

Die
Bahnlinie Davos-Filisur

von

Oberingenieur P. SALUZ

mit einem Anhang über die

Statische Berechnung
des grossen Bogens am Wiesener Viadukt

von

Ingenieur HANS STUDER

Sonder-Abdruck aus der „Schweizerischen Bauzeitung“, Bd. LIII Nr. 23, 24, 25, 26, Bd. LIV Nr. 1

1909

Buch- und Kunstdruckerei JEAN FREY, Zürich

Die Bahnlinie Davos-Filisur.

Von Oberingenieur P. Saluz.

In der „Schweiz. Bauzeitung“ sind 1906¹⁾ an Hand des generellen Projektes einige Daten über die Bahnlinie Davos-Filisur von uns veröffentlicht worden. Seither ist die Linie zur Vollendung gebracht worden. Da die Ausführung an mehreren Stellen von dem generellen Projekte abweicht, dürften einige Angaben über die Trasse, den Bau und die wichtigern Bauobjekte von Interesse sein.

Die definitive Trasse führt bei Km. 0,628, von Mitte Aufnahmegebäude Davos-Platz aus gerechnet, auf einer

gewölbten steiner-

nen Brücke mit drei

Öffnungen von

6,0 m, 18,5 m und

6,0 m (Abb. 1, S. 2)

auf das linksseitige

Ufer des Landwasser-

sers, dann demsel-

ben entlang unter

teilweiser Benützung

des Korrektionsdam-

mes bis Km. 2,860,

wo sie auf einer

eisernen Brücke von

20,0 m Weite wie-

der das rechte Ufer

erreicht. Auf diesem

liegt bei Km. 3,310

die Station Frauen-

kirch, 1508,10 m

ü. M. Die Benützung

des linksseitigen

Landwasser - Ufers

von Km. 0,628 bis

2,860 wurde in erster

Linie veranlasst

durch die seit der

Aufstellung des generellen

Länge von 120 m bis auf die Höhe des seiner Mündung gegenüberliegenden Bahndammes vollständig ausfüllte. Das zurückgestaute Landwasser überspülte und durchbrach den Bahndamm und ergoss sich in eine dahinterliegende Materialgrube, um 120 m weiter unten, den Bahndamm nochmals durchbrechend, in sein Bett zurückzufließen (Abb. 2). Dieser Ausbruch des Wildbaches erfolgte trotz einer bestehenden Verbauung mit 10 Talsperren, die bis auf eine Stand hielten. Durch eine bereits beschlossene

Erweiterung der Verbauung mittelst Einbau einiger weiterer Sperren, Entwässerung, Konsolidierung und Bepflanzung der Hänge, wird beabsichtigt, ähnliche Ausbrüche des Bildlibaches zu verhüten. Auch wird der Bahndamm flussseits abgeplastert, um einem Rückstau des Landwassers besser widerstehen zu können.

Von Frauenkirch abwärts verbleibt die Bahn auf dem rechten Ufer des Landwassers bis Km. 5,375, wo sie auf einer eisernen Brücke von 20,0 m Weite auf das linksseitige Ufer und dann

dem Landwasser entlang zu der 1457,50 m ü. M. hart an der Landstrasse gelegenen Station Glaris bei Km. 6,336 führt.

Die ganze Strecke Davos-Platz—Glaris war für den Bahnbau günstig. An einzelnen Stellen, im ganzen auf einer Länge von 825 m, mussten gegen das Landwasser Wuhrmauern erstellt werden. Diese sind auf 100 m Länge, wo sie auf Felsen fundiert werden konnten und der Platz für den Bahnkörper dem steilen Hang mittelst Stütz- und Futtermauern abgewonnen werden musste, als Stützmauern mit $\frac{1}{6}$ Anzug in Mörtel, sonst aber mit Böschung 1 : 1 in Steinsatz erstellt. Bei Km. 5,656 ist die Landstrasse auf einer Brücke mit Betongewölben zwischen eisernen I Balken über die Bahn geführt. Die gleiche Konstruktion

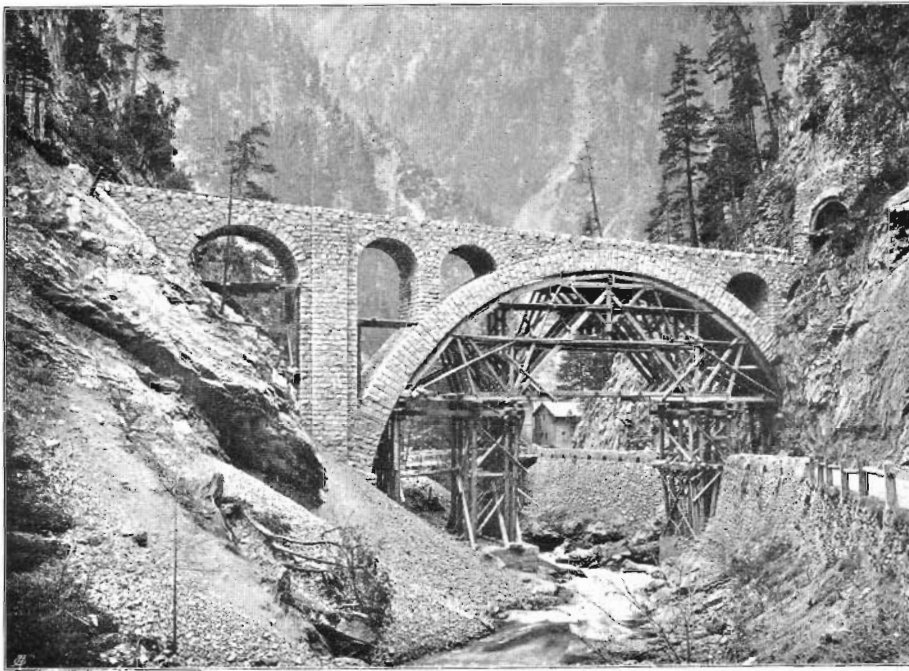


Abb. 11. Landwasserviadukt in den «Zügen», zwischen den Brombenz-Tunnels I und II.

erfolgte Anlage einer Allee und einiger Häuserbauten auf dem im generellen Projekte in Aussicht genommenen Tracé. Zugleich gedachte man damit den drei auf dem rechten Ufer befindlichen Wildbächen (Albertibach, Bildlibach und Frauenbach) auszuweichen. Letzteres wurde nicht in vollem Masse erreicht, indem der Bildlibach in der Nacht vom 28. auf den 29. Juli 1908, infolge eines Gewitters mit Hagelschlag in seinem Sammelgebiet, eine gewaltige mit grossen Steinen untermischte Schuttmasse von etwa 5500 m³ ins Landwasser führte und dessen Bett in der ganzen Breite und auf eine

¹⁾ Bd. XLVII, S. 141, mit Uebersichtskarte und Längenprofil.

