

Die neue Strassenbrücke über den Rhein in Eglisau

Autor(en): **Locher, F. / Rohn, A.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **81/82 (1923)**

Heft 1: **G.e.P.-Festausgabe**

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-38934>

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 neue Strassenbrücke über den Rhein in Eglisau.

Von Ing. F. Locher und Prof. A. Rohn, Zürich.
(Hierzu Tafel 4)

Die am 14. September 1919 dem Verkehr übergebene Rheinbrücke in Eglisau bietet in theoretischer und konstruktiver Hinsicht einige Besonderheiten, die nachfolgend kurz beschrieben werden sollen.

Anlässlich des im Juli 1916 erfolgten Wettbewerbes für Projekte mit verbindlichen Offerten hatte die bauausführende Firma zwei von einander verschiedene Projekte mit Varianten — diese bezüglich der Konstruktion des Gewölbes und der Fahrbahn — eingereicht. Von diesen wurde endgültig das Projekt mit Betongewölben und voller Kiesfüllung zwischen den Stirnmauern zur Ausführung gewählt (siehe Abbildungen 1 bis 3 sowie Tafel 4). Diese „Kiesfüllung über dem Gewölbe“ stellt die, den alten Steinbrücken eigene und durch die Neuzeit verdrängte Lösung dar, deren Anwendung durch die infolge des Krieges geschaffenen Verhältnisse begründet war und namentlich bei hohen Materialpreisen und hohen Arbeitslöhnen in Betracht kommen kann.

Bei der heute üblichen, guten Ausnützung des Gewölbe-materials besteht bei solchen geschlossenen Brücken, statisch gesprochen, ein gewisses Missverhältnis zwischen den kräftigen Stirnmauern und dem relativ leichten Gewölbe. Zweckmässig erschien daher eine, wenn auch nur überschlägliche Untersuchung der Mitwirkung der Stirnmauern als Gewölbe-Bestandteil, sowie der Querspannungen im Gewölbe infolge der konzentrierten Belastung, die die Stirnmauern verursachen. Seither bekannt gewordene Erfahrungen an bestehenden Viadukten haben die Notwendigkeit solcher Untersuchungen und einer entsprechenden Anordnung der Ausführung gerechtfertigt.

Da im vorliegenden Falle die bewegliche Last gegenüber dem grossen Eigengewicht der Brücke eine geringe Rolle spielt, kann die ausgeführte Strassenbrücke ohne weiteres auch dem Strassenbahnverkehr dienen.

Fundierungen. Die bei der Gründung des linken Flusspfeilers gemachten Erfahrungen, die dem Einflusse der Kriegsverhältnisse entsprungen sind, lenken ohne weiteres die Aufmerksamkeit auf sich. Die vorgesehene Druckluftgründung der Flusspfeiler wurde mit Rücksicht auf den empfindlichen Mangel an Caisson-Arbeitern und den damit zusammenhängenden langsamen Arbeitsfortschritt, für den linken Flusspfeiler, der sich im Bereiche der grössten Flussströmung befindet, durch die Ausführung in offener Baugrube unter Verwendung von nietlosen Eisenspundwänden System Larssen ersetzt.

Aus den im Jahre 1910 erfolgten Sondierungen mittels Tiefbohrung ging hervor, dass sich an der Stelle und in der Umgebung des linken Flusspfeilers eine etwa $2\frac{1}{3}$ m mächtige Kiesschicht befand, die auch noch zur Zeit der Ausführung vorhanden war. Auf Grund der am Wehrbau in Zweidlen¹⁾ gemachten Erfahrungen mit Larssen-Eisen konnte angenommen werden, die Larssen-Spundwand durch die Kiesschicht und etwa 1 bis $1\frac{1}{2}$ m in den weichen Molassefelsen ohne Schwierigkeiten einzurammen. Die Rammarbeiten gingen auch tatsächlich ohne Schwierigkeiten bei einem zwischen Niederwasser und Mittelwasser schwankenden Wasserstand von Mitte März bis anfangs Mai 1917 vor sich. Von jeder Spunddiele wurde die Rammtiefe festgestellt und zeichnerisch aufgetragen. Nach dem am 4. Mai erfolgten Schluss der Larssen-Spundwand begann, mit dem Absenken des Wasserspiegels in der Baugrube, der sehr kräftige Einbau der drei ersten Kränze. Während dieser Zeit trat Mitte Mai bis Mitte Juni ein anhaltendes Hochwasser ein, dessen kolgende Wirkung am Wellenbrecher und an den Längswänden der Spundwand fortwährend

