Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 82 (1964)

Heft: 21

Artikel: Eisenbahnbrücke der Schweizerischen Aluminium AG über die Rhone bei Steg: Projekt und Ausführung

Autor: Stucki, Erwin

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-67497

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: 13.12.2025

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

ORGAN DES SCHWEIZERISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINS S.I.A. UND DER GESELLSCHAFT EHEMALIGER STUDIERENDER DER EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE G.E.P.

Eisenbahnbrücke der Schweizerischen Aluminium AG über die Rhone bei Steg

DK 624.21:624.012.47

Projekt und Ausführung

Von **Erwin Stucki**, dipl. Ing., Zürich

1. Allgemeines

Die neue Rhonebrücke dient der Bahnverbindung zwischen der auf dem rechten Rhoneufer im Stegerfeld erbauten neuen Aluminiumhütte und der längs dem linken Ufer parallel zur Rhone verlaufenden Simplonlinie [1]). Die Brücke dient ausschliesslich dem Bahntransport, vor allem von Rohmaterial sowie von Stückgütern während der Montage des Werkes und soll für alle Lokomotiven mit Zugskompositionen der Simplonlinie befahrbar sein. Täglich werden heute im Durchschnitt rd. 300 Tonnen Fracht über die Brücke befördert.

Das Anschlussgleis verläuft von der Station Gampel aus Richtung Brig parallel zur Simplonlinie, um rd. 350 m oberhalb der Station mit dem kleinsten zulässigen Radius von 120 m und einer Schiefe von 46,6° die Rhone zu überqueren (Bild 1). Im Längenprofil weist das Gleis beidseitig der Rhone Rampen von rd. 12 ‰ Gefälle auf. Der Ausrundungsradius mit Scheitel in Rhonemitte beträgt rd. 2500 m. Infolge der gezwungenermassen kurzen Anrampung auf Seite Gampel befindet sich der Scheitel, d. h. der höchste Punkt des Gleises, nur rd. 3 m über dem Höchstwasserspiegel der Rhone.

2. Bauaufgabe

Zur Erlangung von Projekt- und Ausführungsvorschlägen für die Erstellung der Brücke wurden mehrere Bauunternehmungen und Stahlbaufirmen zu einem beschränkten Wettbewerb eingeladen, auf Grund dessen das im folgenden kurz beschriebene Projekt als zweckmässigste Lösung entstand. Für den ausgeführten Entwurf der Brücke waren dabei vor allem die folgenden Bedingungen und Gegebenheiten massgebend:

A. Der Kanton Wallis schreibt vor, dass erstens im sogenannten «lit mineur» der Rhone, d. h. auf einer Breite von 43,0 m, keine Brückenpfeiler erstellt werden dürfen, und zweitens, dass neben dem «lit mineur» beidseitig freie Durchflussöffnungen von mindestens 10,0 m Breite erhalten bleiben müssen. Ferner dürfen die Rhonedämme während den Bauarbeiten keine Unterbrechung erfahren. Aus diesen Vorschriften ergaben sich bei der gegebenen Schiefe minimale Spannweiten von 65,14 m im Mittelfeld und 26,52 m in den Seitenfeldern. Da das «lit mineur» im Gebiete der Brücke auf der Seite von Steg liegt, kam das Widerlager Gampel vor und dasjenige Seite Steg hinter den Damm zu liegen.

B. Das maximal zulässige Gefälle des Gleises und der höchste Hochwasserspiegel ergaben mit der vorgeschriebenen Pfeilerstellung eine maximal mögliche Trägerhöhe von 2,90 m über den Pfeilern, wenn man nicht Träger seitlich ausserhalb des Lichtraumprofiles der Bahn anordnen wollte.

C. Der Baugrund, sowohl für Pfeiler wie für Widerlager, besteht in den oberen 12 bis 13 m aus sehr locker gelagertem Kies und Sand von sehr verschiedener Zusammensetzung, mit Linsen von Silt. Unterhalb dieser Schichten folgt in regelmässiger Lagerung Feinsand, Silt und lehmiger Silt, ähnlich dem Baugrund bei der Hütte im Stegerfeld.

