

Zeitschrift:	Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber:	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band:	108 (1990)
Heft:	40
Artikel:	Verstärkung einer Strassenbrücke: Brücke über die Surb in Endingen
Autor:	Hürzeler, Hans / Hasler, Jakob
DOI:	https://doi.org/10.5169/seals-77521

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 16.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Verstärkung einer Straßenbrücke

Brücke über die Surb in Endingen

Die 1949 erstellte schiefe Rahmenbrücke mit korbbogenförmiger Untersicht wurde umgebaut und verstärkt, so dass sie auch von Ausnahmetransporten bis 4800 kN befahren werden kann. Die schöne, gut in die Landschaft eingepasste Brücke konnte dank der gewählten Ausführung mit Längs- und Quervorspannung in ihrem Gesamtbild weitgehend erhalten bleiben.

Durch die Verwendung der neuesten Betontechnologie mit Silica-Fume konnten für die neuen Bauteile hervorragende Eigenschaften bezüglich Beständigkeit, Schwindverhalten und Verarbeitbarkeit erzielt werden; mit den erreichten hohen Festigkeiten wurde praktisch ein «Eingusszustand» der alten und neuen Teile hergestellt.

Ausgangslage

In den Jahren 1947 bis 1953 wurde die Kantonsstrasse 284 im Surbtal, von Tegerfelden bis zur Kantonsgrenze

VON HANS HÜRZELER,
AARAU, UND
JAKOB HASLER,
WETTINGEN

AG/ZH, neu erstellt. Neun kleine Bachdurchlässe, vier Brücken über die Surb und je eine Brücke über einen Feldweg bzw. über eine andere Kantonsstrasse liegen auf diesem rund 11 Kilometer langen Strassenabschnitt. Drei der vier Surbbrücken sind in gleicher Bauart ausgeführt worden, als schiefwinkelige Rahmenkonstruktionen. Sie unterscheiden sich bezüglich Spannweite, Schiefe und Alter (Baujahr).

Gemäss der «Verordnung über die Offenhaltung der Versorgungsrouten für Ausnahmetransporte» des Regierungsrates des Kantons Aargau vom 19. Febr. 1973 ist die Surbtalstrasse als Versorgungsroute Typ I (Exportroute; max. 4800 kN mit Achslasten bis 300 kN) bezeichnet; im Rahmen der normalen Strassenbauprogramme ist der Ausbau zu berücksichtigen. Die vorhandenen Brücken sind nicht fähig, solche Lasten zu tragen, deshalb figuriert die Route vorderhand nur im Richtplan als solche. Eine terminliche Vorgabe für die Fertigstellung des Versorgungsroutennetzes besteht nicht. Immerhin besteht die Absicht, den Ausbau der Surbtalstrasse voranzutreiben, so dass mit dem Abschluss der Bauarbeiten für die Verkehrsanierung Döttingen-Klingnau die Brücken auf dieser Strasse die Tragfähigkeit für 480 t Transporte aufweisen.

Dieser Artikel gliedert sich in zwei Teile. Sie enthalten im

1. Teil: Ausgangslage, Ausführungsmöglichkeiten und Variantenwahl, eine neue Betontechnologie und die Ausführung aus der Sicht des Bauherrn (vorliegender Artikel)

2. Teil: Grundlagen, Konzeptentwurf, Konstruktionsdetails, Modellformulierung, Berechnung und Vorspannung, wie sie der Projektverfasser erlebte (in einem der nächsten Hefte).

misst 7,60 m, die Bachbettbreite rund 5,5 m bis 6,0 m. Die Kantonsstrasse hat zwei Fahrstreifen zu je 3 m, und beidseitig waren 1 m breite Bankette und 38 cm breite Konsolköpfe vorhanden; die Gesamtbreite betrug somit 8,76 m.

Die Brücke war als Zweigelenkrahmen ausgebildet worden. Die 1,34 m breiten Streifenfundamente liegen rund 3 m tief unter der Bachsohle (evtl. spätere Surb-Korrektion). Die Widerlagerwände waren 54 cm stark und ab OK Fundament ca. 5,5 m hoch. Die Flügelmauern in den oberen Bereichen der Widerlagerwände waren 30 cm stark und wurden paarweise mit Zugbändern zusammengehalten. Die Dicke der Fahrbahnplatte ist variabel und betrug minimal 30 cm. Die Tragkonstruktion wurde mit 4 cm «Hartbetonbelag» überdeckt.

Anlässlich einer Zustandskontrolle, die 1966 erfolgte, wurde ein mehrere Meter langer Riss in der Fahrbahnplatten-Untersicht festgestellt. Seine Hauptrichtung fiel etwa mit der längeren Diagonale zusammen, und der Riss war feuchtend; ungefähr ein Drittel der Untersichtsfläche war dadurch häufig benutzt. Eine Prüfung der Projektunterla-

Alte Brücke

Der Schnittwinkel Surb/Kantonsstrasse beträgt $63^\circ 26'$. Die Durchflussbreite

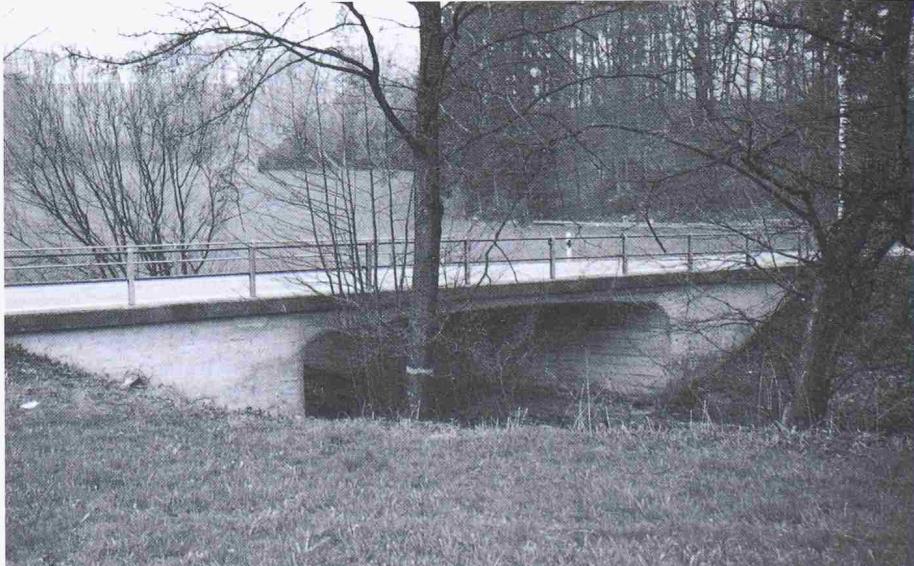


Bild 1. Zustand vor Baubeginn

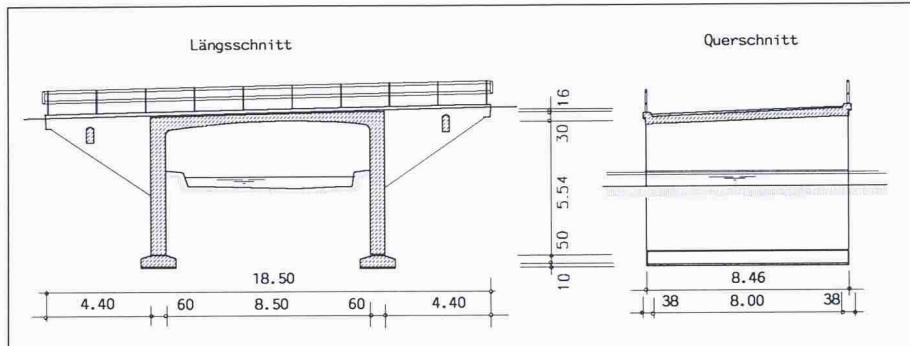


Bild 2. Alte Brücke

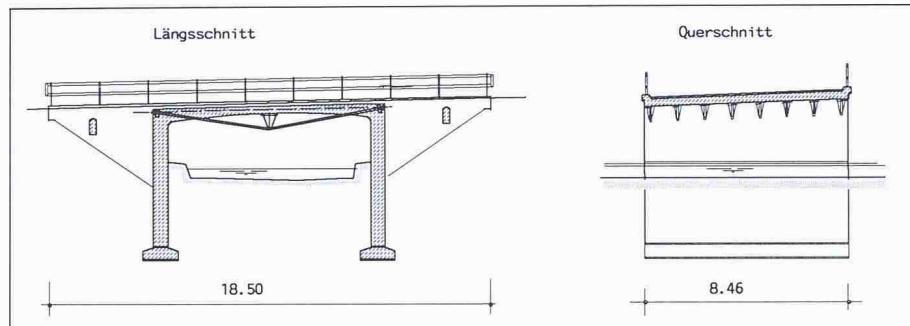


Bild 3. Variante «Unterspannung»