¹⁾ Für das Kraftwerk Eglisau, etwa 4 km flussabwärts; vergl. Uebersichtskarte und Längenprofil der Staustrecke in «S. B. Z.» Band 61, Seite 130 (vom 8. März 1913).
Red.

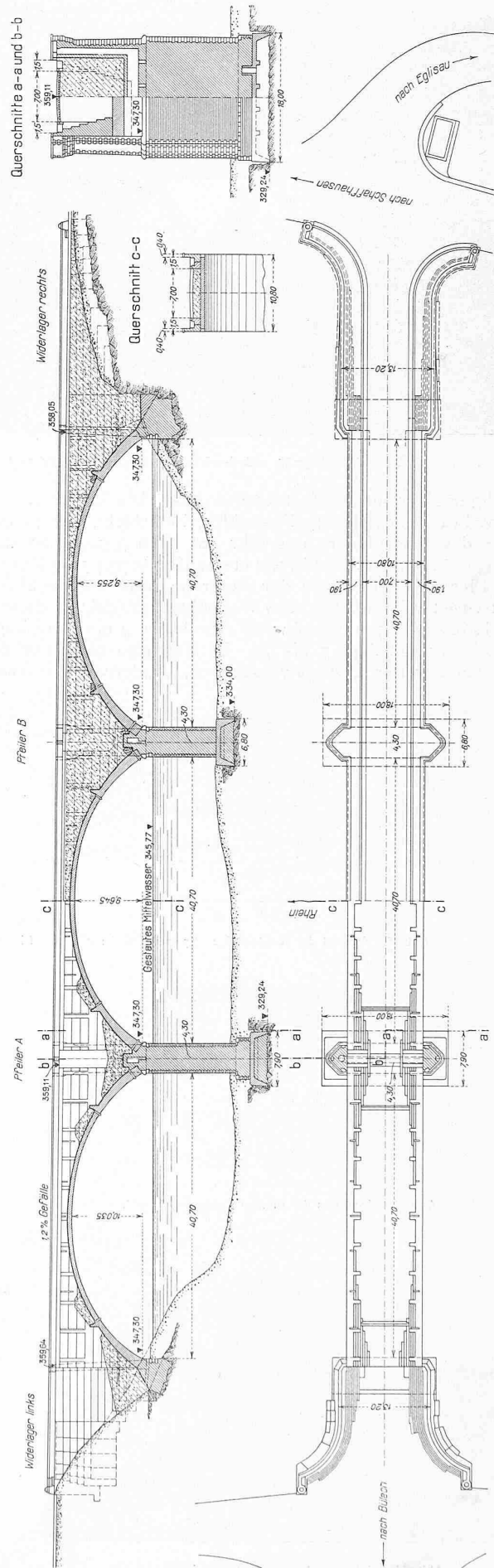


Abb. 1 bis 3. Längsschnitt (vor und nach Auffüllung), Draufsichten und Querschnitte der neuen Strassenbrücke über den Rhein bei Eglisau. — Masstab 1 : 800.