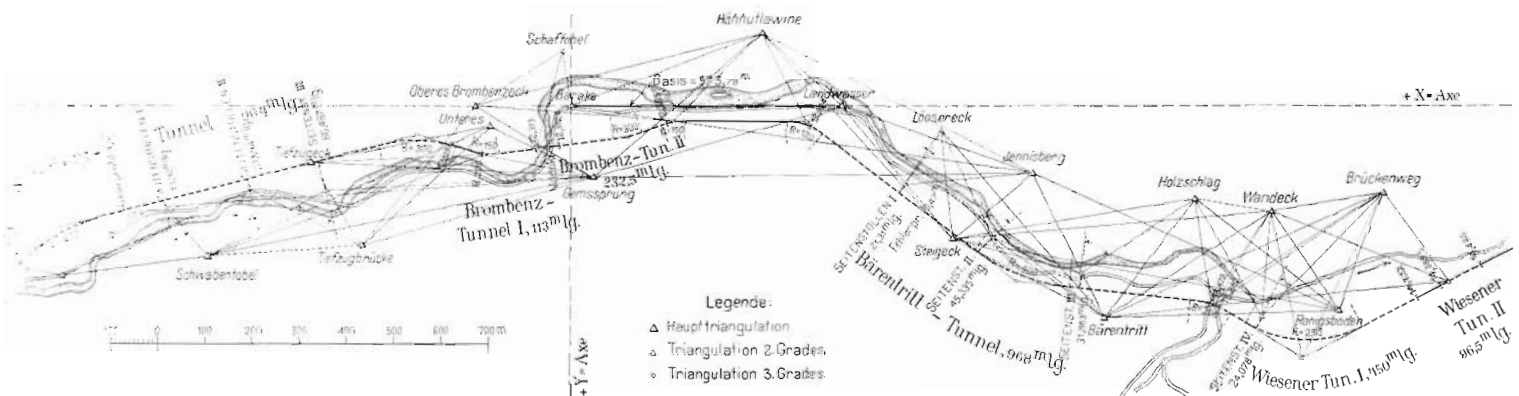


Abb. 10. Triangulation der Tunnelstrecke in den «Zügen». — Masstab 1 : 16000.

wurde bei beschränkter Konstruktionshöhe auch für kleinere Durchlässe der Bahn bis zu 3,50 m Weite angewendet.

Gleich unterhalb Station Glaris setzt die Bahn auf einer gewölbten Brücke mit drei Oeffnungen von 5,0 m, 6,0 m und 5,0 m Weite über die Landstrasse, dann auf

eisernen Brücke über den Rieberbach, auf einer gewölbten Brücke von 4,5 m Weite über den Leidbach, unterfährt in Tunneln von 318 m und 200 m Länge die Lawinen am Tavernazug (Abbildung 3) und im Rutschobel (Abbildung 4 u. 5) und erreicht bei Km. 10,127 die Station Schmelzboden in der Höhe 1350,10 m ü. M. Auf dieser Strecke sind, neben bedeutenden Erdarbeiten, den bereits angeführten Brücken und fünf gewölbten Durchfahrten von je drei Oeffnungen zu 3 und 4 m Weite, die beiden schon genannten Tunneln die bedeutendsten Objekte.

Die Lawinen am Tavernazug und im Rutschobel fallen ziemlich regelmässig jedes Jahr und es gehört besonders die letztere zu den grössten des lawinenreichen Landwassertales. Beide Stellen sind ausserdem in schneereichen Wintern durch Lawinen gefährdet, die im Breiten-

zug und im Stüzug auf der rechten Talseite fallen und sich, das Landwasser überschreitend, am linksseitigen Berg hang oft weit hinaufschieben. Dies war auch im Winter 1906/1907 der Fall. Am 11. März fielen die Lawinen im Tavernazug und im Breitenzug fast zu gleicher Zeit, sowie

diejenige im Stüzug. Die beiden letzteren reichten auf der linken Talseite bis 80 m über das Landwasser hinauf. Am 18. März fiel dann auch die Rutschobel-Lawine, wenige Minuten nachdem die Post durchgefahren war, und staute sich an den Schneemassen der Stüzug-Lawine 20 m hoch turmartig auf (Abb. 5 u. 6).

Dieser für die Beurteilung des für die Bahn notwendigen Schutzes rechtzeitig eingetretene und von der Bauleitung sehr begrüsstete Lawinenfall zeigte, dass

die Länge der im Tavernazug und im Rutschobel projektierten, aber noch nicht in Angriff genommenen Galerien wohl für diese Lawinen ausgereicht hätten, nicht aber für die Lawine vom Breitenzug. Diese Beobachtung, sowie der Umstand, dass im Frühjahr und Sommer 1907 gewaltige Schneemassen, besonders im Rutschobel, für den Bau der Galerien hätten ausgeschöpft werden müssen (der auf Abb. 6 ersichtliche Schneetunnel hatte anfänglich eine Länge von 100 m, und Mitte Mai noch eine solche von etwa 50 m) veranlassten genauere Untersuchungen über eine Tunnelanlage an diesen beiden Stellen. Die vorgenommenen Sondierungen fielen günstig aus, sodass sich die Verwaltung rasch zur Ausführung von Tunneln mit 318 m und 200 m Länge an Stelle der 160 m und 150 m lang projektierten Galerien entschloss. Diese sind nun vollendet und boten nur am obern Portal beim Tavernazug und am untern Portal im Rutschobel einige Schwierigkeit, wo auf 40 m, bezw. 20 m Länge nasser Bergschutt mit einzelnen Blöcken sich vorfand. Im übrigen liegen beide Tunnel in Verucanofels, der aber, weil stark zerklüftet, durchwegs kräftige Ausmauerung erforderte.

Eine bei Km. 8,050/100 im Juli 1908 nach ausgiebigem dreitägigem Regen eingetretene Lehnenrutschung veranlasste die Mauerung von sieben, in Abständen von je 5 m auf solidem Grund, 5 m unter Schwellenhöhe fundierten

Die Bahnlinie Davos-Filisur.

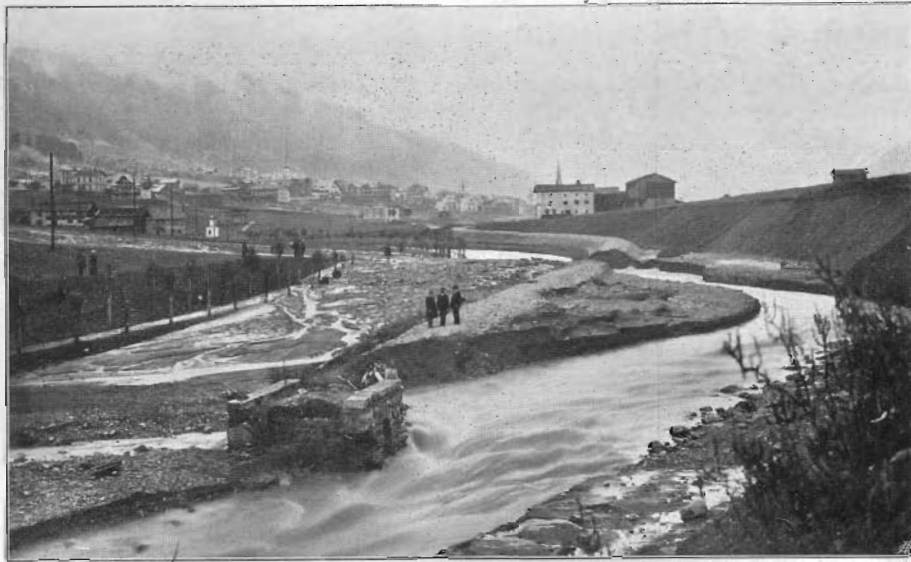


Abb. 2. Ausbruch des Bildlibaches am 28./29. Juli 1908.

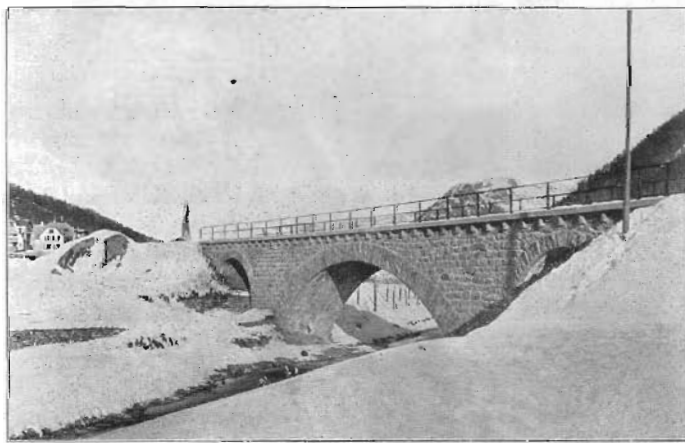


Abb. 1. Gewölbte Landwasserbrücke bei Km. 0,628.