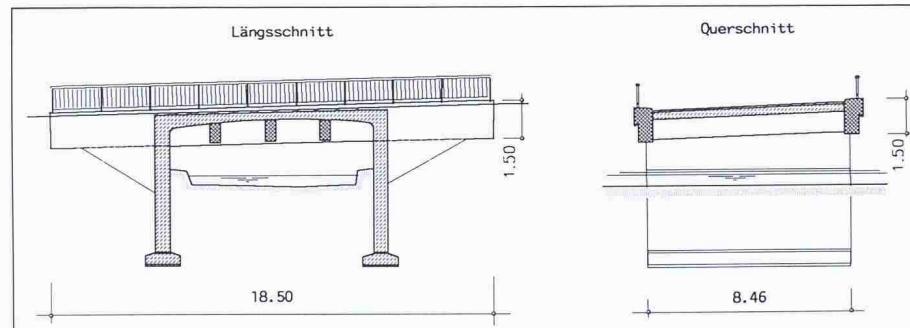


Bild 4. Variante «Unterzug»

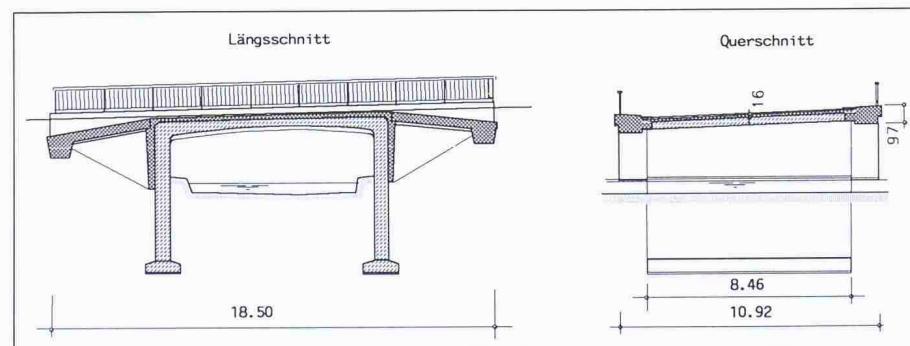


Bild 5. Variante «Auf- und Anbetonierung»

gen von 1949 ergab, dass keine Plattenwirkung berücksichtigt worden war. Auch die Schiefe fand in der Berechnung keinen Eingang; die Momente waren nach den allgemeinen Rahmenformeln (Kleinlogel) ermittelt und gleichmäßig verteilt worden. Mit der Feststellung, die Querarmierung sei viel zu schwach und bereits infolge ständiger Last wahrscheinlich überbeansprucht; eine Lastbeschränkung sei evtl. zu verfügen, wurde die Überprüfung beendet. Durchgeführte Massnahme: Der Riss wurde ausinjiziert. Für gut zwanzig Jahre wurde es danach ru-

hig, mit Ausnahme der zweimaligen Belagsverstärkungen um rd. 11 cm (auf total rund 15 cm), die, von anderen Personen zwar, trotz früheren statischen Bedenken durchgeführt wurden.

Weitere Untersuchungen wurden durch den Autor im Jahre 1987 in die Wege geleitet. Der Zustand, wie er visuell ermittelt werden konnte, war sehr gut, auch der alte Riss war trocken; Schäden konnten nirgends festgestellt werden. Als nächstes wurden aus dem Objekt Materialproben entnommen und durch die EMPA geprüft. Aus den

an 6 Entnahmestellen entnommenen Bohrkernen $\varnothing 56$ mm wurden 14 Zylinderproben hergestellt und die Druckfestigkeit ermittelt. Dabei wurde eine mittlere Festigkeit von $74,9 \text{ N/mm}^2$ festgestellt; Minimalwert $60,8 \text{ N/mm}^2$, Maximalwert $98,6 \text{ N/mm}^2$. Der Mittelwert der gemessenen Karbonatisierungstiefen beträgt 13 m; minimal 0 mm, maximal 25 mm. Die Zugfestigkeit der an einem Stab $\varnothing 16$ mm geprüften Armierung wurde mit 453 N/mm^2 gemessen.

Um den Elastizitätsmodul zu erfahren, wurden später aus den abgebrochenen Flügelmauern drei Bohrkerne entnommen und daraus Prüfkörper erstellt. Gemessen wurde eine Zylinderdruckfestigkeit von $68,7 \text{ N/mm}^2$ und ein statischer Elastizitätsmodul von $39,5 \text{ kN/mm}^2$.

Entscheidung

Aufgrund des sehr guten Allgemeinzustandes der Brücke sowie der gemessenen Materialeigenschaften war es leicht, von einem Ersatz der Konstruktion abzusehen. Mit den ein Jahr zuvor durchgeführten Verstärkungsarbeiten an der Strassenbrücke in Fischbach-Göslikon (SIA Nr. 19/1988, Seiten 555-560) sowie anderen ausführten Umbau- und Verstärkungsarbeiten an Strassenbrücken war eine gute Ausgangslage an brauchbarer Erfahrung vorhanden. Die Anwendung an einem schiefen Rahmen gab jedoch eine Menge neuer, zusätzlicher Aspekte und Fragen, die einer Lösung warteten. Als mögliche Verstärkungen wurden folgende drei Massnahmen studiert:

Varianten

Unterspannung

(Bild 3)

Durchbohren der Rahmencken und Einziehen von Spannkabeln, die in Feldmitte oder evtl. in zwei symmetrisch zur Mitte liegenden Punkten Entlastungskräfte abgeben. Mit der Optimierung der drei freien Parameter Kabelleinheit, Kabelabstand und Kabelabstich können die statischen Bedürfnisse abgedeckt und die notwendigen Bauarbeiten klein gehalten werden.

Unterzug

(Bild 4)

Ersatz der Konsolköpfe durch bedeutend höhere, über den unteren Plattenrand herabragende, längsvorgespannte Randträger und Anordnung von drei vorgespannten Unterzügen (Querträ-

ger) in den Viertelpunkten. Zusätzliche Quervorspannung in den Rahmen ecken (Betonbohrungen) oder hinter derselben (analog den Unterzügen).

Auf- und Anbetonierung

(Bild 5)

Erhaltung des sichtbaren Rahmenquerschnittes durch erdseitiges Anbetonieren der Wände bzw. Aufbetonieren der Brückenplatte (Anhebung des Strassen-Längenprofils um wenige Zentimeter). Zusätzliche Ausführung einer Quervorspannung (Betonbohrungen) und Ersetzen der Konsolköpfe durch massive, vorgespannte Randträger.

