

Die Viadukte der Autobahn N 9 über der Rhoneebene bei Villeneuve: les Viaducs de la Plaine du Rhône: Vortrag

Autor(en): **Bernardi, Benno / Dobler, W.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **89 (1971)**

Heft 10: **Bauen mit Fertigteilen**

PDF erstellt am: **26.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-84786>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Die Viadukte der Autobahn N 9 über der Rhoneebene bei Villeneuve

Les Viaducs de la Plaine du Rhône

DK 621 21:624.012.46.002.22

Von Benno Bernardi, dipl. Ing., Zürich, Mitarbeiter W. Dobler

Vortrag, gehalten an der Studientagung der FGBH vom 13. und 14. November 1970 in Lausanne

1. Bauwerkübersicht

Die Autobahn N 9 führt am oberen Ende des Genfersees bei Villeneuve in einer Höhe von 7 bis 18 m über die Rhoneebene. Die geotechnisch sehr ungünstigen Untergrundverhältnisse erforderten hier eine Überbrückung durch Viadukte in einer Gesamtlänge von 1170 m. Es handelt sich dabei um zwei in der Querrichtung durchgehend getrennte Bauwerke mit einer Breite von je 13,2 m; in der Längsrichtung finden sich Bewegungsfugen in einem Abstand von rund 400 m. Somit ergeben sich $2 \times 3 = 6$ Brücken mit einer Grundrissfläche von rund 31 000 m², was einem der grösseren Brückenbauwerke in der Schweiz entspricht (Bild 1).

2. Zum Submissionswettbewerb

Der Bauherr – das Département des Travaux publics du Canton de Vaud, Bureau de construction des autoroutes – vergab die Arbeiten auf Grund eines öffentlichen Submissionswettbewerbes, und zwar zu einem Festpreis für das gesamte Brückenbauwerk, einschliesslich der Gründungen. Unter den 39 Angeboten war jenes der Firma Losinger am preisgünstigsten und stellte den Bauherrn sowohl in bautechnischer und ästhetischer Hinsicht als auch in bezug auf die Termine zufrieden. Zu diesem Wettbewerb zog die federführende Bauunternehmung die Firma V. Dessi, Mailand, und das Ingenieurbüro B. Bernardi, Zürich, zur Mitarbeit zu. Dessi besitzt langjährige Erfahrung im Vorfabrizieren und Versetzen von grossformatigen, schweren Betonfertigelementen, insbesondere für den Brückenbau. Das Ingenieurbüro haftet gegenüber dem Unternehmerkonsortium für seinen Entwurf und die ausgezogenen Massen.

Üblicherweise wirkt der projektierende und bauleitende Ingenieur als Treuhänder des Bauherrn und garantiert, dass im Dreiecksverhältnis, Bauherr – beratender Ingenieur – ausführende Unternehmung, die Unabhängigkeit gewahrt bleibt. Dies ist bei Submissionswettbewerben nicht mehr möglich. Hier tritt anstelle des Dreiecksverhältnisses eine Art von Polarität zwischen Bauherr und Unternehmer. Die beratende Tätigkeit jedoch wird durch die vom Bauherrn beauftragten Experten ausgeführt. Als projektierende Instanz dagegen arbeiteten die Ingenieure im Auftrag der Unternehmung und hatten dementsprechend in erster Linie deren Interessen wahrzunehmen. Obwohl es sich dabei oft um wirtschaftliche Gesichtspunkte handelte, wurde dadurch weder die Berufsethik noch die Integrität der Ingenieure als Verantwortliche für die erforderliche Sicherheit und Funktionsfähigkeit des Bauwerkes beeinflusst.

Nach Ansicht des Verfassers sind Submissionswettbewerbe grundsätzlich bei grösseren Bauwerken geeignet, die rasch verwirklicht werden sollen und bei denen besondere Bauverfahren wirtschaftliche Vorteile erwarten lassen. Die Abstimmung der ingenieurmässigen Konzeption einer Brücke von der Gründung bis zum Überbau auf die der jeweiligen Unternehmung zur Verfügung stehenden Mittel sowie die direkte Koordination zwischen den Ausführenden und den Projektierenden ergibt im Submissionswettbewerb wirtschaftlich optimale Lösungen. Auch ist es möglich, vor dem Vertragsabschluss gewisse dem Bauherrn zweckmässig erscheinende Anpassungen des Wettbewerbsprojektes sowie zusätzliche Klarstellungen vorzunehmen. Nach einer Vergabe zu einem Festpreis sollten jedoch im Interesse des Bauherrn wie auch des Unternehmers keine solchen Dis-

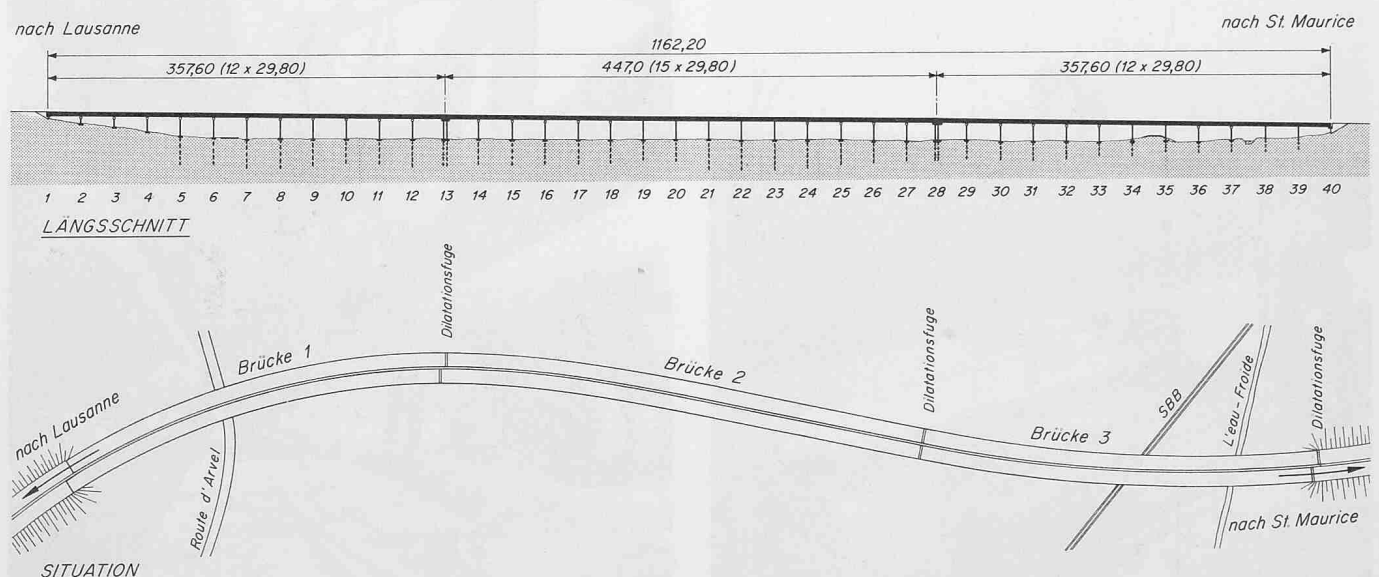


Bild 1. Die Viadukte der N 9 bei Villeneuve, Längsschnitt und Lageplan 1:7000

kussionen mehr notwendig sein. Schwierig erscheint eine für beide Partner gerechte Regelung der Verbindlichkeit der geotechnischen Verhältnisse beim Einschluss der Gründungen in den Festpreis. Wir halten es als im Interesse des Bauherrn liegend, die Gründungen ins Angebot miteinzubeziehen, jedoch unter der Voraussetzung genauer Unterlagen bezüglich des Untergrundes. Rückblickend kann festgestellt werden, dass sich im vorliegenden Fall die geotechnischen Prognosen weitgehend bestätigt haben.