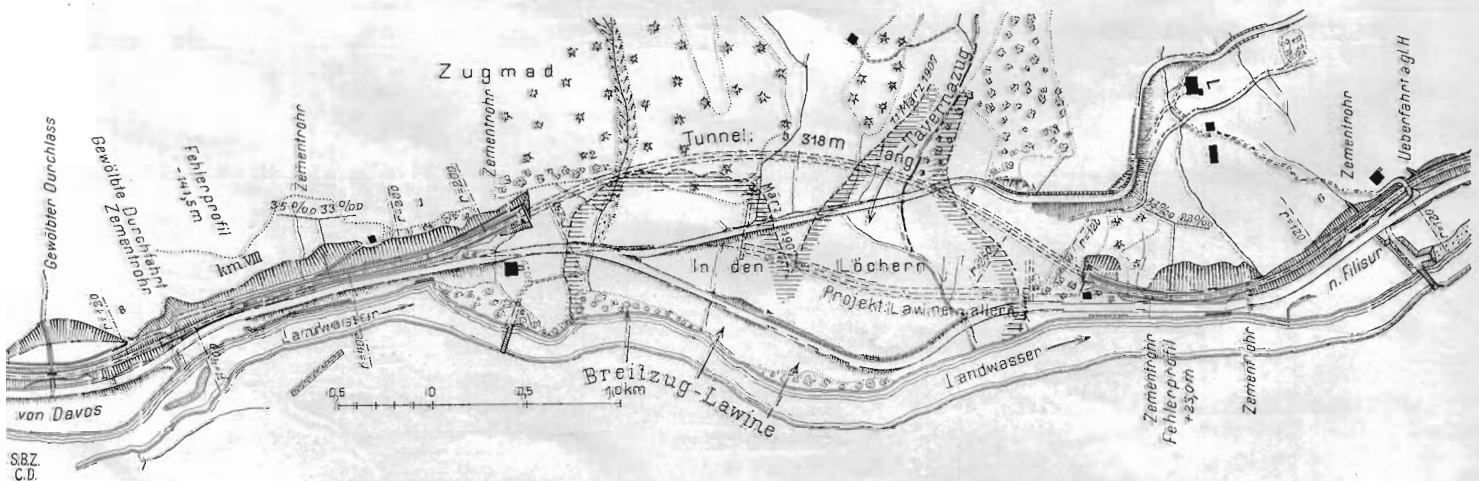


Abb. 3. Linienführung im Tavernazug, mit Tavernazug- und Breitenzug-Lawine vom 11. März 1907. — Masstab 1:4000.

Stellern. und einer darauf ruhenden durchgehenden Futtermauer aus Beton. Der mittlere Pfeiler ist 5,5 m lang, 3,5 m breit, die übrigen je 3,0 m lang und 3,5 m breit. Hiemit und durch Anlage einer Anzahl Sickerungen in der 1 1/2- bis 2-füssig abgeböschten Lehne hoffen wir die Rutschung zum Stillstand zu bringen.

Vom Schmelzboden bis Station Wiesen Km. 14,659 fährt die Bahn durch die wilde und enge Schlucht der Züge, in der von beiden Hängen jedes Frühjahr zahlreiche gewaltige Lawinen niedergehen, deren Schneereste oft bis zum Herbst sichtbar bleiben. Auf dieser Strecke sind sieben Tunnel: Eistöbeli-Tunnel mit 241 m, Silberberg mit 964 m, Brombenz I mit 113 m, Brombenz II mit 232 m, Bärentritt mit 968 m, Wiesener I mit 450 m und Wiesener II mit 56 m, zusammen 3064 m Länge, gleich 67,6% der Stationsdistanz, sowie eine eiserne Brücke von 10 m Weite über den Monsteinerbach, ein gewölbter Viadukt mit drei Oeffnungen zu 8 m und zwei Oeffnungen zu 12-m Weite bei Km. 10,790, eine gewölbte Brücke (Brombenzbrücke) mit zwei Oeffnungen von 6,00 m und 30,00 m (Abb. 11) über das Landwasser, Km. 12,340, eine solche von 6 m Weite über das Brückentobel, Km. 13,877, und ein gewölbter Viadukt mit drei Oeffnungen von 8 m Weite bei Km. 14,360 in der Trögjeschlucht zur Ausführung gelangt.

Der Bau der Tunnel bot keine besondern Schwierigkeiten und wurde bei den beiden längern, Silberberg und Bärentritt, noch durch die Anlage von je drei, beim Wiesener I von einem Seitenstollen erleichtert. Der Eistöbeli-Tunnel liegt zur Hälfte im Verucano und zur Hälfte im Virgioriakalk, in dem auch die folgenden vier Tunnel sich befinden, während die zwei untern Arlbergkalk und auf 25 m bzw. 5 m, Moräne durchfahren. Mit Ausnahme kurzer Strecken im Silberberg-, Bärentritt- und Brombenz II-Tunnel wurden diese Tunnel ausgemauert, hingegen genügte im allgemeinen eine Mauerverkleidung von 0,30 m im Scheitel und 0,40 m an den Widerlagern (Typ Ia der Rhätischen Bahn). Die obern Portale beim Eistöbeli- und Silberberg-Tunnel sind zum Schutze gegen Steinschlag um 15 m vorgeschoben und als Galerien erstellt worden (Abb. 7, 8, 9). Am Silberbergtunnel, wo Steinschlag aus grosser Höhe erfolgen

Die Bahnlinie Davos-Filisur.

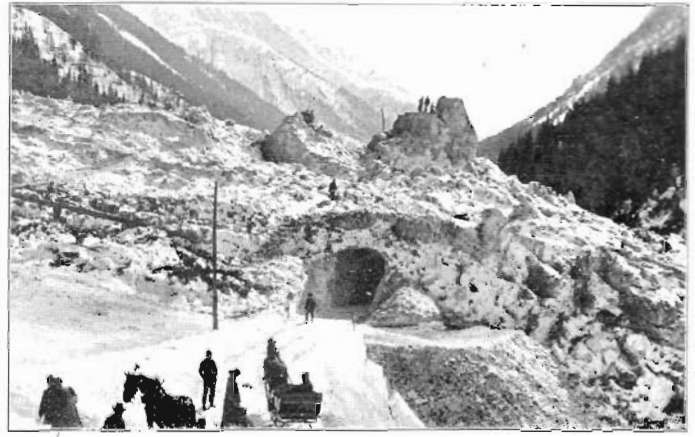


Abb. 6. Rutschobel- und Stützbug-Lawine im März 1907.

kann, und wo der Felsen steil abfällt, sodass dem hohen talseitigen Galeriewiderlager, bei 1,50 m Stärke am Gewölbansatz, nur 1/10 Anzug gegeben werden konnte, wurde das Galeriegewölbe mit einer eisernen Armierung an die bergseitige Felswand zurückgebunden (siehe die Abbildungen 8 und 9 auf Seite 4).