Beurteilung

Der Variante «Unterspannung» fehlt die Wirkung zur erforderlichen, massiven Verbesserung der Biegetragfähigkeit in Querrichtung. Zudem sind die sichtbaren Spannkabel und Umlenksäte keine Verzierung der Brücke und (wahrscheinlich) unterhaltsanfällig. Diese Variante wurde darum, aus primär statischen Gründen, ausgeschieden.

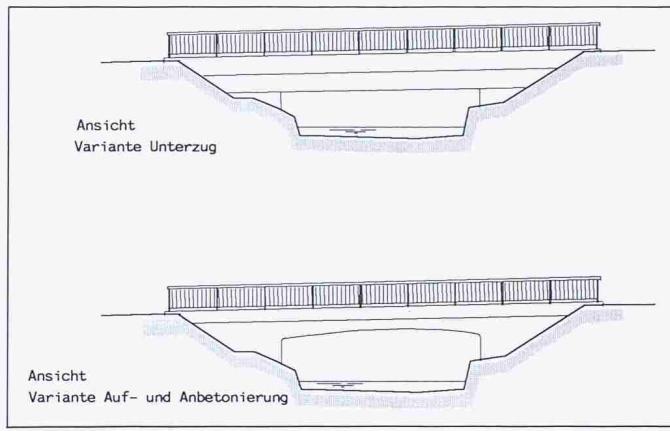
Die Variante «Unterzug» erfordert keine allzugrossen Betonabbrucharbeiten. Das Konzept lässt sich zudem ohne weiteres in eine Variante «Trägerrost» ändern, somit sind statisch grosse «Freiheiten» bzw. Reserven vorhanden. Als Nachteile gelten der relativ grosse Höhenverlust (Durchflussprofil) von rund 50-60 cm für die Unterzüge (wodurch evtl. eine Bachkorrektion provoziert würde) sowie der Verlust der gewohnten, schönen Ansicht des korbogenförmigen Rahmens.

Die Möglichkeit der An- und Aufbetonierung erfordert grosse Aufwendungen für Betonbohrungen und infolge der grossen Verbundflächen zwischen altem und neuem Beton viel mehr Beton-Abtrag bzw. Beton-Abbruch als die Variante Unterzug; beides kosten- und zeitintensive Arbeiten. Dafür entfallen die beiden Nachteile, die oben beschrieben sind.

Variantenwahl

Es war zu entscheiden, ob die Verstärkung nach der Möglichkeit «Unterzug» oder «Aufbetonierung» erreicht werden sollte. Dabei war zu berücksichtigen, dass für drei analog gebaute Brücken, von denen zwei mitten in Ortschaften gelegen, gewählt werden musste. Vor allem der Umstand, dass das Durchflussprofil der Surb durch Unterzüge beeinträchtigt würde, galt als Ma-

Bild 6. Variantenvergleich «Unterzug»/«Auf- und Anbetonierung»



lus. Wie sich die beiden Varianten in der Ansicht unterscheiden, zeigt Bild 6. Die Kosten für die Verstärkung durch Aufbetonierung würden sicher höher ausfallen. Dieses Argument beeinflusste die Entscheidung allerdings nicht wesentlich, denn diese Variante wurde trotzdem gewählt.

Ausführungsprojekt

Das Konzept für die Verstärkung war relativ schnell entwickelt. In sehr intensiver Zusammenarbeit zwischen Autor und Projektverfasser wurden alle Details sehr gründlich erarbeitet und fortwährend auf ihre Ausführbarkeit und Fehlerempfindlichkeit überprüft. Rückblickend kann man diese Projektierung mit gutem Recht als einen langen Weg mit kurzen Schritten bezeichnen; ob das Ziel ohne die vorne bereits erwähnte Erfahrung, insbesondere bezüglich Bauausführung, aus dem Umbau in Fischbach-Göslikon hätte erreicht werden können, ist nicht sicher.

Die Beschreibung des Projektes und des statischen Nachweises der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit erfolgt im anschliessenden Bericht des Projektverfassers. Es sei hier lediglich noch erwähnt, dass die Honorierung solcher Arbeiten nur im Zeittarif erfolgen kann; ein «passender» Schwierigkeitsgrad kann aus der Honorarnorm SIA 103 mit Sicherheit nicht abgeleitet werden – auch der Leistungsanteil ist mit der Norm kaum in Übereinstimmung zu bringen.

Betonqualitätsvorgabe

Es war die erklärte Absicht des Bauherrn, ein möglichst gleichmässiges Zusammenwirken der verbleibenden Bausubstanz mit den neu zu erstellenden Bauteilen zu erreichen. Daraus resultierten folgende Anforderungen an den Beton:

- Es musste eine hohe, bis sehr hohe Betonfestigkeit erreicht werden.

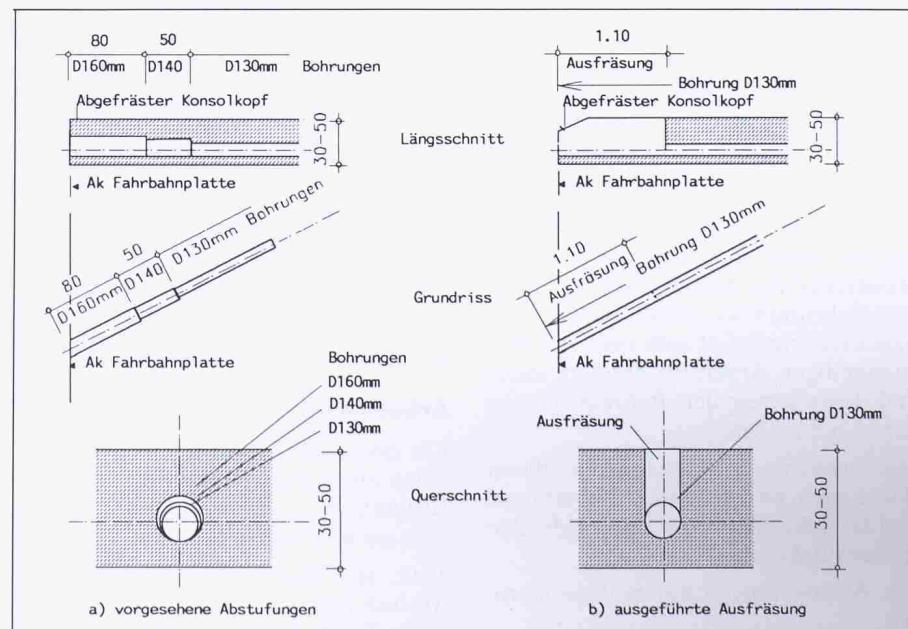


Bild 7. Fahrbahnplattenbohrungen – vorgesehene Abstufung und ausgeführte Ausfrässung

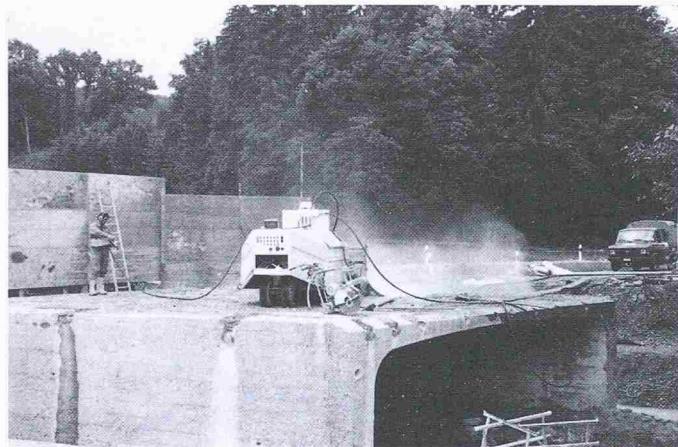


Bild 8. Betonabtrag bis unter die Armierung mit Höchstdruckwasserstrahl



Bild 9. Die verbliebene Substanz der alten Brücke

- Der Beton musste einen niedrigen W/Z-Faktor aufweisen, so dass das Schwindmass klein bis sehr klein ausfällt, denn es wirkt relativ zu den alten Bauteilen zu hundert Prozent als differentielles Schwindmass.