3. Überlegungen zur Projektierung

Bei der Projektierung war die Wirtschaftlichkeit allererstes Anliegen. Sie wurde wesentlich bestimmt durch die Baumethode, die Fundationsart und die Grösse der Spannweiten. Beruhend auf Vergleichsuntersuchungen wurde für den Überbau eine vorfabrizierte und teilweise vorgespannte Betonkonstruktion gewählt. Die geotechnischen Verhältnisse waren sehr ungünstig. Auch in grossen Tiefen wurden keine tragfähigen Schichten angetroffen. Eine schwimmende Foundation mit LS-Injektionspfählen erwies sich in diesem Falle als günstigste Lösung. Bei Berücksichtigung der Foundation ergab sich ein Kostenminimum für eine Spannweite von 26 bis 30 m, die dann für die gesamte Brückenlänge gleichbleibend auf $L = 29,8$ m festgelegt wurde. Das ergab eine zweckmässige Einteilung im Grundriss, wobei alle vorgeschriebenen Lichtraumprofile eingehalten werden konnten.

Der voll vorfabrizierte Brückenüberbau besteht lediglich aus zwei Elementtypen: Längsträger und Fahrbahnplatten, und zwar pro Feld aus drei Längsträgern und sechs Fahrbahnplattenelementen (Bild 2). Im Bauzustand sind sie statisch bestimmt aufgelagert. Die Neuartigkeit des gewählten Brückensystems liegt darin, dass durch den Ortsbetonverguss der Fugen und der Querträger über den Stützen im Endzustand eine monolithisch wirkende Verbundkonstruktion und fugenlos durchlaufende Brücken mit Längen bis 447 m entstehen. Entsprechend der Hanglage sind auf der Seite Lausanne die beiden Fahrbahnen gegeneinander versetzt angeordnet; aus diesem Grunde werden ein bergseitiges und ein talseitiges, das heisst zwei durchgehend getrennte Bauwerke ausgebildet. In der Längsrichtung wird der Viadukt in drei Abschnitte unterteilt, nämlich Brücke I,

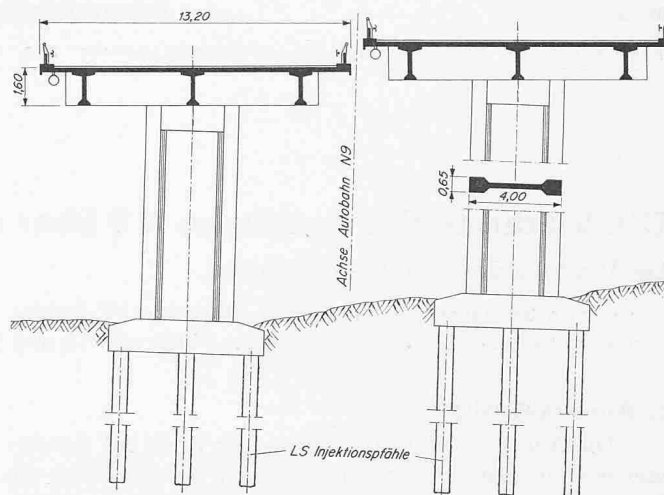


Bild 2. Querschnitt beider Viadukte, Massstab 1:350

12feldrig, mit einer Länge von 357,6 m, Brücke II, 15feldrig, mit einer Länge von 447 m und Brücke III, 12feldrig, mit einer Länge von 357,6 m. Damit wird die Vorschrift des Pflichtenheftes berücksichtigt, wonach aus Gründen des Fahrkomfortes und des Unterhaltes der Abstand zwischen den Bewegungsfugen mindestens 300 m betragen soll. Zwischen den einzelnen Brücken sind Fahrbahnübergangskonstruktionen für Verschiebungen von 400 bzw. 270 mm angeordnet. Beim Widerlager Seite St-Maurice befindet sich eine solche für eine Verschiebung von 130 mm. Auf der Seite Lausanne ist die Fahrbahnplatte monolithisch an das Widerlager angeschlossen, so dass hier keine Bewegungsfuge erforderlich ist.

4. Der Brückenüberbau

4.1 Fertigteil-Längsträger

Die T-förmigen Längsträger sind 138 cm hoch, im Mittel 29,3 m lang und wiegen rund 33 t. Ihre Höhe wird durch die vorgeschriebene Brückennivellette und das freizuhaltende Lichtraumprofil der beiden SBB-Streckengeleise festgelegt. Im Verhältnis zur Spannweite ergibt diese Konstruktionshöhe eine wirtschaftliche Lösung. Die Längs-

Bild 3. Vorfabrikation der Längsträger



Bild 4. Längsträger unter dem Versetzgerüst



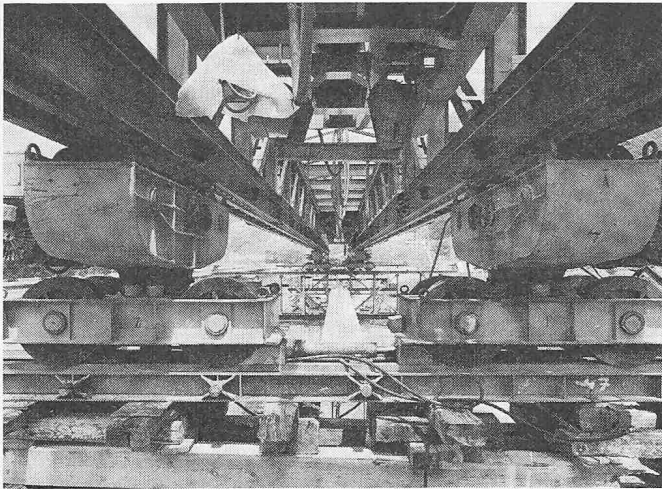


Bild 5. Untersicht Versetzgerüst

träger sind durchwegs gerade, auch bei gekrümmtem Brückengrundriss; sie sind hier polygonartig angeordnet. Die Vorspannung erfolgt pro Träger durch je vier parabolisch geführte Litzenkabel Typ VSL EU 5-12 (Bild 3). Diese Träger wurden in einer Feldfabrik bis zu zehn Stück pro Woche vorfabriziert. Die Montage erfolgte mittels eines Versetzgerüsts, eines stählernen Fachwerkes mit einer Länge von 81 m und einem Gewicht von 150 t (Bilder 4 und 5).

