mit Frosteinwirkungen auf.

Das Instandsetzungskonzept basiert auf dem Einbau eines Schottertrögs in Stahlbeton, der in erster Linie als Abdichtungsträger und Entwässerungsrinne dient. Die Geometrie des Schottertrögs

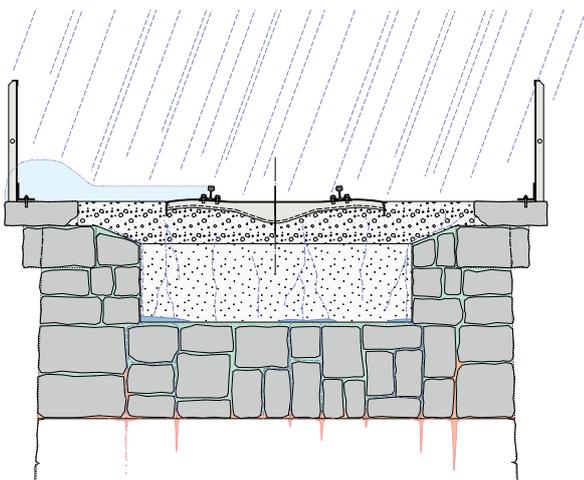


Fig. 1
Schädigungsmechanismus Wasserzutritt – Frosteinwirkung.
Deterioration mechanism water entry – effect of frost.

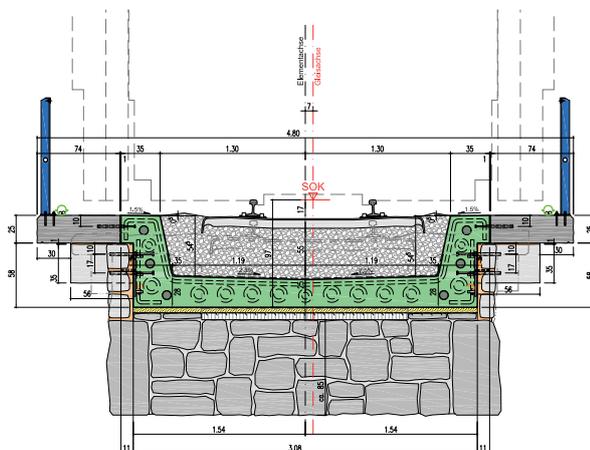


Fig. 2
Normalquerschnitt Betonschottertrög
Standard cross section through concrete ballast trough.

damage is basically due to damp and humidity. Rainwater trickles into the earth-filled ballast trough and penetrates through local faults into the masonry joints. This leads to leaching out, joint destruction and finally to the complete decomposition of the mortar.

The rehabilitation plan for masonry viaducts

It is essential for the long-term preservation of the material in masonry viaducts to protect the masonry from dampness. The direct weathering of the side surfaces with subsequent dry periods is not critical. Damage occurs basically from standing water combined with the effect of frost.

The rehabilitation plan is based on the installation of a ballast trough made of reinforced concrete, which basically serves as a sealing beam and drainage gutter. The geometry of the ballast trough depends on the railway requirements and the standardised safety margins. Thus a minimum ballast thickness of 30 cm under the sleepers and a minimum longitudinal gradient of 1.5% is required for satisfactory drainage.

Design requirements

The interaction between the concrete trough and the basic structure has to be given special consideration. On straight structures the temperature equalisation is accomplished by means of an increase or reduction of the crown of the arch. This so-called breathing of the arch structure is obstructed by the ballast trough, necessitating a slim design.

The RhB lays all ballast troughs over the complete length of a structure of up to 150 m without a joint and allows for crack formation from prevented shrinkage distortion.

Operating requirements

The Rhaetian Railway system consists for the most part of single-track lines that cannot be bypassed. Consequently the nightly shut down is long and lasts on



Fig. 3
Herstellung Schottertrug Russeiner Viadukt.
Production of the ballast trough on the Russeiner viaduct.

ergibt sich aus den bahntechnischen Anforderungen und den normativen Sicherheitsräumen. So werden eine minimale Schotterstärke von 30 cm unter der Schwelle sowie eine minimale Längsneigung von 1,5% für eine einwandfreie Entwässerung gefordert.

Konstruktive Anforderungen

Die Interaktion zwischen dem Betontrug und der Grundstruktur ist speziell zu beachten. Auf geraden Bauwerken erfolgt der Temperaturengleich durch ein Anheben bzw. Absenken des Bogenscheitels. Dieses sogenannte Atmen der Bogenkonstruktion wird durch den Schottertrug behindert, weshalb für diesen eine schlanke Ausbildung erforderlich ist.

Die RhB führt alle Schottertröge fugenlos über die ganze Bauwerkslänge von bis zu 150 m aus und nimmt eine Rissbildung aus behinderten Schwindverformungen in Kauf.