Im weiteren musste der Beton mindestens frostbeständig, die Konsolköpfe frosttauslzbeständig sein; selbstverständlich musste auch die Verarbeitbarkeit unter Baustellenbedingungen gewährleistet sein.

- bis 25 mm in der Fahrbahnplatte im allgemeinen
- bis 30 mm in den Widerlagerwänden
- bis 65 mm in der Rahmendecke (wo es statisch keine Rolle spielt).

Interessant war die Feststellung, dass die Bohrungen in der Vertikalebene einen Bogen beschrieben. Der festgestellte Bogenabstich betrug rd. 1 cm.

Das Wichtigste bei der ganzen «Bohrerei» war allerdings die Tatsache, dass keine Tragarmierung zerschnitten wurde. Um dies zu erreichen, wurden die Bohrarbeiten intensiv überwacht (und die entnommenen Bohrkerne sorgfältig kontrolliert). Nachträglich kann der Bauequipe von 1949 attestiert werden, dass die Armierung plangemäss verlegt wurde.

Die letzten Bohrarbeiten, die Ausführung der abgestuften Fahrbahnplattenbohrungen, gemäss Bild 7, bereitete unerwartete Schwierigkeiten. Zuerst waren durchgehende Bohrungen Ø 130 mm erstellt worden, anschliessend wollte der Unternehmer exzentrische Kreisringe bohren; diesen Arbeitsablauf hatte er selber festgelegt. Bei den exzentrischen Bohrungen erwies sich die Führung der Bohrkrone allerdings als zu schwach, um die vorhandene Plattenrandarmierung zu durchtrennen. Nachdem zwei Bohrkronen ihre Zähne verloren hatten, wurden diese Bohrarbeiten eingestellt.

Die weiteren Arbeiten erforderten eine Befreiung der Brücke von sämtlichem Verkehr.

Arbeiten mit Verkehrsumleitung

Für den Verkehr wurde eine rd. 100 m lange einspurige Umleitung mit einer Hilfsbrücke über die Surb erstellt, sie kam am 4.5. 1988 in Betrieb.

Nach dem Belagsabbruch erfolgte der Aushub hinter den Widerlagern bis rd. 3,2 m Tiefe. Danach wurden die Zugbänder zwischen den Flügelmauern, die Flügelmauern und die Konsolköpfe

abgefräst. Als Ersatz für die nicht ausgeföhrten 1,30 m tiefen FahrbahnplattenAufbohrungen Ø 160/140 mm wurden nach oben offene Schlitze ausgefräst (Bild 7 und Bild 9). Diese umfangreichen Betonfräsanbeiten beanspruchten 4 Arbeitstage, bis 20.5. 1988.

Anschliessend erfolgten die Reinigungs- und Betonabtragsarbeiten mittels Höchstdruck-Wasserstrahlen. Die Widerlager-Rückwände wurden mit Handlanzen so gereinigt, dass die Zementhaut beseitigt wurde und grossflächig eine Waschbetonstruktur vorhanden war. Die Fahrbahnplattenoberseite wurde auf der ganzen Fläche um rund 5-15 mm und zusätzlich an rd. 15% der Fläche bis rund 50 mm unter die obere Plattenbewehrung abgetragen. Diese Vertiefungen wurden für eine (rechnerisch nicht erfasste) einwandfreie Schubverbindung der alten Platte mit der Aufbetonierung ausgeführt. Die Anordnung erfolgte selbstverständlich nur zwischen den Fahrbahnplatten-Durchbohrungen (Grundriss), damit keine «Niederbrüche» möglich waren.

Mit der Herstellung von jeweils zwei betonprüfwerfgrossen Aussparungen an den vier Brückenecken - sie dienen dem Kräfteeintrag aus Längsvorspannung in die Fahrbahnplatte - wurden die umfangreichen und zum Teil schwierigen Betonabbrucharbeiten am 6. Juni 1988 beendet.

Der Unternehmer setzte zu Versuchszwecken mehrere Hochdruckwasserstrahlgeräte ein. Der grösste Unterschied zeigte sich beim Betonabtrag bis unter die Armierung. Am wirkungsvollsten war der Abtrag bei rd. 900 bar mit 240 l/min. Der dazu eingesetzte Roboter arbeitete mit gleichmässigem Vorschub. Erstaunlich war die Auswirkung der örtlichen Unterschiede bei der Betonqualität; der Abtrag betrug minimal 3 cm bis maximal etwa 15 cm, und dies bei konstanter Vorschubgeschwindigkeit.

Abbrucharbeiten

Arbeiten ohne Verkehrsbehinderung

Die Betonbohrungen wurden unter zweispurigem Verkehr ausgeführt. Die Bohrarbeiten begannen am 12.4. 1988 und dauerten bis 28.4. 1988; nach erfolgtem Baugrubenaushub mussten die beiden vorher nicht zugänglichen Bohrungen in den unteren Bereichen der Widerlagerwände vom 9.5. 1988 bis 11.5. 1988 erstellt werden.

Ausgeführt wurden die benötigten 4 Bohrungen Ø 130 mm in den Wänden und die 6 Bohrungen Ø 130 mm in der Fahrbahnplatte sowie 1 «Falschbohrung» Ø 130 mm in einer Wand (die älteste Bohrung, sie verfehlte infolge Messfehler ihr Ziel um über 25 cm!); jede Bohrung 9,46 m lang. Die erreichte Tagesleistung belief sich inkl. der sehr aufwendigen Arbeit für das Einmessen und Installieren der Bohrgeräte auf rd. 6,5 bis 7 m.

Die erreichte Zielgenauigkeit dieser Bohrungen war genügend bis sehr gut und erreicht die für die Statik geforderte Genauigkeit.

Die Abweichungen zur Sollage betragen

- bis 10 mm im Bereich der dünntesten Fahrbahnplatte

Bilanz der Abbrucharbeiten: Mit Ausnahme der nicht bewerkstelligten abgestuften Fahrbahnplatten-Randbohrungen konnten alle Arbeiten wie vorgesehen durchgeführt werden. Gesamthaft wurden rd. 1,4 m³ Beton in Form von Bohrkernen entfernt, rd. 15,8 m³ wurden durch Betonfräsen beseitigt und rd. 2,2 m³ mit Höchstdruckwasserstrahlen abgetragen; Abbruch total rd. 20 m³. Die Restsubstanz der alten Brücke betrug noch rd. 95 m³. Auf den Bildern 8 und 9 ist der Betonabtrag bzw. die reduzierte und fertig gereinigte Surbbrücke zu sehen.

Betonvorversuche

Noch während der Submissionsphase führte der Autor Besprechungen mit Spezialisten auf dem Gebiet der Beton-technologie. Die weiter oben beschriebenen Qualitätsvorgaben wurden dabei in 2 mögliche Betonrezepturen umgesetzt. Zur Vermeidung von Gefüge-Rissbildung in den Kontaktzonen alter/neuer Beton sollte zusätzlich die Verwendung von Kunststoff-Fasern (Polypropylen; rd. 27 km/kg) geprüft werden.

Laborversuche

Noch ohne Mitwirkung des Unternehmers und der Bauleitung wurden am 6.5. 1988 in der TFB Wildegg 5 Rezepturen ausgeführt, alle mit Korn 0-32 mm und PC 300 kg/m³. Die Rezepturen und die gemessenen Werte sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Die Rezeptur 1 entspricht einem üblichen Beton mit Hochleistungs-Verflüssiger mit luftporenbildenden Zusatzmitteln, Rezeptur 2 ist mit Anwendung der Silica-Fume-Technologie. Im Vergleich fallen die grossen Unterschiede auf beim Luftgehalt (Frischbeton)/Hohlraumgehalt (Festbeton), damit auch bei den Rohdichten sowie die höheren Festigkeiten und die bessere Frosttausalzbeständigkeit der Rezeptur 2.

