

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 18. März 1927

Heft 12

Der Umbau des Hornberger Talüberganges bei km 42,3 der Schwarzwaldbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Wilhelm Keim, Villingen (Baden).

Aus der Baugeschichte.

Die im Bahnhof Offenburg von der Badischen Hauptbahn Mannheim—Basel abzweigende und über Triberg—Singen nach Konstanz führende Schwarzwaldbahn weist in ihrem Zuge nur einen einzigen Talübergang von Bedeutung auf — den Viadukt über das Reichenbachtal — ein östliches Seitental des Gutachtals beim Bahnhof Hornberg. Die Bahn liegt auf der Brücke in der Geraden und hat eine Neigung von 1 : ∞.

Der alte, durch das nachstehend beschriebene Bauwerk ersetzte Viadukt (Abb. 1) hatte eine Länge von rd. 150 m und bestand aus eisernen Gitter- und Fachwerkträgern über vier Öffnungen von 31,50 m und 31,46 m Stützweite. Jede Öffnung war für sich mit einem Träger von 32,30 m Länge überspannt, der einerseits Gleitlager, andererseits Rollenlager besaß. Die steinernen Zwischenpfeiler hatten eine Höhe von rd. 21 m über der Talsohle. Auf den beiden Widerlagern und auf dem mittleren Pfeiler waren feste Auflager angeordnet, während sich auf dem ersten und dritten Pfeiler bewegliche Rollenlager befanden.

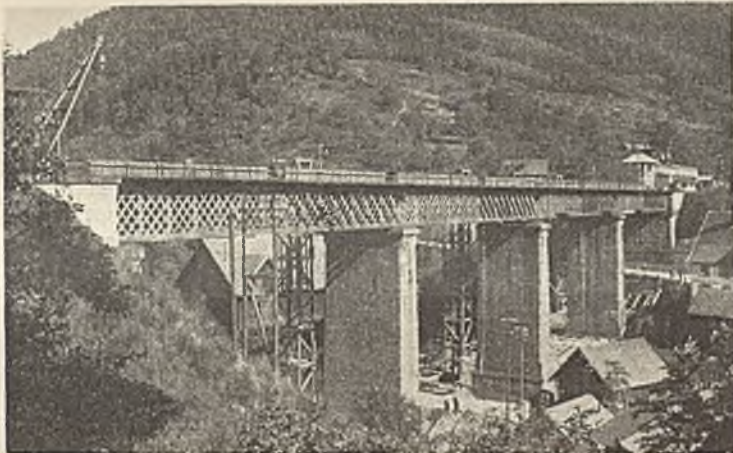


Abb. 1. Ansicht der alten Eisenbrücke (westliche Brücke, Gitterträger).

Die bei Eröffnung der Bahn im November 1873 in Betrieb genommene Brücke bestand aus einer Gitterwerkkonstruktion achtfachen Systems mit T-förmiger Gurtung und Streben aus abwechselnd C-Eisen und Flacheisenstäben. Jedes der beiden Gleise, von denen im Jahre 1873 zunächst nur das rechtseitige (westliche) ausgeführt worden war, erhielt zwei Hauptträger über einer Öffnung. Das Eisenwerk der Gitterbrücke, das von der Firma Gebrüder Decker in Cannstatt ausgeführt worden war, hatte ein Gewicht von 270 000 kg.

Das Eisenwerk der linkseitigen (östlichen) Brücke wurde beim Bau des zweiten Gleises in der Zeit vom September 1887 bis Januar 1888 durch die Filiale Gustavsburg der Maschinenbauaktiengesellschaft Nürnberg erstellt. Die Inbetriebnahme fand statt im Mai 1888.

Das Mauerwerk für die Auflager des Eisenwerks war bereits im Jahre 1873 bei Eröffnung der eingleisigen Strecke ausgeführt worden. Die Eisenkonstruktion für je eine Öffnung des linkseitigen Gleises wurde gebildet von zwei Fachwerkträgern mit gekreuzten Streben in elf Feldern. Die Gurtungen hatten je T-förmigen Querschnitt. Das Gewicht der linkseitigen Fachwerkbrücke betrug 240 000 kg.

Die mit zunehmendem Alter der Brücke nötig werdenden Ausbesserungsarbeiten am Steinbau sowie die infolge ständiger Erhöhung des Zuggewichts — Abb. 2 — und der Fahrgeschwindigkeit namentlich zur Erzielung der notwendigen Knicksicherheit der auf Druck beanspruchten Konstruktionsglieder erforderliche Verstärkung der Eisenkonstruktion zwangen mehr und mehr dazu, einen durchgreifenden Umbau bezw. Neubau des ganzen Bauwerks ins Auge zu fassen. Nach vorausgegangenen Besprechungen der maßgebenden Stellen des Reichsverkehrsministeriums und der Reichsbahndirektion Karlsruhe wurde im August 1922 dem sofortigen Umbau und dreigleisigen Ausbau des Talüberganges zugestimmt. Die Anlage eines dritten (Überholungs-) Gleises auf der Brücke war durch die Anforderungen des Verkehrs und die ungenügende Länge des Bahnhofs Hornberg geboten und sollte deshalb gleich beim Umbau der Brücke geschehen, zumal hierdurch der Umbau während des Betriebes wesentlich

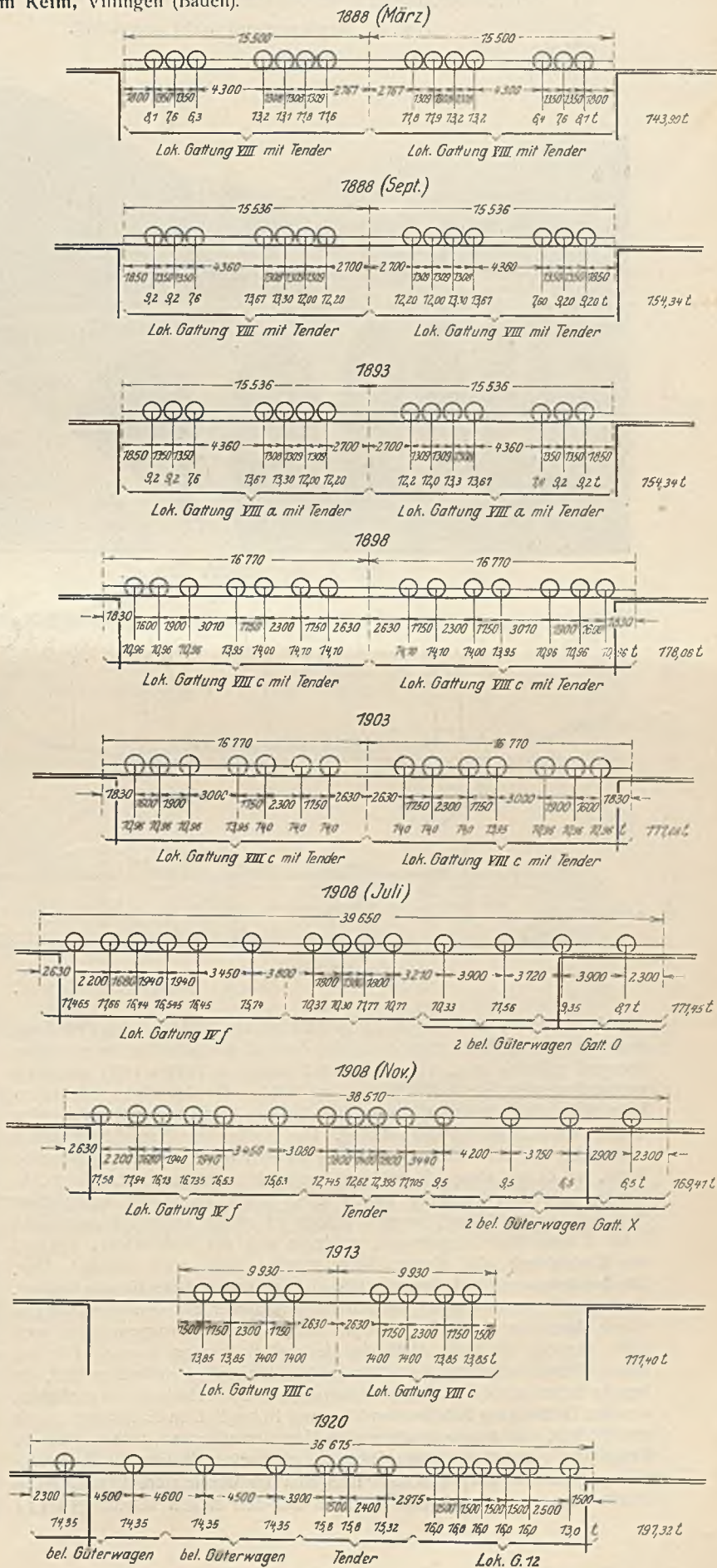


Abb. 2. Die Lastenzüge in den Jahren 1888 bis 1920.

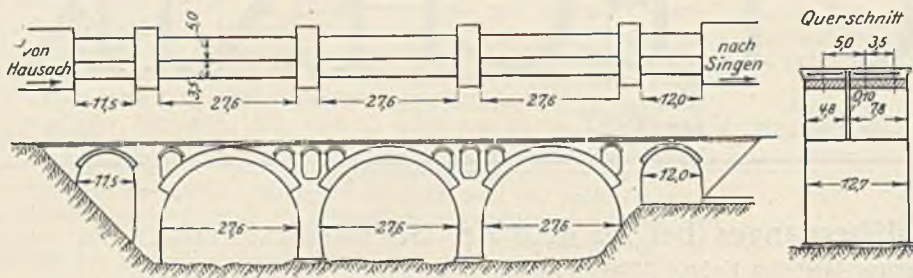


Abb. 3. Sonderentwurf (nicht ausgeführt).



Abb. 5. Ausgeführter Entwurf.

ohne genügende Bermen erschien auch bei guter Ausführung und Steinverkleidung bedenklich. Ferner wurde der Damm-Entwurf auch wegen des zu erwartenden Widerstandes der Stadt Hornberg und der Anlieger nicht gutgeheißen, ganz abgesehen von der Verunzierung des Landschaftsbildes durch Abriegelung des malerischen Reichenbachtals durch einen Dammkörper von solch gewaltigen Abmessungen. Während beim Bau der Schwarzwaldbahnstrecke Hausach—Villingen in den Jahren 1867 bis 1873 bei fast allen größeren und kleineren Brücken das Eisen als Baustoff Verwendung fand, was seinen Grund vermutlich in den damals billigeren Eisenpreisen und vielleicht auch in einer gewissen Vorliebe der bauausführenden Ingenieure für diesen Baustoff hatte, wurde hier der Ausführung in Stein der Vorzug gegeben. Maßgebend für die letztgetroffene Wahl war vor allem die Tatsache, daß ein Bauwerk aus Stein bzw. Beton auch bei Erhöhung der Verkehrslasten keine weiteren Verstärkungen erfordert, und daß ferner die mit zunehmendem Alter nötigen Unterhaltungsarbeiten hinter denen eines Eisenbaues bedeutend zurückbleiben. Weiterhin fiel auch der Umstand in die Wagschale, daß sich ein Steinbauwerk dem schönen Landschaftsbilde, das den Talübergang allseits umgibt, besser einfügt.

Bei der erstmaligen Ausschreibung der Arbeiten im Jahre 1923 war von den an dem öffentlichen Wettbewerb sich beteiligenden Firmen die Abgabe von drei Angeboten für die Ausführung des Mauerwerks (Pfeiler und Gewölbe) verlangt:

- a) Rauhes Bruchsteinmauerwerk.
- b) Stampfbeton mit Verkleidung aus rauhen Bruchsteinen.
- c) Stampfbeton ohne Verkleidung und ohne Vorsatzbeton, mit sauberen, glatten, aber unbearbeiteten Sichtflächen.

Der Wettbewerb, an dem sich 24 Firmen beteiligt hatten, ergab, daß die Ausführung a, weil zu teuer, nicht in Frage kam, da zudem auch die genügende Anzahl geeigneter Maurer fehlte. Die Ausführungsart b, die nur um etwa 5% teurer kam als Ausführungsart c und ästhetisch mehr befriedigte, wurde daher von der mit dem Bauvollauf betrauten Stelle vorgeschlagen. Die Prüfung der Angebote, die auch einige Sonderentwürfe von Firmen enthielten, machte es erwünscht, noch einige Fragen technischer und wirtschaftlicher Art vor der Ausführung eingehend zu klären. Dadurch hätte sich der Beginn der Bauarbeiten so verschoben, daß er im gleichen Jahre nicht mehr zweckmäßig erschien. Weitere Gründe, den Baubeginn

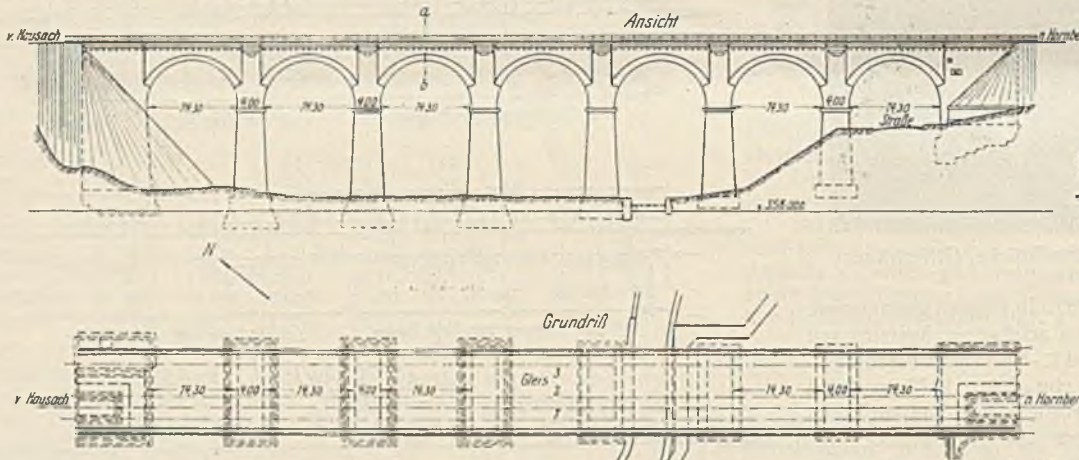


Abb. 4. Ausgeführter Entwurf.

erleichtert wurde. Daß der im Jahre 1922 gefaßte Entschluß zur Erstellung eines völlig neuen Bauwerkes durch den Zustand der alten Eisenkonstruktion dringend geboten war, trat gelegentlich einer im Herbst 1923 nochmals vorzunehmenden Nietauswechslung, als infolge der damaligen politischen Lage nicht abzusehen war, ob der Bau bald in Angriff genommen werden konnte, deutlich in die Erscheinung. Die Streben der Hauptträger hatten namentlich in den mittleren Feldern an den Knotenpunkten gestreckte Niete, an denen eine Scherwirkung merklich zu sehen war. Beim Abklopfen mit dem Hammer hatten diese Niete durch die vorhandene Spannung vollen Klang; wurden jedoch an einem solchen Knotenpunkt 1 bis 2 neue Niete eingezogen, so legte sich der Stab wieder satt auf das Knotenblech, die übrigen Niete wurden dann, weil entlastet, lose. Die beschriebene Erscheinung zeigte sich an den meisten Knotenpunkten. Auch die Nietverbindungen der Schienenlängsträger mit den Hauptträgern waren durch die erhöhten Beanspruchungen und Zusatzspannungen weit mehr zerstört, als beim Abklopfen festgestellt werden konnte. Die bei dieser Nietauswechslung gemachten Beobachtungen hatten dazu geführt, die bereits früher schon auf 30 km/Std. herabgeminderte Höchstgeschwindigkeit der den Talübergang befahrenden Züge auf 15 km/Std. zu ermäßigen. Nach gründlichen, sich länger hinziehenden Voruntersuchungen, wobei auch die Frage der Herstellung eines Dammes statt einer Brücke in Erwägung gezogen worden war, entschied man sich für die letztere Lösung. Die Herstellung eines so hohen Dammes mit den steilen Böschungen 1:1

zu verschieben, waren die schwierigen finanziellen Verhältnisse, in denen sich die Reichsbahn 1923 befand. Der Bau wurde daher im Jahre 1923 nicht in Angriff genommen; man beschränkte sich darauf, mit den zur Verfügung stehenden Geldmitteln die unter der künftigen Brücke erforderliche Verlegung des Reichenbaches durchzuführen. Im Frühling 1924 wurden die Arbeiten nochmals ausgeschrieben und im April desselben Jahres mit der Ausführung begonnen.

Beschreibung der neuen Brücke.

Der Beschreibung des Bauvollaufs sollen zunächst Angaben über die Gesamtanordnung und Abmessungen des neuen Bauwerkes sowie über dessen statische Berechnung vorausgeschickt werden.

Nachdem ein Entwurf (Abb. 3), der drei große Mittelloffnungen mit Spargewölben über den Pfeilern vorsah, aus den nachstehend genannten Gründen aufgegeben worden war, erhielt das Bauwerk die in Abb. 4 u. 5 ersichtliche Anordnung. Der zur Ausführung gekommene Entwurf hatte vor dem ersten den Vorzug, daß sich bei gleicher Weite sämtlicher Öffnungen die Kosten für die Gerüste verminderten; er befriedigt ferner auch in ästhetischer Hinsicht dadurch, daß das Verhältnis der lichten Weite zur Höhe — vom Boden bis Oberkante Brücke — günstiger wirkt und nicht den gedrückten Eindruck des ersten Entwurfs hervorruft. Das ausgeführte Bauwerk besitzt sieben Öffnungen mit einer Lichtweite in Höhe der Kragsteine an den Pfeilerköpfen von 14,30 m mit sechs Zwischenpfeilern,

die alle samt den beiden Widerlagern der Brücke für das dritte Gleis auf gewachsenem Fels gegründet wurden. Die Pfeiler, die in der Stirnfläche des Bauwerks und senkrecht dazu Anzug von 40:1 bzw. 20:1 aufweisen, haben oben eine Dicke von 4 m und unten von 5,40 m. Die Gewölbeform sowie die Lage der Kämpferfugen gehen aus Abb. 6 u. 7 hervor. Die Gewölbe, deren Stärke im Scheitel 0,90 m, an den Kämpfern 1,58 m beträgt, sind ganz aus Granitsteinen ausgeführt, die in der Bauwerkstirn rau bossiert, in der Leibungsfläche gespitzt sind. Die aus Stampfbeton erstellten Pfeiler sind mit rau bossierten Vorsatzschichtensteinen aus Granit verkleidet. Die Gewölbezwickel über den Pfeilern sind voll ausgemauert; die Sichtflächen sind auch hier rau bossiert. Über dem Gewölbe befindet sich der Füllbeton der Fahrbahn, der durch seitliche Stirnmauern begrenzt ist, die über den Pfeilern kanzelartig ausgekragt sind, so daß geräumige Ausweichplätze für die über die Brücke Gehenden geschaffen sind. Die Oberfläche des Füllbetons über den Gewölben ist durch eine doppelte Tektolithabdeckung gegen das Eindringen von Wasser sorgfältig geschützt. Die Tektolithschicht ihrerseits ruht auf einem als Ausgleichschicht des Füllbetons dienenden Zementglattstrich. Auf ihrer Oberseite ist die Tektolithabdeckung durch einen weiteren Glattstrich mit Drahtnetzeinlage gegen mechanische Angriffe gesichert. Als oberer Abschluß dient auf beiden Seiten der Brücke ein flüßeisernes Geländer. Um Schwind- und Wärmerisse zu vermeiden, erhielten die Stirnmauern, wie auch anderwärts schon mit Vorteil angewendet, über den Kämpfern Fugen, die mit einer doppelten Lage von Dachpappe ausgelegt sind; letzteren Fugen entsprechen durchgehende Fugen in allen Bauteilen über den Gewölben. Die sonstige Anordnung des Bauwerks — vor allem die Lage der neuen Brücke für das Überholungsgleis zu der zweigleisigen Brücke — kann aus den in Abb. 6 u. 7 dargestellten Querschnitten deutlich ersehen werden. Zur Abführung des Sickerwassers sind an den in Abb. 6 ersichtlichen Stellen des Gewölbes Entwässerungsrohre eingebaut, nur im südlichen Widerlager wurde mit Rücksicht auf die unter der siebenten Brückenöffnung ziehende Straße die Entwässerung seitlich durch das Widerlager mittels zweier Wasserspeier geleitet. Der Auslauf des Wasserspeiers muß im Winter sorgfältig von Eis befreit werden, um dem sich hinter den Stirnmauern sammelnden Wasser den Weg offen zu halten, der sonst durch die Fugen des Mauerwerks gesucht würde (Abb. 7).

Allgemeines über die statische Berechnung der Gewölbe und Pfeiler.

Bei der statischen Berechnung des neuen Talübergangs wurde der Lastenzug N (Abb. 8) zugrunde gelegt. Die Form der Gewölbe wurde

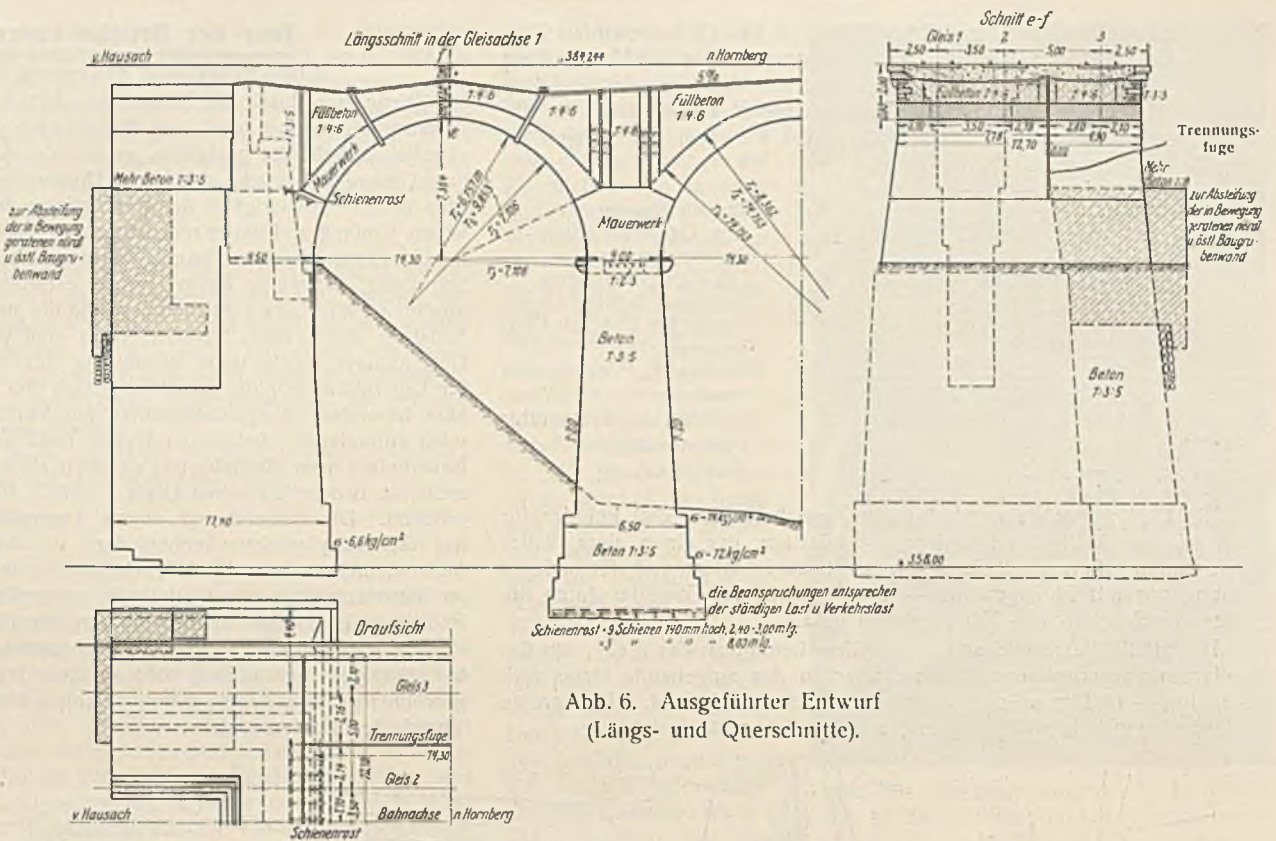


Abb. 6. Ausgeführter Entwurf (Längs- und Querschnitte).

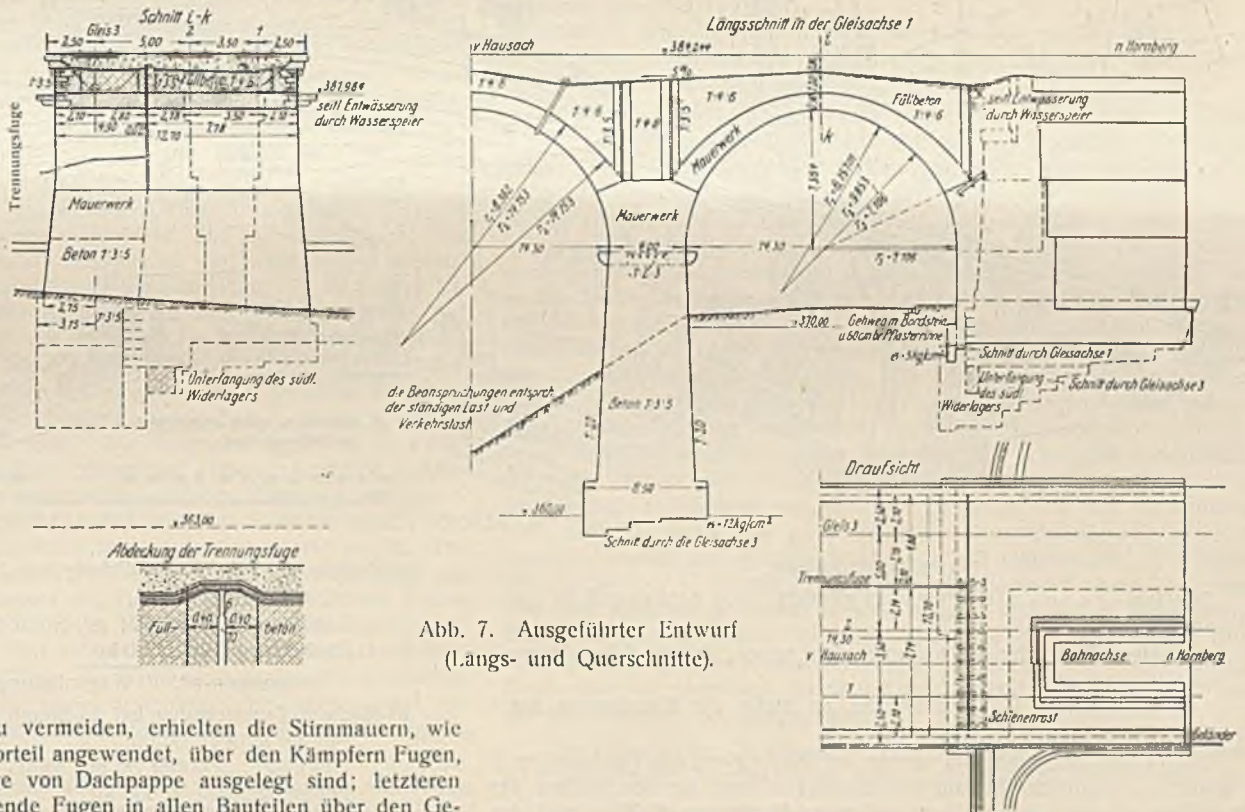


Abb. 7. Ausgeführter Entwurf (Längs- und Querschnitte).

so gewählt, daß bei der sogenannten „mittleren Belastung“ (ständige Last + halbe Verkehrslast über die ganze Stützweite) die Stützlinie mit der Gewölbemittellinie zusammenfällt. Die Gewölbe wurden als an den

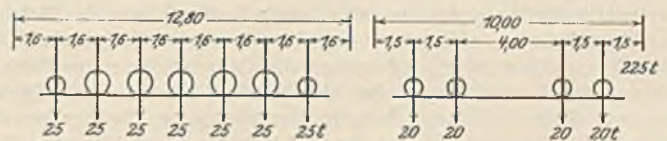


Abb. 8. Lastenzug N.

Pfeilern fest eingespannte, elastische Bogen nach der Elastizitätstheorie mittels Einflußlinien berechnet, bei deren Auswertung die Verkehrslasten als Einzellasten, aber ohne Stoßziffer angenommen wurden. Zugspannungen kommen bei ständiger Belastung und Verkehrslast nicht vor; die bei

Berücksichtigung eines Wärmeeinflusses ($t = \pm 10^\circ \text{C}$) auftretenden Zugspannungen werden von einem Mörtel übertragen, der bei Verwendung von hochwertigem Zement gemäß dem mit den Probekörpern erzielten Ergebnis nach 28 Tagen eine Mindestfestigkeit von 31 kg/cm^2 hatte. In der nachstehenden Tabelle sind die größten und kleinsten Spannungen im Gewölbe zusammengestellt.

Querschnitt	$\sigma_g + \sigma_p$ kg/cm ²	$\sigma_g + \sigma_p + \sigma_t$ kg/cm ²	σ_o = Randspannung im Gewölberücken	
Scheitel	σ_o	-14,12	-17,37	σ_u = Randspannung in Gewölbeleibung
		-6,56	-3,31	σ_g = Spannung infolge Eigen- gewichts (ruhende Last)
	σ_u	-5,31	-9,63	σ_p = Spannung infolge der Verkehrslast
		-0,27	+4,05	σ_t = Spannung infolge von Temperatur
Kämpfer	σ_o	-8,90	-12,79	+ = Zugspannung
		-0,43	+3,46	- = Druckspannung
	σ_u	-14,16	-17,70	
		-5,02	-1,48	

Die Pfeiler wurden unter der Annahme berechnet, daß bei der für die Pfeiler ungünstigsten Belastung — Belastung der einen, dem Pfeiler benachbarten Öffnung mit Eigengewicht + Verkehrslast und der anderen Öffnung nur mit Eigengewicht — die Stützlinie im Gewölbe durch die Mitten der Scheitel- und Kämpferjungen geht.

Die größte Beanspruchung des Pfeilers beträgt an der Stelle, wo das Fundamentmauerwerk des Pfeilerschaftes in das aufgehende Mauerwerk übergeht, $-14,3 \text{ kg/cm}^2$; Zugspannungen treten nicht auf. Die größte Bodenpressung beträgt $12,2 \text{ kg/cm}^2$, was für Fels zulässig ist.

Bau der Brücke unter Gleis 3.

Einrichtung und Bedienung der Baustelle.

Wenn sich durch die Anlage des dritten Gleises der Bauvortrag verhältnismäßig einfach und vom Bahnbetrieb über die bestehende Brücke ziemlich unbehelligt gestaltete, so stellten sich jedoch in anderer Hinsicht dem Umbau der Brücke erhebliche Hindernisse entgegen; sie waren einerseits in der Schwierigkeit der Beschaffung der Baustoffe in dem erforderlichen Umfang und in der rechtzeitigen Anlieferung dieser Stoffe, andererseits in den unzureichenden Platzverhältnissen des Bahnhof Hornberg (Abb. 9) begründet, der wenig Raum bot, die erforderlichen Baumaschinen (Betonmischmaschinen usw.) aufzustellen und die in großen Mengen auflaufenden Baustoffe (Sand, Kies, Schotter, Wölb- und Vorsatzsteine) zu lagern. Dem Unternehmer wurde unter Würdigung des äußerst beschränkten Raumes für Lagerplätze vor der Baustelle gleich bei Inangriffnahme der Arbeiten eine besondere Rangierlokomotive zur Verfügung gestellt, um die zahlreich auflaufenden beladenen Wagen rasch entladen zu können. Um die Bauarbeiten vom Betriebsgleis gänzlich abzusondern, wurde über die bestehende Brücke zwischen Gleis 1 und 2 ein etwa 1 m hoher Bauzaun errichtet. Die vorhandenen engen Lagerplätze in dem kleinen Bahnhof Hornberg machten neben dem für drei bis vier Tage reichenden Mauersteinlager nur durch Erstellung eines Silos auch einen Vorrat an Betonzuschlägen von drei bis vier Tagen möglich. Der tägliche Bedarf an Baustoffen mußte daher regelmäßig zugefahren werden. Von einigen unbedeutenden Einzelfällen abgesehen, hatten sich die Lieferanten bei ständiger Überwachung bald an diese täglich regelmäßige Belieferung gewöhnt; größere Arbeitsunterbrechungen sind deshalb nicht entstanden. Verarbeitet wurden täglich:

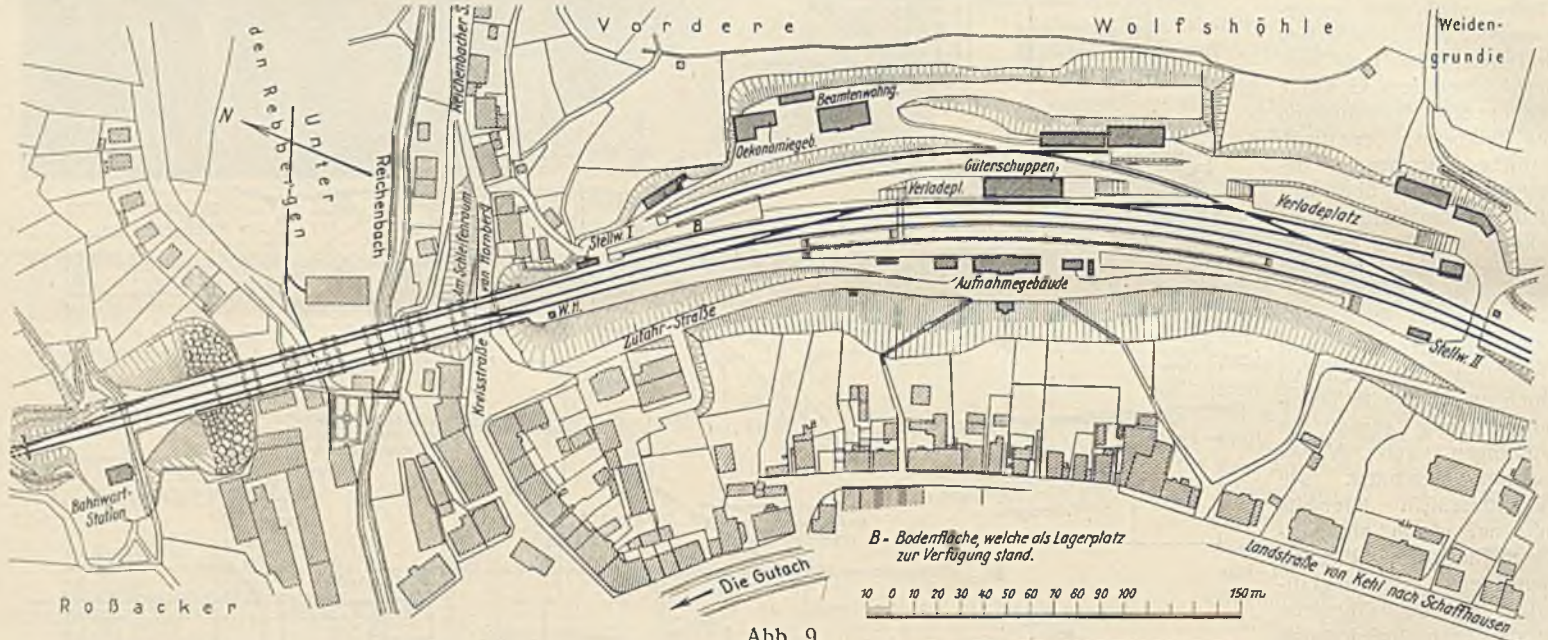


Abb. 9.

Die Bauausführung.

Der Bau des neuen Talübergangs gliederte sich naturgemäß in zwei Hauptabschnitte:

1. Herstellung der Brücke unter dem neuen, dritten (Überholungs-) Gleis und
2. Herstellung der Ersatzbrücke an Stelle der Eisenbauten unter Gleis 1 und 2.

Nach dem Bauprogramm wurde bei Baubeginn das Betriebsgleis 2 gesperrt; es diente zur Befuhr von Baustoffen usw. für den Aufbau der Pfeiler bis zur Kämpferhöhe auf die ganze Breite von 12,70 m und des Gewölbes für das dritte Gleis. Nach Fertigstellung der Brücke unter Gleis 3 wurde der Bahnbetrieb vom Gleis 1 auf Gleis 3 verlegt. Im weiteren Bauvortrag wurden die Eisenbauten unter Gleis 1 und 2 unmittelbar nacheinander abgebrochen, da der schlechte Zustand der alten Pfeiler und Widerlager nicht erlaubte, nach Fertigstellung der Brücke für Gleis 3 zuerst die neue Brücke unter Gleis 2 herzustellen, wobei Gleis 1 als Baugleis gedient hätte, und sodann die Gitterbrücke unter Gleis 1 zu entfernen, wobei dann für den Bau der Brücke unter letzterem Gleis das neuverlegte Gleis 2 als Baugleis hätte dienen müssen. Bei der gewählten Bauabfolge hatte der Unternehmer für den Bau der Gewölbe unter Gleis 1 und 2 besondere Beiführergerüste herzustellen. Es war ferner verlangt, daß während der ganzen Bauzeit mindestens ein Gleis in völlig ungestörtem Betriebe sein mußte. Die Dauer des eingeleisigen Betriebs sollte möglichst verkürzt werden. Die Einrichtung des eingeleisigen Betriebs und die für die einzelnen Bauabschnitte erforderlichen Änderungen von Gleis- und Stellwerkanlagen hatte die Reichsbahn übernommen.

- a) Durchschnittliche Tagesleistung bei 24-Stunden-Betrieb:

102 m³ fertiger Beton,
Zuschläge: Schotter 71 m³, Splitt 21 m³, Sand 50 m³,
Portlandzement 20000 kg
zusammen rd. 20 Wagenladungen.

- b) Höchste Tagesleistung bei 24-Stunden-Betrieb:

140 m³ fertiger Beton,
Zuschläge: Schotter 98 m³, Splitt 29 m³, Sand 69 m³,
Portlandzement 28000 kg
zusammen rd. 27 Wagenladungen.

Für die Betonzuschläge wurde außerhalb der Brücke, auf der Südseite des Bahnhofs, ein Silo erstellt.

Es faßte: Schotter 220 m³, Splitt 80 m³, Sand 180 m³.

Die Betonzuschlagstoffe wurden mit zwei, auf 8 m über S.-O. liegenden Oberkante des Silos laufenden Kranen, einem Dampf- und einem elektrisch angetriebenen Kran, aus den beiderseits aufgestellten Eisenbahnwagen entladen und in den Silo gefüllt. Der Splitt wurde vom Eisenbahnwagen zuerst in eine auf dem Silo aufgestellte Waschmaschine geschüttet und lief von letzterer gewaschen in den Silo. Die einzelnen Zuschlagstoffe wurden vom Silo nach den mit Litermaß eingemessenen Marken in Muldenkipper von 0,75 m³ Inhalt abgezapft und dann in den Aufzug der vor dem Silo auf der Südseite 2 m über S.-O. aufgestellten, 1 m³ fassenden Betonmischmaschine geschüttet. Nach Beigabe des Zements in den Aufzugkasten und nachfolgender Maschinenmischung fiel der Beton in den unter der Mischmaschine bereitstehenden 0,75-m³-Muldenkipper. Von hier

aus war für die Förderung der Steine und des Betons ein Ringbetrieb eingerichtet in der Weise, daß eines der in Höhe von S.-O. auf der Brücke liegenden Fördergeleise für die beladenen Wagen zur Baustelle, das andere für den Rücklauf der leeren Wagen von der Baustelle diente. Die Zufuhr der Baustoffe ließ sich so dem Bedarf entsprechend steigern. Über die Brücke wurde eine Wasserleitung gelegt, von der auf jeden der neuen Pfeiler eine Abzweigung ging, so daß jederzeit das Mauerwerk abgespritzt werden konnte.

Die Baustoffe.

Die Zuschläge zu dem bei dem Bauwerk verarbeiteten Beton waren:

1. Hartsteingeschläge, Gneis (sogenannter Schapbachgneis) mit gleichmäßig abgestuftem Korn 25×45 mm aus einem in der Nähe befindlichen bahneigenen Werk, Porphyry aus einem staatlichen Bruch an der Bergstraße und aus einem Schotterwerk im Renchtal.
2. Splitt gewaschen in gleichmäßig abgestuftem Korn 10×20 mm aus den vorgenannten Werken.
3. Grubensand vom Main, und zwar getrennt in gleichmäßig abgestuftem Korn von 0,3 bis 3 und 3 bis 7 mm.

Der verwendete Portlandzement wurde von der Zementverkaufsstelle Heidelberg, der zum Mauern der Gewölbe und zu der Schutzdecke auf der Fahrbahnabdichtung benötigte hochwertige Zement wurde aus dem Werk Nürtingen in Württemberg geliefert. Bei der großen Menge von Granitsteinen, die zur Verkleidung der Sichtflächen des Bauwerks erforderlich waren, wurde der Bezug der Steine aus verschiedenen Brüchen zugestanden, jedoch mit der ausdrücklichen Bedingung, daß nur blaugrauer Granit verwendet werden durfte. An den Steinlieferungen, die zwischen der Baufirma und den Steinlieferanten vertraglich festgelegt wurden, beteiligte sich nahezu die gesamte Steinindustrie des Schwarzwaldes. Die Granitsteinbrüche des Murgtals, die Brüche im Bühler- und Achertal sowie Gewinnungsstellen in der näheren und weiteren Umgebung der Baustelle lieferten ein Material, das den von der Bauverwaltung hinsichtlich Farbe und Struktur gestellten Bedingungen in befriedigender Weise entsprach. Außer der Schwarzwälder Steinindustrie war, damit sich die Arbeiten nicht allzusehr in den Winter erstreckten, auch Odenwälder Granit zur Lieferung von Wölb- und Gurtgesimssteinen herangezogen worden. Die Gesamtlieferungen wurden hierdurch um einige Wochen früher erfüllt und die Vollendungsfrist der Gewölbe entsprechend verkürzt.

Bau der Pfeiler und Widerlager.

Nachdem von der bauausführenden Firma Anfang April 1924 die ersten Einrichtungsarbeiten eingeleitet waren und der Bahnbetrieb, wie oben bereits erwähnt, auf Gleis 1 übergeleitet war, wurde gegen Monatsende mit dem Ausschachten der Fundamente für Pfeiler IV, V und VI begonnen. Der Holzverbau der Baugrube für den letzteren mußte insbesondere auf der Südwand mit Rücksicht auf die Einwirkungen des Verkehrs auf der oberhalb dieser Wand entlang führenden Reichenbachstraße sorgfältig durchgeführt werden. Ferner mußte in dieser Baugrube der steil von West nach Ost abfallende faule Fels — etwa 170 m^3 — durch Sprengung beseitigt werden. Die Baugrube für Pfeiler III wurde Ende des Monats Mai in Angriff genommen. Hier befand sich auf der Sohle im Fels eine etwa 3 m breite und 6 m lange Felsspalte, die in derselben Weise wie eine ähnliche Spalte auf der Fundamentsohle des Pfeilers I und II mit einem doppelten Schienenrost überdeckt wurde. Die Tiefe der bis auf den gesunden Fels reichenden Baugruben geht aus Abb. 4 hervor. Für das Mischen des Fundamentbetons war eine Betonmischmaschine auf der Talsohle beim alten Brückenpfeiler I aufgestellt; die Zuschlagstoffe — Splitt und Schotter — wurden mittels Holzkanäle von der Brücke aus in die Nähe der Betonmischmaschine abgeschüttet. Die Wasserhaltung erforderte keine besonderen Maßnahmen; das andringende Wasser wurde durch von Elektromotoren angetriebene Zentrifugalpumpen bewältigt.

Die schwierigste Arbeit beim Bau des neuen Talüberganges war neben dem Baustelleneinrichtungsplan bei den äußerst beschränkten Platzverhältnissen im Bahnhof Hornberg der Abbau der Baugrube für das neue nördliche Widerlager der Brücke unter Gleis 3 in dem ungeschütteten Böschungskegel. Die Anschüttung wurde vor 50 Jahren beim Bau der Schwarzwaldbahn hergestellt und besteht aus dem Aushub des Felsvoreinschnittes und dem Ausbruch des vor der Brücke liegenden Rebbergtunnels. Die Baugrube erforderte eine Querschnittfläche von 66 m^2 und hatte eine Tiefe von 27 m unter S.-O., wo erst gesunder Fels angetroffen wurde, der Holzverbau wurde nach Abb. 10 durchgeführt. Um Bewegungen in der Anschüttung zu vermeiden, mußte der Schachteinbau mit größter Sorgfalt bergmännisch stattfinden. Zum Abfangen des Hauptdruckes an der Nordwand waren die Kranzhölzer auf der einen Seite hinter das Flügelmauerwerk der alten Brücke eingespannt, auf der anderen Seite wurde der Druck mit Schrägstreben auf das Widerlager der alten Brücke übertragen. In dem Schacht wurde Tag und Nacht in drei Schichten zu je acht Stunden und mit je elf Mann gearbeitet. Der Aushub betrug 1.161 m^3 und erforderte einen Aufwand einschließlich

des Einbaues des Aushubes in den Böschungskegel von 14 735 Stunden. Das unterste Drittel des Aushubes wurde mit Kränen hochgezogen, auf Eisenbahnwagen verladen und abgefahren; die zwei oberen Drittel wurden, um die Schachtwände nicht noch mehr zu belasten, etwa 30 m hinter der Baugrube abgelagert und erst nach Fertigstellung des Widerlagers in den neu zu erstellenden Böschungskegel eingebaut.

Bei einer Tiefe von 27 m unter S.-O. zeigte sich auch, daß das Mauerwerk der alten Brücke gut und auf gesunden Fels gegründet war. Nachdem dieser erreicht war, konnte mit dem Betonieren des neuen Fundaments begonnen werden. Um einen möglichst innigen Anschluß des neuen, bei dieser Höhe verhältnismäßig schlanken Widerlagerkörpers an das bestehende alte Mauerwerk

zu erhalten, wurden bei jeder eingebrachten Betonschicht auch die auf 15 bis 20 cm ausgekratzen und gut gereinigten Fugen des alten Mauerwerks mit Portlandzementmörtel ausgefüllt.

Beim weiteren Hochbetonieren des Widerlagers wurde bei 13 m Höhe von der Baugrubensohle festgestellt, daß der das Widerlager umgebende, aufgeschüttete Böschungskegel in Bewegung war und daß der auf die Ost- und Nordwand des Schachteinbaues wirkende Erddruck ihn stark belastete. Auf der Ostseite ist nach Entfernung der Spannriegel ein Kranzholz von 60 cm Durchm. infolge des Druckes durchgebrochen. Die Pfändeckeile und die übrigen Absteifungen in dem Schacht fraßen sich täglich mehr in das Holz. Die Böschungsoberfläche zeigte bis auf 10 bis 12 m rings um den Schacht leichte Risse. Kurz, alles deutete darauf hin, daß der ganze Schachteinbau von dem Erddruck bis aufs äußerste beansprucht war. Um den Zusammenbruch des Schachtes und damit die Gefährdung des Eisenbahnbetriebes auf dem benachbarten Gleis zu verhindern, wurde sofort in Tag- und Nachtbetrieb von dieser Höhe an ein Betonkörper von 4 m Stärke und 7,5 m Höhe vor der Nordwand des Schachtes hochbetoniert. Hierdurch konnte der Hauptdruck auf der Nord- und dem hinteren Teil der Ostseite abgefangen werden. Um zu verhindern, daß die Erdmasse noch mehr in Bewegung geriet und den Schachteinbau noch weiter gefährdete, wurde der gesamte Holzeinbau mit einbetoniert. Die Schrägstreben wurden in Kanälen, die mit Blech überdeckt waren, ausgespart und sind, nachdem der Beton so weit erhärtet war, daß er den gesamten Druck aufnehmen konnte, herausgezogen worden. Die Kanäle selbst wurden beim späteren Hochbetonieren des vorderen Teils des Widerlagers durch eine 5 m über dem obersten Kanal liegende, ausgesparte Öffnung mit plastischem Beton ausgegossen.

Die Ursache der Bewegung in der den Schacht umgebenden Masse ist auf folgenden Arbeitsvorgang beim Holzabau zurückzuführen.

Der Schacht mußte auf der Nord-, Ost- und Südseite wegen des Holzeinbaues und dem etwa notwendig werdenden Abfangen des zu erwartenden stärkeren Druckes 70 cm breiter angelegt werden, als dies die Abmessungen des Widerlagers erforderten. Jeden zweiten Tag wurde das Widerlager durchschnittlich 1 bis 2 m hochbetoniert. Nach 24 Stunden wurde der 70 cm breite Zwischenraum zwischen Mauerwerkkörper und Schachtwand bis an die Ansteckdielen mit Steinen ausgepackt. Jetzt erst wurden die im Beton ausgesparten Streben, Spannriegel usw., die den Erddruck bis zum Abbinden des Betons aufnahmen, ausgebaut und die hinter dem darüberliegenden Kranzholz angesteckten Ansteckdielen gezogen. Durch das Ziehen der 8 cm starken Ansteckdielen entstand jeweils ein Zwischenraum von der gleichen Stärke, die Erdmassen rutschten auf den drei Seiten nach und preßten noch die Steinhinterfüllung zusammen. Je mehr Kränze von Ansteckdielen beim Hochführen des Widerlagers ausgebaut wurden, desto größer mußte daher durch das Nachrutschen die Bewegung im Böschungskegel und damit der Druck auf die Schachtwände werden.



Abb. 10. Auszimmerung der Baugrube für das nördliche Widerlager der Brücke unter Gleis 3.

Aus dieser vorausgegangenen Erfahrung konnte eine Lehre für das unter den gleichen Bedingungen auszuführende südliche Widerlager (Abb. 11) gezogen werden. Hier wurden, um die Bewegung von Anfang an zu unterbinden, zunächst in den Ecken des Schachtes, sodann auf der Längsseite in Abständen von 1,8 m Pfeiler in etwa 1 m Breite, die bis an die Ansteckdielen anbetoniert wurden, zusammen mit dem Widerlager hochgeführt. Diese Anordnung hat den beabsichtigten Zweck erreicht; durch die festen Rippen kam weder der angeschüttete Böschungskegel in Bewegung, noch erhielt der Holzeinbau stärkeren Druck.

Beim Fundamentaushub des südlichen Widerlagers der Brücke unter Gleis 3 (Abb. 11 u. 12) zeigte sich, daß die Vorderkante des alten Widerlagers unter Gleis 1 und 2 nicht auf gesundem Fels, sondern auf eine Tiefe von etwa 1,50 m auf Letten aufsaß. Dieser Umstand verhinderte, die Baugrube für das neue Widerlager in ihrem ganzen Querschnitt abzuteufen. Um die Standsicherheit des alten Widerlagers nicht zu gefährden, war man gezwungen, einzelne schmale Lamellen bis auf guten Fels, der erst 4 m unter der Fundamentsohle des alten Widerlagers angetroffen wurde, abzuteufen und dann auszubetonieren. Dieser Arbeitsvorgang hatte eine wesentliche Beschränkung des Arbeitsraumes und

Zur Feststellung des günstigsten Mischungsverhältnisses der Betonzuschlagstoffe wurde der Schotter mit Litermaß in ein Gefäß gefüllt. In dieses mit einer bestimmten Literzahl gefüllte Gefäß wurde, um die Hohlräume des Schotters zu messen, Wasser bis Oberkante Schotterfüllung zugegossen. Erst das Rückmaß des Wassers ergibt die Hohlräume des Schotters, weil dabei die Aufnahme des Wassers durch das Gestein berücksichtigt ist. Der zum Beton verwendete Schotter mit einem Korn von 25×45 mm wies, in vorstehender Weise gemessen, 50% Zwischenräume auf, die mit Splitt und Sand auszufüllen sind. Der verwendete Splitt, Korngröße 10×25 mm, enthält, ebenfalls in der gleichen Weise gemessen, 35% Zwischenräume, die mit Sand auszufüllen sind. Zement wurde in der Masse nicht berücksichtigt, weil er durch die Hohlräume des Sandes ausgeglichen wird. Diese hinsichtlich Zementprüfung, Kornabstufung und Reinheit der Zuschläge äußerst peinliche Bearbeitung des Betons ergab auch den erwarteten Erfolg in hohen Festigkeiten des Betons, die in erster Linie auf den guten Mörtel im Mischungsverhältnis 1:2,8, wie dieses aus der durch Versuch festgestellten Mengengrenzung hervorgegangen war, zurückzuführen waren. Die erzielten Festigkeiten sind in der untenstehenden Tabelle zusammengestellt.

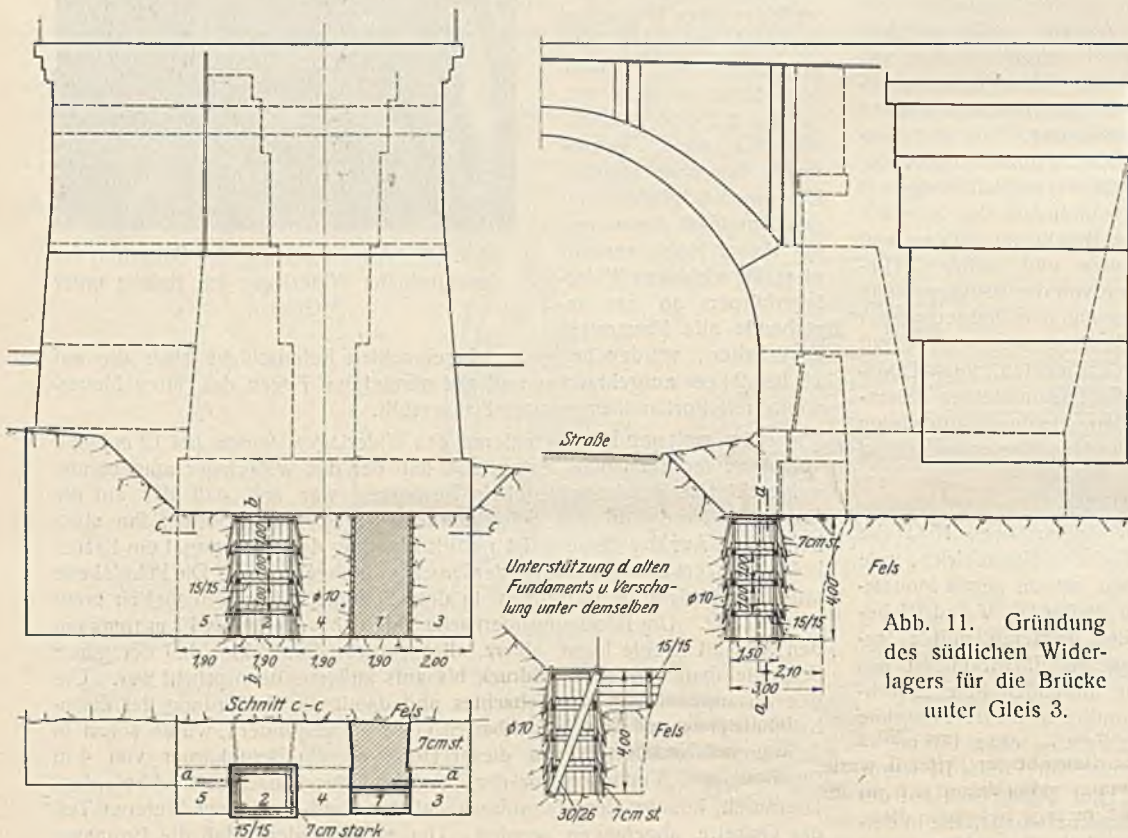


Abb. 11. Gründung des südlichen Widerlagers für die Brücke unter Gleis 3.



Abb. 12. Auszimmerung der Baugrube für das südliche Widerlager der Brücke unter Gleis 3.

einen erschwerten Holzverbau zur Folge und ließ daher die Ausschichtungsarbeiten nur langsam fortschreiten.

Nachdem das nördliche Widerlager etwa 4 m über die Talsohle hochgeführt war, konnte mit dem Fundamentaushub des Pfeilers I, welche Arbeit, um Bewegungen in der Baugrube des nördlichen Widerlagers zu verhindern, bis jetzt hatte zurückgestellt werden müssen, begonnen werden. Inzwischen war der Fundamentaushub der übrigen Pfeiler und das Einbringen des Fundamentbetons flott vorgeschritten. Auch für letzteren wurde mit Rücksicht auf die Wichtigkeit dieses Bauteiles der Brücke das Mischungsverhältnis 1:8 wie für den aufgehenden Beton vorgeschrieben. Bei der Bereitung des Betons wurde zur Erzielung hoher Druckfestigkeit großer Wert auf die Güte und Kornabstufung von Schotter und Splitt und die einwandfreie Beschaffenheit des Zements gelegt. Von jeder eingelassenen Wagenladung Zement wurden Proben entnommen und der Normenprüfung auf Raumbeständigkeit, Kochprobe nach Michaelis, zwei-stündiger Glühprobe über dem Bunsenbrenner, sowie auf Mahlfineinheit mit dem 900-Maschen/cm²-Sieb unterzogen. Zur Vornahme der Stoffprüfungen war in einem ausgebauten Wagenkasten auf dem Bahnhof Hornberg ein Raum hergerichtet worden, der außer den für die oben angeführten Proben weiter noch die für die Abbindeprobe des Zements mit der Vicatschen Nadel und die Fingernagelprobe der Zementkuchen erforderlichen Geräte enthielt. Zur Prüfung des Mörtels standen zur Verfügung der Hammerapparat von Bohme-Martens, je fünf eiserne Formen für Herstellung der Zug- und Druckprobekörper, sowie ein Apparat für Zugprüfung samt den nötigen Zubehöerteilen. Der Herstellung der Betonprobewürfel dienten 12 eiserne Würfelformen 30×30 cm mit den dazugehörigen Stampfern, Spateln und Linealen.

Zusammenstellung der Beton- und Mörtelproben.

a) Betonproben.

Die Würfelgröße für Betonproben war 30×30 cm. Die unter O.-Z. 1 bis 4 aufgeführten Festigkeitszahlen sind Mittelwerte aus durchschnittlich 3 bis 4 Proben zu je 3 Probekörpern, O.-Z. 5 bis 15 sind Mittelwerte aus je 1 Probe zu 3 Probekörpern. Der Beton ist an der Baustelle entnommen (s. Tabelle auf S. 147 oben).

b) Mörtelproben.

Mischungsverhältnis	Sand 0,3 bis 5 mm	Hochwertiger Portlandzement	Druck kg/cm ²	Zug kg/cm ²
Mörtel 1:3	3	1	505	37,1

Bemerkung: Nach 28 Tagen Mittel aus 3 Proben zu je 5 Probekörpern. — Der Mörtel aus hochwertigem Zement wurde zum Mauern der Gewölbe verwendet.

Der in Muldenkippern auf die Brücke gefahrenen, erdfeuchten Beton wurde in aufgehängte Trichter gekippt und fiel von hier in senkrechten eisernen Rohrleitungen von 25 cm lichter Weite bis 27 m hoch zur Verwendungsstelle (Abb. 13). Gegen dieses senkrechte Schütten des erdfeuchten Betons sprachen zuerst zweierlei Gründe, und zwar:

- a) daß bei der großen Höhe die schweren Steine vom Beton rascher fallen und damit vollständige Entmischung eintrete;
- b) daß der chemische Prozeß, der beim Naßwerden des Zements einsetzt, durch die Wucht beim Aufschlag unterbrochen und dadurch die Festigkeit des Betons beeinträchtigt würde.

Mischungsverhältnisse	Raumteile				Druckfestigkeit nach						Gerüst- und höchste Druckfestigkeit der einzelnen Probekörper kg/cm ²	Der Beton ist geschüttet aus einer Höhe von m	
	Schotter 25/45 mm	Splitt 10/25 mm	Sand 0,3 bis 7 mm	Portland- zement	7	28	3	6	9	12			15
					Tagen kg/cm ²	Tagen kg/cm ²	Monaten kg/cm ²	Monaten kg/cm ²	Monaten kg/cm ²	Monaten kg/cm ²			Monaten kg/cm ²
1. Beton 1:5 . . .	2,5	0,75	1,75	1	—	306	—	—	—	—	—	290 bis 345	16
2. " 1:8 . . .	4,0	1,2	2,8	1	—	339	—	—	—	—	—	240 " 413	—
3. " 1:8 . . .	4,0	1,2	2,8	1	197	—	—	—	—	—	—	193 " 198	18
4. " 1:8 . . .	4,0	1,2	2,8	1	—	294	—	—	—	—	—	260 " 345	22
5. " 1:8 . . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	291	—	—	—	—	289 " 292	—
6. " 1:8 . . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	356	—	—	—	318 " 384	—
7. " 1:8 . . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	—	357	—	—	317 " 418	—
8. " 1:8 . . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	—	—	366	—	315 " 405	—
9. " 1:8 . . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	—	—	—	370	362 " 380	—
10. " 1:8 . . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	371	—	—	—	—	345 " 391	27
11. " 1:8 . . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	—	300	—	—	292 " 317	18
12. " 1:8 . . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	391	—	—	—	388 " 391	27
13. " 1:8 . . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	—	—	371	—	345 " 384	18
14. " 1:10 . . .	5,4	1,4	3,2	1	189	—	—	—	—	—	—	179 " 208	4
15. " 1:10 . . .	5,4	1,4	3,2	1	—	261	—	—	—	—	—	236 " 290	4

Die hierüber angestellten Versuche ergaben jedoch einwandfreie Ergebnisse. So wurde festgestellt, daß eine Entmischung beim Schütten des Betons durch senkrechte eiserne Röhren nicht eintritt, wenn die lichte Weite der Röhre 25 cm beträgt. Bei größerer lichter Weite von 30 oder 35 cm tritt die unter a) erwähnte Entmischung ein, bei kleinerer lichter Weite von 20 cm verstopfen sich die Röhre sehr leicht. Das richtige Maß für senkrecht Schütten von erdfeuchtem Beton in der geschilderten Zusammensetzung ist 25 cm l. W. für die Rohrleitung. Die in obiger Tabelle aufgeführten Druckfestigkeitsergebnisse der aus geschüttetem Beton angefertigten Probekörper widerlegen ebenfalls die unter b) befürchtete

Festigkeitsbeeinträchtigung. Gegen das Schütten von erdfeuchtem Beton war daher nichts mehr einzuwenden; es brachte, da der Beton nicht mehr wie anfänglich mit dem Aufzug befördert werden mußte, bei der unter den gegebenen engen Lagerplatzverhältnissen gestellten kurzen Bauzeit große Arbeits- und Zeitersparnis.

Die Steine zum Bau der Pfeiler, die Kragsteine und die Pfeilerkopfstene, wurden mit den vor jedem Pfeiler stehenden Senktürmen eingebracht (Abb. 13, 14, 15, 16). Für den Weg zu und von den Senktürmen waren jeweils in die beiden von der Betonmaschine auf die Brücke führenden Fördergleise (Spurweite = 60 cm) Drehscheiben eingebaut. Der Senk-

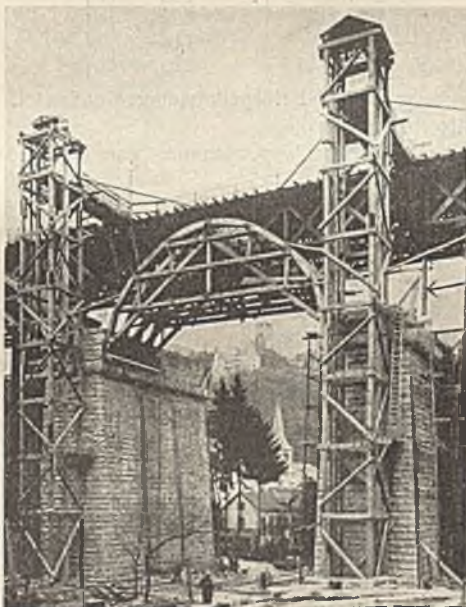


Abb. 13. Abfallrohr für das Abschütten des Betons beim Betonieren der Pfeiler und Ansicht der Senktürme.

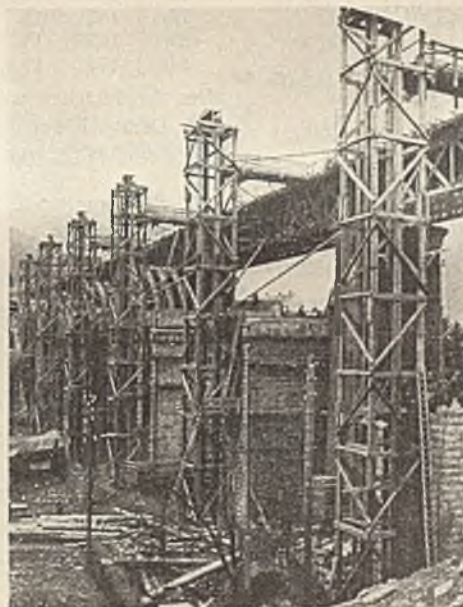


Abb. 15. Senktürme und Lehrgerüste.



Abb. 17. Senk- und Aufzugvorrichtung auf dem Senkturm.



Abb. 14. Senktürme und Lehrgerüste.



Abb. 16. Senktürme und Lehrgerüste.

turm hatte den Vorteil, daß, da alle Baustoffe mit der Bahn anrollten, die Förderung von S.-O. zur Verwendungsstelle durch die Schwerkraft der Baustoffe stattfinden konnte. Die Senktürme waren 25 m hoch mit einem Querschnitt von 2,5 × 2,5 m; sie reichten von der Talsohle bis etwa 2,5 m über S.-O. Auf dem Turm war die Senk- und Aufzugvorrichtung befestigt (Abb. 17). Diese bestand aus einer Seiltrommel mit Bandbremse; an dem über die Seiltrommel laufenden Drahtseil hing an dem einen Ende in der Mitte des Turmes eine in Führungsschienen laufende Aufzugschale, an dem anderen Ende ein auf der Außenseite des Turmes laufendes Gegengewicht. Auf die durch Riegel in S.-O. festgelegte Aufzugschale wurden die mit 0,7 bis 1,3 m³ Steinen beladenen Förderwagen geschoben und festgelegt. Nach Anziehen der Bandbremse wurden die Riegel unter der Aufzugschale mit Stellhebel zurückgenommen und die Steine bis zur Verwendungsstelle unter Regelung mit der Bandbremse abgesenkt. Von hier konnten die Steinförderwagen wagerecht aus dem Turm auf den Pfeilerschaft zum Verwendungsplatz geschoben und da entladen werden. Die Leerwagen wurden dann in die Aufzugschale zurückbefördert und von dem Gegengewicht wieder hochgezogen.