Betriebliche Anforderungen

Das Netz der Rhätischen Bahn besteht zum überwiegenden Teil aus Einspurstrecken, die nicht umfahren werden können. Dafür ist die Nachtbetriebspause lang und dauert im Mittel 6 bis 7 Stunden. Der Personenverkehr in den abendlichen Randstunden ist

average 6–7 hours. The passenger traffic in the late evening is generally so light that the last trains can easily be replaced by buses. Since the railway operation cannot be interrupted there are two main ways of carrying out construction work on the line. These are firstly the production of ballast troughs made from cast-in-situ concrete, which assumes the use of temporary bridges, and secondly the laying of prefabricated units, which requires a longer night interruption of train operation of 10 to 12 hours.

Preservation of monuments

The masonry viaducts are a trademark of the Rhaetian Railway and a part of the "Ehre dem Stein" (glory to the stone) movement started by Robert Moser at the beginning of the 20th century. The Albula Railway was the first Swiss railway that was consistently built according to Moser's principles and served as a model for many other railway lines. With the exception of the strongly dressed stone and the upper bridge termination in the form of bracket stones and granite cover plates the viaducts are simply built. For the sake of monument protection the appearance of the structure must not be changed and the ballast troughs must be faced with the existing masonry and once again fitted with bracket stones, and if



Fig. 4
Herstellung Schottertrug Lochtobelviadukt.
Production of the ballast trough on the Lochtobel viaduct.

zumeist so gering, dass die letzten Züge ohne grösseren Aufwand durch Busse ersetzt werden können.

Da der Bahnbetrieb nicht unterbrochen werden kann, stehen für den Bauvorgang zwei Konzepte im Vordergrund. Dies ist einerseits die Herstellung des Schottertrogs in Ortbeton, was den Einsatz von Hilfsbrücken voraussetzt, und andererseits die Herstellung in vorfabrizierter Bauweise, was eine längere Nachtbetriebspause von 10 bis 12 Stunden erfordert.

Denkmalpflegerische Aspekte

Die Mauerwerksviadukte sind ein Markenzeichen der Rhätischen Bahn und ein Teil der von Robert Moser anfangs des 20. Jahrhunderts ins Leben gerufenen «Ehre dem Stein»-Bewegung. Die Albulabahn war die erste schweizerische Bahnanlage, die konsequent nach Mosers Prinzipien gebaut wurde und als Vorbild vieler weiterer Bahnlinien diente. Mit Ausnahme der stark bossierten Steine und des oberen Brückenabschlusses in Form von Konsolsteinen und Granitabdeckplatten sind die Viadukte schlicht aufgebaut. Aus Gründen des Denkmalschutzes darf das Aussehen der Bauwerke nicht verändert und die Schottertröge müssen mit dem bestehenden Mauerwerk vorgemauert und wieder mit Konsolsteinen und je

appropriate, with granite cover plates.

The cast-in-situ solution with temporary bridges

For viaducts with a length of more than 40 m and with complex geometrical conditions with a curved or polygonal ground plan geometry the ballast troughs are made of cast-in-situ concrete. The viaduct construction over the crown of the arch is completely taken down without breaking into the load-carrying vault.

The construction method is based on a cyclic programme, beginning with the installation of several temporary bridges. These are small bridges with a length of 7.20 m and a weight of 4.5 tonnes, which can be moved with today's excavators. The temporary bridge foundations are prefabricated as part of the ballast trough and precisely positioned on a layer of split.

The basic structural work for a trough construction step lasts, depending on its length, two to four weeks. For the subsequent installation of the sealing, depending on the weather, a further one or two weeks must be planned. Depending on the performance of the contractor a length of 50 to 75 m can be achieved in four to six weeks.

With the exception of the work for the installation and removal

nachdem mit Granitabdeckplatten ausgerüstet werden.

Ortbetonlösung mit Hilfsbrücken

Für Viadukte mit einer Länge von mehr als 40 m und bei komplexen geometrischen Verhältnissen mit gekrümmter oder polygonaler Grundrissgeometrie werden die Schottertröge in Ortbeton hergestellt. Der Viaduktaufbau über dem Bogenscheitel wird vollständig abgetragen, ohne dabei die tragenden Gewölbe anzutasten.

Die Bauweise beruht auf einem Taktprogramm, beginnend mit dem Einbau mehrerer Hilfsbrücken. Es handelt sich um Kleinbrücken mit einer Länge von 7,20 m und einem Gewicht von 4,5 t, die gängige Bagger versetzen können. Die Hilfsbrückenfundamente werden als Teil des Schottertrogs vorfabriziert und präzise auf einer Splittlage versetzt.