Die Beifügung der Fasern bringt mehrheitlich die erwartete Steigerung der Festigkeit, der erforderliche Aufwand für das Benetzen der 27 km Fasern pro kg erscheint im Konsistenzmass deutlich. Für die Baustelle heisst dies klar: Bei Verwendung von Fasern muss der W/Z-Faktor optimiert werden.

Die ersten Feldversuche

Der Bauherr hatte sich für die Anwendung der Rezeptur 2 entschieden; für die Aufbetonierung der Fahrbahnplatte mit Fasern - also Rezeptur 2F.

Konzeptangaben	Rezeptbezeichnung	0	1	1F	2	2F
	Verflüssiger	%	-	1,0	1,0	-
	Luftporenmittel	%	-	0,4	0,4	-
	Silica-Fume	%	-	-	-	10,0
	Kunststoff Fasern	kg/m ³	-	-	1,0	-
	Mischzeit trocken	sec.	60	60	60	60
	Mischzeit nass	sec.	120	120	120	150
Frischbeton-daten	W/Z-Faktor		0,50	0,40	0,40	0,40
	Konsistenz Walz		1,09	1,14	1,17	1,13
	Luftgehalt	Vol. %	1,6	5,7	5,6	3,2
	Rohdichte	kg/m ³	2460	2304	2306	2420
Ergebnisse Festbeton	Kapillarwasseraufnahme	Vol. %	10,1	7,8	8,1	7,3
	Gesamtporosität	Vol. %	12,2	13,8	14,1	9,3
	Hohlraumanteil	Vol. %	2,1	6,0	6,0	2,0
	Trockenrohdichte	kg/m ³	2354	2321	2306	2380
	28 Tg Zylinderdruckfestigkeit* N/mm ²		47,3	47,3	52,9	67,3
	28 Tg Biegezugfestigkeit* N/mm ²		4,87	6,05	5,57	6,34
	Frosttausalzbeständigkeit (visuelle Beurteilung)					
- nach 100 Wechselbelastungen		-	gut	gut	gut	gut
- nach 200 Wechselbelastungen		-	0	+	gut	gut
- nach 300 Wechselbelastungen		-	0	+	gut	gut
- nach 400 Wechselbelastungen		-	0	+	gut	gut

Legende: * Mittelwert aus je 3 Messungen
 - total zerstört | Prüfung bei voller Sättigung (BE II);
 0 stark zerstört | Probenalter bei Prüfbeginn = 16 Tage
 + leicht zerstört

Verwendete Zusätze: - Verflüssiger Sikament 320
 - Luftporenmittel Fro-V5
 - Silica-Fume Sikacrete P (heute: Sikacrete-PP1)
 - Kunststoff Fasern FORTA FIBRE Polypropylenfasern

Tabelle 1. Zusammenstellung der Vorversuchs-Ergebnisse

Mit dem Unternehmer war das Einbringen und Verdichten des Betons besprochen worden, insbesondere die Aufbetonierung von rd. 10 cm auf der Fahrbahnplatte. Seine Absicht war es, den Beton mit Krankübel und Förderband gleichzeitig einzubringen und die Aufbetonierung mit einem Vibrations-Abzugsbalken in einem Arbeitsgang zu verdichten und abzuziehen.

Noch total unbekannt war, ob sich die vorgesehene Rezeptur im Abbindeprozess genügend lange verzögern liess. Für die Ausführung rechnete der Autor mit rd. 10-12 Stunden, ohne genaue Kenntnisse des Betonierprogrammes zu haben (war noch nicht vorhanden).

Am 20.7. 1988 wurde versucht, alle diese Fragen mittels Feldversuchen zu beantworten. Aufgrund des gewonnenen Baustellen-Eindrucks - seit dem 5.7. wurde Armierung verlegt - entschied der Autor, die Rezeptur abzuändern; das Grösstkorn durfte nur noch 16 mm betragen. Daraufhin wurde der Zementgehalt auf 325 kg/m³ erhöht und

der W/Z-Faktor auf 0,43 (Rezept 2) bzw. 0,44 (Rezept 2F) angehoben. Für Rezeptur 2F wurde zu dem noch 0,5% Sika Retarder (Abbindeverzögerer) verwendet. Das «Walz-Mass» betrug 1,09 bzw. 1,10 - für die Verarbeitung also ideale Voraussetzungen.

Resultate

Der Betontransport mit Förderband war problemlos, es entstand kein Wasserabscheiden und auch kein Sedimentieren. Der Vibrations-Abzugsbalken für das Verdichten war ungenügend; der Beton muss zuerst mit Vibrationsnadeln bearbeitet werden. Der Abbindeprozess verzögerte sich mit der gewählten Rezeptur um rund 14 Stunden (trotz einer Lufttemperatur an diesem Tag von rd. 30 °C).

Die zweiten Feldversuche

Als Abschalungen im Bereich der Spannköpfe hatte der Unternehmer die Verwendung von Streckmetall vorgese-

Rezeptur	
PC 325	
Korn 0-16 mm	
Sikacrete-PP1	10,0%
Sika Retarder	0,4% (0,3%)
Forta Fibre	1 kg/m ³
Frischbetondaten	
Konsistenz-Walz	1,06... 1,09 (1,16)
W/Z-Faktor	0,44... 0,46
Luftgehalt	3,4%... 4,4%
Rohdichte	2,337... 2,409 kg/dm ³
Ergebnisse Festbeton	
Kapillarwasseraufnahme	9,2...10,1 Vol. %
Gesamtporosität	14,2...18,4 Vol. %
Hohlraumanteil	4,1... 9,2 Vol. %
Trockenrohdichte	2242...2282 kg/m ³
Würfeldruckfestigkeit (SIKA)	
nach 2 Tagen	38,3...40,1 N/mm ²
nach 7 Tagen	44,7...54,2 N/mm ²
nach 14 Tagen	43,8...56,6 N/mm ²
nach 28 Tagen	51,8...57,9 N/mm ²
nach 90 Tagen	57,6...66,2 N/mm ²
Zylinderdruckfestigkeit (LPM)	
nach 28 Tagen	53,5...60,1 N/mm ²
nach 90 Tagen	46,8...63,6 N/mm ²
nach 360 Tagen	50,4...65,0 N/mm ²
Statischer Elastizitätsmodul	
nach 28 Tagen	36,9...38,4 kN/mm ²
nach 90 Tagen	32,5...37,3 kN/mm ²
nach 360 Tagen	39,0...40,7 kN/mm ²
Frosttausalzbeständigkeit gut	
Widerstandsfaktoren: WFT-P · 80%; WFT-L = 89%	
Aus den aus dem Bauwerk entnommenen Proben zur Beurteilung der Kontaktzone alter/neuer Beton konnten folgende Werte gemessen werden:	
Haftzugfestigkeit: 1,20...3,08 N/mm ² (Ø 2,18 N/mm ²)	
Haftschubfestigkeit: 3,21...9,06 N/mm ² (Ø 5,90 N/mm ²)	

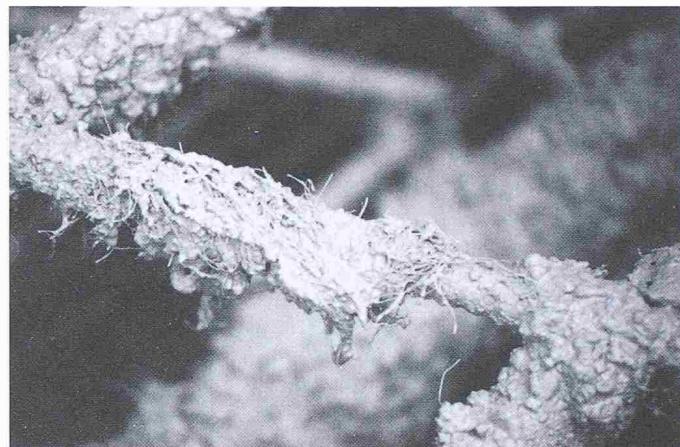


Bild 10. Faser-Entmischung beim Betonieren von Wänden im freien Fall

Trichter mit sehr engem Auslass (125er-Rohr) und einer Einfüllweite für Betonkübel waren nirgends zu finden. Also mussten den Bedürfnissen entsprechende Trichter selber angefertigt werden. Aus glasfaserarmiertem Polyester wurden je ein schmäler, hoher Trichter für das Einfüllen des Betons ab Förderband und ein breiterer, niedriger Trichter für das Einfüllen ab Betonkübel angefertigt.