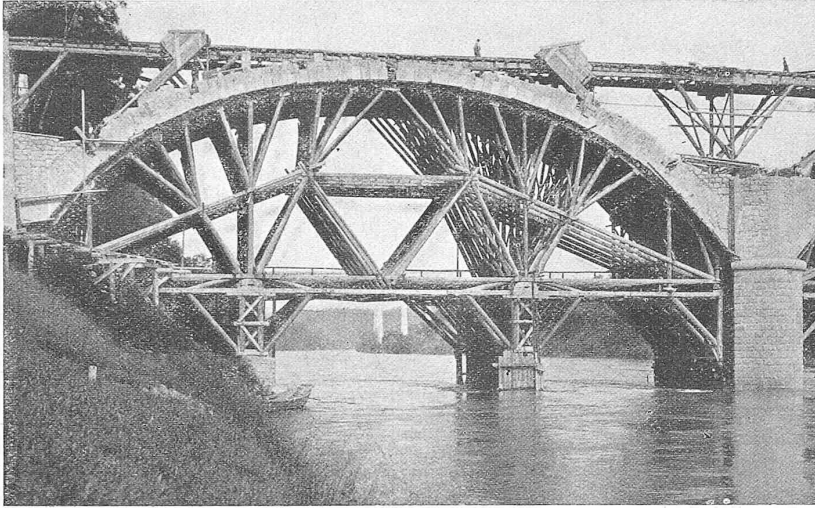


Abb. 12. Lehrgerüst und Gewölbe der linksufrigen Oeffnung (26. VI. 1918).

hatte auch den weichen Molassefelsen teilweise abgeschwemmt. Nach den Beobachtungen vom 24. Mai bis 19. Juni liess sich indessen ein Ruhezustand der veränderten Flusssole feststellen und es ergaben die Rammprotokolle, dass sich die Larssen-Spunddielen an den meist ausgekolkten Stellen noch ungefähr 50 cm bis 1 m tief im Felsen befinden mussten. Als dann am 18. Juni mit dem Aushub in der Baugrube begonnen wurde, erfolgten am 20. Juni abends an den Stellen A, B und C (Abb. 5 und 6) drei Wassereinbrüche von der Flusssole aus. Deren Untersuchung erwies eine neue Kolkung, die indessen bloss bei der Einbruchsstelle B unter die mutmassliche Rammtiefe der Larssen-Eisen reichte. Zur Zeit des Wassereintruches betrug der Wasserdruck rd. 6 m; ein langsames Einbiegen des oberen Teiles der Längswände der Spundwand wies auf die Gefahr des Einsturzes durch Ausbiegen der Larssen an deren unterem Ende und

nachgemessen und aufgetragen wurde. Die innerhalb der Spundwand anstehende Flusssole (Kiesschicht) lag in der Axe des Flusspfeilers ungefähr auf Kote 335,00, an den Längswänden der Spundwand etwa auf Kote 334,50, während die Flusssole ausserhalb der Baugrube durch die allmählich fortschreitende Kolkung beim Wellenbrecher und von diesem beidseitig rd. 15 m flussabwärts eine bis zu 3 m tiefere Lage aufwies (vergl. Abb. 5 bis 7). Es war also nicht nur die Kiesbank weiter abwärts verschoben, sondern die Kolkung

veranlasste die Bauunternehmung, ungesäumt diese Baumethode zu verlassen und die pneumatische Gründung durchzuführen.

Zu diesem Zwecke wurde ein Eisenbetoncaisson von 18 m Länge und 7,90 m Breite auf die innerhalb der eisernen Spundwand anstehende und ausgebetnete Kiessohle gestellt (Abbildungen 8 und 9). Die durch die Larssenwand geschaffene offene Baugrube diente auf diese Weise als Caisson-Insel zur Aufnahme des an Eigengewicht bedeutenden

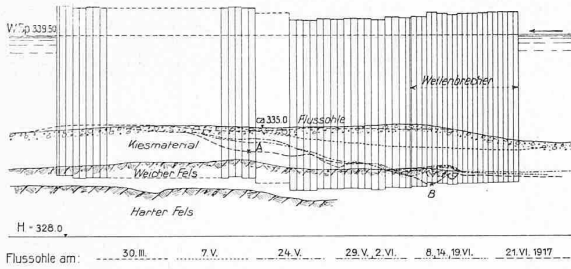


Abb. 5. Ansicht der rechtsseitigen Spundwand, 1 : 400. — Linker Flusspfeiler.