Auf Grund der obgenannten Gegebenheiten wählte der Projektverfasser als statisches System der Brücke einen vorgespannten, durchlaufenden Balken mit variablem Trägheitsmoment (Bilder 1 und 2) und mit folgenden Spannweiten: 26,52/65,14/26,52 m. Im Querschnitt wurde der Balken als Kasten ausgebildet, wobei die Fahrbahnplatte gegenüber den eigentlichen Längsträgern um 52 cm herabgesetzt werden musste, um die Bedingungen des Längenprofils einzuhalten (Bild 3). Die Lagerung der Eisenbahnschienen erfolgte, um möglichst viel an Höhe zu sparen, auf Gummi- und Stahlplatten, welche nachträglich in Aussparungen des Gefällbetons versetzt wurden. Die Höhe des Kastenträgers variiert zwischen 2,90 m über den Pfeilern und 2,36 m in Feldmitte bzw. 2,12 m über den Widerlagern.

Die Brücke ruht auf acht punktförmigen Lagern, wovon die beiden Lager über dem linken Flusspfeiler als unverschiebliche, jedoch in allen Richtungen frei drehbare Kalottenlager ausgebildet sind. Ueber dem rechten Flusspfeiler, d. h. Seite Steg, befinden sich unter den beiden Kalotten-

[1]) Siehe den Lageplan, Bild 6 auf Seite 88 von Heft 6 dieses Jahrgangs der SBZ.

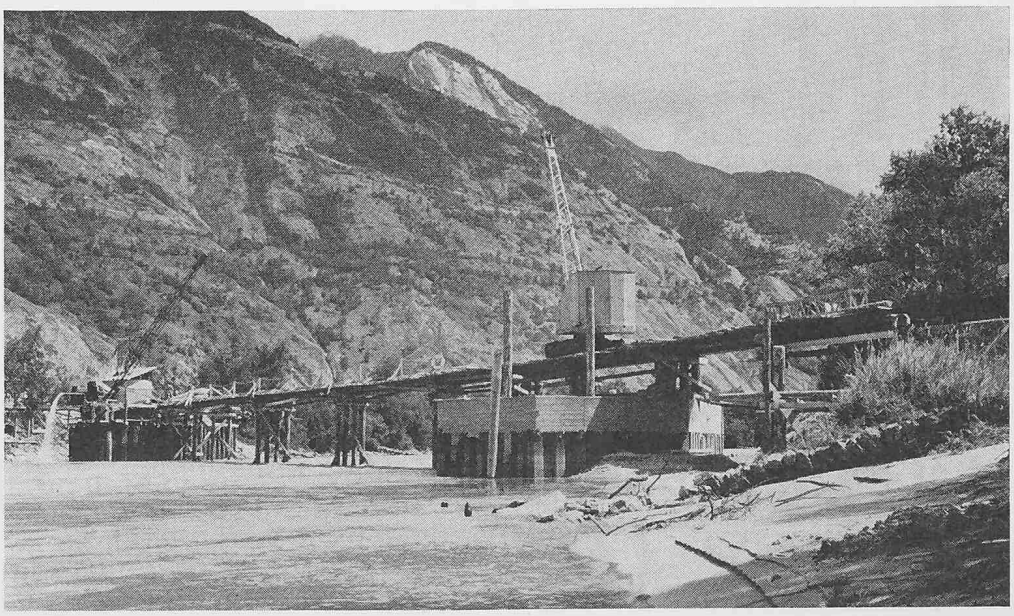
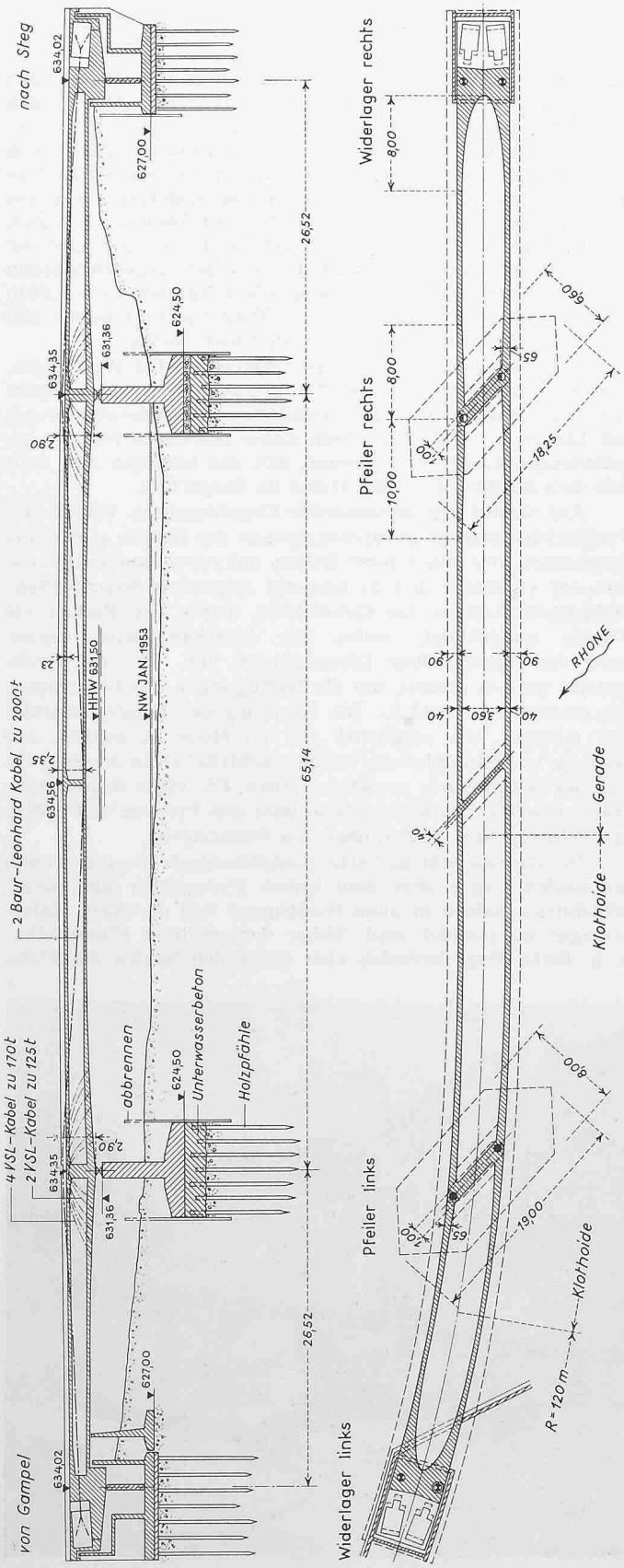