Wenige Tage vor dem geplanten Betonieren waren diese Trichter vorhanden. Sie wurden während dem letzten Vorversuch auf der Baustelle (Bild 11) geprüft. Bewährt hat sich auch die einfache Auflagerung von Rohr und Trichter durch eine Stahlplatte mit Bohrung. Beide Trichter wurden als baustellentauglich befunden.

Tabelle 2. Zusammenstellung der Beton-Prüfergebnisse

hen. Ob dies funktionieren würde, musste geprüft werden.

Inzwischen hatte sich der Unternehmer entschlossen, die Betonarbeiten in einem Guss zu erledigen. Der Bauherr wollte von der Anwendung zweier Rezepturen absehen und entschied, alles

mit «Faserbeton» ausführen zu lassen. Die Gefahr einer Faser-Entmischung beim Betonieren von Wänden wurde vermutet.

Am 22.7. 1988 wurden die Versuche durchgeführt. Es zeigte sich, dass Streckmetall-Abschalungen genügen, und die vorausgesehene Entmischung bestätigte sich, siehe Bild 10; armierte Wände dürfen nicht in freiem Fall mit Faserbeton betoniert werden, Schüttrohre sind unerlässlich.

Dritte Feldversuche

Alles war jetzt klar, aber die Frage, wie der Beton mit Schüttrohren eingebracht werden kann, musste noch beantwortet werden.

Damit bei der vorhandenen engen Armierung eine Verarbeitung möglich blieb, waren auf der Baustelle rund zwei Dutzend Vibrationslücken offen gehalten worden. Dafür waren PVC-Rohre Ø 125 mm verwendet worden, siehe Bild 11. Diese Öffnungen waren vorhanden, grösere Schüttrohre konnten aus Platzgründen nicht vorgesehen werden.

An den Betonversuchen Beteiligte:

LPM Labor, Beinwil am See
Herr Mühlethaler

SIKA Zürich, Abt. Marketing/Technik
Herr Britt

SIKA Zürich, Abt. Betonservice
Herr Venetz

TFB, Wildegg
Herr Dr. Badawy

Forta-Fibre AG, Romanshorn
Herr Gasser

Interbeton, Siggenthal
Herr Baggensstoss

Unternehmer
Herren Birchmeier/Schneider

Projektverfasser/Bauleiter
Herr Hasler

Autor
Herr Hürzeler

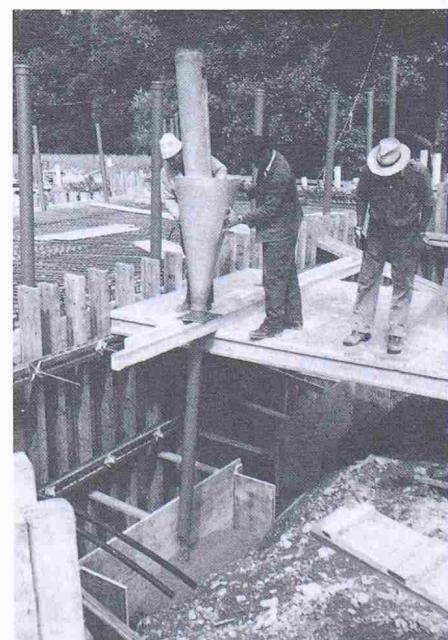


Bild 11. Der hohe Trichter zum Betonieren ab Förderband hier im Vorversuch, die im Hintergrund erkennbaren 125-mm-Ø-Rohre sind Vibrationslücken

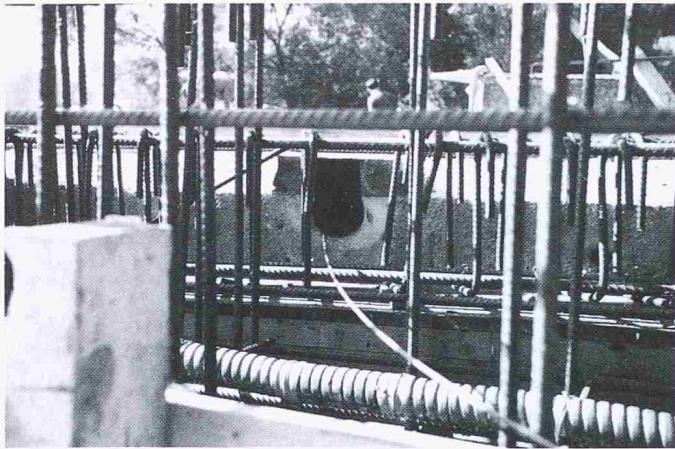


Bild 12. Kabel der Quervorspannung während dem Einziehen

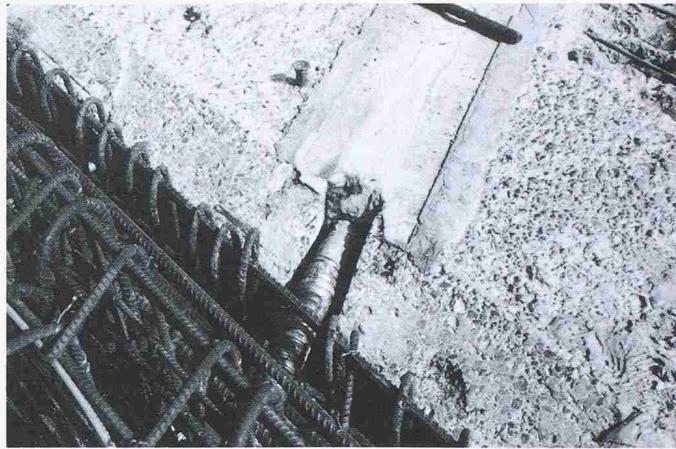


Bild 13. Die Abdeckplatte wurde nach Erhärting der Vorinjektion entfernt

Ausführungsprobleme

Aus dem bisher Geschriebenen wird ersichtlich, dass umfangreiche Spezialarbeiten notwendig waren, und zwar in fast nahtloser Abfolge ab Baubeginn: Betonbohrungen, Betonfräsen, Höchstdruckwasserstrahlen. Später wurden weitere Spezialisten benötigt für die Vorspannarbeiten, die Gussasphaltarbeiten und für die Geländer. Die Baustelle bedingte also viel Koordinationsaufwand.