4.2 Fertigteil-Fahrbahnplatte

Die Fahrbahnplatte ist durchgehend 22 cm stark; damit wird das vorgeschriebene Mindestmass gemäss den Autobahnnormen des Kantons Waadt eingehalten. Sie setzt sich pro Brückenfeld aus sechs grossformatigen Fertigteilen mit den Abmessungen von je 945×615 cm und einem Gewicht von 29 t zusammen. Diese Elemente erstrecken sich über die halbe Fahrbahnbreite und sind im Bauzustand auf dem Obergurt des Mittel- und eines Randlängsträgers statisch bestimmt gelagert. Die Länge von 945 cm wurde so gewählt, dass sich pro Brückenfeld nur drei Querfugen in der Fahrbahnplatte ergeben; diejenige in Brückenmitte befindet sich in der Druckzone und die beiden anderen etwa im Momentennullpunkt des Durchlaufträgers (Bild 6). Die Elemente sind damit so angeordnet, dass sich im Stützenschnitt mit maximalem negativem Moment am Durchlaufträger keine Querfuge befindet. Die dort liegenden Platten erhalten zudem vor der Verlegung eine zugbandartige Vorspannung von rund 20 kp/cm^2 in Brückenlängsrichtung. Die Fahrbahnplatte ist in Querrichtung nicht vorgespannt. Analog den Längsträgern werden auch die Fahrbahnelemente bei Grundrisskrümmungen polygonartig angeordnet. Auch sie wurden auf der Baustelle vorfabriziert, und zwar in Stapeln übereinander hergestellt. Das vorgängig gegossene, abtalschierte und abgebundene Element wurde durch eine Plastikfolie abgedeckt und als Bodenschalung für das nachfolgende benutzt (Bild 7). Pro Woche konnten auf diese Weise bis

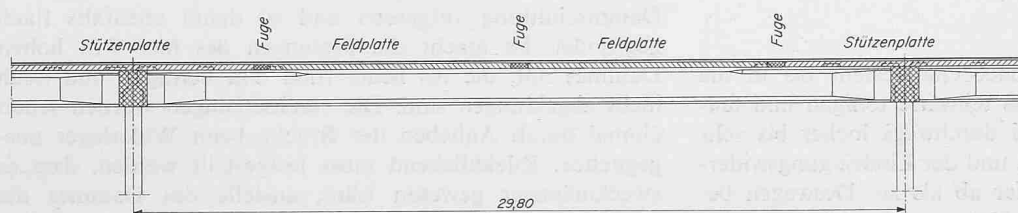


Bild 6. Längsträger 1:300 mit Detail 1:75 des Stützenschnittes

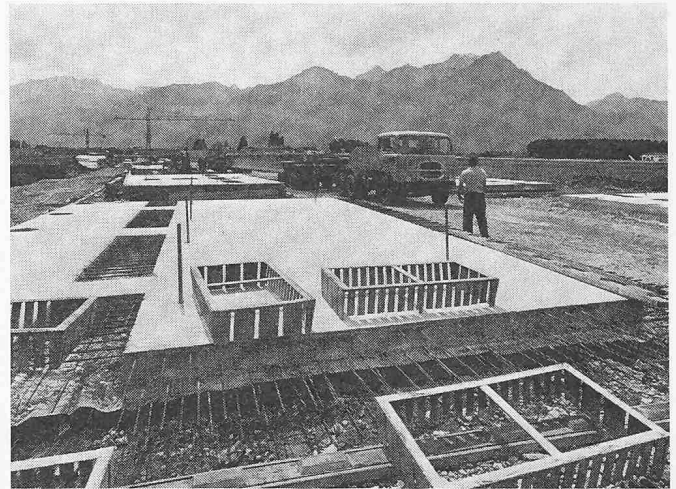


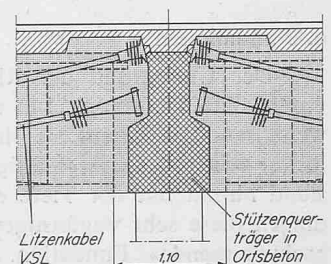
Bild 7. Vorfabrikation der Fahrbahnplatten

zu zwanzig Fahrbahnelemente fabriziert werden, die anschliessend mittels speziell konstruierter Wagen vom Vorfabrikationsplatz abgehoben, transportiert und versetzt wurden.

4.3 Verbundkonstruktion

Durch den Ortsbetonverguss der Längs- und Querfugen sowie der Stützenquerträger ergibt sich ein monolithisch wirkender Verbundquerschnitt von dreistegigen Plattenbalken, die in Längsrichtung Brücken über 12 bzw. 15 Felder mit einer fugenlosen Länge bis zu 447 m bilden. Die Lastabtragung des Überbaues erfolgt über Stützenquerträger der gleichen Höhe $H = 160$ cm wie die Brückenkonstruktion (Bild 8). Diese versenkte Anordnung wurde aus ästhetischen Erwägungen gewählt. Gegenüber der bei vorfabrizierten Brücken üblichen Ausbildung einer hammerkopffartigen Verbreiterung des Pfeilerkopfes ergab diese Konstruktion bei der Bauausführung zusätzliche Erschwerisse. Auf beiden Seiten der Stützen war ein Hilfsgerüst (Bild 9) erforderlich zur Abstützung des Versetzgerüsts, zur provisorischen Auflagerung der Längsträger sowie zur Aufnahme der Schalung, der Armierung und des Betons des Querträgers. Andererseits umfasst dieser in Ortsbeton ausgeführte und vorgespannte Querträger die vorfabrizierten Elemente des Überbaues kraftschlüssig und gewährleistet damit die monolithische Wirkungsweise der fugenlos durchlaufenden Brücken. Der 110 cm breite und beidseitig 350 cm über die Stützen auskragende Querträger wirkt zusammen mit der Fahrbahnplatte im Verbund als Plattenbalken.

Die eingehenden statischen Berechnungen nach der Trägerrostmethode ergaben, dass auf jegliche Feldquerträger verzichtet werden kann. Dies vereinfachte die Konstruktion und Ausföhrung des Fertigteilüberbaues und ermöglichte die Reduktion auf lediglich zwei Elementtypen, Längsträger und Fahrbahnplatten. Dank dieser konsequenten Beschränkung und der vollständigen Vorfertigung des Brückenüberbaues konnten nach einer gewissen An-