Bild 4. Blick auf die Baustelle während dem Erstellen der Flusspfeiler



● allseitig frei drehbar, unverschieblich

◐ allseitig frei drehbar in Längsrichtung der Brücke verschieblich (auf Rollen)

◑ allseitig bewegliche Pendelstützen

⊕ allseitig bewegliche Pendelstütze, mit Vorspannkabel gegen abheben gesichert

Bilder 1 und 2. Eisenbahnbrücke der Alusuisse über die Rhone bei Steg; Grundriss und Längsschnitt 1:600

lagern je zwei Rollen, so dass die Brücke in Längsrichtung verschieblich ist. Bei den beiden Widerlagern erfolgte die Lagerung auf allseitig bewegliche Pendelstützen, wovon beim Widerlager links eine Pendelstütze mit einem 125-t-Vorspannkabel gegen Abheben der Brücke gesichert wurde. Sowohl die Pfeiler wie die Widerlager sind als Plattenfundamente über einem Holzpfahlrost ausgebildet. Zur Errichtung dieses Pfahlrostes wurden etwa 290 Holzpfähle mit einer mittleren Länge von rd. 6 m gerammt, wovon etwas mehr als die Hälfte unter Wasser.

3. Statische Berechnung

Im Wettbewerb hat man die Brücke als durchlaufenden, schief gelagerten, gekrümmten Balken berechnet, ohne die infolge Verdrehung auftretenden Längsspannungen zu berücksichtigen. Der Spannungsnachweis erfolgte nur in Feldmitte und über den Stützen, wobei ein ausgemittelter Querschnitt senkrecht zur Brückenaxe als Grundlage diente.