Als Lehrgerüst diente eine flachfundierte Trägerkonstruktion. Gefordert war eine möglichst setzungsfreie Konstruktion, damit in den Kontaktzonen der bestehenden Plattenräder/Randträger beim Betonieren keine Verschiebungen und daraus keine Undichtigkeiten resultierten. Für die Fundation stellten sich grosse geotechnische Probleme ein. Das Gelände war 1949 aufgefüllt worden, und zwar mit Bau schutt, Kies, Bauholz, Kalksteinbrocken, Ton-Siltklumpen, Rodungsrückständen usw. – eine sehr ungünstige Voraussetzung. Das Verwenden von Kanal dielen war wegen der recht grossen Kalksteinbrocken nicht möglich. So entschloss man sich für das Abteufen

der Fundation ohne Schutz vorkehrungen. Trotz sorgfältiger und schneller Ausführung mit einem Bagger mit drehbarem hydraulischem Greifer stürzten die Seitenwände teilweise ein. Der Aushub erfolgte bis OK bestehende Brückenfundamente und wurde unmittelbar mit Beton PC 300 kg/m³ aufgefüllt. Für die vier «Fundations-Zapfen» wurden 27 m³ Beton verbraucht.

Für die Quervorspannung musste, wie vorgängig beschrieben, das Projekt mit abgestuften Randbohrungen verlassen werden. Das notwendige Vorinjizieren der Hohlräume zwischen Hüllrohr und Bohrlochwandung (damit sich die mit nachträglich unter die Kabel gestossenen Keilen gekrümmt verlegten Kabel beim Vorspannen nicht strecken konnten) war dadurch schwieriger geworden. In Bild 12 ist ersichtlich, wie mit einer Stahlplatte ein Ersatz für die fehlende obere Bohrlochwandung geschaffen wurde. Das stirnseitige Abdichten gestaltete sich dadurch allerdings bedeutend aufwendiger als vorgesehen. Nach erfolgter Vorinjektion wurden die Kabel gespült; bei einem Kabel ergaben sich infolge eines oder mehrerer Hüllrohr-Lecks Probleme, die mit viel Aufwand wieder behoben werden mussten. Lehre für analoge Anwendungen:

nur noch PE-Hüllrohre verwenden! Später wurden die Stahlplatten entfernt, Bild 13 zeigt diesen Zustand.

Das Armieren bereitete dem Polier viel Mühe und, nach eigener Aussage, schlaflose Nächte. Das Nebeneinander der Wandarmierung (Widerlagerwände und Flügelmauern), der kräftigen Spaltarmierung mit den notwendigen Haken (Verankerung) und dazu die nicht unproblematische Führung der Schalungsbindeisen in genau diesen Bereichen (spitze/stumpfe Ecken) ist mit einem Endquerträger einer grossen Brücke zu vergleichen. Nur waren die Abmessungen im vorliegenden Fall ungünstig – man muss sich den «Vergleichs-Querträger» hochstehend vorstellen – rund 0,75×1,20 m und 3,5 m hoch. Der Autor ordnete daher das Einlegen von 3 Stück PVC-Rohren pro Ecke an, auf die ganze Höhe, damit zwingend Platz für das Vibrieren blieb. Die Rohre durften erst nach dem Abschluss aller Schalungs- und Armierungsarbeiten zurückgezogen werden.

Die Fahrbahnplatten-Bewehrung, recht engmaschig und kreuzweise aus kräftigen Stäben bestehend, wurde nicht mit gleichmässigen Abständen verlegt. So blieb Platz, um die Vibrationsnadeln

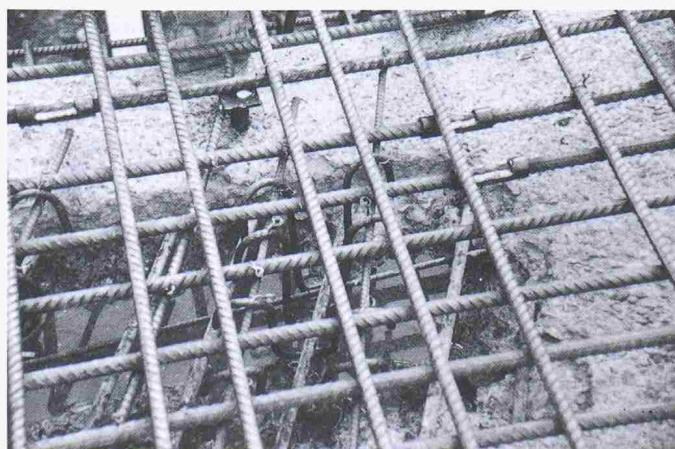


Bild 14. Fertig armierte Fahrbahnplatte, abgebildet sind Schweissstöße und eine Schubnische



Bild 15. Unter der Brücke ist die ausgeführte Verbreiterung gut erkennlich



Bild 16. Zustand nach der Sanierung

unter die Armierung führen zu können. Um die Platzverhältnisse nicht drastisch zu verschlechtern, wurden alle Armierungsstöße im Bereich der Fahrbahnplatte mit Schweissverbindungen vorgenommen. In Bild 14 sind diese Details erkennbar, im weiteren ist die fertig armierte Schubnische sichtbar.

Als Vorbereitung für das Betonieren wurde die alte Brücke rd. 2 Tage lang bewässert. Dazu verwendete der Unternehmer nebst eines Rasensprengers auch perforierte Schläuche, die in die Schalungen hinunterreichten; dadurch konnte eine ausreichende Benetzung an sämtlichen Kontaktflächen sowie der Schalung gewährleistet werden.

Am Tage des Betonierens herrschte schönstes Sommerwetter. Ab 6 Uhr wurde betoniert, gleichzeitig mit Förderband und Kübel, via Trichter und Schüttrohren, wie vorgängig beschrieben. Es waren zwei Schüttrohre im Ein-

satz, die zusammen mit den Trichtern dauernd umgesetzt wurden. Die beiden Rohre wurden sukzessive gekürzt, so dass die freie Fallhöhe nie mehr als einen halben Meter betrug.

Damit der alte Beton der Aufbetonierung kein Wasser entziehen konnte, aber auch zur Erlangung einer guten Haftverbindung wurde auf die Fahrbahnplatte «SIKA Top Armatec 110 EC» aufgespritzt. Die Applikation erfolgte unmittelbar vor der Aufbetonierung, gleichzeitig mit dem Betonieren der Randträger.

Für das Betonieren wurde folgender Ablauf gewählt:

- Alle Wände bis auf die Höhe UK Randträger füllen und verdichten.
- Beide Randträger betonieren und um rund 5 cm überfüllen, verdichten und sofort abdecken. Um dem Entweichen des Betons (unter der inneren Abschalung hindurch) vorzubeu-

Am Bau Beteiligte:

Bauherr:
Aarg. Baudepartement
Abteilung Tiefbau
Brücken- & Tunnelbau
Buchenhof
5000 Aarau

Konzept, Projektleitung und Oberbauleitung:
der Autor

Projekt + Bauleitung:
Ingenieurbüro
Jakob Hasler
Gerstenstrasse 6
5430 Wettingen

Prüfingenieur:

Ingenieurbüro
Härdi + Fritschi
Bresteneggstrasse 5
5033 Buchs (Aarau)

Hauptunternehmer:

Arbeitsgemeinschaft
Granella AG/
Birchmeier Drack AG
5303 Würenlingen

Betonbohrungen:

M. Blétry AG, 5024 Küttigen

Vorspannung:

AVT AG, 3027 Bern

Abdichtung:

Büchler AG, 5113 Holderbank

Geländer:

Zehnder AG, 5430 Wettingen

Zusammenstellung der Kosten

1.

<i>Aufwand für den Brückenumbau</i> (inkl. Regie)	Fr.
Installationsanteil	9 300.-
Betonbohrungen	44 700.-
Belagsabbruch und	
Baugrubenaushub	9 700.-
Betonfräsen (inkl. Abtransport)	8 400.-
Höchstdruckwasserstrahlen	29 100.-
Lehrgerüst	18 100.-
Schalung	22 100.-
Armierung	67 900.-
Vorspannung	54 400.-
Beton	55 200.-
Hinterfüllung	7 300.-
Abdichtung und	
Schutzschicht	14 100.-
Belag	7 800.-
Geländer	12 300.-
	360 400.-

2.