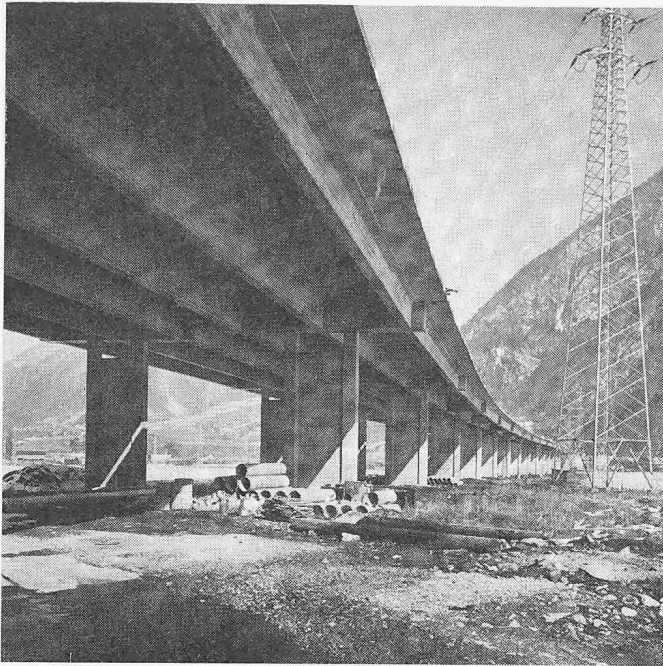


Bild 8. Brückenuntersicht

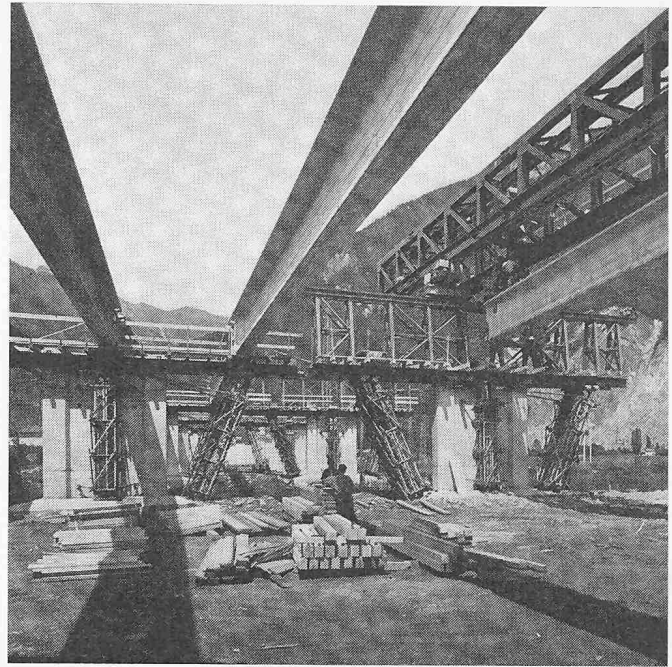


Bild 9. Längsträger beim Versetzen

laufzeit monatlich bis zu acht Felder mit einer Grundrissfläche von 3200 m² ausgeführt werden. Die Funktionsfähigkeit dieses neuartigen Brückensystems ist durch verschiedene Überprüfungen bestätigt worden, so zum Beispiel durch spannungsoptische Untersuchungen, Modell- und Bruchversuche im Massstab 1:1 sowie durch statische und dynamische Belastungsproben einer grossen Anzahl von Brückenfeldern. Das System hat sich auch in der Bauausführung gut bewährt.

5. Pfeiler

Der Brückenüberbau lagert auf doppel-T-förmigen Pfeilern mit durchweg gleichbleibenden Abmessungen. Sie wurden mittels VSL-Gleitschalung ausgeführt. Bei den Bewegungsfugen zwischen den einzelnen Brücken sind sie als Doppelpfeiler ausgebildet. Entsprechend der S-förmigen Grundrisskrümmung (Bild 1) und der regelmässigen Spannweiten sind die Pfeiler der berg- und talseitigen Brücken im Mittenbereich radial gegen die beiden Widerlager hin, jedoch etwas versetzt, angeordnet. Sämtliche Pfeiler sind am Fuss monolithisch an die Gründung angeschlossen. Der Gesamtstabilität wegen sind eine Grosszahl davon auch am Kopf monolithisch mit dem Überbau verbunden. Wo die auftretenden Bewegungen zu hohe Beanspruchungen ergeben hätten, sind am Pfeilerkopf Betongelenke angeordnet und auf den Doppelpfeilern zwischen den einzelnen Brücken sowie auf den kurzen Pfeilern gegen das Widerlager Seite St-Maurice einseitig verschiebbare Linienkipplager eingeschaltet worden. Die Pfeilerköpfe sind so ausgebildet, dass Pressen eingebaut und damit übergrosse Setzungen durch Anheben des Brückenüberbaues ausgeglichen werden könnten.

6. Foundationen

Der Untergrund der Rhoneebene besteht bis in die untersuchte Tiefe von 51 m aus teilweise tonigen und teilweise sandigen Silten. Sie sind durchwegs locker bis sehr locker gelagert, wassergesättigt, und der Eindringungswiderstand nimmt mit der Tiefe eher ab als zu. Deswegen bedingen diese sehr ungünstigen Untergrundverhältnisse eine «schwimmende» Foundation. Beruhend auf den geotech-

nischen Unterlagen, insbesondere den Ergebnissen der Belastungsversuche mit verschiedenen Typen von Ramm- und Injektionspfählen, hat sich die Firma Losinger entschlossen, ihr neuentwickeltes System, den Injektionspfahl Typ LS, anzuwenden. Es handelt sich dabei um eine Weiterentwicklung des Zeissl-Rammpfahles, dessen Ortsbetonkern mit einem Injektionsmantel umhüllt wurde. Er weist einen mittleren Durchmesser von 75 cm auf, wovon rund 50 cm auf den vibrierten und armierten Beton im Kern entfallen. Die ausgedehnten Versuche mit verschiedenartigen Probepfählen haben eindeutig gezeigt, dass durch eine zusätzliche Aktivierung der Mantelreibung Injektionspfähle gegenüber normalen Ramm- oder Bohrpfählen bei den vorliegenden Untergrundverhältnissen Vorteile aufweisen.

Die LS-Injektionspfähle sind bis zu 27 m lang; insgesamt wurden 8360 m ausgeführt. Die zulässige Gebrauchsbelastung beträgt für Hauptbelastung 125 t. Ihre Tragfähigkeit ist ganz beachtenswert; denn im ungünstigsten Fall wurde in der letzten Hitze noch eine Eindringung von 60 cm festgestellt. Je Pfeiler sind sechs LS-Pfähle angeordnet, die durch ein Bankett zusammengefasst werden. Da das Grundwasser bis zur Oberfläche der Rhoneebene aufsteigt, sind diese der Wasserhaltung wegen möglichst hochliegend angeordnet. Ihr pyramidenförmiges Oberteil befindet sich über dem Boden.

Beim Übergang der Rhoneebene zum Talhang auf der Seite Lausanne ist der geotechnisch ungünstige Untergrund durch einen kompakt gelagerten Schüttkegel überdeckt. Hier hinein konnten die LS-Injektionspfähle nicht gerammt werden, weshalb das Widerlager und die ersten drei Pfeilerpaare flach gegründet werden mussten. Das Widerlager Seite St-Maurice wurde möglichst hoch auf die anschliessende Dammschüttung aufgesetzt und ist damit ebenfalls flach gegründet. Es macht die Setzungen des hier 7 m hohen Dammes mit, die bis heute rund 2 m betragen und noch nicht abgeklungen sind. Die Nachsetzungen wurden schon einmal durch Anheben der Brücke beim Widerlager ausgeglichen. Rückblickend muss festgestellt werden, dass es zweckmässiger gewesen wäre, anstelle des Dammes die Brücke um rund 120 m zu verlängern bis zu einer reduzierten Dammhöhe von maximal 4 m.

7. Massenverbrauch und Baukosten

Aus der tabellarischen Zusammenstellung (Tabelle 1) sind die sehr geringen Massen ersichtlich. Dies ist einer der Gründe der Wirtschaftlichkeit der beschriebenen Brückenkonstruktion.

Trotz der geotechnisch sehr ungünstigen Untergrundverhältnisse, die eine Pfahlfundation mit einer Gesamtlänge von 8360 m bedingten, handelt es sich um eines der wirtschaftlichsten Brückenbauwerke der Schweiz (siehe Tabelle 2).

8. Besonderheiten der statischen Berechnung

8.1 Die Berücksichtigung des unterschiedlichen Kriechens

8.1.1 Der Kriechvorgang

Im Bauzustand ($t = 0$) sind die Längsträger als einfache Balken statisch bestimmt aufgelagert und stark vorgespannt. Die Fahrbahnplatten dagegen sind im Feld nicht, über den Stützen nur leicht vorgespannt und wirken vorerst nicht im Verbund. Durch den Verguss der Fugen sowie des Ortsbetonquerträgers wird im Zeitpunkt t_1 einerseits der Verbundquerschnitt (dreistegiger Plattenbalken) und andererseits in Brückenlängsrichtung der statisch unbestimmte Durchlaufträger hergestellt.

Die stark verschiedenen Beanspruchungen der benachbarten Fasern unterkant Fahrbahnplatte und oberkant Längsträger verursachen ein unterschiedliches Betonkriechen. Die dadurch hervorgerufenen Verformungen können sich nicht frei auswirken, sondern es tritt eine gegenseitige Behinderung auf. Dadurch wird in der Fuge zwischen der Fahrbahnplatte und den Längsträgern stufenweise eine Umlagerungskraft aufgebaut, die den Längsträger entlastet und die Fahrbahnplatte unter Druck setzt. Diese Kräfte sind im Gleichgewicht und ergeben einen Eigenspannungszustand am Verbundquerschnitt. Sie bewirken jedoch gleichzeitig Verformungen in Längsrichtung und erzeugen somit statisch unbestimmte Zwängungsmomente am Durchlaufträger. Diese Momente sind prinzipiell zu unterscheiden von jenen, die durch die Vorspannung verursacht werden und schon im Zeitpunkt $t = 0$ auftreten («Parasitär-momente»).