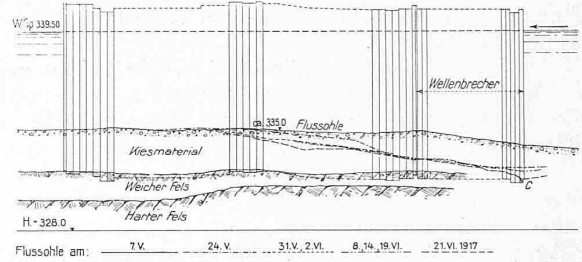


Abb. 6. Ansicht der linksseitigen Spundwand, 1 : 400.

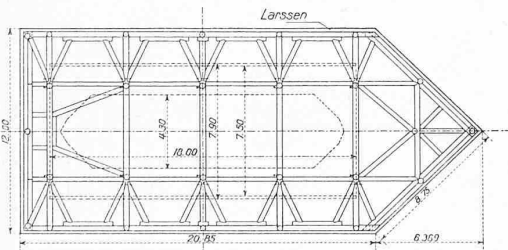


Abb. 4. Grundriss der offenen Baugrube, 1 : 400.

Caissons. Eine vergleichende Kostenberechnung zwischen der ursprünglich vorgesehenen Fundierung und der Ausführung hat ergeben, dass die verursachten Mehrkosten ganz unbedeutend gewesen sind. Die Caisson-Insel ersetzte also das ursprünglich für die Druckluftgründung vorgesehene schwere Holzgerüst zur Aufhängung des Caissons.



Abb. 11. Untere Enden ausgezogener Larssen-Eisen.

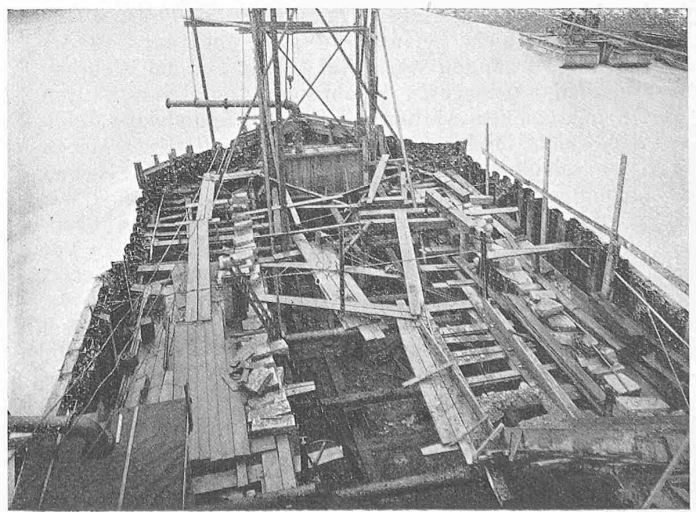


Abb. 8. Offene Baugrube mit Larssen-Spundwänden (10. VII. 1917).

Die Gründung des rechten Flusspfeilers ist in gleicher Weise ausgeführt worden, mit dem Unterschied, dass an Stelle der Larssen-Spundwand eine gewöhnliche Spundwand aus Holz als Abgrenzung der Caisson-Insel diente (vergl. „S. B. Z.“ Bd. 62, Nr. 1, 5. Juli 1913, betr. Walchebrücke in Zürich).

Beim Herausziehen der Larssen-Eisen ist später festgestellt worden, dass die Mehrzahl derselben sich am untern Ende beim Rammen wegen grosser Steine in der durchschlagenen Kies-schicht und wegen des Felsens aufgerollt hatte (Abbildung 11) und teilweise aus der Nut ausgeschlitzt war. Die dadurch entstandenen Lücken am Fusse der Spundwand haben dann anlässlich des Aushubes der Baugrube, in der die Kies-schicht als Ballast gegen den Wasserdruck gewirkt hatte, den Wassereinbruch von unten her herbeigeführt. Dieses Beispiel zeigt somit, dass die Verwendung von Larssen-Spundwänden im Stromstrich unserer grossen Flüsse nicht anwendbar ist, dagegen eignet sich dieses System vorteilhaft in ruhigem Wasser bei günstigem Grund, wie feiner Kies, Sand, Lehm, der keine Deformation der eisernen Spundwand zur Folge hat und die Dichtung am Fusse sichert.