<i>Aufwand für Verkehrsmassnahmen</i> (inkl. Regie)	Fr.
Installationsanteil	5 000.-
Umfahrung	91 600.-
Hilfsbrücke	37 500.-
Lichtsignal und	
Verkehrsregelung	12 300.-
Markierung und Signale	1 600.-
Sickerleitungen	5 000.-
Kulturlanderschliessung	6 600.-
Kulturlandentschädigungen	1 400.-
	Fr. 161 000.-

3.

<i>Ingenieurleistungen und Nebenkosten</i>	Fr.
Zustandserhebung und Materialprüfung	5 400.-
Statische Nachrechnungen	15 700.-
Vorprojekt (3 Varianten)	35 700.-
Bau- und Ausführungsprojekt (limitiert)	60 000.-
Projektleitung	14 700.-
Prüfingenieur	4 600.-
Bauleitung	33 900.-
Oberbauleitung	13 900.-
Materialprüfungen	8 900.-
Landerwerb und Vermarktung	4 800.-
Bauwerktdokumentation	1 000.-
	Fr. 198 600.-
Gesamtkosten	720 000.-

Spezifische Kosten

Die Brückenfläche beträgt 188 m²
Baukosten für den Brückenumbau
etwa Fr. 3050.-/m²

gen, wurden rd. 0,5 m breite «Stützstreifen» der Fahrbahnplatten-Aufbetonierung längs der Randträger vorgelegt.

- Die Fahrbahnplatte aufbetonieren, verdichten, abziehen und abprühen mit Curing, anschliessend abdecken.
- Revibrieren der Randträger, abziehen, abtalouschieren und abdecken.

Da der Tag sehr heiss war, musste konsequent abgedeckt werden, was zusätzlichen Aufwand erforderte und Zeit benötigte. So war der 17. August 1988 für die Beteiligten anstrengend, die Ausführung und die Aufsicht waren umfangreich und anspruchsvoll. Um rund 21 Uhr war dieser Arbeitstag abgeschlossen.

Fertigstellungsarbeiten

Die Quervorspannung wurde in 2, die Längsvorspannung in 3 Spannstufen aufgebracht. Nachdem die Hinterfüllung eingebracht und verdichtet war, wurden die Schleppplatten erstellt. Auf die eingebaute Gussasphaltabdichtung und -schutzschicht wurden die Walzbeläge aufgebracht; als Teil der vom Strassenunterhaltsdienst ausgeführten Belagsverstärkung auf rund 1 km Länge. Als auch die Geländer montiert waren, konnte die Brücke am 19.9. 1988 wieder dem Verkehr übergeben werden. Mit dem Abbruch der Umfahrung und Notbrücke wurden die Bauarbeiten beendet.

Die Ausführung der Bauarbeiten war sehr anspruchsvoll und forderte von allen Beteiligten grossen Einsatz. Man darf dem Polier, seiner Mannschaft, aber auch dem Projektverfasser/Bauleiter attestieren, dass sie ihr Bestes geben und dadurch das Gelingen dieser interessanten Arbeit ermöglichten.

Adresse des Verfassers: *Hans Hürzeler, Bauingenieur HTL/SIA, c/o Aarg. Baudepartement, Abteilung Tiefbau, Brücken- und Tunnelbau, Buchenhof, 5001 Aarau.*

Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen

Neue Richtlinie

Zu diesen aktuellen Thema führte der Deutsche Beton-Verein in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Anfang Dezember 1989 in München und Frankfurt Arbeitstagungen durch und machte mit zehn Fachvorträgen die etwa 300 Teilnehmer aus Deutschland, Österreich und der Schweiz mit Entstehung, Aufbau und Anwendung der neuen Richtlinie für «Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen» [1] bekannt.

Als Vorsitzender des DAfStb wies Dr.-Ing. *H. Goffin*, Düsseldorf, in seiner Begrüssung darauf hin, dass heute etwa ein Fünftel der Baukosten auf Instandhaltungsarbeiten entfällt und die 1990 erscheinende Richtlinie deshalb dringend benötigt wird. Sie entspricht dem neuesten «Stand der Technik», und mit ihrer bauaufsichtlichen Einführung werden Anforderungen für die Überwachung der Ausführung verbunden. Andere Vorschriften, ZTV [2, 3] usw., sind entsprechend anzupassen oder werden ungültig. Die Richtlinie befasst sich zwar mit dem Schutz von Betonbauteilen, wie z.B. Oberflächenschutz, doch haben die *betontechnischen Massnahmen* zum Erreichen der geforderten Dauerhaftigkeit (Betonzusammensetzung, Festigkeitsklasse $\geq 25 \text{ N/mm}^2$, Nachbehandlung, Betondeckung und Rissbreitenbeschränkung) Vorrang; denn bei sorgfältiger Beachtung der hierfür maßgebenden Regeln sind in den durch DIN 1045 erfassten Regelfällen weitergehende Schutzmassnahmen für ausreichende Dauerhaftigkeit nicht erforderlich.

Zielsetzung

Prof. Dr.-Ing. *R.H. Sasse*, Aachen, erläuterte Zielsetzung und Anwendungsbereich der Richtlinie [4]. Sie wurde für die Standardfälle des Betonschutzes und der Instandsetzung von Betonbauteilen in enger Zusammenarbeit mit allen Interessengruppen normähnlich erarbeitet und umfasst vier getrennte Teile (Tab. 1), da nicht alle Nutzer (Stoffhersteller, Planer, Ausführende, Überwacher, Auftraggeber und Wissenschaft) die gesamte Richtlinie für ihre Arbeiten benötigen. Planung, Durchführung und Gütesicherung von Schutz- und Instandsetzungsmassnahmen für Bauwerke aus Beton und Stahlbeton nach DIN 1045 und sinngemäss auch aus Spannbeton sind damit geregelt

- Herstellen des dauerhaften Korrosionsschutzes der Bewehrung bei unzureichender Betondeckung,
- Wiederherstellen des dauerhaften Korrosionsschutzes von bereits korrodiertener Bewehrung,

- Erneuern des Betons im oberflächennahen Bereich (Randbereich),
- Füllen von Rissen,
- vorbeugender, zusätzlicher Schutz der Bauteile gegen chemischen Angriff und
- Erhöhen des Widerstandes gegen Abrieb und Verschleiss.

Anwendungsbereich

Nach Dr.-Ing. *D. Bertram*, Düsseldorf, fordern die *Planungsgrundsätze der Richtlinie (Teile 1 und 2)* einen verantwortlichen sachkundigen Planungsingenieur, der den Ist-Zustand und die Schadenursachen festzustellen, die Standsicherheit verantwortlich zu beurteilen, den Soll-Zustand, d.h. die Schutz- und Instandsetzungsmassnahmen festzulegen und den dafür verbindlichen Instandsetzungsplan (ggf. mit Leistungsbeschreibung) und in Zusammenarbeit mit dem Auftraggeber zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit der Massnahmen einen Instandhaltungsplan auszuarbeiten sowie in schwierigen Fällen die Arbeit mehrerer Fachleute aufeinander abzustimmen hat. Zu den Schutz- und Instandsetzungsmassnahmen gehören

- Füllen von Rissen und haufwerksporigem Betongefüge,
- Ausfüllen begrenzter Fehlstellen mit Mörtel oder Beton,
- grossflächiges Auftragen von Mörtel oder Beton,
- eine hydrophobierende Imprägnierung von Versiegelungen und/oder Beschichtungen.

Die in der Richtlinie enthaltenen Regelungen stellen ein geschlossenes System