In der folgenden Zusammenstellung ist der Stoff- und Kostenaufwand für die vor jedem der sechs Pfeiler erstellten, 25 m hohen, in der Grundfläche 2,5 × 2,5 m messenden Senktürme, mit denen täglich in vier Stunden von S.-O. auf den Pfeilerschaft je 20 m³ Schichtenvorsatzsteine in 30 Fahrten gefördert wurden, ersichtlich.

Bezeichnung der Baustoffe und Leistungen	Gesamt-aufwand Menge	Einzel-preis R.-M.	Gesamt-kosten R.-M.
Kantholz	14 m ³	69,85	977,90
Eisen: Leitschienen 60 m zu 9,5 kg	570 kg	0,14	79,80
Gerüstschrauben	440 "	0,41	180,40
Winkel- und Stoßlaschen	130 "	0,44	57,20
Unterlagscheiben	98 "	0,41	40,18
10% Abschreibung für eine Aufzugvorrichtung von im Neuwert 1000 R.-M. und Gewicht 1250 kg			100,00
Abbinden, Aufstellen und Abbrechen des Turmes	1037 Std.	0,72	746,64
Gehälter für Aufsicht und technisches Personal			75,00
Abschreibungen, soziale Lasten und sonstige allgemeine Unkosten			225,00
			Zusammen 2482,12

Die Mauerung der Brückenpfeiler und der Gewölbezwickel geschah derart, daß zunächst eine Schicht Binder und darüber eine Läufer-schicht aus Granitvorsatzsteinen von 30 bis 35 cm Schichthöhe angesetzt wurde. Nach zwölfstündiger Erhärtung dieses Mauerwerks wurde der durch senkrechte Röhren geschüttete Beton schichtenweise — für jede Vorsatzsteinschicht in zwei Lagen — eingebracht. In jeder Arbeitsfuge der Pfeiler wurden links und rechts der Pfeilerlängsachse zur Erhöhung der Scherfestigkeit 10 bis 12 Stück rauhe Bruchsteine, etwa 70 cm lang, 50 × 50 im Querschnitt, von Oberkante Läufer-schicht aus 30 bis 40 cm tief, miteinbetoniert. Um die im Grundriß rechteckig ausgebildeten Pfeiler unter Einhaltung der vorgesehenen Stirnneigungen von 40 : 1 bzw. 20 : 1 in die Höhe zu bringen, wurde mit fortschreitenden Hochmauern der Pfeiler nach jeder vierten Schicht das der erreichten Höhe entsprechende Schrägmaß der Pfeilerecken von der Pfeilerachse aus abgetragen. Außerdem waren zur Kontrolle entlang den künftigen Pfeilerkanten Drähte angebracht, die oben an die Senkturmkonstruktion bzw. die alte Brücke, am Boden an in Beton eingelassenen Bauklammern befestigt waren. Die Spannung dieser Drähte, von denen aus man die Schrägmaße nach den vier Pfeilerecken abstach, wurde öfter durch angebrachte Spannschrauben geregelt.

Auf diese Weise waren sämtliche Pfeiler mit Ausnahme von Pfeiler I, dessen Bau mit Rücksicht auf die Nähe der Baugrube des nördlichen Widerlagers erst später hatte in Angriff genommen werden können, Anfang Oktober 1924 bis Unterkante Kragstein fertiggestellt. Die Kragsteine — 70 cm hoch, 80 cm breit und mindestens 1,50 m lang —, die zur Unterstützung der Lehrgerüste dienten und ohne Zwischenräume den Pfeilerschaft kranzartig nach oben begrenzten, stammten aus Steinbrüchen des Acher- und Murgtales und waren vor ihrer Anlieferung in der Prüfungsanstalt der Technischen Hochschule zu Karlsruhe auf Biege- und Scherfestigkeit untersucht worden. Aus den zur Untersuchung der Biegefestigkeit eingesandten beiden Granitblöcken wurden jeweils vier Prismen 10 × 10 × 110 cm herausgeschnitten und deren Biegefestigkeit ermittelt nach der Formel $\sigma = \frac{M}{W}$, wobei $W = \frac{bh^2}{6}$. Nachdem die Prismen etwa in der Mitte gebrochen waren, wurden die Bruchstücke mit kürzerer Spannweite nochmals geprüft.

Das Ergebnis ist in den nachstehenden Tabellen zusammengestellt.

Nr.	W cm ³	a cm	b cm	Bruchmoment kgcm	Bruchspannung kg/cm ²	Mittel kg/cm ²
1	159	46,5	17	17 400	109	116,5
2	186	46,5	17	23 200	125	
3	190	46,5	17	22 600	119	
4	201	46,5	17	22 700	113	

Nr.	W cm ³	a cm	b cm	Bruchmoment kgcm	Bruchspannung kg/cm ²	Mittel kg/cm ²
1a	164	19	17	18 600	113	107,5
1b	156	19,5	17	18 300	117	
2a	190	19,5	17	22 000	116	
2b	184	19	17	19 500	106	
3a	193	19,5	17	22 000	114	
3b	188	15	17	19 900	106	
4a	204	15	17	19 900	97,5	
4b	200	19,5	17	18 500	92,5	

Die Bruchstellen waren von sehr großen Feldspatkristallen durchsetzt.

Nr.	W cm ³	a cm	b cm	Bruchmoment kgcm	Bruchspannung kg/cm ²	Mittel kg/cm ²
5	196	46,5	17	23 200	118	121,5
6	156	46,5	17	19 300	124	
7	184	46,5	17	21 800	118	
8	168	46,5	17	21 200	126	

Nr.	W cm ³	a cm	b cm	Bruchmoment kgcm	Bruchspannung kg/cm ²	Mittel kg/cm ²
5a	192	19,5	17	23 900	124	122
5b	195	15	17	23 000	118	
6a	165	19,5	17	21 600	131	
6b	152	15	17	19 800	130	
7a	184,5	19,5	17	23 100	125	
7b	187	15	17	19 200	102	
8a	168	15	17	19 200	118	
8b	177	19,5	17	22 800	129	

Die Bruchflächen waren von sehr großen Feldspatkristallen durchsetzt.

Demnach hat die Granitsorte I: bei Balkenlänge von 110 cm eine Bruchbiegespannung von 116 kg/cm² und die Granitsorte II: bei Balkenlänge von 110 cm eine Bruchbiegespannung von 121 kg/cm².

Die Granitsorte II hat daher eine größere Biegefestigkeit als die Sorte I.

Vor der Untersuchung des Granits auf Schubfestigkeit waren aus jedem der beiden der Prüfungsanstalt übergebenen Granitblöcke drei Prismen 15 × 15 × 35 cm herausgeschnitten und deren Schubfestigkeit ermittelt nach der Formel $\tau = \frac{P}{2F}$ (2 Flächen).

Das Ergebnis ist in nachstehenden Tabellen zusammengestellt:

Nr.	Fläche cm ²	Schubfestigkeit kg/cm ²	Mittel kg/cm ²
1	237	114	≈ 104
2	243	99	
3	243	90	
4	243	116	
5	237	106	
6	237	106	
7	234	100	

Bruchflächen von sehr großen Feldspatkristallen durchsetzt; viel Glimmer. Farbe: schwärzlich.

Nr.	Fläche cm ²	Schubfestigkeit kg/cm ²	Mittel kg/cm ²
8	238	105	≈ 105
9	242	108	
10	232	119	
11	232	116	
12	232	107	
13	240	78	
14	240	90	

Bruchflächen von mittelgroßen Feldspatkristallen durchsetzt. Farbe: grün-rötlich.

Mit großer Sorgfalt mußten die vier Eckkragsteine jedes Pfeilers versetzt werden. Da sie auf der Längsseite des Pfeilers den gleichen Druck durch das Lehrgerüst auszuhalten hatten wie die zwischen den Eckkragsteinen sitzenden Kragsteine, so erhielten sie auch dieselbe Einbindungstiefe wie letztere.

Beim Versetzen wurden diese Eckkragsteine gegen Kippen mit auf ihren oberen Lagerflächen aufgebrauchten Sandsäcken beschwert. In ihrer Bearbeitung sind die Kragsteine von der vorderen Kante auf eine Breite von 50 cm gestockt, das Haupt ist wie das der Pfeilervorsatzsteine rauh bossiert; Lager- und Stoßflächen sind gespitzt. Zwischen den Kragsteinen, mit deren Oberkante abschließend, wurde in sämtlichen Pfeilern je ein Schienenrost aus von der Reichsbahn gelieferten 140 mm hohen

am Untergurt der alten Fachwerkbrücke angebracht war. Nachdem die Binder hochgezogen waren, wurden sie fertig montiert, indem die einzelnen hierzu noch erforderlichen Hölzer mit derselben Winde an Ort und Stelle verbracht wurden. Die Binder ruhten auf einer über den Absenkspindeln liegenden Schwelle 20×26 cm auf; die Spindeln waren im Binderabstand von 1,40 m aufgestellt. Die Bogenschwelle (Spindelbalken) wurde vor dem Aufstellen der Lehrgerüste und diese selbst nach ihrer Aufstellung gehörig hinterkeilt. Nach dem Hochziehen des Lehrgerüsts wurden die unteren Zangen mit Dielen abgedeckt und dadurch ein Arbeitsboden für die weiteren Montierarbeiten geschaffen. Die Überhöhung der Lehrgerüste, die im Scheitel 6 cm betrug und geradlinig bis zur Kampferfuge auf Null auslief, wurde vor Beginn des Wolbens mit dem Nivellierinstrument nachkontrolliert; dabei festgestellte Höhenunterschiede wurden durch die Spindeln ausgeglichen. Bei der Überhöhung des Binderscheitels waren die Spindeln mit

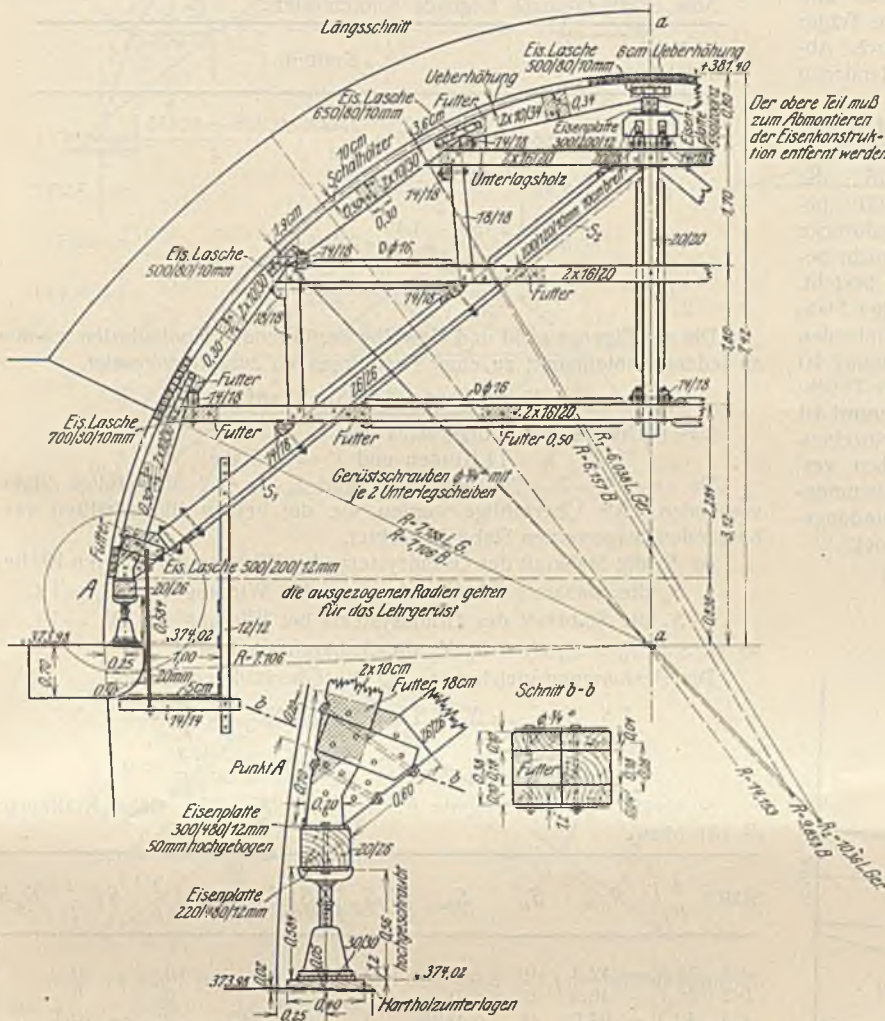


Abb. 18.

Konstruktive Ausbildung des Lehrgerüsts.

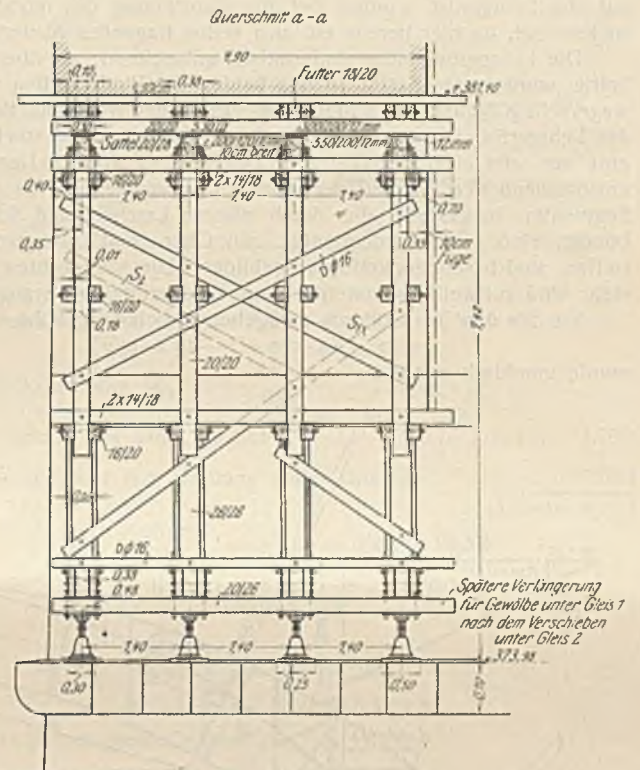


Abb. 18a.

Schienen — fünf Stück 11,50 m, 26 Stück 1,8 m lang — in einer 0,70 m starken Betonschicht (1 Zement : 2 Sand : 3 Hartsteingeschläge, Druckfestigkeit von 200 kg/cm²) eingelegt, der als plattenartige Abdeckung des Pfeilerschaftes dienen sollte.

Nach dem Versetzen der Kragsteine in Zementmörtel 1 : 3 wurde mit der Mauerung des Pfeilermauerwerks unter den Kämpfern (Pfeilerköpfe) begonnen; dieses Mauerwerk ist in den Sichtflächen mit Granitvorsatzsteinen ausgeführt, die in der Leibung eine Mindeststärke von 30 cm, im übrigen von 25 bis 35 cm haben, wie bei den Schichtenvorsatzsteinen mit Bossen für die Pfeiler. Für die Hintermauerung der Pfeilerköpfe wurde kein Beton, sondern große lagerfeste Steine verwendet. Nachdem so die Kragsteine gehörig übermauert waren — es genügte eine Auflast von vier Schichten, um das Kippen zu verhindern —, wurden die Lehrgerüstbinder aufgestellt.

Das Lehrgerüst.

Die Ausbildung des Lehrgerüsts (Abb. 15, 16, 18, 19), dessen Berechnung untenstehend angeführt ist, stand in engem Zusammenhang mit dem Abbruch der bestehenden eisernen Brücken. Da die Unterkante der eisernen Träger unter dem Gewölbescheitel lag, war das Lehrgerüst so ausgebildet, daß es nach Fertigstellung der Brücke unter Gleis 3 unter die bestehenden Eisenbauten der Brücken unter Gleis 1 und 2 verschoben werden konnte. Zu diesem Zweck war das oberste Segment des Binders auf letzterem nur aufgesattelt und konnte vor dem Verschieben leicht abgenommen werden. Die Lehrgerüste waren auf einem östlich der Brücke gelegenen, als Reißboden dienenden Platze abgebunden und vor dem Aufstellen jeweils auf dem Talboden in die Brückenöffnung, in die sie später zu stehen kamen, verbracht worden. Die einzelnen Binder wurden mittels einer gleichfalls auf dem Talboden aufgestellten Kabelwinde hochgezogen, deren Kabel über eine doppelte Seilrolle lief, die

12 cm Hubhöhe auf 58 cm Gesamthöhe eingestellt. Die Spindeln standen je auf einer 1,2 cm starken Eisenplatte 30 × 30, unter der sich als Ausgleich der Abschrägung 1 : 25 der Oberfläche der Kragsteine und als Druckverteiler ein 5 cm starkes Hartholz befand. Die konstruktive Anordnung des Lehrgerüsts geht aus Abb. 18 u. 18a hervor. Für



Abb. 19. Lehrgerüst in Öffnung 7 der Brücke unter Gleis 3.

die Auflagerung der Schraubenspindeln hatte die Baufirma ursprünglich I-Eisen (I20) vorgeschlagen. Mit Rücksicht auf die Schwierigkeit der Herstellung eines gleichmäßigen Auflagers auf die Länge dieser Träger und weil letztere nach dem Ergebnis die Prüfung des Granits der Kragsteine auf Biege- und Scherfestigkeit und ferner bei der Anordnung der Kragsteine als Kranz entbehrlich waren, hatte man von der Verwendung der Träger abgesehen.

Das Lehrgerüst für die Brücke unter Gleis 3 war am nördlichen und südlichen Widerlager auf in die neuen Widerlager einbetonierte Träger (I34) aufgelagert, die nach dem Ausrüsten des Bogens durch Abbrennen beseitigt wurden; die in der Sichtfläche dadurch entstandenen Lücken hat man dann durch Vorsatzschichtensteine geschlossen.

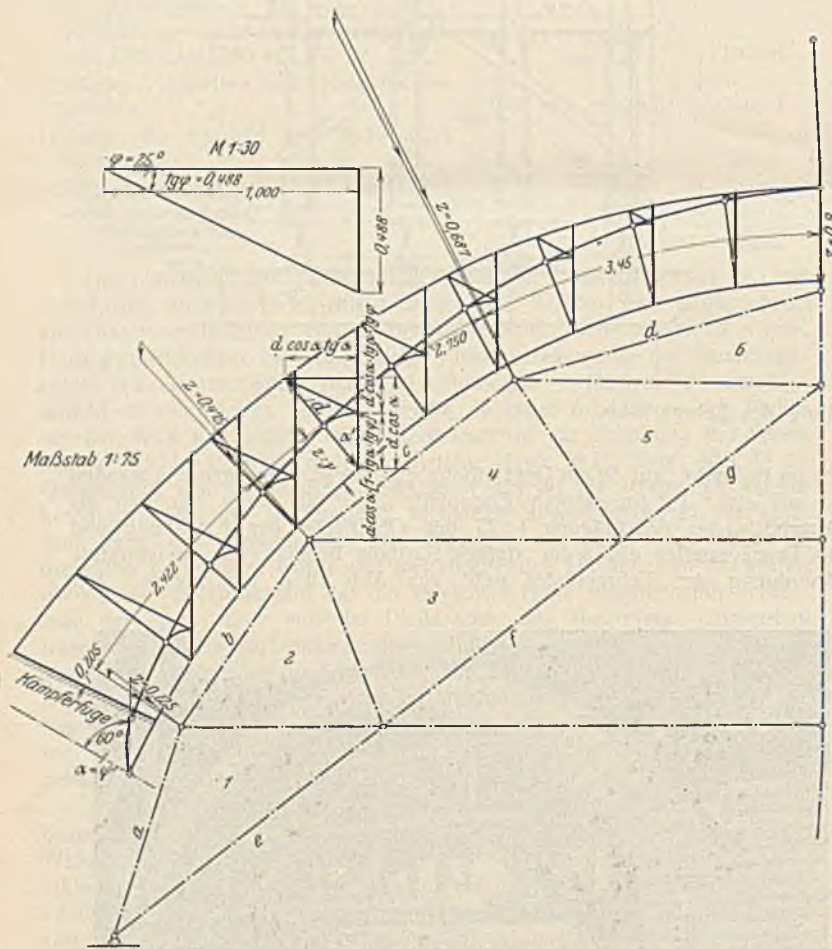
Der Berechnung des Lehrgerüsts, das als gesprengte Konstruktion ausgeführt ist, wurde die 1 1/2-fache Gewölbelast zugrunde gelegt. Die Reibung zwischen Stein und Schalholz ist mit einem Reibungswinkel von 26°, die zwischen Stein und Schalholz mit einem Reibungswinkel von 60° berücksichtigt. Die unterhalb der Kämpferfuge herrschenden Normaldrücke auf das Lehrgerüst wurden bei der Berechnung des letzteren nicht berücksichtigt, da hier bereits ein sich selbst tragendes Mauerwerk besteht.

Die Lehrgerüstbinder sind statisch unbestimmt; als überzählige Stabkräfte wurden die Kräfte in den beiden die Binderhälften verbindenden wagerechten Stäben betrachtet. Auf Grund der statischen Berechnung ist das Lehrgerüst so ausgebildet, daß seine Obergurtung sowie der Druckgurt aus einfachen Vierkanthölzern hergestellt wurde. Der Obergurt ist entsprechend dem Verlauf der inneren Leibung des Bogens aus einzelnen Segmenten hergestellt, die durch eiserne Laschen und Schrauben verbunden sind. Die Knotenpunkte, wo Ober- und Untergurt zusammen treffen, sind besonders kräftig ausgebildet. Die wagerechten Verbindungsstäbe sind zeitweilig symmetrisch zur Bindermittelebene angeordnet.

Die für den Normaldruck maßgebende Belastungshöhe

$$z = \gamma \cdot d \cdot \cos \alpha [1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \gamma]$$

wurde graphisch ermittelt.



Belastungen.

a) Eigengewicht des Lehrgerüsts $\gamma = 0,7 \text{ t/m}^3$; Tiefe = 1,40 m für jeden Binder (s. untenstehende Tabelle).

b) Normaldrücke des Gewölbes $\gamma = 2,8 \text{ t/m}^3$; Belastungsbreite $b = 1,4 \text{ m}$.

Für die 1,5fachen Gewölbelasten wird bei $\angle s$ (m) Belastungslänge $\angle N = \gamma \angle s b z \cdot 1,5 = 1,5 \cdot 2,8 \cdot 1,4 z \angle s = 5,88 \cdot z \angle s$ Tonnen.

Man erhält hiernach folgende Knotenlasten:

Kraftbezeichnung	Kraft in t
ab	$5,88 \left[\frac{0,205 \cdot 0,225 + 2,422}{2} \cdot \frac{0,225 + 0,475}{2} \right] = 2,77 \text{ t}$
bc	$5,88 \left[\frac{2,422 + 2,750}{2} \cdot 0,475 \right] = 7,23 \text{ t}$
cd	$5,88 \left[\frac{2,750 + 3,45}{2} \cdot 0,687 \right] = 12,5 \text{ t}$
$\frac{1}{2} \cdot dd'$	$5,88 \cdot \frac{3,45}{2} \cdot 0,9 = 9,13 \text{ t}$

Die aus Eigengewicht und Gewölbe herrührenden Knotenlasten wurden an jedem Knotenpunkt zu einer Resultierenden zusammengesetzt.

Ermittlung der Stabkräfte.

Das Fachwerk des Lehrgerüsts hat $k = 14$ Knoten und $s' = 27$ Stäbe.

Da $s = 2k - 3 = 25$ sein muß, sind $s' - s = 2$ überzählige Stäbe vorhanden. Als Überzählige wurden die die beiden Binderhälften verbindenden wagerechten Stäbe betrachtet.

Ist S_0 die Stabkraft des Grundsystems bei Wirkung der äußeren Kräfte,

S_a die Stabkraft des Grundsystems bei Wirkung von $X_a = 1 \text{ t}$,

S_b die Stabkraft des Grundsystems bei Wirkung von $X_b = 1 \text{ t}$,

so ist $S = S_0 + S_a X_a + S_b X_b$ die Stabkraft im Binder.

Die Bestimmungsgleichungen für die Überzähligen lauten:

$$\sum S_0 S_a \frac{s}{F} + X_a \sum S_a^2 \frac{s}{F} + X_b \sum S_a S_b \frac{s}{F} = 0$$

$$\sum S_0 S_b \frac{s}{F} + X_a \sum S_a S_b \frac{s}{F} + X_b \sum S_b^2 \frac{s}{F} = 0$$

Stabkräfte für die Zustände $P, X_a = 1 \text{ t}, X_b = 1 \text{ t}$ siehe Kräfteplan (S. 151 oben).

Stab	$\frac{s}{F}$	S_0	S_a	S_b	$S_0 S_a \frac{s}{F}$	$S_0 S_b \frac{s}{F}$	$S_a^2 \frac{s}{F}$	$S_b^2 \frac{s}{F}$	$S_a S_b \frac{s}{F}$
a 1	35,8	-42,4	0	0	0	0	0	0	0
b 2	36,7	-46,9	0	0	0	0	0	0	0
c 4	42,5	-64,0	0	+0,98	0	-2640	0	+40,6	0
d 6	45,6	-136,2	+1,72	+3,88	-10700	-24080	+135	+686,0	+305
e 1	49,0	+16,8	0	0	0	0	0	0	0
f 3	43,3	+28,2	0	-0,96	0	-1170	0	+39,9	0
g 5	36,4	+46,5	-0,84	-1,82	+1420	-3080	+25,6	+120,0	+55,7
X_a	30,6	0	0	0	0	0	+30,6	0	0
X_b	67,2	0	0	0	0	0	0	+67,2	0
\sum	—	—	—	—	-12120	-30970	+191,2	+953,7	+360,7

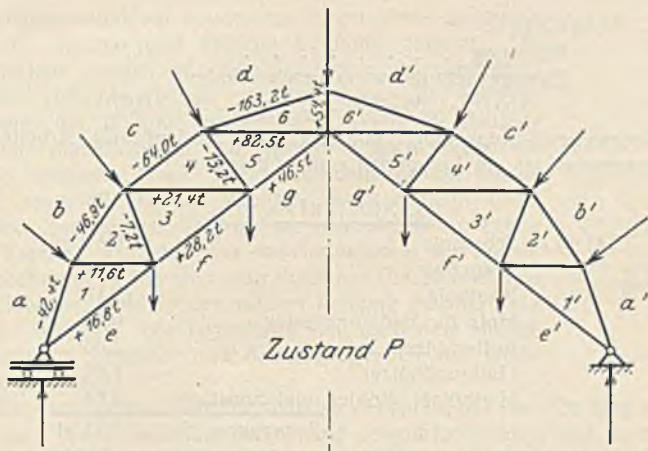
In obiger Tabelle, die nur das halbe Fachwerk berücksichtigt, sind die, beiden Binderhälften gemeinsamen Stäbe X_a und X_b nur mit der halben Stablänge berücksichtigt.

Ferner wurde der Einfluß der Füllungsstäbe, der für die Werte der Überzähligen nur geringfügig ist (vergl. hierzu u. a. die Doktordissertation von Prof. Gaber), vernachlässigt.

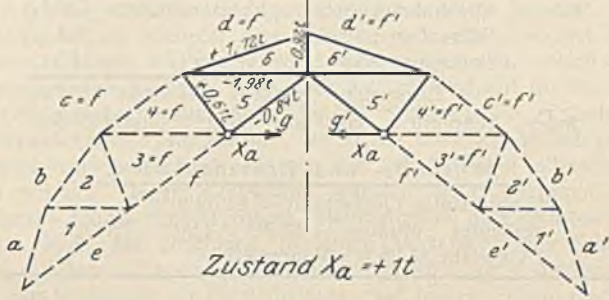
Die Bestimmungsgleichungen der Überzähligen lauten damit:

$$\begin{aligned} 1. & -12120 + 191,2 X_a + 360,7 X_b = 0 & : 191,2 \\ 2. & -30970 + 360,7 X_a + 953,7 X_b = 0 & : 360,7 \\ 1a. & -63,4 + X_a + 1,887 X_b = 0 \\ 2a. & -85,9 + X_a + 2,642 X_b = 0 \\ & -22,5 + 0,755 X_b = 0, \text{ woraus } X_b = \frac{22,5}{0,755} = 29,8 \text{ t.} \end{aligned}$$

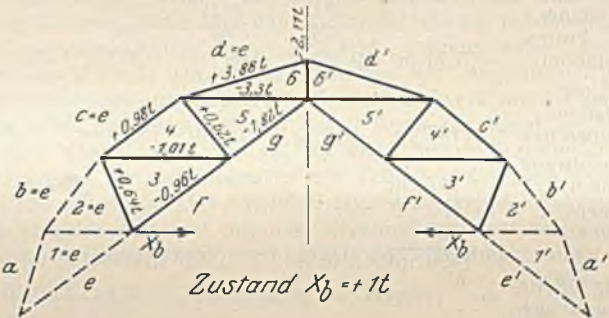
Kraft	Schalhölzer	m ³	Stäbe	m ³	Schalhölzer + Stäbe	mit 30% Zuschlag
					m ³	t
dd'	1,5 · 1,4 · 0,1	0,210	(2,25 + 1,4 + 1,4 + 1,35 + 1,05 + 2,2) 0,22 · 0,22	0,468	0,678	0,62
cd	2,1 · 1,4 · 0,1	0,336	(1,4 + 1,4 + 0,9 + 1,4) 0,22 · 0,22	0,245	0,581	0,53
fg	—	—	(1,35 + 0,9 + 1,05 + 1,45 + 1,45) 0,22 · 0,22	0,305	0,305	0,26
bc	2,5 · 1,4 · 0,1	0,350	(1,45 + 1,45 + 1,0 + 1,1) 0,22 · 0,22	0,238	0,588	0,411
ef	—	—	(1,45 + 2,2 + 1,0 + 0,95 + 1,6) 0,22 · 0,22	0,348	0,348	0,244
ab	1,6 · 1,4 · 0,1	0,224	(1,1 + 0,95 + 1,05) 0,22 · 0,22	0,150	0,374	0,262
ae	—	—	(1,6 + 1,05) 0,22 · 0,22	0,128	0,128	0,090
						$\sum = 2,73 \text{ t}$



Zustand P



Zustand $X_a + 1t$



Zustand $X_b + 1t$

Aus 1a folgt jetzt $X_a = 63,4 - 1,887 \cdot 29,8 = 7,1$ t und zur Kontrolle aus 1b $X_a = 85,9 - 2,642 \cdot 29,8 = 7,0$ t.

Mit $X_a = 7,1$ t und $X_b = 29,8$ t werden jetzt die wirklichen Stabkräfte nach folgender Tabelle erhalten:

Stab	S_0	$S_a X_a$	$S_b X_b$	S
a/1	-42,4	0	0	-42,4
b/2	-46,9	0	0	-46,9
c/4	-64,0	0	+29,2	-34,8
d/6	-136,2	+12,2	+115,6	-8,4
e/1	+16,8	0	0	+16,8
f/3	+28,2	0	-28,6	-0,4
g/5	+46,5	-6,0	-54,3	-13,8
1/2	+11,6	0	0	+11,6
2/3	-7,2	0	+19,1	+11,9
3/4	+21,4	0	-30,1	-8,7
4/5	-13,2	+4,3	+18,5	+9,6
5/6	+82,5	-14,0	-98,5	-30,0
6/6'	+54,4	-6,55	-63,0	-15,15
X_a	0	+7,1	0	+7,1
X_b	0	0	+29,8	+29,8

Nachweis der Beanspruchungen.

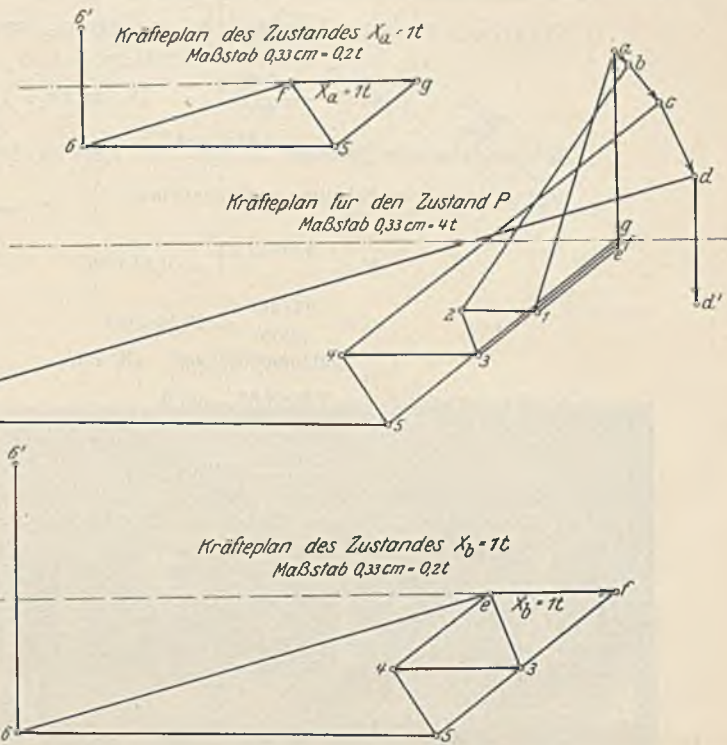
1. Schalholz: Gewählt 10×10 cm Last im Scheitel:

$p = 0,9 \cdot 0,1 \cdot 2,8 = 0,252$ tm
 20% Stoßzuschlag = 0,050
 zusammen = 0,302 tm

$M = \frac{0,302 \cdot 1,4^2}{8} = 0,074$ tm = 7400 kgcm

$W = \frac{10^3}{6} = 167$ cm³

$\sigma = \frac{7400}{167} = 44,7$ kg/cm².



2. Kranzholzer:

a) Kranzholz d/6: $S = -8,4$ t; $F = 2 \times 10 \cdot 34 = 680$ cm²
 $l = 2,5$ m.

Druckspannung $\sigma_D = -\frac{8400}{680} = -12,3$ kg/cm²

Belastung aus dem Gewölbe $\frac{0,685 + 0,9}{2} \cdot 2,5 \cdot 1,4 \cdot 2,8 = 7,70$ t

Eigengewicht von Schalung und Kranzholz . . . = 0,35 t
 zusammen 8,05 t

$M = \frac{8,05 \cdot 2,5}{8} = 2,5$ tm = 250 000 kgcm

$W = 2 \cdot \frac{10 \cdot 34^2}{6} = 3780$ cm³

$\sigma_b = \frac{250\,000}{3780} = \pm 64,5$ kg/cm²

$\sigma_{max} = -12,3 - 64,5 = -76,8$ kg/cm².

Knicksicherheit (nach Tetmajer):

$J = 2 \cdot 10 \cdot \frac{34^3}{12} = 65\,900$ cm⁴

$i = \sqrt{65\,900 : 680} = 9,87$

$l : i = 250 : 9,87 = 24,6$

$\sigma_k = 293 - 1,94 \cdot 24,6 = 245$ kg/cm²

$\gamma = \frac{245}{12,8} = 19$ fach.

Für $\lambda < 100$; $k_0 = 293 - 1,94 \lambda$; erf. Sicherheit $\nu = 5 + 0,03 \lambda$.

$\lambda > 100$; $k_0 = \frac{1\,000\,000}{\lambda^2}$; erf. Sicherheit $\nu = 8$.

b) Kranzholz c/4: $S = -34,8$ t; $F = 2 \times 10 \cdot 30 = 600$ cm²
 $l = 2,5$ m.

Druckspannung $\sigma_D = -\frac{34\,800}{600} = -58$ kg/cm².

Belastung aus dem Gewölbe $\frac{0,687 + 0,475}{2} \cdot 2,5 \cdot 1,4 \cdot 2,8 = 5,70$ t

Eigengewicht von Schalung und Kranzholz . . . = 0,35 t
 = 6,05 t

$M = \frac{6,05 \cdot 2,5}{8} = 1,89$ tm

$W = 2 \cdot 10 \cdot \frac{30^2}{6} = 3000$ cm³

$\sigma_b = \frac{1,89 \cdot 100\,000}{3000} = \pm 63$ kg/cm²

$\sigma_{max} = -58 - 63 = -121$ kg/cm².

Knicksicherheit: $J = 2 \cdot 10 \cdot \frac{30^3}{12} = 45\,000$ cm⁴

$i = \sqrt{45\,000 : 600} = 8,67$ $l : i = 250 : 8,67 = 28,8$

$\sigma_k = 293 - 1,94 \cdot 28,8 = 237$ kg/cm²

$\gamma = \frac{237}{58} = 4,1$ fach.

c) Kranzholz $b/2$: $S = -46,9 \text{ t}$; $F = 2 \times 10,30 = 600 \text{ cm}^2$
 $l = 220 \text{ cm}$.
 $\sigma_D = -\frac{46,900}{600} = -78,1 \text{ kg/cm}^2$.
 Belastung aus dem Gewölbe $\frac{0,475 + 0,225}{2} \cdot 2,20 \cdot 1,4 \cdot 2,8 = 3,01 \text{ t}$
 Eigengewicht von Schalung und Kranzholz = $0,35 \text{ t}$
 = $3,36 \text{ t}$

$$M = \frac{3,36 \cdot 2,20}{8} = 0,840 \text{ tm}$$

$$\sigma_b = \frac{84000}{3000} = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 106,1 \text{ kg/cm}^2$$

Knicksicherheit: $l : i = 220 : 8,67 = 25,9$

$$\sigma_k = 293 - 1,94 \cdot 25,9 = 243 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = \frac{243}{78,1} = 3,1 \text{ fach.}$$

d) Kranzholz $a/1$: $S = -42,4 \text{ t}$; $F = 2 \times 10,30$; $l = 185 \text{ cm}$
 $\sigma_D = -\frac{42400}{600} = -70,6 \text{ kg/cm}^2$.

Knicksicherheit: $l : i = 185 : 8,67 = 21,4$

$$\sigma_k = 293 - 1,94 \cdot 21,4 = 251 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = \frac{251}{70,6} = 3,57 \text{ fach.}$$

2. Untere Gurtung:

a) Stab $e/1$: $S = +16,8 \text{ t}$; $F = 1 \times 26,26 = 676 \text{ cm}^2$

Abzug für Schrauben $F_s = 1,9 \times 26 = 50 \text{ "}$
 $F_{\text{netto}} = 626 \text{ cm}^2$

$$\sigma = +\frac{16800}{626} = +25,8 \text{ kg/cm}^2$$

b) Stäbe $f/3$ und $g/5$: bei gleichem Querschnitt viel schwächer belastet.

3. Zugbänder:

$X_b = +29,8 \text{ t}$; $F = 2 \times 16,20 = 640 \text{ cm}^2$

Abzug für Schrauben $2 \times 1,9 \times 16 = 61 \text{ "}$
 $F_{\text{netto}} = 579 \text{ cm}^2$

$$\sigma = +\frac{29800}{579} = +51,5 \text{ kg/cm}^2$$

4. Füllungsstäbe:

a) Stab $5/6$: $S = -30,0 \text{ t}$; $F = 2 \times 16,20 = 640 \text{ cm}^2$
 $l = 250 \text{ cm}$

$$\sigma_D = -\frac{30000}{640} = -46,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = 2 \cdot 16 \cdot \frac{20^3}{12} = 21400 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{21400 : 640} = 5,8 \quad l : i = 250 : 5,8 = 43$$

$$\sigma_k = 293 - 1,94 \cdot 43 = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = \frac{210}{46,9} = 4,5 \text{ fach.}$$

b) Stab $4/5$: $S = +9,6 \text{ t}$; $F = 1818 = 324 \text{ cm}^2$

Abzug für Schrauben $1,9 \times 18 = 34 \text{ "}$
 $F_{\text{netto}} = 290 \text{ cm}^2$

$$\sigma = +\frac{9600}{290} = +33,0 \text{ kg/cm}^2$$

Übrige Füllungsstäbe sehr reichlich.

5. Aufnahme des Stützdruckes der Binder: Der größte Stützdruck eines Binders ist 30 t (s. Kräfteplan).

Auflagerfläche über der Spindel: $20 \times 38 = 760 \text{ cm}^2$

$$\sigma_D = \frac{30000}{760} = 39,5 \text{ kg/cm}^2$$

Druckspannung im Auflagerbalken $20/26 \perp$ zur Faser: Druckfläche der Eisenplatte $22 \cdot 48 = 1056 \text{ cm}^2$

$$\sigma_D = \frac{30000}{1056} = 28,4 \text{ kg/cm}^2$$

6. Unterstützung der Spindeln:

Stützdruck eines Binders $30,000 \text{ t}$

Gewicht der Holzschwelle $20,26 \cdot \text{ " } = 0,100 \text{ t}$

Gewicht der Spindel $0,115 \text{ t}$

$30,215 \text{ t}$ für einen Binder.

Unterstützungsfläche: Hartholz $50 \times 40 = 2000 \text{ cm}^2$

$$\sigma_D = \frac{30215}{2000} = 15,1 \text{ kg/cm}^2 \perp \text{ Faser.}$$

7. Kragsteine:

Belastung $30,215 \text{ t}$

Eigengewicht des vorkragenden Endes

$$0,5 \cdot 0,7 \cdot 0,68 \cdot 2,8 = 0,670 \text{ t}$$

Nachstehend folgt eine Liste über den Stoffaufwand, Arbeits- und Kostenaufwand für ein Lehrgerüst unter Gleis 3.

1. Stoffaufwand.

Holz: Schalholz $10,80 \text{ m}^3$
 Kranzholz $5,21 \text{ "}$
 Kantholz $17,10 \text{ "}$
 Holz für Bedienungssteg $0,66 \text{ "}$
 Futterhölzer $2,03 \text{ "}$
 Halbrundhölzer $1,07 \text{ "}$
 Harthölzer, Bohlen und Sonstiges $0,84 \text{ "}$

Zusammen Holz $37,71 \text{ m}^3$

Eisen: Verbindungslaschen u. Unterlagsplatten 720 kg

Schrauben 914 "

Bedienungssteg 113 "

Eisen ohne Spindeln zusammen 1747 kg

Jedes Lehrgerüst saß auf acht Spindelwinden.

2. Arbeits- und Kostenaufwand.

Eingerüsteter Querschnitt = $81,39 \text{ m}^2$;

verbauter Luftraum = $81,39 \times 4,90 = 398 \text{ m}^3$.

1 Gewölbe = 96 m^3 Mauerwerk.

Bezeichnung der Baustoffe und Leistungen	Gesamtaufwand Menge	Aufwand			Einheitspreis R.-M.	Gesamtkosten R.-M.
		auf 1 m ² eingerüsteten Querschnitt	auf 1 m ³ verbauten Luftraum	auf 1 m ³ Gewölbe-mauerwerk		
Schal-, Kranz-, Kant-, Futter-, Halbrundholz	37,71 m ³	37,71	37,71	37,71	55,17	2080
Eisen: Unterlagsplatten, Schrauben usw.	1747 kg	21,4 kg	4,38 kg	18,20 kg	0,36	629
Stundenaufwand:						
Abbinden . . .	727 Std.					
Einbauen . . .	532 "					
Abrüsten . . .	237 "					
	1496 Std.	18,40 Std.	3,76 Std.	15,60 Std.	0,76	1137
Gehälter für Aufsicht und technisches Personal						340
Abschreibungen, soziale Lasten u. sonstige allgemeine Unkosten						300
Verschieben der Lehrgerüste von Gleis 3 unter Gleis 1 u. 2	252 Std.				0,76	192
						zus. 4486

Herstellung des Gewölbes.

Nach dem anfänglich aufgestellten Wölbprogramm sollten alle Gewölbe unter Gleis 3 gleichzeitig in Angriff genommen werden. Großer, bis zur Einleitung der Arbeiten eingetretener Zeitverlust, ferner die vorgeschrittene Jahreszeit und der Umstand, daß genügend gelernte Maurer zum Wölben fehlten und weil auch der vorhandene Steinvorrat nicht ausreichte, zwangen dazu, dieses Programm zu verlassen. Bei der kräftigen Ausbildung der Pfeiler und ihrer Wirkung als Gruppenpfeiler schien jedoch die nicht gleichzeitige Einwölbung sämtlicher Öffnungen unbedenklich. Um trotzdem eine ausreichende Verspannung zwischen den einzelnen Pfeilern zu erzielen, wurden die Lehrgerüste sämtlicher sieben Öffnungen kurz nacheinander aufgestellt und am 29. November mit dem Wölben des Bogens 6 und am 1. Dezember des Bogens 7 begonnen; der Wölbschluß geschah am 6. bzw. 7. Dezember. Der inzwischen eingesetzte Frost erlaubte nur noch das Versetzen von drei Schichten am fünften Bogen am 9. Dezember. Von letzterem Tage ab mußten die Arbeiten ruhen. Das Mauerwerk wurde gegen Frostwirkung mit eigens hierzu gefertigten Strohmatten, Dachpappelagen und Bohlen sorgfältig abgedeckt. Die milde Witterung des Winters 1924/25 gestattete, die Wölbarbeiten bereits am 24. Januar 1924 wiederaufzunehmen; es wurde an diesem Tage mit dem Wölben von Bogen 4 begonnen. Die übrigen Bogen folgten in kurzen Zeitabständen, so daß am 13. Februar die Wölbarbeit in sämtlichen Öffnungen unter Gleis 3 fertig war. Die Gewölbe sind nach besonderem Vorsezplan aus Bruchsteinen ausgeführt. Es wurden nur große Mauersteine verwendet, deren Stärke in der inneren Leibung mindestens 30 cm beträgt; über 90 cm lange Wölbsteine durften nicht verwendet werden. Die

Lagerflächen sind auf mindestens 20 cm Tiefe, gemessen von der inneren und äußeren Leibung, gespitzt. Die Stoßflächen wurden mit dem Spitz Eisen auf mindestens 15 cm Tiefe bearbeitet, gemessen von der inneren Leibung. Im übrigen genügte eine raue Bearbeitung mit dem Mauerhammer und Spitz Eisen, doch mußten die Steine vollkantig sein. Kleine Mulden, die mit Mörtel leicht ausgefüllt werden konnten, wurden nicht beanstandet, desgleichen Abgänge an nicht sichtbaren Ecken oder Kanten. Verboten war das Auswickeln der Fugen, die höchstens 20 mm weit sein durften. Die Sichtflächen des Gewölbes sind in der inneren Leibung gespitzt, die Stirnen bossiert. Die Lagerfugen sind nach dem Bogenmittelpunkte gerichtet und den Erzeugenden der Wölbfläche parallel.

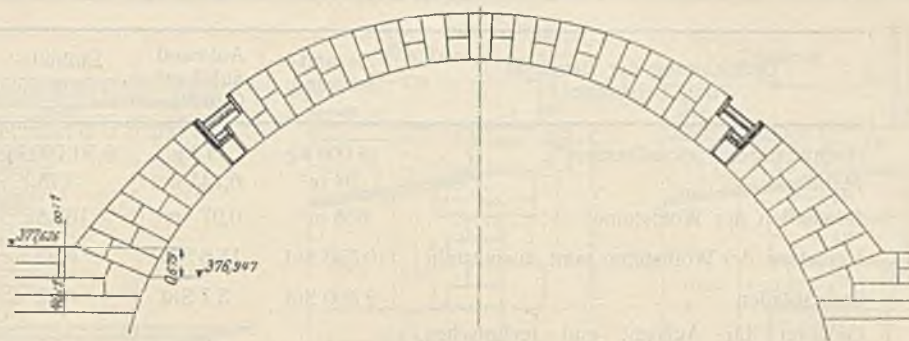


Abb. 20. Der Wölbvorgang.

Bei dem Wölbvorgang hat sich das Verfahren, das Prof. Dr.-Ing. Gaber in seinem Werk „Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste“ (Verlag von Julius Springer, Berlin) beschreibt, bewährt. Danach wurden zuerst am Kämpfer vier Schichten versetzt und erst dann im Scheitel vier Lagen Wölbsteine als Auflast aufgebracht. Nach weiteren drei Schichten vom Kämpfer aus wurde die achte Schicht trocken und nur in einer Steinstärke versetzt (Abb. 20 u. 21). Sodann wurde in rascher Folge gegen den Scheitel weitergewölbt, wobei die dort als Auflast lagernden Wölbsteine verwendet und dadurch die Scheitellasten allmählich verkleinert wurden. Gegen Wölbschluß wurden die Holzstempel, die die vollversetzte zehnte Schicht trugen, spannungslos und konnten entfernt werden. Nach der gleichfalls trockenen Versetzung des Schlußsteins wurden die leeren Lagerfugen der achten Schicht mit Zementmörtel 1:3 gefüllt und beiderseits die Gewölblicke geschlossen. Daran anschließend wurde der Schlußstein mit Mortel ausgestampft. Auf diese Weise ausgeführt, wirkt das Gewölbe als Dreigelenkbogen, der etwaigen, beim Wölben durch ungleichmäßiges Setzen der Lehrgerüste entstehenden Bewegungen folgen kann. Es wurden hier während und nach der Mauerung keinerlei Risse über den Kämpfern, wie sie bei Gewölben, die ohne die trockene Schicht hergestellt sind, auftreten sollen, beobachtet. Während des Wölbens wurden die Senkungen der Lehrgerüste täglich mit dem Nivellierinstrument beobachtet. Zu diesem Zweck war auf den jeweils über Gewölbstirn hinausragenden Schalhölzern ein Nagel als Festpunkt eingelassen, dessen Höhe von auf der alten Brückenbrüstung gelegenen Festpunkten aus festgestellt und in eine Tabelle eingetragen wurde. Die nachstehende Übersicht gibt Aufschluß über die durch die Belastung beim Wölben eingetretenen und mit dem Nivellierinstrument ermittelten Einsenkungen der Lehrgerüste unter dem Bogen der Brücke unter Gleis 3.

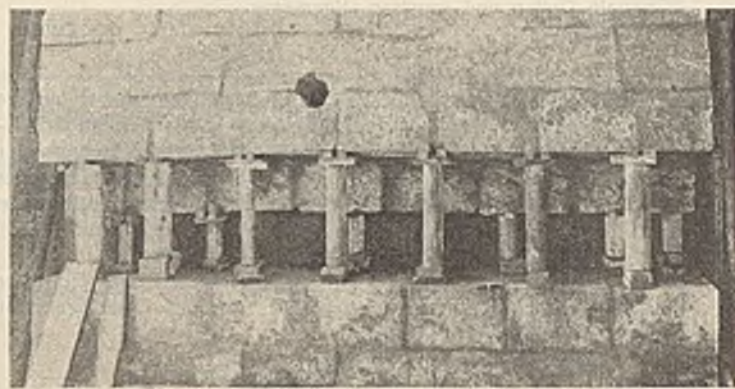


Abb. 21. Der Wölbvorgang.

(Lichte Weite = 14,30 m; Überhöhung $h = 60$ mm; $\frac{h}{l} = \frac{0,06}{14,30} = 0,0042$; die Maße sind in mm angegeben.)

	Einsenkung des Lehrgerüsts bei Gewölbe													
	1		2		3		4		5		6		7	
	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite
Vier Schichten Gewölbemauerwerk beiderseits und vier Schichten als Scheitellast	18	21	9	6	17	4	12	8	11	7	7	3	7	10
Schließen des Bogens	31	36	21	16	35	16	21	16	15	15	17	11	19	17
im Mittel	33		19		26		19		15		14		18	
im Mittel aus sieben Bogen	21													

Die starke Einsenkung im Bogen 1 von im Mittel 33 mm ist auf das Nachgeben der auf die Dammschüttung am nördlichen Widerlager aufgestellten Unterstützung des Lehrgerüsts zurückzuführen. Die beträchtliche einseitige Einsenkung auf der Ostseite des Bogens 3 hat ihre Ursache in dem nicht satten Aufsitzen des im Scheitel abnehmbaren Sattel- und Schalholzes.

Das Ausrüsten der Gewölbe durfte erst nach mindestens dreiwöchiger, zusammenhängender frostfreier Zeit geschehen. Auch hierbei sollten die Senkungen der Gewölbe sowie etwaige wagerechte Verschiebungen der Pfeilerköpfe in Höhe der Kämpfer gemessen werden.

Zur Messung der Gewölbesenkungen wurden von dem Brückenbau-bureau der Reichsbahndirektion Stuttgart zur Verfügung gestellte Griotsche Biegunsmesser verwendet, die die Messung bei einer Teilung von 0,1 mm auf schätzungsweise 0,01 mm gestatten. Für jede Öffnung wurden zwei Instrumente aufgestellt und zur Einhängung der Drähte im Gewölbscheitel zwei Haken einbetoniert. Zur Beobachtung etwaiger wagerechter Verschiebungen der Pfeiler und Widerlager wurden einige Theodolite verwendet. Die Ergebnisse dieser Messungen mit den Griotschen Durchbiegunsmessern sind in der untenstehenden Liste zusammengestellt. Seitenschwankungen wurden, wie zu erwarten war, nicht beobachtet.

Um die Kosten- und Mengenaufwendungen bei den sieben Gewölben unter Gleis 3 für 1 m³ Gewölbe zu ermitteln, wurden über Beschaffen und Versetzen der 678 m³ fassenden sieben Gewölbe Aufzeichnungen geführt, die folgende Zusammenstellung (S. 154 oben) ergaben.

Gewölbeübermauerung.

Nach der Ausrüstung der Gewölbe konnte bei der herrschenden milden Witterung sofort mit dem Ausmauern der Bogenzwickel, dem Einbringen des Füllbetons und des Betons der Abschlußwände begonnen werden. Diese Arbeiten wurden zwischen dem 26. Februar und dem 24. April ausgeführt; sie hatten erst vorgenommen werden dürfen, nachdem die Gewölbe genügend erhärtet und die Lehrbogen abgesenkt waren, damit die beim Absenken entstehenden Formänderungen sich nicht auf die Stirnmauern übertragen.

Die Mauerung über den Gewölben und das Einbringen des Füllbetons geschah in der gleichen Weise wie beim Hochführen der Pfeiler: nach dem Versetzen einer Binder- bzw. Lauferschicht wurde nach Verlauf einer 12stündigen Erhärtungszeit dieses Mauerwerks anschließend betoniert. Das Mischungsverhältnis des Füllbetons ist 1 : 4 : 6, während unmittelbar hinter den Schichtenvorsatzsteinen der Stirnfläche und beiderseits der Querfugen über den Kämpfern der Beton auf eine Stärke von 40 cm in dem Mischungsverhältnis 1 : 8 eingebracht wurde. Die Anordnung der Querfuge ist aus Abb. 22 ersichtlich. Sie wurde mit einer doppelten Lage von Dachpappe ausgelegt, die lagenweise mit einer Überlappung der einzelnen Lagen von 10 bis 15 cm eingebracht wurde. Nach dem Anbringen dieser Isolierschicht wurde sofort das Mauerwerk der Pfeilerköpfe bzw. der Beton bis zur jeweiligen Höhe der Dachpappeneinlage hochgeführt. Auf die beschriebene Weise wurde bis Unterkante Kragstein bzw. Kanzel fortgefahren. Das

Bogen	1		2		3		4		5		6		7	
	Osten	Westen	Osten	Westen	Osten	Westen	Osten	Westen	Osten	Westen	Osten	Westen	Osten	Westen
Auf der Scheitelhöhe im														
Senkung in mm	0,04	0,19	0,19	0,14	0,16	0,18	0,11	0,13	0,15	0,10	0,22	0,11	0,10	0,10
im Mittel	0,12		0,17		0,17		0,12		0,12		0,17		0,10	
Mittel aus sieben Bogen	0,14													

Bezeichnung der Baustoffe und Leistungen	Gesamt-aufwand Menge	Aufwand auf 1 m ³ Gewölbe	Einheitspreis R.-M.	Gesamt-kosten R.-M.	Kosten auf 1 m ³ Gewölbe R.-M.
Hochwertiger Portlandzement	48 000 kg	71 kg	6,50/100 kg	3 120,00	4,62
Mainsand	98 m ³	0,145 m ³	3,78	370,44	0,55
Beschaffen der Wölbsteine	658 m ³	0,97 m ³	162,81	107 128,98	157,93
Versetzen der Wölbsteine samt Ausmörteln	10 550 Std.	15,6 Std.	0,92	9 706,00	14,31
Steinabladen	2 500 Std.	3,7 Std.	0,92	2 300,00	3,39
Gehälter für Aufsicht und technisches Personal				1 520,00	2,24
Abschreibungen, Unterhaltung d. Geschirres, soziale Lasten und sonstige allgemeine Unkosten	30 % des Lohnes			3 601,80	5,31
				127 747,22	188,35

Offenlassen der mit Dachpappe ausgelegten Querfugen, wobei erstere lediglich ein Trennungsmittel — kein Isoliermittel gegen Feuchtigkeit — sein sollte, bietet einerseits eine Gewähr dafür, daß kleine Unebenheiten des Betons an den beiden Fugenwänden nicht zahnartig ineinandergreifen können, andererseits wird dadurch erreicht, daß eine vielleicht eintretende, entsprechend kleine gegensätzliche Bewegung dieser beiden Wände leicht möglich ist.

Die Querfugen wurden sodann in der Sichtfläche auf eine Tiefe von 5 cm mit Bleiwolle gedichtet und verstemmt, um das Eindringen von Schlagregen zu verhindern.

Entwässerung der Brückenfahrbahn.

Besondere Sorgfalt wurde, weil von ihr der Bestand und die Lebensdauer des neuen Bauwerks wesentlich abhängen, der Entwässerung der Brückenfahrbahn zugewendet. Die Ausbildung dieser Entwässerung ist in Abb. 6 u. 7 dargestellt. Der höchste Punkt liegt jeweils über dem Gewölbscheitel an der Stelle, wo eine Schotterbettstärke von 0,80 m vorhanden ist. Dieses große Maß wurde mit Rücksicht auf den etwa einsetzenden elektrischen Bahnbetrieb gewählt werden müssen, bei dessen Einführung das Gleis wegen des an das nördliche Widerlager anschließenden Tunnels gesenkt werden muß. Das Längsgefälle der Entwässerung gegen die Einlaufstützen beträgt, um einen geregelten Wasserabfluß zu gewährleisten, 5 ‰. Für die Ableitung des Sickerwassers ins Freie war anfangs ein sich verjüngendes Rohr von 100 mm l. W. am oberen Muffenende und von

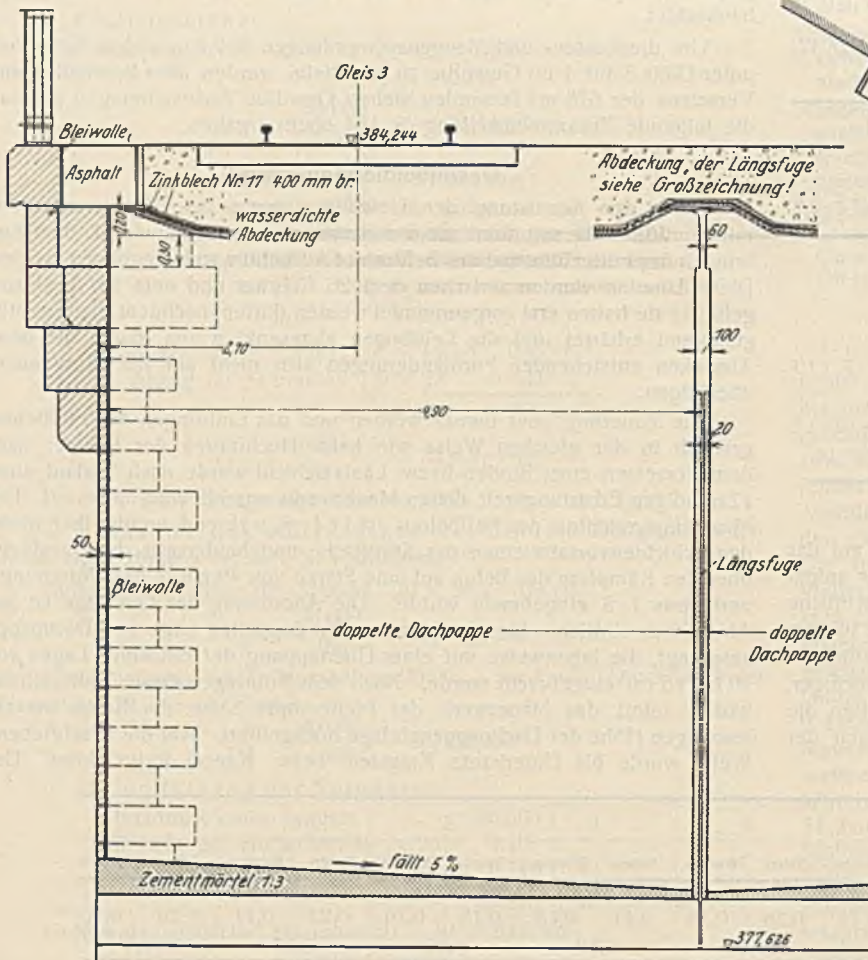


Abb. 22.

Anordnung der Querfuge.

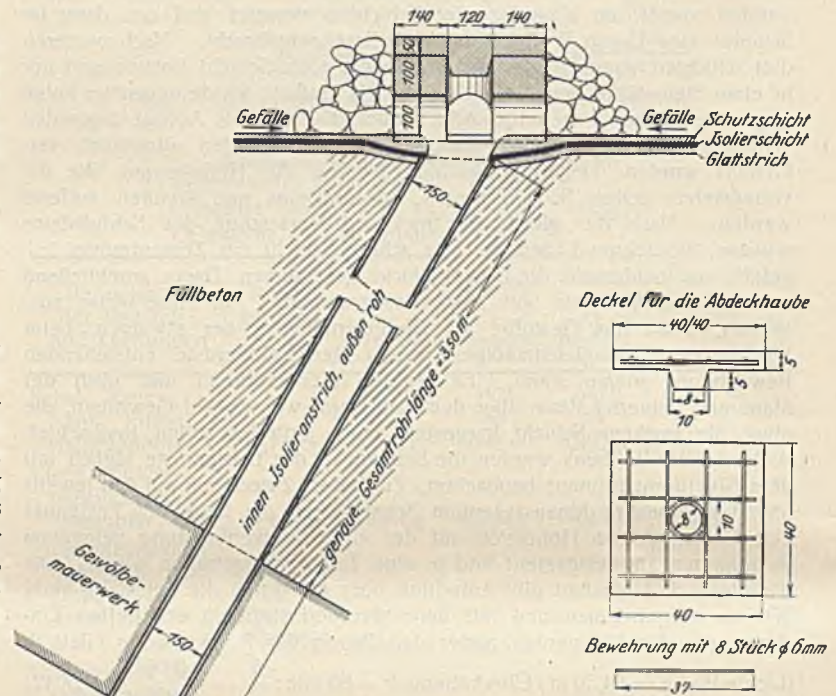


Abb. 23. Abschlußhauben an den Entwässerungsabfallrohren.

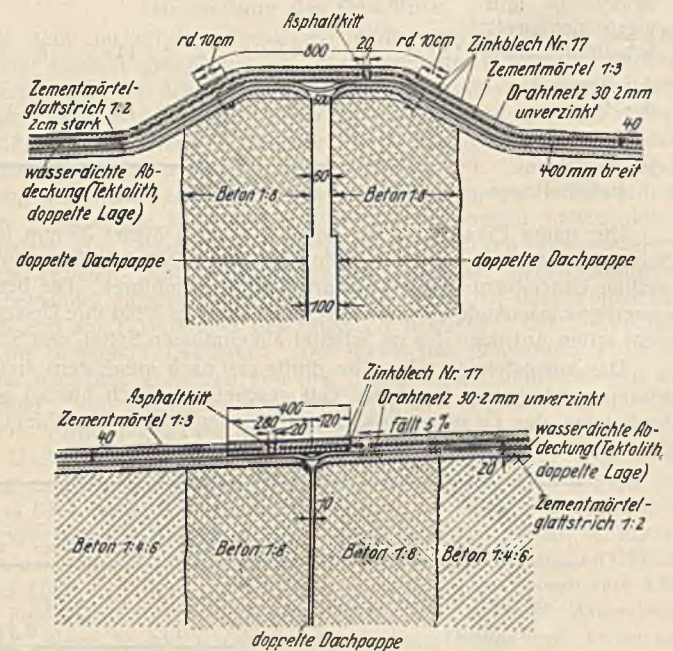


Abb. 22 a.

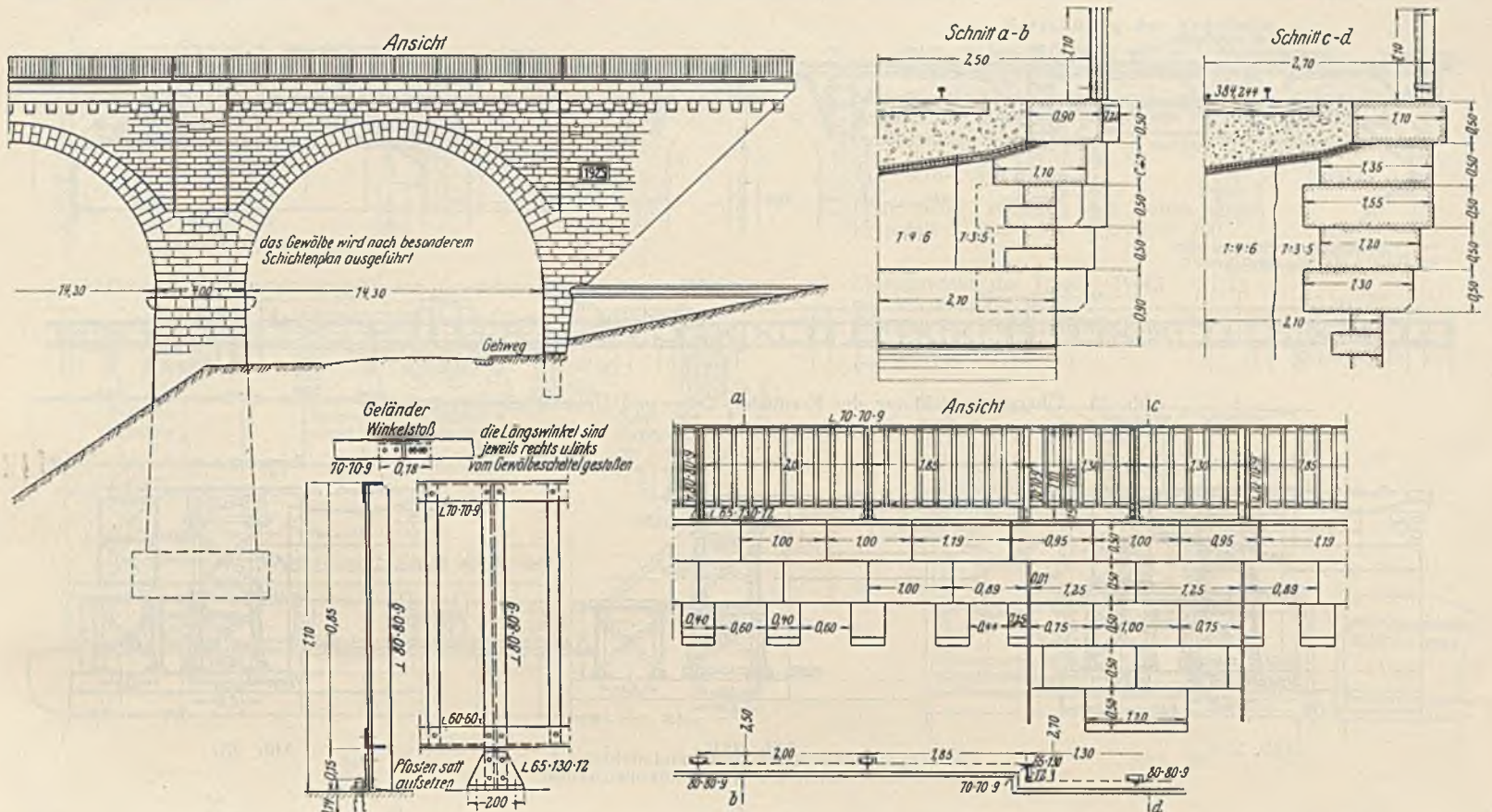


Abb. 24. Anordnung des Gurtgesimses, der Abdeckplatten und des eisernen Geländers.