Die Rohbauarbeiten für eine Trogetappe dauern je nach deren Länge zwei bis vier Wochen. Für den nachfolgenden Einbau der Abdichtung müssen witterungsbedingt nochmals ein bis zwei Wochen eingeplant werden. Je nach Leistungsfähigkeit der Unternehmung kann in vier bis sechs Wochen eine Länge von 50 bis 75 m hergestellt werden.

Mit Ausnahme der Arbeiten für den Ein- und Ausbau der Hilfsbrücken erfolgen alle Arbeiten tagsüber. Bei logistisch schwierigen Verhältnissen, wo keine strassenseitige Erschliessung möglich ist, müssen das Betonieren und die Materialtransporte ebenfalls in die Nachtbetriebspause verlegt werden.

Die Schottertröge bestehen aus der 25–30 cm dicken Trogplatte, den Stegen in einer Höhe von etwa 90 cm und der Kragplatte. Letztere wird vollständig in Beton oder mit verdübelten Granitabdeckplatten ausgeführt. Die Gesamtbreite auf Fahrbahnhöhe beträgt mindestens 4,80 m und an der Schnittstelle zum Viaduktgrundkörper 3,35 m. Die seitlichen Trogstege werden mit dem ursprünglichen Mauerwerk verblendet.



Fig. 5
Einbau vorfabrizierter Schottertrög am Viadukt Val Rabius.
Installation of prefabricated ballast trough on the Val Rabius viaduct.
(© Andrea Badrutt)

of the temporary bridges all work is done during the day. If the logistic conditions are unfavourable and no roadside development is possible, the concreting and the material transport must also be done during the nightly pause.

The ballast trough consists of the 25–30 cm thick trough plate, the spacers, which have a height of about 90 cm, and the cantilever plate. The latter is made completely of concrete or with dowelled granite cover plates. The total width at the height of the track is at least 4.80 m and at the interface with the viaduct base 3.35 m. The sides of the trough are faced with the original masonry.

The concrete used is C30/37 XC4, XD3, XF2 (CH). If the concreting can be done during the day, a pump is used. For concreting during the night a drum mixer is installed directly on a railway wagon and the concrete placed by means of slides. With design and technological measures, such as a concrete quality with a low water-cement ratio, the laying of a minimum reinforcing and a good cure a fine crack distribution can be obtained. To further improve the crack behaviour an additional 600 g/m³ of plastic fibres is mixed into the concrete for the particularly exposed cantilever plates.

The sealing of the ballast troughs is done with a thin layer coating of a two component epoxy/polyu-

Eingesetzt wird Beton C30/37 XC4, XD3, XF2 (CH). Wenn tagsüber betoniert werden kann, erfolgt das Einbringen mit der Pumpe. Für Betonarbeiten in der Nacht wird ein Trommelmischer direkt auf einen Bahnwagen aufgebaut und das Einbringen erfolgt über Rutschen. Konstruktive und technologische Massnahmen, wie eine Betonqualität mit niedrigem w/z-Wert, das Verlegen einer Mindestbewehrung und eine gute Nachbehandlung, gewährleisten eine feine Rissverteilung. Zur weiteren Verbesserung des Rissverhaltens werden dem Beton für die besonders exponierten Kragplatten zusätzlich 600 g/m³ Kunststofffasern beigemischt.

Die Abdichtung der Schottertröge erfolgt mit einem Dünnschichtbelag aus einem 2-Komponenten-Epoxid-Polyurethansystem mit Quarzsandabstreuung. Dieses System kann in Bahnschottertrögen ohne zusätzliche Schutzschicht eingebaut werden. Es erreicht nicht die gleiche Rissüberbrückung wie eine konventionelle PBD-Abdichtung, weist dafür aber Vorteile in der Applikation und seiner Gesamtdicke von lediglich 5 mm auf.

Vorfabrizierte Schottertröge

Das Konzept mit vorfabrizierten Betontrögen ist prädestiniert für kurze Bauwerke, auf denen der Schottertrög in einer Nacht ein-

rethane system with quartz sanding. This system can be used in railway ballast troughs without an additional protective layer. It does not achieve the same crack bridging as a conventional sealing with polymer bitumen sealing strips, but has advantages in the application and the total thickness of just 5 mm.

Prefabricated ballast troughs

Prefabricated concrete troughs are a good solution for short structures on which the ballast trough can be installed in one night. Because the temporary bridges are not required and the number of night shifts is minimised the complete construction work with prefabricated elements is cheaper than the cast-in-situ concrete solution.

The prefabricated elements are respectively 2.0 to 2.5 m long and weigh 8 to 10 t. They are laid on an accurately shaped split bed. It is not necessary to fit mechanical connections to the body of the viaduct. After assembly all elements are clamped together to form a monolithic total system.