Bei dieser Berechnung zeigte sich, dass der vorgesehene Kastenquerschnitt im Bereiche der Pfeiler sehr grosse Torsionsschubspannungen und damit auch grosse Hauptzugspannungen aufweisen würde, deren genaue Grösse und Lage im Bereiche der Lager rechnerisch nicht genau bestimmt werden konnten. Immerhin war die Grössenordnung der errechneten Spannungen so, dass man annehmen durfte, der gewählte Kastenquerschnitt würde mit Sicherheit imstande sein, die verschiedenartigen Beanspruchungen mit der erforderlichen Sicherheit aufzunehmen.

Um Klarheit über den genauen Verlauf der Kräfte über den Stützen zu erhalten, wurde daher beschlossen, die Brücke einem Modellversuch im Masstab 1:20 zu unterziehen. Diesen hat Prof. F. Panchaud an der EPUL in Lausanne durchgeführt. Da sich bis zur Erstellung des Modelles Aenderungen am Längenprofil und am Vorspannsystem und damit stellenweise auch am Querschnitt einstellten, erforderte die Dimensionierung des Modelles eine neue Berechnung der Brücke. Diese Vorberechnung erfolgte unter der Voraussetzung eines geraden, durchlaufenden Balkens, mit gegenüber dem schiefgelagerten Balken herabgesetzten Spannweiten. Ein Vergleich zwischen den auf diese Art berechneten und den am Modell gemessenen Längsspannungen in den Hauptschnitten (Stütze, Feldmitte) ergab für die Lastfälle Eigengewicht sowie Nutzlast im Mittelfeld einen Unterschied von höchstens 5 % bzw. 7 %.

Die statische Berechnung beschränkte sich in der Folge auf die Auswertung des Modellversuches für die Lastfälle Eigengewicht, Nutzlast und Vorspannung. Die Beanspruchung aus Temperatureinflüssen wurde durch die Annahme einer Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite der Brücke von 5 °C auf Grund der Näherungsberechnung berücksichtigt. Desgleichen wurden die Spannungen infolge Rollreibung, Bremskräften, dem ungünstig angenommenen Fall einer Stützen- oder Widerlagersetzung von 2 cm sowie aus Schwinden und Kriechen mit den für die Näherungsberechnung getroffenen Annahmen berechnet.

Das Eigengewicht der Brücke beträgt in Feldmitte der mittleren Oeffnung $g = 12{,}0$ t/m und über den Stützen $g = 17{,}4$ t/m, die Nutzlast dagegen, bestehend aus drei Lokomotiven mit einer unbeschränkten Anzahl Güterwagen einschliesslich ⅓ des normengemässen Stosszuschlages, vergleichsweise $p_{mittel} = 11{,}3$ t/m. Die max. Bodenpressungen