150 mm l. W. am unteren Ende mit einer Neigung von 30° gegen die Lotrechte beabsichtigt. Die Kegelstumpfform war gewählt, weil bei der Ausbildung als Kegel der Abgang allfällig im Winter sich festsetzender Eispfropfen leichter vonstatten geht als bei einem zylindrischen Rohr. Da solche kegelförmige Rohre nicht zu bekommen waren, mußte man sich, um den Baufortschritt nicht zu verzögern, mit zylindrischen Rohren von 150 mm l. W. abfinden. Als oberer Abschluß der Abfallrohre für das Sickerwasser dienten in Eisenbeton ausgeführte Abdeckhauben, wie sie in Abb. 23 zu ersehen sind. Das Sickerwasser wird hierbei durch vier Kanäle zum Absturzhohr geführt. Gegenüber Blechsieben besteht hier der Vorteil, daß eine größere Menge Wassers rasch ablaufen kann und dadurch Verschammung nicht zu befürchten ist. Während in den Öffnungen 1 bis 6 die Ableitung des Sickerwassers nach der Gewölbeleitung zu geschieht, verbot dies in Öffnung 7 die darunter befindliche Kreisstraße. Wie bereits erwähnt, wurde das Wasser durch beiderseits angebrachte Wasserspeicher abgeleitet, deren Ausladung aus der Sichtfläche so groß gewählt wurde, daß das abfließende Wasser die Bauwerkstirnen nicht verunreinigen kann.

Das Versetzen der Gurtgesimskragesteine, Kanzeln und Abdeckplatten, deren Anordnung man in Abb. 24 sieht, fand im Monat April statt. Diese Steine sind mit Rücksicht auf die unmittelbare Nähe der Stadt feiner bearbeitet als sonst die Steine der Sichtflächen; sie sind gestockt und in den Lager- und Stoßfugen gespitzt.

Wasserdichte Abdeckung der Brückenfahrbahn.

Nachdem der Glattnstrich zum Ausgleich des Füllbetons im letzten Drittel des Monats April aufgebracht worden war, konnte Anfang Mai mit dem Verlegen der wasserdichten Abdeckung der Fahrbahn begonnen werden. Verwendet wurde der auch anderwärts bewährte Tektolith. Beim Verlegen der Abdeckung durch Facharbeiter wurde der Tektolith in einer Lage auf den Glattnstrich der Fahrbahn ausgebreitet, die zweite Tektolithlage wurde mit der ersten mit 50%iger Bitumenklebmasse verklebt. Eine feine Abstreuerung der Tektolithplatten mit Talkum verhinderte ihr Zusammenkleben beim Lagern und beim Transport. Das Talkum hatte vor dem Verkleben der beiden Lagen von den Arbeitern gründlich abgeburstet werden müssen. Die Überdeckung der Stöße der Tektolithplatten, bei der gleichfalls mit der größten Reinlichkeit und Sorgfalt zu verfahren war, betrug mindestens 10 cm. Auf ihrer Oberfläche erhielt die Abdeckung einen gut deckenden Anstrich mit 50%iger Bitumenstreichmasse. Nach deren Erhärtung wurde der 4 cm starke Glattnstrich in Zementmörtel 1 : 3 mit Drahtnetzeinlage (unverzinkt 30 · 2 mm) aufgetragen. Über den Querfugen und der Längsfuge zwischen den Brücken unter Gleis 1 und 2 und der Brücke unter Gleis 3 hängt die Tektolithabdeckung jeweils etwas durch, damit sie bei etwaigen Bewegungen im Bauwerk an dieser Stelle nicht reißt. Zum Schutze des

durchhängenden Tektolithstreifens wurde darüber ein doppeltes Zinkblech von 40 cm Breite verlegt. Besonders gewissenhaft mußte der Anschluß an die Abdeckplatte der Gehwegauskragung hergestellt werden, wie dies der Abb. 22, auf der auch die weiteren Einzelheiten zu sehen sind, zu entnehmen ist.

Nach Beendigung der letztbeschriebenen Arbeiten konnten die für den zweiten Bauzustand im Bahnhof erforderlichen Oberbauarbeiten und Änderungen der Stellwerks- und Sicherungsanlagen ausgeführt werden. Der bisher auf Gleis 1 durchgeführte eingleisige Bahnbetrieb wurde am 26. Mai 1925 auf das neuerstellte dritte Gleis übergeführt. Bei der Probelastung am 23. Mai durch zwei Kopf gegen Kopf stehende Lokomotiven G 12 zeigten sich keine wesentlichen Senkungen. Die Messungen mit den unter jeder Öffnung am Scheitel der Gewölbe angebrachten zwei Griotschen Biegemessern ergaben bei ruhender Belastung durch die beiden Lokomotiven, der Langsamfahrt mit 25 km/Std. und der Schnellfahrt mit 45 km/Std. Durchbiegungen bzw. Schwingungen von 0,01 bis 0,04 mm. Mit den am nördlichen und südlichen Widerlager aufgestellten Theoliten waren Bewegungen in der Brückenlängsachse nicht festzustellen.

Bau der Brücke unter Gleis 1 und 2.

Beseitigen der alten eisernen Tragwerke.

Mit der Inbetriebnahme der Brücke unter Gleis 3 war der erste Bauzustand beendet. Um das ganze Bauwerk mit Sicherheit noch vor Beginn eines u. U. frühzeitigen und strengen Schwarzwaldwinters fertigzustellen, wurden die Arbeiten für den zweiten Bauzustand ungesäumt eingeleitet. Der Bau der Brücke unter Gleis 1 und 2 hatte aus den eingangs erwähnten Gründen in einem Zuge zu geschehen. Eine Längstrennungsfuge zwischen der Brücke für Gleis 1 und Gleis 2 fiel füglich weg. Der Abbruch der Fachwerkbrücke (s. Abb. 28a) wurde nach der Überleitung des Betriebes auf Gleis 3 sofort in Angriff genommen, nachdem teilweise schon während des Gleislegens die abzubrechenden Brückenträger eine einstweilige Unterstützung auf die neuen Pfeiler erhalten hatten (Abb. 25 bis 27). Das seitherige Lehrgerüst der Brücke unter Gleis 3 hatte jetzt in den Öffnungen der Talbrücke unter Gleis 1 und 2 als Unterstützungsgerüst für die alten Tragwerke zu dienen.

Zu diesem Zweck waren die Lehrgerüste seitlich um 5 m zu verschieben, nachdem man zuvor die auf ihnen sitzenden Holzaufsattelungen abgenommen hatte. Das Verschieben vollzog sich in der auf Abb. 28 u. 28a dargestellten Weise. Zunächst wurden die Verschiebestelle an die Bogenstütze zwischen Spindel 1 und 2 angebracht; sodann wurden zwei ausgeschlitzte Unterstützungsklötze zum Auswechseln der Spindeln untergesetzt, je eine in der Mitte der Brücke unter Gleis 1 und 2 und je eine

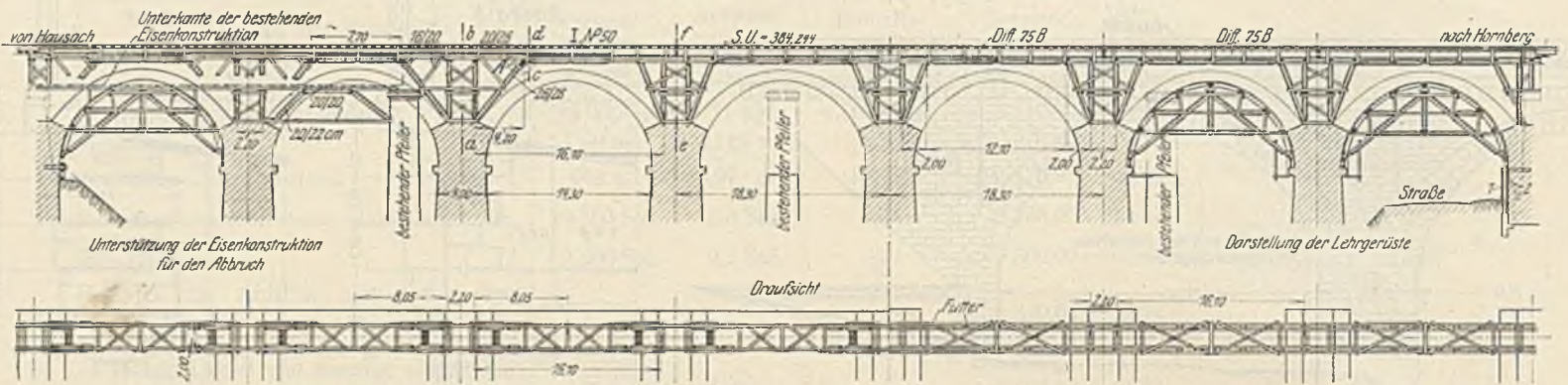


Abb. 25. Übersichtszeichnung der Kranbahn, Lehr- und Unterstützungsgerüste.

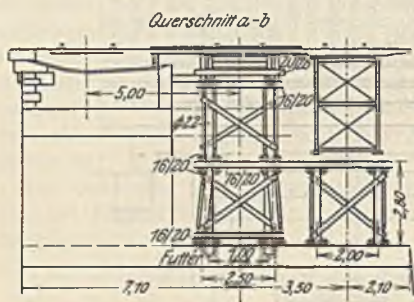


Abb. 25a.

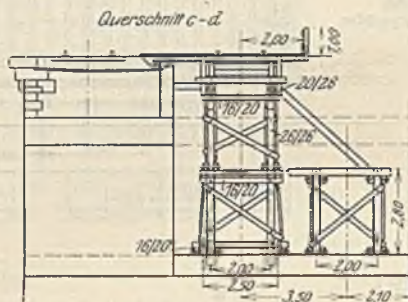


Abb. 25b.

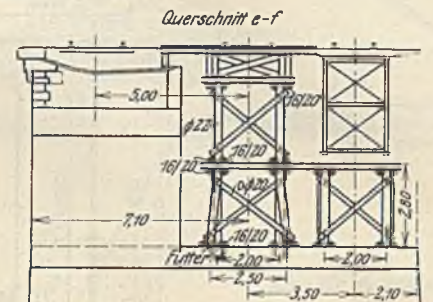


Abb. 25c.

Querschnitte durch die Kranbahnkonstruktion.

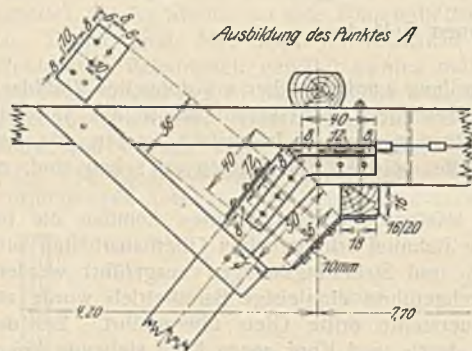


Abb. 25d. Ausbildung des Punktes A der Kranbahn.

unter der Längsfuge. Anschließend wurden die Spindeln 2,3 und 4 entfernt und die zum Verschieben benötigten Schienen in die Schlitze der Unterstützungsklötze durchgeschoben. Nach dem Einschieben der Schienen wurden die Klotze entfernt und Spindel 1 weggenommen. Die Verschiebung selbst geschah mit Differentialflaschenzügen, die an der Bogenschwelle (Spindelbalken) und an einem am Pfeilerkopf angebrachten Rundholz (20 cm Durchm.) befestigt wurden. Nach dem Verschieben wurden die Spindeln wieder untergesetzt und die Schienen entfernt. Die Durchschieben der Lehrgerüste hatte zunächst nur in den Öffnungen geschehen können, in denen die alten Brückenpfeiler dies nicht verwehrten. Wo letzteres der Fall war, wurden unter Benutzung der alten Pfeiler besondere Sprengwerke als Unterstützungsgerüste der abzubrechenden alten Tragwerke erstellt (Abb. 25 u. 27). Die zunächst unter den Gleisen 1 und 2 als Unterstützungsgerüste dienenden Lehrgerüste erforderten für jeden Bogen 6 Lehrgerüstbinder gegenüber 4 Bindern für das Lehrgerüst unter

Gleis 1 und 2 boten sich zwei Möglichkeiten: entweder konnten für jedes Gewölbe noch 2 Binder neu hergestellt werden, oder die vorhandenen Binder konnten zunächst unter 4 Gewölben verteilt und die restlichen 3 Gewölbe erst dann eingestützt werden, wenn die Lehrgerüste nach Erhärtung des Mauerwerks der zuerst ausgeführten vier Gewölbe frei wurden. Man entschied sich für erstere Ausführung, weil dadurch erheblich Zeit gewonnen wurde und weil in statischer Hinsicht das Einrücken der ganzen Brücke bei gegenseitiger Verspannung sämtlicher Pfeiler den Vorzug verdiente. Das Entfernen der alten Kreuzstrebenbrücke ging vom Hausacher (nördlichen) Widerlager aus unter Verwendung von Schneidbrennern der Griesheimer Autogenwerke und Zuhilfenahme zweier bahnseitig zur Verfügung gestellter Krane von 5 t Tragkraft, die auf Gleis 1 aufgestellt waren. Da besonderer Wert darauf gelegt wurde, daß der Abbruch möglichst rasch vonstatten gehe und die Baufortgang keine Verzögerung erleide, war entgegen den Vertragsbedingungen zugestanden worden, die alten Eisenbauten zu Großschrot zu zerschneiden. Auch diese Arbeit wurde von der bauausführenden Firma geleistet. Beim Abtrennen der Kreuzstrebenbrücke wurden zunächst die Fahrbahnlangträger entfernt, die in Längen von 8 m abgebrannt wurden, sodann wurden die Hauptträger abgebrannt. Diese wurden heiderseits in Mitte Träger (Abb. 29 u. 30) und in Längen von etwa 6 m senkrecht zur Gurtung durchgebrannt, so daß jeder Teil etwa 8 t wog. Der wagerechte Windverband wurde nicht abgebrannt, sondern an den Hauptträgern belassen. Die durch Abtrennen beseitigten Stücke wurden mittels der Krane sofort auf Eisenbahnwagen verladen.

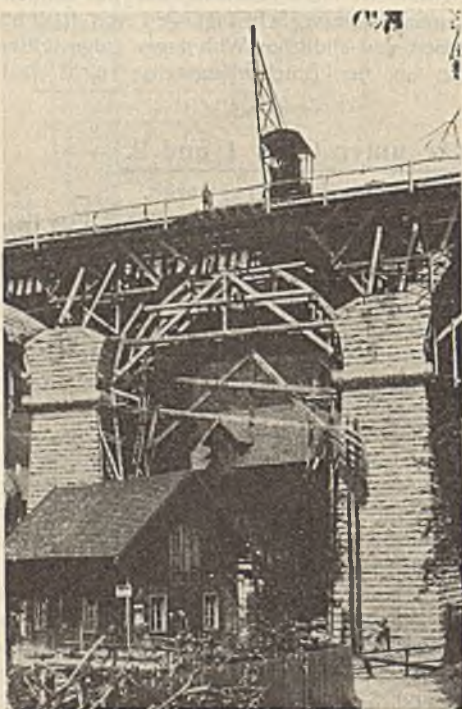


Abb. 26. Abstützung der Kranbahn durch Schrägbalken gegen Seitenschwankungen.

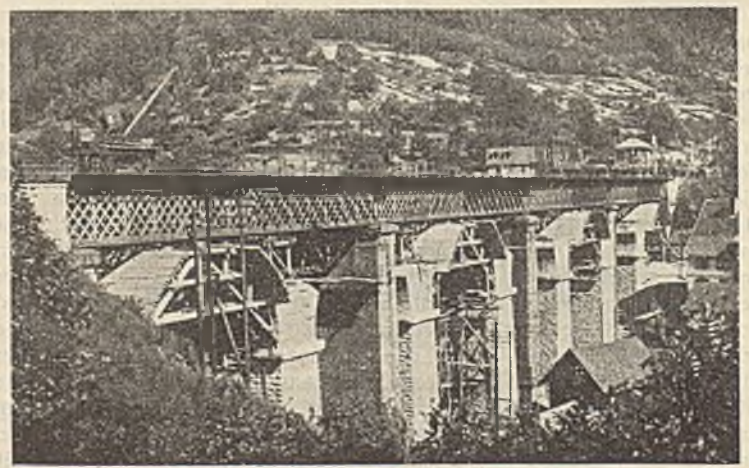


Abb. 27. Lehrgerüste und Sprengwerke als Unterstützung der alten Eisenkonstruktionen unter Gleis 1 und 2.

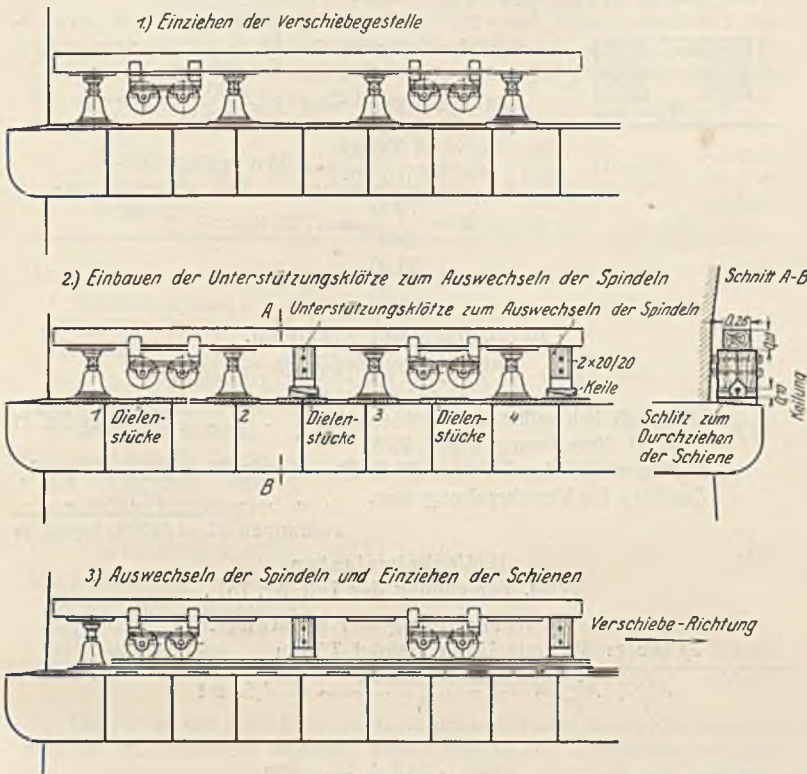


Abb. 28.

Verschiebekonstruktion für die Lehrgerüste.

Berechnung der Kranbahn.
Unterstützung der Diff. Nr. 75 B.
I. Gewichte.

1. Schienen für 1 lfd. m = 45 kg/lfd. m . . . = 45,00 kg/lfd. m
2. Schwellen 3,00 m lang gerechnet in Abständen von 0,75 m:
 $3,00 \cdot 0,18 \cdot 0,24 \cdot 700 \cdot \frac{1,00}{0,75}$. . . = 120,00 kg
3. Bohlenbelag zwischen und neben dem Krangleis 2,00 m breit: $1,00 \cdot 0,05 \cdot 700$. . . = 70,00
- zusammen 235,00 kg/lfd. m
4. Eigengewicht der Träger: Profil Diff. 75 mit 263,05 kg/lfd. m . . . = 263,50
- Zuschlag für Verschraubung usw. . . = 21,50
- G = 520,00 kg/lfd. m**

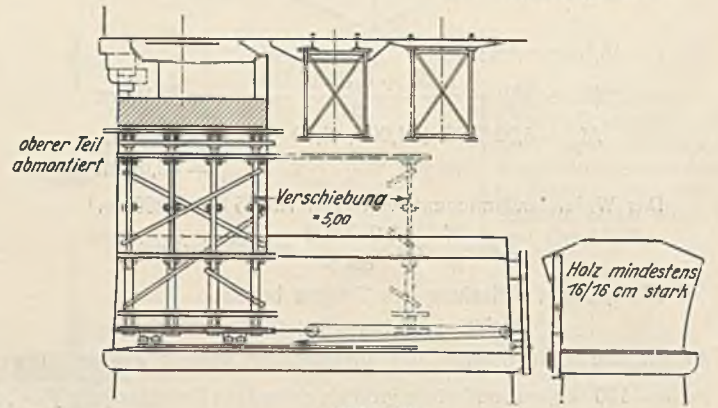


Abb. 28 a.

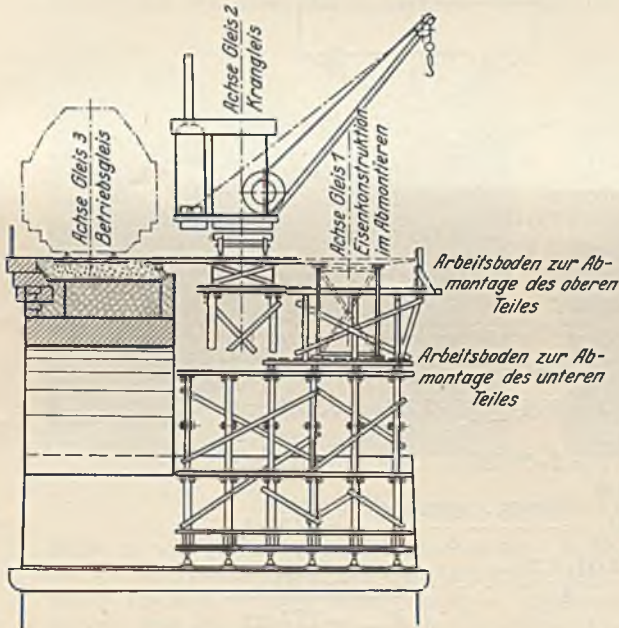


Abb. 28 b.

Bauvorgang für das Abmontieren der alten eisernen Brückenträger.

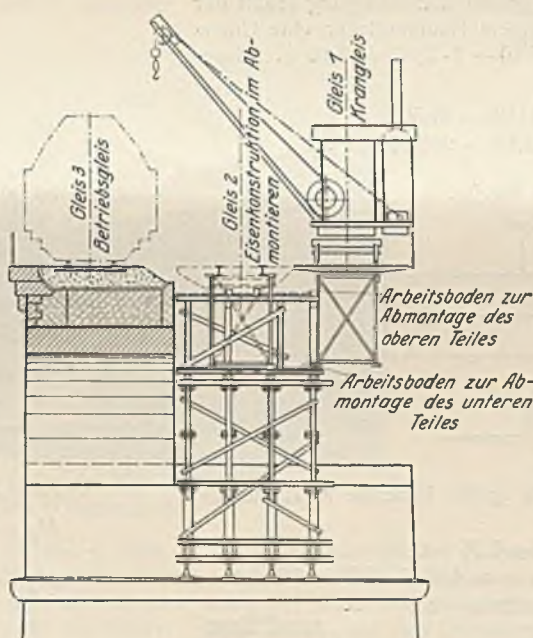


Abb. 28 c.

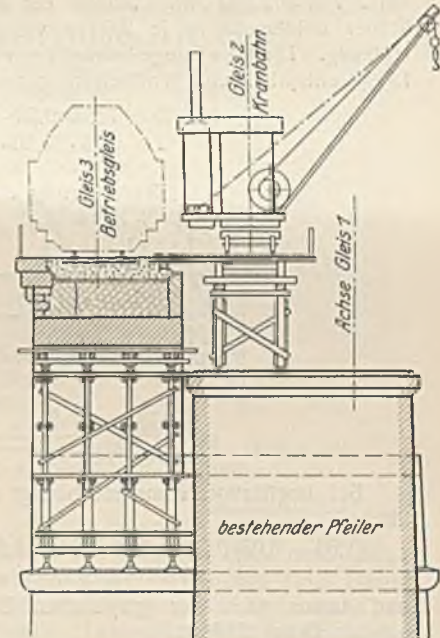


Abb. 28 d. Abbruch der bestehenden alten Brückenpfeiler (oberer Teil).

Die Kranbahn.

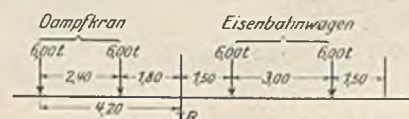
Noch während des Abbrennens wurde die Kranbahn (Beiführgerüst) von der zuerst freigewordenen alten Brückenöffnung 1 aus verlegt; man schritt dem Freiwerden der übrigen Öffnungen entsprechend voran. Die konstruktive Ausbildung der Kranbahn geht aus den Abb. 25, 25 a, 25 b, 25 c u. 25 d hervor; ihre Berechnung folgt untenstehend.

Die Kranbahn ermöglichte infolge ihrer Anordnung als Sprengwerk das Mauern der Gewölbe unter Gleis 1 und 2; sie stand mit ihren Konstruktionsteilen in keinem Zusammenhang mit dem Lehrgerüst. Es kamen somit von ihr keine Kräfte unmittelbar in dieses, was wegen Herstellung der Gewölbe mit Rücksicht auf ruhiges Erhärten des Mörtels und gleichmäßiges Setzen absichtlich vermieden wurde. Gegen Seitenschwankungen wurde die Kranbahn auf der Westseite auf die neuen Pfeiler mittels zweier kräftiger Schrägbalken (Abb. 26) abgestützt; auf der Ostseite wurde sie an die Brücke unter Gleis 3 mit Flacheisen angehängt, die in die westliche Abschlußwand dieser Brücke einbetoniert waren und später nach dem Abbruch der Kranbahn wieder entfernt wurden.

II. Verkehrslasten.

Als bewegliche Verkehrslast wird angenommen: Dampfkran Nr. 10 mit danebenstehendem zweiachsigen Eisenbahnwagen mit je 12 t Achsdruck und 3,00 m Achsabstand. Das Eigengewicht von Dampfkran Nr. 10 beträgt $= 15,40$ t
hierzu Zusatzgewicht $= 0,60$ t
zusammen $16,00$ t/4
 $= 4,00$ t Raddruck

Angehängte Last = 2,00 t, die der Sicherheit halber so angenommen wird, daß sie bei der Drehung des Krans von einem Rad aufgenommen wird. $= 2,00$ t
demnach durch Kran $= 6,00$ t Raddruck
Der Achsabstand beträgt 2,40 m.

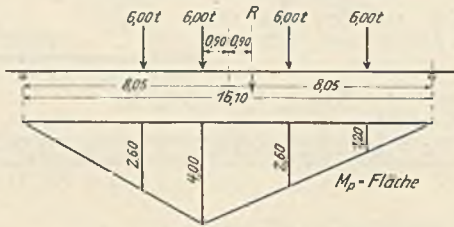


Außer den beweglichen Radlasten wird eine gleichmäßig verteilte Belastung von 100 kg/lfd. m als Zusatzbelastung angenommen = p_z .

Bestimmung der Lage von R der Radlasten:

$$x = \frac{6,00(2,40 + 5,70 + 8,70)}{24,00} = 4,20 \text{ m.}$$

III. Berechnung der Momente.



Mit $l = 16,10$ m wird:

$$M_g + M_{pz} = \frac{(0,52 + 0,10) 16,10^2}{8} = 20,10 \text{ mt}$$

$$M_p = 6,00(2,60 + 4,00 + 2,60 + 1,20) = 62,40 \text{ „}$$

$$M_{\max} = 82,50 \text{ mt}$$

Das Widerstandsmoment von Diff. Nr. 75 B = 8068 cm³

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{8\,250\,000}{8068} = 1020 \text{ kg/cm}^2.$$

Die gesamte Belastung des Trägers beträgt

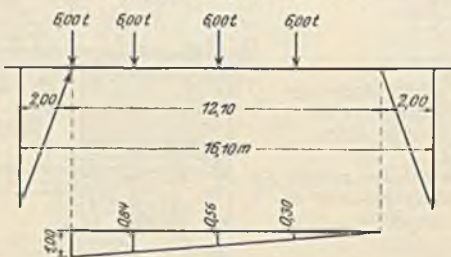
$$4 \cdot 6,00 + 16,10(0,52 + 0,10) = 34,00 \text{ t.}$$

die für die Durchbiegung als gleichmäßig verteilt angesehen werden; bei $\sigma = 1000$ kg/cm² und einer größten zulässigen Durchbiegung $f = \frac{1}{1000} \cdot l$ wird $J = 60,6 \cdot 34,00 \cdot 16,10^2 \approx 536\,000$ cm⁴. Diff. 75 B hat jedoch nur ein J von 302 560 cm⁴. Infolge der zu großen Durchbiegung erhält der Träger beiderseits in je 2,00 m von seinem Hauptauflager eine Unterstützung. Die freie Länge beträgt dann $16,10 - 2 \cdot 2,00 = 12,10$ m. Dieser Länge entspricht eine Vollbelastung von

$$4 \cdot 6,00 + 12,10(0,52 + 0,10) = 31,50 \text{ t}$$

$$J = 60,6 \cdot 31,50 \cdot 12,10^2 = 280\,000 \text{ cm}^4.$$

Berechnung der Strebe.



Bei ungünstiger Annahme beträgt die größte lotrechte Kraft auf die Strebe

$$(1,00 + 6,05) 0,62 + 6,00(1,00 + 0,84 + 0,56 + 0,30) = 4,40 + 16,20 = 20,60 \text{ t}$$

und daraus nach der graphischen Ermittlung der achsiale Druck 22,00 t.

Die freie Länge beträgt rd. 2,50 m. Ein Rundholz 26 cm Durchm. mit $J = 22\,432$ cm⁴ $f = 530$ cm²

$$i = \sqrt{\frac{22\,432}{530}} = 6,52 \quad \lambda = \frac{250}{6,52} = 38,40$$

$$k_o = 293 - 1,94 \cdot 38,40 = 218,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{22\,000}{530} = 41,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{218,50}{41,50} = 5,28. \text{ (ergründete } s=4!)$$

Wagerechte Verbindung.

Die aufzunehmende wagerechte Kraft beträgt 7,90 t. Bei $2 \times 16,20$ entfallen auf eine Zange $\frac{7,90}{2} = 3,95$ t $l \approx 2,70$ m

$$J = 6827 \text{ cm}^4 \quad f = 320 \text{ cm}^2 \quad i = \sqrt{\frac{6827}{320}} = 4,61$$

$$\lambda = \frac{270}{4,61} = 58,50$$

$$k_o = 293 - 1,94 \cdot 58,50 = 179,50$$

$$\sigma = \frac{39,50}{320} = 12,35 \quad s = \frac{179,50}{12,35} = 14,50.$$

Für das Zangenpaar wird $J = 2 \cdot 10\,670 = 21\,340$ cm⁴



$$f = 640 \text{ cm}^2 \quad i = \sqrt{\frac{21\,340}{640}} = 5,78$$

mit $l = 6,00$ m wird $\lambda = \frac{600}{5,78} = 103,70$

$$k_o = \frac{1\,000\,000}{103,70^2} = 93,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{7900}{640} = 12,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{93,00}{12,35} = 7,50.$$

Berechnung der Kranbahn.

Unterstützung der I 50.

I. Gewichte.

Gleis mit Schwellen und Bohlenbelag 235,00 kg/lfd. m
(vergl. Berechnung f. Diff. 75 B)

Eigengewicht der I-Träger N.-P. 50 = $2 \cdot 141,30 = 282,60$

Zuschlag für Verschraubung usw. 12,40

zusammen $G = 530,00$ kg/lfd. m

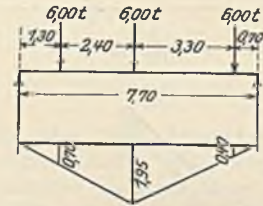
II. Verkehrslasten.

Vergl. Berechnung der Diff. Nr. 75 B.

III. Berechnung der Momente.

a) Die größte freie Länge beträgt 7,70 m

$$M_g + M_{pz} = \frac{(0,53 + 0,10) 7,70^2}{8} = 4,65 \text{ mt}$$



$$M_p = 6,00(0,70 + 1,95 + 0,40) = 18,30 \text{ mt}$$

$$M_{\max} = M_g + M_{pz} + M_p = 22,95 \text{ mt}$$

2 I 50 haben ein W von $2 \cdot 2750 \text{ cm}^3 = 5500 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2\,295\,000}{5\,500} \approx 420 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Durchbiegung beträgt die gesamte als gleichmäßig verteilt angenommene Belastung

$$3 \cdot 6,00 + 7,70(0,53 + 0,10) = 18,00 + 4,85 = 22,85 \text{ mt}$$

Bei einer größten zulässigen Durchbiegung von $\frac{1}{1000} l$ wird

$$J = 60,6 \cdot 22,85 \cdot 7,70^2 = 82\,000 \text{ cm}^4$$

bei 2 Trägern I 50 ist

$$J = 2 \cdot 68\,736 = 137\,472 \text{ cm}^4$$

b) $l = 4,20$ m

$$M_g + M_{pz} = \frac{(0,53 + 0,10) 4,20^2}{8} = 1,40 \text{ mt}$$

$$M_p = \frac{6,00 \cdot 4,20}{4} = 6,30 \text{ „}$$

$$M_{\max} = 7,70 \text{ mt}$$

$$\sigma = \frac{770\,000}{2750} = 280 \text{ kg/cm}^2.$$

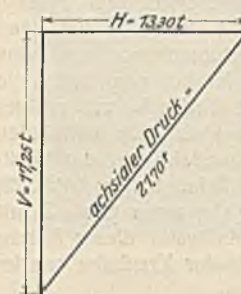
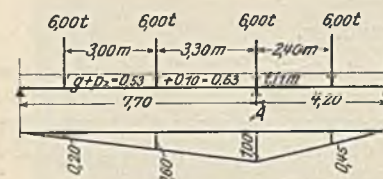
IV. Berechnung der Streben.

Der lotrechte Druck auf die Strebe A beträgt

$$0,63 \cdot \frac{7,70 + 4,20}{2}$$

$$+ 6,00(0,20 + 0,60 + 1,00 + 0,45) = 3,75 + 13,50 = 17,25 \text{ t}$$

und der achsiale Druck nach graphischer Ermittlung 21,70 t.



Kantholz 26 x 26: $J = 38\,080$ cm⁴

$$f = 676 \text{ cm}^2 \quad l = 3,50 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{30\,080}{676}} = 7,52 \quad \lambda = \frac{350}{7,52} = 46,50$$

$$k_o = 293 - 1,94 \cdot 46,50 = 202,80$$

$$\sigma = \frac{21\,700}{676} = 32,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{202,80}{32,10} = 6,32$$

$$s_{\text{erf}} = 5 + 0,03 \cdot 46,5 = 6,40.$$

Die nachstehende Liste bringt eine Zusammenstellung des Stoff-, Arbeits- und Kostenaufwandes für das Kran- und Versetzgerüst bei Herstellung der Gewölbe und Einbringen des Füllbetons sowie Gesimses für die Brücke unter Gleis 1 und 2 bei einer Länge der Kranbahn von 150 m und einer durchschnittlichen Höhe von 7 m.

Bezeichnung der Baustoffe und Leistungen	Gesamt-aufwand Menge	Aufwand auf 1 m Brücken-länge	Einheitspreis R.-M.	Gesamt-kosten R.-M.	Kosten auf 1 m Kranbahn R.-M.
Holz	123 m ³	0,82 m ³	69,85	8592	57,28
Stundenaufwand: Abbinden u. Aufstellen	4340 Std.				
Abbrechen	754 "				
Zusammen	5094 Std.	34 Std.	1,00	5094	33,96
Gehälter für Aufsicht und technisches Personal				510	3,40
6% Abschreibung für die zur Fahrbahn verwendeten Differdinger Träger 61,45 t · 205 = 12597,25 R.-M.	61,45 t	410 kg		756	5,04
Abschreibungen, soziale Lasten und sonstige allgemeine Unkosten 30% des Lohnes . .				1530	10,20
			Zus.:	16482	109,88

Der Abbau der alten Kreuzstrebenbrücke fand statt in der Zeit zwischen dem 28. Mai und dem 13. Juni. (s. Abb. 28b) Die inzwischen montierte Kranbahn ermöglichte es, bereits am 22. Juni mit dem Abbruch der Gitterträgerbrücke von dem Kranbahngleis aus (s. Abb. 28c) zu beginnen. Schon am 29. Juni war diese Arbeit beendet. Sie wickelte sich in ähnlicher

Lfd. Nr.	Querschnitt	Querschnitt-fläche cm ²	Brennzeit Minuten	Sauerstoff-(S) und Wasserstoff-(W) Verbrauch S = m ³ W = m ³		Bemerkungen
1		62,8	5,0	0,35	0,30	
2		24	2,5	0,18	0,15	
3		21	1,5	0,15	0,10	
4		17	1,2	0,12	0,08	
5		223,2	28,0	2,0	1,8	Wegen des Zusammenschmelzens mußten am Gurt erst Rechtecke ausgeschnitten werden (s. Skizze), also zwei Schnitte durch Winkel und Gurtbleche.

Wegen des Zusammenschmelzens mußten am Gurt erst Rechtecke ausgeschnitten werden (s. Skizze), also zwei Schnitte durch Winkel und Gurtbleche.

Zum Abbrechen und Verladen auf 15-t-Wagen wurden aufgewendet:

- a) Kreuzstrebenbrücke 225 t
 - Arbeitsstunden 2500
 - Sauerstoff 564 m³
 - Wasserstoff 555 "

- Kosten:
 - α) Arbeitsstunden 2500 · 1,00 = 2500 R.-M.
 - β) Sauer- u. Wasserstoff 1119 · 1,00 = 1119 "
 - Zusammen = 3619 R.-M.

- b) Gitterträgerbrücke 245 t

- Arbeitsstunden 1850
- Sauerstoff 540 m³
- Wasserstoff 531 "

- Kosten:
 - α) Arbeitsstunden 1850 · 1,01 = 1868 R.-M.
 - β) Sauer- u. Wasserstoff 1071 · 1,00 = 1071 "
 - Zusammen = 2939 R.-M.

Bemerkung: Das Aufstellen der Rüstböden ist oben nicht eingezeichnet. Von der Kranbahn aus wurden unter Verwendung eines Dampfkranes der Baufirma anschließend an den Abbruch der Eisenbauten die alten Pfeiler, die dem Durchschieben der Lehrgerüste in den Öffnungen 2, 4 und 6 noch im Wege waren, zunächst bis auf Kragsteinhöhe abgebrochen (s. Abb. 28d), der Rest später von der neuen Brücke aus.



Abb. 29a.

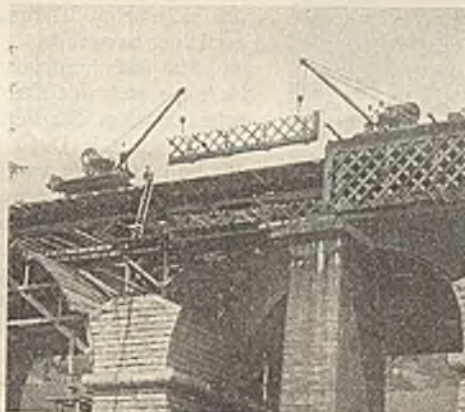


Abb. 29b.

Abmontieren der alten Eisenkonstruktion (Gitterträger).

Weise ab wie der Abbruch der Fachwerkbrücke (s. Abb. 29, 29a u. 29b), nur mit dem Unterschiede, daß die Hauptträger wegen ihres großen Gewichts für sich — ohne Windverband — abgebrannt wurden. Nachstehend sind die Brennzeiten und der angefallene Verbrauch von Sauerstoff und Wasserstoff beim Abbruch der Eisenüberbauten in einer Liste zusammengestellt.

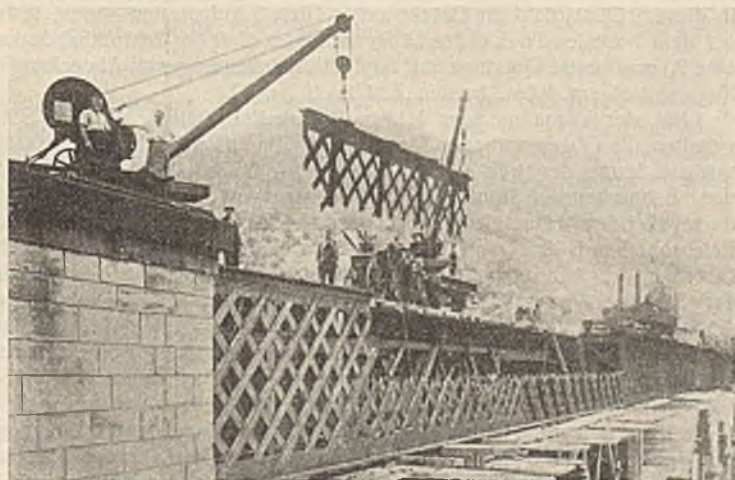


Abb. 29. Abbrennen der alten Eisenkonstruktion (Gitterträger).

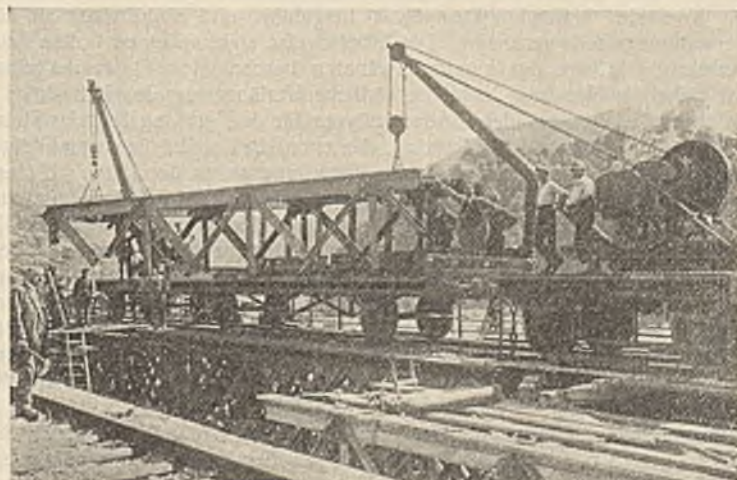


Abb. 30. Abmontieren der alten Eisenkonstruktion (Fachwerkträger).

Herstellung der Widerlager und Gewölbe.

Der endgültigen Aufstellung der Lehrgerüste samt Anbringen der Ergänzungsbinder (Abb. 26) stand nun nach der Beseitigung der Eisenbrücken nichts mehr entgegen. Den Lehrgerüsten für die Bogen unter Gleis 1 und 2 wurde unter Berücksichtigung der Einsenkungen der Lehrgerüste unter Gleis 3 und der Zusammenpressung der Lehrgerüstbinder jeweils nur 20 mm Überhöhung nach Maßgabe der Gewölbe unter Gleis 3 gegeben. Die Maßnahme erwies sich als richtig. Die Einhaltung der ursprünglich auch hier vorgesehenen Überhöhung von 60 mm hätte ein Überstehen von 4 cm an der Längstrennungsfuge zwischen den beiden Brücken zur Folge gehabt. Am nördlichen und südlichen Widerlager ruhten die Spindeln auf einbetonierten Kragträgern I 34 (Abb. 29a u. 31), die mit kräftigen Holzern gegen den Boden abgestützt waren. Die Kragträger wurden auch hier, wie bei Herstellung der Brücke unter Gleis 3 beschrieben, nach dem Ausrüsten abgebrannt und die entstandenen Lücken in den Sichtflächen durch Vorsatzschichtensteine geschlossen. An den Kämpfern der beiden Widerlager wurden ähnlich wie auf den Pfeilerschichten Schienenroste (Abb. 6 u. 7) zur gleichmäßigen Übertragung des Kämpferdrucks auf das alte Widerlagermauerwerk einbetoniert. Der tragfähige Baugrund stand bei der Gründung des zu verbreiternden südlichen Widerlagers der Brücke unter Gleis 1 und 2 in geringerer Tiefe an, als nach den Erfahrungen, die man beim südlichen Widerlager der Brücke unter Gleis 3 gemacht hatte, zu erwarten war; eine Unterfangung des Widerlagers wurde daher nicht nötig.

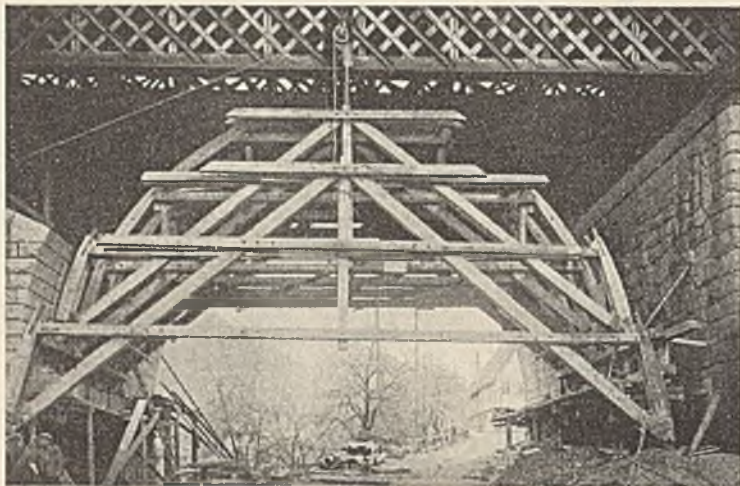


Abb. 31. Auflager der Lehrgerüstspindeln auf einbetonierten Kragträgern am nördlichen und südlichen Widerlager.

Zur Erzielung eines guten Verbandes zwischen dem alten und dem neuen Widerlagermauerwerk wurde ersteres auf die erforderliche Tiefe abgerissen, die stehengebliebenen Teile wurden vor dem Vorbetonieren des neuen Widerlagers gründlich gesäubert und mit Zementmörtel beworfen. Das Hochbetonieren der Widerlager und ihre Verkleidung mit Schichtensteinen bis in Kämpferhöhe vollzog sich am südlichen zwischen dem 13. und 21. Juli, am nördlichen zwischen dem 6. und 22. August. Mit dem Mauern der Gewölbe, das in der für die Brücke unter Gleis 3 beschriebenen Weise geschah, wurde bei Bogen 7 am 22. Juli begonnen und am 4. August aufgehört. Das für das Wölben erforderliche Material wurde durch den auf der Kranbahn laufenden Dampfkran beigebracht und unmittelbar an die Verwendungsstelle verbracht. Die Arbeitsweise sicherte einen flotten Baufortschritt. Infolge der bereits erwähnten beschränkten Platzverhältnisse des Bahnhof Hornberg hatte die südliche Verlängerung des Bahnsteigs 1 als Lagerplatz eingerichtet werden müssen für den größten Teil des Steinmaterials, hauptsächlich Wölbesteine, die zum Bau der Brücke unter Gleis 1 und 2 benötigt wurden. Von diesem Platze aus waren die Steine auf einer schmalspurigen Rollbahn mittels Planwagen bis an die Kranbahn hingeführt worden, wo sie der Kran in Empfang nahm und an die Verwendungsstelle brachte. Das Krangleis durfte beim Aufstellen der zur Beladung kommenden Bauwagen von der Rangierlokomotive nicht befahren werden, da die Kranbahn nur für die Belastung durch den Dampfkran mit dahintergekuppeltem Güterwagen, also vier Achsen von je 12 t Achsdruck berechnet war. Die Wagen wurden von der Lokomotive aus angestellt und dann von Hand auf das Krangleis geschoben. Die Herstellung der Gewölbe, die bereits am 29. August beendet war, geschah in der Reihenfolge 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1. Während des Wölbens wurden auch hier die bei den Wölbarbeiten der Brücke unter Gleis 3 beschriebenen Beobachtungen der Lehrgerüsteinenkungen, die Belastung beim Wölben mittels Nivellierinstrument angestellt. Das Ergebnis zeigt folgende Liste:

	Einsenkung des Lehrgerüsts bei Gewölbe														
	1		2		3		4		5		6		7		
	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	
Überhöhung $h = 20 \text{ mm};$ $h = 0,02$ $l = 14,30$															
4 Schichten Gewölbemauerwerk beiderseits und 4 Schichten Gewölbemauerwerk als Scheitelbelastung . . .	7	9	7	9	7	7	7	8	9	11	5	8	10	14	
Schließen des Bogens im Mittel .	19		17		19		16		14		15		18		
Mittel aus sieben Bogen	17														

Übermauerung der Gewölbe, Herstellung der Brückenfahrbahn und restliche Arbeiten.

Nach Schluß der Wölbarbeiten konnte mit dem Ausmauern der Bogenzwickel und dem Einbringen des Füllbetons sowie des Betons der Abschlußwände begonnen werden. Da es die ungünstigen Platzverhältnisse des Bahnhof Hornberg verboten, die zur Bereitung des Füllbetons erforderlichen Stoffe auf der Westseite des Bahnhof unmittelbar am südlichen Ende der Brücke zu lagern und daselbst auch die Betonmischmaschine aufzustellen, mußten die gleichen Anlagen wie beim Bau der Brücke unter Gleis 3 hierzu benutzt werden. Der Beton wurde, wie aus Abb. 32a bis 32d hervorgeht, über eine eigens hierfür angelegte Transportbrücke an das Schüttrohr verbracht, in Muldenkipper abgeschüttet und in letzteren an die jeweilige Verwendungsstelle geführt. Das Schüttrohr von 25 cm l. W. das sich beim Schütten des Pfeilerbetons so gut bewährt hatte, wurde auch hier verwendet.

Mit fortschreitender Mauerung und Betonierung wurde es nötig, die im Wege stehende Kranbahn zu beseitigen. Es wurden deshalb die hinderlichen Streben des Beiführgerüsts entfernt und durch auf dem Gewölberücken sitzende Unterstützungen der Kranbahnträger ersetzt. Nachdem der Füllbeton die vorgeschriebene Höhe erreicht hatte, wurden auf ihm Hölzer quer zur Brückenachse als Auflager der Kranbahnträger eingesetzt. Nun konnte der jeweils auf dem neuen Pfeiler aufgestellte Bock des Kranbahngerüsts beseitigt und das daselbst noch fehlende Mauerwerk und der Füllbeton eingebaut werden. Zur Beschleunigung der Mauerarbeiten waren die Pfeilerköpfe unter Gleis 1 und der darüber befindliche Füllbeton gleichzeitig hochgeführt worden, wobei als Abschluß gegen die auf den Pfeilern stehenden Unterstützungsbocke der Kranbahn eine treppenförmige Schalung diente. Nach Entfernen der Gerüstbocke konnte der über dem Pfeilerkopf noch einzubringende Füllbeton in Tag- und Nachtbetrieb hochgeführt werden. Nach Fertigstellung dieser Arbeiten am 25. September und nach dem Versetzen der Gurtgesimssteine und Abdeckplatten konnte der zum Ausgleich des Füllbetons dienende Glatzstrich aufgebracht werden. In rascher Folge wurden die restlichen Arbeiten wie Verlegen der wasserdichten Tektolithabdeckung, das Aufbringen des Glatzstrichs mit Drahtnetzeinlage, ferner das Dichten der Längs- und Querfugen, wie es in Abb. 22 dargestellt ist, sowie das Ausfügen der Sichtflächen und Gewölbe samt Abbrechen der noch stehengebliebenen Pfeilerstümpfe der alten Brücke zu Ende geführt. Der auf die Tektolithabdeckung aufgebrauchte 4 cm starke Glatzstrich mit Drahtnetzeinlage erhielt hier wegen der Schwindrisse, die in diesem Glatzstrich der Brücke unter Gleis 3 aufgetreten waren, jeweils auf dem höchsten Punkte des Längenschnittes über der Tektolithabdeckung eine 20 mm breite Querfuge mit Asphaltkittabdichtung und Abdeckung der Fuge mit einem 40 cm breiten Zinkblech Nr. 17.

Mit der Vornahme der letzten Bauarbeiten hatten gleichen Schritt gehalten die Oberbauarbeiten für den endgültigen Zustand der Gleisanlage vor und hinter der Brücke, wie Verbreitern der alten Gleiskoffer, Abladen von Bahnschotter, Montieren und Legen von Gleis — die beiden durchgehenden Hauptgleise auf der Brücke wurden in dem neuen Reichsoberbau B 49 verlegt, während das Überholungsgleis alten badischen Oberbau der Anordnung 1893/1899 besitzt — sowie die Fertigstellung der Stellwerk- und Sicherungsanlagen. Um den imposanten Eindruck der neuen Talbrücke nicht zu beeinträchtigen, sind keine Gestänge- und Drahtzugleitungen, Signalmaste sowie Maste von Licht- und Fernsprechleitungen sichtbar an dem Bauwerk angebracht; sie wurden in Kabeln bzw. Kanälen über die Brücke geführt. Die beiden Ausfahrtsignale für Gleis 2 und 3 wurden unmittelbar am nördlichen Ende des Talüberganges, mit der Hinterkante des nördlichen Widerlagerkörpers abschneidend, aufgestellt. Das in Abb. 24 dargestellte eiserne Geländer bildete den Abschluß der Arbeit.

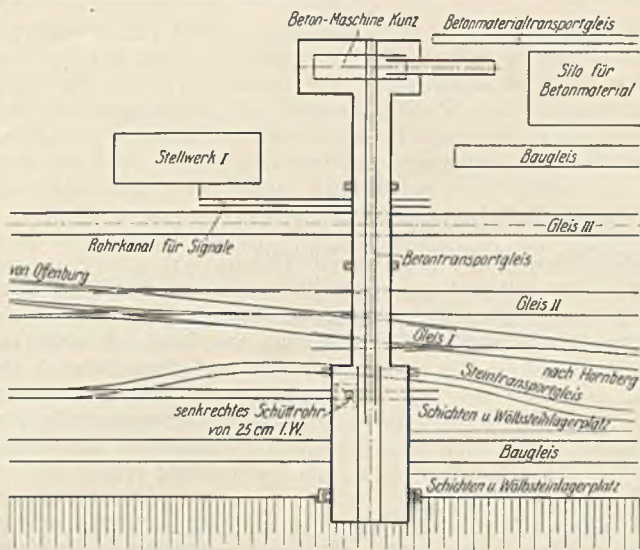


Abb. 32a.

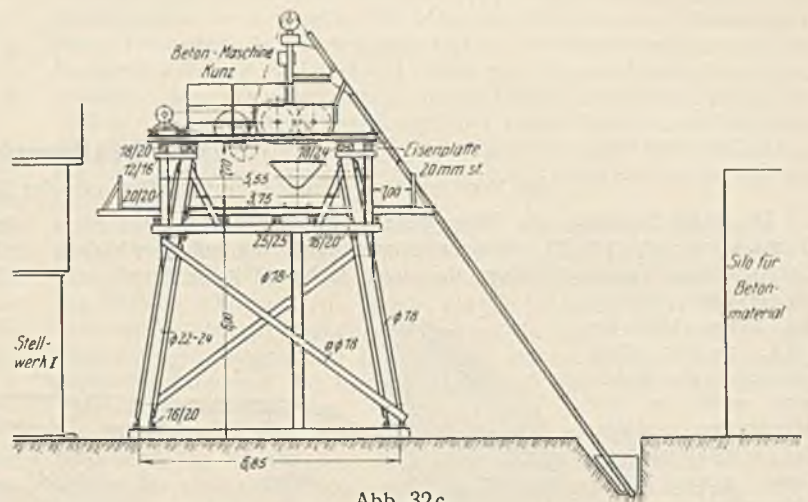


Abb. 32c.

Abb. 32a bis d. Betontransportbrücke über den Hauptgleisen zum Bau der Brücke unter Gleis 1 und 2.

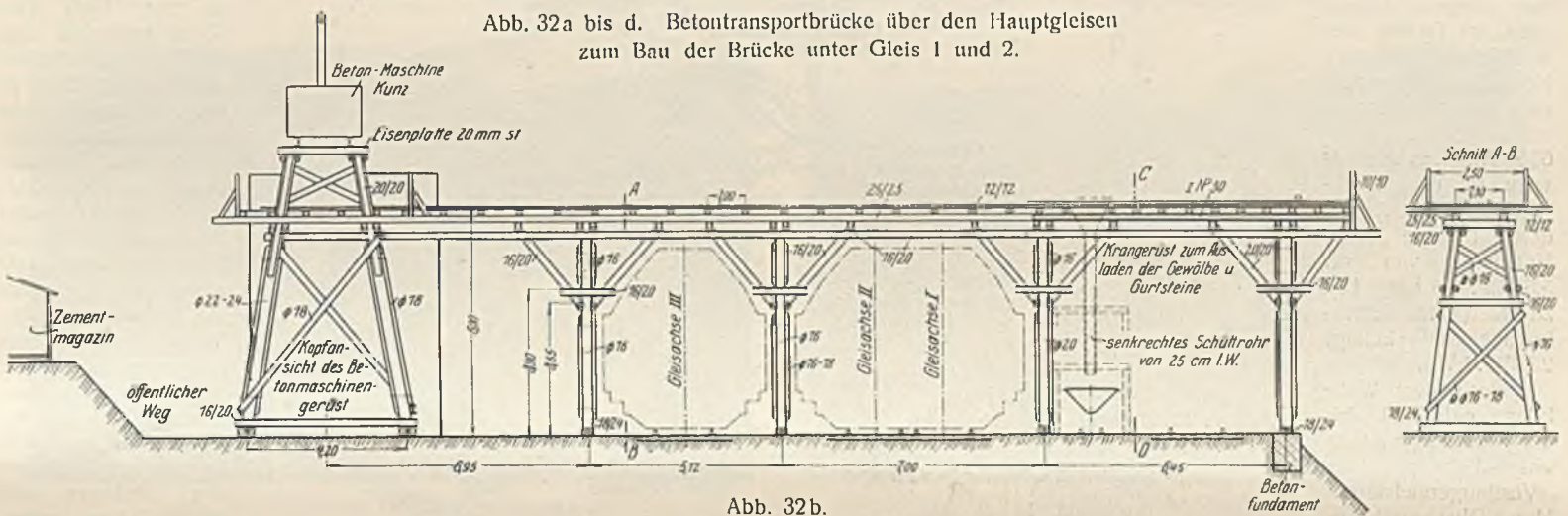


Abb. 32b.

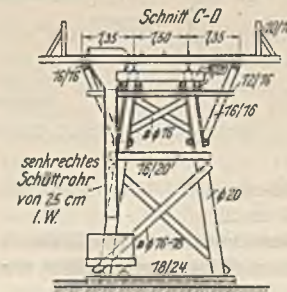


Abb. 32d.

Massen- und Kostenaufwand.

Zur Herstellung des Bauwerks waren erforderlich:

Baugrubenaushub	5 747 m ³
Beton und Mauerwerk	15 775 "
Quadern (Kragsteine und Gurtgesims)	619 "
Gewölbemaerwerk (nach Schichtenplan versetzte Steine)	1 756 "
Eisernes Geländer (297 m lang; 1 m wiegt 31,5 kg)	9 365 kg

Die Kosten betragen für den Steinbau einschließlich aller Rüstungen, Senktürme, Kranbahn und der übrigen Baustelleneinrichtung

1 717 760,00 R.-M.

für das Schutzgeländer, 297 m lang, mit dreimaligem Anstrich 3 291,00

Gesamtkosten 1 721 051,00 R.-M.

Der Talquerschnitt bis Oberkante Bauwerk mißt . . . 3100 m²

Hiervon sind durch Mauerwerk ausgefüllt 1020 "

Die Überbrückung von 1 m² des Talquerschnitts kostet

daher ohne das Schutzgeländer rd. $\frac{1\,721\,051}{3100} = 556,00$ R.-M.

1 m Schutzgeländer 11,10 "

Die Gesamtkosten der Herstellung der neuen Talbrücke einschließlich der eingangs erwähnten Verlegung des unter der Brücke fließenden Reichenbachs, der Oberbau- und Sicherungsanlagen für die dreimalige Betriebsumlegung, aber ausschließlich der Oberbau- und Schotterbeschaffungskosten sowie des Verwaltungsaufwandes betragen 1 846 374 R.-M.

Der Bau des neuen Talüberganges war ohne nennenswerte Hemmungen innerhalb 19 Monaten durchgeführt worden. Unglücksfälle mit Ausnahme eines einzigen, wobei Anfang Januar 1925 ein Maurer beim Abladen von Steinen auf dem Pfeiler 5 ausglitt und bedauerlicherweise zu Tode fiel, haben sich sonst nicht ereignet. Im August 1924 wurde im Pfeiler 3 eine von der Stadt Hornberg gestellte kupferne Büchse eingemauert, die kurze Angaben über die Baugeschichte und

zeitgemäße Urkunden der Stadt Hornberg, unter anderem von dieser und der Reichsbahndirektion Karlsruhe herausgegebenes Notgeld, enthielt. Am 29. Oktober 1925 konnte unter Abhaltung einer Feier, zu der die Stadt Hornberg eingeladen hatte, die Inbetriebnahme der neuen Talbrücke, die dann am 1. November stattfand, festlich begangen werden.

Bauausführende Firma war die Tief- und Hochbauunternehmung Grün & Billfinger A.-G., Mannheim, die die Arbeiten nach der plötzlichen Erkrankung des Unternehmers Gustav Bampi, Freiburg, der im Frühjahr 1924 den Zuschlag erhalten hatte, übernahm.

Die Bauleitung lag in Händen der Bauinspektion Villingen.

Handwritten calculations and notes at the bottom right of the page, including: $3\,291,00 : 297 = 11,08 \text{ RM/m}$, $31,5 \text{ kg} - 11,08 \text{ RM}$, $\frac{11,08}{31,5} = 0,35 \text{ RM/kg}$, and other figures like 321, 2400, 11,08, 31,50, 1680.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Strubklammkraftwerk der Stadt Salzburg.

Von Regierungsbaumeister J. Fiechl, Prokurist der Württembergischen Elektrizitäts-A.-G., Stuttgart.

Die Stadt Salzburg, die früher ihre elektrische Energie aus einer Dampfzentrale mit 1800 PS Maschinenleistung in Salzburg und einer kleinen 210 PS starken Wasserkraftanlage, der sogen. Eichertmühle bei Grödig, bezog, erstellte schon in den Jahren 1909 bis 1913, als im alten Österreich die Kohle noch nicht zu den Seltenheiten zählte, das Wiestalkraftwerk.

Diese etwa 12 km südwestlich von Salzburg gelegene Anlage nützt das Gefälle des Almbaches, eines Nebenflusses der Salzach, aus. Die installierte Leistung ist 6350 PS. Das Wiestalwerk ist eine Hochdruckspeicheranlage, deren Stausee einen Nutzinhalt von rd. 5,5 Milli. m³ hat. Die zu erzeugende Jahreskraftmenge beträgt 25 Mill. kWh.

Nach dem Weltkriege entschloß sich die Stadtgemeinde unter Führung ihres Vizebürgermeisters, Herrn Oberbaurat Ing. Rich. Hildmann, da die Nachfrage nach elektrischer Energie immer größer wurde (die Erzeugung von 2 325 000 kWh im Jahre 1910 stieg im Jahre 1920 auf über 20 Mill. kWh), die zweite Stufe des Wiestalwerkes, das sogen. Strubklammwerk, auszubauen (Abb. 1 u. 2).

Das Betriebswasser des Strubklammwerkes ist der Abfluß des inmitten eines Kessels herrlicher Waldberge gelegenen Hintersees, der schon ge-

der Strubklamm der Almbach zu einem Stausee von 2 500 000 m³ Nutzinhalt und 0,38 km² Spiegelfläche aufgestaut und die Kraftstufe in der Klammstrecke, deren Rohgefälle 113 m beträgt, ausgebaut. Anschließend an diese Arbeiten soll zur Vergrößerung des Wasservorrats der Hintersee mit einem Nutzinhalt von 6,5 Milli. m³ zur Ausnutzung mit herangezogen werden, und zwar in der Weise, daß entweder der See in einer Tiefe von 13 m angezapft und das Wasser nach Bedarf durch einen 2100 m langen Stollen dem Strubklammweiher zugeführt wird, oder daß durch eine 2400 m lange Heber- bzw. Pumpenleitung aus Holzrohren die Wassermassen des Hintersees zur Ausnutzung in den Strubklammstausee geleitet werden.