Grosse Sorgfalt erforderte die Absteckung der Achsen dieser Tunnel, insbesondere vom Brückentobel aus, wo die Bahn in der tiefen Bachrinne nur auf 10 m Länge in einer Kurve von 200 m Radius offen liegt und bei den Seitenstollen, deren Mündungen in der engen Schlucht an steilen Uferwänden gelegen sind und nur kurze Anschlussvisuren ermöglichten. Der für die Terrainaufnahmen benutzte Polygonzug in der sehr gewundenen Poststrasse wies eine grosse Zahl kurzer Polygonseiten mit ungünstigen Verhältnissen für die Anschlüsse der Seitenstollen auf. Es wurde daher für die Strecke Km. 11,157 bis 14,407 eine Triangulation mit beidseitigem Anschluss an die Bahnachse ausgeführt (Abb. 10). Die Hauptpunkte dieser Triangulation liegen beidufig ungefähr an der Stirnlinie der eigentlichen

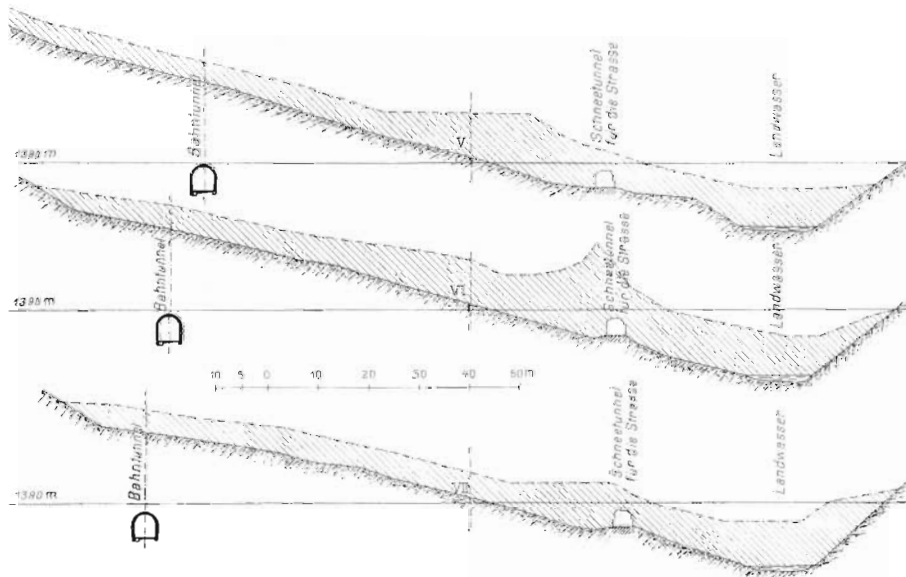


Abb. 5. Querprofile zu Abb. 4. Rutschobel- und Stützbug-Lawinen, März 1907. — 1 : 1500.

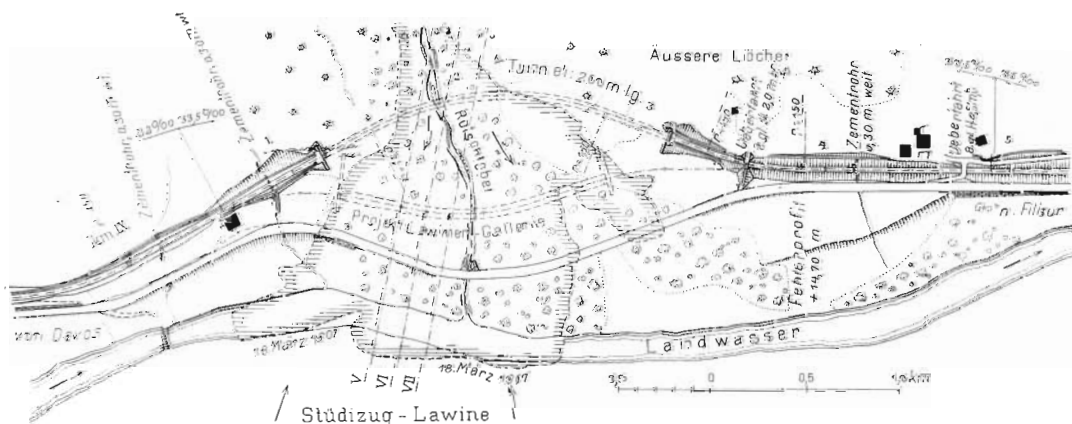


Abb. 4. Linienführung im Rutschobel, mit Rutschobel-Lawine vom 18. März 1907. — Masstab 1 : 4000.

Landwasserschlucht, in der für die Mündungen der Seitenstollen und für die Tunnelportale Hülfspunkte eingeschaltet werden mussten. Diese erforderten oft sehr steile Visuren und auch die Basis lag für ihre Messung in ziemlich ungünstigem Gelände. Dementsprechend ergaben zwei Durchschläge im Bärentritt-Tunnel Richtungsabweichungen von 60, bzw. 100 mm, während diese bei den übrigen elf Durchschlägen im Mittel 20 mm betragen.

Das Gewölbe von 30 m Weite der Brombenzbrücke (Abb. 11) besteht aus Spitzsteinmauerwerk mit Portlandmörtel und wurde von der Fugenneigung von 36° an

in drei Ringen ausgeführt. Die Gewölbemauerung der ersten zwei Ringe wurde von vier Punkten bei 36° und 66° aus in Angriff genommen und gleichzeitig an drei Stellen geschlossen. Diese Schlussfugen, sowie zwei solche an den beiden unteren Angriffspunkten der Gewölbemauerung bei 36° blieben im ersten Ring zwischen 7 cm breiten Zementrippen in Abständen von 15 bis 19 cm bis nach Aufmauerung des zweiten Ringes offen und wurden dann unmittelbar vor dem Schluss der entsprechenden Stellen im zweiten Ring, mit eingestampftem Portlandzementmörtel von der Konsistenz feuchter Gartenerde gefüllt. Die Mauerung des ersten Ringes begann am 25. August, der Schluss des dritten Ringes erfolgte am 22. September 1908. Der Scheitel des Lehrgerüsts senkte sich nach Mauerung des ersten Ringes um 17 mm und nach Mauerung des zweiten Ringes noch um 8 mm. Nach Schluss der Fugen dieser zwei Ringe und Aufmauerung des dritten Ringes wurde keine weitere Sen-

Die Station Wiesen liegt in günstigem Gelände 1200 m ü. M. und 240 m unterhalb der Ortschaft. Sie ist durch eine Zufahrtsstrasse von 10% Steigung, 3,2 m Breite und 1230 m Länge mit der Landstrasse verbunden. Wie bei den Zufahrtsstrassen der Linie Reichenau-Ilanz¹⁾ wurden auch hier in Abständen von höchstens 150 m bequeme Ausstellplätze angebracht und derart verteilt, dass die Strassenstrecken zwischen den Ausstellplätzen von diesen aus übersehen werden können. So genügt die angewandte Strassenbreite, wie die Erfahrung lehrt, auch einem grösseren Verkehr, selbst mit schweren Fuhrwerken. Diese Zufahrtsstrasse wurde im Jahre 1906 ausgeführt, um zeitig

Wegverbindung zum wichtigsten Bauplatze des Bahnbaues zu erhalten; sie kostete 21 Fr. für den laufenden Meter. Mit der Station Wiesen ist auch das auf dem linksseitigen Berghang 1500 m ü. M. malerisch gelegene Dörfchen Jennisberg mit einem von der Gemeinde Filisur erstellten Strässchen und einer steinerne Brücke, die sich in einer Höhe von 75 m mit 22 m Weite über die enge Landwasserschlucht wölbt, verbunden (Abb. 12, S. 5).

Unmittelbar nach der Station Wiesen

folgt der grosse Talübergang über das Landwasser auf dem 210 m langen gewölbten Wiesener Viadukt mit einer Oeffnung von 55 m und sechs Oeffnungen von 20 m Weite in einer Höhe von 88 m über dem Landwasser. Dann führt die Bahn auf dem linksseitigen Berghang durch ein sehr coupirtes, grösstenteils bewaldetes Gelände und erreicht bei Km. 19,297 die Station Filisur der Albulalinie, 1083,50 m ü. M. (Abb. 13).

Die Bahnlinie Davos-Filisur.



Abb. 7. Portal des Eistöbelitunnels mit Steinschlag-Galerie.



Abbildungen 8 und 9. Armierung der Steinschlag-Galerie am oberen Portal des Silberbergtunnels.

kung mehr beobachtet, ebensowenig beim Lüften des Gerüsts am 29. September. Die Schichtsteine für Kanten und Gewölbstirne wurden von Granitfindlingen in der Nähe der Brücke gewonnen, die Bruchsteine aus benachbarten Kalksteinbrüchen.