Statische Berechnung. Bei geschlossenen Brücken mit voller Kiesfüllung zwischen den Stirnmauern werden diese meistens rein als Auflast in die Rechnung eingeführt, während sie in Wirklichkeit eine wesentliche Versteifung des Gewölbes bilden, das genau genommen einen U-förmigen Querschnitt hat. Ältere Brücken zeigen grösstenteils diese Anordnung, sie haben indessen kräftigere Gewölbe erhalten, als sie heute nach Einführung genauerer Rechenmethoden üblich geworden sind.

Die Uebertragung des Kiesdruckes durch die Stirnmauern hat eine wesentliche Mehrbelastung der äussern Teile des Gewölbes zur Folge, wodurch im Gewölbequerschnitt Biegemomente entstehen. Die auf diese Weise erzeugten Zugspannungen erreichen in der obern Gewölbeleibung, besonders im Uebergangsschnitt von den Stirnmauern zum Gewölbe, häufig sehr hohe Werte. Bei geringer Höhe der Stirnmauern wird eine gegen die Kämpfer hin zunehmende Verstärkung des Gewölbequerschnitts zur Aufnahme dieser Querzugspannungen genügen, besser und unerlässlich bei grössern Höhen der Stirnmauern ist eine Querarmierung der obern Leibung des Gewölbes. Im vorliegenden Fall ist mit Rücksicht auf diese Querspannungen beides geschehen, die Kämpfer sind verstärkt und eine Querarmierung ist im untern Viertel der oberen Gewölbe-

leibung eingelegt worden. Bei zu geringer Kiesbettstärke im Gewölbescheitel ist auch dort eine Querarmierung des Gewölbes, besonders bei breiten Brücken, mit Rücksicht auf die ungleichmässige Belastung der Gewölbebreite durch die Verkehrslast nötig.

Vom Bau der neuen Strassenbrücke über den Rhein in Eglisau.