Als letzter Bauabschnitt endlich besteht die Möglichkeit, durch einen Erddamm den Hintersee um weitere 6 m aufzustauen, wodurch sich ein Gesamtwasservorrat des Sees von 14,5 Milli. m³ ergibt und womit sich ein vollständiger Jahresausgleich des Abflusses erzielen läßt. Das 100 km² große Einzugsgebiet des Strubklammwerkes ist eines der niederschlagreichsten Österreichs; eine gute Wasserwirtschaft für das Werk ist somit gewährleistet. Die im Strubklammkraftwerk nach dem ersten Ausbau nutzbar abzugebende Jahreskraftmenge beträgt rund



Abb. 1. Niederschlagsgebiet der Wasserkraftanlagen der Stadt Salzburg.

erzielen läßt. Das 100 km² große Einzugsgebiet des Strubklammwerkes ist eines der niederschlagreichsten Österreichs; eine gute Wasserwirtschaft für das Werk ist somit gewährleistet. Die im Strubklammkraftwerk nach dem ersten Ausbau nutzbar abzugebende Jahreskraftmenge beträgt rund

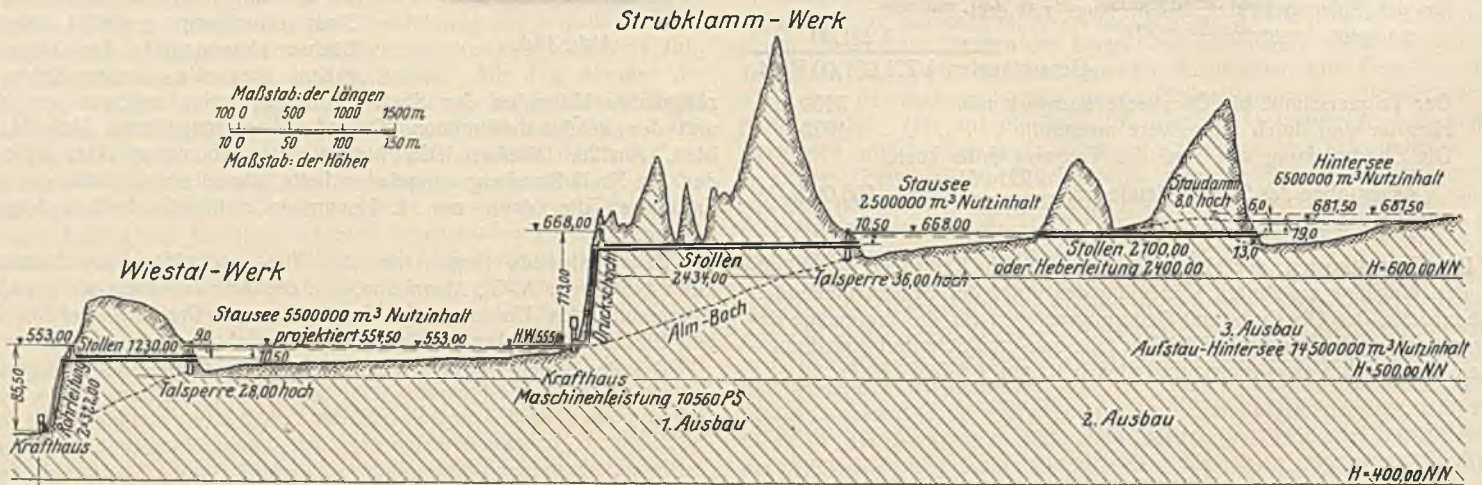


Abb. 2. Die Wasserkraftanlagen der Stadt Salzburg (Längenprofil).
(Maschinenleistung: 6350 PS Installiert, 11 350 PS in Aussicht genommen.)

nannte Almbach samt seinen Zubringern, der vor seinem Eintritt in das Wiestal eine tief eingeschnittene Felsschlucht, die Strubklamm, durchfließt. Der Ausbau des Werkes geschieht schrittweise, und zwar in drei Abschnitten. Vorerst wurde durch Anlage einer Talsperre am oberen Ende

14 Mill. kWh und steigert sich nach Anschluß des Hintersees ohne Stauerhöhung auf etwa 22 Mill. kWh.

Die Stauwand (Abb. 3), die in der engen Strubklamm durchweg auf gewachsenen Felsen gestellt wurde, ist als Massivsperrre ausgeführt; sie

hat eine größte Höhe von 35,4 m, eine größte Fußbreite von 29,40 m und ist 86 m lang; die wagerechte Mauerachse verläuft in einem Kreisbogen mit 75 m Halbmesser. Die Kronbreite beträgt 4 m und ist als Fahrbahn ausgebildet. Zur Entleerung des Staubeckens und zur Ableitung des Baches während der Mauerung der Talsperre ist an der rechten Klammseite ein 77 m langer Umlaufstollen angeordnet, der den Felsen durchquert und durch eine eiserne Schützenanlage verschließbar ist.

Als Entlastungsvorrichtung bei Hochwasser ist an der linken Klammseite vollkommen von der Staumauer getrennt ein Hochwasserüberfall mit anschließendem offenen Gerinne und natürlichem Absturz in den Mutterbach aus dem Felsen ausgesprengt. In den Hochwasserüberfall wird eine selbsttätig wirkende Dachwehranlage eingebaut. Diese besteht bei einer Stauhöhe von 2,50 m aus zwei Feldern mit je 20 m Breite. Die Dachwehranlage ist imstande, bis zu 300 m³/Sek. Hochwasser abzuführen, ohne daß der normale Stauspiegel des Sees eine Erhöhung erfährt. Über das Hochwassergerinne führt in Fortsetzung der Staumauerkrone eine 3 m breite Eisenbetonbrücke mit zwei Öffnungen von je 20 m l. W. zur Überführung eines Gemeindeweges von der rechten zur linken Talseite.

Da der Almbach und seine Zuflüsse erhebliche Geschiebemengen mit sich führen, war es notwendig, diese durch verschiedene Quer- und Längswerke zu verbauen, um einem Verkiesen des Stausees vorzubeugen.



Abb. 3. Staumauer mit Hochwasserüberfall.

Ebenso mußten die im Staugebiet befindlichen Uferabbrüche, Schluffhänge und Steilränder durch Steinkasten und Krainerwände geschützt werden, um schädliche Rutschungen zu vermeiden. Die Verlegung einiger Straßen und Wege war nötig, weil die das Almbachtal durchziehenden Verbindungs- und Holzabfuhrwege durch den Aufstau des Almbaches zum Teil überflutet werden.

Die Zuführung des Betriebswassers vom Stausee, der bis zu 10,5 m abgesenkt werden kann, geschieht bis zum Wasserschloß durch einen 2434 m langen Druckstollen mit kreisförmigem Querschnitt von 2,07 m Durchm. Der Stollen hat ein Durchschnittsgefälle von 1 ‰, ist ausbetoniert und mit einem wasserdichten Verputz versehen, 557 lfd. m des Stollens mußten außerdem noch durch eine Spiralbewehrung an den Stellen bewehrt werden, wo entweder zu geringe Bergüberlagerung vorhanden oder das durchfahrene Gestein von schlechter Beschaffenheit war.

Am Ende des Druckstollens befindet sich in den Felsen ausgesprengt das Wasserschloß, das aus einer Kammer und einem bis über Tag führenden Ausgleichschacht mit Überlaufstollen besteht. Vom Wasserschloß aus wird das Wasser den Turbinen im Kraftthause durch einen Druckschacht zugeführt. Dieser wurde aus wirtschaftlichen Gründen und wegen der günstigen Gelände- und Gesteinsbeschaffenheit anstatt einer offen verlegten Druckrohrleitung gewählt. Der Druckschacht erhielt eine Eisenblechauskleidung von 1,70 m Durchm.; der Schachtraum zwischen Blechauskleidung und gewachsenem Fels wurde mit Beton ausgegossen. Der Druckschacht zerfällt in drei Teile: einen oberen wagerechten Teil von 11,60 m Länge, der durch die Apparatkammer führt, einen unter 45° geneigten Teil mit 124,90 m Länge und einen unteren wagerechten Teil, der 112,95 m lang ist und ein Gefälle von 10 ‰ hat.

Im Kraftthaus kamen drei Turbinen-Aggregate samt Druck- und Geschwindigkeitsreglern zur Aufstellung, zwei Turbinen von je 2280 PS und eine Turbine von 6000 PS; diese sind mit je einem entsprechenden Drehstromgenerator unmittelbar gekuppelt. Das in den Turbinen ausgenutzte Wasser wird durch einen kurzen Unterwasserkanal in den Wiestalstausee geleitet.

Das Kraftthaus wurde ganz in Backsteinmauerwerk hergestellt und mit einem wetterfesten Naturputz versehen (Abb. 4). Mit seinen hohen Giebeln und großen Fenstern fügt es sich stilgerecht in das Landschaftsbild ein.

Für das Bedienungspersonal des Werkes wurden außer zwei hölzernen Blockhäusern ein Betriebsleiter- und vier Maschinistenwohnhäuser aus Backsteinmauerwerk erstellt. Die neben der Kraftstation auf abschüssigem Hang stehenden, ineinandergeschachtelten Maschinistenhäuser sind als Einfamilienhäuser ausgebildet und stellen eine originelle Lösung des Raumproblems dar. Die Anordnung dieses Reihenhäuserblocks ist so getroffen, daß der Eingang samt Loggia des ersten Hauschens bereits unter der Küche des anstoßenden zweiten Hauschens liegt; dabei wurde auf die heimische Bauweise Rücksicht genommen. Jedes Haus erhält reichlich Licht und Sonne.

Zur Abgabe der elektrischen Energie sind zwei Fernleitungen mit 25 000 V Spannung fertiggestellt: eine, die vom Kraftthaus in 13 km Länge unmittelbar zu der neuerrichteten Transformatorstation Hallwang bei Salzburg führt, und eine zweite, die die Verbindung mit dem 5,2 km unterhalb gelegenen Wiestalkraftwerk herstellt. Die im Strubklammkraftwerk erzeugte Energie wird hauptsächlich als hochwertiger Spitzenstrom abgegeben, während die Grundbelastung für den Stromverbrauch das Wiestalkraftwerk übernimmt.

Die im Jahre 1920 durch die Stadtgemeinde Salzburg begonnenen Bauarbeiten am Strubklammwerk mußten Ende 1921 vorläufig eingestellt werden, da wegen der damals schnellen Entwertung der österreichischen Krone das weitere Baukapital nicht mehr aufgebracht werden konnte.



Abb. 4. Kraftthaus mit Maschinistenwohnhäusern.

Die Württembergische Elektrizitäts-Aktiengesellschaft (WEAG) in Stuttgart, die im September 1922 die Betriebsführung der Städtischen Elektrizitätswerke Salzburg und damit die Finanzierung des Strubklammwerkes übernommen hatte, nahm im Januar 1923 die Bauarbeiten wieder auf, so daß Weihnachten 1924 das Werk in Anwesenheit des Herrn Bundespräsidenten Dr. Hainisch und des Herrn Bundeskanzlers Dr. Ramek feierlich in Betrieb gesetzt werden konnte. Die Baugelder für den Ausbau des Werkes wurden aufgebracht durch eine 25jährige Anleihe der Württembergischen Elektrizitäts-A.-G. in Höhe von 120 000 engl. Pfund sowie durch Konsortialkredite, die durch eine von dieser Gesellschaft vermittelte und unter der geschickten Führung des verdienstvollen Landeshauptmanns von Salzburg, Herrn Dr. Rehr, zustande gekommene 30jährige Schweizeranleihe der Stadt Salzburg abgelöst wurden. Bei der Geldbeschaffung durch die WEAG hatte die in ihrem Aufsichtsrat vertretene Firma Schlubach, Thieme & Co., Hamburg, hervorragenden Anteil. Ein Verdienst des Direktors der WEAG, Herrn Dr.-Ing. Paul Hammerschmidt, ist es, daß nicht nur die während der Bauzeit aufgetretenen finanziellen Schwierigkeiten überwunden, sondern daß auch das Strubklammkraftwerk in dieser verhältnismäßig kurzen Zeit fertiggestellt werden konnte und eine Anlage darstellt, die in jeder Beziehung den neuzeitlichen Anforderungen entspricht.

Uferschutzbauten am Strubklammstausee und an dessen Zubringern sowie am Wiestalsee, Planierungs- und Aufräumungsarbeiten, ferner der Ausbau der für das Bedienungspersonal des Strubklammwerkes bestimmten Wohnhäuser nahmen noch das Jahr 1925 in Anspruch. Bis zum Sommer 1926 werden jedoch auch diese Arbeiten zu Ende geführt sein.

Der Vater des Strubklammplans wie auch des Wiestalwerkes ist Herr Baudirektor a. D. Ing. H. Müller, Salzburg, die Ausarbeitung des Entwurfs führte Herr Baurat Ing. Mayerhofer durch, der auch als Vertreter der Stadt Salzburg zusammen mit Herrn Dipl.-Ing. Portmann, Luzern, die örtliche Bauleitung innehatte. Die Umgestaltung der Pläne für die endgültige Ausführung nach den neuesten tiefbautechnischen Erfahrungen sowie die Oberbauleitung von seiten der WEAG lag in den Händen des Verfassers.

Die architektonische Ausgestaltung der Hochbauten und der Staumauer oblag Herrn Architekten Blankenhorn, Stuttgart, der nicht nur

auf die praktische Lösung seiner Aufgabe, sondern auch auf die künstlerische Gestaltung aller Bauteile größten Wert legte. Als Sachverständiger und Begutachter stellte sich Herr Ingenieur H. Dietz, Direktor der Alzwerke in München, in liebenswürdiger Weise zur Verfügung. Für seine nutzbringenden Anregungen sei ihm auch an dieser Stelle bestens gedankt.

Was den Stromabsatz der drei im Besitz der Städtischen Elektrizitätswerke befindlichen Werke, nämlich des Strubklammwerkes, des Wiestalwerkes und der Eichelmühle, anbetrifft, so werden die Stadt Salzburg mit ihren Industrien und die umliegenden Gemeinden daraus versorgt. Ferner bezieht die elektrische Lokalbahn Salzburg—Berchtesgaden ihren Energiebedarf aus den Salzburger Werken. Ein erheblicher Teil elektrischer Energie wird auch noch an die Bayer. Chem. Industrie, die Dr.-Alexander-Wacker-Gesellschaft in Burghausen, abgegeben. Eine eigens für diese Firma erbaute Fernleitung mit 60 000 V Spannung führt die nötigen Strommengen aus dem Wiestal- und Strubklammkraftwerk über die Reichsgrenze nach Bayern.

Hydrologische Verhältnisse.

Das Einzugsgebiet des Strubklammwerkes, wie auch des unterhalb gelegenen Wiestalwerkes trägt Mittelgebirgscharakter (Abb. 5). Die zum Teil bis 1700 m Höhe ansteigenden Berge sind durchweg meist mit Nadelhölzern bewaldet. Das Gebiet ist, wie schon betont, eines der



Abb. 5. Stausee mit Blick ins Einzugsgebiet.

niederschlagsreichsten Österreichs. Regenhöhenmessungen für die Jahre 1900 bis 1910 am Hintersee, der in 681,50 m Meereshöhe inmitten des Niederschlagsgebiets liegt, ergaben, daß die mittlere Jahresniederschlagshöhe in diesen Jahren zwischen 1833 und 2528 mm schwankte und daß für das Einzugsgebiet eine durchschnittliche Niederschlagshöhe von 2000 mm angenommen werden darf. Dies ergibt bei einer Größe des Einzugsgebiets von 100 km² eine Niederschlagsmenge von 200 000 000 m³. Werden für Verdunstung und Versickerung, wie für diese Gegend zutreffend, 40% in Abzug gebracht, so kommen 120 000 000 m³ oder im Mittel 3,8 m³/Sek. zum Abfluß.

In der Zeit vom Februar 1918 bis Januar 1919, einem Jahr mit normalen Niederschlägen, wurden an einem Meßüberfall im Almbach oberhalb der Strubklamm Wassermessungen vorgenommen, die eine Jahresabflußmenge von 126 144 000 m³ ergaben, was einer mittleren Abflußmenge von 4 m³/Sek. entspricht. Ähnliche Ergebnisse hatten die während des Baues des Werkes 1921 bis 1924 durchgeführten Wassermessungen; die Ergebnisse schwankten zwischen 3,78 und 4,10 m³/Sek. mittlerer Abflußmenge. Nach den Pegelbeobachtungen, die für die Wiestalanlage in den Jahren 1907 bis 1909 an der Fassungsstelle des späteren Wiestalstausees angestellt wurden, betrug die mittlere Abflußmenge für das Wiestalwerk bei 175 km² Einzugsgebiet 7 m³/Sek. Aus den Aufzeichnungen des seit 1913 betriebenen Wiestalwerkes ergibt sich eine Jahresabflußmenge zwischen 6,6 und 7,1 m³/Sek. Bei 100 km² Einzugsgebiet ergibt sich entsprechend für das Strubklammwerk ein mittlerer Jahresabfluß von rd. 3,8 m³/Sek.

Die Beobachtungen ergaben ferner, daß die Niederwasserperiode im Oktober/November liegt. Die Frostperiode ist häufig durch Tauwetter unterbrochen; ein starkes Winterhochwasser tritt jedes Jahr ein. Die Schneeschmelze liefert hohe Wasserstände, doch keine gefährlichen Hochwasser. Die größten Hochwasser treten gewöhnlich, und zwar sehr rasch, im Sommer auf, doch auch der sonstige Verlauf der Pegelstandlinie ist zeitweise durch Hochwasserspitzen unterbrochen, so daß mit einer fünf- bis sechsmaligen Füllung der Stauseen im Verlauf eines normalen Jahres zu rechnen ist.

Geologische Verhältnisse.

Das vorherrschende Gestein ist Hauptdolomit; sämtliche das Einzugsgebiet umgrenzenden Gebirgsketten bestehen aus dieser Felsart. Von Südost nach Nordwest durchzieht eine alte verschüttete Talfurche das ganze Gebiet. Diese tiefe Talfurche, das alte Almbachbett, wurde durch die gewaltigen Aufschüttungen der Moränemassen des Salzachgletschers in der letzten Eiszeit derart verschüttet, daß der Almbach nach dem Rückzug des Eises seinen alten Weg nicht mehr fand und neben dem alten verschütteten Tal sich einen neuen Weg in südwestlicher Richtung durch den Fels einzugraben begann, die heutige Strubklamm. Der Almbach fließt jetzt vom Hintersee bis zu seinem Eintritt in die Strubklamm nur ganz kurze Strecken auf Fels, meist aber auf fester, lehmartiger Grundmoräne und ein kurzes Stück vor der Klamm auf jungem, lockerem Bachgeröll. Diese Moräneablagerungen im Almbachtal erreichen eine Mächtigkeit bis zu fast 100 m. Das Nordufer des Strubklammstausees besteht also aus Grundmoräne, die überaus tonreich und von einer betonartigen Festigkeit ist. Durch diese Verhältnisse bedingt, traten im Almbachbett unbedeutende Wasserversickerungen auf, die sich auch bei Beginn des Stauens im Spätherbst 1924 bemerkbar machten, jedoch allmählich verschwinden, da der Stauraum durch die häufigen, viel feines und feinstes lehmiges Geschiebe mit sich führenden Hochwasser des Almbaches sich durch Verschlammung selbst dichtet.

Eine unangenehme Begleiterscheinung der diluvialen Ablagerungen sind die großen Uferabbrüche, Plaiken genannt, die dadurch entstehen, daß sich die Bäche eingraben, die Lehnen fortwährend zum Nachstürzen bringen und die Geschiebe zu Tal befördern.

Die geologischen Untersuchungen vor und während des Baues wurden durch Herrn Oberbergrat Dr. Ampferer, dem Chefgeologen der Geologischen Bundesanstalt in Wien, durchgeführt. Dieser sagt über die Gesteinsbeschaffenheit unter anderem folgendes:

„An der Sperrstelle besteht das Grundgebirge aus Hauptdolomit, der von der Sperre weg unter mittlerem Winkel gegen das Staubecken zu einfällt. Die Schichtung ist im Bereich der Sperre nicht deutlich ausgesprochen, was mit einer hier durchstreichenden Zertrümmerungszone zusammenhängt, welche die sonst klare Schichtung verwischt und an ihrer Stelle scharf durchschneidende Schubflächen eingezeichnet hat.

Durch diese tektonische Zertrümmerung ist der Dolomit vielfach in eine Art von Beton umgewandelt, in dem kleinere und größere, eckige Dolomitstückchen in einem feinkörnigen festgepreßten Gesteinsmehl stecken. Die Standfestigkeit der Sperre wird hierdurch nicht erschüttert. Auch die Wasserdichtheit ist für die geplante Stauhöhe eine ausreichende. Mit der Fundierung unter die Sohle der tiefen Strudelocher der Klamm hinabzugreifen, erscheint unnötig. Ebenso hat hier eine Bohrung keinen Sinn, weil dieselbe Gesteinsbeschaffenheit bis in große Tiefen hinabreicht. Die vorgesehene Einbindung ist beiderseits ebenfalls genügend tief. Die Felsköpfe zu beiden Seiten der Strubklamm sind hier mit Gletscherschliffen bedeckt, welche unter der schützenden Bedeckung einer dünnen, aber wasserdichten Grundmoränehaut blank zutage kommen.

Wenn man also die Lage und die Fundierung des ganzen Sperrkörpers als zweckentsprechend und wohl gesichert bezeichnen muß, so befinden sich knapp unterhalb der Sperrmauer in der Strubklamm beiderseits Felsmassen, die nach meiner Erfahrung eine besondere Sicherung erheischen. Am rechten Ufer der Klamm hängt hier eine mächtige Schichtplatte schräg herein, die unten durch einen schmalen Pfeiler gestützt erscheint. Am linken Ufer aber befindet sich ein steilwandiger Felskerker, welcher durch Schubflächen ganz vom anschließenden Bergkörper abgeschnitten wird.

Nachdem nun diese beiden unsicheren Felsmassen das Bestreben haben, gegeneinander in die Klamm hinabzustürzen und sie außerdem beiderseits schon den Fuß der Sperre berühren, so möchte ich empfehlen, die Sperre etwas breiter zu fundieren und die Mauer hier so hoch emporzuführen, daß diese beiden Felsmassen eingefabt und gegeneinander gestützt werden. Es ist dies bei der Schmalheit der Klamm ohne allzu große Kosten auszuführen.

Der Druckschacht des Strubklammwerkes durchstößt die flach gelagerten Hauptdolomitschichten unter einem Winkel von 45° und hat dabei eine Vertikalhöhe von etwa 98 m. Er war schon vor dieser Untersuchung ausgebrochen worden und zeigt in allen Teilen eine ausgezeichnete Beschaffenheit des Gesteins. Der lichte, schwach oder gar nicht bituminöse Dolomit ist regelmäßig geschichtet, fest, trocken und völlig ruhig gelagert. Nur an einer Stelle ist durch den Schacht eine schmale Zertrümmerungsfuge zwischen Schubflächen aufgeschlossen, wo das Gestein weniger fest und etwas brüchig ist. Eine Verzimmerung war weder beim Vortrieb noch auch seither im ganzen Bereich von Schacht und Stollen erforderlich. Die tatsächlichen Aufschlüsse sind in diesem Druckschacht entschieden noch besser, als sie die seinerzeitige geologische Prognose vorhersah.

Angesichts dieser durchaus günstigen geologischen Befunde und der überaus soliden Bauausführung, wie sie in dem mir vorliegenden Plan der Bauleitung vorgesehen erscheint, muß dieser Druckschacht als vollkommen betriebssichere Anlage bezeichnet werden.

Vom dem Druckstollen (Abb. 15) waren zur Zeit meiner Besichtigung etwa 80% bereits aufgefahren und erwiesen mit geringen Ausnahmen eine recht gute Gesteinsbeschaffenheit. Der an den Druckschacht an-

schließende Sophien- und Wallstollen hat ganz dieselben Verhältnisse wie der Druckschacht selbst. Im Gretelstollen (rechts) ist eine schmale Zone zu sehen, wo an einer vom Tag herabreichenden Furche Grundmoräne (Geschiebe in einer weißlich-schlammigen Grundmasse) im Stollen angefahren wurde. Hier ist auch Verzimmerung nötig gewesen. Die Stelle ist ganz kurz und hat nur etwa 20 m Überlagerung. Hier ist eine besonders starke und sorgfältige Ausmauerung des Druckstollens nötig.

Ein ungünstiges Gestein ist im Karolastollen vorhanden, da derselbe, wie die Sperrstelle selbst, in eine ziemlich breite Zertrümmerungszone hineinfällt, welche an der Ostseite von Kriberg und Stromberg quer über die Strubklamm streicht. Auch in diesem Stollen wurde eine reichlich wasserführende Kluft angefahren. Der Hauptdolomit ist hier vielfach ganz fein zerklüftet und zerrieben. Diese Klüfte sind mit Kalk verheilt, doch reißen dieselben beim Sprengen auf. So erweckt z. B. das Gestein, das am Eingang in die Strubklamm in den frisch geglätteten Strudellöchern fest aussieht, nach dem Aussprengen den Eindruck der Brüchigkeit und Unverläßlichkeit. Es verheilt indessen durch das kalkreiche Wasser diese Klüfte ziemlich leicht, und die Standfestigkeit des Felsens bleibt bestehen. Von den ganzen bisher aufgefahrenen Stollenstrecken liegt der allergrößte Teil in schön geschichtetem, festem Hauptdolomit. Sonst sind noch, insbesondere im Kriberg drinnen, eine Reihe von Querklüften vorhanden, welche Wasser führen und an einer schmalen Stelle eine Zone von schlammiger Grundmoräne. Da der Stollen als Druckstollen ausgebaut werden soll, wird er eine sorgfältige, dichte und starke Auskleidung erfordern."

Baustelleneinrichtung.

Für den Bau des Werkes mußten, um ein rasches und wirtschaftliches Arbeiten zu gewährleisten, drei voneinander getrennte Baustellen eingerichtet werden: die Baustellen Staumauer, Krafthaus und Kalter Graben mit Nebenstelle Wallyfenster. Die Einrichtung der beiden erstgenannten hatte keinerlei Schwierigkeiten, da genügend Platz vorhanden war und in unmittelbarer Nähe je eine Straße vorbeiführte. Anders lagen die Verhältnisse im Kalten Graben. Dort war man mit dem Platz sehr eingeschränkt; die einzige Verbindungsmöglichkeit von der Baustelle Krafthaus aus war eine sehr schlechte und bestand aus einem Saumweg, der entsprechend hergerichtet werden mußte, jedoch durch seine ungünstigen Gefällverhältnisse für Materialtransporte usw. wenig in Betracht kam. Deshalb geschah in der ersten Bauperiode, als nur Stollenvortriebsarbeiten vom Kalten Graben aus geleistet werden mußten, der Materialbedarf also ein verhältnismäßig geringer war, die Zufuhr dorthin auch mittels einer einfachen Seilbahn über die Strubklamm von der auf der anderen Talseite führenden Verkehrsstraße aus. Nach dem Stollendurchschlag zwischen Kaltem Graben und Krafthaus wurden sämtliche Transporte zum Kalten Graben vom Krafthaus aus durch den Stollen geführt. Da alle Baustellen von demselben Unternehmer besetzt waren, ging der Verkehr und das Zusammenarbeiten der einzelnen Baustellen untereinander sowie die Einordnung in die Baudispositionen reibungslos vonstatten.

Die beim Bau beschäftigten Arbeiter, deren Zahl öfters 1000 überstieg, wurden fast durchweg in eigens hierfür errichteten Holzbaracken mit einem Fassungsraum für je 22 Mann untergebracht; dasselbe galt auch für das Aufsichtspersonal und die Ingenieure. Während der ersten Bauperiode von Oktober 1920 bis Weihnachten 1921 war es sehr schwierig, brauchbare Arbeiter aufzutreiben; die Leistungen dieser Leute blieben zum Teil weit hinter dem Vorkriegsdurchschnitt zurück. Auch während der zweiten Bauperiode ab 1923 machte sich der Mangel an Facharbeitern in Österreich für den Bau oft recht unangenehm bemerkbar, so daß man gezwungen war, reichsdeutsche Facharbeiter heranzuziehen.

Auf allen drei Baustellen erforderte die Beschaffung von Druckluft für die umfangreichen Sprengarbeiten an Staumauer, Hochwasserüberfall, Stollen, Wasserschloß und Druckschacht die Aufstellung entsprechender Kompressorenanlagen. Es kamen folgende Typen zur Verwendung:

- Flottmann, Modell F. K. 15, zweistufig, 3 bis 3,3 m³ angesaugte Luft
- Ingersoll, Klasse ER — 1, einstufig, 2,6 m³ angesaugte Luft
- Bora, Modell K. 18, zweistufig, 4 bis 5 m³ angesaugte Luft.

Auf der Baustelle Staumauer fanden zwei Betonmischmaschinen Aufstellung, eine mit 500 l und eine zweite mit 300 l Inhalt. Sie wurden am rechten Klammufer nebeneinander aufgestellt, so daß die Zuführung des Schotters und das Abführen des Mischgutes in einem Rollwagen und reibungslos vor sich gehen konnte. Der Bachschotter des Almbaches wurde oberhalb der Strubklamm durch Einbau einer Schottersperre zurückgehalten und

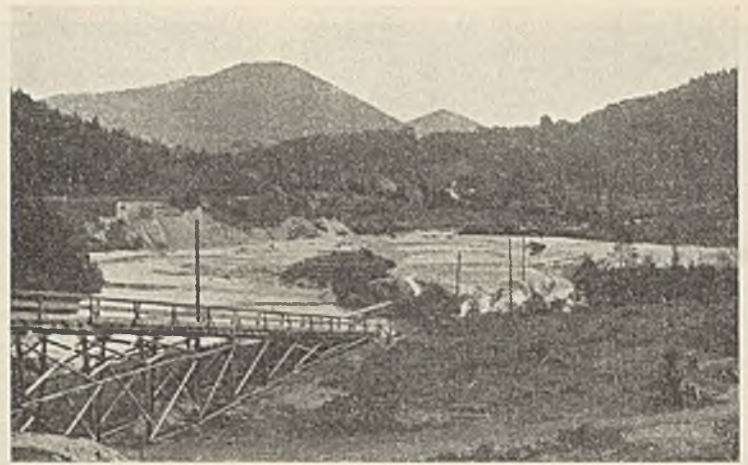


Abb. 6. Kieslagerplatz im Staubeckengrunde; im Vordergrund Schrägaufzug zur Staumauer.

konnte nach einmaligem Werfen ohne weiteres zum Betonieren verwendet werden. Die Zufuhr vom Kieslagerplatz im Staubeckengrund zu den Maschinen fand statt mittels eines am linken Ufer angelegten Schrägaufzugs mit einer Zugkraft von 1000 kg (Abb. 6) und über eine daran anschließende, die Strubklamm oberhalb der einzubauenden Sperre überspannende hölzerne Arbeitsbrücke (Abb. 7). Der Portlandzement wurde wegen des starken Gefälles mit gewöhnlichen Handwagen vom nahegelegenen Zementmagazin, das durch eine Rutsche Verbindung mit der höher gelegenen Zufahrtsstraße hatte, beigeführt. Zur Gewinnung des nötigen Putz- und Torkretsandes war als Sandgewinnungsanlage ein Schüttelsieb aufgestellt.

Im Kalten Graben waren große Holzgerüste und Arbeitsbrücken zu erstellen, um die dort aufgestellte 500-l-Mischmaschine wirtschaftlich arbeiten lassen zu können (Abb. 8). Zusammen mit der Mischmaschine war ein Steinbrecher mit einer Maulweite 450×300 mm im Betrieb, da der hier gemischte Beton aus Stollenausbruchmaterial hergestellt wurde; der beizumengende Sand sowie der Zement mußten durch den Stollen zugeführt werden.

Die Baustelle Krafthaus hatte eine 300-l-Mischmaschine zur Verfügung. Dort wurde wie bei der Staumauer Bachkies verarbeitet. Eine schnelle Beschickung sämtlicher aufgestellter Betonmischmaschinen erreichte man dadurch, daß zur Füllung des Kieskübels Silos für Kies und Sand sowie für Zement verwendet wurden. Der Vorteil war eine rasche Füllung des Kübels, unter gleichzeitiger Mischung der Güter (Kies und Zement), wobei der Silo für Kies und der für Zement von einem Mann bedient werden konnte. Dadurch war es möglich, die von den Lieferfirmen der Mischmaschinen angegebenen Leistungszahlen wenn nötig zu erreichen. Bei der Mauerung des Krafthauses wurde für den Hochtransport ein Becherwerk verwendet. Vom Krafthaus aus führte ein Schrägaufzug mit einer Umfangszugkraft von 1600 kg und 45 notwendigen PS zum Wasserschloß empor. In der geradlinigen Trasse befand sich ein zweimaliger Gefällbruch;



Abb. 7. Arbeitsbrücke über die Strubklamm für die Staumauerbetonierung.

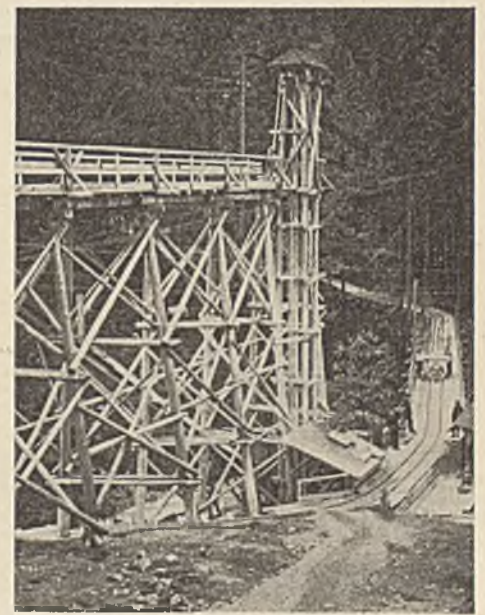


Abb. 8. Gerüstbrücken mit Betonbereitungsanlage im „Kalten Graben“.

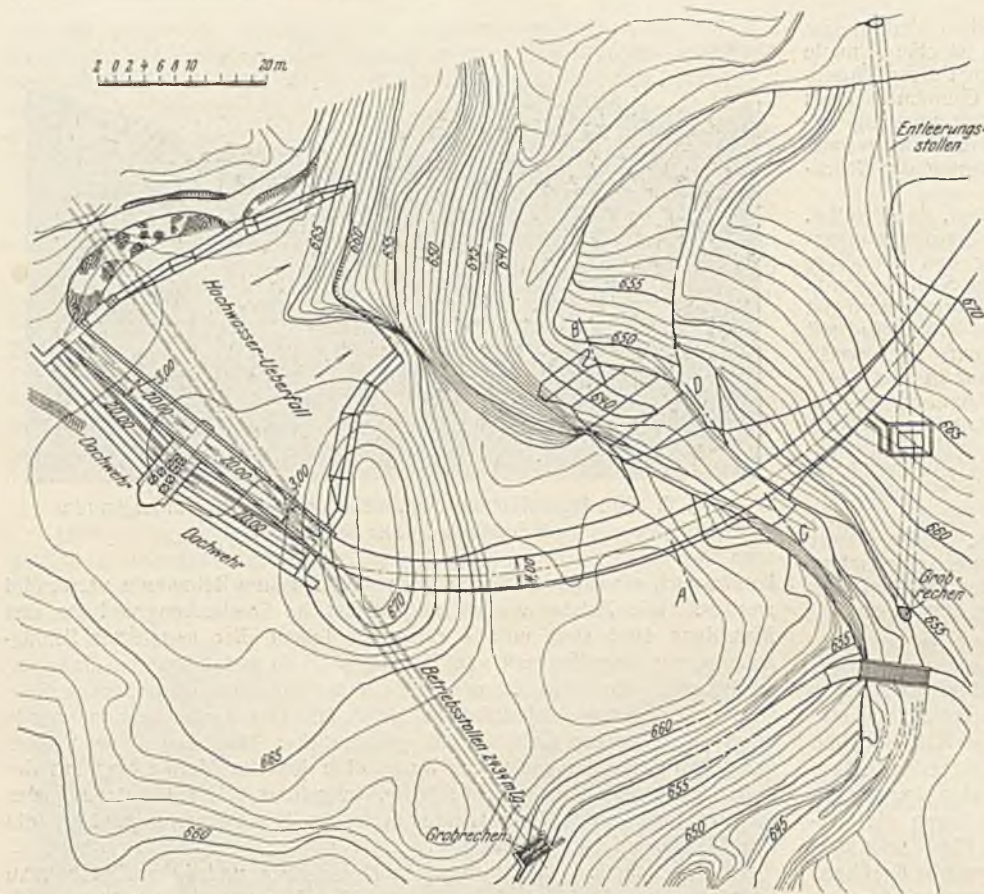
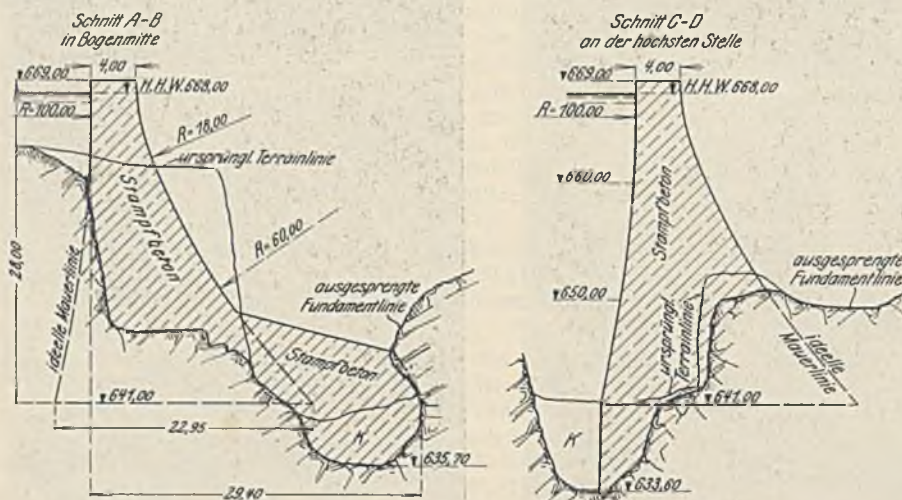


Abb. 9. Lageplan der Talsperre.

der zu überwindende Höhenunterschied betrug rd. 95 m. Der Aufzug verlief auf $\frac{1}{5}$ der Länge auf gewachsenem ausplaniertem Gelände, das übrige Fünftel vor der Bergstation wurde mit einer Gerüstbrücke überwunden. Wegen der Geländeverhältnisse mußten bei der Bergstation die ankommenden Güter auf ihren Wagen mittels Drehscheibe gedreht und noch etwa 30 m entlang des Berghanges geführt werden, bis sie in den Fensterstollen zum Wasserschloß einfahren konnten. Die Drehscheibe war so bemessen, daß zwei Rollwagen darauf Platz fanden.

Die durchweg eisernen, 0,75 m³ fassenden Muldenkipper wurden von Hand fortbewegt, mit Ausnahme natürlich bei den beiden Schrägaufzügen. Gefahren wurde auf 60-cm-Spur; die Gleise waren meist auf Eisenschwellen, zum Teil auch auf Holzschwellen gelegt. Der Transport der Rohre für den Druckschacht über den Schrägaufzug geschah auf zwei aneinandergeschlossenen, gewöhnlichen Plattform-Rollwagen. Zur Rohrlagerung war auf jedem Wagen ein Reibsattel angebracht. Die Rohre wurden auf den Wagen durch Drahtseile und Klemmen befestigt.

Während der ersten Zeit des Baues wurde für Kraft- und Lichtzwecke Fremdstrom bezogen; da hierbei jedoch oft lästige Stromunterbrechungen vorkamen, entschloß man sich, eine Fernleitung nach dem nahegelegenen Wiestalwerk zu errichten, um von dieser Eigenanlage die nötige elektrische Energie zu beziehen. Im ganzen waren auf den drei Baustellen 230 PS installiert.



K = Beim Aussprengen der Mauerfundamente ausgeräumte Kessel.

Abb. 10. Querschnitte der Talsperre.

Die Tief- und Hochbauarbeiten waren der Bauunternehmung Pittel & Brausewetter, Wien, den damaligen Verhältnissen in Österreich entsprechend in Regie übertragen.

Stauanlage.

Die günstigste Stelle, an der die Staumauer samt Hochwasserüberfall errichtet werden konnte, war die bei der Ausführung gewählte, an der Eintrittsstelle des Almbaches in die eng- und tiefeingeschnittene Strubklamm etwa 1700 m südwestlich von Faistenau (Abb. 9). Die Mauer wurde aus wirtschaftlichen und ausführungstechnischen Gründen als Schwergewichtsmauer ausgebildet. Sie wurde in Stampfbeton ausgeführt, da der zum Betonieren nötige Schotter aus den Geschieben des Almbaches unmittelbar an der Baustelle gewonnen werden konnte. Es mußte also nur der notwendige Zement auf der Gebirgsstraße antransportiert werden. Der verhältnismäßig starke Krümmungshalbmesser der Mauer mit 75 m ist nicht aus statischen Gründen bestimmt, sondern durch die Lage und Gestalt der links- und rechtsufrigen Felspartien, in die man bestrebt war, möglichst senkrecht zu den Schichtenlinien die Achse der Staumauer eingreifen zu lassen. Krümmung wie auch Auftrieb und Eisdruck wurden bei der Berechnung unberücksichtigt gelassen. Das spezifische Gewicht des Betons wurde mit 2,2 in Rechnung gestellt. Dabei ergaben sich als größte Spannungen bei leerem Becken 5,06 kg/cm², bei vollem Becken 5,10 kg/cm². Der starke Querschnitt der Mauer sowie die auftretenden Spannungen könnten bei Unkenntnis der Verhältnisse beanstandet werden. Die vorliegende Form wurde jedoch entgegen leichteren Entwürfen, die seinerzeit von der Behörde abgelehnt wurden, von dieser insofern vorgeschrieben, als sie als spezifisches Wassergewicht, mit dem zu rechnen war, 1,1 angab.

Die größte Höhe der Mauer, allerdings auf nur etwa 4,50 m Breite, beträgt, wie schon gesagt, 35,40 m; die größte Fußbreite ist 29,40 m. Diese Breite wurde jedoch nicht aus statischen Gründen ausgeführt, sondern es wurde ein Betonklotz am luftseitigen Fuße der Mauer mit anbetoniert, was eine größere Sohlenbreite mit sich brachte. Dies geschah auf Grund des geologischen Gutachtens, weil der rechts- und besonders der linksseitige Fels der Strubklamm unterhalb der Mauerluftseite von schlechter Beschaffenheit und überhängend war, so daß befürchtet werden mußte, daß durch weitere Verwitterung des Dolomits und Abbröckeln dieses Gesteins die Widerlager geschwächt und ein guter Anschluß der Mauer an den Felsen mit der Zeit in Frage gestellt werden könnte. Dieser rückwärts mit der Mauer aufbetonierte Klotz schließt nun die rechts- und linksufrigen überhängenden Felsköpfe und Partien in sich ein und verspannt sie gegeneinander.

Der Arbeitsvorgang bei Herstellung der Staumauer war folgender:

Nach Entfernung der Humusschicht und des Gerölls wurden die Fundamente für die Sperre mit Hilfe von Preßluft aus dem Felsen ausgesprengt; alle schlechten und verwitterten Gesteinpartien wurden entfernt und der Felsen rechts und links der Klamm, in den die Mauer einbinden mußte, so tief ausgesprengt, bis gesunder, einwandfreier Dolomit anstand. Die aus dem Felsen ausgesprengte Fundamenttiefe betrug zwischen 2 und 4 m; das Aussprengen geschah in Stufenform, entsprechend dem Abfall des Felsens vom rechten und linken Ufer gegen die Strubklamm (Abb. 11). In der Klamm wurden die vorgefundenen tiefen Strudelkessel, in die die Mauer zu stehen kam und die vollständig mit Kies aufgefüllt waren, ausgeräumt (Abb. 10) und in die glatten Felsschliffflächen in 15 bis 20 cm Abstand etwa 3 cm tiefe Rillenstreifen eingehauen, um eine gute Verbindung des Betons mit den glatten Felsflächen der Klamm zu erreichen (Abb. 12). Hierauf wurden die gesamten Fundamente mit Stahlbürsten und Druckwasser gereinigt.

Die Betonierung geschah von der oberhalb der geplanten Mauer über die Klamm errichteten Gerüstbrücke aus. Der in eisernen Muldenkippern von den Mischmaschinen beigeführte Beton wurde durch zwei hölzerne, innen mit Blech ausgeschlagene Schüttrinnen von quadratischem Querschnitt 60 x 60 cm an die Verwendungstellen befördert. Bei Breiterwerden der zu betonierenden Fläche in größerer Höhe der Mauer wurde noch eine bzw. zwei weitere Schüttrinnen eingebaut. Durch die Rinnen waren alle Meter kreuzweise 24 mm starke Rundeisen durchgesteckt, um einer Entmischung des Betons vorzubeugen. Das Mischungsverhältnis war

200 kg Zement auf 1 m³ Festbeton. Im unteren engen Teil der Klamm, wo das Profil recht unregelmäßig war, kam feste Schalung zur Verwendung, während man den oberen breiteren Teil der Mauer von etwa 1/3 der Höhe ab mittels fliegender Schalung hochbetonierte (Abb. 13). Die Befestigung der fliegenden Schalung geschah durch C-förmig gebogene Rundeseisen von 14 mm Durchm., die mit ihren Schenkeln in die Mauer einbetoniert wurden. Der Beton wurde von Hand und mit Druckluftstampfern in durchgehenden Schichten von höchstens 20 cm Stärke gestampft. Um Arbeitsfugen zu vermeiden, wurde in Zweischichtenbetrieb zu je zehn Stunden durchbetoniert. Nach je fünf Stunden Arbeit wurde eine Stunde Pause eingelegt. Die Arbeitsfuge, die durch den Stillstand an Sonntagen entstand, wurde im Zahnschnitt ausgeführt. Am 10. Oktober 1923 überspülte ein größeres Hochwasser sechs Stunden lang die bis zur halben Höhe betonierte Mauer, ohne Schaden anzurichten. Nach Rückgang des Wassers wurde die obere Lage der überspülten Fläche entfernt und hintereinanderliegende, durchgehende Zahnschnitte senkrecht zur Druckrichtung des Stauwassers in die Fugenfläche eingehauen. Bei der anschließenden Weiterbetonierung begoß man die jeweils mit Beton zu beschickenden Stellen der Fuge kurz vorher mit Zementmilch.

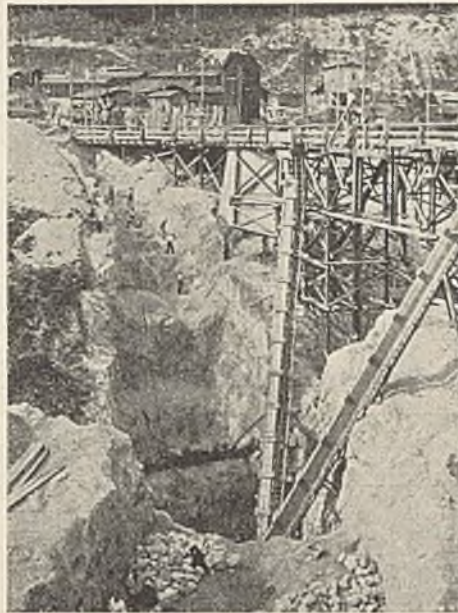


Abb. 11. Blick in die ausgesprengten Staumauerfundamente.



Abb. 12. Staumauerbetonierung in der Strubklamm.

Wasserseitig bekam die Sperre als Dichtungsschicht einen 6 cm starken, in drei Schichten aufgetragenen Torkretüberzug, der mit einem 10x10-cm-Drahtgeflecht aus unverzinktem, 2,5 mm starkem Eisendraht bewehrt wurde. Die Torkretschicht wurde bis Höhe 669,00, also 1 m über höchstem Wasserspiegel, hochgeführt und auch beim Anschluß der Mauer an den Felsen in einer Breite von mindestens 2 m über letzteren ausgedehnt. Das Mischungsverhältnis war 1 : 3 bis 1 : 5. Korngröße bis 5 mm; im Durchschnitt ergab sich beim Torkretieren der Staumauer rd. 20% an Abfallmaterial. Eine besondere Drainierung erhielt die Mauer nicht.

Die Gesamtbetonmenge der Mauer einschließlich der Geländer beträgt 9140 m³. Hierfür sind aufgelaufen: 6945,5 Partieführerstunden, 38 860 Zimmermannstunden, 4564,5 Maurerstunden, 125 280 Hilfsarbeiterstunden, 6697,5 Maschinistenstunden, 394 Mineurstunden und 49 Schlosserstunden, zusammen 174 790 Stunden, d. h. für 1 m³ der Staumauer sind durchschnittlich 19,1 Stunden für die Betonierung angefallen (einschließlich Schotterzufuhr vom Lagerplatz über den Schrägaufzug, Maschinenbedienung, Schalung). Die Durchschnittsleistung bis Kote 663,00, also bis zu rd. 30 m Höhe, betrug 236 m³/Tag, die Höchstleistung 332 m³ zu je zwei Zehnstundenschichten. Dabei war die durchschnittliche Stundenleistung einer Mischmaschine 21,3 bis 22,1 Mischungen. Die durchschnittliche Leistung von Kote 663,00 bis Kronenhöhe (669,00) ohne Geländer betrug nur 184,4 m³/Tag; hier machte sich der Einfluß der architektonischen Ausbildung geltend. Der Zementverbrauch für die gesamte Staumauer betrug 37 514 Sack Portlandzement oder 4,1 Sack/m³. Die Beziehung zwischen 1 m³ Festbeton und der Zahl der Rollwagen mit Betonmischung, die durch die Betontrichter geschüttet wurden, war: 1 m³ Fertigbeton = 1,66 Rollwagen mit 0,75 m³ Inhalt Betonmischung. Die Mauer samt Geländer wurde in insgesamt 57 Arbeitstagen hochbetoniert.

Vor Inangriffnahme der Bauarbeiten an der Staumauer, also während der ersten Bauperiode 1920/21, wurde durch den rechtsufrigen Fels der Strubklamm zur Trockenlegung der Baustelle ein 77,67 m langer Umlaufstollen getrieben. Er hat bei 69,72‰ Gefälle einen annähernd kreisförmigen Durchflußquerschnitt von rd. 3,6 m² und dient der fertigen Stauanlage als Grundablaß. Der Stollen durchquert den Felsen in fast gerader Linie und wurde unverkleidet gelassen. Lediglich die Strecke vom Einlauf bis zu den zwei eisernen Gleitschützen als Abschlußorgan erhielt in der zweiten Bauperiode einen 2 bis 3 cm starken Torkretverputz. Am Stolleneinlauf wurde ein Grobrechen aus Eisenbahn-



Abb. 13. Betonierung der Staumauer mittels fliegender Schalung.

schienen mit 30 cm lichtigem Stababstand angebracht, um bei höheren Wasserführungen des Almbaches den Eintritt von Baumstämpfen u. dergl., die eine Verklammerung des Stollens herbeiführen könnten, zu verhindern. Die Windwerke für die Abschlußschütze sind in einem gesonderten, aus

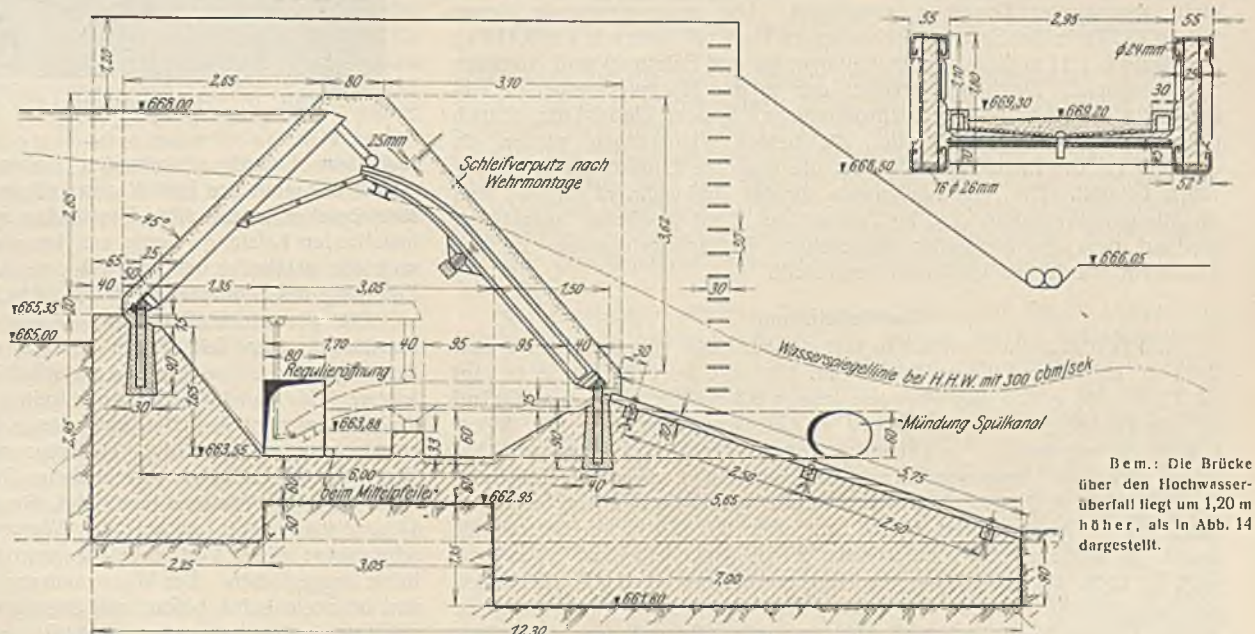


Abb. 14. Dachwehr. Querschnitt mit Ansicht der linken Wehrrange.

Bem.: Die Brücke über den Hochwasserüberfall liegt um 1,20 m höher, als in Abb. 14 dargestellt.

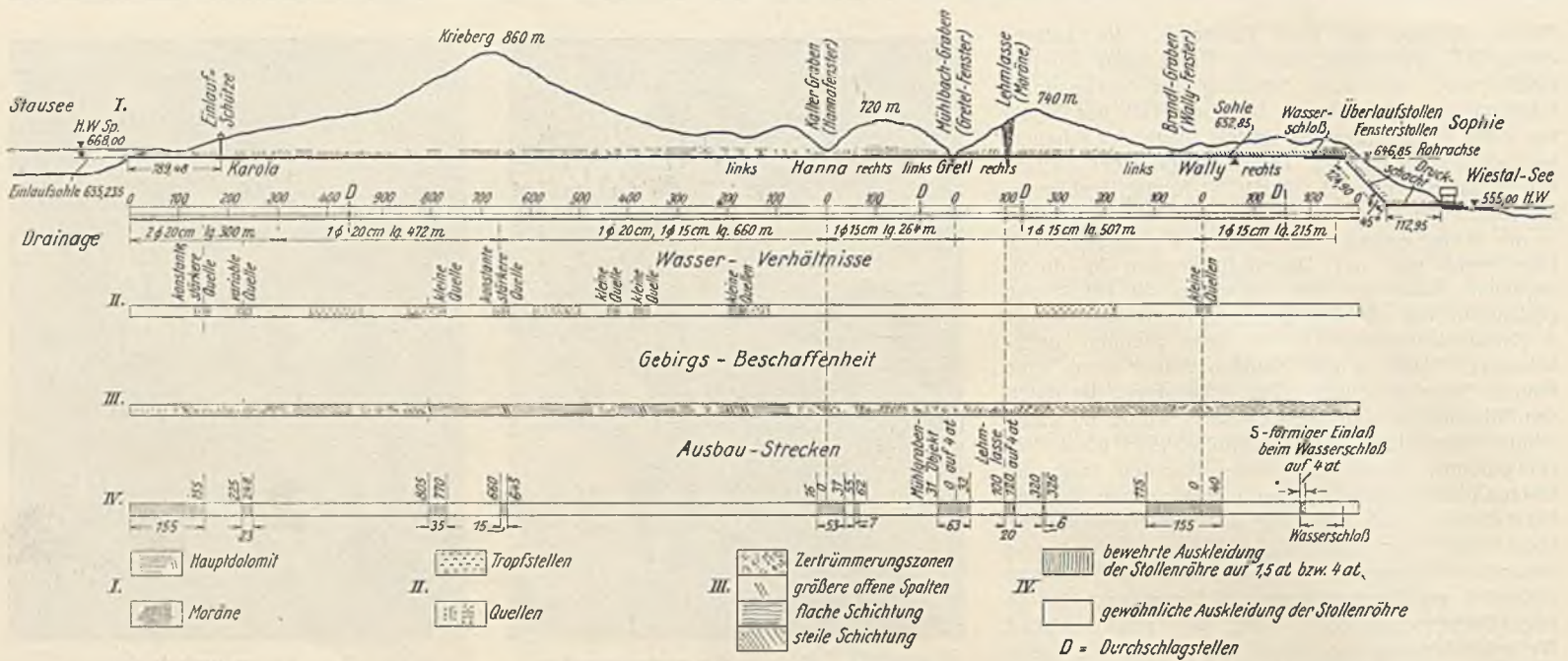


Abb. 15. Längenprofil des Betriebstollens.

Gußbeton hergestellten Schützenhaus untergebracht. In diesem befindet sich auch ein selbstschreibender Fernpegel Bauart Ott, Kempten, der die jeweiligen Wasserstände des Stausees im Kraftthause anzeigt.

Der Stollenvortrieb im Umlaufstollen sowie der Ausbruch des Schützenschachtes geschah mit Hand. Dazu wurden Achtkantvollbohrer Durchm. 22 mm verwendet. Zum Sprengen kam Dynamit O Hg der Österreichischen Sprengmittel-Monopolverwaltung zur Verwendung, das folgende Zusammensetzung hat: 52 bis 56% Nitroglycerin, 1,5 bis 3% Kollodiumwolle, 35 bis 40% Alkalinitrate, 3 bis 6% Holzmehl.

Gearbeitet wurde in drei Schichten; der Wochenfortschritt im Stollen betrug durchschnittlich 4,5 lfd. m, der wöchentliche Fortschritt im von unten nach oben aufgebrochenen Schützenschacht (6,6 m² Ausbruchfläche) war 2,9 lfd. m. Eine Schicht setzte sich zusammen aus 4 Mineuren, 4 Schleppern, 1 Schmied und 2 Hilfsarbeitern. Der über Tag führende Schützenschacht wurde ausbetoniert und erhielt einen Querschnitt von 2,00x2,00 m. Nach Fertigstellung des Umlaufstollens wurde eine einstweilige 4 m hohe Sperre aus Eisenbeton in die schmale Strubklamm oberhalb der geplanten Stau-mauer eingebaut, die die Wasser des Almbaches von der Baustelle fern-zuhalten und in den Umlaufstollen zu leiten hatte. Der Stollen kann bis zu 30 m³/Sek. Wasser abführen.

Die an der linken Klammseite angeordnete Entlastungsvorrichtung für Hochwasser führt in einem aus dem Felsen ausgesprengten rd. 40 m breiten und 30 m langen Bett, dessen Seitenwände zum Schutze des leicht verwitternden Felsens mit Betonmauern verkleidet wurden, die überflutenden Wassermassen unterhalb der Sperrmauer in die tiefliegende Strubklamm ab. Die Aussprengung geschah maschinell, und zwar wurde für diese Sprengung sowohl Dynamit wie auch ein Ammonsalpetersprengstoff, sogenanntes Dynamon, verwendet. Die auszusprengende Menge betrug 4522 m³; der Sprengmittelverbrauch für 1 m³ Ausbruch war 0,416 kg Sprengstoff, 1,21 m Zündschnur (Guttapercha und Fulminat) und 3,5 Stück Sprengkapseln. Der Regulierpfeiler der in den Hochwasserüberfall einzubauenden hydraulischen Dachwehnanlage, System Huber-Lutz, Zürich (Abb. 14), wird als Mittelpfeiler, die beiden Wehrrangen werden als Auflager für die Plattenbalkenbrücke, die über die Entlastungsvorrichtung führt, benutzt. Die Betonfundamente für das Dachwehr, rd. 950 m³, sind im Mischungsverhältnis 250 kg Zement auf 1 m³ Festbeton ausgeführt; das auf dem Regulierpfeiler vorgesehene Bedienungshäuschen für das Dachwehr wurde aus Gußbeton hergestellt.

Betriebstollens.

Der Betriebstollen verläuft in fast gerader Linie vom Stausee bis zum 2434 m entfernten Wasserschloß (Abb. 15). Die Durchflußfläche beträgt rd. 3,3 m², die größte Betriebswassermenge 9,3 m³/Sek. Vor dem Einlauf ist ein Grobrechen von 4,00x4,10 m Abmessung aus I 12 mit 30 cm l. Abstand angebracht. In einer Entfernung von 189,5 m vom Portal befindet sich die Absperrvorrichtung, die aus einem eisernen Gleitschütz mit 2,05x2,05 m Querschnitt besteht, dessen Windwerk in einem Schützenshaus aus Gußbeton untergebracht ist. Der 2,0x2,0 m im Querschnitt messende ausbetonierte Schützenschacht hat eine Tiefe von 28 m und wird im Falle des Anschlusses des Hinterseestollens an den Betriebstollen als Pufferschacht benutzt. Der Stollen verläuft auf seine ganze Länge in festem Hauptdolomit; während der gesamten Bauzeit war eine Auszimmerung nicht nötig; lediglich auf rd. 10 m Länge in dem „Gretel

rechts“ benannten Stollenteil wurde eine Lehmiasse durchfahren, die Einbau erforderte. Der Stollen tritt in der Nähe der Baustelle Kalter Graben etwa 12 m lang ans Tageslicht und kreuzt dort das Bachbett eines Wildbaches, den Mühlbachgraben. Der Übergang des Betriebstollens zum Wasserschloß geschieht durch einen 20 m langen, S-förmigen bewehrten Krümmer. Diese Anordnung wurde notwendig, weil die Sohle des Wasserschlosses um rd. 6 m tiefer gelegt werden mußte, als ursprünglich geplant. Die Tieferlegung war durch die Aufstellung größerer Maschinen-einheiten im Kraftthaus bedingt, um beim Anfahren sämtlicher Maschinen



Abb. 16. Bohrhammerbetrieb während des Schütterns.

und dem dadurch eintretenden Sinken des Wasserspiegels im Wasserschloß den etwaigen Eintritt von Luft in die Druckrohrleitung und in den Betriebstollen unter allen Umständen zu verhindern. Die Erhöhung der installierten Leistung wurde erst beschlossen, als schon größere Stollenvortriebe getätigt waren, so daß eine Abänderung der Stollentrasse oder Erhöhung des Stollentlängsgefälles nicht mehr möglich war.

Die gesamte Stollenstrecke wurde während des Baues durch drei Fenster in vier Teilstrecken zerlegt, um durch Gewinnung mehrerer Angriffspunkte ein rasches und wirtschaftliches Vorwärtsarbeiten zu gewährleisten. Der Fensterstollen vom Kalten Graben aus war 80 m lang, der Wally-Fensterstollen hatte eine Länge von 32 m; zwei weitere Angriffspunkte waren durch die Bachkreuzung im Mühlbachgraben gegeben. Durch den Vortrieb von verschiedenen Stellen aus sind auch die Neigungsverhältnisse des Stollens begründet, die wohl ein Durchschnittsgefälle von 1‰ haben, aber wegen der Wasserhaltung zwischen 0 und 3‰ schwanken; diese Vortriebgefälle wurden bei der Ausbetonierung möglichst ausgeglichen. Der Wasserandrang während des Vortriebs war mäßig und bereitete keine besonderen Schwierigkeiten.

Der Ausbruchquerschnitt betrug durchschnittlich 5,4 m² einschließlich des seitlich ausgesprengten Wassergrabens unter Berücksichtigung des un-

vermeidlichen, etwa 20% betragenden Mehrausbruchs beim Vortrieb. Es wurde sofort der Vollausschub ausgeführt, und zwar mit je zwei Ingersoll-Preßluftbohrhämern BAR 33 bzw. zwei Flottmannhämern A 3 und B 5 an der Brust (Abb. 16¹⁾). Die Vortriebarbeiten waren für Mineure und Schlepper in Akkord vergeben, wobei der Akkordüberverdienst rund 60 bis 80% betrug. Es wurde in zwei je zehnstündigen Schichten gearbeitet. Während der ersten Bauperiode wurden für die Vortriebsarbeiten Berufsmineure verwendet, mit denen man jedoch wegen der damals herrschenden politischen Verhältnisse schlechte Erfahrungen machte. Man bildete sich in der zweiten Bauperiode unter der ständigen Anweisung tüchtiger Poliere die Mineure selbst aus; dies waren meist Leute aus der Umgegend, die Lust und Liebe zu dieser Arbeit hatten; sie haben sich gut bewährt. Der normale Wochenvortrieb für ein Ort betrug im Durchschnitt 22 m Stollen oder 3,67 lfd. m für die Doppelschicht; die Höchstleistung war 6,2 lfd. m. Die Belegschaft für zwei Schichten setzte sich zusammen aus 4 Mineuren, 8 bis 10 Schleppern, 4 Hilfsarbeitern, 2 Schmieden, 3 Maschinisten und 1 Sprengmittelmanipulanten. Der Stundenaufwand für 1 Längener Stollen betrug: 10,6 Mineurstunden, 23,8 Schlepperstunden, 9,4 Hilfsarbeiterstunden, 4,5 Schmiedestunden, 6,7 Maschinistenstunden, 2,6 Sprengmittelmanipulantenstunden, zusammen 57,6 Stunden im Durchschnitt. In jeder Schicht wurde zweimal, vereinzelt in zwei Schichten fünfmal abgeschossen. Gesprengt wurde mit Dynamit O Hg der Österreichischen Monopolverwaltung, abgeschossen mit Guttaperchazündschnur, nur selten mit Fulminatzündschnur. Der Einbruch wurde oben geschossen. Der Sprengmittelverbrauch für 1 m³ Felsausbruch betrug durchschnittlich 3,15 kg Dynamit, 6,6 m Zündschnur und 4,5 Stück Sprengkapseln; ferner wurden 0,3 kg Karbid, 0,28 kg Maschinenöl, 0,018 kg Kompressoröl und 1,02 kg Schmiedekohle für 1 m³ Ausbruch verbraucht. Als Bohrstaahl kam Böhler-Staahl zur Verwendung, und zwar Hohlbohrer mit Doppelmeißelschneiden 22 und 23 mm Durchm.; nur bei ganz schlechtem und lehmhaltigem Gestein wurden Schlangenbohrer mit 25 mm Durchm. verwendet. Die Anzahl der Bohrlocher für jeden Angriff betrug im Durchschnitt 13 bis 15 bei 1,0 bis 1,2 m Tiefe; die Bohrlochweite war 30 bis 36 mm. Der Bohrstaahlverbrauch für 1 m³ Gestein betrug unter Berücksichtigung der anfallenden Abfallstücke durchschnittlich 0,25 kg.

Gefördert wurde das Stollengut mit Hand auf 60-cm-spürigen, eisernen Muldenkippern von 0,75 m³ Fassungsvermögen, die aber infolge der Akkordarbeit stets mit rd. 0,9 m³ beladen wurden. Die größte Förderweite bis zum Lager betrug am Stollenstück bei der Staumauer 500 m, im Kalten Graben 1200 m, am Wallyfenster 370 m und beim Wasserschloß 150 m.

Die Bewetterung geschah durch Sirocco-Hochdruck-Ventilatoren Nr. 3 mittels 4 m langer geteeter Blechlutten ϕ 310 mm aus 1,3 mm starkem Schwarzblech. Die an ihren Enden etwas aufgebördelten Luttenrohre wurden verbunden durch Manschetten, Blechstreifen, die rings um die Luttenstöße gelegt und mittels Schrauben angezogen wurden. Die Dichtung geschah durch zwischen Stoß und Manschette gelegte geteerte Hanfzugstreifen. Die Stollenbewetterung wirkte auch bei ihrer Größtlänge von rd. 1000 m so, daß in der jeweils auf fünfständige Vortriebsarbeit folgenden einstündigen Arbeitspause, vor der abgeschossen wurde, die Sprenggase aus dem Stollen abgezogen und sofort nach der Pause der Vortrieb wieder aufgenommen werden konnte.