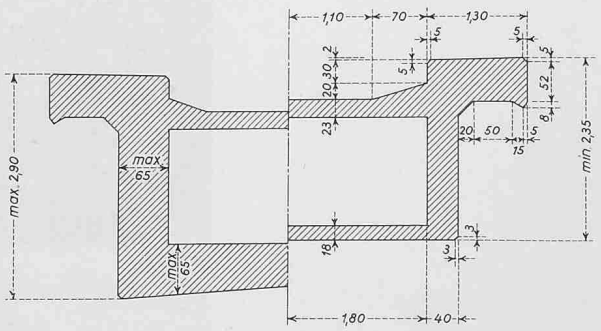


Bild 3. Querschnitt 1:100, links über dem Pfeiler links, rechts in Feldmitte

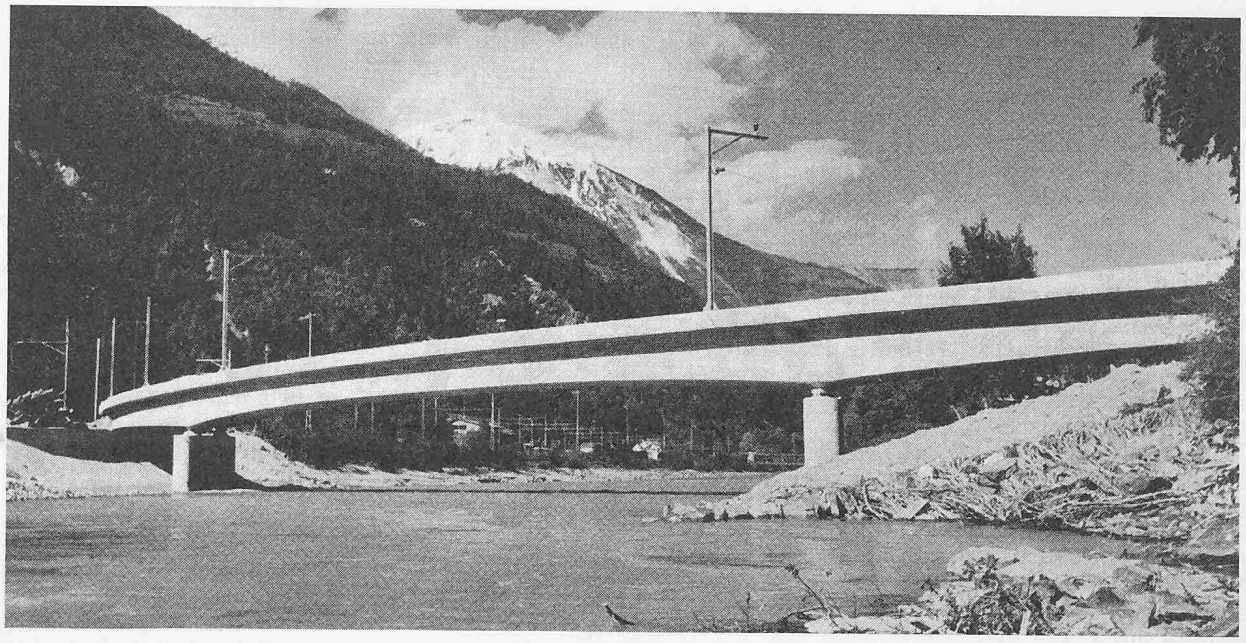


Bild 7. Die Brücke von der Oberwasserseite

wurden bei den Flusspfeilern zu 3,6 kg/m² und bei den Widerlagern zu 2,4 kg/m² ermittelt.

Die Vorspannung der Brücke erfolgte mit Hilfe von zwei Vorspannkabeln System Leonhard zu je 2000 t Vorspannkraft (Bild 1). Jedes dieser Kabel besteht aus 576 Drähten, ⌀ 7 mm der Firma Felten und Guillaume, welche fächerartig in den Abspannblöcken verankert sind (Bild 5). Zusätzlich waren über der Stütze Zulagekabel mit einer Vorspannkraft von insgesamt 1860 t notwendig. Zur Erzeugung dieser Zusatzvorspannung wurden Vorspannkabel System VSL zu 170 t bzw. 125 t verwendet (Bild 1). Die Brücke wurde von beiden Seiten in drei Stufen auf 30 %, 70 % und schliesslich 100 % vorgespannt. Für die Berechnung der Spannungen sowie die Auswertung des Modellversuches infolge Vorspannkraft wurde mit den Reibungskoeffizienten $\mu_1 = 0{,}1$ und $\mu_2 = 0{,}2$, zwei Grenzwerten, gerechnet. In der statischen Berechnung ergaben sich damit bei Berücksichtigung aller Einflüsse die max. Druckspannungen in Feldmitte zur Zeit $t = 0$ zu $\sigma_{u,\,\mu_1=0{,}1} = 171$ kg/cm² bzw. $\sigma_{u,\,\mu_2=0{,}2} = 158$ kg/cm² und zur Zeit $t = \infty$ zu $\sigma_{u,\,\mu_1=0{,}1} = 132$ kg/cm² bzw. $\sigma_{u,\,\mu_2=0{,}2} = 120$ kg/cm². Auch die max. Zugsspannungen zur Zeit $t = \infty$ treten in Feldmitte auf und betrugen, sämtliche Einflüsse eingerechnet, $\sigma_{\mu=0{,}2} = -12$ kg/cm².

4. Bauausführung

Entgegen der ursprünglichen Absicht, die Widerlager und Pfeiler bei niedrigem Wasserstand im Spätherbst und Winter zu bauen, musste der Baubeginn auf Anfang Mai 1961 vorverschoben werden, um den dringenden Transport schwerer Transformatoren mit Sicherheit bereits im März und April 1962 durchführen zu können. Daraus ergaben sich verschiedene besondere Erschwernisse und Risiken wie u. a. auch das Erstellen der Fundamente im Sommer bei hohem Wasserstand und das Betonieren des Ueberbaues während der kältesten Jahreszeit. Dabei nahm man allfällige Mängel in bezug auf die Schönheit der Betonoberfläche in Kauf.