Neben dem Wiesener Viadukt, dem hervorragendsten Objekte der ganzen neuen Linie, von dem auf Seite 8 eingehend berichtet wird, waren auf dieser Strecke bedeu-

¹⁾ Schweiz. Bauzeitung Bd. XLI, S. 243 und 258, mit Abbildungen.

rende Erd- und Felsarbeiten, mit Stütz- und Futtermauern, fünf Tunnel von 250 m, 24 m, 66 m, 235 m und 52 m Länge, der gewölbte Cavia-Viadukt mit sieben Oeffnungen zu 15 m (Abb. 14 u. 15), ein Lehnenviadukt mit vier Oeffnungen zu 5 m, ein solcher mit drei Oeffnungen zu 5 m,



Abb. 15. Cavia-Viadukt, taleinwärts gesehen. Steilgeböschter Tunnel-Voreinschnitt in der Rauhacke.



Abb. 12. Gewölbte Brücke der Zufahrtsstrasse nach Jennisberg und unteres Portal des Wiesener Tunnels II.

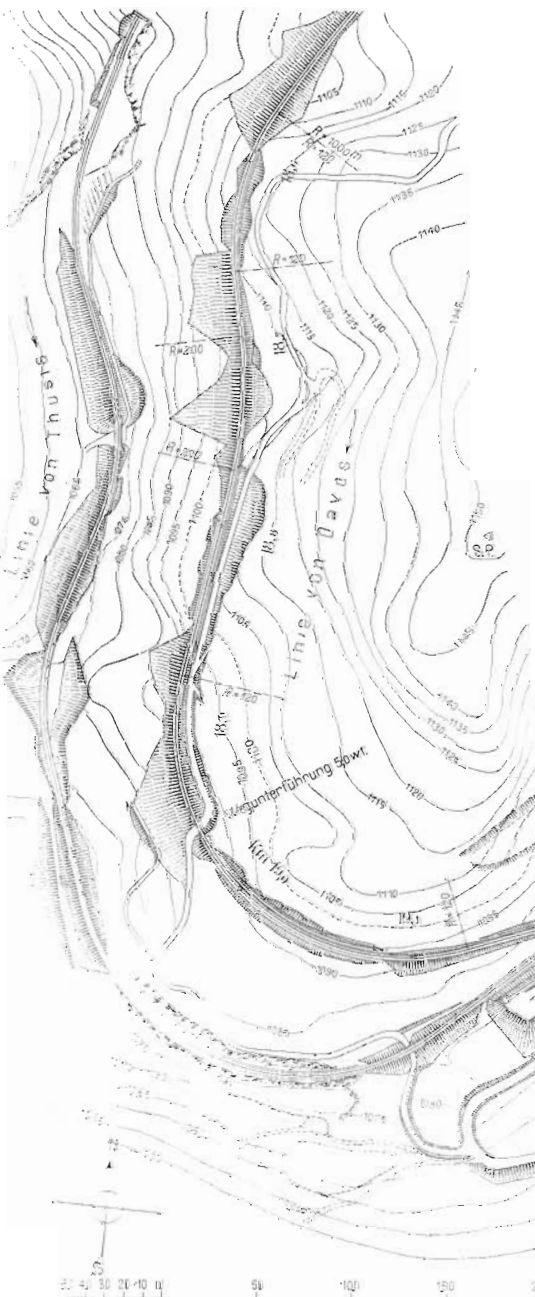


Abb. 13. Lageplan der Einmündung der Linie von Davos in die Albualinie auf der Station Filisur.

—
Massstab
1 : 4000.

die beiden gewölbten Pflanzgartenbrücken mit Oeffnungen von 18 und 23 m (Abb. 16 und 17), zwei gewölbte Lehnenviadukte mit je einer Oeffnung von 10 m und eine Oeffnung von 5 m und eine gewölbte Durchfahrt mit zwei Oeffnungen zu 5 m und 3,5 m Weite, auszuführen.

Die ersten 2,3 Kilometer dieser Strecke mit einigen bis 20 m tiefen Einschnitten und vier Tunnels liegen in der obern Rauhacke, dann folgen 1 km in Moräne und 0,7 km im Muschelkalk. Letzterer war meist dünn-schichtig und mergelig. Es bot dementsprechend die Steinbeschaffung auf dieser Strecke grosse Schwierigkeiten. Zunächst wurden die in der Nähe der Linie befindlichen Findlinge und die von den höher gelegenen Dolomitzköpfen heruntergefallenen

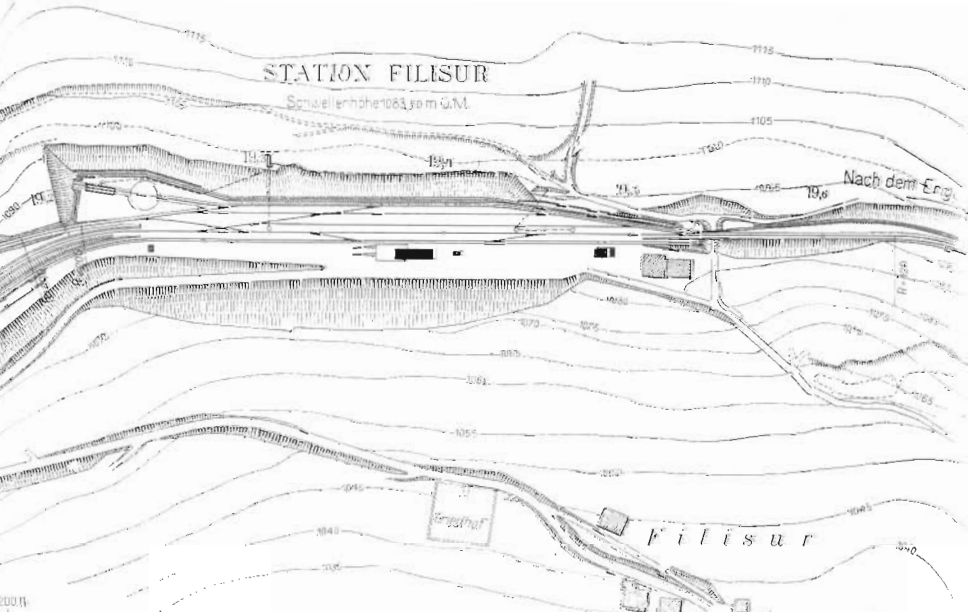




Abb. 14. Cavia-Viadukt im Bau, talwärts gesehen.

Kalkblöcke, besonders im Bereiche der sog. Breitrüfe, Km. 16,0 bis 16,3, zusammengesucht und an letzterem Orte mit Hülfe einer bis 100 *m* über die Bahnlinie reichenden Seilbahn zugeführt. Dann fanden sich in den Moräneinschnitten einige grössere Kalkfindlinge vor, die sich zu Schichtsteinen für die Gewölbstirnen verarbeiten liessen. Das meiste Steinmaterial wurde jedoch in einem Steinbruch bei der Pflanzgartenbrücke, wo der Hauptdolomit ansteht, und aus einem 100 *m* höher als die Bahn und 300 *m* von dieser entfernt in der Mulde des Cavia-Viaduktes gelegenen Bruche gewonnen und mittels einer Seilbahn zugeführt (Abb. 19). Hier wurde im Frühjahr 1908 mit gutem Erfolge ein Dolomitskopf von rund 10000 *m*³ mittelst einer grossen Mine gesprengt, wofür im vorangehenden Winter 43 *m* Stollen und drei Kammern ausgebrochen worden waren. Die Ladung in allen drei Kammern bestand aus 3500 *kg* Schwarzpulver.