8.1.2 Die statische Berechnung

Die theoretische Lösung der Kriechumlagerung ergibt sich aus der Formulierung der Formänderungsbedingungen des Verbundquerschnittes, wonach in jedem Zeitpunkt t in jedem Querschnitt die Verformungen des untern Randes der Fahrbahnplatte und des oberen Randes des Längsträgers gleich sein müssen. Für die praktische Berechnung wurden folgende Vereinfachungen gewählt: als statisches System wird anstelle der durchlaufenden Verbundkonstruktion ein ebenes Stabwerk gewählt (Vierendeelträger) und die Kriechberechnung als Stufenverfahren aufgebaut, indem der ganze Kriechbereich in einzelne Intervalle zerlegt wird, wobei innerhalb eines Intervalls die Umlagerungsspannungen linear mit dem Kriechen anwachsen.

Beim Vierendeelträger werden dem Untergurt die Querschnittswerte des Längsträgers und dem Obergurt diejenigen der Fahrbahnplatte zugewiesen. Die biegesteif angeschlossenen Vertikalstäbe entsprechen dem Steg des Verbundquerschnittes. Für jeden Stab werden als Belastung die Normalkräfte und Momente mit den Kriechwerten des betreffenden Intervalles eingeführt. Hierfür wurde ein besonderes Programm entwickelt, mit dem die umfangreichen numerischen Berechnungen elektronisch durchgeführt werden konnten. Die Kriechberechnungen wurden unter der Annahme einer Endkriechzahl von $\varphi_{35-\infty} = 1,8$ sowohl

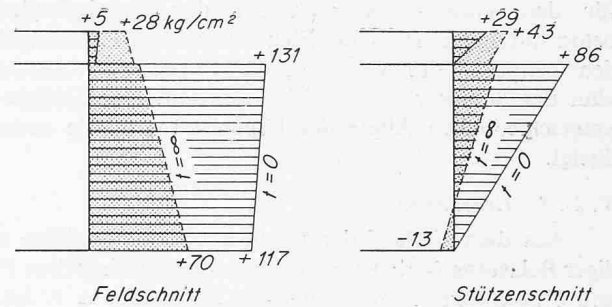


Bild 10. Spannungsverlauf für ständige Lasten bei $t = 0$ und $t = \infty$

Tabelle 1. Massenverbrauch

Massenverbrauch	Beton		Armierung			Vorspannung		
	1)	2)	3)	4)	5)	3)	4)	5)
Verbund-								
querschnitt	9 670	0,315	1 083	112	35,3	220,9	23	7,20
Querträger	1 260	0,041	145	115	4,7	26,6	21	0,87
Brückenüberbau	11 420	0,372	1 247	109	40,6	247,5	22	8,07
Stützen	1 350	0,044	145	107	4,7	—	—	—
Widerlager	430	0,014	33	77	1,1	—	—	—
Flachfundation	180	0,006	9	50	0,3	—	—	—
Pfahlbankette	2 080	0,068	122	59	4,0	—	—	—
Überbau +								
Unterbau	15 460	0,504	1 556	101	50,7	247,5	—	8,07
LS-Pfähle:	426 Stück mit total 8360 m und 59 t Armierung							
1) m ³					2) m ³ /m ² Brückengrundriss			
3) t	4) kg/m ³ Beton				5) kg/m ² Brückengrundriss			

Tabelle 2. Baukosten

Baukosten (Preisgrundlage 28. Febr. 1968)	pro Bauteil in 1000 Fr.	pro m ² Brückenfläche Fr./m ²
Installation (ohne Pfahl- und Verset-		
installationen)	359	11,70
Baugrubenumschliessung, Wasserhaltung	35	1,15
Erdarbeiten einschl. Dammschüttungen		
bis Losgrenze	148	4,80
Unterbau:		
Pfählungen	1196	38,95
Eisenbetonarbeiten für Fundamente,		
Stützen, Widerlager	1006	32,80
Lager, Betongelenke, Verschiedenes	195	6,35
Überbau:		
Träger und Platten: liefern und ver-		
setzen; Querträger und Fugen in Orts-	4671	152,20
beton		
Fahrbahnübergänge, Konsolkopf-		
elemente, Entwässerung, Belag,	1717	55,95
Isolation		
Ingenieurhonorar, Verschiedenes	623	20,30
Baukosten total (ohne Leitplanken)	9950	324,20

Tabelle 3. Entwicklung der Umlagerungskraft N in der Fuge zwischen Fahrbahnplatte und Längsträger in einem Feldschnitt

	N_{Platte}	$N_{\text{Träger}}$	$\Sigma \Delta N$
$t = 0$	57	1460	
ΔN_1 für $\Delta \varphi_1 = 0,6$	+ 467	— 467	
nach dem 1. Schritt	524	993	467 ~ 61 %
ΔN_2 für $\Delta \varphi_2 = 0,6$	+ 208	— 208	
nach dem 2. Schritt	732	785	675 ~ 88 %
ΔN_3 für $\Delta \varphi_3 = 0,6$	+ 92	— 92	
nach dem 3. Schritt	824	693	767 ~ 100 %
ΔN_4 für $\Delta \varphi_4 = 0,6$ 1)	+ 41	— 41	
nach dem 4. Schritt 1)	865	652	808 ~ 105 %

1) extrapoliert; N in Tonnen, + Druck

für den Träger- als auch für den Fahrbahnplattenbeton durchgeführt. Beide Elemente wiesen im massgebenden Zeitpunkt des Vergusses der Fugen ein Erhärtungsalter des Betons von rund 35 Tagen auf. Der Einfluss des unterschiedlichen Alters des Fugenbetons wurde vernachlässigt.

8.1.3 Ergebnisse

Aus dem Verlauf der Betonspannungen zufolge ständiger Belastung ($g + V$) je in einem charakteristischen Feld- und Stützenschnitt im Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ ist der erhebliche Einfluss der Kriechumlagerungen ersichtlich (Bild 10). Im Feldschnitt ist es für die massgebende Betonspannung σ_u am unteren Querschnittsrand günstig, dass die Umlagerungskraft als exzentrischer Zug oberkant Längsträger wirkt. Im Stützenschnitt wird die anfängliche Druckvorspannung an der Fahrbahnplattenoberfläche durch das Kriechen vergrössert. Dies ist für den Durchlaufträger im Bereich mit negativen Stützenmomenten infolge der Verkehrslasten günstig, weil damit die Rissesicherheit verbessert und die Dauerhaftigkeit des Belages vorteilhaft beeinflusst wird.

Zur Ermittlung der Umlagerungskräfte wird die Kriechkurve mit $\varphi_{35-\infty} = 1,8$ in drei gleiche Intervalle mit $\Delta\varphi = 0,6$ unterteilt. Aus Tabelle 3 ist ersichtlich, dass das erste Kriechintervall schon 61 % der gesamten Umlagerung ausmacht, das zweite noch 27 % und das dritte nur noch 12 %. Die Berechnungen bei analogen Brückensystemen mit Spannweiten von 24 bis 58 m zeigten ähnliche Ergebnisse. Daraus kann allgemein geschlossen werden, dass das anfängliche Kriechen die grössten Auswirkungen zeigt. Ein Grossteil der Umlagerungen wird somit schon nach einem Jahr stattgefunden haben. Eine fehlerhafte Einschätzung der Endkriechzahl hat somit einen relativ kleinen Einfluss. Gegenüber einem angenommenen Wert von $\varphi = 1,8$ ergäbe ein solcher von $\varphi = 2,4$ eine nur 5 % grössere und ein solcher von $\varphi = 1,2$ eine lediglich 12 % kleinere Umlagerungskraft.