Die Erstellung der Fundamente, Pfeiler und Widerlager während der Hochwasserperiode erforderte somit ein Verlängern oder Aufbetonieren der bereits von der Bauherrschaft gelieferten und auf Niederwasser dimensionierten Spundwände, um bei einem normalen Hochwasser die Baugrube vor dem Ueberschwemmen zu bewahren (Bild 4).

Beim Aushub der Baugruben wie auch beim Rammen der Pfähle für die Dienstbrücke zeigte sich, dass der Baugrund vorwiegend aus siltigem und kiesigem Material bestand und in den oberen 5 bis 6 m bedeutend lockerer gelagert war, als ursprünglich auf Grund der Sondierungen angenommen wer-

Bild 5. Fächerverankerung der beiden 2000-t-Leonhardkabel

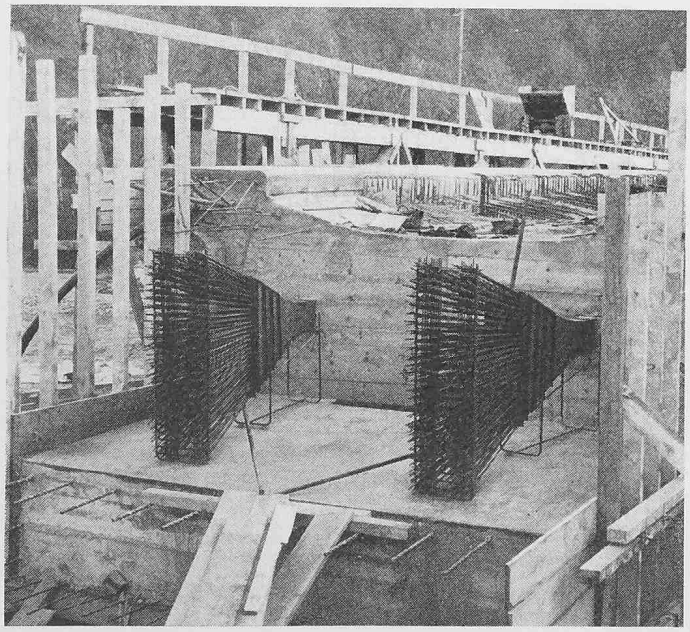
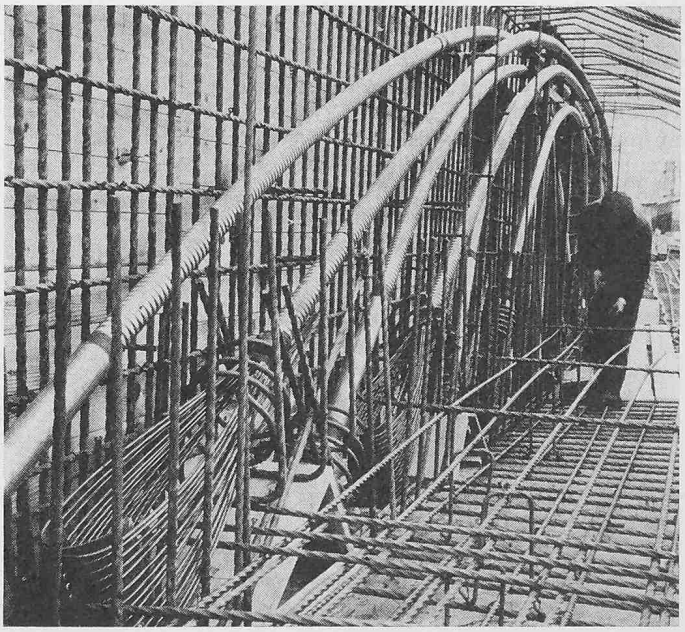


Bild 6. VSL-Zulagekabel über den Stützen



den konnte. Man beschloss daher, die Fundamentplatten auf einem Pfahlrost mit Holzpfählen von rd. 5 bis 7 m Länge zu fundieren. Diese Pfähle konnten mit den vorhandenen Installationen ohne grosse Umstellungen gerammt werden. Damit ergab sich folgender Bauvorgang: 1. Aushub der Baugrube unter Wasser innerhalb der Spundwände, 2. Rammen der Holzpfähle teilweise unter Wasser, 3. Einbringen des Unterwasserbetons, 4. Auspumpen der Baugrube, Dichten der Spundwände, 5. Erstellen der Fundamente und Pfeiler. — Diese Arbeiten wurden bis anfangs Oktober fertiggestellt.