Nach dem Stollendurchschlag zwischen den Baustellen „Staumauer“ und „Kalter Graben“ (die Staumauer war bereits hochbetoniert) wurde an der Arbeitsgrenze beider eine Hochwasserschutzwand in den Stollen eingebaut, damit bei etwa eintretendem größeren Hochwasser, das der Umlaufstollen nicht restlos abführen konnte und deshalb in den Stollen eindrang, die Arbeiten in dem vom Kalten Graben aus zu beschickenden Stollenteil nicht ebenfalls eingestellt werden mußten. Die 1,20 m starke Betonwand war in 1,10 m Höhe für den Fußgängerverkehr mit einem quadratischen 60 cm weiten Schlupfloch versehen, das mittels einer hölzernen Tür verschlossen und von beiden Seiten geöffnet werden konnte. Die Wand wurde nach Einbau der Abschlußschütze in den betonierten Schützenschacht, was als eine der ersten Montage- bzw. Betonarbeiten im Stollen durchgeführt wurde, wieder entfernt.

Der Druckstollen erhielt in seiner ganzen Länge Betonverkleidung in einer Mindeststärke von 15 cm (Abb. 17). Durch den unvermeidlichen Mehrausbruch beim Vortrieb bekam die Betonverkleidung jedoch eine durchschnittliche Stärke von 20 bis 25 cm. Das Mischungsverhältnis war 250 kg Zement auf 1 m³ Festbeton. Vor Beginn der Betonierung wurde das jeweils auszubetonierende Stück der Stollenröhre mit Pickeln von gerächem und verwittertem Gestein gesäubert und mit Druckwasser gereinigt. Hierauf wurden seitlich im Wassergraben 15 cm bzw. 20 cm starke Drainröhren (unglacierte Tonröhren von 33 cm Länge) eingelegt, und zwar je nach Wasserandrang in den verschiedenen Stollenstrecken einseitig oder auf beiden Seiten des Stollens. Die Drainröhren wurden stumpf gestoßen, nach jedem laufenden Meter wurde eine Fuge

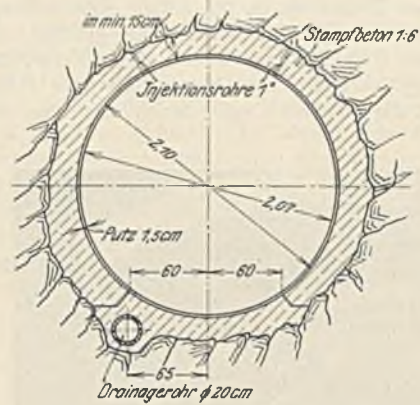


Abb. 17. Normalprofil der nichtbewehrten Stollenstrecken.

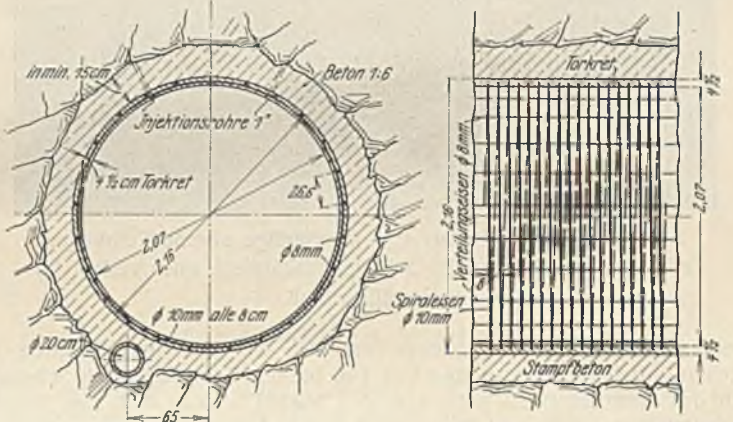


Abb. 18. Normalprofil der auf 1,5 at bewehrten Stollenstrecken.

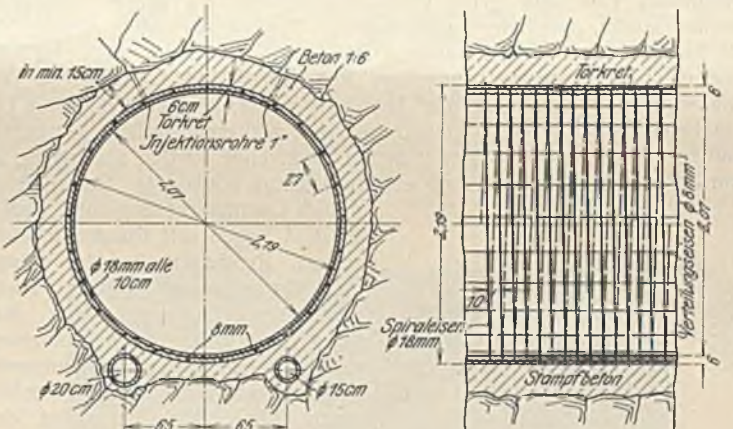


Abb. 19. Normalprofil der auf 4 at bewehrten Stollenstrecken.

lage mittels der alle 10 m im Stollen angebrachten Höhenmarken festgelegt wurde. In einer zehnstündigen Arbeitsschicht wurden von einer Arbeitspartie durchschnittlich 13 bis 15 lfd. m Sohle betoniert bei einem mittleren tatsächlichen Stundenaufwande von 15,2 Stunden, für die 17,1 Stunden für 1 m bezahlt wurden, weil die über die normale achtstündige Arbeitszeit geleisteten zwei Überstunden mit 50% Aufschlag verrechnet werden mußten; in sämtlichen angegebenen Leistungszahlen ist dies jedoch nicht berücksichtigt. Der Materialverbrauch war durchschnittlich 0,5 m³ Festbeton für 1 lfd. m Sohle.

Die zweiteiligen eisernen Ramenaten (Lehrbogen) für die Ulmen- und Firstbetonierung hatten Kreisprofil und wurden auf die betonierte Sohlenschale im Abstand von je 1,20 m aufgestellt und gegeneinander durch Winkel und Verbindungseisen abgestützt. Dieses Gerippe war einfach zu montieren und gestattete einen ungehinderten Rollbahn- und Fußgängerverkehr. Die beiden Halbkreisbogen bestanden aus \square 8 und wurden mittels verkeilbarer Laschen aneinander befestigt. Das für die zu bewehrenden Stollenstrecken etwas größere Profil für die Betonierung erreichte man durch Verwendung längerer Laschen. Betoniert wurde hinter Holzverschalung, die 2 cm starken Schalbretter, die in Längen von 3,6 m, also über drei Lehrbogenfelder verlegt wurden, durften nicht breiter als 15 cm sein, um sich dem Kreisprofil möglichst anzupassen und um beim Ausschalen die Beschädigung der Bretter auf ein Minimum zu beschränken (Abb. 20). Durchschnittlich wurden die Schalbretter sechs- bis achtmal

¹⁾ Die Abbildungen 16, 20, 21, 22, 24a, 24b, 36 sind aus der Abhandlung „Neue Stollenbauten“ von Dr. Randzio („Die Bautechnik“ 1925, Heft 26) entnommen.

verwendet. Vor Betonierung der Ulmen wurde die radiale Anschlußfuge an die Sohle gründlich gereinigt. — Die Firstbetonierung geschah auf versteiften Eisenblechtafeln, von 0,60 m Länge und 1,00 m Breite, die quer auf die Ramenaten verlegt wurden. Das Ausstampfen der Firste geschah „vor Kopf“ stets durch die gleichen Leute, denen man eine be-



Abb. 20. Stollenbetonierung. Zweiteilige eiserne Lehrbogen mit Holzverschalung. Im Scheitel Blechtafeln, quer verlegt für Gewölbeschluß.

sondere Stundenzulage gewährte, um sich ein sorgsames Arbeiten zu sichern. Bei der Verwendung von 1 m breiten Kopfblechen als Schalung für den Gewölbeschluß hatte man den Vorteil, daß in dem 1 m breiten Scheitelschlitz noch zwei Mann gleichzeitig arbeiten konnten; es war aber auch der Nachteil damit verbunden, daß der Gewölbeschluß durch das Eisenblech eine sehr glatte Oberfläche erhielt, die wieder aufgeraut werden mußte, damit der aufzubringende Verputz gut haften konnte. In die Firste wurden beim Betonieren alle 2 m — und zwar rechts und links gegeneinander versetzte, einzöllige Rohrstützen mit Gewinde für die Hinterspritzung eingesetzt, die bis dicht an den Felsen reichten. Die Ringbetonierung geschah gleichzeitig in mehreren örtlich getrennten Partien. Trafen zwei von zwei Seiten kommende Partien zusammen, so war in der Scheitelbetonierung ein Kunstschluß notwendig. Dieser wurde mittels Eisentorkret ausgeführt, indem je zwei Lagen mit Rundhaken versehene Rundisen in der Längs- und Querrichtung in den übriggebliebenen Hohlraum, den man nicht ausstampfen konnte, eingelegt und der Raum mittels mehrerer aufgebrachtener Torkretlagen ausgefüllt wurde (Abb. 21 u. 22). Bei den



Stollenstrecken könnten Hohlräume ein Reißen der Röhre und damit Wasserverluste herbeiführen. Das Ausschalen geschah nicht vor vier, im allgemeinen erst nach sechs Tagen, je nach Bedarf an Lehrbogen für die Weiterarbeit. Das Mischgut wurde in hölzernen Kastenwagen von 0,6 m³ Fassungsvermögen gefördert; die Seitenwände waren abnehmbar angeordnet und der Boden des Kastens satteldachförmig überhöht, um das Entladen in dem engen Stollen zu erleichtern. Diese Wagen hatten den weiteren Vorteil, daß sie für den Durchgangsverkehr kein zu großes Hindernis bedeuteten. Gearbeitet wurde in zwei Schichten zu je zehn Arbeitsstunden. Die mittlere Leistung beim Ringbetonieren war 6 bis 7 lfd. m zu 1,5 bis 1,8 m³ (ohne Sohle) für eine Schicht und Arbeitspartie; es entfielen auf 1 m³ Ring-Beton rd. 22 bis 28 Arbeitsstunden je nach Profil und Förderweite (Lehrbogen aufstellen, Schalen, Mischmaschine, Schotter- und Betonzufuhr und Betonieren). Die Belegschaft einer Schicht für sämtliche, zum Betonieren notwendigen Arbeiten bestand insgesamt aus durchschnittlich 25 Mann.

Vor Aufbringen des Verputzes wurde die Stollenröhre gereinigt, die an den Ulmen hängenden, von der Schalung herrührenden Holzteilchen entfernt und wo notwendig der Beton aufgeraut. Der 1½ bis 2 cm starke Verputz wurde mit dreimaligem Bewurf aufgebracht: Rauher Bewurf 1:3, Korngröße bis zu 5 mm; feiner Bewurf 1:2, Korngröße bis zu 2 mm; Glatstrich 1:1 feinst gesiebt mit Zementeinschliff. Da der Herbst 1924, als die Verputzarbeiten vorgenommen wurden, sehr niederschlagreich war, war der Andrang des Bergwassers, das durch den Betonring drückte, zum Teil sehr erheblich. Man war deshalb gezwungen, den Ring vor dem Verputzen zu drainieren. Die Sickerstellen und Wasseradern wurden in zu flachen Röhrchen umgebogenen Blechstreifen gefaßt, die entlang der Wandung des Betonrings mit der aufgeschlitzten Längsseite gegen das Fleisch des Betons eingelassen wurden, so daß das Wasser sich im Röhrchen sammeln konnte. Mehrere solche benachbarte Röhrchen wurden dann zusammengezogen und in die Stollendrainage geleitet. Es glückte damit, den Hauptteil des Sickerwassers abzuführen. Nicht beseitigen konnte man jedoch die zahlreichen unter dem Druck des Bergwassers stehenden Schweißstellen, auf denen normaler Verputz nicht haften blieb. Man entschloß sich deshalb, dem Putzmörtel Soda zuzusetzen, um ein rascheres Abbinden zu erreichen. Unter Verwendung alter Karbidtrommeln zum Erwärmen wurden auf 90 l kochendes Wasser 20 kg Soda beigegeben; mit dieser Lauge wurde der Mörtel angemacht. In weniger nassen Strecken wurde die Sodalösung noch mit 50% kaltem Wasser verdünnt. Der Erfolg war befriedigend; Ausbesserungsarbeiten an bereits verputzten Strecken, wo das Druckwasser wieder nachdrang, mußten jedoch trotzdem des öfteren noch vorgenommen werden; und zwar waren solche Stellen, die meist sehr nahe beisammen lagen, dann teilweise schwierig zu bewältigen. Man drainierte sie durch Einsetzen etwa fingerstarker 15 cm langer Röhrchen aus gerolltem Blech in die Stollenleibung; die Röhrchen entwässerten unmittelbar in den Stollenraum. Hierauf konnte der Putz rings um die Röhrchen mit rasch bindendem Mörtel aufgebracht werden. So drainierte Stollenstrecken hatten zum Teil ein Aussehen wie die Haut eines Igels mit hochgestellten Stacheln. Nach Abbinden des Putzes wurden die Röhrchen abgewickelt und durch Zusammenklemmen der Öffnung, die in die Stollenleibung gedrückt wurde, geschlossen. Über die ganze Fläche wurde dann der Glatstrich aufgezogen. Dieses Vorgehen hat sich bewährt, erforderte jedoch bei der Durchführung viel Geduld und Ausdauer. Die Verputzarbeiten waren in Akkord vergeben; der Arbeitsaufwand für 1 m² betrug 0,8 bis 1,3 Stunden im Durchschnitt (ohne Drainieren) je nach Feuchtigkeit der Wandung. Aus verkehrstechnischen Gründen wurde der Putz zuerst an Ulmen und Firste aufgebracht, übergreifend auf die vom Betonieren der Sohle und des Ringes herrührende Arbeitsfuge und erst zum Schluß der Sohlenputz eingezogen.

Rund 23% des Stollens mußten mit einer Spiralbewehrung versehen werden. Die Bewehrung wurde für einen Innendruck von 1,5 at entsprechend der höchsten Wasserspiegelhöhe im Stausee bemessen; unter Berücksichtigung jedoch des etwaigen späteren Anschlusses dieses aufgestauten Hintersees an den Betriebstollen bewehrte man 108 m Stollen für 4 at Druck, und zwar an den Stellen, wo die Verstärkung später mit besonders großen Mehrkosten verbunden wäre (Abb. 18 u. 19). Bei Berechnung der Bewehrung ließ man eine Eisenbeanspruchung bis zu 1800 kg/cm² zu. Die Spiralbewehrung für 1,5 at besteht aus Rundisen 10 mm Durchm. im Abstand von 8 cm, alle 26,6 cm ein Verteilungseisen 8 mm Durchm.; die Bewehrung für 4 at aus Rundisen 18 mm Durchm. im Abstand von je 10 cm, alle 27 cm ein Verteilungseisen 8 mm Durchm. Das Walzwerk Grödig bei Salzburg stellte auf Bestellung die erforderlichen Rundisen in Längen von 25 bis 30 m her und führte auch das Biegen der Spiralen auf seinem Werkplatz aus; die Eisen mußten an der Baustelle also nur noch mit Rundhaken versehen werden.

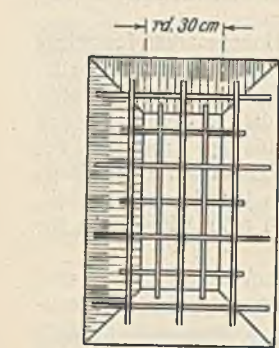


Abb. 21. Gewölbeschluß.



Abb. 22. Gewölbeschluß mit Rohrstützen für Mörtel einpressung.

Arbeitsfugen der einzelnen betonierten Stollenrohrstücke suchte man durch keilförmige Aussparungen im Beton und einbetonierte Verbandeisen einen gegenseitigen innigen Anschluß der beiden Rohrkörper aneinander zu erreichen. Der Betonierung wurde größte Sorgfalt zugewendet; besonders wurde auf gründliches Stampfen und damit dichten Anschluß des Betons an den Felsen geachtet, um Hohlräume zwischen Beton und Gestein zu vermeiden. Vor allem in den nicht bewehrten

Die zu bewehrenden Stollenstrecken erhielten zunächst einen Stampfbetonring wie oben beschrieben, der aber einen um 9 bzw. 12 cm größeren lichten Durchmesser, je nach Stärke der einzubringenden Bewehrung hatte. Um den Transport der Spiralen im betonierten Stollen zu erleichtern, wurden sie vorher auf einen etwas kleineren Durchmesser der Spirale

Die zu bewehrenden Stollenstrecken erhielten zunächst einen Stampfbetonring wie oben beschrieben, der aber einen um 9 bzw. 12 cm größeren lichten Durchmesser, je nach Stärke der einzubringenden Bewehrung hatte. Um den Transport der Spiralen im betonierten Stollen zu erleichtern, wurden sie vorher auf einen etwas kleineren Durchmesser der Spirale



Abb. 23. Verlegte Spiralbewehrung.

zusammengedreht und so gebunden. Das Einbringen der Bewehrung geschah mit Hilfe der eisernen Lehrbogen als Abstützung für die Verteilungseisen, die noch mit Stahlhaken am Beton befestigt wurden; die Spiralen befestigte man mittels Bindedrahtes an den Verteilungseisen. Die Enden der mit Rundhaken versehenen Spiralen ließ man bei 10 mm Durchm. bis 80 cm, bei 18 mm Durchm. bis 140 cm übereinandergreifen,

wobei die Ebene der Rundhaken in die Umfassungsfläche der Stollenschale gedreht war. Die so bewehrten Strecken (Abb. 23) wurden 4,5 bzw. 6 cm stark torkretiert mit Apparaten Nr. 1 der Torkretgesellschaft Berlin. Das Mischungsverhältnis war 1:3, Korngröße bis 6 mm. Das Anschließen geschah unter 2,5 at Düsendruck. Zuerst wurde jeweils die Stollensohle torkretiert; man sparte sich dadurch das zeitraubende und schwierige Entfernen des Rückprallsandes aus der Bewehrung in der Sohle, der bei Torkretierung der Ulmen und Firse anfallt und vor Beschießung der Sohle hätte entfernt werden müssen. Dann schloß sich von unten nach oben die Ringtorkretierung an. Die Menge des Rückprallsandes schwankte zwischen 20 und 40% des Mischgutes je nach dessen Sandzusammensetzung. Das Aufbringen des Torkrets geschah in Lagen von etwa 2 cm Stärke; bei dickerem Auftragen fiel die Schicht zum Teil durch ihr Eigengewicht wieder ab; aus demselben Grunde

durften auch auf alte Schichten nicht zu früh neue aufgeschossen werden. Der Torkretierung im Stollen mußte besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, damit die Arbeit einwandfrei ausgeführt wurde, besonders beim Hinterspritzen der Bewehrungseisen, das in schräger Richtung von der Seite zu geschehen hatte. Der Arbeitsfortschritt in zehnstündiger Arbeitsschicht betrug durchschnittlich 10 lfd. m; bei besonders nassen Stellen wurde etwas länger gebraucht, da die Torkretschichten nur zu leicht wieder abrutschten; hier hat die Verwendung bzw. Beimengung von Soda in das Mischgut ebenfalls gute Dienste geleistet. Auch die torkretierten Stollenstrecken wurden nachträglich zur Verminderung der Reibungsverluste mit einem Glattstrich versehen.



Abb. 24a. Mörtelhinterspressung mit Injektionsapparat (System Torkretgesellschaft).

durften auch auf alte Schichten nicht zu früh neue aufgeschossen werden. Der Torkretierung im Stollen mußte besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, damit die Arbeit einwandfrei ausgeführt wurde, besonders beim Hinterspritzen der Bewehrungseisen, das in schräger Richtung von der Seite zu geschehen hatte.



Abb. 24b.

Der Arbeitsfortschritt in zehnstündiger Arbeitsschicht betrug durchschnittlich 10 lfd. m; bei besonders nassen Stellen wurde etwas länger gebraucht, da die Torkretschichten nur zu leicht wieder abrutschten; hier hat die Verwendung bzw. Beimengung von Soda in das Mischgut ebenfalls gute Dienste geleistet. Auch die torkretierten Stollenstrecken wurden nachträglich zur Verminderung der Reibungsverluste mit einem Glattstrich versehen.

Der Druckstollen wurde zum Schluß auf seine gesamte Länge durch die beim Betonieren eingelegten Rohrstützen hinterspritzt, um einen sicheren Anschluß zwischen Gebirge und Stampfbeton zu erhalten (Abb. 24a und 24b). Die Hinterspritzung mit dünnflüssiger Zementmilch wurde mit Hilfe eines Injektionsapparates der Torkretgesellschaft Berlin unter 3 bis 5 at Druck ausgeführt. Es wurde jedes Loch so lange injiziert, bis die eingepreßte Zementmilch bei den Nachbarlöchern herauslief. Bei großer Zementmilchaufnahme — und zwar in der Regel bei einer Aufnahme von über sieben Sack Zement für ein Injektionsrohr — wurde der Milch im Verhältnis 1:2 Sand von einer Korngröße bis 1 mm beigemischt. Die Aufnahmefähigkeit der einzelnen Löcher war sehr verschieden; teilweise wurden bis fast 40 Sack Zement für ein Loch gebraucht, während andere

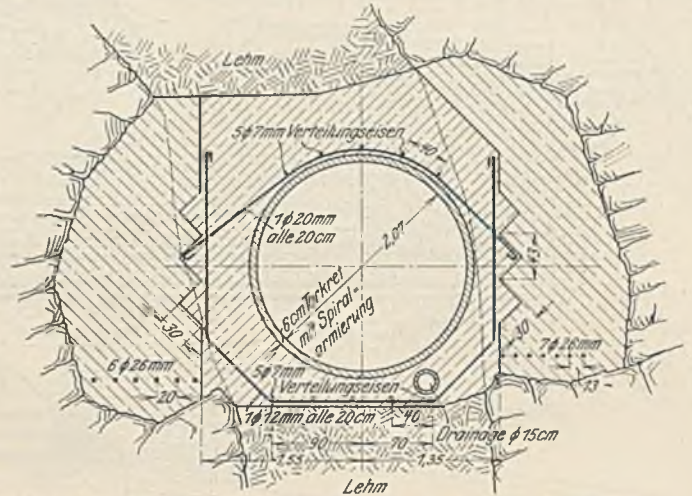


Abb. 25. Stollenüberbrückung in der Lehmklasse (Querschnitt).

Stellen wiederum fast nichts aufnehmen. Es zeigte sich, daß der aus Stollenausbruchmaterial hergestellte Beton erheblich mehr Zementmilch aufnahm als der aus Bachkies hergestellte. Der Durchschnittsverbrauch eines Injektionsrohrs war 0,7 Sack Portlandzement. Da nur ein Injektionsapparat zur Verfügung stand, die Hinterspritzungsarbeit mit nur einer Maschine jedoch im Hinblick auf den Baetermin zu langsam vorwärtsschritt, entschloß man sich zum einstweiligen Umbau von Torkretapparaten zu Injektionsapparaten. Die Umstellung konnte innerhalb sechs Stunden vorgenommen werden; diese umgeänderten Maschinen hatten eine bessere Durchschnittsleistung wie der Injektionsapparat selbst, da hierbei weniger Störungen zu verzeichnen waren. Nach der Hinterspritzung wurden die mit Gewinde versehenen Injektionsrohre durch Aufschrauben von Kappen verschlossen und die Kappen zugeputzt.

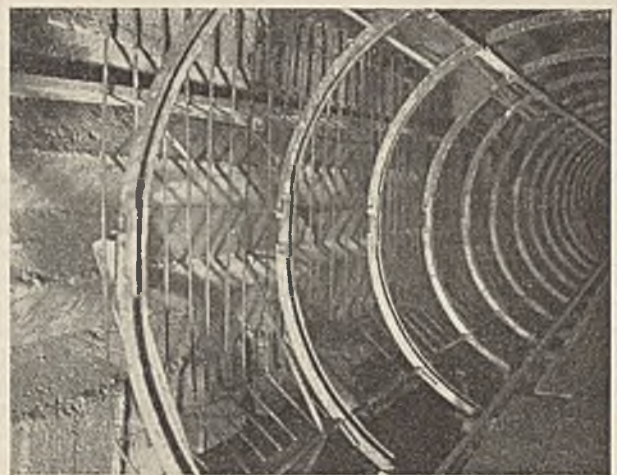


Abb. 26. Stollenüberbrückung in der Lehmklasse (Ansicht des linken Auflagerträgers für die Stollenröhre).

Auf rd. 10 m Länge im Stollen „Gretel rechts“ führt die Stollenröhre durch eine Lehmklasse, eine Furche im Gebirge, die vom Tag herabreicht und vom Stollenniveau aus unbestimmt in die Tiefe geht. Dieser Lehmbruch lief unter Einwirkung der Niederschläge mit der Zeit zum Teil aus; der Wasserandrang von oben war verhältnismäßig groß. Während der Betonarbeiten beim Einsetzen der Tragkonstruktion für die eigentliche Stollenröhre mußten deshalb Pumpen zur Wasserhaltung aufgestellt werden. Die Furche schneidet den Stollen nicht senkrecht, sondern schief und spitzwinklig zur Achse. Deshalb wählte man folgende Art der Überbrückung (Abb. 25): Die vom Vortrieb her vorhandene Zimmerung wurde

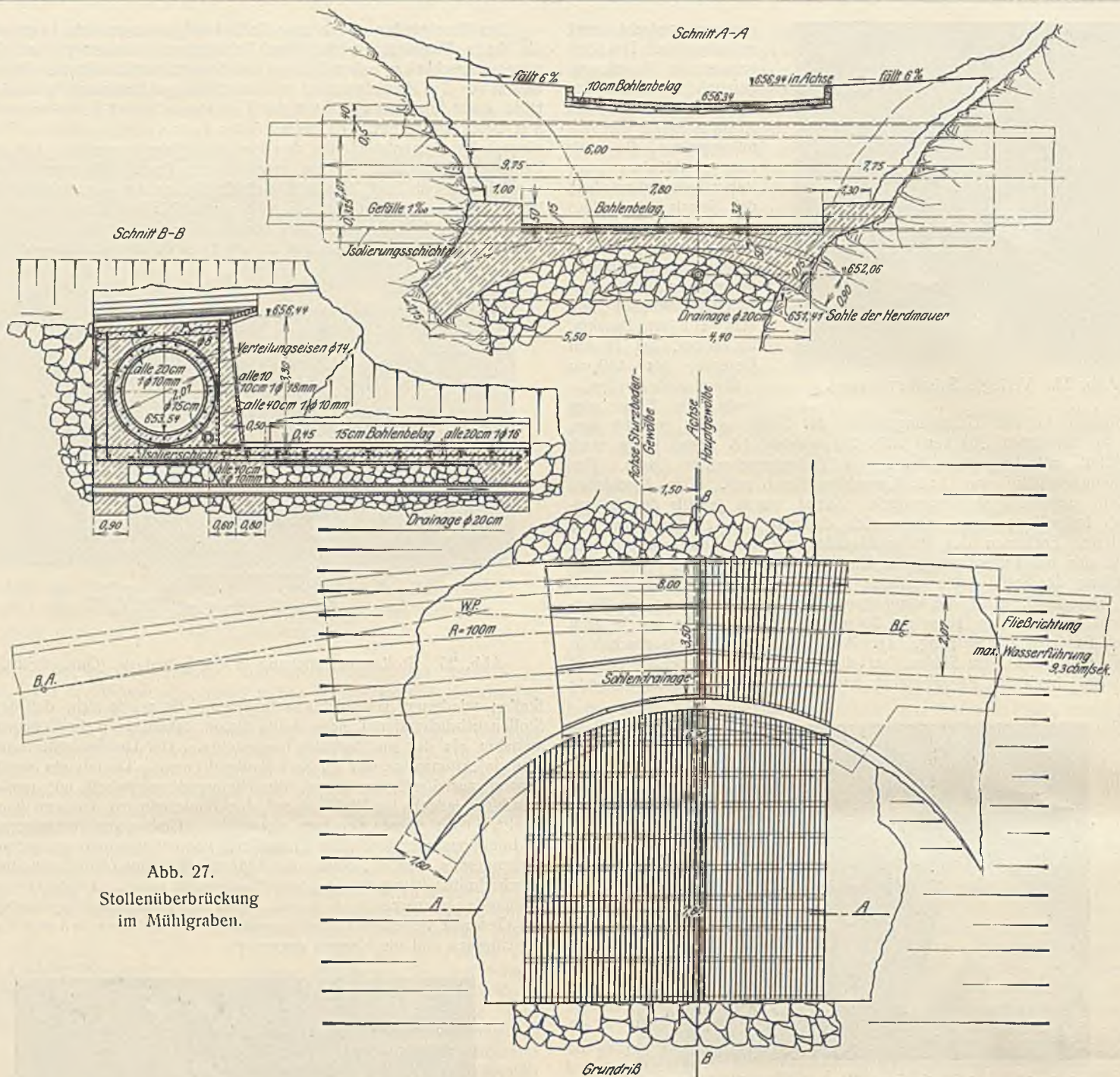


Abb. 27.
Stollenüberbrückung
im Mühlgraben.

ausgebaut und eine entsprechend höhere Verzimderung der Lehmblase vorgenommen, um ungestört arbeiten zu können. Rechts und links des Stollens vor und hinter der Lasse wurden Nischen aus dem Gestein ausgesprengt und hiernach, indem man die Nischen als Auflager benutzte, die Tragkonstruktion für die Röhre und ihre Auflast eingebracht. Diese Tragkonstruktion besteht auf der rechten Stollenseite aus einem in der Höhe der Stollenröhre gelagerten, bis zu 4 m hohen Eisenbetonträger von rund 14 m Länge, den man satt an den Felsen anbetonierte; bei der Kreuzung mit der dominierenden Furchenebene gestattete die vielgestaltige Felskonfiguration, daß diesem Träger durch einen aus fünf I 30 bestehenden, quer zur Stollennachse gespannten Unterzug eine Mittelstütze gegeben wurde. Die Auflager für diesen Unterzug wurden rechts und links des Stollens aus dem Felsen ausgesprengt.

Beim linksseitigen Träger (Abb. 26) war zur Überbrückung der in die Tiefe reichenden Furche nur eine Ausbildung von 4 m Spannweite notwendig.

Beide Träger wurden gleich hoch (zwischen 2,50 m und 4,00 m) ausgeführt. Ihre Höhe und Stärke waren gegeben durch die Felsbegrenzung der Höhle, die sich nach Räumung der angefahrenen Moräne ergab. Der linke Träger wurde mit 6 R.-E. 26 mm Durchm., der rechte mit 7 R.-E. 26 mm Durchm. unten und 10 R.-E. 26 mm Durchm. oben (über der durch den Unterzug gegebenen Stütze) bewehrt. Die stollenseitige Begrenzung der beiden Träger war in Sägezähnen abgetrept, die als Auflagerflächen für das Stollengewölbe dienten. Da Sohle und Ulmen der Betonröhre einheitlich (mit 5 R.-E. 12 mm Durchm. je lfd. m) bewehrt in dieses Gewölbe hinaufgehängt wurden, stellt die ganze Lösung eine Rohrbrücke

dar, deren Tragwerk Rechteckbalken sind, zwischen denen das Rohr sozusagen eingeklemmt ist. Die Rechteckbalken sind natürlich unregelmäßig begrenzt, weil ihr Beton gleichzeitig Füllbeton bis zu den Ulmen der freigelegten Höhle ist.

Das Stollengewölbe wurde für den äußeren Druck bewehrt, und zwar mit 5 R.-E. 20 mm Durchm. f. 1 m. Die fertig betonierete Stollenröhre bekam eine bereits beschriebene 6 cm starke Eisengunithaut für 4 at Innendruck. Die Drainage wurde wie beim normalen Stollenprofil durch das Objekt durchgeleitet. Um eine satte Verbindung zwischen den seitlichen Widerlagern und der Stollenröhre zu erreichen, wurde in die Arbeitsfugen Zementmilch unter 5 at Druck eingepreßt.

Eine bei der Ausführung des Stollens besondere Sorgfalt erheischende Arbeit war die Herstellung des sogenannten Mühlgrabenobjekts, das die Überführung der Stollenröhre über eine tiefe rd. 8 m breite bis zur Höhe der Stollensohle mit grobem Geröll angefüllte Wildbachschlucht bewerkstelligt (Abb. 27). Man entschloß sich, die zur Überbrückung der Schlucht notwendige Tragkonstruktion von der Stollenröhre vollständig zu trennen. Die Tragkonstruktion besteht aus einem 10 m weit gespannten Eisenbetongewölbe, dessen Auflager im gewachsenen Felsen ausgespitzt wurden; dieses Sohlengewölbe bildet (im Schnitte senkrecht zur Stollennachse betrachtet) die untere Seite eines Eisenbetonrahmens, der die Stollenröhre in sich einschließt. Die bachabwärts liegende Seite dieses Rahmens wurde als lotrecht stehendes Gewölbe, das in den Felsen einbindet, ausgebildet, um die ganze Konstruktion gegen die Wasser- und Geschiebeführung des Wildbaches abzustützen. Die Rücken- und Absturzwand des Objektes wurden mit zweimaligem Goudronanstrich versehen. Das Bachbett ober-

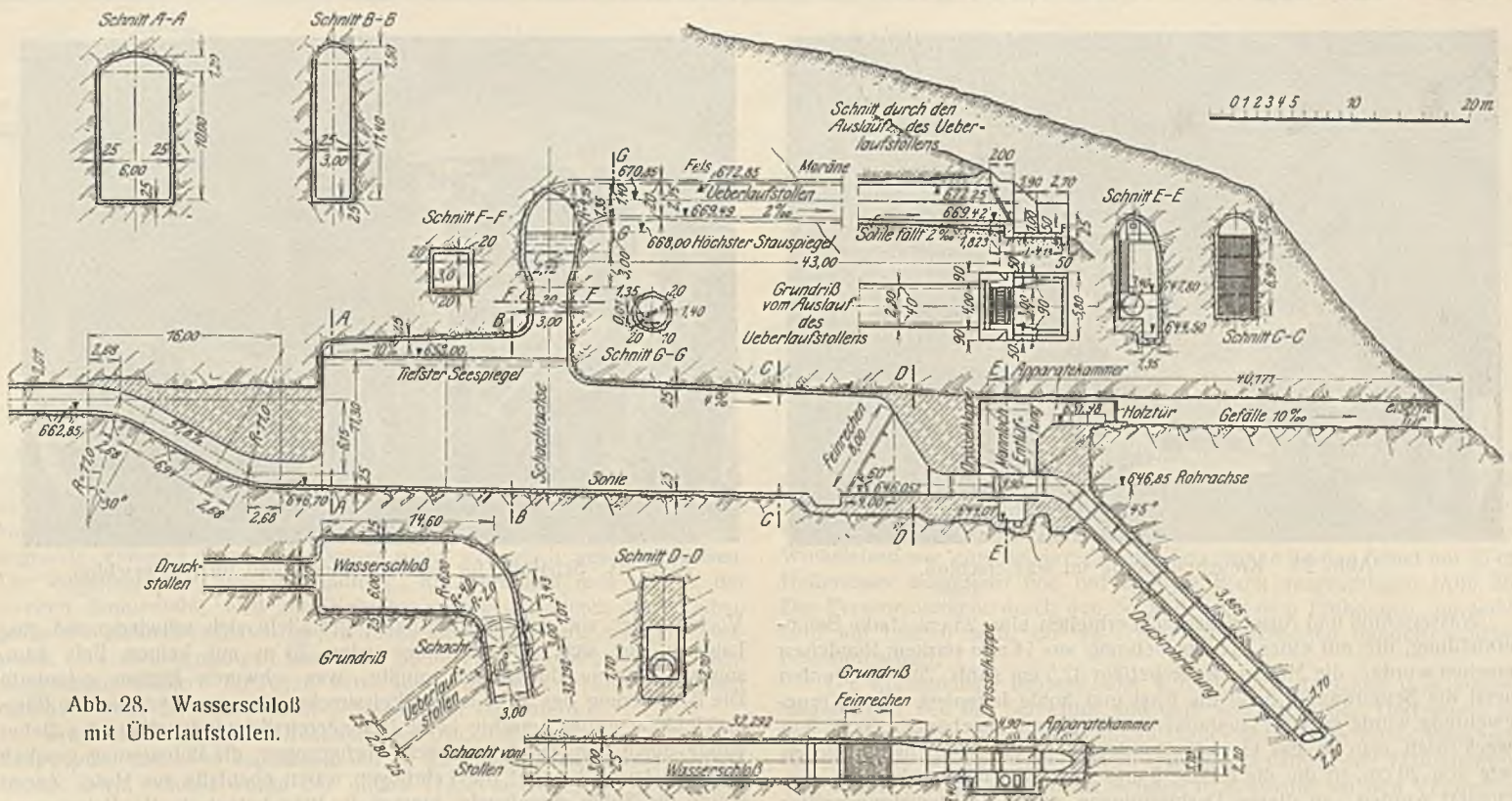


Abb. 28. Wasserschloß mit Überlaufstollen.

halb der eingebauten Überbrückung hat sich in kürzester Zeit bis zur Überfallschwelle mit Geröll angefüllt, so daß das Objekt, ähnlich wie bei Wildbachverbauungen, als Absturzschwelle für den Bach dient. Der Überlaufboden auf der Rahmenkonstruktion sowie der Absturzboden wurden je mit einem 10 bzw. 15 cm starken, auswechselbaren Belag aus durchtränkten Lärchenbohlen belegt. Die Stollenröhre selbst wurde erst nach vollständiger Fertigstellung der Tragkonstruktion eingebracht; sie ist gegen letztere durch eine Ruberoideinlage isoliert. Die Röhre erhielt eine Stärke von 32,5 cm mit Innen- und Außenspiralbewehrung; die äußere Bewehrung besteht aus 18-mm-R.E. im Abstände von 10 cm mit 14-mm-Verteilungseisen und wurde normal einbetoniert; das Mischungsverhältnis betrug 350 kg Zement auf 1 m³ Festbeton. Die Innenbewehrung, ebenfalls 18 mm Durchm. alle 10 cm, wurde nach Ausschalung der Röhre eingebracht und 6 cm stark eintorkretiert. Die Stollendrainage führte man neben der Röhre durch das Bauwerk durch. Da durch diese Bauausführung eine gleichmäßige Temperatur der Stollenröhre gewährleistet erschien, wurden Dehnungsfugen nicht vorgesehen. Nachträgliche Untersuchungen haben diese Annahme bestätigt.

Die Stollendrainagen wurden durch den Fensterstollen im Kalten Graben und durch den Stollen „Wally“ in einer 40×40-cm-Betonrinne, die mit durchtränkten Holzdielen abgedeckt ist, ins Freie geführt, so daß ständige Beobachtung möglich ist. Die während des Baues in das Wasserschloß ausmündende, sowie die in den späteren Stauraum entwässernde Drainage wurden zugestopft. — Gegen die Fenster wurde die Stollenröhre durch einen mindestens 2,50 m starken Betonklotz abgeschlossen. Während des Baues der Fensterabschlüsse war man natürlich bemüht, den Verkehr sowohl von Personen wie Materialien durch ein 1,20 m hohes, 60 cm breites Schlupfloch noch längstmöglich freizuhalten; diese keilförmigen Schlupflöcher in den Abschlußklötzen wurden kurz vor der Bewehrung bzw. Gunitierung des Stollens an jenen Stellen zubetoniert, und in die Arbeitsfugen Zementmilch eingespritzt. Das Fensterstollenmundloch schloß man mittels einer 30 cm starken Betonwand ab; für die Ausmündung der Drainage wurde eine 50×50 cm große Öffnung mit versperrbarem Gittertürchen freigelassen; durch diese Öffnung ist der Zutritt in den Fensterstollen möglich.

Nach der Probefüllung des Stollens zeigte sich, daß Teile des Verputzes an einigen nicht torkretierten, nassen Stellen der Stollenröhre, besonders beim Anschluß zwischen Ringputz und Sohlenputz ablättern und durch diese Stellen Bergwasser in den Stollen hereindrückte. Diese Stellen wurden mittels Blechröhrchen drainiert und der Putz mit raschbindendem Mörtel — wie bereits beschrieben — erneuert. Bei den folgenden Probefüllungen sind keine Verletzungen des Putzes mehr aufgetreten. Ausgezeichnet erwiesen sich die torkretierten Flächen; selbst an den nassesten Stellen war keinerlei Beschädigung wahrzunehmen.

Wasserschloß.

Das Wasserschloß mußte aus dem Felsen ausgesprengt werden. Es besteht aus zwei ausbetonierten, fast rechtwinklig hintereinander liegenden

Kammern, von denen die dem Stollen zugekehrte eine Breite von 6,00 m, eine Länge von 14,60 m und eine mittlere Höhe von 13 m hat; die daran anschließende Kammer ist bei einer mittleren Höhe von 8,5 m 3 m breit und 32,30 m lang (Abb. 28). Das Fassungsvermögen des Wasserschlosses beträgt 2300 m³. Am Knickpunkt beider Kammern ist ein Ausgleichs- bzw. Entlastungsschacht mit Überlaufstollen angeordnet. Dieser Schacht hat eine lichte Weite von 3,0×3,0 m und erweitert sich allmählich unter Übergang vom quadratischen zum kreisförmigen Querschnitt bis zu seiner Einmündung in den Überlaufstollen. Die Höhe des Schachtes von Oberkante Wasserschloß bis zur Sohle des Überlaufstollens beträgt 9 m. Um Luftschläge bei Spiegelschwankungen auszuschließen, gab man der First der breiten Kammer eine Steigung von 10‰, der First der schmalen Kammer eine solche von 4‰ gegen den Ausgleichschacht. Das Sohlengefälle des Wasserschlosses vom Stolleneinlauf bis zum Feinrechen vor der Einmündung in die Druckrohrleitung beträgt 14‰. Der 8 m hohe und 3 m breite, unter 60° geneigte Feinrechen besteht aus vier Tafeln 8 mm starker Flacheisen, die 60 mm breit sind; der lichte Stababstand ist 25 mm. Vor dem Feinrechen befindet sich ein 3 m breiter und 1 m tiefer Schlamm- und Sandfang. Der Zugang ins entleerte Wasserschloß kann entweder durch den Überlaufstollen und Ausgleichschacht mittels einbetonierter Steigeisen oder von der Apparatekammer aus durch ein Mannloch in der Rohrleitung geschehen. Es ist deshalb ein Rechenfeld des Feinrechens unterteilt und ein 80 cm breiter Teil leicht herausnehmbar angeordnet. Eine etwaige Räumung und Entfernung angesetzten Schlammes aus dem Sandfang findet durch den Überlaufstollen statt.

Die Sprengarbeiten im Wasserschloß wurden maschinell durchgeführt. Rund 3000 m³ Gestein wurden aus dem Felsen herausgesprengt. Die Aussprengung geschah in rd. 2 m starken Streifen in Wasserschloßbreite vom Druckschacht gegen den Stollen. Die Sprengarbeit war für Mineure und Schlepper insofern recht unangenehm, als man sehr unter Steinschlag zu leiden hatte. Das durch das Sprengen gelockerte Gestein in der First des hohen Doms bröckelte teilweise ab; wenn es auch verhältnismäßig kleine Stücke waren, so waren sie doch durch die große Fallhöhe gefährlich. Man rüstete deshalb die beschäftigten Arbeiter mit Stahlhelmen aus, was sich gut bewährte; dadurch ersparte man sich auch den Einbau eines Schutzgerüsts. Der Abtransport des Ausbruchmaterials geschah durch den Schrägschacht. Der Verkehr zum Wasserschloß fand durch einen rd. 35 m langen Fensterstollen statt. Da das Wasserschloß 6 m tiefer angelegt werden mußte, als anfänglich geplant (siehe Betriebstollen), mündete der Fensterstollen wie auch der Betriebstollen 6 m über der Sohle ins ausgesprengte Wasserschloß ein. Die für Materialtransporte wichtige Verbindung zwischen Fensterstollen und Betriebstollen wurde durch Einbau einer hölzernen Gerüstbrücke hergestellt. Diese blieb auch während der Betonierung stehen, um den Verkehr solange wie möglich aufrecht erhalten zu können. Es war deshalb die Tragkonstruktion für die Brücke nicht gegen die Sohle des Wasserschlosses abgestützt, sondern als Sprengwerk in die Seitenwände eingebüht. Nach Betonierung des Wasserschlosses und Abtragung der Gerüstbrücke wurden deren Bühnenlöcher zubetoniert.



Abb. 29. Kreuzbewehrung im Wasserschloß.

Wasserschloß und Ausgleichschacht erhielten eine 25 cm starke Betonverkleidung, die mit einer Kreuzbewehrung aus 14 mm starkem Rundeseisen versehen wurde; die Maschenweite beträgt 32,5 cm (Abb. 29). Es wurden zuerst die Seitenwände, dann die First und Sohle betoniert. Die Kreuzbewehrung wurde mittels Maueranker an den Felsen angehängt. Zu diesem Zweck trieb man in das Gestein Bohrlöcher in einer durchschnittlichen Tiefe von 20 cm, in die die Anker, 5 mm starke Eisendrahtschlingen, einbetoniert wurden; an diesen Drahtschlingen wurde das Bewehrungsgitter befestigt. Diese Befestigungsart erwies sich um so zweckmäßiger, als sie weiterhin auch zur Befestigung der Betonschalung verwendet werden konnte, so daß deren Abstützung, die kostspielig und verkehrshindernd gewesen wäre, erspart wurde. Die Betonierung geschah etappenweise von unten nach oben mittels weichen Betons im Mischungsverhältnis 250 kg Zement für 1 m³ Festbeton. Die Firstbewehrung, die ebenfalls in den Felsen verhängt wurde, besteht aus 14 mm starken Trageisen in einer Entfernung von 16 cm voneinander, nebst Zulageisen 14 mm Durchm. im Gewölbeanlauf beim Übergang der Seitenwände in die Firste, sowie 5 mm starken Verteilungseisen. Das Einbringen der Trageisen in die Firste geschah schrittweise mit fortschreitender Betonierung, um ein ungehindertes Betonieren vor Kopf zu ermöglichen (Abb. 30). Die Holzschalung des Scheitelgewölbes war gegen die Gerüstbrücke abgestützt. Das gesamte Wasserschloß erhielt wie der Betriebstollen einen 2 cm starken Verputz, der nach Ausbau der Gerüstbrücke mittels eines Leitergerüsts aufgebracht wurde. In Ulmen und Firste waren einzellige Rohrstützen einbetoniert, durch die Zementmilch unter 3 bis 5 at Druck eingespritzt wurde, um einen satten Anschluß zwischen gewachsenem Fels und Beton zu gewährleisten.

Der 43 m lange Überlaufstollen hat Kreisprofil mit 2,8 m Durchm. Die First verläuft wagerecht, die Sohle fällt vom Ausgleichschacht zum Portal mit 2 ‰. Vor dem Portal ist ein Grobrechen aus Flacheisenstäben angebracht, um das Eindringen größerer Lebewesen in den Stollen zu verhindern. Der Überlaufstollen mündet in ein Tosbecken, von dem aus das etwa austretende Wasser in eine Wildbachschlucht abstürzt. — Der



Abb. 30. Schalung für die Firstbetonierung im Wasserschloß.

Vortrieb, der von Tag aus stattfand, gestaltete sich schwierig und ging langsam vor sich, da man die ersten 23 m auf keinen Fels kam, sondern Moräne durchfahren mußte, was schweren Einbau erforderte. Die Betonierung der 20 m langen Felsstrecke, die eine 20 cm starke Ringauskleidung erhielt, machte keine besonderen Schwierigkeiten; der Beton wurde durch den Ausgleichschacht hochgezogen, die Betonierung geschah hinter Holzverschalung; die Lehrbögen waren ebenfalls aus Holz. Zuerst wurde die Sohle eingebracht, hierauf der Ring betoniert. Bei Betonierung in der Moränenstrecke wurde ebenfalls zuerst die bewehrte Sohle einbetoniert, wobei die Bewehrungseisen etwa 60 cm lang vorstanden, um in den später eingebrachten Ringbeton eingreifen zu können (Abb. 31 u. 32).

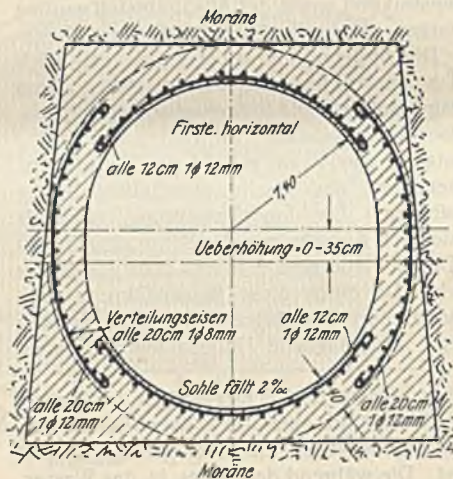


Abb. 32. Querschnitt des Überlaufstollens in der Moräne.

Der bewehrte Ring wurde abschnittsweise in 0,80 bis 1,50 m breiten Streifen betoniert, je nach Entfernung der Zimmerbocke voneinander. Nach dem Abbinden der einzelnen Ringe wurde ausgeschalt, und die dazwischenstehenden Rundhölzer wurden ausgebaut; die Pfähle der Zimmerung verblieben. Hierauf folgte die Ausbetonierung der restlichen bis 40 cm breiten Ringstreifen. Die so betonierte Stollenröhre erhielt auf ihre ganze Länge einen 1,5 cm starken Verputz bis $\frac{1}{3}$ ihrer Höhe. Die theoretische Wandstärke der bewehrten Röhre in der Druckstrecke beträgt 40 cm; die Mischung 250 kg Zement

für 1 m³ Festbeton. Die Bewehrung der Röhre in Sohle und Scheitel besteht aus 12-mm-R.-E. alle 12 cm mit Verteilungseisen von 8 mm Durchm. alle 20 cm, verlegt als Innenbewehrung; die Bewehrung in den Ulmen ist 1 R.-E. 12 mm alle 20 cm, mit Verteilungseisen von 8 mm Durchm. alle 20 cm, verlegt als Außenbewehrung.

Druckschacht.

In den ursprünglichen Entwurfsplänen war eine frei verlegte Rohrleitung vorgesehen.

Von der die Bauarbeiten ausführenden Bauunternehmung wurde 1920, als in Österreich die wirtschaftlichen Verhältnisse besonders auf dem Eisenmarkte immer ungünstiger wurden, der Vorschlag gemacht, die frei verlegte Rohrleitung durch einen Druckschacht zu ersetzen, den sie sich anbot dadurch billig herzustellen, daß sie, abweichend von den bis dahin üblichen Druckschachtausführungen, eine schwache Betonauskleidung mit dünnem Eisenblechfutter in dem ausgezeichneten Gestein für möglich und ausreichend erklärte. Während nämlich bei den früheren Druckschachtausführungen die Wandstärken der Röhre nur wenig kleiner als für frei verlegte Rohrleitungen gewählt wurden und der Zwischenraum zwischen Rohr und Fels so groß — etwa 60 cm — gehalten wurde, daß ein Mann darin den Füllbeton stampfen konnte, ging der neue Vorschlag dahin, die eiserne Rohrverkleidung für die Aufnahme des Wasserdrucks überhaupt nicht in Rechnung zu stellen, sondern sie in Mindeststärke, etwa 6 mm



Abb. 31. Betonierung des Überlaufstollens.

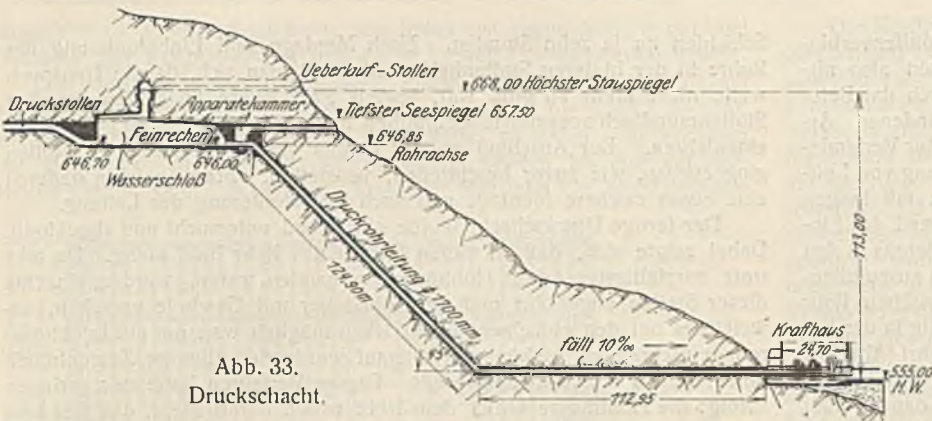


Abb. 33. Druckschacht.

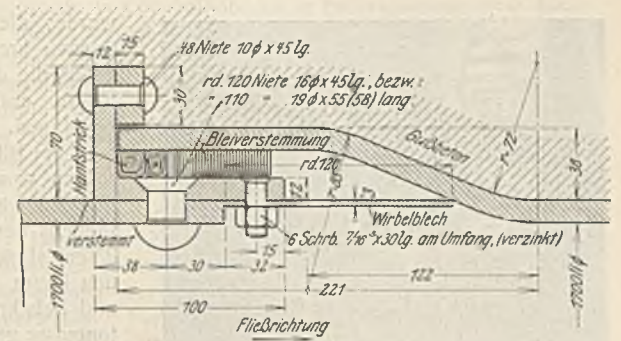


Abb. 34. Muffenausbildung der Rohre im Schrägschacht.

stark, als Dichtungshülle auszuführen und die Stärke des Betonfutters durch Verwendung von Gußbeton auf weniger als die Hälfte (25 cm) zu vermindern. Dadurch hatte sich eine bedeutende Ersparnis im Vergleich zur frei verlegten Rohrleitung ergeben, wenn die dem Kostenvergleich zugrunde gelegten Eisenpreise später nicht wesentlich gesunken wären. Der Vorschlag kam zur Durchführung, nur entschloß man sich in der zweiten Bauperiode, weil die Betriebswassermenge durch den Einbau größerer Maschineneinheiten im Krafthaus sich erhöht hatte und die Eisenpreise sehr zurückgegangen waren, an Stelle einer schwachen Eisenblechauskleidung stärkere Rohre zu verwenden, die eine erhöhte Sicherheit bieten und die Einbauarbeit im Schrägschacht erleichtern.

Die Ausprägung des Druckschachtes (Abb. 33) geschah in der ersten Bauperiode, und zwar maschinell mit je zwei Ingersollhämmer BAR 33 an der Brust. Zuerst wurde der untere 112,95 m lange, 10‰ geneigte Schachtteil in dreischichtigem Betriebe vorgetrieben. Das Ausbruchprofil dieses unteren Teiles war kreisförmig mit 2,80 m Durchm. (Ausbruchfläche 6,2 m²) notwendig, damit rings um das später zentrisch eingebrachte Rohr genügend Platz für die Verteilung und Stampfung des Betons verblieb. Um das Einbringen des Betons zu erleichtern, wurde über dem Rohr in der First eine eselsrückenförmige Überhöhung ausgesprengt. Für die Ausbrucharbeit sind für 1 m³ gewachsenen Fels durchschnittlich aufgelaufen: 1,5 Kapo-, 3,6 Mineur-, 4,0 Schlepper-, 1,0 Schmiede- und 1,7 Maschinenstunden.

Anschließend an den unteren Schachtteil fand der Ausbruch des unter 45° geneigten, rd. 125 m langen Schrägschachtes von unten nach oben statt. Das auszusprenkende Kreisprofil hatte entsprechend dem oben Gesagten einen Durchmesser von nur 2,20 m (Ausbruchfläche 3,80 m²). Der durch den Schrägschacht abfallende Ausbruch wurde durch den unteren wagerechten Stollen abgefördert. Der Stundenaufwand für den Ausbruch betrug für 1 m³ gewachsenen Fels: 1,9 Kapo-, 6,5 Mineur-, 7,3 Schlepper-, 1,3 Schmiede- und 2,3 Maschinenstunden. Der Ausbruch des oberen 11,60 m langen wagerechten Teiles des Druckschachtes wurde in der zweiten Bauperiode zusammen mit dem Wasserschloß ausgeführt.

Im oberen und unteren wagerechten Teil des Schachtes kamen Flanschenrohre von 170 cm Durchm., im Schrägschacht Muffenrohre mit Innenmuffen ebenfalls 170 cm l. W. zur Verlegung (Abb. 34). Die Wandstärke der Rohre beträgt oben 7 mm und steigt an der Ausmündung aus dem Schacht beim Übergang in die Verteilerleitung zu den Turbinen auf 25 mm an. Im oberen wagerechten Teil und Schrägschacht einschließlich des unteren Krümmers bestehen die Rohre aus S.-M.-Behälterblech; im unteren wagerechten Teil einschließlich Verteilerleitung und Anschlußstützens für die Turbinen wurde Kesselblech dafür verwendet. Die Rohrschüsse hatten bei den Muffenrohren eine Länge von 3865 mm, bei den Flanschenrohren von 4850 mm. Die Rohre selbst waren genietet und verstemmt; bei den Muffenrohren ging beim Übergang in die Muffe die genietete Naht in eine Schweißnaht über. Sowohl im unteren wagerechten Teile der Leitung beim Übergang in die Verteilerleitung, wie bei der im Schrägschacht verlegten Leitung beim Übergang in den oberen wagerechten Rohrstrang mußten Paßstücke eingelegt werden, die an der Baustelle entsprechend geschnitten wurden. Die Druck- samt Verteilerleitung im Gewicht von rd. 200 000 kg wurde von der Firma Rohleder & Ehninger, Feuerbach bei Stuttgart, geliefert.

Vor Beginn der Montage der Rohre wurde im Schrägschacht die

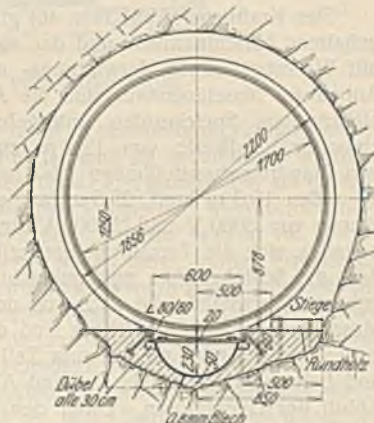


Abb. 35. Anordnung im Schrägschacht für Gußbeton- und Rohr- beförderung.

Sohle betoniert, um auf dieser ein genaues Einbringen der Muffenrohre in den Schacht zu gewährleisten. Im Abstände von 60 cm symmetrisch zur Schachtachse wurde in die Sohle je ein Winkeleisen 80 × 80 mm mit verschränkten Prätzen als Führungsleiste einbetoniert. Zwischen beiden Winkeleisen war eine halbkreisförmige Schütterinne für den Beton mit 23 cm Halbmesser ausgespart und mit dünnem Blech ausgeschlagen (Abb. 35). Der Personenverkehr durch den Schacht nach dem Einbringen der Sohle fand auf Leitern statt, die an seitlich einbetonierten Rundeisenstücken befestigt waren.

Die Rohrmontage begann beim Winkelpunkte zwischen dem unteren wagerechten Teil des Schachtes und dem Schrägschacht. Dort wurde zuerst der Krümmer, hierauf das anschließende Muffenrohr im Schrägschacht und dann im unteren wagerechten Teil das nachstliegende Flanschenrohr eingebracht. Diese drei Stücke wurden nach Ausrichten und Verbindung miteinander in einen Klotz einbetoniert; damit lagen die Verlegungsachsen fest. Die mittels Stahlbürste von Blätterrost gereinigten Muffenrohre wurden nun einzeln von oben her eingebracht. Sie wurden von der Baustelle Krafthaus aus über den Schrägaufzug hochgezogen und kamen durch den Hilfsstollen ins Wasserschloß. Das Ablassen von der Gerüstbrücke auf die Wasserschloßsohle geschah in der breiteren Wasserschloßkammer mit Flaschenzügen. Auf einem Plattformwagen von 60 cm Spur wurden die Rohre dann bis zum Schrägschacht vorgeführt, worauf sie gleitend in den Schrägschacht auf den oben erwähnten einbetonierten Winkelleisen abgelassen wurden. Anfangs waren für dieses Experiment Gleitschuhe vorgesehen, die sich jedoch als unnötig erwiesen, ja sogar hindernd wirkten, da die Wagen öfter festsaßen. Man verzichtete deshalb auf die Schuhe und ließ die Rohre auf den Muffen in den Schacht gleiten. Das Ablassen (Abb. 36) geschah mittels einer im Wasserschloß aufgestellten Bauwinde mit Sicherheitsbremse. Die Gleitwinkelleisen rechts und links der Schütterinne waren so verlegt, daß das abzulassende Rohr nach dem Einbringen bereits in der richtigen Lage sich befand und nur mittels kleiner Eisenkeile in die Achse zentriert werden mußte. Nach dem Zusammenstecken der Rohre folgte jeweils die Dichtung und Verstemmung der Innenmuffe mit Hanfstrick und Bleiwolle; das Verstemmen geschah zunächst nur vorläufig und wurde erst nach Einbetonierung des betreffenden Rohres und Erhärtung des Betons endgültig durchgeführt. Das Verkleidungsblech in der Schütterinne wurde jeweils vor Einbringen eines jeden Rohres auf Rohrlänge ausgebaut. Nun wurde vom Wasserschloß aus durch die mit Holztafeln abgedeckte Schütterinne der sehr plastische Beton eingebracht im Mischungsverhältnis 300 kg Zement auf 1 m³ Festbeton bei ausgesuchter guter Kies-sandmischung, durch die ein dichtes Gefüge des Betons gewährleistet war. Durch Versuche war vorher festgestellt worden, daß bei der gegebenen Neigung der Schütterinne die Korngröße 20 mm nicht überschreiten dürfe, weil größere Steine dem fließenden Beton vorseilten und so eine Entmischung des Betons bewirkten. Der Beton verteilte sich rings um das unter 45° liegende Rohr, das bis rd. 30 cm unter seinem oberen tieferliegenden Ende einbetoniert



Abb. 36. Ablassen eines Muffenrohres in den Schrägschacht.



Abb. 37. Einbetonieren eines Muffenrohrs im Druck- (Schräg-) Schacht.



Abb. 38. Einbringen eines Flanschrohres in den unteren wagerechten Teil des Druckschachtes.

wurde; die Muffenverbindungen kreuzen also nirgends die durch das Betonieren entstandenen Arbeitsfugen. Zur Verhinderung der Bildung von Luftsäcken wurde mit langen Stangen während des Einfließens des Betons in den 25 cm starken auszufüllenden Raum zwischen Rohr und Fels kraftig in der Betonmasse gerührt (Abb. 37). Das Einbetonieren eines Rohrschusses dauerte fünf bis sechs Stunden je nach Ausbruchprofil; täglich wurde ein Rohr montiert und eingegossen. Das Einbringen und die Montage des nächstfolgenden Rohres sowie dessen Einbetonierung folgte erst am nächsten Tage, so daß der Beton Zeit hatte, über Nacht etwas zu erhärten. Im Innern der Rohre wurden rings um die Muffen nach dem Nachstemmen Wirbelbleche (dreiteilige Flacheisensegmente) angeschraubt, um größere Profiländerungen in der Leitung zu vermeiden.

Bei der Montage der Rohre konnte wegen des kleinen Ausbruchprofils des Schrägschachtes nur im Rohrinne gearbeitet werden. Dies bedingte beim Zusammenstecken der Muffen der einzelnen Rohrschüsse mit geringerer Wandstärke, wenn sie nicht aufeinanderpaßten, z. B. durch den Transport trotz der eingekeilten Verstärkungskreuze etwas verformt waren, oft mehrmaliges, zeitraubendes Hochziehen des betreffenden

Rohres um etwa 80 cm, Ausbeulen bzw. Ausrichten der Muffe und Wiederablassen des Rohres. Die Montagearbeiten wurden auf in das Rohrinne eingebauten Arbeitspodesten ausgeführt. Um die mit Nachstemmen usw. beschäftigten Leute durch herabfallende Steine u. dergl. nicht zu gefährden, wurde jedes eingebrachte Rohr mit einem Holzdeckel abgedeckt.

Das Einbringen der Flanschrohre im unteren wagerechten Teil des Schachtes (Abb. 38) geschah ebenfalls auf einem 60 cm weiten Rollbahngleis. War das Rohr an seinem Bestimmungsort im Schacht angelangt, so wurde es ausgerichtet, mit Betonsteinen unterpackt und mit dem vorhergehenden Flanschrohr verschraubt. Der mit Nut und Feder gearbeitete Winkelflansch wurde mittels in die Nut passender Bleibänder gedichtet, die vor dem Anziehen der Schrauben eingelegt wurden. Ferner wurde die schmale Rille, die nach dem Verschrauben durch das etwaige nichtsatte Anliegen zweier Flanschen wegen der Bleibandeinlage entstand, noch mit Blei vorsichtig ausgestemmt. Nach Ausbau des unter dem eingebrachten Rohr liegenden Gleises wurde die Verlegung der Drainage seitlich des Rohres mittels stumpfgestößener, mit Sickerlöchern versehener Zementrohre, die als Umhüllung eine Steinpackung erhielten, durchgeführt; dies war von der Mitte dieses unteren Schachtteils ab notwendig, weil hier in der Sohle Quellen austraten. Hierauf begann die Einbetonierung mit Stampfbeton im Mischungsverhältnis 200 kg Zement auf 1 m³ Festbeton. Das Einbetonieren war insofern vereinfacht, als die ausgesprengte, eselsrückenförmige Überhöhung in der First des Schachtes bzw. Stollens es ermöglichte, das Betonmaterial mit Schubkarren auf dem verkeilten Rohr zu verteilen. Trotzdem nahm das Betonieren wegen des großen auszubetonierenden Raumes und der kleinen Arbeiterzahl, die angesetzt werden konnte, geraume Zeit in Anspruch. Das Einbringen, Montieren und Einbetonieren eines Flanschrohres dauerte im Mittel drei

Schichten zu je zehn Stunden. Nach Montage und Einbetonierung der Rohre in der hinteren Stollenhälfte entschloß man sich, da die Transportweite nicht mehr so groß war, jeweils zwei Rohre im Freien vor dem Stollenmundloch zusammenzuschrauben und mit beiden Rohren gemeinsam einzufahren. Der Anschluß an die bereits verlegte Leitung im Stollen ging ebenso, wie zuvor beschrieben, vonstatten. Man erreichte dadurch eine etwas raschere Montage und auch Einbetonierung der Leitung.