Erwähnenswert auf dieser Strecke sind noch die bei Km. 16,0/3 für die Breitrüfe-Lawine bergseits der Bahn geschaffenen Fallböden (Abb. 20 und 21). Sie wurden notwendig, da es auch bei tun-

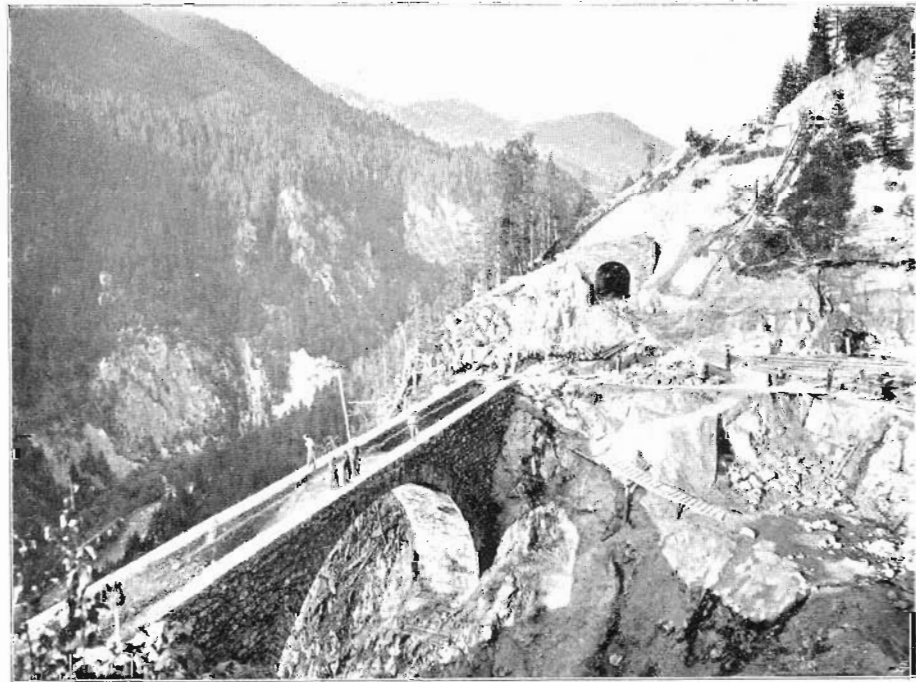


Abb. 17. Pflanzgartenbrücke II.

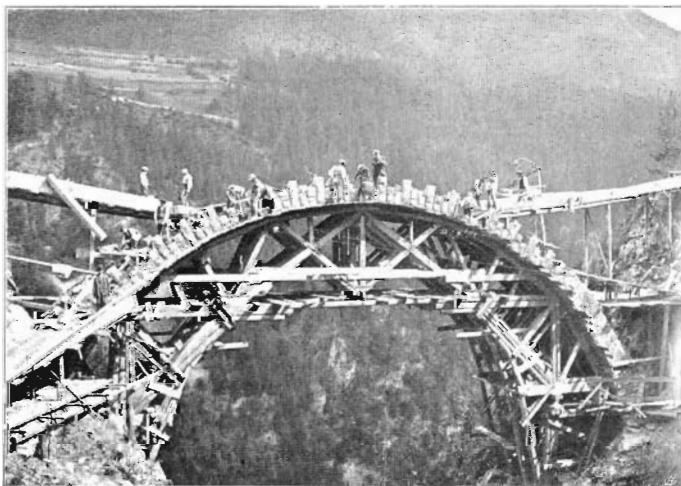


Abb. 16. Pflanzgartenbrücke II im Bau.

lichster Verlegung der Bahnlinie talwärts nicht möglich war, mit der Bahn dem Bereiche der Lawine ganz auszuweichen.

Von Stationsmitte Davos-Platz bis Stationsmitte Filisur beträgt die Länge der Bahn 19297 *m*. Nach Abzug der auf die Stationen Davos-Platz und Filisur entfallenden Länge von 417 *m*, ergibt sich eine Baulänge von 18880 *m*, von der 11466 *m* gleich 59,4 % in Geraden und 7831 *m* oder 40,6 % in Kurven liegen, die sich wie in Tabelle I auf die verschiedenen Radien verteilen.

Das Gefälle der Bahn von der Station Davos-Platz 1543,45 *m* ü. M. bis Station Filisur 1083,50 *m* ü. M. beträgt 459,95 *m*, das mittlere Gefälle 24,4 ‰, das Maximalgefälle wie bei der Albulalinie 35 ‰. Dieses war notwendig, um den Höhenunterschied zwischen den Stationen Wiesen und Schmelzboden ohne künstliche Entwicklung zu überwinden und um die Bahn vor der Station Filisur über die dortigen Felsköpfe zu führen, musste aber auch sonst auf längeren Strecken angewendet werden, im ganzen auf 9711 *m*, gleich

50,3 % der ganzen Länge, auf der sich die Gefälle wie in Tabelle II verteilen.

I. Tabelle der Radien.

Radien	Anzahl	Länge <i>m</i>	% der Bahnlänge	Radien	Anzahl	Länge <i>m</i>	% der Bahnlänge
120	19	1884	9,2	300	7	553	2,9
130	3	212	1,1	350	2	257	1,4
140	1	73	0,3	400	7	731	3,8
150	6	438	2,3	500	2	85	0,4
160	8	801	4,1	600	2	113	0,6
180	1	114	0,6	800	1	68	0,3
200	12	1205	6,2	1000	1	115	0,5
250	8	1032	5,3	10000	2	195	0,7
280	1	45	0,2	Total	83	7831	40,6

II. Tabelle der Gefälle.

	bis 5	5-10	10-15	15-20	20-25	30	35/00	Total
<i>m</i>	2009	1306	2132	304	1000	1842	993	9711
%	10,5	6,7	11,2	1,5	5,2	9,5	5,1	50,3