Die für die Erstellung der Pfeiler und Widerlager erbaute Dienstbrücke wies einen Pfahljochabstand von 5 bis 5,5 m, senkrecht zur Flussrichtung gemessen, auf. Jedes zweite Pfahljoch war während der Hochwasserperiode zur Sprengung vorbereitet, um etwaige Stauungen der Rhone zu vermeiden. Für das Lehrgerüst hingegen war ein Jochabstand von 10 bis 11 m vorgeschrieben, so dass jedes zweite Joch der Dienstbrücke für das Lehrgerüst verwendet, allerdings zu diesem Zwecke verbreitert und verstärkt werden musste.

Das Betonieren des Brückenüberbaues erfolgte unter ausserordentlich schwierigen Verhältnissen in der Zeit von Mitte Dezember 1961 bis Ende Januar 1962, bei Temperaturen bis zu —10 °C. Diese Arbeit wurde in vier Betonieretappen mit Fugen über den Pfeilern und in Feldmitte der Mittelöffnungen vorgenommen. Innerhalb jeder Etappe betonierte man zuerst die Träger, praktisch gleichzeitig mit der unteren Platte, anschliessend die Fahrbahnplatte, worauf einige Tage später die drei Fugen geschlossen wurden. Um das Einfrieren des Betons zu verhindern, wurden jeweils die Zuschlagsstoffe auf rd. 15 °C erwärmt und die jeweils zu betonierende Etappe während 2 bis 3 Tagen mit einem Zelt überspannt, unter welchem während dem Betonieren geheizt wurde.

Das Kies-Sandmaterial stammte aus der Gegend, wies relativ viel Glimmer und schiefrige Bestandteile auf und wurde vom Kieswerk in fünf Komponenten angeliefert und auf der Baustelle gewichtsmässig dosiert. Die mit einer Dosierung von HPC 350 erzielten Festigkeiten lagen nach 28 Tagen zwischen 400 und 500 kg/cm².

Am 12. Februar 1962 wurden die Leonhardkabel mit 30 % und am 9. März 1962 mit 100 % vorgespannt und injiziert. Die vorhandenen Spannungen in den Drähten wurden mit max. 0,63 βz festgelegt, wobei auf Grund von Proben der EMPA die Zugfestigkeit im Mittel rd. 175 kg/mm² betrugen.

Ab Mitte April 1962 war die Brücke befahrbar, und der dringende Schwertransport der je 45 t schweren Transformatoren konnte durchgeführt werden.

Bauherrschaft und Oberbauleitung:	Schweizerische Aluminium AG.
Projekt u. Bauleitung:	Dipl. Ing. † H. Eichenberger, Zürich
Unternehmer:	Konsortium Ofenhalle Steg (Firmen Losinger & Co., Sitten, Julius Theler, Raron, Zengafinen, Steg)
Vorspannung:	Précontrainte S. A., Lausanne

Adresse des Verfassers: *E. Stucki*, dipl. Ing., Trichtenhauserstrasse 47, Zürich 7/53.

Deformationsmessungen und Belastungsversuche

Von **K. Ensner**, dipl. Ing., Bern

1. Allgemeines

Die Rhonebrücke bei Steg mit einer Stützweite der Mittelöffnung von 65 m ist in der Schweiz zurzeit die grösste Eisenbahnbrücke aus vorgespanntem Beton. Da sie zudem stark schief und gekrümmt ist, schien es uns angezeigt, eine Reihe von Messungen und Versuchen durchzuführen, die über den üblichen Rahmen hinausgehen. Ausser den ausführlichen Belastungsversuchen nach der Inbetriebnahme wurden während verschiedenen Bauphasen Deformationsmessungen vorgenommen. Diese Arbeiten führten Spezialisten der EPUL und der SBB durch.