Der fertige Druckschacht wurde eingehend untersucht und abgeklopft. Dabei zeigte sich, daß an vielen Stellen das Rohr hohl klang. Da also trotz sorgfältigster Arbeit Hohlräume vorhanden waren, wurden einzelne dieser Stellen angebohrt und die Bohrlöcher mit Gewinde versehen, soweit dies bei den einzelnen Wandstärken möglich war, um ein Injektionsrohr einschrauben zu können. Hierauf wurde dünnflüssige Zementmilch unter 5 bis 6 at Druck eingepreßt. Dieses Verfahren hatte nur geringen Erfolg; die Hohlräume hinter dem Rohr waren derart klein, daß fast kein Material aufgenommen wurde; deshalb konnten mit Rücksicht auf die Dehnungsmöglichkeit des Eisens die Injektionen ohne Gefahr unterbleiben und die gebohrten Hinterspritzlöcher mit Kupfernieten wieder verschlossen werden. Das Auftreten dieser kleinen Hohlräume erklärt sich durch das Schwinden des Betons; einen Einfluß mag auch bei den dünnwandigen Rohren die beim Abbinden des Betons erzeugte Wärme gehabt haben, die sich auch auf das Eisenrohr übertrug und dieses, wenn auch im geringen Maße, vorübergehend dehnte.

Die Flanschrohre des oberen 11,60 m langen wagerechten Teils der Druckleitung wurden nach Fertigstellung des Schrägschachtes verlegt und einbetoniert. Dieses kurze Leitungsstück führt durch die Apparatkammer. In dieser ist eine Drosselklappe mit hydraulischem Fallgewichtsantrieb in die Rohrleitung eingebaut; ein selbsttätig wirkendes Luftventil übernimmt die Be- und Entlüftung der Rohrleitung; ein Mannloch gestattet das Einsteigen. Die Apparatkammer, die mit einem 2 cm starken Verputz versehen wurde, ist durch einen Hilfsstollen, den früheren Fensterstollen zum Wasserschloß, zugänglich gemacht. Im Pumpensumpf der Apparatkammer sich sammelndes Schwitz- oder Sickerwasser wird durch eine selbsttätig angehende Pumpe durch den Hilfsstollen ins Freie befördert.

Der Übergang vom Wasserschloß in die Rohrleitung wurde trompetenförmig ausgebildet. Das in dem durchschnittlich 6 m starken Abschlußklotz zwischen Wasserschloß und Apparatkammer einbetonierte eiserne Trompetenrohr der Druckleitung war mit mehreren aufgenieteten Winkelleisenstücken versehen, um ein festes Sitzen im Beton zu erreichen. Bei der probeweisen Inbetriebnahme des Werkes zeigte sich diese Ausführung mit Winkelleisenstücken insofern als nicht ganz genügend, als Wasser aus dem Wasserschloß zwischen Rohr und Beton, wenn auch in geringer Menge, in die Apparatkammer eindrang. Injektionen von Zementmilch unter 5 bis 6 at Druck hinter das Rohr, das zu diesem Zweck an verschiedenen Stellen angebohrt wurde, brachten keine vollständige Dichtung. Jetzt, nach fast 1½-jährigem Betriebe des Werkes, hat sich die Apparatkammer jedoch durch den Sinterungsvorgang beim vollen Erhärten des Betons vollständig selbst gedichtet. Zweifellos wäre es vorteilhafter gewesen, auf das Trompetenrohr eng hintereinander liegende Winkelleisenringe aufzunieten, um dem Druck des Wassers zwischen Rohr und Beton einen möglichst widerstandsreichen Weg entgegenzustellen; man hätte in diesem Fall vielleicht sofort das Durchdringen von Druckwasser verhindert, sicher jedoch viel schneller eine Selbstdichtung erzielt.

Für die Montage der gesamten Druckrohr- und Verteilerleitung einschließlich Zutransport von der Baustelle Krafthaus fielen 20 271 Stunden an, d. h. durchschnittlich 308 Arbeitsstunden für ein Rohr, oder 0,10 Stunden je kg Leitung; für die Auskleidung brauchte man mit allen Nebenarbeiten 39 400 Stunden oder durchschnittlich 50 Stunden für 1 m³ Beton.

Krafthaus.

Das Krafthaus (Abb. 39 u. 40) gliedert sich in zwei Teile: das höher gehaltene Maschinenhaus und das rechtwinklig dazu angebaute Schaltheus mit Werkstatt sowie Verwaltungs- und Lagerräumen. In einem kleinen Anbau am Maschinenhaus sind die Aborte, Waschräume und ein Bad mit elektrischem Speicherofen untergebracht. Das Maschinenhaus hat bei einer lichten Breite von 12,7 m eine lichte Länge von 24,7 m und ist von Maschinenhausfußboden bis Dachfirst 23,15 m hoch; das Schaltheus ist außen 19,3 m breit, 25,5 m lang und 16,70 m hoch. Die beiden Schalt-räume von 5000 V und 25000 V sind übereinander angeordnet; dahinter befinden sich die Transformatorzellen, die in einen Gang münden, in dem die Schiebepumpe untergebracht ist; letztere führt in die seitlich angebaute Werkstätte, die auch von der Maschinenhalle aus zugänglich ist. Maschinenhaus wie Schaltheus sind durch Eisenbetonkonstruktionen unterkellert. Die Keller dienen zum Teil der Aufnahme elektrischer Apparate und Leitungen, sowie als Zu- und Ableitungskanäle für die Frisch- bzw. Abluft der Generatoren. Unter den Turbinen im Maschinenhaus befindet sich der Rohrkanal, in dem die Verteilerleitung zu den Turbinen liegt; an die Verteilerleitung sind die Kühlwasserleitungen für die Aggregat-lager usw. sowie eine Feuerlöschleitung angeschlossen. Der 3,8 m breite Turbinenkeller, in den die Saugrohre der Turbinen einmünden, hat eine

Länge von rd. 30 m und ist unter dem Rohrkanal angeordnet; er geht bei Verlassen des Krafthauses in den 4,5 m breiten Unterwasserkanal über.

Die Fundamente des Krafthauses, durch die Lage der Zentrale am steil abfallenden Felsang, der sich vom Wasserschloß herabzieht, bedingt, kamen teilweise auf Fels, teilweise auf Schotter zu stehen. In letzterem Fall mußte bis zu 8 m Tiefe ausgeschachtet werden, bis man auf tragfähigen Grund kam. Wegen der Lage der Baustelle am Wiestalstausee

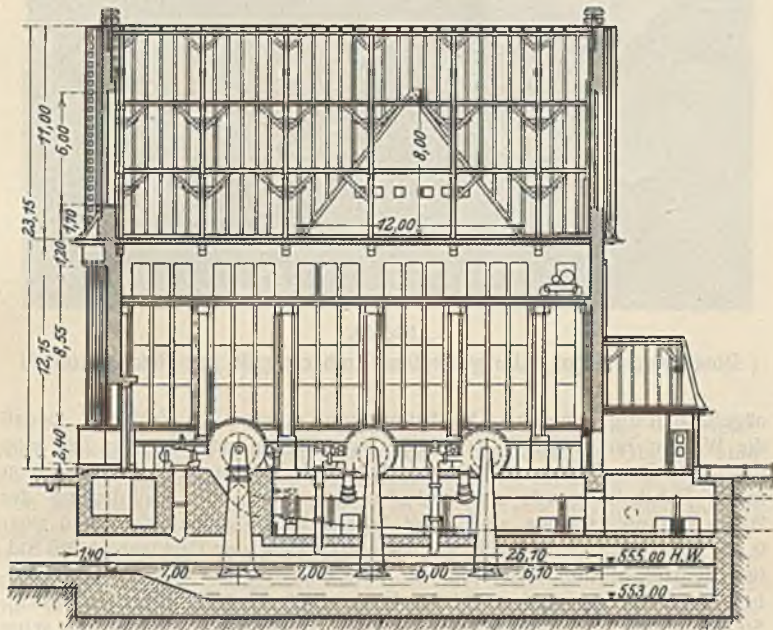


Abb. 39. Krafthaus. Schnitt durch die Maschinenhalle.

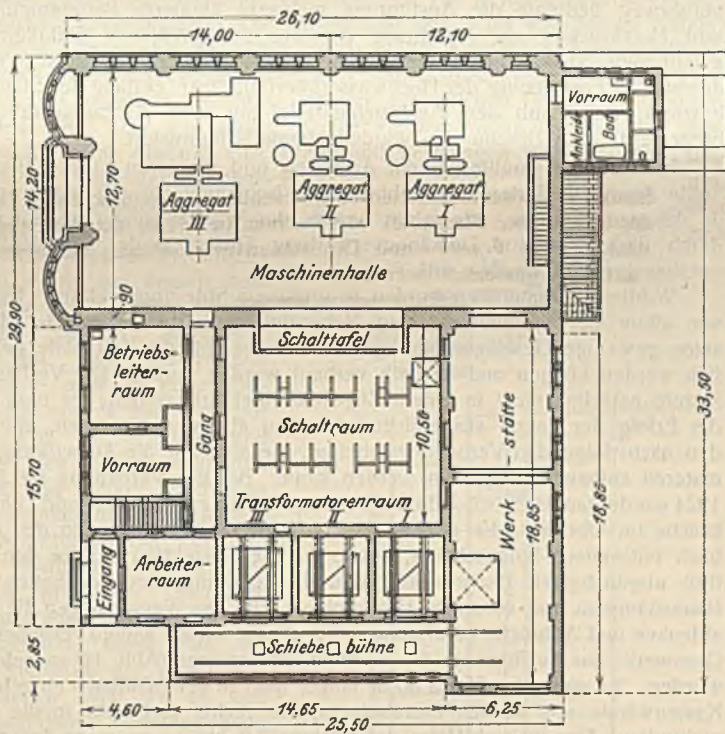


Abb. 40. Grundriß vom Erdgeschoß.

war ein Teil der Fundierungsarbeiten unter Wasserhaltung vorzunehmen. Um ein ungleichmäßiges Setzen der Fundamente zu verhindern, wurden ihre auf den Fels zu stehen kommenden Teile nicht unmittelbar auf diesen gegründet; es wurden in die betreffenden Felspartien wagerechte Auflagerflächen in Fundamentstärke ausgehauen, auf die Sand in rd. 20 cm Stärke aufgebracht wurde; die Sandpolster waren durch vorher errichtete, in Fundamentbreite voneinander entfernte Betonmauern gegen Ausweichen gesichert. Auf den Sandpolstern wurden nun die Fundamente hochbetoniert und dabei zwischen die Fundamente und die beiden Mauern zur Isolierung je eine Lage Dachpappe eingelegt, damit sich der Fundamentbeton mit dem Mauerbeton nicht verbinden konnte. Sicherheitshalber wurden in diese Fundamenteile und an den Übergangstellen dieser in die auf gewachsenem Schotter stehenden Fundamente noch Rundeisen einlagen gegeben. Das Mischungsverhältnis des Fundamentbetons war 1:10. Setzungsrisse haben sich nirgends gezeigt.

Das Krafthaus wurde von Sockelhöhe ab in Backsteinmauerwerk hochgeführt, und zwar mußte wegen der kalten Witterung (die Hochbauarbeiten dauerten von Oktober bis Ende Dezember 1925) häufig mit verlängertem Zementmörtel gemauert werden. Die Gesamtmenge des Krafthausmauerwerks betrug 970 m³ (österreich. Backsteinformat 6 1/2/14/29 cm). Für 1 m³ Mauerwerk fielen 5,15 Maurerstunden und 17,3 Hilfsarbeiterstunden an; die Leistung eines Maurers in 10 stündiger Schicht betrug also durchschnittlich 1,9 m³ Fertigmauerwerk. Dabei ist zu beachten, daß durch die zahlreichen hohen Fensterpfeiler des Maschinenhauses die Leistung stark gedrückt wurde. Die hohe Zahl der Hilfsarbeiterstunden für Mauerbedienug und Mortelzubereitung erklärt sich aus der Mehrarbeit durch Verwendungsfähigmachung der angefrorenen Baustoffe und durch Beheizung des Mauerwerks. Für die Maurer war die Arbeit in Akkord vergeben.

Der Unterwasserkanal besteht aus einem 4,5 m breiten bis 20 cm über höchste Wasserspiegelhöhe verputzten Betongerinne von 34 m Länge, das kurz vor der Einmündung in den Wiestalstausee durch eine hölzerne Spundwand gesichert ist. Das Gerinne verläuft in einem Bogen mit 80° in der Fließrichtung, um den unmittelbaren Eintritt von Hochwasserströmen des Almbaches, der in der Nähe des Krafthauses in den Wiestalsee mündet,

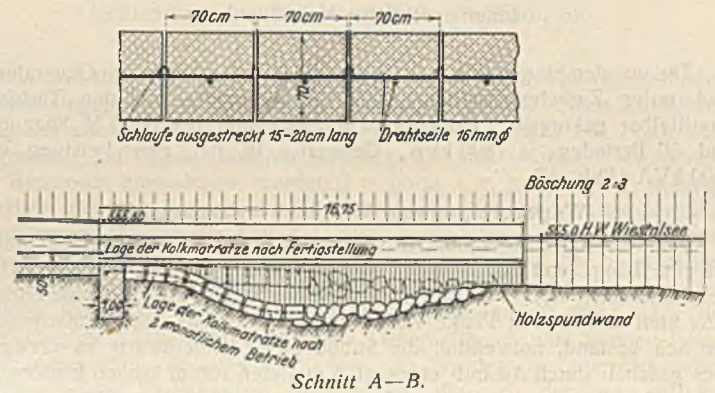


Abb. 41. Kolkmatratze bei der Ausmündung des Unterwasserkanals in den Wiestalsee.

zu verhindern. Die Ausmündung des Kanals in den See wurde, da bei niederem Seespiegel das Verbrauchwasser des Werkes vom Unterwasserkanal aus in das Seebecken abstürzt, mittels einer Betonmatratze gegen Auskolkung geschützt (Abb. 41). Die 7,5 m lange und 6,5 m breite Matratze besteht aus Betonquadern 70/70/70 cm, die mittels gebrauchter Drahtseile von mindestens 16 mm Stärke miteinander verbunden sind. Die Seile gehen in der Längs- und Querrichtung durch die Mitte der Quadern; zwischen den Quadern wurden die Seile bei der Betonierung mittels Bindedrahtes zu Schlaufen gebunden, die ausgestreckt eine Länge von 15 bis 20 cm haben; die Matratze kann sich also bei etwa eintretenden Auskolkungen in der Sohle von selbst diesen anpassen und mit ihren Quadern in die Kolklöcher legen, womit ein weiteres Umsichgreifen des Kokes verhindert wird.

Der Unterwasserkanal wurde vor dem Krafthaus mit einem 12 m breiten Eisenbetonrahmen überdeckt, um einen Vorplatz für die Zufahrt zu schaffen. Ein vor dem Krafthaus vorbeiführender Gemeindegeweg mußte durch zwei Eisenbeton-Plattenbalkenbrücken von 4,50 und 4,00 m l. W. und 3,50 m Fahrbahnbreite über den Unterwasserkanal und einen daneben in den Wiestalsee mündenden Wildbach geführt werden zur Verbindung der hinter dem Krafthaus liegenden Bauernhöfe und Grundstücke mit der Landesstraße Hallein—Ebenau. Im Krafthaus sind drei Francis-Spiral-Einrad-Turbinen mit liegender Welle der Firma J. M. Voith, St. Pölten, aufgestellt. Turbine I und II sind für eine Höchstleistung von je 2280 PS bei einer Wassermenge von 2 m³/Sek., 105 m mittl. Nutzgefälle und 500 Umdrehungen in der Minute gebaut; Turbine III besitzt eine Höchstleistung von 6000 PS bei einer Wassermenge von 5,3 m³/Sek., dem gleichen Gefälle und derselben Drehzahl. Jede Turbine hat ihren eigenen Druck- und Geschwindigkeitsregler mit Druckölsteuerung.

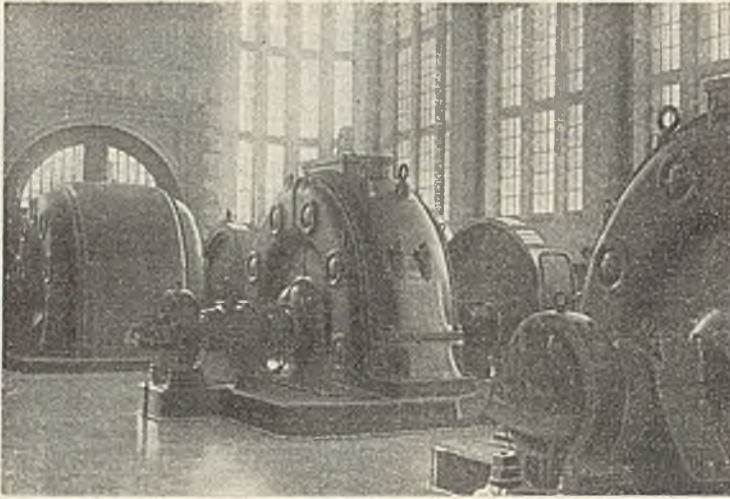


Abb. 42.
Innenansicht der Maschinenhalle.

Die von den Siemens-Schuckert-Werken in Wien gelieferten Generatoren sind unter Zwischenschaltung eines Schwungrades mit den Turbinen unmittelbar gekuppelt. Generator I und II leisten bei 5000 V Spannung und 50 Perioden je 1800 kVA, Generator III hat eine Leistung von 5500 kVA (Abb. 42).

Wegeverlegungen, Wildbachverbauungen.

Die forstararische Almbachstraße von Ebenau nach Hintersee mußte auf eine Länge von 500 m höher gelegt werden, da dieser Straßenteil in den Staubeereich fiel. Ferner war es an einer Stelle, wo die Straße entlang einer steil abfallenden Plaike verläuft und die Gefahr des Abrutschens in den See bestand, notwendig, die Straße mehr landeinwärts zu verlegen. Dies geschah durch Aushub eines rd. 5 m tiefen 160 m langen Einschnitts, der in Grundmoräne verläuft; dabei mußte eine 6 m hohe, 11,5 m lange Stützmauer von 205 m³ Inhalt aufgeführt werden. Dieser Einschnitt kam insofern teuer zu stehen, als der feste, zähe Lehm der Moräne mit Pickel und Schaufel meist nicht mehr gelöst werden konnte, sondern gesprengt werden mußte; auch die Sprengwirkung war schlecht; wurde das Material bei Niederschlägen jedoch durchnäßt, so fing es an zu laufen und zu kleben. Die Böschungen des Einschnitts mußten durch zahlreiche Sickerschlitze, die man mit Steinen auspackte, drainiert werden; außerdem wurden die Böschungsfächen mit Rasenziegeln abgedeckt.

Zur Höherlegung der Straße bedurfte man 9200 m³ Auffüllmaterials, das unmittelbar rechts und links des aufzuschüttenden Dammes gewonnen wurde; dieses Material bestand ausschließlich aus Bachschotter. Die Arbeitsleistung zu Beginn der Ausführung des Dammes war sehr mäßig, so daß man sich entschloß, einigen bewährten Partien die Arbeit in Akkord zu übertragen. Bei dieser Akkordarbeit erforderte 1 m³ Dammschüttung insgesamt durchschnittlich 4,5 Arbeitsstunden. An der 5,5 m hohen, höchsten Stelle des Dammes mußte ein gewölbter Betondurchlaß von 4,6 m² Durchflußfläche eingebaut werden, da durch den Straßendamm ein kleiner Teil des Stausees von diesem abgeschnitten wird. Die 1½ fäßigen Böschungen wurden bis 20 cm über die höchste Wasserspiegelhöhe mittels 15 cm starker, je 3 m breiter Betonplatten gegen Wasserangriff gesichert (Abb. 43). Der restliche an die Platten anschließende Böschungstreifen bis zur Dammkrone erhielt Rasenziegel als Verkleidung, die mit Weiden-

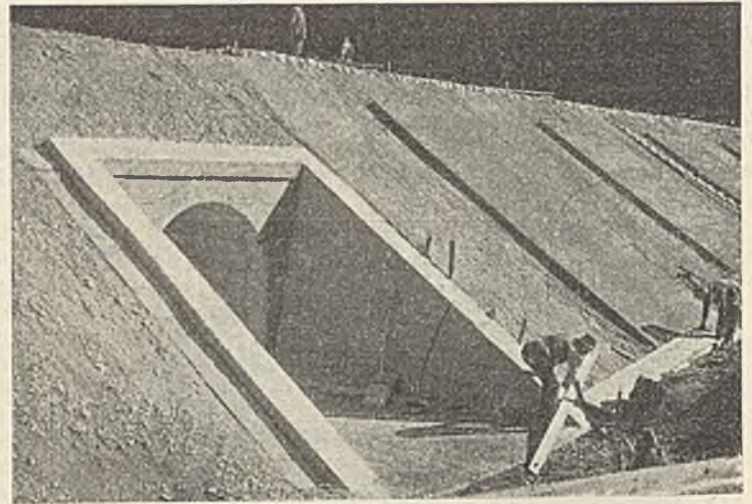


Abb. 43.
Böschungssicherung der verlegten Almbachstraße mit Betonplatten.

nägeln befestigt wurden. Das Humusieren geschah im Frühjahr, so daß die Weiden im selben Jahre bereits ausschlugen und mit der Zeit eine natürliche Befestigung des oberen Damnteils bilden werden. Die 2,8 m breite Fahrbahn wurde mit Unterbau versehen. Bei Einbringung der 20 cm starken Packlage sind 2,152 Arbeits-Std./m² aufgelaufen, und zwar 0,192 Partieführer-Std., 0,438 Std. für Herstellung der Packlage, 1,266 Std. für Steinzufuhr und 0,256 Std. für Zerkleinerung der Steine. Das Aufbringen der 10 cm starken Schotterlage erforderte 0,964 Std./m² (Aufsicht, Steinklopfen, Beifuhr und Ausbreiten). Der Damm erhielt auf seine gesamte Länge ein Holzgeländer.

Der am linken Stauseeufer auf 280 m Länge zu verlegende Holzabfuhrweg bedingte die Ausführung mehrerer kleinerer Betondurchlässe und Holzbrücken zur Abführung des aus verschiedenen Zuflußgräben anfallenden Niederschlagwassers. Die Dammschüttung für diesen Weg, der sich in Fortsetzung der Hochwasserüberfallbrücke entlang des Stausees hinzieht, wurde mit dem Ausbruchmaterial aus dem Hochwasserüberfall hergestellt. Die Böschungen wurden ebenfalls humusiert.

Im Stauraum mußten durch Ausroden und Planieren eines Teils der Sohle des verwilderten Almbachbeckens Fischfangplätze angelegt werden, da der neue Stausee, wie schon bereits der Wiestal- und der Hintersee, durch die Forst- und Domänenverwaltung Hintersee der Forellenzucht nutzbar gemacht werden soll.

Wildbachverbauungen wurden in größerem Stile durchgeführt. Es war vor allem der Weißenbach, ein Nebenfluß des Almbaches, der durch seine gewaltige Geschiebeführung dem Stausee mit der Zeit hätte gefährlich werden können und deshalb verbaut werden mußte. Die Verbauung konnte natürlich nicht in einem Zuge durchgeführt werden; es muß erst der Erfolg der zuerst ausgeführten Arbeiten abgewartet werden, ehe mit den nächstfolgenden Verbauungsarbeiten, die sich auf die Auswirkung der ersteren aufbauen, begonnen werden kann. Bei der Verbauung im Jahre 1924 wurde hauptsächlich auf eine Beruhigung der großen Ufer- und Lehnenbrüche im Oberlauf, die jährlich große Mengen von Schotter in den Almbach entsenden, hingearbeitet, sowie auf die Korrektur der für den Abfluß ungünstigsten Bachstrecken und die Räumung des Bachbettes von Baumstämmen und sonstigen Hindernissen, die das Wasser gegen die Ufer ablenken und Anbrüche verursachen. Für diesen Zweck kamen verschiedene Querwerke zur Ausführung, die als Steinkastensperren (Abb. 44) ausgebildet wurden. Es sind dies 25 bis 30 m lange, quer in den Wildbach eingebaute Kastenwände aus starken Rundhölzern, die rechts und links in die Ufer einbinden. Der je nach Höhe des Kastens 2,0 bis 2,5 m große Zwischenraum zwischen beiden Wänden, die gegeneinander durch in die Wände eingelassene Rundhölzer versteift sind, ist mit großen Steinen ausgepackt. Solche Querwerke wurden hintereinander in Abständen von 50 bis 200 m in das Bachbett eingebaut; ihre Höhe schwankt zwischen 2 und 3 m je nach den Gefällverhältnissen des Baches. Die Querwerke halten das Geschiebe zurück; dieses füllt innerhalb kurzer Zeit den Raum zwischen je zwei Werken aus, nimmt also dem Wildbach sein Gefälle und vermindert damit die Geschwindigkeit und die Schleppkraft. Die Sohle verläuft dann fast wagerecht durch die Abstürze an den Querwerken unterbrochen. — Die Uferbrüche wurden durch Längswerke — sogenannte Runsensperren (Abb. 45) — verbaut, um sie zur Ruhe zu bringen. Diese Sperren wurden ebenfalls, da das erforderliche Rundholz unmittelbar daneben gefällt werden konnte, als doppelte Steinkasten mit 7 bis 8 m Länge je nach der Breite des Uferbruches und durchschnittlich 2 m Höhe ausgeführt. — Die Bachkorrektur beschränkte sich auf Ausführung verschiedener Durchstiche, um den Bach in seinem gewundenen Lauf von den Ufern abzulenken.



Abb. 44. Querwerk (Steinkasten) im Weißenbachtal.



Abb. 45.

Uferanbrüche im Einzugsgebiet. (Im Vordergrund links Runsensperre.)



Abb. 46.

Krainerwand am Fuß einer Plaike im Stauraum.

Um einen vollen Erfolg zu erzielen, wird die Verbauung fortgesetzt. Nach Eintritt des Beharrungszustandes der Verhältnisse im Oberlauf sind die Uferbrüche zu versichern und aufzuforsten; im Unterlauf ist ebenfalls eine Sohlenstafelung durch Einbau von Querwerken durchzuführen, und bei der Einmündung des Weißenbaches in den Almbach wird ein Schotterfang errichtet. Die Verbauungsarbeiten am Weißenbach wurden im Einvernehmen mit der Wildbachverbauungssektion Salzburg durchgeführt, die die Wildbachverbauungen im Gebiet des Hinterseer Almbachs in das staatliche Verbauungsprogramm aufgenommen hat.

Der Fuß der sich im Stauraum befindlichen Plaiken wurde durch mehrere größere Krainerwände gesichert, um ein weiteres Abrutschen der Anbrüche zu verhindern. Die Ausführung der 3 bis 4 m hohen Wände mußte in Längen bis zu 140 m durchgeführt werden, und zwar mittels Mann an Mann übereinandergenagelter starker Rundhölzer, die durch eingelassene Querhölzer in dem dahinter befindlichen Gelände verankert wurden. Bei über 2 m hohen Krainerwänden mußte zur Stützung des Fußes in 1,5 m Abstand eine Pfahlwand geschlagen werden, gegen die man den Fuß der Krainerwand mit Rundhölzern abstützte; der zwischen Pfahl- und Krainerwand befindliche Raum wurde, um dessen Auskolkung zu verhüten, mit großen Steinen ausgepackt (Abb. 46). Die Krainerwände errichtete man in einer Entfernung von 2 bis 4 m vor dem Fuß der Plaiken und füllte den Raum zwischen Wand und Plaike, durch den die Verankerungshölzer gehen, mit Schottermaterial aus; auf der dadurch entstandenen Fläche in Höhe Oberkante Krainerwand hat die Plaike Gelegenheit, ihren Fuß bis zur Oberkante der Wand vorzuschieben, von wo ab sich die natürliche Böschung dann einstellen kann. Die Krainerwände sind den Verhältnissen entsprechend jeweils so hoch aufgeführt, daß bei Einstellung der natürlichen Böschung keine größeren Geländeverluste durch Abrutschen eintreten können.

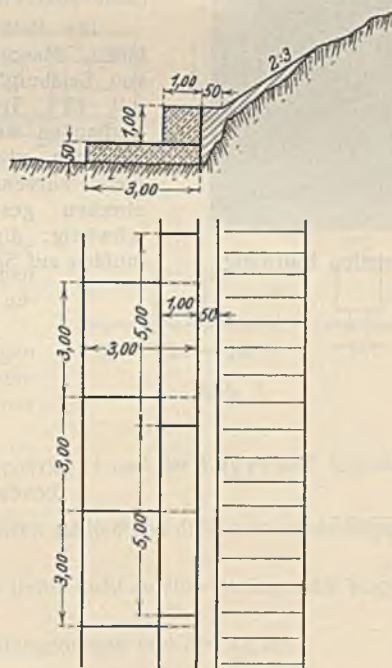


Abb. 47. Ufersicherung mit Drahtschotterbehältern.

Kurz vor seiner Einmündung in den Wiestalsee vor dem Krafthaus muß der Almbach ebenfalls reguliert werden, da dessen Hochwasserströme die Fließrichtung auf das Krafthaus bzw. den Unterwasserkanal zu nehmen. Dies geschieht durch Eindämmen des Baches mittels Drahtschotterbehälter (Abb. 47). Die Behälter sind Kästen aus Drahtgeflecht mit rd. 8 cm Maschenweite und mehrfach verflochtenen achteckigen Maschen; das Geflecht besteht aus 3 mm starkem, doppelt-feuerverzinktem Eisendraht. Nach Planierung des Geländes bzw. der Bachsohle oder des Ufers, wo die Behälter aufgestellt werden sollen, werden diese 3 m langen, 3 m

breiten und 0,5 m hohen Drahtkästen rechts und links des zu regulierenden Baches eingelegt und mit grobem Gerölle ausgefüllt. Nach Ausfüllung wird der ebenfalls aus Drahtgeflecht bestehende Deckel mit Bindendraht aufgenäht. Auf diese niederen Behälter, die sich in jede Auswaschung der Bachsohle hineinlegen, werden 1 m hohe, 1 m breite und 5 m lange Behälter uferseitig aufgesetzt und ebenfalls mit Steinen ausgepackt und verschlossen. Hinter die Behälter wird, wenn nötig, ein entsprechender Damm aufgeschüttet. Ein Unterspülen der auf diese Art hergestellten Uferdämme ist ausgeschlossen; infolge des hohen Gewichtes der Schotterbehälter halten sie jedem vorkommenden Wasserangriff stand. Die Behälter besitzen außerdem eine große Dauerhaftigkeit und können Formänderungen ohne weiteres aushalten. Es wurden in Österreich schon mehrere solche Verbauungen durchgeführt, die sich durchweg gut bewährt haben.

Baustoffe.

Beim Bau des Strubklammwerkes wurden bis 31. Dezember 1924 rd. 7800 t Portlandzement verarbeitet. Dieser wurde von der Firma Gebrüder Leube, Gartenau bei Salzburg bezogen und war, wie durch ständige Kontrollproben erwiesen, von sehr guter Beschaffenheit. Diese Firma stellte ihre Fabrikation so ein, daß sie auch den größten plötzlichen Bedarf decken konnte, also keinerlei Störungen in der Zementbelieferung eintraten. Dies war besonders bei Betonierung der Staumauer und der Krafthausfundamente, die zeitlich zusammenfielen und erst im Herbst 1923 begonnen werden konnten, vor Eintritt des Winters aber, der in jener Gegend meist kalt und schneereich ist, fertiggestellt sein mußten, von großer Wichtigkeit. Es verband sich aber mit der Liefermöglichkeit des genannten Zementwerkes noch der Vorteil, daß man Einheitsmaterial von einer und derselben Fabrik beim gesamten Bau verwenden konnte.

Der zur Betonierung verwendete Schotter war hauptsächlich Bachschotter, der sowohl an der Staumauer wie am Krafthaus mit Hand gewonnen wurde. Dieses Material war im Almbachbett, allerdings auf verhältnismäßig kleiner Fläche in genügender Menge und in der richtigen Zusammensetzung und Beschaffenheit vorhanden. Da bei Beginn der zweiten Bauperiode große Kiesmengen zur Verarbeitung benötigt wurden, entschloß man sich, die Gewinnung der Dringlichkeit halber in Akkord zu vergeben. Dadurch konnte der tägliche Bedarf vollauf gedeckt werden. Die Durchschnittsleistung für 1 Mann und Tag in 10 Stunden betrug rd. 3 m³ bei einem Akkordüberverdienst von rd. 30%. Es mußten 20 000 m³ Bachschotter gewonnen werden. Der Hohlraumgehalt des Schotters betrug durchschnittlich 25%.

Das Betonmaterial, das im Kalten Graben verarbeitet wurde, rund 2500 m³, entnahm man dem Stollenausbruch; die Verwendung war nach Aufbereitung und Bachsandzusatz ohne weiteres möglich, da schädliche Bestandteile im Gestein nicht vorhanden waren.

Den Mischmaschinen wurden von Zeit zu Zeit Betonproben entnommen und daraus Probewürfel hergestellt, die der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien zur Prüfung übersandt wurden. Diese zeigten umstehendes Ergebnis (S. 180).

Die Untersuchung des zum Betonieren verwendeten Almbachwassers geschah durch die Lehrkanzel für chem. Technologie an der Technischen Hochschule in Wien, insbesondere auf seine dichtende Wirkung, in bezug auf Beton. Der Schweizerische Wasserwirtschaftsverband in Zürich hatte durch eine besondere „Kommission für Abdichtungen“ Versuche anstellen lassen über die Selbstdichtung von Betonklötzen bei Wasserdurchlässigkeits-

Würfel Nr.	Zement auf 1 m ³ Kies und Sand in kg	Erreichte Druckfestigkeit in kg/cm ²	Geforderte Druckfestigkeit in kg/cm ²
1	170	105	80
2	170	112	80
3	170	117	80
4	200	128	95
5	200	167	95
6	200	186	95
7	230	156	110
8	230	145	110
9	230	185	110
10	230	184	110

proben und berichtet hierüber in Mitteilung Nr. 7 vom 25. 11. 1922. Danach ergaben die angestellten Versuche: Je mehr freies Kalkhydrat ein Zement beim Anmachen mit Wasser abspaltet und je mehr Bicarbonate das Druckwasser gelöst enthält, um so größer wird die beim Abbinden gebildete Schlammmenge werden und um so größer wird deren porenverstopfende Wirkung sein. Wasser mit hoher sogenannter temporärer oder Carbonathärte begünstigen also in hohem Maße die Selbstdichtung. Das Druckwasser soll jedoch keine oder möglichst wenig überschüssige freie Kohlensäure enthalten, weil diese mit der Zeit das im Zement anfänglich gebildete, unlösliche Calcium-Carbonat wiederum in lösliches Calcium-Bicarbonat überführen würde. Bei diesen Versuchen wurde Züricher Trinkleitungswasser verwendet, ein recht hartes, und damit für die Selbstdichtung des Betons sehr günstiges Wasser.

Das Gutachten der Technischen Hochschule Wien besagt, indem es das Züricher Trinkleitungswasser als Vergleichswasser benutzt, daß sich das Almbachwasser zum Vergleichswasser hinsichtlich der halbgebundenen Kohlensäure bzw. Bicarbonate etwa um $\frac{1}{3}$ weniger wirkungsvoll verhält, oder mit anderen Worten, es würde die Einwirkung auf den Beton entsprechend langsamer vor sich gehen. Dafür enthält jedoch das Almbachwasser nur 0,002 06 g/l freie Kohlensäure, d. i. $\frac{1}{10}$ des freien Kohlensäuregehaltes des Vergleichswassers. Im Hinblick auf diese beiden Gesichtspunkte, den verminderten Gehalt an Bicarbonat, jedoch auch den verminderten Gehalt an freier Kohlensäure erscheinen das untersuchte Almbachwasser und das Vergleichswasser für den vorliegenden Zweck als wenig verschieden.

Seit Inbetriebnahme des Werkes, z. B. an der Staumauer und der Apparatkammer des Wasserschlosses, wo einige unbedeutende undichte Stellen vorhanden waren, nimmt die

Wasserdurchlässigkeit ständig ab und ist also die Selbstdichtung bereits eingetreten.

Profil- und Rundeisen wurden geliefert von dem in der Nähe gelegenen Walzwerk Grodig. Bei der Herstellung der für den Werkbau bestimmten Eisensorten durften nur beste Rohstoffe verwendet werden; vor Abnahme jeder Lieferung fanden deshalb Stichproben über Beschaffenheit und Festigkeit der zu übernehmenden Waren statt.

Das für den Bau nötige Rundholz konnte durch das Entgegenkommen der Forst- und Domänenverwaltungen Hintersee und Hallein unmittelbar an den Baustellen gefällt werden; die nötige Schnittware wurde von Sägewerken der Umgegend bezogen.

Transporte.

Zu der Baustelle Krafthaus führten zwei Zufahrtwege: Die Landesstraße Hallein—Ebenau mit einer Entfernung von 13,5 km von Hallein bis zum Krafthaus und die 20 km lange Zufahrtstraße von Salzburg über Ebenau zum Krafthaus; letztere Zufahrt benutzt auf einer 12 km langen Strecke die mit gutem Unterbau versehene Reichsstraße Salzburg—Graz und zweigt dann auf die Landesstraße nach Ebenau—Krafthaus (8 km) ab. Beide Landesstraßen, die von Hallein wie die von der Grazer Reichsstraße abzweigende, haben keinen Unterbau. Die Schotterdecke ist jedoch durch das häufige Befahren und das gründliche Nachschottern verhältnismäßig fest. Bei beiden Zufahrtswegen waren größere Steigungen zu überwinden, und zwar von Hallein aus bis zu 12%, von Salzburg aus bis 7%.

Der Verkehr zwischen Krafthaus und Baustelle Staumauer (4 km) wickelte sich, sofern er nicht durch den Stollen geschehen konnte, auf der forstärarischen Almbachstraße (einer schmalen und steilen, aus dem Fels ausgesprengten Gebirgsstraße entlang der Strubklamm) ab.

Die Bau-, Verbrauchs- und Betriebsstoffe wurden durchweg mittels Lastkraftwagen mit und ohne Anhänger zugefahren. Lediglich kurze Zeit im Winter mußten Schlittentransporte aushelfen. Während der Hauptbauperiode 1923/24 waren täglich gewöhnlich 3 bis 6 Lastkraftwagen mit Materialzufuhr beschäftigt; im Herbst 1923 mußten außerdem noch Nachttransporte für die Zementbeifuhr (Staumauerbetonierung) eingeschaltet werden.

Die Beifuhr der schweren Stücke, Turbinen, Maschinen, Druckrohre usw. geschah von Salzburg aus, da dort ein Verladekran mit 15 t Tragkraft auf dem Güterbahnhof vorhanden war. Der Transport dieser Stücke auf den nicht mit Unterbau versehenen, meist kurvenreichen und schmalen Straßenstrecken gestaltete sich zum Teil recht schwierig; die 25 t schweren Maschinenteile mußten auf Spezialwagen zugeführt werden.



Abb. 48. Tranformatorenstation Hallwang.

Die Festigkeitsberechnung der neuen Pregelbrücke in Königsberg (Pr.).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Lewerenz, Königsberg (Pr.).

I. Einleitung.

Die neue, am 28. August 1926 für den Straßenverkehr freigegebene Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Pregel bei Königsberg, die zu den interessanteren Brückenbauwerken der Neuzeit gerechnet werden darf, ist bereits in der „Bautechnik“ 1925, Heft 29, eingehend beschrieben worden. Die umfangreiche Festigkeitsberechnung, die vom Konstruktionsbureau der Vereinigten Stahlwerke, Abt. Dortmunder Union (unter Oberleitung der Reichsbahndirektion Königsberg), sorgfältig ausgearbeitet worden ist, enthält eine solche Fülle von bemerkenswerten Rechnungsgängen, daß es angezeigt ist, der Fachwelt wenigstens einen kleinen Ausschnitt daraus vorzuführen. Wir beschränken uns dabei auf den drehbaren Brückenteil, dessen Berechnung von besonderem Belang ist. Die Berechnung ist nach der vorläufigen Fassung der Grundlagen der Deutschen Reichsbahn (1922) durchgeführt, da die endgültige Fassung von 1925 zur Zeit der Rechnungsaufstellung noch nicht erschienen war.

II. Belastungsannahmen.

a) Hauptkräfte.

Bekanntlich enthält die Drehbrücke zwei übereinanderliegende Fahrbahnen, die obere für den Eisenbahnverkehr (vier Gleise), die untere für den Straßen- und Straßenbahnverkehr. Belastung der Eisenbahngleise Lastenzug N der Deutschen Reichsbahn. Die Fußstege der unteren Fahrbahn nehmen einen Verkehr von 500 kg/m² auf. Zur Berechnung der unteren Fahrbahnträgersindgemäß „Bauingenieur“ 1923, Heft 11, folgende Lasten eingeführt worden:

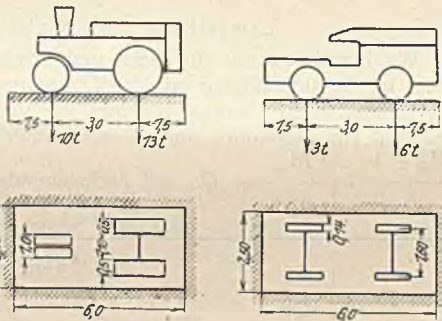


Abb. 1.

Abb. 2.

1. Eine Dampfwalze von 23 t Gesamtgewicht mit den in Abb. 1 enthaltenen Abmessungen.
- 2a. Zwei neben der Dampfwalze stehende Lastkraftwagen von 9 t Gesamtgewicht (Abbild. 2).

Oder:

- 2b. Zwei neben der Dampfwalze stehende Straßenbahnwagen (Abb. 3), soweit diese ungünstigere Werte ergeben.
3. Auf dem nicht von Fahrzeugen besetzten Raum Menschengedränge von 500 kg/m² (nur für Querträger).

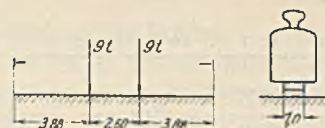


Abb. 3.

Für die Berechnung der Hauptträger und der Lager sind folgende Lasten der Straßenfahrbahn maßgebend:

1. Auf beiden Straßenbahngleisen Reihen von dicht aufeinanderfolgenden Wagen nach Abb. 3.
2. Zwischen den Gleisen eine Reihe dicht aufeinanderfolgender Wagen nach Abb. 2.
3. Auf den Fußwegen Menschengedränge von 500 kg/m².

Die Stoßziffer für die Fahrzeuge der unteren Fahrbahn wird so ermittelt, daß der Stoßzuschlag der Straßenfahrzeuge gleich dem 0,6fachen Stoßzuschlag der Eisenbahnfahrzeuge angenommen wird. Bezeichnet γ die Stoßziffer der oberen, γ_1 die der unteren Fahrbahn, so ist

$$\gamma_1 - 1 = 0,6 (\gamma - 1).$$

$$(1) \quad \gamma_1 = 0,4 + 0,6 \gamma.$$

Wärmeschwankungen sind mit $\pm 35^\circ$ gegenüber der Aufstellungswärme zu berücksichtigen. Ungleichmäßige Erwärmung darf vernachlässigt werden, weil die Gurtungen der Hauptträger von den weit überhängenden Fahrbahnkonsolen hinreichend beschattet werden.

b) Zusatzkräfte.

1. Winddruck.

Auf die belastete Brücke	150 kg/m ²
„ „ unbelastete Brücke (geschlossen)	250 „
„ „ „ in Schifffahrtstellung, wenn die Brückenden auf dem Leitwerk besonders festgelegt sind	250 kg/m ²
Desgleichen, jedoch ohne Festlegung der Brückenden	50 „
Während des Drehens	50 „

Alle diese Windkräfte sind wagerecht angenommen.

Höhe des Verkehrsbandes für die obere Fahrbahn 3,50 m über S.-O.	
„ „ „ untere „ „ „ 3,00 „	
„ „ „ „ unteren Fußstege 2,00 „	

2. Brems- und Anfahrkräfte. Auf der oberen Fahrbahn:

Bremskräfte = $\frac{1}{7}$ der Summe aller auf der Brücke befindlichen Lokomotivachsen und = $\frac{1}{14}$ der Summe aller auf der Brücke befindlichen Wagenachsen, Anfahrkräfte = $\frac{1}{7}$ aller auf der Brücke befindlichen Lokomotivachsen.

Für die Straßenfahrbahn sind Brems- und Anfahrkräfte außer acht gelassen.

3. Seitenstöße. Für je zwei Gleise ist mit einer wagerechten und rechtwinklig zur Gleisachse wirkenden Kraft von $\frac{1}{5}$ der größten Lokomotivachslast an der ungünstigsten Stelle gerechnet.

4. Reibungswiderstände beweglicher Lager.

Reibungsziffer bei gleitender Reibung	0,20
„ „ „ rollender „	0,03.

c) Zulässige Spannungen.

Für die Hauptträger und Querträger ist zwecks Gewichtsverminderung ein hochwertiger Baustoff verwendet worden, der hinsichtlich seiner Güte zwischen Flußstahl St 37 und St 48 steht. St 48 kam erst auf den Markt, als die Werkstattarbeiten an der Pregelbrücke bereits im Gange waren. Der hochwertige Baustoff hat eine Zugfestigkeit von 45 bis 54 kg/mm² und eine Mindeststreckgrenze von 29,2 kg/mm².

Die Abnahmeprüfungen des von der Dortmunder Union gefertigten Materials fielen außerordentlich günstig aus. Namentlich zeigten die Proben eine große Zähigkeit. Die Dehnung betrug durchweg mehr als 20 %.

Die zulässige Beanspruchung darf für diesen Baustoff gegenüber dem Flußstahl St 37 im Verhältnis der Streckgrenzen beider Stoffe erhöht werden.

Bezeichnet σ'_{zul} die zulässige Spannung des hochwertigen, σ_{zul} die des gewöhnlichen Baustoffes, dessen Streckgrenze = 2400 kg/cm² beträgt, so folgt

$$\sigma'_{zul} = \sigma_{zul} \cdot \frac{2920}{2400}$$

Bei Belastung durch die Hauptkräfte allein

$$\sigma'_{zul} = 1400 \cdot \frac{2920}{2400} = \text{rd. } 1700 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Belastung durch Haupt- und Zusatzkräfte

$$\sigma'_{zul} = 1600 \cdot \frac{2920}{2400} = \text{rd. } 1950 \text{ kg/cm}^2.$$

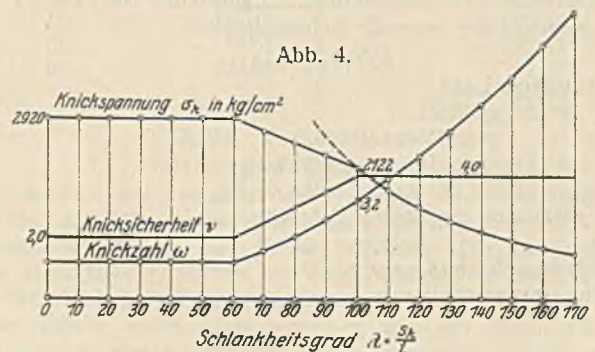


Abb. 4.

Zur Berechnung der Druckstäbe sind in Anlehnung an die Reichsbahnvorschrift die in Abb. 4 dargestellte σ_K -Linie und ω -Linie entwickelt worden.

Elastizitätsziffer $E = 2\,150\,000\text{ kg/cm}^2$. Für $\lambda \leq 60$ ist $\sigma_K = 2920\text{ kg/cm}^2$ (Streckgrenze). Für $\lambda \geq 100$ deckt sich die σ_K -Linie mit der Eulerkurve der früheren Berechnungsgrundlagen, also

$$\sigma_K^{100} = 2122\text{ kg/cm}^2.$$

Die Punkte der σ_K -Linie für $\lambda = 60$ und $\lambda = 100$ werden durch eine Gerade miteinander verbunden. Die Gleichung dieser Geraden lautet:

$$(2) \quad \sigma_K (\lambda \geq 60) = 4117 - 19,95 \lambda.$$

Der Sicherheitsgrad r ist ebenso wie in der alten Reichsbahnvorschrift festgesetzt.

Dann ergibt sich die Knickzahl

$$\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_K} \cdot r = \frac{1700\text{ kg/cm}^2}{\sigma_K} \cdot r.$$

Die Werte von σ_K und ω sind in nachfolgender Tafel 1 zusammengestellt.

Tafel 1.

Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Knickschubspannung für hochwertigen Baustoff		Knickschubzahl ω $= \frac{1700\text{ kg/cm}^2 \cdot r}{\sigma_K}$	$\frac{\omega}{\lambda}$
	$\lambda \leq 60$ $\sigma_K = 2920\text{ kg/cm}^2$	$\lambda \geq 100$ $\sigma_K = \frac{21\,220\,000}{\lambda^2}\text{ kg/cm}^2$		
0 bis 60	2920		1,17	0,039
70	2721		1,56	0,046
80	2521		2,02	0,054
90	2322		2,56	0,064
100	2122		3,20	0,068
110	1754		3,88	0,073
120	1474		4,61	0,080
130	1256		5,41	0,087
140	1083		6,28	0,093
150	943		7,21	0,100
160	829		8,21	0,106
170	734		9,27	

Für die übrigen Bauteile der Brücke ist Flußstahl St 37 verwendet worden.

Die Niete sind aus beiden Stahlorten hergestellt, und zwar, um Verwechslungen zu vermeiden, sämtliche Niete von 26 mm Durchm. aus hochwertigem Stahl, sämtliche übrigen Niete aus St 37.

d) Wir beschränken uns, von folgenden Teilen die Berechnung im Auszug wiederzugeben: 1. Hauptträger, 2. Querrahmen, 3. Auflagerkräfte, 4. Durchbiegung an den Brückenenden.

III. Der Hauptträger der Drehbrücke.

Das System ist im wesentlichen ein Parallelträger auf drei Stützen mit steigenden und fallenden Streben (vergl. Abb. 5). Zahl der Felder 14. Feldweite 4,10 m, Trägerhöhe 4,60 m.

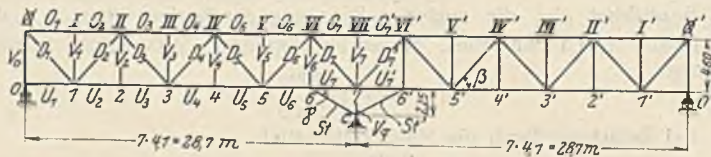


Abb. 5.

Zur besseren Entwässerung der unteren Fahrbahn hat der Träger eine geringe parabolartige Krümmung erhalten, die aber bei der folgenden Berechnung als unwesentlich vernachlässigt worden ist.

Wir unterscheiden folgende Belastungsfälle:

A. Hauptkräfte.

- Ständige Last.
 - Brücke geöffnet,
 - „ geschlossen.
- Verkehrslast (Brücke geschlossen).
 - Ermittlung der Einflußlinien,
 - Belastung der oberen Fahrbahn,
 - „ „ unteren
- Wärmeschwankungen.
- Zusammenstellung.

B. Zusatzkräfte.

- Brücke ganz geöffnet.
 - Winddruck von 250 kg/m^2 rechtwinklig zur Brückenachse,
 - Winddruck von 250 kg/m^2 etwa gleichlaufend zur Brückenachse.
- Brücke halb geöffnet oder in Drehung begriffen.
 - Winddruck von 50 kg/m^2 rechtwinklig zur Brückenachse.

- Brücke geschlossen (mit Verkehrslast).
 - Winddruck von 150 kg/m^2 ,
 - Brems- und Anfahrkräfte in der oberen Fahrbahn.

C. Zusammenfassung.

- Zusammenstellung der Stabkräfte.
- Querschnittsspannungen.

A. 1a. Ständige Last bei geöffneter Brücke.

In dieser Stellung ruht die Brücke mit ihrer gesamten Eigenlast auf dem Königstuhl. Die Brückenenden schweben ohne besondere Unterstützung über dem Leitwerk. Der Hauptträger ist daher ein zweiarmiger, symmetrischer Balken auf einer Mittelstütze. Das System ist innerlich einfach statisch unbestimmt, weil von den beiden zum mittleren Kipp-lager C hinführenden Streben St und St' ein Stab überzählig ist.

Wir denken uns den linken Stab St durchgeschnitten und an der Schnittstelle die Strebenkraft zweimal angebracht, die als statisch unbestimmte Größe mit X_b bezeichnet wird. Aus den Gleichgewichtsbedingungen für den Punkt c folgt ohne weiteres, daß die Kraft im rechten Stab St' gleichfalls $= X_b$ ist (Abb. 6).

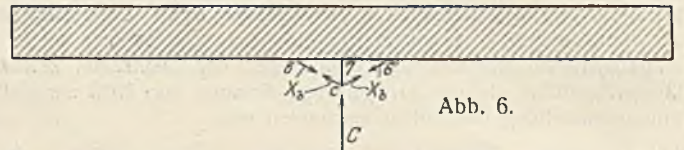


Abb. 6.

S_o = Stabkräfte im statisch bestimmten Hauptsystem,
 S_b = Stabkräfte des Belastungsfalls $X_b = -1$.

$$(3) \quad X_b = \frac{\sum S_o \cdot S_b \cdot s}{\sum S_b^2 \cdot s} \cdot F$$

Zur Abkürzung: $\frac{s}{F} = \varrho$.

Ermittlung der Stabkräfte S_o .

Wir berechnen nur die Gurt- und Strebenkräfte, die Pfosten werden später im Zusammenhang mit den Querrahmen untersucht. Die einzelnen Knotenpunktlasten denken wir uns zur Vereinfachung am Obergurt an-greifend. Die Stabkräfte werden unter Anwendung der bekannten Formel

$$\frac{M_{m+1}}{\lambda} = \frac{M_m}{\lambda} + Q_m \text{ mit nachstehender Tafel 2 errechnet.}$$

Tafel 2.

Knotenpunkt	Kno-ten-punkt-last	Quer-kraft Q_{m0}	$\frac{M_{m0}}{\lambda}$	Gurtkräfte		Strebenkräfte	
				$S_{m0} = \frac{M_{m0} \cdot \lambda}{l} = \pm \frac{M_{m0}}{\lambda} \cdot 0,8913$	$S_{m0} = \frac{Q_{m0}}{\sin \beta} = \pm Q_{m0} \cdot 1,3396$		
m	in t	in t	in t	in t	in t	in t	in t
0	29,8		0,00	Stab	Stabkraft	Stab	Stabkraft
I	39,8	29,8	29,8	$O_1 = O_2$	+ 26,5	D_1	- 39,9
II	38,6	69,6	99,4	$U_2 = U_3$	- 88,5	D_2	+ 93,2
III	39,5	108,2	207,6	$O_3 = O_4$	+ 185,0	D_3	- 145,0
IV	39,5	147,7	355,3	$U_4 = U_5$	- 316,6	D_4	+ 198,0
V	40,3	187,2	542,5	$O_5 = O_6$	+ 483,0	D_5	- 250,8
VI	42,2	227,5	770,0	$U_6 = U_7$	- 686,0	D_6	+ 304,9
VII	35,0	269,7	1039,7	O_7	+ 927,0	D_7	- 361,2

$$V_{q0} = -C_0 = -\left(-Q_{70} + \frac{1}{2} \cdot 35\right) \cdot 2 = -574,4\text{ t.}$$

Ermittlung der Stabkräfte S_b .

Belastungszustand $X_b = -1$ siehe Abb. 7. Sämtliche Stabkräfte links von der Linie VI-6 sind gleich Null, da äußere Kräfte nicht vorhanden sind.

- $V_{6b} = -\sin \gamma = -0,481\,10$
- $U_{7b} = +\cos \gamma = +0,876\,67$
- $D_{7b} = -\frac{V_{6b}}{\sin \beta} = \frac{\sin \gamma}{\sin \beta} = 0,644\,46$
- $O_{7b} = -D_{7b} \cos \beta = -\frac{\sin \gamma}{\tan \beta} = -0,428\,80$
- $V_{qb} = 2 \sin \gamma = +0,962\,20.$

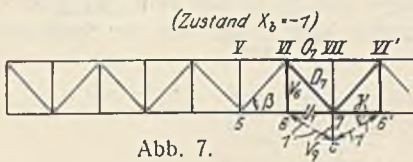


Abb. 7.

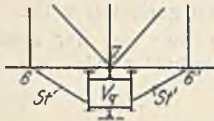


Abb. 8.

Die Ausdrücke $\sum S_o S_b \varrho$ und $\sum S_b^2 \varrho$ werden mittels folgender Tafel 3 berechnet. Hierbei ist V_{6o} = Knotenlast im Punkte 6 = 18,2 t.

Der (gedachte) Stab V_q wird durch ein doppelwandiges Querschott gebildet. Die Formänderung dieses Schottes ist zwar gering; um aber ihren Einfluß nicht ganz zu vernachlässigen, wird für den gedachten Stab V_q ein Querschnitt von rd. 1500 cm² angenommen (Abb. 8).

Tafel 3.

Stab	s	F	$\varrho = \frac{s}{F}$	S_o	S_b	$S_o S_b \varrho$	$S_b^2 \varrho$
	in cm	in cm ²	in cm ⁻¹	in t		in t · cm ⁻¹	in cm ⁻¹
O_7	410	690,0	0,594	+ 927,0	- 0,428 80	- 236,5	0,109 22
U_7	410	564,0	0,727	- 686,0	+ 0,876 67	- 436,5	0,558 73
D_7	616	749,0	0,823	- 361,2	+ 0,644 46	- 191,4	0,341 82
V_{61}	460	317,5	1,449	+ 18,2	- 0,481 10	- 12,7	0,335 38
St	468	219,6	2,128	0	- 1,000 00	0	2,128 00
				Summe		- 877,1	3,473 15

Für Stab V_q :

$$S_o S_b \varrho = - 574,4 \cdot 0,9622 \cdot \frac{225}{1500} = - 82,8$$

$$S_b^2 \varrho = 0,138 87$$

$$\sum S_o S_b \varrho = - 2 \cdot 877,1 - 82,8 = - 1837,0 \text{ t} \cdot \text{cm}^{-1}$$

$$\sum S_b^2 \varrho = 2 \cdot 3,473 15 + 0,138 87 = 7,085 17 \text{ cm}^{-1}$$

$$\frac{1}{\sum S_b^2 \varrho} = 0,141 14 \text{ cm.}$$

Also nach Gl. 3

$$X_b = St = - 1837 \cdot 0,141 14 = - 259,2 \text{ t.}$$

Ermittlung der wirklichen Stabkräfte.

$$(9) \quad S = S_o - X_b S_b.$$

Für alle Stäbe links der Linie VI - 6 ist $S_b = 0$, also $S = S_o$.

Die Stabkräfte der übrigen Stäbe berechnen sich wie folgt:

$$O_7 = O_{7o} - X_b O_{7b} = + 816 \text{ t.}$$

$$U_7 = U_{7o} - X_b U_{7b} = - 459 \text{ t.}$$

$$D_7 = D_{7o} - X_b D_{7b} = - 194,2 \text{ t.}$$

$$V_6 = V_{6o} - X_b V_{6b} = - 106,3 \text{ t.}$$

A. 1b. Ständige Last bei geschlossener Brücke.

Nach dem Einschwenken der Brücke werden die Brückeneenden durch Betätigung der vier auf den Außenpfeilern sitzenden Hublager soweit angehoben, daß bei ungünstigster Stellung der Verkehrslasten und ungünstigster Wirkung der Wind- und Bremskräfte in keinem der vier Lager negative Auflagerkräfte entstehen können. Wie in einem späteren Abschnitt nachgewiesen wird, muß zu diesem Zweck jedes der vier Hublager infolge der ständigen Belastung einen Druck von 150 t erhalten.

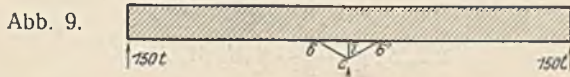


Abb. 9.

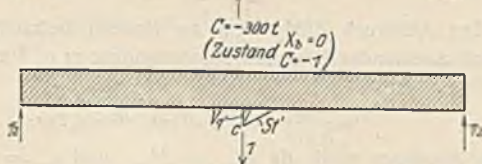


Abb. 10.

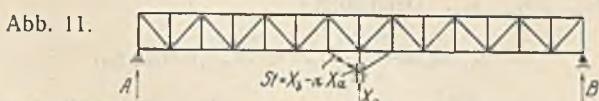


Abb. 11.

Die Brücke darf daher wieder als gleicharmiger Balken auf einer Mittelstütze (Königstuhl) aufgefaßt werden, an dem jetzt als äußere Belastung erstens die ständige Last und zweitens an den vier Enden nach oben wirkende Kräfte von je 150 t angreifen. In Abb. 9 ist dieser Belastungsfall für einen Hauptträger dargestellt.

Wir betrachten zunächst den Belastungsfall $C = -1$, an den Enden wirken dann zwei Kräfte 1/2. Die hierbei auftretenden Stabkräfte mögen S_a heißen. Dann sind die wirklich auftretenden Stabkräfte = 300 t S_a . Als statisch unbestimmte Größe wählen wir wieder die Stabkraft der Strebe $St = X_b$. Abb. 10 zeigt den Belastungsfall „ $X_b = 0, C = -1$ “ am statisch bestimmten Hauptsystem. Die zugehörigen Stabkräfte mögen S_1 heißen. Der Belastungsfall $X_b = -1$ ist der gleiche, der schon unter A. 1a behandelt ist.

$$(10) \quad X_b = \frac{\sum S_1 S_b \varrho}{\sum S_b^2 \varrho}.$$

Da $\frac{1}{\sum S_b^2 \varrho} = 0,141 14 \text{ cm}$ ist, so folgt

$$X_b = 0,141 14 \text{ cm} \sum S_1 S_b \varrho.$$

Der Ausdruck $\sum S_1 S_b \varrho$ wird mit nachstehender Tafel 4 berechnet. Es kommen nur die Stäbe aus den Mittelfeldern in Betracht, da für die übrigen Stäbe $S_b = 0$ ist. Die Stäbe V_6 und St scheiden ebenfalls aus, da V_{61} und $St_1 = 0$ sind.

Tafel 4.

Stab	$\varrho = \frac{s}{F}$ in cm ⁻¹	S_1	S_b	$S_1 S_b \varrho$
O_7	0,594	$-\frac{1}{2} \cdot \frac{7l}{h} = -3,119 56$	- 0,428 80	+ 0,794 57
U_7	0,727	$+\frac{1}{2} \cdot \frac{6l}{h} = +2,673 91$	+ 0,876 67	+ 1,704 19
D_7	0,823	$+\frac{1}{2 \sin \beta} = +0,669 78$	+ 0,644 46	+ 0,355 24
		Summe		2,854 00

$$V_{q1} = + 1$$

$$V_{qb} = + 0,962 20$$

$$\varrho \text{ für } V_q = \frac{225}{1500} = 0,15$$

$$S_1 S_b \varrho \text{ für } V_q = 1 \cdot 0,9622 \cdot 0,15 = 0,144 33$$

$$\sum S_1 S_b \varrho = 2 \cdot 2,854 + 0,144 33 = 5,852 33$$

$$X_b = St = 0,141 14 \cdot 5,852 33 = 0,826 00.$$

Für $C = -300 \text{ t}$ wird

$$St = 300 \cdot 0,826 = + 247,800 \text{ t.}$$

$$S = 300 \text{ t } S_a$$

$$= 300 (S_1 - X_b S_b)$$

$$= 300 S_1 - 247,8 S_b.$$

Bezeichnen wir mit S_{go} die im vorigen Abschnitt ermittelten Stabkräfte infolge ständiger Last allein und mit S_g die Stabkräfte für ständige Last im geschlossenen Zustand, so ist

$$(11) \quad S_g = S_{go} + S = S_{go} + 300 S_1 - 247,8 S_b.$$

In nachstehender Tafel 5 sind die Stabkräfte S_g zusammengestellt.

Tafel 5.

Stab	S_g t	Stab	S_g t
$O_1 = O_2$	- 107,20	D_1	+ 161,03
$U_3 = U_3$	+ 178,89	D_2	- 107,73
$O_3 = O_1$	- 216,09	D_3	+ 55,93
$U_4 = U_5$	+ 228,18	D_4	- 2,93
$O_5 = O_6$	- 185,48	D_5	- 49,87
U_6	+ 116,17	D_6	+ 103,97
O_7	- 13,61	D_7	- 152,97
U_7	+ 125,93	V_6	+ 12,92
		St	- 11,40

A. 2a. Verkehrslast.

1. Ermittlung der Einflußlinien.

Zur Aufnahme der Verkehrslasten wird nach dem Einschwenken der Brücke unter der Mitte jedes Hauptträgers ein sogenanntes „Verkehrslager“ durch Verschieben von Keilen wirksam. Der Hauptträger ist daher ein symmetrischer Balken auf drei Stützen, von denen das feste Lager in der Mitte, die beweglichen Lager (Pendel der Hublager) an den Enden der Brücke sitzen. Wir haben es also mit einem zweifach statisch unbestimmten System zu tun, da außer der überzähligen Stütze bekanntlich noch ein überzähliger Stab (St) vorhanden ist.

Wenn wir uns die senkrechte Teilkraft der Mittelstütze beseitigt sowie den Stab St durchschnitten denken, so erhalten wir das in Abb. 11 dargestellte statisch bestimmte Grundsystem, an dem die überzähligen Größen als äußere Kräfte wirken. Um eine möglichst einfache Rechnung

zu erhalten, führen wir die statisch unbestimmten Größen X_a und X_b so ein, daß in den bekannten Elastizitätsgleichungen

$$(12) \begin{cases} 0 = \sum S_o S_a \varrho - X_a \sum S_a^2 \varrho - X_b \sum S_a S_b \varrho \\ 0 = \sum S_o S_b \varrho - X_a \sum S_a S_b \varrho - X_b \sum S_b^2 \varrho \end{cases}$$

der Ausdruck $\sum S_a S_b \varrho = 0$ wird. Die obigen Gleichungen nehmen dann die einfache Form an:

$$(13) \begin{cases} X_a = \frac{\sum S_o S_a \varrho}{\sum S_a^2 \varrho} \\ X_b = \frac{\sum S_o S_b \varrho}{\sum S_b^2 \varrho} \end{cases}$$

Zu diesem Zweck setzen wir die unbekannte Stabkraft

$$(14) \quad St = X_b - \alpha X_a$$

und bestimmen den Beiwert α so, daß die vorstehende Bedingung $\sum S_a S_b \varrho = 0$ erfüllt wird.