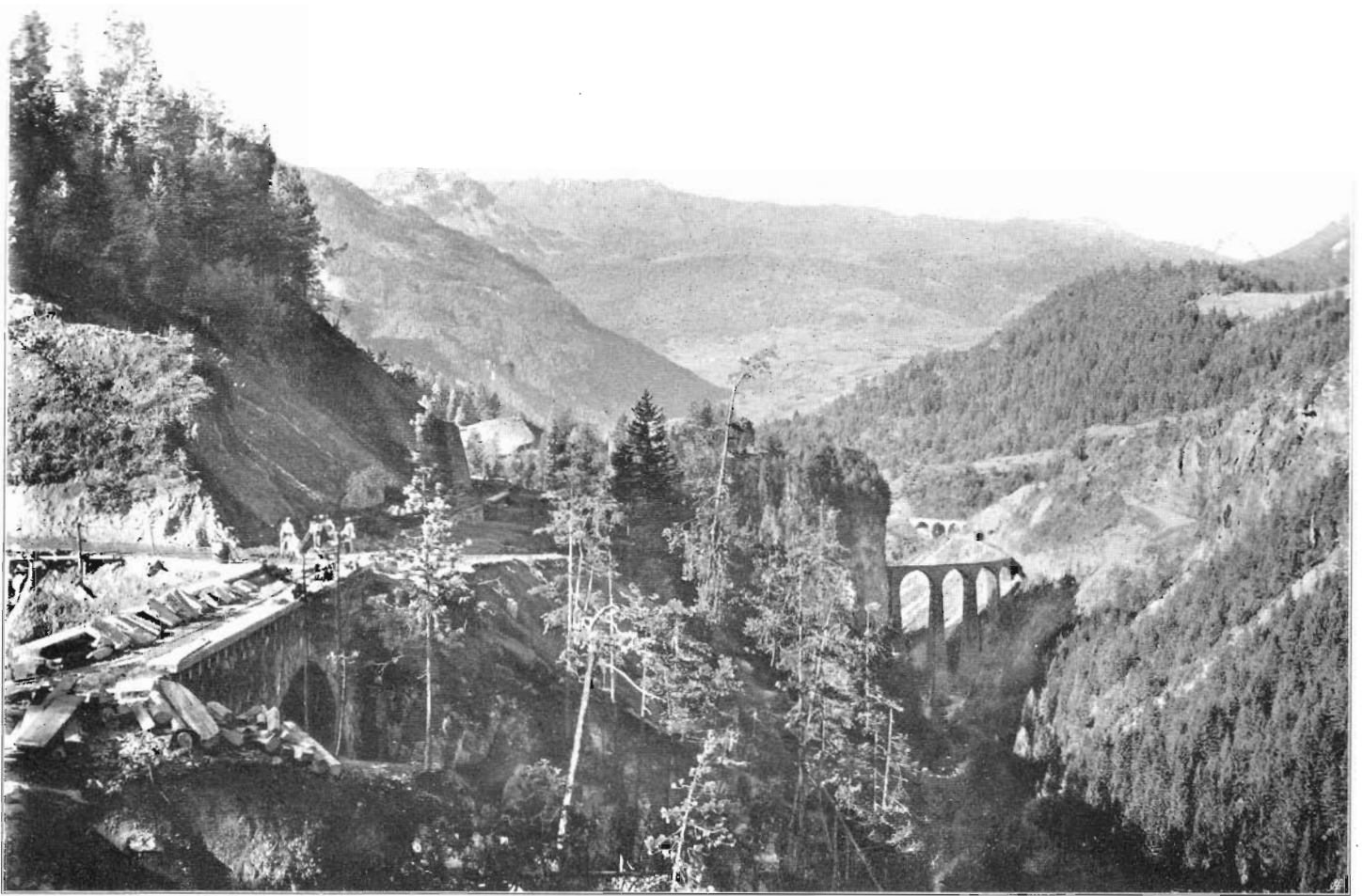


Abb. 18. Blick von der Pflanzgartenbrücke talauswärts auf den Landwasserviadukt der Albulalinie.

Die Stationen sind alle horizontal und weisen eine Länge der Ausweichgeise zwischen den Polizeipfählen von 120 m auf. Die Station Schmelzboden ist als Wasserstation ausgerüstet.

Die Gesamtlänge der weiter oben bereits aufgeführten 14 Tunnel beträgt 4206 m, gleich 22,3 % der Baulänge, die Gesamtlänge der Brücken 940 m, gleich 6,4 % der offenen Bahn. Die Arbeitsmengen an Erd- und Felsbewegung, Stütz- und Futtermauern u. Mauerwerk der Kunstbauten zeigt folgende Tabelle.

Offene Bahn Baulänge 14674 m	Erd- und Felsbewegung m ³	Trocken- mauern m ³	Mörtelmauern m ³	Mauerwerk der Kunstbauten m ³
Arbeitsmengen total	293000	4140	11070	21480
» auf den km	20000	282	753	1461

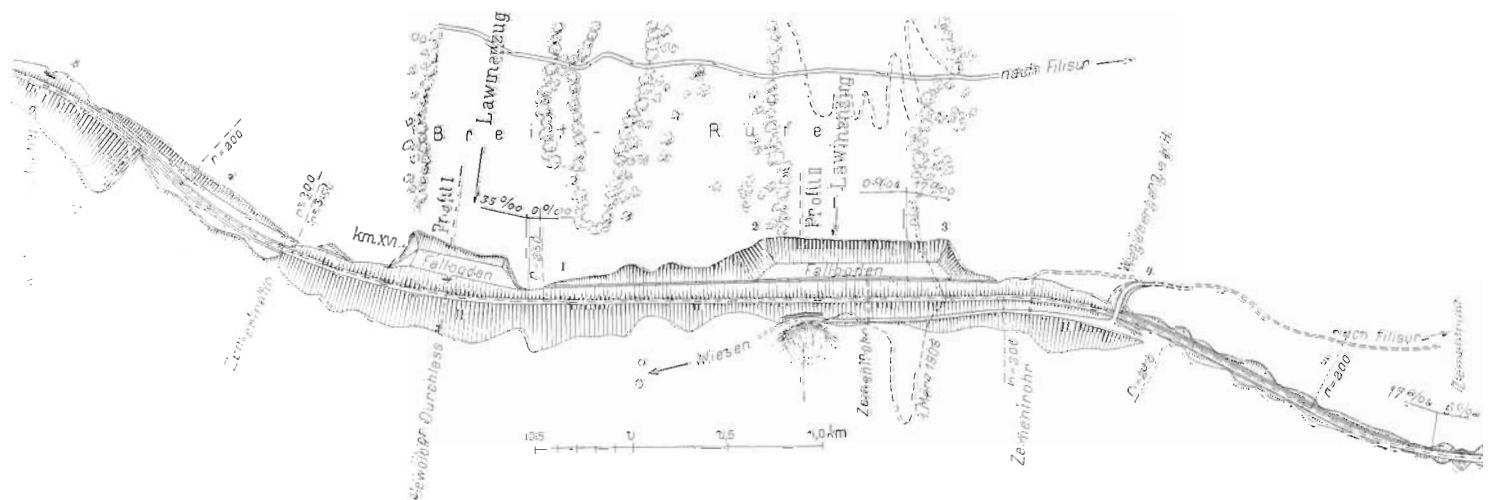
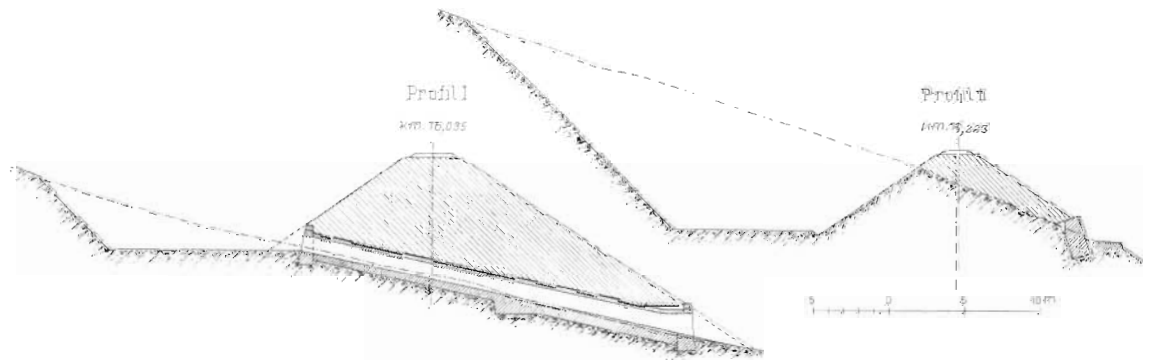


Abb. 20 und 21. Lawinen-Fallböden im Breittrifzug. — Lageplan 1 : 4000, Querprofile 1 : 500.



Abb. 23.^a Gesamtansicht des Wiesener Viadukts von links der Bahn, flussabwärts gesehen.

Die Unterbauarbeiten wurden mit Vertrag vom 15. bzw. 25. September 1906 für das I. Los, Davos-Platz bis Km. 6,615 unterhalb Station Glaris, an Bauunternehmer *A. Baratelli* in Davos-Platz und für die übrigen drei Lose, von dort bis Filisur an die Unternehmung *Froté, Westermann & Cie.* in Zürich vergeben. Für diese übernahm im Februar 1908 die „A.-G. Davos-Filisur“ die Weiterführung der Arbeiten und übertrug die Leitung Herrn *Obering. Marasi*, der diese schon für *Froté, Westermann & Cie.* inne hatte. Im Herbst 1906 ist von beiden Unternehmungen mit den Arbeiten begonnen worden. Trotzdem wurden infolge einer Stockung der Arbeiten im Jahre 1907, die vertraglichen Zwischentermine für den Wiesener Viadukt und für Vollendung der Arbeiten im Rohen nicht eingehalten. Immerhin konnten diese, dank auch der vorzüglichen Witterung des

letzten Herbstes, soweit gefördert werden, dass die Eröffnung der Bahn zur diesjährigen Saison sichergestellt wurde.

Es erübrigt noch auf Projekt und Ausführung des **Wiesener Viaduktes** näher einzutreten.