The manufacture of troughs is done by the contact process with C40/50, XC4, XD3, XF4 quality concrete. The contact joints are fitted with shear pins and a continuous sealing strip. Together with the effect of the prestressing a watertight construction is produced. In addition, the contact joint on the trough surface is cast with an elastic mass.

Qualitatively the performance of the prefabricated elements is as good as that in the cast-in-situ concrete. The higher concrete quality of the elements favours prefabrication, but the necessary joints between the elements are a disadvantage. With the measures described for the joint area the design disadvantages can be solved, so that a durable and low maintenance design results.

The heavy elements are lifted into position with a 400 metre-tonne portal crane with a big reach, running on the same rails. The building work is planned around the

gebaut werden kann. Durch das Wegfallen von Hilfsbrücken und die Minimierung der Anzahl Nachtschichten ist die gesamte Baumassnahme mit vorfabrizierten Elementen günstiger als jene mit Ortbeton.

Die vorfabrizierten Elemente sind jeweils 2,0 bis 2,50 m lang und wiegen 8 bis 10 t. Sie werden auf ein profilgenau abgezogenes Splittbett versetzt. Auf die Ausbildung mechanischer Verbindungen zum Viaduktkörper kann verzichtet werden. Nach der Montage werden alle Elemente zu einem monolithischen Gesamtsystem zusammengespannt.

Die Herstellung der Tröge erfolgt im Kontaktverfahren mit einer Betonqualität C40/50, XC4, XD3, XF4. Die Kontaktfugen werden mit Schubnocken und einem durchlaufenden Dichtungsband versehen. Zusammen mit der Wirkung der Vorspannung resultiert eine wasserdichte Konstruktion. Zusätzlich wird die Kontaktfuge an der Trogoberfläche mit einer elastischen Masse vergossen.

Qualitativ entspricht die Ausführung mit Fertigelementen jener in Ortbeton. Die höhere Betonqualität der Elemente spricht für die Vorfabrikation, aber die notwendigen Elementfugen sind als nachteilig einzustufen. Mit den dargestellten Massnahmen im Fugenbereich können die Nachteile konstruktiv gelöst werden, sodass eine dauerhafte und unterhaltsame Konstruktion resultiert. Die schweren Elemente werden mit einem 400-mt-Gleiskran vor Kopf versetzt. Der Bauablauf ist auf die Reichweite und die Kapazität des Gleiskrans ausgelegt, was den Einbau von maximal 7 Elementen mit einer Länge von jeweils 2 m ohne das Umsetzen des Krans ermöglicht. Für längere Brücken sind das temporäre Versetzen einer Hilfsbrücke oder der Einbau des Gleisrosts auf einer Holzklotzung erforderlich, damit der Kran entsprechend vorgefahren werden kann. Nach dem Versetzen der Elemente werden diese in der gleichen Nacht vorgespannt und injiziert. Gleichzeitig erfolgt der Einbau des



Fig. 6

Ova da Roseg Viadukt nach der Instandsetzung.

Ova da Roseg viaduct after rehabilitation.

reach and the capacity of the portal crane, which allows the installation of up to 7 elements each of length 2 m without moving the crane to a different position. For longer bridges the temporary use of an auxiliary bridge or the installation of a length of track on a timber block are necessary so that the crane can be driven past. After the placing of the elements they are prestressed and grouted in the same night. The ballast superstructure and rails are installed at the same time so that the line is available again to carry trains the next morning. The time required for a 20 m long bridge is close to 10 hours.

Costs

The total cost for the rehabilitation of natural stone viaducts depends on the accessibility of the structure and the extent of the rehabilitation to the masonry surface. On average it is 4,250 Swiss francs per square metre of bridge surface. Just the costs for the production of the ballast trough (without installation, scaffolding and rehabilitation of masonry) amounts on average to 6,500 Swiss francs per running metre of bridge.

Schotteroberbaus mit den Gleisen, sodass das Trasse am Morgen dem Bahnbetrieb wieder zur Verfügung steht. Der erforderliche Zeitbedarf für eine Brücke von 20 m Länge beträgt knapp 10 Stunden.

Kosten

Die Gesamtkosten für die Instandsetzung von Natursteinviadukten hängen von der Zugänglichkeit des Bauwerks und dem Umfang der instanzzusetzenden Mauerwerksfläche ab. Sie betragen im Mittel 4250 Franken pro Quadratmeter Brückenoberfläche. Die reinen Baumeisterkosten für die Herstellung des Schottertrogs (ohne Installation, Gerüst und Instandsetzung Mauerwerk) betragen im Mittel 6500 Franken pro Laufmeter Brücke.

Autor/Author

Karl Baumann
dipl. Bauing. ETH SIA
Rhätische Bahn AG
CH-7002 Chur
k.baumann@rhb.ch