2. Ermittlung des Beiwertes α .

Abb. 12 zeigt den Belastungszustand $X_a = -1$. Ein Vergleich mit Abb. 11 zeigt, daß der dort gezeichnete Belastungsfall für alle Stäbe links der Linie VI—6 mit dem hier dargestellten übereinstimmt. Diese Stabkräfte können daher aus der Berechnung des vorigen Unterabschnitts übernommen werden.

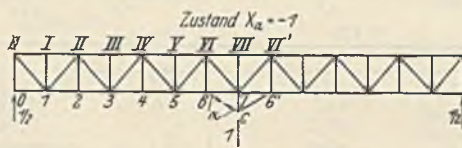


Abb. 12.

Abweichend sind nur die Stabkräfte des zur größeren Deutlichkeit in Abb. 13 besonders auf gezeichneten mittleren Trägereils

$$(15) \quad V_{6a} = \alpha \sin \gamma$$

$$(16) \quad U_{7a} = U_{6a} - \alpha \cos \gamma = \frac{3}{\text{tg } \beta} - \alpha \cos \gamma$$

$$(17) \quad V_{qa} = 1 - 2 \alpha \sin \gamma$$

$$(18) \quad D_{7a} = \frac{V_{qa}}{2 \cdot \sin \beta} = \frac{1 - 2 \alpha \sin \gamma}{2 \cdot \sin \beta}$$

$$O_{7a} = O_{6a} + D_{6a} \cos \beta - D_{7a} \cos \beta$$

$$(19) \quad O_{7a} = -\frac{7 - 2 \alpha \sin \gamma}{2 \cdot \text{tg } \beta}$$

Die Zahlenwerte vorstehender Ausdrücke werden erst nach Berechnung von α ermittelt.

Abb. 14 stellt den Belastungsfall $X_b = -1$ dar. Man erkennt, daß dieser Belastungsfall der gleiche ist, wie ihn Abb. 8 zeigt. Die Werte von S_b gehen aus den Gl. 4 bis 8 hervor.

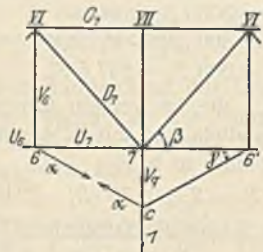


Abb. 13.

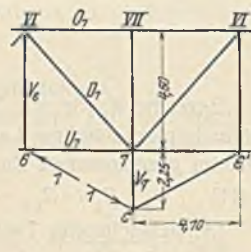


Abb. 14.

Die vorstehenden Werte von S_a und S_b werden nun in die Bestimmungsgleichung

$$\sum S_a S_b \varrho = 0$$

eingesetzt. V_q ist hierbei einmal, die übrigen Stäbe sind doppelt vorhanden.

$$2 \alpha \sin \gamma (-\sin \gamma) \varrho V_6 + 2 \left(\frac{3}{\text{tg } \beta} - \alpha \cos \gamma \right) \cos \gamma \varrho U_7 + (1 - 2 \alpha \sin \gamma) 2 \cdot \sin \gamma \varrho V_q + 2 \cdot \frac{1 - 2 \alpha \sin \gamma}{2 \cdot \sin \beta} \cdot \frac{\sin \gamma}{\sin \beta} \cdot \varrho D_7 - 2 \cdot \frac{7 - 2 \alpha \sin \gamma}{2 \cdot \text{tg } \beta} \left(-\frac{\sin \gamma}{\text{tg } \beta} \right) \varrho O_7 - 2 \alpha \varrho St = 0.$$

Die Auflösung dieser Gleichung ergibt:

$$(20) \quad \alpha = \frac{1}{2 \cdot \sin \gamma} \cdot \frac{\frac{6 \varrho U_7}{\text{tg } \beta \cdot \text{tg } \gamma} + 2 \varrho V_q + \frac{\varrho D_7}{\sin^2 \beta} + \frac{7 \varrho O_7}{\text{tg}^2 \beta}}{\varrho V_6 + \frac{\varrho U_7}{\text{tg}^2 \gamma} + 2 \varrho V_q + \frac{\varrho D_7}{\sin^2 \beta} + \frac{\varrho O_7}{\text{tg}^2 \beta} + \frac{\varrho St}{\sin^2 \gamma}}$$

Nach Einsetzen der Zahlenwerte erhalten wir

$$\alpha = 0,826 \ 00 \quad \alpha \sin \gamma = 0,397 \ 39 \quad \alpha \cos \gamma = 0,724 \ 13.$$

Zu demselben Ergebnis gelangt man auch auf einfache Art unter Benutzung früherer Rechnungen. In der Bestimmungsgleichung $\sum S_a S_b \varrho = 0$ können wir $S_a = S_1 - \alpha S_b$ setzen, wo S_1 die Stabkraft im statisch bestimmten Grundsystem bedeutet, wenn in der Mitte eine Kraft 1 (nach

unten gerichtet) wirkt. Wir zerlegen also S_a in zwei Teile, die jeder für sich nur von der abwärtswirkenden Kraft 1 und von der Stabkraft α beeinflußt werden.

$$\sum (S_1 - \alpha S_b) S_b \varrho = 0 \quad \sum S_1 S_b \varrho - \alpha \sum S_b^2 \varrho = 0$$

$$\alpha = \frac{\sum S_1 S_b \varrho}{\sum S_b^2 \varrho}$$

Die Stabkräfte S_1 und S_b decken sich mit den entsprechenden Stabkräften des vorigen Abschnitts. α ist daher gleich dem Werte der rechten Seite der Gl. 10, d. h. = 0,826 00.

3. Ermittlung von $\sum S_a^2 \varrho$ und $\sum S_b^2 \varrho$.

$$V_{6a} = \alpha \sin \gamma = 0,397 \ 39$$

$$U_{7a} = \frac{3}{\text{tg } \beta} - \alpha \cos \gamma = 1,949 \ 79$$

$$V_{qa} = 1 - 2 \alpha \sin \gamma = 0,205 \ 22$$

$$D_{7a} = \frac{1 - 2 \alpha \sin \gamma}{2 \cdot \sin \beta} = 0,137 \ 46$$

$$O_{7a} = -\frac{7 - 2 \alpha \sin \gamma}{2 \cdot \text{tg } \beta} = -2,765 \ 37$$

$$St_a = + \alpha = 0,826 \ 00.$$

Mit Hilfe einer einfachen Tabellenrechnung ergibt sich:

$$\sum S_a^2 \varrho = 56,393 \ 28 \text{ cm}^{-1}.$$

Da der Zustand $S_b = -1$ hier der gleiche ist wie im Unterabschnitt A. 1 a, so ist

$$\sum S_b^2 \varrho = 7,085 \ 17 \text{ cm}^{-1}.$$

4. Ermittlung der X_a -Linie.

Eine ausführliche Vorberechnung hat zu dem Ergebnis geführt, daß die meist übliche Berechnung der Ausdrücke $\sum S_o S_a \varrho$ als Ordinaten einer Biegelinie für den Belastungsfall $X_a = -1$ hier zu etwas ungenauen Werten führt, was wahrscheinlich dadurch zu erklären ist, daß das Verfahren der W-Gewichte zur Ermittlung der Biegelinie nicht ganz genau ist, sondern auf gewissen vereinfachenden Annahmen beruht. In folgendem wird gezeigt, daß man in besonderen Fällen die genauen Werte $\sum S_o S_a \varrho$ für jede Stellung der wandernden Last 1 auch unmittelbar auf verhältnismäßig einfache Weise berechnen kann.

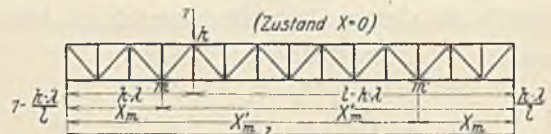


Abb. 15.

Wir denken uns die Last 1 über dem Knotenpunkte K stehend, der vom linken Auflager den Abstand Kl , vom rechten den Abstand $l - Kl$ hat (Abb. 15).

a) Einfluß der Gurtstäbe.

Für einen beliebigen Gurtstab gilt

$$S_o = \pm \frac{M_o}{h}$$

$$S_a = \pm \frac{M_a}{h}$$

$$(21) \quad \sum S_o S_a \varrho = \frac{1}{h^2} \cdot \sum M_o M_a \varrho.$$

Um den Ausdruck $\sum M_o M_a \varrho$ zu finden, betrachten wir je zwei symmetrisch zueinander liegende Knotenpunkte m und m' und bestimmen zunächst den Ausdruck

$$M_{m_o} M_{m_a} \varrho_m + M_{m'o} M_{m'a} \varrho_{m'}.$$

Dieser Ausdruck wird, da $M_{m_a} = M_{m'a}$ und $\varrho_m = \varrho_{m'}$, gleich $(M_{m_o} + M_{m'o}) M_{m_a} \varrho_m$. Dann folgt

$$(22) \quad \sum M_o M_a \varrho = \sum_{m=1}^7 (M_{m_o} + M_{m'o}) M_{m_a} \varrho_m.$$

Dabei ist zu beachten, daß für $m = 6$ wegen des Angriffs der Kraft α zwei Momente M_{6l} und M_{6r} zu berechnen sind, je nachdem, ob der betreffende Schnitt links oder rechts vom Punkte 6 geführt wird. Ferner ist zu beachten, daß die Werte ϱ_1 bis ϱ_5 für die Stablänge $2l$, die übrigen ϱ für die Stablänge l zu bemessen sind.

Für die Lage des Punktes m sind drei Fälle zu unterscheiden.

1. $m \leq K$.

$$M_{m'o} = \left(1 - \frac{K\lambda}{l}\right) X_m$$

$$M_{m'o} = \frac{K\lambda}{l} \cdot X_m$$

$$M_{m'o} + M_{m'o} = X_m = m\lambda$$

$$M_{m'a} = \frac{1}{2} \cdot X_m = \frac{1}{2} \cdot m\lambda$$

$$(23) \quad (M_{m'o} + M_{m'o}) M_{m'a} \varrho_m = \frac{\varrho_m}{2} \cdot X_m^2 = \frac{\lambda^2}{2} \cdot \varrho_m m^2.$$

Setzen wir für M_m den Ausdruck $S_m h$ und dividieren wir die Gleichung durch $\frac{\lambda^2}{2}$, so folgt

$$(23a) \quad \frac{2h^2}{\lambda^2} (S_{m'o} + S_{m'o}) S_{m'a} \varrho_m = \varrho_m m^2.$$

2. $K < m < 7$.

$$M_{m'o} + M_{m'o} = \frac{K\lambda}{l} (X_m + X'_{m'}) = K\lambda$$

$$M_{m'a} = \frac{1}{2} m\lambda$$

$$(24) \quad (M_{m'o} + M_{m'o}) M_{m'a} \varrho_m = \frac{\lambda^2}{2} \cdot \varrho_m K m.$$

$$(24a) \quad \frac{2h^2}{\lambda^2} (S_{m'o} + S_{m'o}) S_{m'a} \varrho_m = \varrho_m K m.$$

3. $m = 7$.

$$M_{7'o} = \frac{K\lambda}{l} \cdot \frac{l}{2} = \frac{K\lambda}{2} = M_{7'o}$$

$$M_{7'a} = \frac{1}{2} \cdot \frac{l}{2} - \alpha \lambda \sin \gamma = \lambda (3,5 - \alpha \sin \gamma).$$

$$(25) \quad (M_{7'o} + M_{7'o}) M_{7'a} \varrho_{07} = \frac{\lambda^2}{2} \cdot \varrho_{07} K (3,5 - \alpha \sin \gamma).$$

$$(25a) \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{2h^2}{\lambda^2} (O_{7'o} + O_{7'o}) O_{7'a} \varrho_{07} &= \varrho_{07} K (3,5 - \alpha \sin \gamma) \\ &= \varrho_{07} K 3,10261 = K 3,68590 \text{ cm}^{-1}. \end{aligned} \right.$$

Berechnung des Moments $M_{6'r}$.

1. $K < 7$.

$$M_{6'or} = \frac{K\lambda}{l} \cdot 8\lambda$$

$$M_{6'or} = \frac{K\lambda}{l} \cdot 6\lambda$$

$$M_{6'or} + M_{6'or} = K\lambda$$

$$M_{6'ar} = \frac{1}{2} \cdot 6\lambda - \alpha \cos \gamma h$$

$$h = \lambda \text{tg} \beta$$

$$M_{6'ar} = 3\lambda - \alpha \cos \gamma \lambda \text{tg} \beta = \lambda (3 - \alpha \text{tg} \beta \cdot \cos \gamma).$$

$$(26) \quad (M_{6'or} + M_{6'or}) M_{6'ar} \varrho_{U7} = K \lambda^2 \varrho_{U7} (3 - \alpha \text{tg} \beta \cdot \cos \gamma).$$

$$(26a) \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{2h^2}{\lambda^2} \cdot (U_{7'o} + U_{7'o}) U_{7'a} \varrho_{U7} &= \varrho_{U7} \cdot 2K (3 - \alpha \text{tg} \beta \cdot \cos \gamma) \\ &= \varrho_{U7} K 4,37513 = K 3,18072 \text{ cm}^{-1}. \end{aligned} \right.$$

2. $K = 7$ (Kraft 1 in Trägermitte).

$$M_{6'or} = \frac{1}{2} \cdot 6\lambda = 3\lambda$$

$$M_{6'or} = M_{6'or} = 3\lambda.$$

$$(27) \quad (M_{6'or} + M_{6'or}) M_{6'ar} \varrho_{u7} = 6\lambda^2 \varrho_{u7} (3 - \alpha \text{tg} \beta \cdot \cos \gamma).$$

$$(27a) \quad \frac{2h^2}{\lambda^2} (U_{7'o} + U_{7'o}) U_{7'a} \varrho_{u7} = \varrho_{u7} \cdot 6 \cdot 4,37513 = \varrho_{u7} \cdot 26,25078.$$

b) Einfluß der Streben.

α) $K < 7$.

1. $m \leq K$

$$D_{m'o} = \pm \left(1 - \frac{K\lambda}{l}\right) \frac{1}{\sin \beta}$$

$$D_{m'o} = \pm \frac{K\lambda}{l} \cdot \frac{1}{\sin \beta}$$

$$D_{m'a} = D_{m'a} = \pm \frac{1}{2 \cdot \sin \beta}$$

$$(28) \quad (D_{m'o} + D_{m'o}) D_{m'a} \varrho_{Dm} = \frac{\varrho_{Dm}}{2 \cdot \sin^2 \beta}$$

$$(28a) \quad \frac{2h^2}{\lambda^2} (D_{m'o} + D_{m'o}) D_{m'a} \varrho_{Dm} = 2 \cdot \text{tg}^2 \beta \cdot \frac{\varrho_{Dm}}{2 \cdot \sin^2 \beta} = \frac{\varrho_{Dm}}{\cos^2 \beta} = \varrho_{Dm} \cdot 2,25877.$$

2. $m > K$.

$$D_{m'o} = -D_{m'o}$$

$$(29) \quad (D_{m'o} + D_{m'o}) D_{m'a} \varrho_{Dm} = 0.$$

Aus den Gl. 28a und 29 folgt:

$$(29a) \quad \frac{2h^2}{\lambda^2} \cdot \sum_{m=1}^{m=K} D_{m'o} D_{m'a} \varrho_{Dm} = 2,25877 \sum_{m=1}^{m=K} \varrho_{Dm} \cdot \beta) \underline{K=7} \text{ (Kraft 1 in Trägermitte).}$$

1. $m < 7$.

$$D_{m'o} = D_{m'o} = \pm \frac{1}{2 \cdot \sin \beta}$$

$$(30) \quad (D_{m'o} + D_{m'o}) D_{m'a} \varrho_{Dm} = \frac{\varrho_{Dm}}{2 \cdot \sin^2 \beta}$$

$$(30a) \quad \frac{2h^2}{\lambda^2} (D_{m'o} + D_{m'o}) D_{m'a} \varrho_{Dm} = \varrho_{Dm} \cdot 2,25877.$$

2. $m = 7$.

$$D_{7'o} = D_{7'o} = + \frac{1}{2 \cdot \sin \beta}$$

$$D_{7'a} = \frac{1 - 2\alpha \sin \gamma}{2 \cdot \sin \beta} \text{ (Formel 18).}$$

$$(31) \quad \frac{2h^2}{\lambda^2} (D_{7'o} + D_{7'o}) D_{7'a} \varrho_{D7} = 2 \text{tg}^2 \beta \cdot \frac{1}{\sin \beta} \cdot \frac{1 - 2\alpha \sin \gamma}{2 \cdot \sin \beta} \cdot \varrho_{D7} = \varrho_{D7} \frac{1 - 2\alpha \sin \gamma}{\cos^2 \beta} = 0,38151 \text{ cm}^{-1}.$$

$$(32) \quad \frac{2h^2}{\lambda^2} \cdot \sum_{m=1}^{m=6} D_{m'o} D_{m'a} \varrho_{Dm} = 2,25877 \sum_{m=1}^{m=6} \varrho_{Dm} + 0,38151 \text{ cm}^{-1}.$$

c) Einfluß der Pfosten.

Von den V_a -Werten sind von O verschieden nur

$$\left. \begin{aligned} V_{o'o} &= -1/2 \\ V_{6'a} &= +0,39739 \end{aligned} \right\} \text{ s. Tafel 6.}$$

Wandert die Last 1 über die obere Fahrbahn, so ist $V_{6'o}$ und $V_{6'o} = 0$, so daß nur die beiden Endpfosten von Einfluß auf $\sum S_o S_a \varrho$ sind. Wandert dagegen die Last 1 über die untere Fahrbahn, so ist bei Laststellung $K=6$ oder $K=6'$ auch der Pfosten V_6 oder V_6' von Einfluß. Streng genommen sind also die Einflußlinien etwas verschieden, je nachdem, ob die Lasten in der oberen oder in der unteren Fahrbahn angreifen. Wegen des geringen Einflusses der Pfosten V_6 und V_6' werden aber zur Vereinfachung die Einflußlinien unter der Annahme ermittelt, daß die Lasten sämtlich in der oberen Fahrbahn wirken.

$$V_{o'o} + V_{o'o} = -1.$$

$$(33) \quad \frac{2h^2}{\lambda^2} (V_{o'o} + V_{o'o}) V_{o'a} \varrho_{v'o} = 2 \cdot \text{tg}^2 \beta \cdot 1/2 \cdot \varrho_{v'o} = \text{tg}^2 \beta \varrho_{v'o} = 1,25877 \cdot 0,485 = 0,61051 \text{ cm}^{-1}.$$

In umstehender Tafel 7 sind für jede Laststellung ($K=1$ bis $K=7$) die Werte $Z_m = \frac{2h^2}{\lambda^2} (S_{m'o} + S_{m'o}) S_{m'a} \varrho_m$ errechnet. Dann folgt, wenn die Zahlen Z_m für alle Stäbe zusammengezählt werden,

$$(34) \quad \sum S_o S_a \varrho = \frac{\lambda^2}{2h^2} \cdot \sum Z_m = \frac{\sum Z_m}{2 \cdot \text{tg}^2 \beta}.$$

Die Ordinaten der Einflußlinie für X_a sind dann:

$$(35) \quad \eta_a = \frac{\sum S_o S_a \varrho}{\sum S_a^2 \varrho} = \frac{\sum Z_m}{2 \cdot \text{tg}^2 \beta \sum S_a^2 \varrho} = 0,00704 \text{ cm} \cdot \sum Z_m.$$

Rechts von der stark ausgezogenen Treppenlinie der vorstehenden Tafel sind die Zahlenwerte Z_m für alle Werte von K gleich groß. Das Ausfüllen der Tafel ist mit ziemlich einfachen Rechenoperationen möglich.

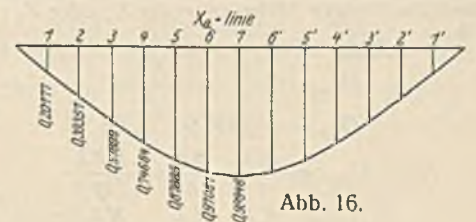


Abb. 16.

Ordinaten der X_a -Linie:

$$\eta_{1a} = 0,00704 \cdot 28,644 = 0,20177$$

$$\eta_{2a} = 0,00704 \cdot 55,865 = 0,39351$$

$$\eta_{3a} = 0,00704 \cdot 82,196 = 0,57899$$

$$\eta_{4a} = 0,00704 \cdot 106,024 = 0,74684$$

$$\eta_{5a} = 0,00704 \cdot 124,766 = 0,87885$$

$$\eta_{6a} = 0,00704 \cdot 137,821 = 0,97081$$

$$\eta_{7a} = 0,00704 \cdot 141,888 = 0,99946.$$

In Abb. 16 ist die Linie aufgetragen.

Tafel 7.

Stab	ρ cm ⁻¹	$\sum_{m=1}^{m=K} \rho D_m$ (K < 7)	$Z_m = \frac{2h^2}{k^2} (S_{mo} + S_{m'o}) S_{ma} \rho$ in cm ⁻¹						
			K=1	K=2	K=3	K=4	K=5	K=6	K=7
$\frac{O_1 + O_2}{O_1' + O_2'}$	1,644	—	1,644	1,644	1,644	1,644	1,644	1,644	1,644
$\frac{U_2 + U_3}{U_2' + U_3'}$	1,082	—	2,164	4,328	4,328	4,328	4,328	4,328	4,328
$\frac{O_3 + O_4}{O_3' + O_4'}$	0,834	—	2,502	5,004	7,506	7,506	7,506	7,506	7,506
$\frac{U_4 + U_5}{U_4' + U_5'}$	0,955	—	3,820	7,640	11,460	15,280	15,280	15,280	15,280
$\frac{O_5 + O_6}{O_5' + O_6'}$	1,033	—	5,165	10,330	15,495	20,660	25,825	25,825	25,825
$\frac{U_6}{U_6'}$	0,615	—	3,690	7,380	11,070	14,760	18,450	22,140	22,140
$\frac{O_7}{O_7'}$	0,594	—	3,686	7,372	11,058	14,744	18,430	22,115	25,801
$\frac{U_7}{U_7'}$	0,727	—	3,181	6,361	9,542	12,723	15,904	19,084	19,084
$\frac{D_1}{D_1'}$	0,966	0,966	2,182	5,195	9,482	13,769	16,789	19,288	19,288
$\frac{D_2}{D_2'}$	1,334	2,300	—						
$\frac{D_3}{D_3'}$	1,898	4,198	—	—	—	—	—	—	—
$\frac{D_4}{D_4'}$	1,898	6,096	—	—	—	—	—	—	—
$\frac{D_5}{D_5'}$	1,337	7,433	—	—	—	—	—	—	—
$\frac{D_6}{D_6'}$	1,106	8,539	—	—	—	—	—	—	—
$\frac{D_7}{D_7'}$	0,823	—	—	—	—	—	—	—	0,382
$\frac{V_0}{V_0'}$	0,485	—	0,611	0,611	0,611	0,611	0,611	0,611	0,611
$\sum Z_m =$			28,644	55,865	82,196	106,024	124,766	137,821	141,888

5. Ermittlung der X_b -Linie.

Bei Bestimmung der Ausdrücke $\sum S_o S_b \rho$ braucht nur mit den Stäben $O_7 + O_7'$, $U_7 + U_7'$, $D_7 + D_7'$ gerechnet zu werden, weil für sämtliche übrigen Stäbe entweder S_o oder $S_b = 0$ ist.

1. $K < 7$.

$$\begin{aligned}
 O_{7o} &= O_{7'o} = -\frac{K\lambda}{l} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{h} = -\frac{K}{2 \cdot \text{tg } \beta} \\
 O_{7b} &= -0,42880 \quad (\text{s. Gl. 7}) \\
 U_{7o} &= \frac{K\lambda}{l} \cdot \frac{8\lambda}{h} = \frac{K8\lambda}{l \text{tg } \beta} \\
 U_{7'o} &= \frac{K\lambda}{l} \cdot \frac{6\lambda}{h} = \frac{K6\lambda}{l \text{tg } \beta} \\
 U_{o7} + U_{o7'} &= \frac{K14\lambda}{l \text{tg } \beta} = \frac{K}{\text{tg } \beta} \\
 U_{b7} &= +0,87667 \quad (\text{s. Gl. 5}) \\
 D_{o7} &= -D_{o7'} \\
 D_{o7} + D_{o7'} &= 0 \\
 D_{b7} &= +0,64446 \quad (\text{s. Gl. 6}) \\
 (36) \quad \sum S_o S_b \rho &= (O_{o7} + O_{o7'}) O_{b7} \rho_{o7} + (U_{o7} + U_{o7'}) U_{b7} \rho_{U7} \\
 &\quad + (D_{o7} + D_{o7'}) D_{b7} \rho_{D7} = K 0,79508 \text{ cm}^{-1}.
 \end{aligned}$$

2. $K = 7$.

$$\begin{aligned}
 O_{o7} &= O_{o7'} = -\frac{3,5}{\text{tg } \beta} \\
 O_{o7} + O_{o7'} &= -\frac{7}{\text{tg } \beta} = -6,23910 \\
 U_{o7} &= U_{o7'} = \frac{3}{\text{tg } \beta} \\
 U_{o7} + U_{o7'} &= \frac{6}{\text{tg } \beta} = 5,34780 \\
 D_{o7} &= D_{o7'} = \frac{1}{2 \cdot \sin \beta} \\
 D_{o7} + D_{o7'} &= \frac{1}{\sin \beta} = 1,33956. \\
 (37) \quad \sum S_o S_b \rho &= 5,35278 \text{ cm}^{-1}.
 \end{aligned}$$

Ordinaten der X_b -Linie:

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{\sum S_b^2 \rho} &= 0,14114 \text{ cm (s. Unterabschnitt A. 1a)} \\
 \eta_{1b} &= 1 \cdot 0,79508 \cdot 0,14114 = 0,11222 \\
 \eta_{2b} &= 2 \cdot 0,79508 \cdot 0,14114 = 0,22444 \\
 \eta_{3b} &= 3 \cdot 0,79508 \cdot 0,14114 = 0,33665
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_{4b} &= 4 \cdot 0,79508 \cdot 0,14114 = 0,48887 \\ r_{5b} &= 5 \cdot 0,79508 \cdot 0,14114 = 0,56109 \\ r_{6b} &= 6 \cdot 0,79508 \cdot 0,14114 = 0,67331 \\ r_{7b} &= 5,35278 \cdot 0,14114 = 0,75549. \end{aligned}$$

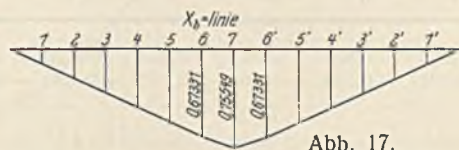


Abb. 17.

Die X_b -Linie verläuft vom Auflagerpunkte bis Punkt 6 geradlinig. In Abb. 17 ist die Linie aufgetragen.

6. Einflußlinien der Gurtstäbe.

$$S_m = S_{m0} - S_{ma} X_a - S_{mb} X_b = S_{ma} \left(\frac{S_{m0}}{S_{ma}} - X_a - \frac{S_{mb}}{S_{ma}} X_b \right).$$

Zur Berechnung der $\frac{S_{m0}}{S_{ma}}$ -Linien ermitteln wir zunächst die Größe der Strecke r_m , die die Verlängerung des rechten Teils der Einflußlinie auf der linken Auflagerseitenkrechten abschneidet (Abb. 18). Bei der M_{m0} -Linie ist diese Strecke bekanntlich $= X_m$, daher bei der S_{m0} -Linie $= \pm \frac{X_m}{h}$.

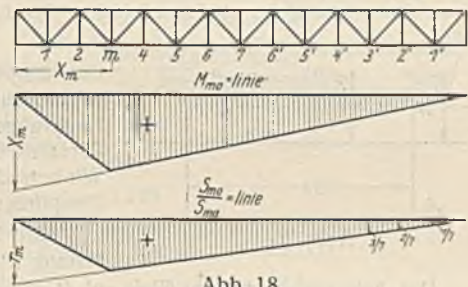


Abb. 18.

Also folgt:

$$r_m = \pm \frac{X_m}{h S_{ma}}$$

Für $m < 7$ ist $S_{ma} = \pm \frac{1}{2} \cdot \frac{X_m}{h}$,

folglich

$$\begin{aligned} r_m &= \frac{X_m}{1/2 X_m} \\ r_m &= 2. \end{aligned}$$

(38)

Die Berechnung der Ordinaten der $\frac{S_{m0}}{S_{ma}}$ -Linie ist sehr einfach. Man beginnt mit der Ordinate bei 1', diese wird $= \frac{2}{14} = \frac{1}{7}$, worauf die sämtlichen Ordinaten im rechten Teil bis zum Punkte m gegeben sind. Die Berechnung der links von m liegenden Ordinaten bietet ebenfalls nichts Besonderes. Für die Stäbe O_1 bis U_8 einschließlich ist $S_b = 0$. Also gilt für diese Stäbe die einfache Gleichung

$$(39) \quad S_m = S_{ma} \left(\frac{S_{m0}}{S_{ma}} - X_a \right).$$

Wenn der Faktor S_{ma} als Multiplikator μ aufgefaßt wird, so stellt der Klammerausdruck die Einflußlinie des betreffenden Gurtstabes dar. $\frac{S_{m0}}{S_{ma}}$ wird dabei stets als positiv angesehen, der Wechsel im Vorzeichen (ob Zug- oder Druckstab) kommt zum Schluß der Rechnung von selbst durch den Multiplikator zustande.

Für die Stäbe O_7 und U_7 ist S_b nicht $= 0$.

Für Stab O_7 :

$$r_7 = - \frac{7 \lambda}{h O_{7a}} = - \frac{7}{\text{tg } \beta O_{7a}} = \frac{0,89130 \cdot 7}{2,76537} = 2,25616.$$

$$\frac{O_{7b}}{O_{7a}} = \frac{-0,42880}{-2,76537} = 0,15506.$$

$$(40) \quad O_7 = O_{7a} \left(\frac{O_{70}}{O_{7a}} - X_a - 0,15506 X_b \right).$$

Für Stab U_7 :

$$r_{U7} = \frac{6 \lambda}{h U_{7a}} = \frac{6 \cdot 0,89130}{1,94979} = 2,74278$$

$$\frac{U_{7b}}{U_{7a}} = \frac{0,87667}{1,94979} = 0,44962.$$

$$(41) \quad U_7 = U_{7a} \left(\frac{U_{70}}{U_{7a}} - X_a - 0,44962 X_b \right).$$

In untenstehender Tafel 8 sind die Einflußordinaten für sämtliche Gurtstäbe ermittelt.

7. Einflußlinien der Streben.

$$D_m = D_{m0} - D_{ma} X_a - D_{mb} X_b = D_{ma} \left(\frac{D_{m0}}{D_{ma}} - X_a - \frac{D_{mb}}{D_{ma}} X_b \right).$$

Für $m < 7$.

$$(42) \quad D_m = \pm \frac{1}{2 \cdot \sin \beta} \left(\frac{D_{m0}}{D_{ma}} - X_a \right) = \pm 0,66978 \left(\frac{D_{m0}}{D_{ma}} - X_a \right).$$

Für $m = 7$.

$$r_{D7} = \frac{1}{\sin \beta D_{a7}} = \frac{1,33956}{0,13746} = 9,74535.$$

$$(43) \quad D_7 = D_{7a} \left(\frac{D_{70}}{D_{7a}} - X_a - 4,68847 X_b \right).$$

In umstehender Tafel 9 (S. 188) sind die Einflußordinaten für sämtliche Streben ermittelt.

8. Sonstige Einflußlinien.

a) Auflagerdruck A am linken Lager

$$A = A_0 - A_a X_a - A_b X_b$$

$$A_a = 1/2, \quad A_b = 0.$$

(44)

$$A = A_a \left(\frac{A_0}{A_a} - X_a \right).$$

$$r_m = \frac{1}{A_a} = \frac{1}{1/2} = 2.$$

Tafel 8.

Stab	Multiplikator μ		Knotenpunkt													
			1	2	3	4	5	6	7	6'	5'	4'	3'	2'	1'	
$O_1 = O_2$	-0,446	S_0/S_a	1,857	1,714	1,571	1,429	1,286	1,147	1,000	0,857	0,714	0,571	0,429	0,285	0,143	
		η	1,655	1,320	0,992	0,682	0,407	0,172	0,001	-0,114	-0,165	-0,175	-0,150	-0,108	-0,059	
$U_2 = U_3$	+0,891	S_0/S_a	0,857													
		η	0,655													
$O_3 = O_4$	-1,337	S_0/S_a	0,524	1,048												
		η	0,322	0,654												
$U_4 = U_5$	+1,783	S_0/S_a	0,357	0,714	1,071											
		η	0,155	0,321	0,492											
$O_5 = O_6$	-2,228	S_0/S_a	0,257	0,514	0,771	1,029										
		η	0,055	0,120	0,192	0,282										
U_6	+2,674	S_0/S_a	0,190	0,381	0,571	0,762	0,952									
		η	-0,011	-0,013	-0,008	0,015	0,074									
O_7	-2,765	S_0/S_a	0,161	0,322	0,483	0,645	0,806	0,967	1,128							
		$S_b/S_a X_b$	0,017	0,035	0,052	0,070	0,087	0,104	0,117							
			-0,058	-0,106	-0,148	-0,172	-0,160	-0,108	+0,011	Linie ist symmetrisch						
U_7	+1,950	S_0/S_a	0,261	0,522	0,784	1,045	1,306	1,567	1,371	1,175	0,980	0,784	0,588	0,392	0,196	
		$S_b/S_a X_b$	0,050	0,101	0,151	0,201	0,252	0,303	0,340	0,303	0,252	0,202	0,151	0,101	0,050	
		η	0,009	0,028	0,053	0,096	0,175	0,293	0,032	-0,098	-0,152	-0,165	-0,143	-0,103	-0,056	

Tafel 9.

Stab	Multiplikator μ		Knotenpunkt												
			1	2	3	4	5	6	7	6'	5'	4'	3'	2'	1'
D_1	+ 0,670	S_o/S_a	1,857	1,714	1,571	1,429	1,286	1,143	1,000	0,857	0,714	0,571	0,429	0,288	0,143
		η	1,655	1,321	0,992	0,682	0,407	0,172	0,001	-0,114	-0,165	-0,175	-0,150	-0,108	-0,059
D_2	- 0,670	S_o/S_a	- 0,143												
		η	- 0,345												
D_3	+ 0,670	S_o/S_a		- 0,286											
		η		- 0,679											
D_4	- 0,670	S_o/S_a			- 0,429										
		η			- 1,008										
D_5	+ 0,670	S_o/S_a				- 0,571									
		η				- 1,318									
D_6	- 0,670	S_o/S_a					- 0,714								
		η					- 1,593								
D_7	+ 0,137	S_o/S_a	- 0,696	- 1,392	- 2,088	- 2,784	- 3,480	- 4,177	4,873	4,177	3,480	2,784	2,088	1,392	0,696
		$S_b/S_a X_b$	0,526	1,052	1,578	2,105	2,631	3,157	3,542	3,157	2,631	2,105	1,578	1,052	0,526
		η	- 1,424	- 2,838	- 4,246	- 5,636	- 6,990	- 8,304	+ 0,331	+ 0,049	- 0,029	- 0,067	- 0,069	- 0,054	- 0,032

Die Ordinaten η_1 bis η_{11}' sind daher die gleichen wie bei der O_1 -Linie. Abweichend ist nur die Ordinate η_0 , die hier = 2 ist. Multiplikator $\mu = 1/2$.

Die Einflußlinie für A ist gleichzeitig die Einflußlinie für den Endpfosten V_o , wobei der Multiplikator = $-1/2$ ist.

β) Überzählige Strebe St.

$$St = X_b - \alpha X_a \text{ (s. Gl. 14).}$$

Die Ordinaten werden in Tafel 10 ermittelt. Multiplikator $\mu = 1$.

Tafel 10.

Knotenpunkt	X_b	αX_a	η
1	0,11222	0,16660	- 0,05438
2	0,22444	0,32504	- 0,10060
3	0,33665	0,47825	- 0,14159
4	0,44887	0,61689	- 0,16802
5	0,56109	0,72593	- 0,16484
6	0,67331	0,80189	- 0,13858
7	0,75549	0,82555	- 0,07006

γ) Pfosten V_6 .

Greifen die Lasten nur in der oberen Fahrbahn an, so ist

$$(45) \quad V_6 = St \sin \gamma \text{ (Abb. 5).}$$

Die Einflußlinie ist also dieselbe wie für St. Multiplikator $\mu = \sin \gamma = 0,48110$.

Hier ist es noch erforderlich, den Einfluß einer im Punkte 6 angreifenden Last l auf den Stab V_6 zu untersuchen. Die oben errechneten Werte von X_a und X_b ändern sich noch um den Betrag, der von dem Ausdruck $V_{6o} V_{6a} e_{v6}$ bzw. $V_{6o} V_{6b} e_{v6}$ hervorgerufen wird.

Die weitere Rechnung ergibt

$$V_6 = V_{6o} - V_{6a} X_a - V_{6b} X_b = 0,88674.$$

Während bei allen anderen Laststellungen im Stab V_6 ein Druck erzeugt wird, ruft eine im Punkt 6 angreifende Last im Stab V_6 einen Zug hervor.

A. 2b. Verkehrslast.

Belastung der oberen Fahrbahn.

Abb. 19 zeigt den Querschnitt durch die Brücke, aus dem die Lage der vier Gleise zu erkennen ist. Da die beiden äußeren Gleise auf

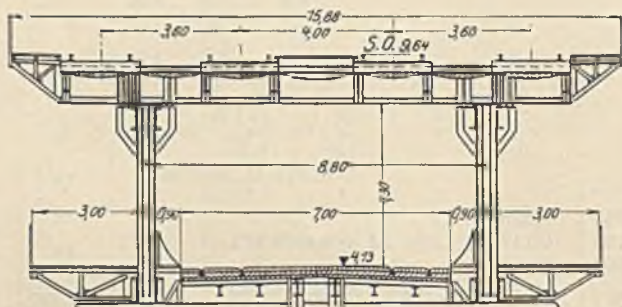


Abb. 19.

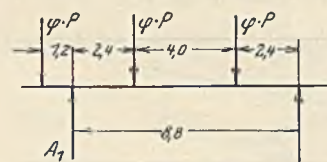


Abb. 20.

überhängenden Querträgerkonsolen liegen, sind für die Belastung eines Hauptträgers zwei Grenzfälle der Gleisbesetzung zu unterscheiden. Wir betrachten den linken der beiden Hauptträger.

Fall 1. Größte positive Belastung (Abb. 20).

Das Achsgewicht für ein Gleis sei P, so folgt unter Berücksichtigung der Stoßzahl γ

$$(46) \quad A_1 = \frac{\gamma P}{8,8} (2,4 + 6,4 + 10) = 2,136 \gamma P.$$

Nach der Reichsbahnvorschrift ist für eine Stützweite von 28,7 m $\gamma = 1,47$.

Gewicht einer Lokomotivachse = 25 t

" " Güterwagenachse = 20 t

$$A_{1L} = 2,136 \cdot 1,47 \cdot 25 = 78,5 \text{ t}$$

$$A_{1G} = 2,136 \cdot 1,47 \cdot 20 = 62,9 \text{ t}$$

Fall 2. Größte negative Belastung (Abb. 21).

$$(47) \quad A_2 = -\gamma P \cdot \frac{1,2}{8,8} = -0,136 \gamma P.$$

$$A_{2L} = -0,136 \cdot 1,47 \cdot 25 = -5,0 \text{ t}$$

$$A_{2G} = -0,136 \cdot 1,47 \cdot 20 = -4,0 \text{ t}$$

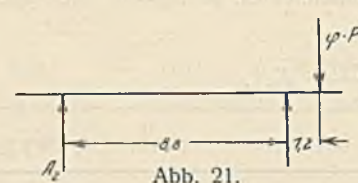


Abb. 21.

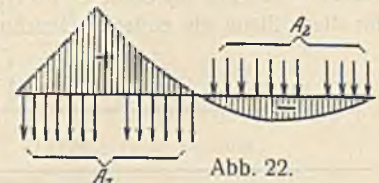


Abb. 22.

Fast sämtliche Einflußlinien enthalten positive und negative Zweige. Bei der Auswertung der Einflußlinien ist darauf zu achten, daß zur Erzielung von max S nicht nur der positive Zweig mit den Lasten A_1 , sondern auch der negative Zweig mit den Lasten A_2 zu besetzen ist, da die Lasten A_2 dann gleichfalls einen positiven Beitrag liefern (Abb. 22). Entsprechend muß zur Erzielung von min S der positive Zweig mit den Lasten A_2 , der negative Zweig mit den Lasten A_1 bestellt werden.

Die Auswertung sämtlicher Einflußlinien würde für diese Abhandlung zu weit führen. Wir begnügen uns daher damit, einige bemerkenswerte Beispiele hier näher zu behandeln.

Bezeichnen wir die unter den Lokomotivlasten befindlichen Einflußordinaten mit η_{L+} und η_{L-} , die unter den Güterwagenachsen befindlichen Ordinaten mit η_{G+} und η_{G-} , so folgt im allgemeinen für einen beliebigen Stab:

$$(48) \quad \frac{\max}{\min} S = \mu [A_{1L} \sum \eta_{L+} + A_{1G} \sum \eta_{G+} + A_{2L} \sum \eta_{L-} + A_{2G} \sum \eta_{G-}]$$

max gilt für positive μ
min " " negative μ .

$$(49) \quad \frac{\min}{\max} S = \mu [A_{1L} \sum \eta_{L-} + A_{1G} \sum \eta_{G-} + A_{2L} \sum \eta_{L+} + A_{2G} \sum \eta_{G+}]$$

min gilt für positive μ
max " " negative μ .

Stab O_5 .

Abb. 23 zeigt die Einflußlinie mit der ungünstigsten Stellung des Lastenzuges im positiven und negativen Teil. Abb. 24 zeigt den schema-

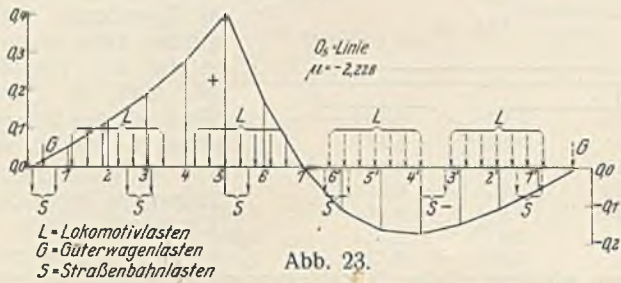


Abb. 23.

tischen Brückenquerschnitt, in dem die Belastung der einzelnen Gleise für min O kenntlich gemacht ist. Zu beachten ist, daß die Brücke wegen der kreisförmigen Endabschlüsse ziemlich weitausladende Endkonsole erhält, deren Belastung dadurch berücksichtigt werden muß, daß die Einflußlinien ein gewisses Stück (rd. 70 cm) über die Auflagerpunkte verlängert gedacht werden. Bei Stab O_5 z. B. bringt infolgedessen die nächste außerhalb der rechten Auflagersenkrechten stehende Güterwagenachse einen gewissen Beitrag.

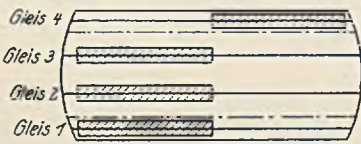


Abb. 24.

$$\begin{aligned} \mu &= -2,228 \\ \sum \eta_{L+} &= 2,823 & \sum \eta_{G+} &= 0,034 \\ \sum \eta_{L-} &= -1,754 & \sum \eta_{G-} &= -0,007. \\ \min O_5 &= -518 \text{ t} & \max O_5 &= 339,5 \text{ t}. \end{aligned}$$

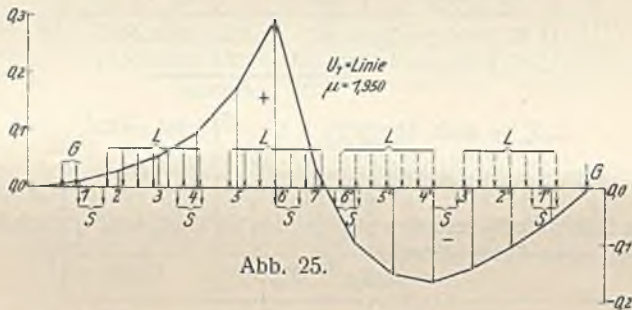


Abb. 25.

Stab U_7 (Abb. 25).

Die Laststellung für $\max U_7$ ist ähnlich der für $\min O_5$. Das Grundrisschema ist das gleiche wie in Abb. 24.

$$\begin{aligned} \mu &= 1,950 \\ \sum \eta_{L+} &= 1,579 & \sum \eta_{L-} &= -1,639 \\ \sum \eta_{G+} &= 0,027 & \sum \eta_{G-} &= -0,009. \\ \max U_7 &= 261,07 \text{ t} & \min U_7 &= -267,60 \text{ t}. \end{aligned}$$

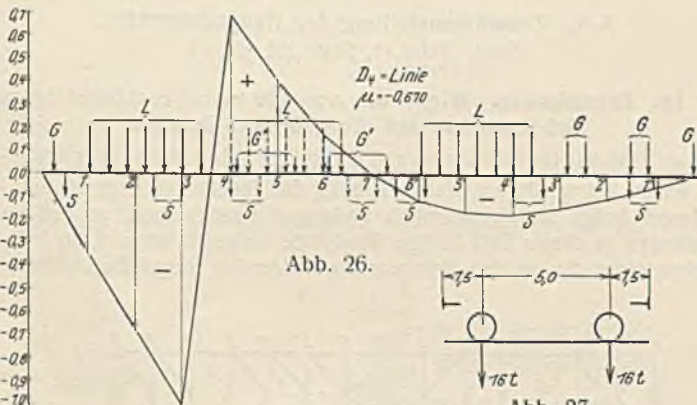


Abb. 26.

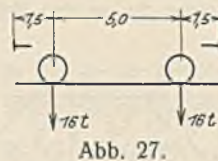


Abb. 27.

Stab D_4 (Abb. 26).

Zur Erzielung von $\max D_4$ werden die beiden negativen Teile der Einflußlinie (μ ist negativ) auf den Gleisen 1 bis 3 möglichst mit schweren Lasten bestellt. Eine Zugtrennung wird jedoch ausgeschlossen, da es zu unwahrscheinlich ist, daß eine solche auf drei Gleisen gleichzeitig eintritt. Es wird daher angenommen, daß auf dem dazwischenliegenden positiven Abschnitt Wagen leichter Art nach Abb. 27 stehen. Gleis 4 wird auf diesem gleichen Abschnitt mit einer Lokomotive besetzt (Abb. 28). Das geringe Achsgewicht der leichten Wagen wird in der nachfolgenden Rechnung am einfachsten dadurch berücksichtigt, daß die maßgebenden

Einflußordinaten mit $16/20 = 0,8$ multipliziert werden. Bezeichnen wir die so reduzierten Einflußordinaten des entlastenden Teils mit η'_{G-} , so folgt:

$$\begin{aligned} \max D_4 &= \mu [A_{1L} \sum \eta_{L-} + A_{1G} \sum \eta_{G-} + A_{2L} \sum \eta_{L+} - A_{1G} \sum \eta'_{G-}] \\ \mu &= -0,670. \\ \sum \eta_{L-} &= -5,562 & \sum \eta_{L+} &= 2,619 \\ \sum \eta_{G-} &= -0,550 & \sum \eta'_{G-} &= 0,869 \\ \max D_4 &= 0,67 \cdot 429,65 = 287,87 \text{ t}. \end{aligned}$$

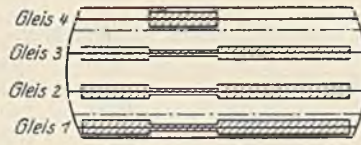


Abb. 28.

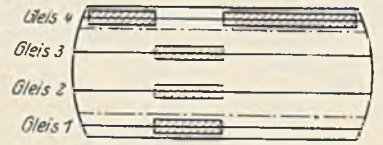


Abb. 29.

Zur Erzielung von $\min D_4$ wird auf Gleis 4 eine Zugtrennung angenommen, und daher die Entlastungsstrecke unbelastet gedacht, während die Zwischenstrecke auf den Gleisen 1 bis 3 mit Lokomotiven besetzt wird (vergl. Abb. 29).

$$\begin{aligned} \min D_4 &= \mu [A_{2L} \sum \eta_{L-} + A_{2G} \sum \eta_{G-} + A_{1L} \sum \eta_{L+}] \\ \sum \eta_{G-} &= -0,516 & \min D_4 &= -0,67 \cdot 235,46 = -157,76 \text{ t}. \end{aligned}$$

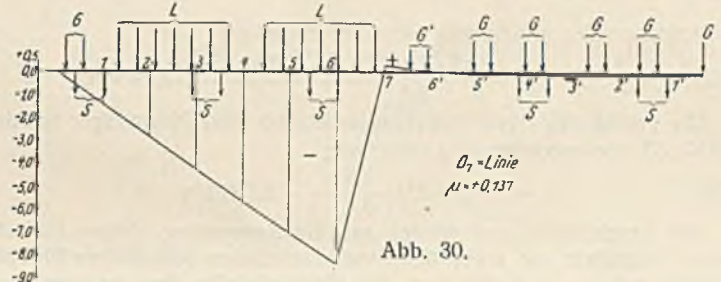


Abb. 30.

Stab D_7 (Abb. 30).

Zur Erzielung von $\min D_7$ werden die Gleise 1 bis 3 mit einem Lastenzug von zwei Lokomotiven sowie mit Güterwagen besetzt. Die beiden auf die entlastende Beitragstrecke kommenden Güterwagenachsen werden mit 0,8 multipliziert. Gleis 4 bleibt unbesetzt, da die positive Beitragstrecke so kurz ist, daß nur ein Teil eines Fahrzeuges darauf Platz hat und der andere Teil in die negative Beitragstrecke kommen würde.

$$\begin{aligned} \sum \eta_{L-} &= -67,56 & \mu &= 0,137 \\ \sum \eta_{G-} &= -1,30 \\ \min D_7 &= -0,137 \cdot 5392,27 = -738,74 \text{ t}. \end{aligned}$$

Zur Erzielung von $\max D_7$ wird Gleis 4 ebenso besetzt wie vorher die Gleise 1 bis 3, während letztere unbelastet bleiben.

$$\max D_7 = 0,137 \cdot (5 \cdot 67,56 + 4 \cdot 1,3) = 46,99 \text{ t}.$$

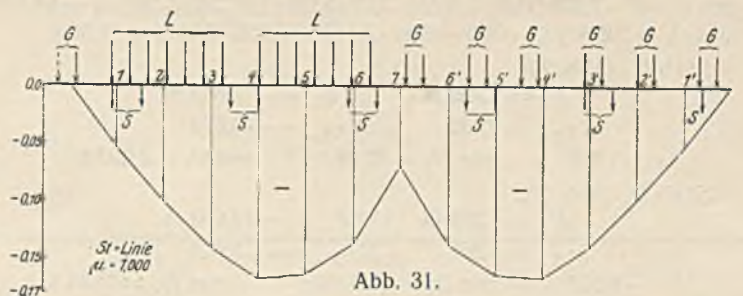


Abb. 31.

Stab St (Abb. 31).

Die gesamte Einflußfläche ist durchweg negativ.

Zur Erzielung von $\min St$ werden die Gleise 1 bis 3 besetzt, während Gleis 4 unbesetzt bleibt.

$$\begin{aligned} \mu &= 1,0 \\ \min St &= A_{1L} \sum \eta_{L-} + A_{1G} \sum \eta_{G-} \\ \eta_{L-} &= -1,77 & \eta_{G-} &= -1,34 \\ \min St &= -78,5 \cdot 1,77 - 62,9 \cdot 1,34 = -223,3 \text{ t}. \end{aligned}$$

Zur Erzielung von $\max St$ wird in gleicher Weise Gleis 4 besetzt. Außerdem greifen auf den Gleisen 2 u. 3 im Abstande von 0,7 m außerhalb der Auflagersenkrechten Lasten von je $q \cdot 25$ t an.

$$\max St = A_{2L} \sum \eta_{L-} + A_{2G} \sum \eta_{G-} + 2 \cdot 25 \cdot 1,47 \cdot 0,01 = 14,95 \text{ t}.$$

A. 2c. Belastung der unteren Fahrbahn.

Belastung: Zwei Reihen dicht hintereinanderfahrender Straßenbahnwagen, dazwischen eine Reihe dicht aufeinanderfolgender Lastkraftwagen und auf den Fußwegen Menschengedränge von 500 kg/m^2 .

$$\text{Stoßziffer } q_1 \text{ nach Gl. 1} = 0,4 + 0,6 \cdot 1,47 = 1,28.$$

Zur Vereinfachung der Rechnung wird an Stelle der Lastkraftwagen mit einer gleichmäßig verteilten Ersatzlast gerechnet.

Gesamtbelastung eines Kraftwagens = 9 t
mit Stoßziffer = 11,52 t
Grundfläche = 2,5 · 6 = 15 m²

Gleichmäßig verteilte Ersatzlast = $\frac{11,52}{15} = 0,768 \text{ t/m}^2$.

Die größte positive Belastung erhält der linke Hauptträger bei der in Abb. 32 dargestellten Laststellung.

Anteil des linken Hauptträgers an den Straßenbahnlasten (einschließlich Stoßziffer)

(50) $A_{1S} = 1,28 \cdot 2 \cdot 4,5 = 11,5 \text{ t}$.

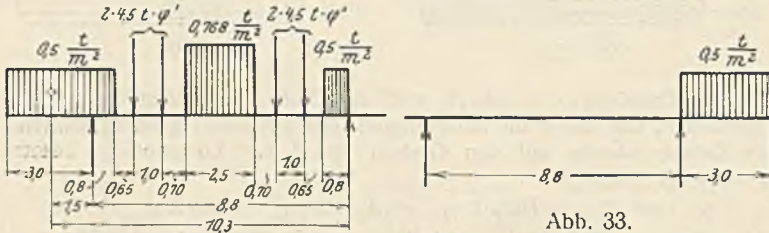


Abb. 32.

Anteil an der gleichmäßig verteilten Belastung

(51) $p_1 = 0,5 \cdot 0,8 + \frac{0,5 \cdot 3,0 \cdot 10,3}{8,8} + \frac{0,768 \cdot 2,5}{2} = 3,12 \text{ t/m}$.

Die größte negative Belastung erhält der linke Hauptträger bei der in Abb. 33 wiedergegebenen Laststellung

(52) $p_2 = -0,5 \cdot 3,0 \cdot \frac{1,5}{8,8} = -0,256 \text{ t/m}$.

Wir beschränken uns wieder auf die Auswertung einiger Einflußlinien. Wenn wir die unter den Straßenbahnlasten befindlichen Einflußordinaten mit η_{S+} und η_{S-} und die Flächeninhalte der positiven und negativen Einflußflächen mit F_+ und F_- bezeichnen, so folgt für einen beliebigen Stab:

(53)
$$\frac{\min}{\max} S = \mu [A_{1S} \sum \eta_{S+} + p_1 F_+ + p_2 F_-]$$

wobei max für positive und min für negative Werte von μ gilt. Entsprechend ist

(54)
$$\frac{\min}{\max} S = \mu [A_{1S} \sum \eta_{S-} + p_1 F_- + p_2 F_+]$$

wobei min für positive und max für negative Werte von μ gilt.

Stab O_2 (Abb. 23).

$F_+ = 5,041 \text{ m}$ $F_- = -3,160 \text{ m}$
 $\sum \eta_{S+} = 1,065$ $\sum \eta_{S-} = -0,650$
 $\mu = -2,228$

$\min O_2 = -2,228 (11,5 \cdot 1,065 + 3,12 \cdot 5,041 + 0,256 \cdot 3,160) = -64,13 \text{ t}$
 $\max O_2 = 2,228 (11,5 \cdot 0,65 + 3,12 \cdot 3,160 + 0,256 \cdot 5,041) = 41,50 \text{ t}$

Stab U_7 (Abb. 25).

$F_+ = 2,769 \text{ m}$ $F_- = -2,885 \text{ m}$
 $\sum \eta_{S+} = 0,632$ $\sum \eta_{S-} = -0,579$
 $\mu = 1,950$ $\max U_7 = 32,46 \text{ t}$ $\min U_7 = 31,92 \text{ t}$

Stab D_4 (Abb. 26).

$F_+ = 4,331 \text{ m}$ $F_- = -10,663 \text{ m}$
 $\sum \eta_{S+} = 1,263$ $\sum \eta_{S-} = -2,636$
 $\mu = -0,670$ $\min D_4 = -20,61 \text{ t}$ $\max D_4 = 43,34 \text{ t}$

Stab D_7 (Abb. 30).

$F_+ = 0,867 \text{ m}$ $F_- = -121,061 \text{ m}$
 $\sum \eta_{S+} = 0,490$ $\sum \eta_{S-} = -26,920$
 $\mu = 0,137$ $\max D_7 = 5,39 \text{ t}$ $\min D_7 = -94,19 \text{ t}$

Stab St (Abb. 31).

$F_- = -6,585 \text{ m}$ $\sum \eta_{S-} = -1,332$
 $\mu = 1,000$
 $\max St = 0,256 \cdot 6,585 = 1,69 \text{ t}$
 $\min St = -11,5 \cdot 1,332 - 3,12 \cdot 6,585 = -35,86 \text{ t}$

A. 3. Einfluß der Wärmeänderung.

Es wird eine gleichmäßige Wärmeänderung von $\pm 35^\circ$ zugrunde gelegt. Wenn bei einem Träger auf drei Stützen die Unterflächen der drei Lager auf gleicher Höhe liegen, so leuchtet ein, daß Wärmeschwankungen in dem Träger keine Spannungen hervorrufen können, weil ein gleichmäßiges Ausdehnen bzw. Zusammenziehen sämtlicher Stäbe und Lagerkörper nach allen Richtungen hin unbehindert stattfinden kann. Das gesamte Trägerbild einschließlich der Lager ist nach der Wärme-



Abb. 34.

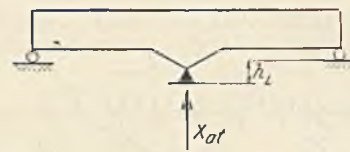


Abb. 35.

änderung dem anfänglichen Bild ähnlich (Abb. 34). Wärmespannungen können also nur auftreten, wenn die Lagerflächen nicht auf gleicher Höhe liegen, wie es bei der Pregelbrücke der Fall ist (Abb. 35). Wenn wir den Höhenunterschied h_L nennen, so wird bei Wärmeänderung die Trägermitte gegenüber den Trägerebenen nach oben bzw. unten durchgebogen.

Bezeichnen wir diese relative Durchbiegung mit δ_{at} (nach unten gerichtet positiv gerechnet), so folgt

(55)
$$\delta_{at} = \mp \epsilon t h_L$$

Das obere Vorzeichen entspricht der Erwärmung, das untere der Abkühlung. Den dabei auftretenden Stützendruck der Mittelstütze bezeichnen wir mit X_{at} . Wenn an der Mittelstütze eine Kraft 1 nach unten gerichtet wirkt, so ist die Durchbiegung bekanntlich

(56)
$$\delta_{aa} = \sum \frac{S_a^2 s}{EF} = \frac{1}{E} \cdot \sum S_a^2 \rho$$

Da die Durchbiegungen sich wie die zugehörigen Stützendrucke verhalten müssen, so folgt

(57)
$$\frac{X_{at}}{-1} = \frac{\delta_{at}}{\delta_{aa}} = \frac{\mp \epsilon t h_L}{\frac{1}{E} \cdot \sum S_a^2 \rho}$$

$$X_{at} = \pm \frac{E \epsilon t h_L}{\sum S_a^2 \rho}$$

$E = 2150 \text{ t/cm}^2$ $\epsilon = 0,000012$
 $t = 35^\circ$

U. K. Hublager liegt auf +0,95 über N.N.
U. K. Königstuhl liegt auf +0,15 über N.N.
 $h_L = 0,80 \text{ cm}$

$\sum S_a^2 \rho$ nach Abschnitt A. 2a = 56,393 cm⁻¹

$$X_{at} = \pm \frac{2150 \text{ t/cm}^2 \cdot 0,000012 \cdot 35 \cdot 80 \text{ cm}}{56,393 \text{ cm}^{-1}} = \pm 1,28 \text{ t}$$

Die Stabkräfte S_t verhalten sich zu den Stabkräften S_a gleichfalls wie die zugehörigen Stützendrucke.

$$\frac{S_t}{S_a} = \frac{X_{at}}{-1}$$

(58)
$$S_t = -S_a X_{at} = \mp S_a \cdot 1,28 \text{ t}$$

Oberes Vorzeichen entspricht der Erwärmung, unteres Vorzeichen entspricht der Abkühlung.

Der Einfluß der Wärmeschwankungen ist im Vergleich zu dem der übrigen Hauptkräfte außerordentlich gering. In der folgenden Zusammenstellung sind daher die Kräfte S_t unberücksichtigt geblieben.

A. 4. Zusammenstellung der Hauptstabkräfte.
(Siehe Tafel 11, Seite 191 oben.)

B. 1a. Zusatzkräfte. Winddruck von 250 kg/m² rechtwinklig zur Brückenachse auf die geöffnete Brücke.

α) Stabkräfte im Untergurt als Gurt des Windträgers.

Wenn bei windigem Wetter zufällig die Brückenöffnungszeit aus besonderem Anlaß außergewöhnlich verlängert werden muß, so daß unter Umständen in dieser Zeit heftige Windstöße auftreten können, so hat der Brückenwärter die an den Brückenden sitzenden Riegel besonders fest-

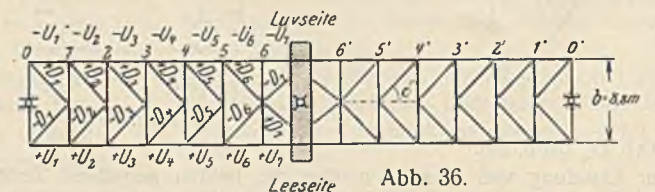


Abb. 36.

zulegen, so daß sie imstande sind, wagerechte Kräfte aufzunehmen. Der in der Untergurtebene liegende Windverband ist daher ein Träger auf drei Stützen (Abb. 36). Wir ermitteln zunächst die Einflußlinie des überzahligen Stützendruckes X_a

$$X_a = \frac{\sum S_o S_a \rho}{\sum S_a^2 \rho}$$

Tafel 11. (Sämtliche Stabkräfte in t.)

Stab	Brücke offen. Ständige Last	Brücke geschlossen						max S	min S	
		Ständige Last	Verkehrslast oben		Verkehrslast unten		Summe			
			+	-	+	-	+			-
$O_1 = O_2$	+ 26,5	- 107,2	88,6	436,0	10,3	54,8	(- 8,3)	598,0	+ 26,5	- 598,0
$U_2 = U_3$	- 88,5	+ 178,9	686,0	165,0	85,3	19,5	950,2	5,6	+ 950,2	- 88,5
$O_3 = O_4$	+ 185,0	- 216,1	231,0	770,0	27,9	98,0	42,8	1084,1	+ 185,0	- 1084,1
$U_4 = U_5$	- 316,6	+ 218,2	722,0	289,0	91,2	35,2	1031,4	106,0	+ 1031,4	- 316,6
$O_5 = O_6$	+ 483,0	- 185,5	339,5	518,0	41,5	64,1	195,5	767,6	+ 483,0	- 767,6
U_6	- 686,0	+ 116,2	179,0	376,0	19,2	49,1	314,4	308,9	+ 314,4	- 686,0
O_7	+ 816,0	- 13,6	575,6	38,5	92,0	4,3	644,0	66,4	+ 816,0	- 66,4
U_7	- 459,0	+ 125,9	261,1	267,6	32,5	31,9	419,5	173,6	+ 419,5	- 459,0
D_1	- 39,9	+ 161,0	649,0	132,0	82,0	15,3	892,0	(+ 13,7)	+ 892,0	- 39,9
D_2	+ 93,2	- 107,7	142,0	436,0	19,6	55,7	53,9	599,4	+ 93,2	- 599,4
D_3	- 145,0	+ 55,9	271,0	182,0	35,8	29,1	362,7	155,2	+ 362,7	- 155,2
D_4	+ 198,0	- 2,9	287,9	157,8	43,3	20,6	328,3	181,3	+ 328,3	- 181,3
D_5	- 250,8	- 49,9	90,0	457,0	11,4	64,5	51,5	571,4	+ 51,5	- 571,4
D_6	+ 304,9	+ 104,0	660,0	59,0	88,3	6,7	852,3	(+ 38,3)	+ 852,2	+ 38,3
D_7	- 194,2	- 153,0	47,0	738,7	5,4	94,2	(- 100,6)	985,9	(- 100,6)	- 985,9
St	- 259,2	- 11,4	15,0	223,3	1,7	35,9	5,3	270,6	+ 5,3	- 270,6

Die Berechnung der Werte $\sum S_o S_a \varrho$ gestaltet sich ziemlich einfach, da die im Abschnitt A 2a entwickelten Formeln hier sinngemäß angewendet werden können. Abb. 37 zeigt den Belastungsfall $X_a = -1$, Abb. 38 den Belastungsfall einer Einzelkraft 1, im Punkte k angreifend. Die Trägerhöhe ist hier gleich der Brückenbreite b.

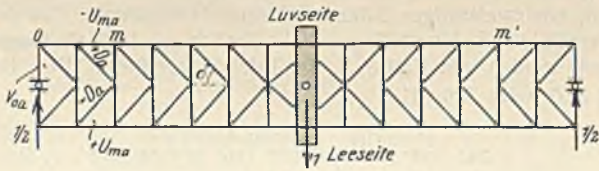


Abb. 37.

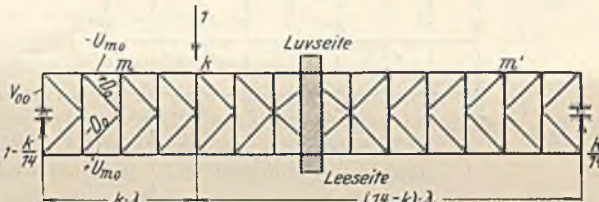


Abb. 38.

Je zwei Gurtkräfte eines Feldes sind ihrem absoluten Wert nach einander gleich, desgleichen je zwei Strebenkräfte desselben Feldes. Wir berechnen die gesuchte Summe zunächst für eine längsgerichtete Hälfte des Windträgers.