Im Bild 11 ist der Verlauf der endgültigen Umlagerungskraft N für das Innenfeld eines Durchlaufträgers mit unendlich vielen Spannweiten dargestellt. Die erste Ableitung dN/dx ergibt die Verdübelungsbeanspruchung der Fuge zwischen Fahrbahnplatte und Längsträger.

8.1.4 Die Berücksichtigung beim Bruchsicherheitsnachweis

Konstruktionen, bei denen im Laufe der Bauausführung Systemwechsel erfolgen, verursachen Probleme beim Bruchsicherheitsnachweis. Bei den meisten Brückenbauten treten Systemwechsel auf: zum Beispiel für Freivorbauten zuerst Kragarme, dann Durchlaufträger; für feldweise nach Taktverfahren hergestellte Brückenüberbauten, die im Endzustand als monolithische Durchlaufträger wirken usw. Im vorliegenden Falle lagerten die Fertigelemente im Bauzustand als einfache statisch bestimmte Balken. Im Endzustand wirkten sie als statisch unbestimmte Durchlaufträger. Wird die Sicherheit des ganzen Bauwerkes, die sogenannte Systemsicherheit, nachgewiesen, so haben die Auswirkungen des Kriechens infolge Systemwechsels keine Bedeutung; denn es entstehen lediglich Umlagerungen vom Feldschnitt auf die Stützenschnitte. So ergibt beispielsweise eine Zusatzbelastung des Feldes eine entsprechende Entlastung der Stützenschnitte und umgekehrt. Auch kann argumentiert werden, dass die Zwängungsbeanspruchungen infolge Kriechumlagerungen am Gesamtsystem für sich im Gleichgewicht sind, analog wie für die Wirkung ungleichmässiger Temperaturverteilungen. Zudem würden

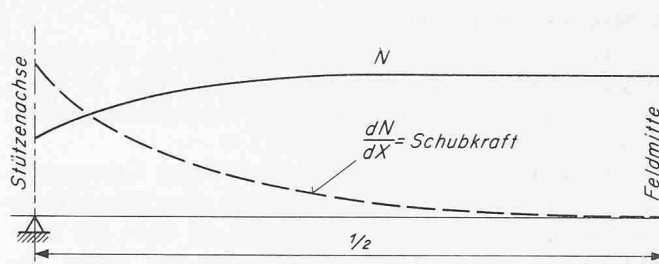


Bild 11. Verlauf der Umlagerungskraft N

diese Zwängungen im Bruchzustand durch die grossen plastischen Verformungen schrittweise abgebaut.

Anders verhält es sich, wenn die sogenannte Querschnittbruchsicherheit nachgewiesen werden muss. Nach der SIA-Norm Nr. 162 (1968) ist bei Spannbeton die Sicherheit gegen Biegebruch in jedem gefährdeten Querschnitt nachzuweisen, wobei von den wie folgt vergrösserten, nach der Statik elastischer Systeme ermittelten Schnittkräften aus Hauptbelastungen des Gebrauchszustandes auszugehen ist:

$$M' = s_1 (Mg + p) + 0,8 M_z$$

Eine ausreichende Bruchsicherheit ist vorhanden, wenn in jedem Schnitt die folgende Bedingung erfüllt ist:

$$M_{Br} \geq s_2 \cdot M' = s_1 \cdot s_2 (Mg + p) + 0,8 \cdot s_2 \cdot M_z$$

$$s_1 = \text{Lastfaktor} = 1,4$$

$$s_2 = \text{Querschnittsfaktor} = 1,3$$

$$s_1 \cdot s_2 = 1,82; s_2 \cdot 0,8 = 1,04$$

$$Mg = \text{Biegemoment aus ständigen Lasten}$$

$$Mp = \text{Biegemoment unter Nutzlasten}$$

$$M_z = \text{Zwängungsmoment aus Vorspannung (Parasitärmoment)}$$

Dieses Prinzip wurde für den vorliegenden Fall wie folgt erweitert: es wird unterschieden zwischen den Zwängungsmomenten infolge Systemwechsel (vom einfachen Balken zum Durchlaufträger) und jenen, die durch die Herstellung des Verbundquerschnittes (Ortsbetonverguss der Fugen zwischen den Längsträgern und den Fahrbahnplattenelementen) entstanden sind. Der zuletzt genannte Anteil entspricht einem Eigenspannungszustand und wird beim Bruchsicherheitsnachweis nicht berücksichtigt. Der durch den Systemwechsel verursachte Anteil wird einerseits durch das Eigengewicht und andererseits durch die Vorspannung erzeugt. Im Bruchsicherheitsnachweis werden die Wirkungen des Eigengewichts und der Vorspannung mit unterschiedlichen Sicherheitsbeiwerten von $s_1 = 1,4$ bzw. 0,8 berücksichtigt. Die Bruchsicherheit wird somit wie folgt berechnet:

$$\text{im Zeitpunkt } t = 0 \quad (M_z = 0)$$

$$\text{im Feld} \quad M_{Br} \geq 1,3 \cdot 1,4 (Mg_1 + Mg_2 + Mp)$$

$$\text{über der Stütze} \quad M_{Br} \geq 1,3 \cdot 1,4 (Mg_2 + Mp)$$

$$\text{im Zeitpunkt } t = \infty$$

$$\text{im Feld}$$

$$M_{Br} \geq 1,3 [1,4 (Mg_1 + Mg_2 + Mp + M_{zg}) + 0,8 M_{zv}]$$

$$\text{über der Stütze}$$

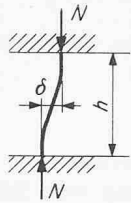
$$M_{Br} \geq 1,3 [1,4 (Mg_2 + Mp + M_{zg}) + 0,8 M_{zv}]$$

$$Mg_1 = \text{Biegemoment infolge des Eigengewichtsanteiles, der im Bauzustand statisch bestimmt wirkt}$$

$$Mg_2 = \text{Biegemoment infolge des Eigengewichtsanteiles, der am Durchlaufträger wirkt}$$

$$M_{zv} = \text{Zwängungsmoment durch Systemwechsel, infolge des Eigengewichtes}$$

$$M_{zg} = \text{Zwängungsmoment durch Systemwechsel, infolge der Vorspannung}$$



E = Elastizitätsmodul Stütze
 J = Trägheitsmoment Stütze
 δ = feste Stützenkopfverschiebung
 N = Normalkraft
 N_E = Eulersche Knicklast ($N_E = \frac{\pi^2 E J}{h^2}$)

im Gebrauchszustand: $M = \left[\frac{6 E J \delta}{h^2} \left(1 - \frac{N}{N_E} \right) + N \frac{\delta}{2} \right]$

im Bruchzustand $M_{Bruch} = s_2 \left[\frac{6 E J s_3 \delta}{h^2} \left(1 - \frac{s_1 N}{N_E} \right) + s_1 N \frac{s_3 \delta}{2} \right]$

wobei s_1 = Lastfaktor (=1,4)
 s_2 = Querschnittsfaktor (=1,3)
 s_3 = Teilsicherheitskoeffizient
 für Verschiebung (=1,2)

$$M = \frac{M_{Bruch}}{s_1 s_2} = \frac{s_3}{s_1} \frac{6 E J \delta}{h^2} \left(1 - \frac{s_1 N}{N_E} \right) + s_3 N \frac{\delta}{2}$$

$$= 0,857 \frac{6 E J \delta}{h^2} \left(1 - \frac{s_1 N}{N_E} \right) + 1,2 N \frac{\delta}{2}$$