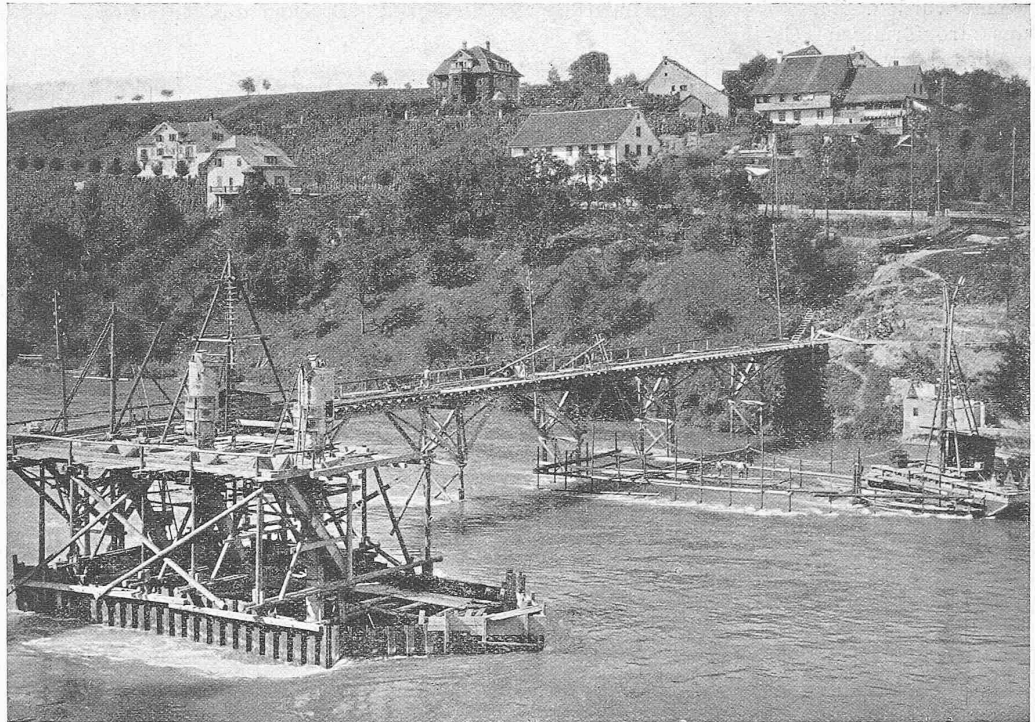


Abb. 10. Pneumatische Gründung des linken Flusspfeilers (22. VIII. 1917).

Dünne elastische Gewölbe sind an und für sich, in Bezug auf den Einfluss der Normalkräfte infolge Eigengewicht, die beim Ausrüsten des Gewölbes eintreten, sowie hinsichtlich des Schwindens und der Temperaturänderung zweifellos zweckmässig; indessen darf natürlich, bei der Be-

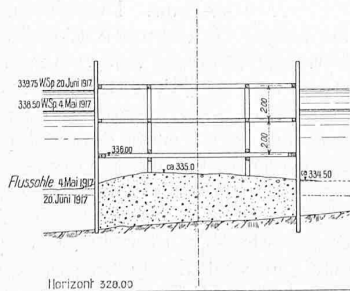


Abb. 7. Offene Baugrube, Schnitt 1 : 400.

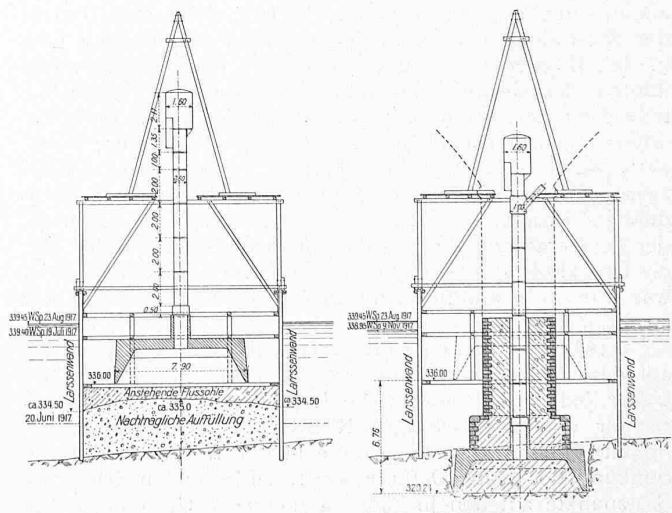


Abb. 9. Pneumatische Gründung des linken Flusspfeilers, 1 : 400.

urteilung der Vorteile der Erhöhung der elastischen Deformierbarkeit des Gewölbes, der wesentliche, entgegengesetzt wirkende Einfluss der Stirnmauern nicht ausser Acht bleiben. Gegenüber diesem Einfluss ist die vorerwähnte Verstärkung des Gewölbes in der Nähe der Kämpfer zur besseren Aufnahme der Querspannungen von geringer Bedeutung.

Werden hohe Stirnmauern durchlaufend angeordnet, so entsteht hierdurch ein zu steifes \square -förmiges Gewölbe. Selbstverständlich sind Ausdehnungsfugen über den Kämpfern unerlässlich; im vorliegenden Fall sind sie in konstruktiv und ästhetisch einwandfreier Weise hinter den Vorbauten der Pfeiler und Widerlager angeordnet worden, indem die Stirnmauern nur auf eine Länge von rd. 25 cm hinter diese Vorbauten reichen und durch Pappelinlagen von diesen getrennt wurden. Zur weiteren Verminderung der Steifigkeit des trogförmigen Gewölbes bzw. des Einflusses einer Temperaturänderung wurden in jeder Stirnmauer eines Gewölbes sieben Zwischenfugen angeordnet, die über zwei Drittel der Mauerhöhe hinabreichen. Diese Fugen tiefer, etwa bis zum Gewölbe hinabreichen zu lassen, schien, mit Rücksicht auf die am untern Ende der Fugen unvermeidliche Spannungskonzentration, nicht ratsam.