Zur Abkürzung führen wir ein

$$(59) \quad Z_m = \frac{2b^2}{l^2} (S_{mo} + S_{m'o}) S_{ma} \varrho m'$$

a) Einfluß der Gurtstäbe.

$$(60) \quad 1. \quad m \leq k. \quad Z_m = \varrho_m m^2.$$

$$(61) \quad 2. \quad k < m < 7. \quad Z_m = \varrho_m k m.$$

$$(62) \quad 3. \quad k < 7 \quad m = 7.$$

Da der k-förmige Windverband im siebenten Felde die Richtung wechselt, so ist

$$(62) \quad U_7 = U_6. \quad Z_7 = \varrho_{U7} k_6.$$

$$(63) \quad 4. \quad k = 7 \quad m = 7.$$

Da U_7 so berechnet wird, als ob $m = 6$ ist, so ist $m < k$, also der Fall 1 maßgebend.

$$(63) \quad Z_7 = 36 \varrho_{U7}$$

b) Einfluß der Streben.

$$(64) \quad 1. \quad m \leq k, \text{ aber } m < 7.$$

$$D_{mo} = \left(1 - \frac{k l}{l}\right) \frac{1}{2 \cdot \sin \delta} \quad b^2 = 4 \cdot \text{tg}^2 \delta$$

$$D_{m'o} = \frac{k l}{l} \cdot \frac{1}{2 \cdot \sin \delta}$$

$$D_{ma} = D_{m'a} = \frac{1}{4 \cdot \sin \delta}$$

$$(64) \quad Z_{Dm} = 8 \cdot \text{tg}^2 \delta \cdot \frac{\varrho_{Dm}}{8 \cdot \sin^2 \delta} = \frac{\varrho_{Dm}}{\cos^2 \delta} = \varrho_{Dm} \cdot 2,1517.$$

$$2. \quad m > k.$$

$$D_{mo} = -D_{m'o} \quad D_{mo} + D_{m'o} = 0.$$

$$3. \quad m = 7 \quad k = 7.$$

$$(65) \quad Z_{D7} = 8 \cdot \text{tg}^2 \delta \cdot \frac{\varrho_{D7}}{8 \cdot \sin^2 \delta} = \varrho_{D7} \cdot 2,8101.$$

Für $k < 7$ gilt

$$(66) \quad \frac{2b^2}{l^2} \cdot \sum D_{mo} D_{ma} \varrho_{Dm} = 2,1517 \sum_{m=1}^{m=k} \varrho_{Dm}$$

Für $k = 7$ gilt

$$(67) \quad \frac{2b^2}{l^2} \cdot \sum D_{mo} D_{ma} \varrho_{Dm} = 2,1517 \sum_{m=1}^{m=6} \varrho_{Dm} + 2,8101 \varrho_{D7}$$

c) Der Einfluß der Pfosten darf als unwesentlich vernachlässigt werden.

In Tafel 14 sind für jede Laststellung ($k = 1$ bis 7) die Werte Z_m errechnet. Dann folgt, wenn die Zahlen Z_m für alle Stäbe beider Längshälften des Windträgers zusammengezählt werden:

$$\sum S_o S_a \varrho = 2 \cdot \frac{l^2}{2b^2} \cdot \sum Z_m = \frac{\sum Z_m}{4 \cdot \text{tg}^2 \delta}$$

Die Einflußordinaten von X_a sind dann:

$$\eta_a = \frac{\sum S_o S_a \varrho}{\sum S_a^2 \varrho} = \frac{\sum Z_m}{4 \cdot \text{tg}^2 \delta \cdot \sum S_a^2 \varrho}$$

Für $k = 7$ muß $\eta_a = 1$ sein.

$$1 = \frac{\sum_{k=7} Z_m}{4 \cdot \text{tg}^2 \delta \cdot \sum S_a^2 \varrho}$$

$$\eta_a = \frac{\sum Z_m}{\sum_{k=7} Z_m}$$

Tafel 12.

Stab	ϱ	$m=k$ $\sum \varrho_{Dm}$ $m=1$	$Z_m = \frac{2b^2}{l^2} (S_{mo} + S_{m'o}) S_{ma} \varrho$ in cm^{-1}						
			$k=1$	$k=2$	$k=3$	$k=4$	$k=5$	$k=6$	$k=7$
U_1	1,265	—	1,265	1,265	1,265	1,265	1,265	1,265	1,265
U_2	0,541	—	1,082	2,164	2,164	2,164	2,164	2,164	2,164
U_3	0,541	—	1,623	3,246	4,869	4,869	4,869	4,869	4,869
U_4	0,478	—	1,912	3,824	5,736	7,648	7,648	7,648	7,648
U_5	0,478	—	2,390	4,780	7,170	9,560	11,950	11,950	11,950
U_6	0,615	—	3,690	7,380	11,070	14,760	18,450	22,140	22,140
U_7	0,727	—	4,362	8,724	13,086	17,448	21,810	26,172	26,172
D_1	11,83	11,83	25,455	56,009	89,704	123,400	153,954	184,508	184,508
D_2	14,20	26,03	—						
D_3	15,66	41,69	—						
D_4	15,66	57,35	—	—	—	—	—	—	
D_5	14,20	71,55	—	—	—	—	—	—	
D_6	14,20	85,75	—	—	—	—	—	—	
D_7	7,80	—	—	—	—	—	—	—	21,919
$\sum Z_m =$			41,779	87,392	135,064	181,114	222,110	260,716	282,635
			$\frac{1}{\sum_{k=7} Z_m} = \frac{1}{282,635} = 0,00354 \text{ cm.}$						

Ordinaten der X_a -Linie.

- $\eta_{a1} = 41,779 \cdot 0,00354 = 0,148$
- $\eta_{a2} = 87,392 \cdot 0,00354 = 0,309$
- $\eta_{a3} = 135,064 \cdot 0,00354 = 0,479$
- $\eta_{a4} = 181,114 \cdot 0,00354 = 0,642$
- $\eta_{a5} = 222,110 \cdot 0,00354 = 0,787$
- $\eta_{a6} = 260,716 \cdot 0,00354 = 0,923$
- $\eta_{a7} = \quad \quad \quad = 1,000.$

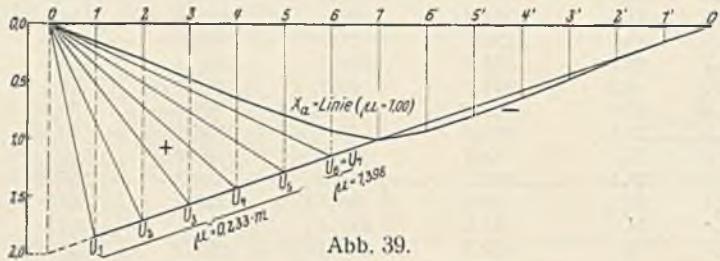


Abb. 39.

Die Einflußlinien der Gurtstäbe sind in Abb. 39 zusammengestellt. Da der Winddruck als gleichmäßig verteilte Belastung betrachtet wird, erübrigt sich die Ermittlung sämtlicher einzelner Einflußordinaten. Es genügt, den Inhalt der positiven und negativen Einflußflächen zu bestimmen. Sämtliche Stäbe erhalten je nach der Windrichtung entweder Zug oder Druck. Zur Vereinfachung der Rechnung nehmen wir daher die unterhalb der X_a -Linie liegenden Flächen als positiv, die oberhalb liegenden als negativ an und ermitteln so die absoluten Werte der Stabkräfte, gleichgültig, welches Vorzeichen sich dabei ergibt.

Bestimmung der Multiplikatoren μ .

$$S = S_o - S_a X_a = S_a \left(\frac{S_o}{S_a} - X_a \right).$$

Die aufgetragenen Linien stellen den Klammerausdruck dar. Also ist $\mu = S_a$.

1. $m < 7$.

$$\mu = U_{am} = \frac{m \cdot 4,1}{2 \cdot 8,8} = 0,233 \text{ m.}$$

2. $m = 7$.

$$\mu = U_{a7} = U_{a6} = 0,233 \cdot 6 = 1,398.$$

Bezeichnen wir den Flächeninhalt der X_a -Fläche mit δ_a , so folgt

$$(69) \quad \delta_a = \sum \eta_a \quad \frac{1}{2} \cdot \delta_a = 4,1 \left[\sum_{m=1}^{m=6} \eta_{am} + 0,5 \right] = 15,531 \text{ m.}$$

Bezeichnen wir den Flächeninhalt der allen Einflußlinien gemeinsamen rechten (negativen) Fläche mit δ_- , so ist

$$\delta_- = \frac{1}{2} \cdot \delta_a - \frac{1,00 \cdot 7 \cdot 4,1}{2} = 1,181 \text{ m.}$$

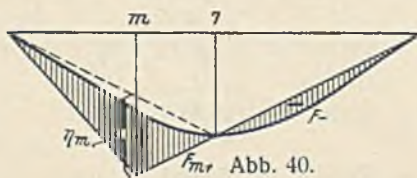


Abb. 40.

Aus Abb. 40 folgt ohne weiteres für Gurtstäbe

$$(70) \quad \delta_{m+} = \eta_m \cdot \frac{28,7}{2} - \delta_- = \eta_m \cdot 14,35 - 1,181.$$

Für $m < 7$ ist $\eta_m = \frac{7-m}{3,5}$.

In Tafel 13 sind die Werte von δ_{m+} ermittelt.

Tafel 13.

Stab	η_m in m	$\eta_m \cdot 14,35$ in m	δ_{m+} in m
U_1	1,714	24,596	23,415
U_2	1,428	20,492	19,311
U_3	1,142	16,388	15,207
U_4	0,858	12,312	11,131
U_5	0,572	8,208	7,027
$U_6 = U_7$	0,286	4,104	2,923

Die Windangriffsfläche beträgt für 1 lfd. m der Brücke 6,6 m². Also ist die gleichmäßig verteilte Windbelastung

$$W = 6,6 \cdot 250 = 1650 \text{ kg/m} = 1,65 \text{ t/m.}$$

$$(71) \quad \text{Für } m < 7 \quad U_{m-} = \pm \mu W (\delta_{m+} - \delta_-) = \pm 0,384 \text{ m} (\delta_{m+} - \delta_-).$$

$$(72) \quad U_7 = U_6 = \pm 1,398 \cdot 1,65 (F_{6+} - F_-) = \pm 2,304 (F_{6+} - F_-).$$

Die Stabkräfte U_m werden in Tafel 14 ermittelt.

Tafel 14.

Stab	$F_{m+} - F_-$	S
	in m	in t
U_1	22,234	$\pm 8,54$
U_2	18,130	$\pm 13,92$
U_3	14,026	$\pm 16,16$
U_4	9,950	$\pm 15,28$
U_5	5,846	$\pm 11,22$
$U_6 = U_7$	1,742	$\pm 4,01$

β) Einfluß des Windkippmoments.

Die Resultierende der Windbelastung liegt 3,42 m über der Ebene des Windverbandes. Die senkrechte Zusatzbelastung infolge des Winddruckes ist daher

$$p_w = \pm \frac{1,65 \cdot 3,42}{8,8} = \pm 0,641 \text{ t/m.}$$

Auf jedes Feld kommt eine Last

$$P_w = 4,1 p_w = \pm 2,63 \text{ t.}$$

Diese Kräfte denken wir uns in den Knotenpunkten des Untergurtes angreifend.

In geöffneter Stellung ist die Brücke, wie bereits im Unterabschnitt A, 1a erläutert, ein zweiarmiger Balken auf einer Mittelstütze. Die Berechnung der überzähligen Stabkraft S_t geschieht ähnlich wie im Belastungsfall A, 1a. Zunächst werden die Kräfte S_o in Tafel 15 ermittelt. Den Belastungsfall $X_b = 0$ zeigt Abb. 41.

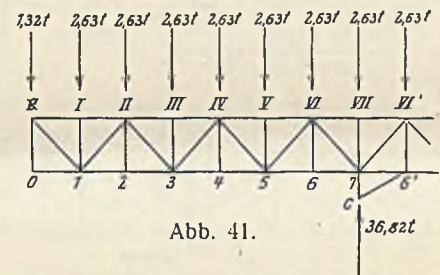


Abb. 41.

Die Berechnung wird für den leeseitigen Hauptträger durchgeführt, für den die Zusatzbelastung nach unten wirkt.

Tafel 15.

Gurtkräfte		Strebenkräfte	
$S_{m0} = \pm \frac{M_{m0}}{l} \cdot 0,8913$		$S_{m0} = \pm Q_{m0} \cdot 1,3396$	
in t		in t	
Stab	Stabkraft	Stab	Stabkraft
$O_1 = O_2$	+ 1,18	D_1	- 1,77
$U_2 = U_3$	- 4,69	D_2	+ 5,29
$O_3 = O_4$	+ 10,55	D_3	- 8,82
$U_4 = U_5$	- 18,74	D_4	+ 12,33
$O_5 = O_6$	+ 29,28	D_5	- 15,86
$U_6 = U_7$	- 42,20	D_6	+ 19,38
O_7	+ 57,40	D_7	- 22,91

Die Werte S_b für $X_b = -1$ sind bereits früher ermittelt.

Die Werte S_o, S_b, ρ werden mit Tafel 16 berechnet. Hierbei ist $V_{06} = 1,32 \text{ t.}$

Tafel 16.

Stab	ρ cm ⁻¹	S_o in t	S_b	$S_o S_b \rho$ in tcm ⁻¹
O_7	0,594	+ 57,40	- 0,4288	- 14,65
U_7	0,727	- 42,20	+ 0,8767	- 26,88
D_7	0,823	- 22,91	+ 0,6445	- 12,14
V_6	1,449	+ 1,32	- 0,4811	- 0,92

Summe - 54,59

Für Stab V_q :

$$V_{qo} = -14 \cdot 2,63 = -36,82 \text{ t}$$

$$V_{qb} = +0,9622 \quad e = 0,15 \text{ cm}^{-1}$$

$$S_o S_b e = -36,82 \cdot 0,9622 \cdot 0,15 = -5,32 \text{ tcm}^{-1}$$

$$\Sigma S_o S_b e = -2 \cdot 54,59 - 5,32 = -111,84 \text{ tcm}^{-1}$$

$$X_b = St = \frac{\Sigma S_o S_b e}{\Sigma S_b^2 e} = -16,14 \text{ t.}$$

Für sämtliche Stäbe links von VI bis 6 ist $S = S_o$.

$$O_7 = O_{7o} - X_b O_{7b} = 50,48 \text{ t}$$

$$U_7 = U_{7o} - X_b U_{7b} = -28,06 \text{ t}$$

$$D_7 = D_{7o} - X_b D_{7b} = -12,52 \text{ t}$$

$$V_6 = V_{6o} - X_b V_{6b} = -6,43 \text{ t.}$$

Im windseitigen Hauptträger sind die Stabkräfte die gleichen wie im leeseitigen Träger, nur mit entgegengesetztem Vorzeichen.

B. 1b. Winddruck von 250 kg/m² etwa in Richtung der Brückenachse.

Ein derart wirkender Winddruck findet die größte Angriffsfläche, wenn der Wind nicht genau in der Brückenlängsachse, sondern unter einem solchen Winkel ψ' weht, daß die Projektionen der Hauptträgerpfosten auf eine zur Windrichtung senkrecht stehende Ebene sich gerade gegenseitig berühren und so eine ununterbrochene Angriffsfläche bilden.

Aus Abb. 42 folgt

$$\cos \psi' = \frac{4,10}{4,13} = 0,993 \approx 1,0.$$

Die in der Brückenlängsachse wirkende Teilkraft des Winddrucks ist

$$W' = W \cos \psi' \approx W.$$

Bei diesem Belastungsfall entsteht ein in der Längsrichtung wirkendes Kippmoment, das das leeseitige Brückenende nach unten zu bewegen sucht. Dies wird dadurch verhindert, daß die auf diesem Ende an der Brücke angebrachten Laufrollen auf der Laufschiene zum Aufsitzen kommen. Der Hauptträger ist daher ein beiderseits überkragerer unsymmetrischer Balken auf zwei Stützen.

Die Windangriffsfläche ist bei der luvseitigen Brückenhälfte etwas größer als bei der leeseitigen Hälfte, weil bei dieser die Fahrbahnflächen durch die vorderen Fahrbahnflächen verdeckt werden. Die Größe der Angriffsfläche berechnet sich zu 46 m² bzw. 30 m². Der Angriffspunkt der Windresultierenden liegt bei der luvseitigen Hälfte 4,57 m über der kugelförmigen Lagerfläche des Königstuhls.

Gesamtwindkraft auf der Luvseite

$$W_1 = 46 \cdot 0,25 = 11,5 \text{ t für einen Hauptträger,}$$

auf der Leeseite

$$W_2 = 30 \cdot 0,25 = 7,5 \text{ t für einen Hauptträger.}$$

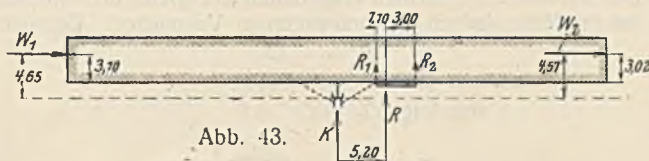


Abb. 43.

Zur Vereinfachung der Rechnung und gleichzeitig zur größeren Sicherheit nehmen wir an, daß die Kräfte W_1 und W_2 als Einzelkräfte an beiden Hauptträgerenden angreifen (Abb. 43). Bezeichnen wir die Auflagerkraft des Königstuhls mit K , die der Rolle mit R , so folgt

$$R = -K = \frac{11,5 \cdot 4,65 + 7,5 \cdot 4,57}{5,2} = 16,9 \text{ t.}$$

Der Rollendruck R verteilt sich mit Hilfe von Zwischenträgern auf die beiden Knotenpunkte 5' und 6'.

$$R_1 = 16,9 \cdot \frac{3,00}{4,10} = 12,4 \text{ t}$$

$$R_2 = 16,9 \cdot \frac{1,10}{4,10} = 4,5 \text{ t.}$$

Der Einfluß der Streben St ist hier sehr gering und wird daher vernachlässigt, so daß der Träger als statisch bestimmt angesehen wird.

Die Stabkräfte berechnen sich sehr einfach, wie folgt:

$$O_1 = O_2 = O_3 = \dots O_7 = O_7' = -\frac{11,5 \cdot 3,10}{4,6} = -7,8 \text{ t}$$

$$O_1' = O_2' = \dots O_6' = \frac{7,5 \cdot 3,02}{4,6} = 4,9 \text{ t}$$

$$U_1 = U_2 = \dots U_7 = -\frac{11,5 \cdot 1,5}{4,6} = -3,76 \text{ t}$$

$$U_1' = U_2' = \dots U_5' = \frac{7,5 \cdot 1,58}{4,6} = +2,64 \text{ t}$$

$$U_6' = U_7' = 2,64 + \frac{4,5 \cdot 4,1}{4,6} = +6,6 \text{ t.}$$

Mit Ausnahme der Stäbe D_6' und D_7' sind die Streben spannungslos:

$$D_6' = \frac{-4,5}{\sin \beta} = -6,03 \text{ t}$$

$$D_7' = \frac{16,9}{\sin \beta} = +22,65 \text{ t.}$$

B. 2. Brücke halb geöffnet oder in Drehung begriffen.

α) Gurtkräfte des Windträgers.

Winddruck = 50 kg/m² wagerecht und rechtwinklig zur Brückenachse. Der in Abb. 44 dargestellte Windträger ist ein zweiarmiger symmetrischer Balken auf einer Mittelstütze. Windbelastung für ein Feld

$$P_w = 6,6 \cdot 4,1 \cdot 0,05 \approx 1,35 \text{ t.}$$

Die Berechnung der Stabkräfte U_m bietet nichts Besonderes.

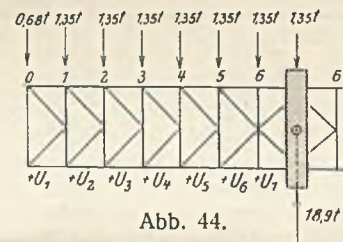


Abb. 44.

β) Einfluß des Windkippmomentes.

Dieser Belastungsfall entspricht dem im Unterabschnitt B 1a unter β behandelten Fall, nur mit dem Unterschiede, daß der Winddruck dort 250 kg/m², hier 50 kg/m² beträgt. Die hier auftretenden Stabkräfte sind daher = 1/5 der oben ermittelten Stabkräfte.

B. 3. Brücke geschlossen (mit Verkehrslast).

a) Winddruck von 150 kg/m².

α) Gurtkräfte des Windträgers.

In geschlossener Brückenlage werden die Enden gegen wagerechte Bewegungen durch die starren Brückenriegel festgelegt. Der Windträger ist daher wie im Falle B 1a ein Träger auf drei Stützen. Man hat zu unterscheiden den Winddruck W_1 , der auf die Brücke wirkt, und den Winddruck W_2 , der auf die Verkehrsbänder der beiden Fahrbahnen wirkt. Der Einfluß von W_1 könnte leicht in der Weise errechnet werden, daß die unter B 1a bestimmten Werte von U mit $\frac{150}{250} = 0,6$ multipliziert werden.

Zur genaueren Untersuchung des Einflusses von W_2 wäre zu beachten, daß die Einflußlinien für U_m , wie oben ermittelt, positive und negative Teile haben. Es käme also auf die Berechnung von $\max U$ und $\min U$ hinaus, je nachdem, ob die Verkehrsbänder auf der einen oder anderen Brückenhälfte stehen. Nun genügt es aber, zu wissen, welche Zusatzkräfte zu den in früheren Abschnitten errechneten Werten von $\max S$ und $\min S$ zuzurechnen sind, die von ständiger und Verkehrslast herühren. Bei diesen Berechnungen haben wir gesehen, daß infolge der konsolartigen Lage der Außengleise und der Fußwege der unteren Fahrbahn zur Erzielung der größten Stabkräfte die Verkehrsbänder für den einen Fahrbahnstreifen im positiven und gleichzeitig für den anderen Fahrbahnstreifen im negativen Einflußbereich stehen. Der Winddruck findet also auf der ganzen Brückenlänge ununterbrochen Verkehrsbänder vor, die nur in verschiedenen Fahrbahnstreifen liegen. Der Einfluß von W_2 kann daher hier so untersucht werden, als ob die Verkehrsbänder gleichmäßig über die ganze Brücke reichen.

Die gesamte Windangriffsfläche einschließlich der Verkehrsbänder beträgt für 1 lfd. m 11,88 m². Also folgt

$$W_1 + W_2 = W = 11,88 \cdot 0,15 = 1,78 \text{ t/m.}$$

Im Abschnitt B la war W zu 1,65 t/m ermittelt worden. Wir erhalten daher die gesuchten Gurtkräfte, indem wir die dort berechneten Werte mit $\frac{1,78}{1,65} = 1,078$ multiplizieren.

$$\begin{aligned} U_1 &= \pm 8,54 \cdot 1,078 = \pm 9,22 \text{ t} \\ U_2 &= \pm 13,92 \cdot 1,078 = \pm 15,01 \text{ t} \\ U_3 &= \pm 16,16 \cdot 1,078 = \pm 17,43 \text{ t} \\ U_4 &= \pm 15,28 \cdot 1,078 = \pm 16,48 \text{ t} \\ U_5 &= \pm 11,22 \cdot 1,078 = \pm 12,10 \text{ t} \\ U_6 = U_7 &= \pm 4,01 \cdot 1,078 = \pm 4,33 \text{ t} \end{aligned}$$

β) Einfluß des Windkippmomentes.

Die Mittelkraft des Winddrucks greift 4,53 m über der Windverbandebene an. Die senkrechte Zusatzbelastung beträgt demnach für den leeseitigen Hauptträger $\frac{1,78 \cdot 4,53}{8,8} = 0,916$ t/m.

Knotenpunktlast

$$P_w = 0,916 \cdot 4,1 \approx 3,75 \text{ t.}$$

Da sämtliche Knotenlasten gleich groß sind, so folgt für einen beliebigen Stab:

$$(73) \quad S_w = \mu P_w (\sum \eta_+ - \sum \eta_-).$$

Die Klammerausdrücke werden unter Benutzung der Zahlen der Tafel 8 und 9 berechnet.

Die Werte für S_w werden in Tafel 17 ermittelt.

Tafel 17.

Stab	μ	$\sum \eta_+ - \sum \eta_-$	S_w in t
$O_1 = O_2$	-0,446	+ 4,459	- 7,46
$U_2 = U_3$	+ 0,891	+ 3,459	+ 11,55
$O_3 = O_4$	-1,337	+ 2,459	- 12,32
$U_4 = U_5$	+ 1,783	+ 1,459	+ 9,76
$O_5 = O_6$	-2,228	+ 0,459	- 3,83
U_6	+ 2,674	- 0,541	- 5,42
O_7	-2,765	- 1,492	+ 15,46
U_7	+ 1,950	- 0,029	- 0,21
D_1	+ 0,670	+ 4,459	+ 11,20
D_2	-0,670	+ 2,459	- 6,18
D_3	+ 0,670	+ 0,459	+ 1,15
D_4	-0,670	- 1,541	+ 3,87
D_5	+ 0,670	- 3,541	- 8,89
D_6	-0,670	- 5,541	+ 13,91
D_7	+ 0,137	- 29,308	- 15,04
St	+ 1,000	- 1,606	- 6,02
V_q	-0,962	+ 7,270	- 26,20

b) Brems- und Anfahrkräfte der oberen Fahrbahn.

An jedem Ende der Brücke liegt in der Ebene der Obergurtkopfflatte ein Bremsverband, der die Bremskräfte in die Hauptträger überträgt. Unter „Bremskräften“ verstehen wir im folgenden auch die Anfahrwiderstände. Zur Vereinfachung der Rechnung wird angenommen, daß die Bremskräfte der auf einem Gleis befindlichen Fahrzeuge sich durch Vermittlung des Schienengestänges über die ganze Brückenlänge gleichmäßig verteilen, auch wenn nur Teilstrecken mit Fahrzeugen besetzt sind. Ferner wird angenommen, daß die Bremskraft jedes Gleises von beiden Bremsverbänden je zur Hälfte aufgenommen wird. Die Bremskräfte

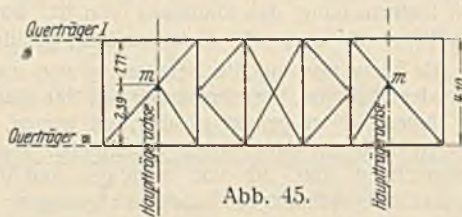


Abb. 45.

greifen in der Höhe von S.-O. an. Abb. 45 zeigt den Grundriß, Abb. 46 die Anordnung des Bremsverbandes. Beim Punkte m (zwischen den Knotenpunkten X und l) wird die Auflagerkraft, die von den Bremskräften am Bremsträger erzeugt wird, auf den Obergurt übertragen. Zunächst untersuchen wir den Einfluß einer Bremskraft von der Größe 1 auf den Hauptträger. Jeder Bremsverband überträgt auf den Hauptträger die Kraft $\frac{1}{2}$. Infolge symmetrischer Kraftverteilung wird der senkrechte Stützdruck der Mittelstütze = 0. Ebenso läßt sich leicht nachweisen, daß auch der mittlere Stab V_q spannungslos wird. Der Hauptträger ist daher für den angenommenen Belastungsfall statisch bestimmt. Die wagerechte Auflager-

kraft greift gewöhnlich in der kugelförmigen Lagerfläche des Königstuhls an. Bei ausgebautem Königstuhl müssen jedoch die Bremskräfte von dem Verkehrslager aufgenommen werden, das für diesen Zweck durch Einbau eines Riegels besonders hergerichtet wird. Dieser Fall wird, da die Ver-

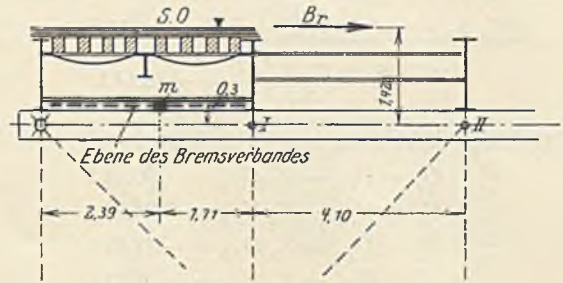


Abb. 46.

kehrslager tiefer liegen als der Königstuhl, als der ungünstigere der Rechnung zugrunde gelegt. Der senkrechte Abstand zwischen S.-O. am Bremsträger und der Richtung der wagerechten Auflagerkraft ist rd. 8,20 m. Bei Berechnung der Stabkräfte ist die Überhöhung des Brückenträgers von Einfluß.

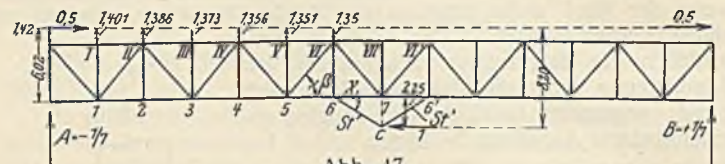


Abb. 47.

Den Belastungsfall zeigt Abb. 47.

$$A = B = \frac{1 \cdot 8,2}{14 \cdot 4,1} = \frac{1}{7}$$

Ermittlung der Stabkräfte.

$$O_1 = O_2 = \frac{1/7 \cdot 4,1 - 0,5(1,401 + 4,6)}{4,6} = -0,525$$

$$O_3 = O_4 = -0,268$$

$$O_5 = O_6 = -0,011$$

$$U_2 = U_3 = -0,104$$

$$U_4 = U_5 = -0,361$$

$$U_6 = -0,693$$

$$D_1 = D_3 = D_5 = D_7 = \frac{-1}{7 \cdot \sin \beta} = -0,191$$

$$D_2 = D_4 = D_6 = + 0,191$$

$$V_0 = + 1/7 = + 0,143$$

$$St = \frac{-1}{2 \cdot \cos \gamma} = -0,5705$$

$$U_7 = U_8 - St \cos \gamma = -0,693 + 0,5 = -0,193$$

$$V_6 = St \sin \gamma = -\frac{\text{tg } \gamma}{2} = -0,274$$

$$D_7 \sin \beta = -D_6 \sin \beta - V_6$$

$$D_7 = -0,191 + \frac{0,274}{\sin \beta} = 0,175.$$

Die Stabkräfte der rechten Trägerhälfte sind gleich den entsprechenden der linken Hälfte, jedoch mit umgekehrtem Vorzeichen. Demnach ist

$$O_7' = -O_7.$$

Andererseits muß $O_7 = O_7'$ sein,

also folgt $O_7 = O_7' = 0$.

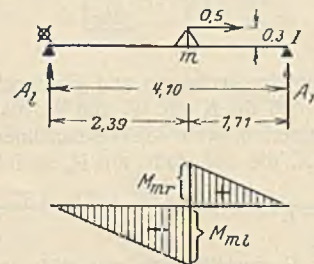


Abb. 48.

Da der Punkt m , in dem der Bremsträger den Auflagerdruck in den Stab O_1 leitet, 30 cm über der Schwerachse dieses Stabes liegt, tritt im Stab O_1 noch eine Biegungsbeanspruchung auf. Die Momentenfläche zeigt Abb. 48.

$$A_l = -A_r = -\frac{0,5 \cdot 0,3}{4,1} = -0,0366$$

$$M_{ml} = -0,0366 \cdot 2,39 = -0,0874 \text{ m}$$

$$M_{mr} = +0,0366 \cdot 1,71 = +0,0626 \text{ m}$$

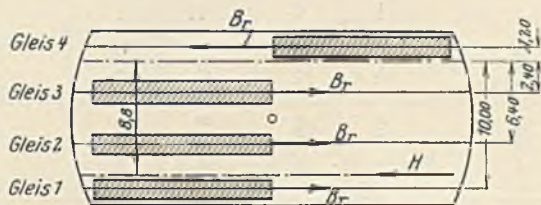


Abb. 49.

Der Grundriß der bei den Gurtstäben in Betracht kommenden Belastung ist aus Abb. 49 ersichtlich. Hierbei ist angenommen, daß die Züge auf Gleis 1 und 2 nach rechts fahren und bremsen, der Zug auf Gleis 3 nach links anfährt, der Zug auf Gleis 4 nach links fährt und brems (Richtungsbetrieb). Jeder Lastenzug besteht im wesentlichen aus zwei N-Lokomotiven von $7 \times 25 \text{ t}$ Gesamtachsdruck. Die von jedem Zug ausgehende Bremskraft (bezw. der Anfahrwiderstand) ist

$$B_r = \frac{1}{7} \cdot 2 \cdot 7 \cdot 25 = 50 \text{ t}$$

Auf den meistbelasteten Hauptträger entfällt die Bremskraft

$$H = B_r \cdot \frac{1,2 + 2,4 + 6,4 + 10}{8,8} = \frac{50 \cdot 20}{8,8} = 113,6 \text{ t}$$

Für die Gurtstäbe (außer O_7) ergeben sich demnach folgende Zusatzkräfte:

$$O_1 = O_2 = -0,525 \cdot 113,6 = -59,7 \text{ t}$$

$$M_{O_1, \max} = -8,74 \cdot 113,6 = -993 \text{ tcm}$$

$$O_3 = O_4 = -0,268 \cdot 113,6 = -30,46 \text{ t}$$

$$O_5 = O_6 = -0,011 \cdot 113,6 = -1,25 \text{ t}$$

$$U_2 = U_3 = -0,104 \cdot 113,6 = -11,82 \text{ t}$$

$$U_4 = U_5 = -0,361 \cdot 113,6 = -41,1 \text{ t}$$

$$U_6 = -0,693 \cdot 113,6 = -78,8 \text{ t}$$

$$U_7 = -0,193 \cdot 113,6 = -21,9 \text{ t}$$

Von den übrigen Stäben beschränken wir uns auf die Berechnung der Stäbe D_4 und St .

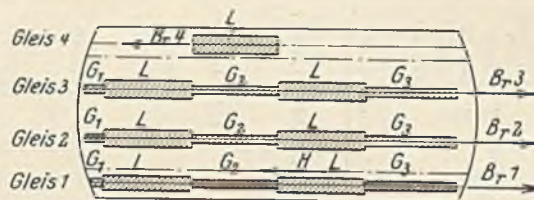


Abb. 50.

Stab D_4 .

Die Gleisbesetzung ist aus Abb. 50 ersichtlich.

$$L = 7 \cdot 25 \text{ t}$$

$$G_1 = 2 \cdot 20 = 40 \text{ t}$$

$$G_2 = 4 \cdot 16 = 64 \text{ t} \quad G_3 = 5 \cdot 20 = 100 \text{ t}$$

$$B_{r1} = B_{r2} = 50 + \frac{1}{14} (40 + 64 + 100) = 64,56 \text{ t}$$

$$B_{r3} = 50 \text{ t (Anfahrwiderstand)}$$

$$B_{r4} = 50 \text{ t}$$

$$H = 64,56 \cdot \frac{(10 + 6,4) + 50(2,4 + 1,2)}{8,8} = \frac{1238}{8,8} = 140,8 \text{ t}$$

$$D_4 = +0,191 \cdot 140,8 = +26,9 \text{ t}$$

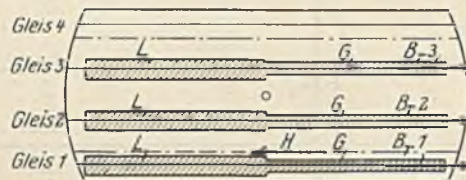


Abb. 51.

Stab St .

Gleisbesetzung s. Abb. 51.

$$H = \frac{67,15 \cdot 16,4 + 50 \cdot 2,4}{8,8} = 138,7 \text{ t}$$

$$St = -0,5705 \cdot 138,7 = -79,2 \text{ t}$$

Bei der nachfolgenden Zusammenstellung der verschiedenen Stabkräfte ist zu beachten, daß jeder Stab der rechten Trägerhälfte infolge der Bremswirkung die gleiche Stabkraft erhält wie der entsprechende Stab der linken Trägerhälfte, jedoch mit entgegengesetztem Vorzeichen. Die oben bezeichneten Stabkräfte sind also sowohl bei der größten Zug- als auch bei der größten Druckkraft hinzuzurechnen.

C. Zusammenfassung.

Die folgende Tafel 18 (Seite 198) enthält die Zusammenstellung der Haupt- und Zusatzstabkräfte, die Tafel 19 (Seite 196 u. 197) bringt eine Übersicht der Querschnitte und den Nachweis der Querschnittsspannungen.

Tafel 19. Nachweis der Querschnittsspannungen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9				10-13				14-17				18-25					
								max S 1/2 min S oder 1/2 max S + min S	M_1 = $e \cdot \max S$	M_2 = $e \cdot \min S$	$M_1 + \frac{1}{2} M_2$ oder $\frac{1}{2} M_1 + M_2$	σ_{Zog} $\frac{\max S}{\bar{F}_n}$	σ_{Druck} $\frac{\omega \cdot \min S}{F}$	σ Wechsel- wirkung	σ Biegung mit Wechsel- wirkung	σ_{max}	max S	min S	$M = e \cdot S$ (Obergurt) oder $= 31 \text{ cm} \cdot S_{up}$ (Untergurt)	σ_{Zug}	σ_{Druck}	$\sigma_{Biegung}$	σ_{max} (Spalte 22 + 24 oder 23 + 24)		
	Querschnitt- skizze (Maße in cm)	Knickzahl ω	F cm^2	F_n cm^2	W_n cm^3	max S + 26,5	min S - 598,0	611,3	+ 39,75	- 897,0	916,9	-	1,404	1,454	0,151	1,605	+ 58,9	- 665,2	-	-	-	-	1,562	0,329	1,891
O_1		1,17	498	420	6 060	+ 26,5	- 598,0	611,3	+ 39,75	- 897,0	916,9	-	1,404	1,454	0,151	1,605	+ 58,9	- 665,2	-	-	-	-	1,562	0,329	1,891
O_2		1,17	984	822	12 500	+ 185,0	- 1084,1	1176,6	- 417	+ 2440	2648	-	1,200	1,432	0,213	1,645	+ 195,6	- 1126,9 + 2536	-	-	-	-	1,343	0,203	1,546
O_3		1,17	792	663	10 980	+ 483	- 767,6	1009,1	- 628	+ 998	1312	-	1,134	1,523	0,112	1,635	+ 512,3	- 772,9 + 1040	-	-	-	-	1,142	0,092	1,234
O_4		1,17	690	578	11 000	+ 816	- 66,4	849,2	- 489	+ 39,9	509	-	-	1,469	0,046	1,515	+ 866,5	- 81,9	-	-	-	-	1,500	-	1,547
U_2		1,17	756	638	8 350	+ 950,2	- 88,5	994,5	-	-	-	-	-	1,558	-	1,558	+ 988,6	- 107,1 + 465	-	-	-	-	1,548	-	1,604
U_3		1,17	858	723	8 500	+ 1031,4	- 316,6	1189,7	-	-	-	-	-	-	-	1,645	+ 901	- 109,4 + 539	-	-	-	-	1,553	-	1,618
U_4		1,17	666	564	6 950	+ 314,4	- 686	843,2	-	-	-	-	-	-	-	1,494	+ 1098,8	- 350,6 + 512	-	-	-	-	1,521	-	1,581
U_5		1,17	666	564	6 950	+ 314,4	- 686	843,2	-	-	-	-	-	-	-	1,494	+ 1094,4	- 346,5 + 375	-	-	-	-	1,515	-	1,559
U_6		1,17	666	564	6 950	+ 314,4	- 686	843,2	-	-	-	-	-	-	-	1,494	+ 402,9	- 732,2 + 133	-	-	-	-	1,285	0,019	1,304

U_7		1,17	564	479,7	6 730	+ 419,5	- 459	668,8	-	-	-	-	-	133	- 133	-	0,853 0,020	0,883
D_1		1,17	637	545,5	-	+ 892	- 39,9	912	-	-	-	-	-	-	-	1,697	-	1,697
D_2		1,17	461	403	-	+ 93,2	- 599,4	646	-	-	-	-	-	-	-	-	1,580	1,580
D_3		1,17	324,6	274,6	-	+ 362,7	- 155,2	440,3	-	-	-	-	-	-	-	1,427	-	1,427
D_4	wie D_3	1,17	324,6	274,6	-	+ 328,3	- 181,3	419	-	-	-	-	-	-	-	1,311	-	1,311
D_5		1,17	412,1	349,6	-	+ 51,5	- 571,4	597,2	-	-	-	-	-	-	-	1,724	-	1,724
D_6		-	557	492,5	-	+ 852,3	+ 38,3	-	-	-	-	-	-	-	-	1,816	-	1,816
D_7		1,17	749	-	-	-	- 985,9	-	-	-	-	-	-	-	-	1,600	-	1,600
∞ St		³⁾ 1,04	219,6	191,5	-	+ 5,3	- 270,6	273,3	-	-	-	-	-	-	-	1,685	-	1,685
																		$\sigma_{zul} = 1,700$

Besteht aus Pfahlstahl St 37

¹⁾ Infolge Bremskraft. — ²⁾ Der ω -Wert ist der Tafel der neuen Vorschrift entnommen. — ³⁾ Geringfügige Überschreitung von σ_{zul} infolge Erhöhung des ursprünglich veranschlagten Eigengewichts. — ⁴⁾ σ_{zul} wegen der besonders ungünstigen Annahmen für die Belastung durch Bremskräfte erhöht angenommen.

Tafel 18. Zusammenstellung der Haupt- und Zusatzstärkkräfte. (Sämtliche Kräfte in t.)

Stab	Brücke offen						Brücke geschlossen						max S	min S	Stab										
	Brücke ganz offen W = 250 kg/m ²		Brücke halb offen W = 50 kg/m ²		Größte Gesamistabkraft		Größte Hauptstabskraft		Winddruck W = 150 kg/m ²		Brems- wirkung	Größte Gesamistabskraft				max S	min S	Stab							
	Querwind	Längs- wind	Wind- gurt	Wind- kipp- moment	Wind- gurt	Wind- kipp- moment	Wind- gurt	Wind- kipp- moment	Wind- gurt	Wind- kipp- moment									+	+					
Ver- gleiche	Seite 191	Seite 192 bis 193						Seite 193						Seite 194						Seite 195					
O ₁ = O ₂	+ 26,5	± 1,2	+ 4,9 7,8	—	± 0,2	+ 31,4	—	(- 8,3)	—	598,0	—	± 7,5	± 59,7	58,9	665,2	58,9	665,2	O ₁ = O ₂							
O ₃ = O ₄	+ 185,0	± 10,6	+ 4,9 7,8	—	± 2,1	+ 195,6	—	+ 42,8	—	1084,1	—	± 12,3	± 30,5	85,6	1126,9	85,6	1126,9	O ₃ = O ₄							
O ₅ = O ₆	+ 483,0	± 29,3	+ 4,9 7,8	—	± 5,9	+ 512,3	—	+ 195,5	—	767,6	—	± 3,8	± 1,3	200,8	772,9	200,8	772,9	O ₅ = O ₆							
O ₇	+ 816,0	± 50,5	± 7,8	—	± 10,1	+ 866,5	—	+ 644,0	—	66,4	—	± 15,5	0	659,5	81,9	659,5	81,9	O ₇							
U ₁	0	± 8,5	± 2,6 3,8	± 0,3	0	+ 8,5	3,8	0	0	0	0	± 9,2	0	9,2	9,2	9,2	9,2	U ₁							
U ₂	- 88,5	± 13,9	± 2,6 3,8	± 1,3	± 0,9	—	107,1	+ 950,2	—	5,6	—	± 11,6	± 11,8	988,6	44,0	988,6	44,0	U ₂							
U ₃	- 88,5	± 16,2	± 2,6 3,8	± 2,8	± 0,9	—	109,4	+ 950,2	—	5,6	—	± 11,6	± 11,8	991,0	46,4	991,0	46,4	U ₃							
U ₄	- 316,6	± 15,3	± 18,7	± 5,0	± 3,7	—	350,6	+ 1031,4	—	106,0	—	± 9,8	± 41,1	1098,8	173,4	1098,8	173,4	U ₄							
U ₅	- 316,6	± 11,2	± 18,7	± 7,9	± 3,7	—	346,5	+ 1031,4	—	106,0	—	± 9,8	± 41,1	1094,4	169,0	1094,4	169,0	U ₅							
U ₆	- 686,0	± 4,0	± 42,2	± 11,3	± 8,4	—	732,2	+ 314,4	—	308,9	—	± 5,4	± 78,8	402,9	397,4	402,9	397,4	U ₆							
U ₇	- 459,0	± 4,0	± 28,1	± 11,3	± 5,7	—	491,1	+ 419,5	—	173,6	—	± 0,2	± 21,9	445,9	200,0	445,9	200,0	U ₇							
D ₁	- 39,9	± 1,8	0	—	± 0,4	—	41,7	+ 892,0	(+ 13,7)	—	—	± 11,2	± 21,7	924,9	19,2	924,9	19,2	D ₁							
D ₂	+ 93,2	± 5,3	0	—	± 1,1	+ 98,5	—	+ 53,9	—	599,4	—	± 6,2	± 21,7	81,8	627,3	98,5	627,3	D ₂							
D ₃	- 145,0	± 8,8	0	—	± 1,8	—	153,8	+ 362,7	—	155,2	—	± 1,2	± 26,9	390,8	183,3	390,8	183,3	D ₃							
D ₄	+ 198,0	± 12,3	0	—	± 2,5	+ 210,3	—	+ 328,3	—	181,3	—	± 3,9	± 26,9	359,1	212,1	359,1	212,1	D ₄							
D ₅	- 250,8	± 15,9	0	—	± 3,2	—	266,7	+ 51,5	—	571,4	—	± 8,9	± 26,9	87,3	607,2	87,3	607,2	D ₅							
D ₆	+ 304,9	± 19,4	± 6,0	—	± 3,9	+ 324,3	—	+ 852,3	(+ 38,3)	—	—	± 13,9	± 26,9	893,1	2,5	893,1	2,5	D ₆							
D ₇	- 194,2	± 12,5	+ 22,7	—	± 2,6	—	206,7	(+ 100,6)	—	985,9	—	± 15,0	± 24,3	(- 61,3)	1025,2	(- 61,3)	1025,2	D ₇							
St	- 259,2	± 16,1	—	—	± 3,2	—	275,3	+ 5,3	—	270,6	—	± 6,0	± 79,2	90,5	355,8	90,5	355,8	St							

Alle Rechte vorbehalten.

Brücken aus Beton mit und ohne Steinverkleidung.

Von Dr.-Ing. W. Petry, geschäftsführendem Vorstandsmitgliede des Deutschen Beton-Vereins, Obercassel-Siegkreis.

In der „Bautechnik“ 1926, Heft 55, behandelt Herr Reichsbahndirektor Dr. Schaper die Frage, ob Brücken aus Beton die gleiche Lebensdauer haben wie Brücken aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung. Die Frage wird dahin beantwortet, daß, so lange die Betonbauregeln nicht

schränkung unterschreiben. Es ist erfreulich, daß der Leiter des Bauwesens in der Deutschen Reichsbahngesellschaft in der Öffentlichkeit einmal auf diese Verhältnisse hingewiesen und damit den guten und zuverlässigen Betonbauunternehmungen das Wort geredet hat. Da nach



Abb. 1. Straßenbrücke über die Sieg bei Allner. Betonbogen mit Hausteilverkleidung. Ausführung 1925/1926 durch die Firma Hüser & Cie., Obercassel-Siegkreis.

Allgemeingut der Bauunternehmungen und der bauleitenden Behörden geworden sind, die Betonbauten den Bauten aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung hinsichtlich der Güte, der Lebensdauer und des guten Aussehens nicht gleichzuachten sind. Auch nach Ansicht des Verfassers jenes Aufsatzes steht aber fest, daß es bei Beachtung aller Regeln gelingen muß, Betonbauten zu schaffen, die sich den Bauten aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung gleichwertig an die Seite stellen können.

Die Mängel, die Herr Reichsbahndirektor Schaper in der Betonbauweise sieht, liegen nach seiner Ansicht nicht eigentlich in der Eigenart der Bauweise selbst, sondern werden durch die falsche Stellung verschuldet, die die Ingenieure vieler bauausführenden Firmen und mancher bauleitenden Stellen dem Betonbau gegenüber einnehmen. Die auf der Baustelle zu beachtenden Regeln werden in so vielen Fällen immer noch nicht genügend beachtet.

Was Herr Reichsbahndirektor Schaper über die Notwendigkeit gewissenhafter Ausführung von Betonbauten sagt, muß man ohne Ein-

des Verfassers eigenen Worten die Betonbauregeln noch nicht Allgemeingut der bauleitenden Behörden geworden sind, so ist zu wünschen, daß er seine Gedanken bei den Reichsbahnstellen im ganzen Reich zur Geltung bringt, und daß hiernach bei der Ausführung und bei der Vergebung von Betonbauten überall verfahren wird. Geschieht dies, dann werden die Betonbauten von ausgezeichneter Güte und Schönheit, die es nach den Worten des Verfassers gibt, nicht mehr die Ausnahme, sondern die Regel bilden. Es ist leider festzustellen, daß Betonbauten von den Reichsbahndirektionen oft nur mit Rücksicht auf den Kostenpunkt und ohne Rücksicht darauf vergeben wurden, ob der Unternehmer überhaupt in der Lage sein konnte, die Arbeiten zu den angebotenen Preisen anständig auszuführen. Dieses Verfahren hat sich gerächt. Im Bereich vieler Reichsbahndirektionen sind Beton-

brücken entstanden, die — zu billigen Preisen und schlecht ausgeführt — früher oder später nach der Fertigstellung Mängel zeigten und dem Betonbau keine Ehre machen.

Der Deutsche Beton-Verein und viele seiner Mitglieder machen seit



Abb. 2. Straßenbrücke im Wahnbachtal bei Siegburg. Stampfbetonbogen ohne Verkleidung und ohne Vorsatzbeton. Ausführung 1925 durch die Firma Hüser & Cie., Obercassel-Siegkreis.



Abb. 3. Aispachviadukt auf der Bahnlinie Leinfelden—Waldenbuch bei Stuttgart. Ausgeführt 1922 durch die Firma Wayss & Freytag. Außenflächen unbearbeiteter Vorsatzbeton.



Abb. 4. Fußgängerbrücke Ostrowerweg Cottbus. Ausgeführt 1923 durch die Firma Dyckerhoff & Widmann. Außenflächen abgestockt, jedoch ohne Vorsatzbeton.

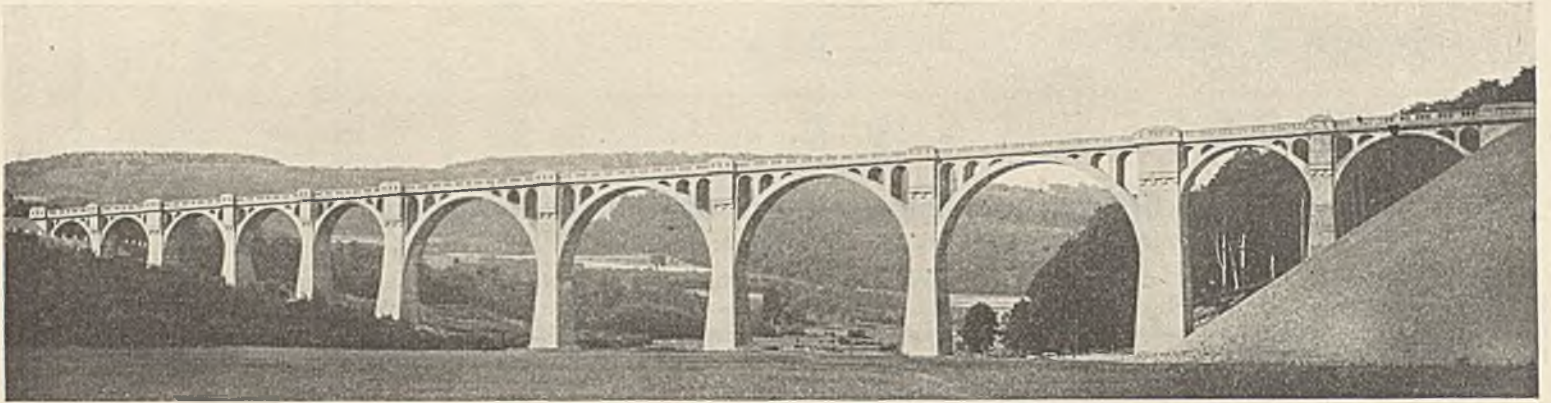


Abb. 5. Talbrücke der Eisenbahnlinie Marienberg—Erbach (Westerwald).
Ausgeführt 1909 durch die Firma Hüser & Cie., Obercassel-Siegbkreis. — Ansichtflächen ohne Verkleidung und ohne Vorsatzbeton.

Jahrzehnten in ihren Laboratorien und auf Baustellen Versuche mit Probekörpern und größeren Bauteilen. Der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe, den verschiedenen Wasserzusätzen, der Stampfarbeit, sorgfältiger und zweckentsprechender Einschalung, Rüstung und Ausrüstung u. dergl. wurde stets die nötige Aufmerksamkeit gewidmet. Die Erfahrungen wurden nicht nur mit den Baubehörden, sondern auch mit den Technischen Hochschulen, insbesondere den Materialprüfungsamtern ausgetauscht.



Abb. 6. Eisenbahntalbrücke bei Eifa auf der Linie Niederaula—Alsfeld.
Ausgeführt 1912 durch die Firma Hüser & Cie., Obercassel-Siegbkreis.
Ansichtflächen ohne Steinverkleidung.

Der Deutsche Beton-Verein setzt sich seit Jahrzehnten in seinem — leider allzu beschränkten — Mitgliederkreis in Wort und Schrift für die Güte der Bauausführung ein. Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton, der, wie bekannt, auf Betreiben des Deutschen Beton-Vereins ins Leben getreten ist, hat Versuche in großem Maßstabe durchgeführt und die Folgerungen daraus gezogen. Auch er ist zu dem Schluß gekommen, daß man Beton- und Eisenbetonbauten nur an sachkundige und zuverlässige

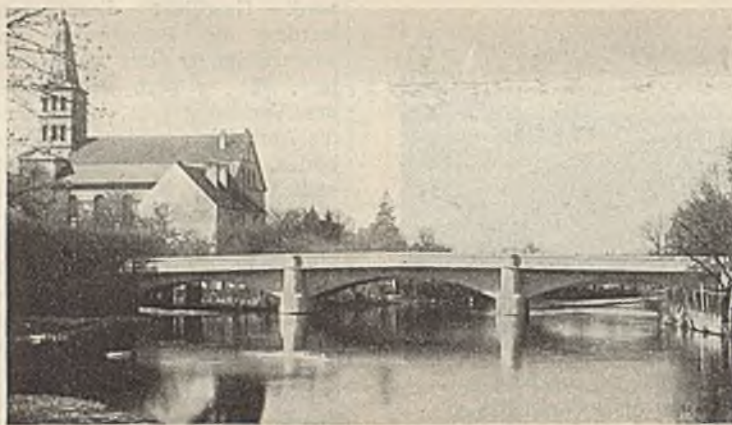


Abb. 7. Betonbogenbrücke mit drei Gelenken über die Obra in Meseritz.
Ausgeführt 1925 durch die Firma Windschild & Langelott.
Ansichtflächen werksteinmäßig bearbeiteter Vorsatzbeton.

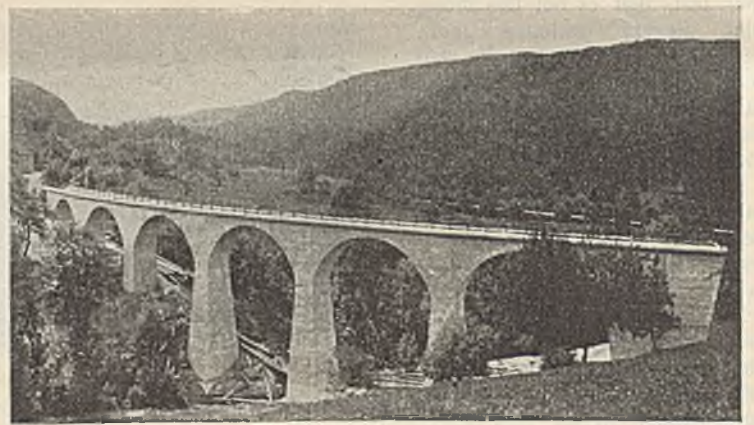


Abb. 8. Strumpfelfbachviadukt, Bahnlinie Schorndorf—Welzheim (Württemberg).
Ausgeführt 1908 durch die Firma Wayss & Freytag.
Ansichtflächen Vorsatzbeton ohne wesentliche Bearbeitung.



Abb. 9. Eisenbahnbrücke mit Gehweg über den Neckar bei Stuttgart-Gaisburg.
Ausgeführt 1922 durch die Firma Wayss & Freytag. — Ansichtflächen unbearbeiteter Vorsatzbeton.



Abb. 10. Eisenbahnbrücke über die Elster, Güterzuglinie Techwitz—Zeitz.

Ausgeführt 1912 durch die Bauunternehmung Rud. Wollé, Leipzig. — Ansichtflächen ohne Verkleidung und ohne Vorsatzbeton.

Unternehmer vergeben darf (vergl. Vorbemerkung zu den Beton- und Eisenbetonbestimmungen vom September 1925).

Wie steht es in der Praxis?

Der Zuschlag geht in vielen Fällen an den Mindestfordernden. Die Forderungen bezüglich des Befähigungsnachweises sind sehr milde. Viele Dienststellen geben sich schon zufrieden, wenn der Unternehmer angibt, daß einer der Inhaber einmal bei einer größeren Firma, oder daß ein Bauführer oder Vorarbeiter bei dieser oder jener bekannten Firma gewesen sei.

Für die zuverlässigen Bauunternehmungen ist es an sich nicht das schlimmste, daß Aufträge auch an ungeeignete Unternehmer vergeben werden. Aber es ist niederdrückend, daß Mißerfolge derartiger Geschäftsleute nicht der Ausführung, sondern der Bauweise zur Last gelegt werden.

Von dem Erlaß des Herrn Reichsverkehrsministers vom 31. Oktober 1922, nach dem Eisenbetonbauwerke von Eisenbahnverwaltungen nicht mehr öffentlich, sondern unter einer beschränkten Anzahl besonders zuverlässiger und im Eisenbetonbau erfahrener Unternehmer ausgeschrieben werden sollen, hat man bis jetzt wenig gemerkt. Auch heute ist das öffentliche Ausschreibungsverfahren noch üblich, und die Vergabung geschieht dann häufig zu Preisen, bei denen keine gewissenhafte Ausführung erwartet werden kann.

Es verdient besonders hervorgehoben zu werden, daß im Bereich der früheren Württembergischen Staatseisenbahn, bei der die Betonbauweise schon früher in Blüte und Ansehen stand als in Norddeutsch-

land, viele schöne unverkleidete Betonbrücken stehen, die sich trotz ihres Alters sehr gut gehalten haben. Dort hat man die richtigen Leute an den richtigen Platz gestellt und der Güte der Bauausführung den größten Wert beigelegt. Der Erfolg ist offensichtlich.

Es wird gewiß hier und da Fälle geben, wo Rücksichten auf die Örtlichkeit und Umgebung, auf die in der betreffenden Gegend stehenden

Bauten, auf etwa vorhandenen Steinreichtum der Gegend zu einer Verkleidung der Betonbrücken mit Natursteinen führen. Man denke z. B. an die vielen Betonbrücken im Alhrtal, die fast alle mit dem dort vorkommenden Grauwackensandstein verkleidet worden sind und eine Zierde der ganzen Gegend bilden. Ein anderes Beispiel ist die neuere Brücke über die Sieg bei Allner, eine Dreigelenkbogenbrücke aus Beton, die mit Rücksicht auf das benachbarte romantische Schloß Allner mit Grauwacke verkleidet werden mußte (Abb. 1).

In vielen anderen Fällen aber wäre eine Natursteinverkleidung von Betonbrücken eine Verschwendung, und sie wäre z. B. bei großen Spannweiten unlogisch, weil sie etwas vortäuschte, was nicht vorhanden ist. Man könnte z. B. nicht einsehen, daß man die in Abb. 2 dargestellte Wahn-

bachtalbrücke, einen Dreigelenkbogen von 70 m Spannweite, in einem einsamen Wald- und Wiesental mit Steinen verkleiden sollte. Die Brücke wirkt in der großen Linie und in der nackten Betonstruktur sehr gut. Auch Vorsatzbetonflächen sind bei derartigen großen Bauwerken meist nicht nötig. Der Beton kann oft so bleiben, wie er aus der Schalung kommt. Schließlich ist auch nicht recht zu verstehen, weshalb unter sonst gleichen Verhältnissen Brücken aus Beton mit Steinverkleidung



Abb. 13. Laufenmühle-Viadukt auf der Strecke Schorndorf—Welzheim (Württemberg).

Ausgeführt 1920 durch die Firma Wayss & Freytag. Außenflächen Vorsatzbeton ohne wesentliche Bearbeitung.

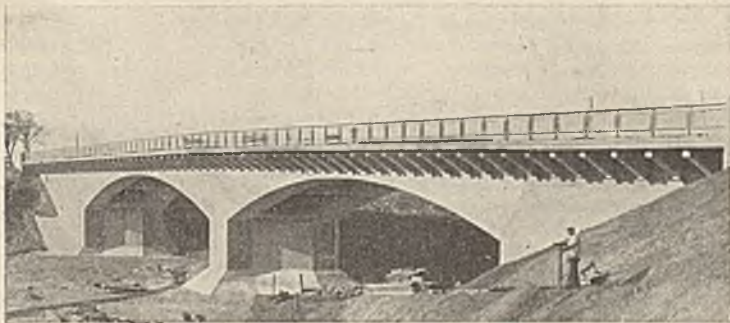


Abb. 11. Straßenbrücke in Flensburg.

Ausgeführt 1925 durch die Ph. Holzmann A.-G. Ansichtflächen weder Verkleidung noch Vorsatzbeton, jedoch steinmetzmäßig bearbeitet.

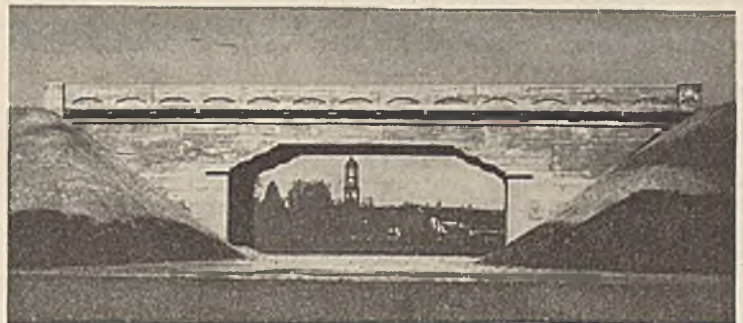


Abb. 12.

Eisenbahnbrücke über die Rollinstraße in Biberach. Ausgeführt 1920 durch die Firma Wayss & Freytag. Ansichtflächen ohne Vorsatzbeton und ohne Bearbeitung.

besser ausgeführt werden sollen als wie Betonbrücken. Ein Pfuscher wird bei beiden Bauwerken sündigen, und die Fehler, die beim Betonieren gemacht werden, teilen sich auch der Steinverkleidung mit. Sie kann doch nicht so gedacht sein, daß sie Schlechtes, das dahinter sitzt, mit ihrem schönen Gewand verdecken soll.

Bei Brücken in Städten und Ortschaften, in denen der Beschauer näher an die Brücke herankommt und in schönheitlicher Beziehung höhere

schöne Schweizer Betonbrücken abgebildet, eine mit, die andere ohne Vorsatzbeton. Es verdient hervorgehoben zu werden, daß wir auch in Deutschland viele unverkleidete Betonbrücken haben, die lange stehen, schön und technisch einwandfrei sind. In den Abb. 3 bis 14 finden sich einige Beispiele, die zusammen mit vielen anderen Bauwerken zum Beweise dienen können, daß die Äußerung des Herrn Reichsbahndirektor Schaper, wirklich gute und schöne Betonbauten gehörten heute noch zu

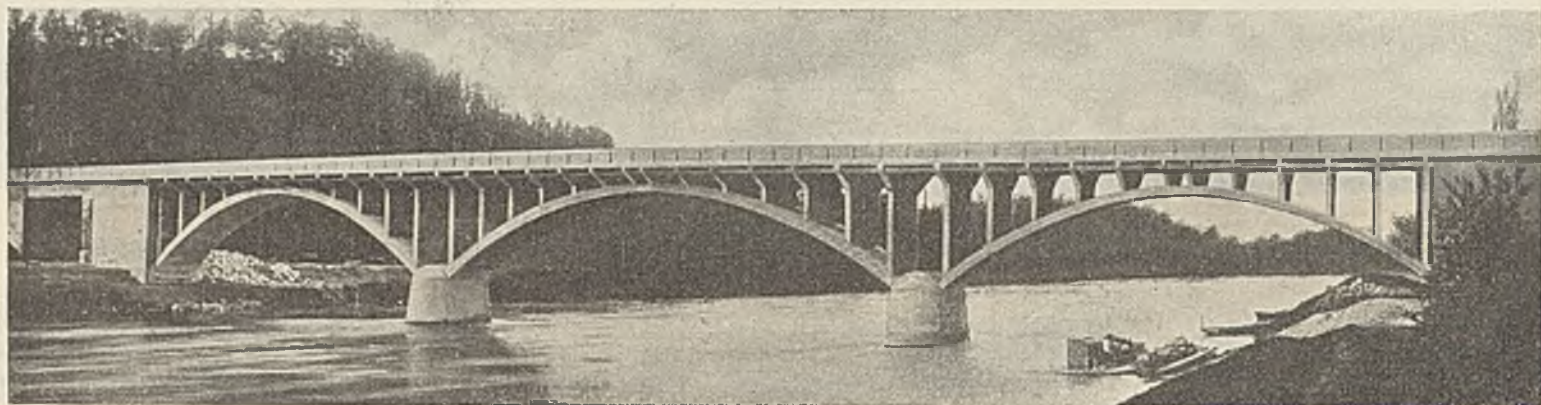


Abb. 14. Donaubrücke bei Reissensburg.
Ausgeführt 1919/20 durch die Firma Wayss & Freytag. — Außenflächen steinmetzmäßig bearbeitet.

Anforderungen zu stellen sind als in einsamen Gegenden, wird man sich mit dem rohen, schalungsrauen Beton oft nicht begnügen können, sondern die Außenflächen mit Vorsatzbeton behandeln und bearbeiten.

In dem Aufsätze des Herrn Reichsbahndirektor Dr. Schaper sind zwei

den Ausnahmen, wohl etwas zu weit geht. In dem berechtigten Bestreben, das Schlechte zu geißeln, darf man doch das Gute nicht ganz übersehen. Es gilt, die Ursachen des Schlechten zu beseitigen, und dabei sollten alle, die es angeht, mithelfen.