Bild 12. Pfeilerberechnung

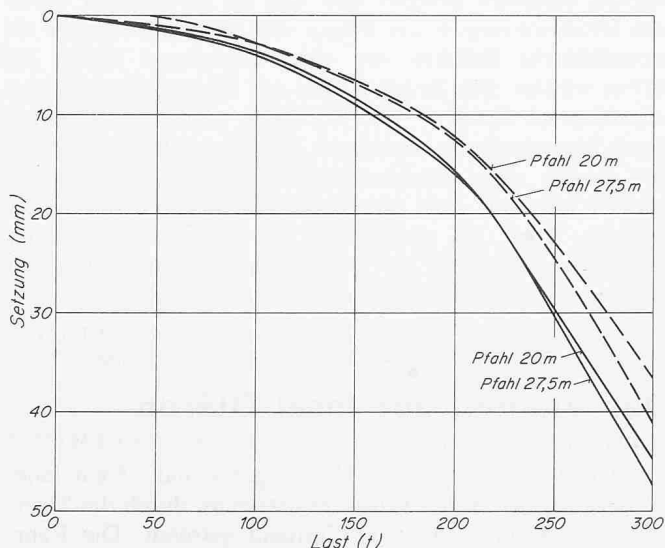


Bild 13. Probelastung von je zwei LS-Pfählen von 20 und 27,5 m Länge

Es gibt Fälle, bei denen sich ungünstigere Werte ergeben, falls im Bruchsicherheitsnachweis die Wirkungen des Eigengewichtes und der Vorspannung mit dem gleichen Sicherheitsbeiwert $s_1 = 0,8$ berücksichtigt werden.

8.1.5 Konstruktive Vorkehren

Den üblichen Schub- und Verbundbeanspruchungen infolge der Wirkungen von Querkraft und Torsion werden durch das Kriechen erhebliche Zusatzbeanspruchungen überlagert. Der monolithische Verbund zwischen den vorgefertigten Längsträgern und Fahrbahnplattenelementen wird einerseits durch den Ortsbetonverguss der Längs- und Quertugen sowie der Stützenquerträger gewährleistet und andererseits durch die vorstehenden Armierungen, die Aufrauung der Flanschoberfläche der Längsträger und die speziellen Vertiefungen in der Stirnfläche der Fahrbahnplatten (Verzahnung). Die an den Trägerenden aus dem Flansch vorspringenden Nocken (vgl. Detail in Bild 6) wurden insbesondere zur Abtragung der Verdübelungsbeanspruchungen angeordnet. Sie ermöglichen zudem die erwünschte möglichst hohe Lage der Verankerungen der Vorspannkabel.

8.2 Zur Pfeilerberechnung

Massgebende Bedeutung erhalten die Pfeilerbeanspruchungen infolge der Verschiebungen des Überbaues aus Temperaturänderungen, Schwinden und Kriechen. Für den Fall eines beidseitig eingespannten Pfeilers gelten nach der Theorie zweiter Ordnung die im Bild 12 angegebenen Beziehungen. Daraus erkennt man, dass sich bei Berücksichtigung der Pfeilerverformungen gemäss dem Reduktionsfaktor $(1 - N/N_E)$ geringere Beanspruchungen ergeben. Die Verminderung ist zudem im Bruchzustand, entsprechend der höheren Normalkraft $N_{Bruch} = 1,4 \cdot N$, grösser als im Gebrauchszustand; das heisst nach der Theorie zweiter Ordnung wird der Pfeiler mit zunehmender Belastung weicher, und die Beanspruchungen nehmen in Funktion der Belastung langsamer als linear zu. Falls man diese Tatsachen in der statischen Berechnung ausnützt, können mehr Stützen monolithisch ausgebildet werden. Die Möglichkeit des Weglassens von Gelenken und Lagern ist vorteilhaft sowohl für die Gesamtstabilität von schwimmend aufgelagerten Brücken als auch bezüglich des Unterhaltes und der Dauerhaftigkeit.

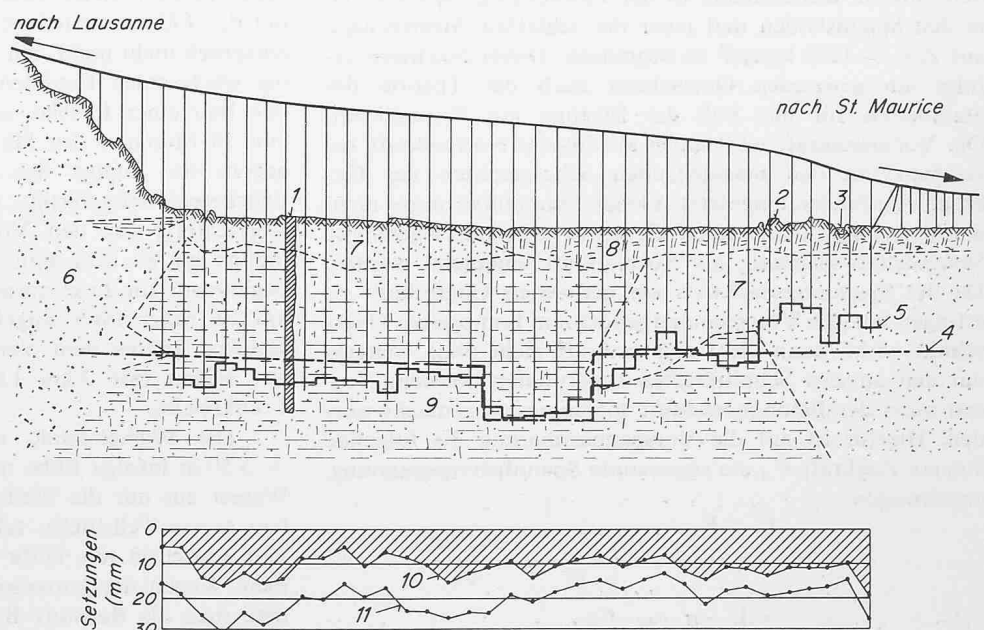


Bild 14. Längsprofil mit Pfahllängen und Setzungen

- 1 Belastungsprobe
- 2 SBB-Doppelspur
- 3 Bachdurchlass Eau Froide
- 4 Projektierte Pfahllängen
- 5 Ausgeführte Pfahllängen
- 6 Kies und kiesiger Sand
- 7 Sand
- 8 Torf
- 9 Silt
- 10 Setzungen nach Montage des Überbaues
- 11 Setzungen am 29. 10. 1970