Neuerdings ist bekannt geworden, dass bei verschiedenen Brücken umfangreiche Ausbesserungsarbeiten nötig geworden sind, weil sich Längsrisse im Gewölbe am Fusse der Stirnmauern gebildet hatten, denen ein Ausweichen der Stirnmauern folgte. Solche Erscheinungen

werden eventuell erst lange Zeit [nach Erstellung der Brücke bemerkbar; dies liegt wohl zum Teil darin begründet, dass bei schlechter Entwässerung der Kiesfüllung, ein langsames Auslaugen des Mörtels, somit eine Verminderung seiner Querfestigkeit entsteht.

Lehrgerüst (Abbildung 12). Das Gewölbe wäre für sich allein, ohne Aufbau, nicht standsicher, denn das Gewicht der Kiesfüllung verschiebt die Drucklinie für ständige Last in den Bogenwickeln ganz bedeutend nach oben, sodass infolge des Gewölbe-Eigengewichtes allein die Drucklinie teilweise unter dem Gewölbe liegen würde. Vor Schluss der unteren Gewölbemellen wurden daher bedeutende Kiesauflasten (im Längsschnitt Abbildung 3 links eingezeichnet) zwischen den Stirnmauern aufgebracht, derart, dass nachdem — eventuell unbeabsichtigt, z. B. infolge bedeutender Temperaturzunahme — das Ausrüsten stattgefunden hat, die Drucklinie des Gewölbes im Kern verläuft. Auch hierzu war die vorerwähnte Verstärkung der Gewölbekämpfer zweckmässig.

Jeder Lehrbogen ruhte vermittelt eiserner Konsolen auf den Pfeilern sowie auf zwei hölzernen Pfahljochen auf. Ueber jedem Joch waren die Lehrbogen-Stützen in senkrechter und zwei schrägen Richtungen fächerartig ausgebreitet. Das Ausrüsten erfolgte in der Weise, dass durch Senkung der gegen Oeffnungsmitte zu liegenden Schrägen-Stützpunkte auf den Jochköpfen zuerst der Gewölbescheitel entlastet wurde, ohne dass etwa im Viertel eine Hebung des Gewölbes hätte eintreten können. Hierauf wurden die äusseren Stützpunkte auf jedem Joch gesenkt. Eine solche Doppelstütze bestand aus einem Sattelholz auf zwei Holzunterlagen, die Absenkung erfolgte durch allmähliche Verminderung der Lagerflächen des Sattelholzes und seiner Unterlagen.

Brückenbild. Abbildung 13 zeigt den Bauzustand vor Stauung des Rheines, während Tafel 4 das Brückenbild

nach Inbetriebsetzung des Kraftwerkes Eglisau darstellt. Die Kanzeln über den Flusspfeilern sind organisch mit den Pfeilervorköpfen verbunden. Auch die Widerlager sind gegenüber den Gewölben verbreitert, sie öffnen sich zur Einführung der parallel zum Strom liegenden Strassen.

Das alte Städtchen Eglisau, mit seinen derb gemauerten Ufer- und Strassenmauern, veranlasste die Verkleidung der grossen Brückenansichtsflächen nach dem Muster der Brücken des Mittelalters (*pietra rasa*, vergl. unteres Tafel-