Die Versuche verfolgten in erster Linie den Zweck, das statische Verhalten und die Beanspruchung des ausgeführten Bauwerks zu beurteilen. Dabei muss man sich immer wieder Rechenschaft ablegen, dass man keine Spannungen, sondern nur Dehnungen messen kann. Die Beanspruchungen können nur mit Hilfe des Elastizitätsmoduls E, der sich lediglich angenähert bestimmen lässt, errechnet werden. Dieser ist ausserdem für jede der zeitlich auseinanderliegenden Messungen verschieden.

Als Grundlage für die Auswertungen wurde deshalb jeweils der in Bild 1 dargestellte E-Modul verwendet. Der Verlauf der Kurve ist aus den Mittelwerten der Probekörper bestimmt worden. Für hochwertigen Beton liegen die Werte wohl verhältnismässig tief, was auf das etwas glimmerhaltige Kiesmaterial zurückzuführen ist. Aehnliche Verhältnisse trifft man übrigens oft in verstärktem Ausmass bei Bauten im Tessin, wo der Kies vergleichbare Eigenschaften aufweist.

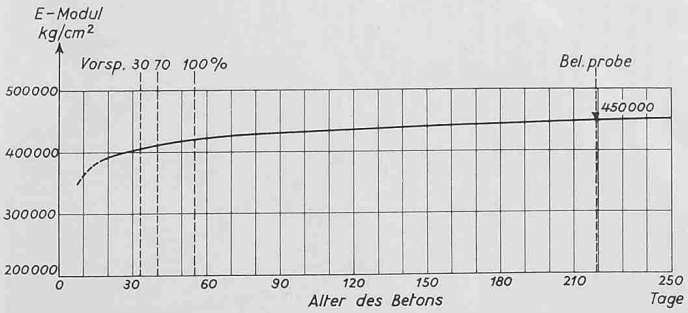


Bild 1. E-Modul-Werte, aus den Mitteln der Probekörper ermittelt

2. Vorspannen der Brücke

Vor und nach jeder Vorspannstufe wurden die aus dem Spannvorgang hervorgerufenen Dehnungen mit einem Setzdehnungsmesser System Meyer-Howard gemessen. Als Beispiel sind die Resultate im Schnitt I in der Mitte der Hauptöffnung graphisch dargestellt (Bild 2a).

Bei der ersten Vorspannstufe, bei der die Brücke auf 30% der vollen Vorspannkraft gespannt wird, übernimmt das Bauwerk bereits einen wesentlichen Teil des Eigengewichts. Den restlichen Teil der ständigen Lasten übernimmt zu diesem Zeitpunkt immer noch das Lehrgerüst, das der entsprechenden Hebung der Brücke elastisch folgt und dadurch diese

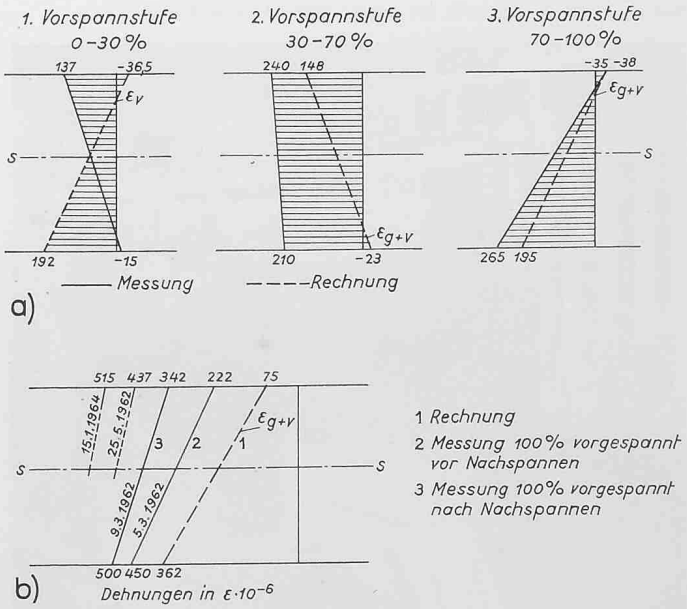


Bild 2. Vorspannen der Brücke: a) Dehnungen im Schnitt I in $\varepsilon \cdot 10^{-6}$; b) Gesamtverformungen (elastisch und plastisch) nach erfolgter Vorspannung