8.3 Zur Pfahlberechnung

Die Belastung der LS-Injektionspfähle wird ausschliesslich durch Mantelreibung abgetragen. Die LS-Probe-pfähle wurden bis zu 300 t belastet (Bild 13), wobei der Bruchzustand noch nicht erreicht war. Unter der Maximal-last traten Setzungen bis zu 45 mm sowie Werte der Mantelreibung im tonigen Silt von 4,2 t/m² und im siltigen Sand von 8,6 t/m² auf. Bei der Annahme einer Sicherheit von 2,4 bzw. einer Setzung des Einzelpfahles von 5 mm wurde die zulässige Gebrauchslast auf 125 t festgelegt. Vergleichs-weise beträgt die für die Setzungen massgebende Beanspruchung infolge ständiger Last (Eigengewicht) pro Pfahl 95 t. Unter der ungünstigsten und daher wenig wahrscheinlichen Kombination sämtlicher möglichen Haupt- und Zusatzbelastungen werden einzelne Eckpfähle eines Banketts allerdings noch wesentlich höher beansprucht. Dabei ist zu berücksichtigen, dass Momente am Pfeilerfuss keine Setzungen, sondern lediglich Verdrehungen verursachen. Zur Abschätzung der Gruppenwirkung wurden die Setzungen einer fiktiven Flachfundation in 20 m Tiefe errechnet bei Annahme eines Zusammendrückungsmoduls $M_E = 150 \text{ kg/cm}^2$. Dieser M_E -Wert ergab sich durch die Auswertung der Setzungsmessungen an grossen Öltanks, die sich unmittelbar neben der Brücke befinden. Nach dieser Rechnungsart erhöhen sich unter ständiger Belastung die Setzungen des Einzelpfahles infolge der Gruppenwirkung von 4 auf 16 mm. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, dass bis heute Nachsetzungen nach der feldweisen Montage des Brückenüberbaues von 5 bis 15 mm beobachtet werden konnten (Bild 14). Massgebend sind die Setzungsdifferenzen zwischen benachbarten Pfeilern. Nach dem Pflichtenheft wird aus Gründen des Fahrkomfortes ein Gefällsbruch im Längenprofil von 1,5 ‰ toleriert. Dies entspricht für die Spannweite von 29,8 m einer Setzungsdifferenz von 22 mm. Da der Brückenüberbau setzungsunempfindlich ist, können in statischer Hinsicht noch erheblich grössere Setzungen aufgenommen werden.

8.4 Die teilweise Vorspannung

In den Stützenschnitten ist der Brückenüberbau voll vorgespannt. Im Feldbereich dagegen treten im Zeitpunkt $t = \infty$ unter Hauptbelastung am untern Querschnittsrand Betonbiegezug-Randspannungen bis -69 kg/cm^2 auf. Diese Schnitte sind somit teilweise vorgespannt, wobei die Bedingungen der SIA-Norm Nr. 162 (1968) eingehalten werden müssen. Insbesondere ist der Zuwachs der Spannungen in den Spannstählen und jener der schlaffen Armierungen auf $\Delta \sigma_e \leq 1500 \text{ kg/cm}^2$ zu begrenzen. Dieser Nachweis erfolgt am gerissenen Querschnitt nach der Theorie des Stahlbetons für den Fall der Biegung mit Normalkraft. Die Vorspannkraft wird dabei als äussere Normalkraft zusammen mit den massgebenden Schnittkräften des Gebrauchszustandes eingesetzt. Genau genommen muss nicht die Vorspannkraft, sondern die etwas grössere, sogenannte Spannbettvorspannung als Normalkraft eingesetzt werden. Da der Spannungsnachweis am gerissenen Querschnitt zu erfolgen hat, die Vorspannung jedoch am homogenen Querschnitt wirkt, kann die Vorspannkraft nicht ohne weiteres mit den äusseren Schnittkräften superponiert werden. Vor-erst muss der Betonquerschnitt spannungslos gemacht werden. Hierfür ist auf die Vorspannarmierung die folgende äussere Zugkraft V' , die sogenannte Spannbettvorspannung, anzubringen:

$$V' = V \frac{1}{1 - n \left(\frac{F_{ev}}{F_i} + \frac{F_{ev} \cdot s^2}{J_i} \right)}$$
$$\approx V + n \cdot \sigma_{bv} \cdot F_{ev}$$

Hierin bedeuten

V = Vorspannkraft im massgebenden Zeitpunkt t

V' = Spannbettvorspannung zur Zeit t

F_i = ideeller Querschnitt

J_i = ideelles Trägheitsmoment

F_{ev} = Querschnitt der Vorspannarmierung

s = Abstand der Vorspannarmierung vom Schwerpunkt des ideellen Querschnitts

σ_{bv} = Betonspannung in Höhe der Spannkabel infolge Vorspannung

Da der Betonquerschnitt unter der Wirkung der äusseren Zugkraft V' spannungslos und ohne Dehnungen ist, kann die Reaktion $-V'$ mit den äusseren Schnittkräften superponiert und die Zusatzbeanspruchungen $\Delta \sigma_e$ und $\Delta \sigma_b$ des Stahles und des Betons am gerissenen Querschnitt ermittelt werden. Diese Überlegungen können von Bedeutung sein, weil bei Biegung mit Normalkraft schon geringfügige Änderungen der Normalkraft erhebliche Auswirkungen auf $\Delta \sigma_e$ und $\Delta \sigma_b$ haben können.

9. Zusammenfassung

Für den Überbau der *Viaducs de la Plaine du Rhône* wurde ein neuartiges Brückensystem entwickelt. Es handelt sich um grossformatige Fertigelemente, die im Bauzustand statisch bestimmt gelagert sind und im Endzustand durch den Ortsbetonverguss der Fugen und Stützenquerträger als monolithische Brücken mit einer fugenlosen Länge bis 447 m wirken. Die Brücken sind auf LS-Injektionspfählen schwimmend fundiert. Die Belastung wird ausschliesslich durch Mantelreibung abgetragen. Das ganze Bauwerk wurde auf Grund eines Submissionswettbewerbes vergeben. Es handelt sich um eine der wirtschaftlichsten Brücken der Schweiz. Trotz des eindeutigen Vorrangs wirtschaftlicher Gesichtspunkte ergibt die klare Konzeption mit einfachen Formen ein ästhetisch überzeugendes Bauwerk.

Adresse der Verfasser: B. Bernardi, dipl. Bauing. ETH/SIA, Rötelstrasse 15, 8006 Zürich, W. Dobler, Bauing., Glattbrugg.

Der Viadukt zur Insel Oléron

Von G. Brux, Minden

DK 624.21.624.012.46.002.22

Die Insel Oléron ist 175 km² gross und 35 km lang; sie liegt vor der Atlantikküste Frankreichs, durch die Meerenge von Maumusson vom Festland getrennt. Die Fährverbindung zur Insel beförderte 1965 mehr als 400 000 Fahrzeuge. Da die Insel ein mildes Klima hat, ist sie ein beliebtes Ziel vieler Erholungssuchender. Das Übersetzen mit der Fähre mit teilweise bis zu acht Stunden Wartezeit entsprach nicht mehr den heutigen Anforderungen des ständig wachsenden Fremdenverkehrs; man beschloss deshalb den Bau einer Brücke, und zwar innerhalb einer Bauzeit von 25 Monaten. Im Mai 1964 wurden die Arbeiten vergeben, im August des gleichen Jahres war der erste Brückenteil vorgefertigt, einen weiteren Monat später die Vorrichtung für den Vorbau aufgestellt. Damit wurden täglich bis zu acht Laufmeter Brücke, auf dem Festland beginnend, zur Insel vorgebaut. Das letzte Teilstück wurde am 19. März 1966 eingebaut und das Bauwerk Ende des gleichen Jahres dem Verkehr übergeben (Bild 1). Es ist mit seinen fast 3 km Länge die derzeit längste Brücke Frankreichs.

Die Wasserstände in der Meerenge wechseln mit $\pm 3,50 \text{ m}$ infolge Ebbe und Flut. Man baute deshalb vom Wasser aus nur die Pfeiler und verwendete für den Überbau grosse Teilstücke, schaffte sie über die Brücke heran und setzte sie mit Hilfe einer Vorbauvorrichtung zusammen. Wegen der korrosionsfördernden Umgebung verwendeten man als Baustoff Beton, Stahlbeton und Spannbeton