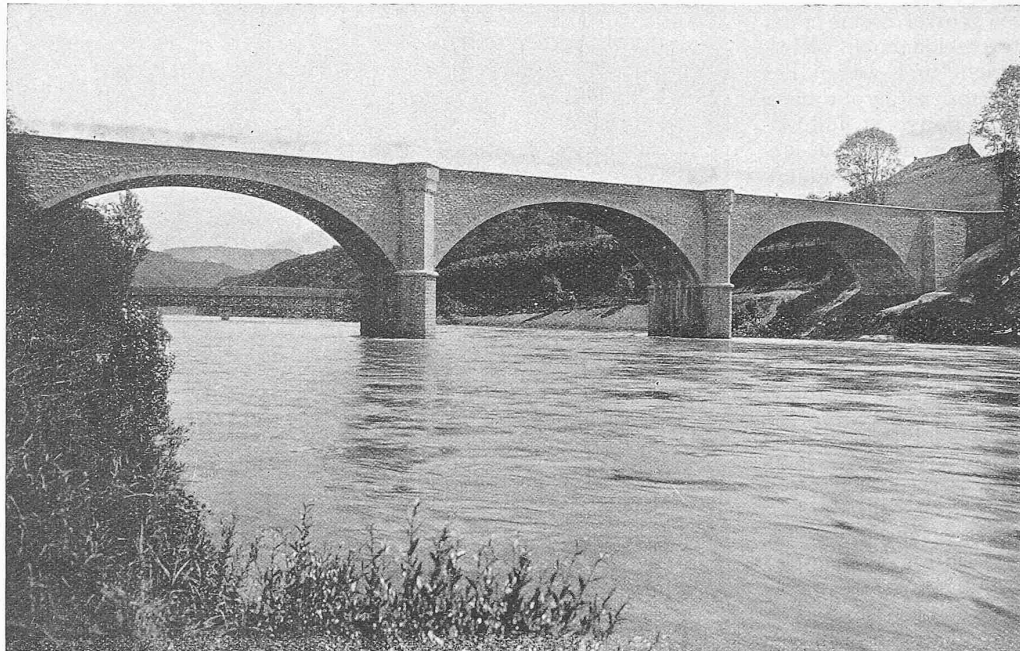


Abb. 13. Die neue Rheinbrücke Eglisau vor der Einstauung; im Hintergrund die alte Holzbrücke.

bild). Die Verkleidung der Stirnflächen des Gewölbes erhielt radiale Fugen.

Bauzeit. Die Verhältnisse der Kriegszeit haben die Förderung der Bauarbeiten wesentlich beeinträchtigt. Die Fundation der beiden Flusspfeiler wurde im Jahre 1917 ausgeführt, die drei Gewölbe im Jahre 1918. Die Brücke ist im September 1919 dem Verkehr übergeben worden.

Das Kraftwerk Rütom der S. B. B.

III. Mechanisch-elektrischer Teil.

Von dipl. Ing. H. Habich, S. B. B., Bern.

(Fortsetzung von Seite 321 letzten Bandes.)

Die Generatoren.

Konstruktion. Die vier mit den Turbinen direkt gekuppelten Generatoren (Abbildung 56) erzeugen bei einer normalen Drehzahl von 333 in der Minute Einphasen-Wechselstrom von $16\frac{2}{3}$ Perioden in der Sekunde bei einer Spannung von 7500 bzw. 15000 Volt, gleich derjenigen des Fahrdrabtes; sie leisten dauernd 9000 kVA und $1\frac{1}{2}$ -stündig 11500 kVA bei einer vorausgehenden und nachfolgenden Belastung von 7000 kVA. Die Speisung der Fahrleitung mit nur 7500 Volt musste im Anfang während der Dauer des gemischten Betriebes (Dampf und elektrischer Betrieb) erfolgen, weil die stark verrussten Isolatoren in den Tunneln eine höhere Spannung nicht aushielten.

Die Generatoren sind mit Rücksicht auf die besonderen Anforderungen des Vollbahnbetriebes in allen Teilen sehr kräftig gebaut und mit vollständig geschlossenem Gehäuse ausgeführt (Abbildung 57 und 58). Die 10,7 t wiegende, zum Zwecke der Materialkontrolle auf der ganzen Länge durchbohrte *Generatorwelle* (Abbildung 59) ist durch einen angeschmiedeten Flansch starr mit der Turbinenwelle gekuppelt. Die axiale Führung der ganzen dreilagerigen