Lage und Höhe des Viaduktes sind aus dem Situationsplan und dem Längenprofil (Abb. 22 und 24, S. 10 u. 11) ersichtlich. Sie waren durch die Lage der Station Wiesen und die Gestaltung der Landwasserschluft gegeben. Die allgemeine Anordnung dieses Objektes und die Weite der Oeffnungen entspricht der von Herrn Prof. Dr. *F. Hennings* bei Ausarbeitung des generellen Projektes verfassten Skizze (Band LXVII, Seite 142). Der Vergleich mit einer Eisenkonstruktion von 80 m Weite für die Mittelöffnung ergab nicht genügende Kostenersparnis, um von dem Grundsatz der Rhät. Bahn abzugehen, schon aus ästhetischen Gründen wo immer tunlich steinerne Brücken zu bauen. Das Projekt wurde im Winter 1905/06 unter Zugrundelegung der Normen der Rhät. Bahn ausgearbeitet und durch Herrn Ingenieur *Hans Studer*, der später auch als Bauführer die Ausführung leitete, statisch untersucht. Ueber diese Untersuchung wird derselbe am Schlusse dieses Artikels noch selbst näher berichten.

Die Gewölbe der Oeffnungen von 20 m sind Halbkreisgewölbe, während dasjenige der grossen Oeffnung von 55 m der Drucklinie angepasst ist und eine Pfeilhöhe von 33,34 m hat. Die innere Leibung dieses Gewölbes wird gebildet durch einen Korbbogen mit den Radien 22,00 m und 36,50 m, die äussere Leibung von einem solchen mit den Radien 27,00 m und 37,00 m (Abb. 24).

Die Fundamente sind in rauhem Bruchsteinmauerwerk, die Pfeiler und sämtliches Mauerwerk über den Gewölben in regelmässigem (häufigem) Bruchsteinmauerwerk ausgeführt, wobei für die Bearbeitung der Kanten ein Zuschlag bezahlt wurde. Die durchgehenden Quaderschichten in den Pfeilern wurden aus Mangel an Quadern, wie bei der Albubahn, durch einen Quaderkranz ersetzt, der Stampfbeton

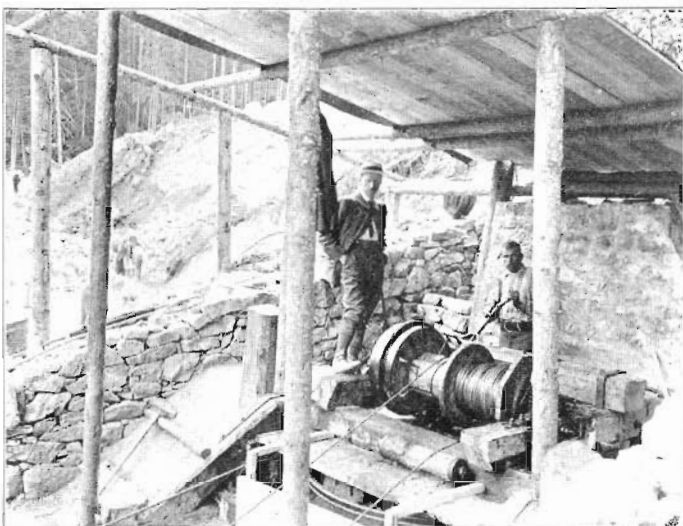


Abb. 19.^b Bremsberganlage beim Cavia-Steinbruch.

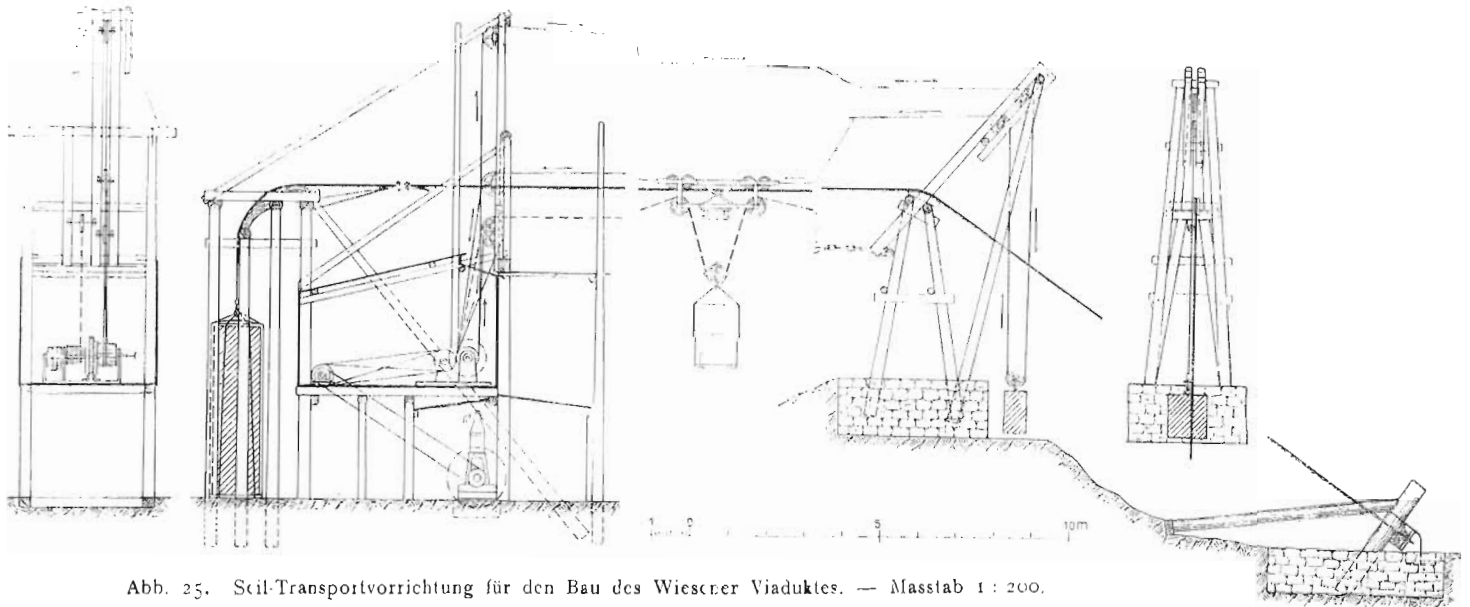


Abb. 25. Seil-Transportvorrichtung für den Bau des Wiescher Viaduktes. — Masstab 1 : 200.

aus Portlandzement umschliesst. Für die kleinen Entlastungsgewölbe war regelmässiges Bruchsteinmauerwerk, für die Gewölbe von 20 m Weite Spitzsteinmauerwerk, für das grosse Gewölbe von 55 m Weite Schichtenmauerwerk vorgesehen. Die Gewölbstirnen bestehen aus Schichtenmauerwerk, beim grossen Gewölbe in regelmässiger Einteilung. Der verwendete hydraulische Kalk wurde fast ausschliesslich von der Firma Ingenieur Borner & Cie., Zementwerke

den notwendigen Raum für die Lagerung von Baumaterial. Steine und Sand mussten auch, weitaus zum grössten Teil, auf dieser Seite gewonnen werden. Für die Verbindung mit dem von Filisur aus für Fuhrwerke unzugänglichen linken Ufer bestellte die Unternehmung eine Transportvorrichtung mit Drahtseil, bei der in gleicher Weise, wie bei der Gmündertobelbrücke, das Fördergefäss über der Brückenachse sowohl in der Längsrichtung als auch an jeder Stelle vertikal bewegt werden konnte. Diese Transportvorrichtung wurde leider spät geliefert und konnte erst Mitte September 1907 in Betrieb gesetzt werden. Sie leistete dann aber ausgezeichnete Dienste und erreichte 1908 eine Leistungsfähigkeit bis zu 2,7 m³ Steine in der Stunde (Abb. 25 und 26).

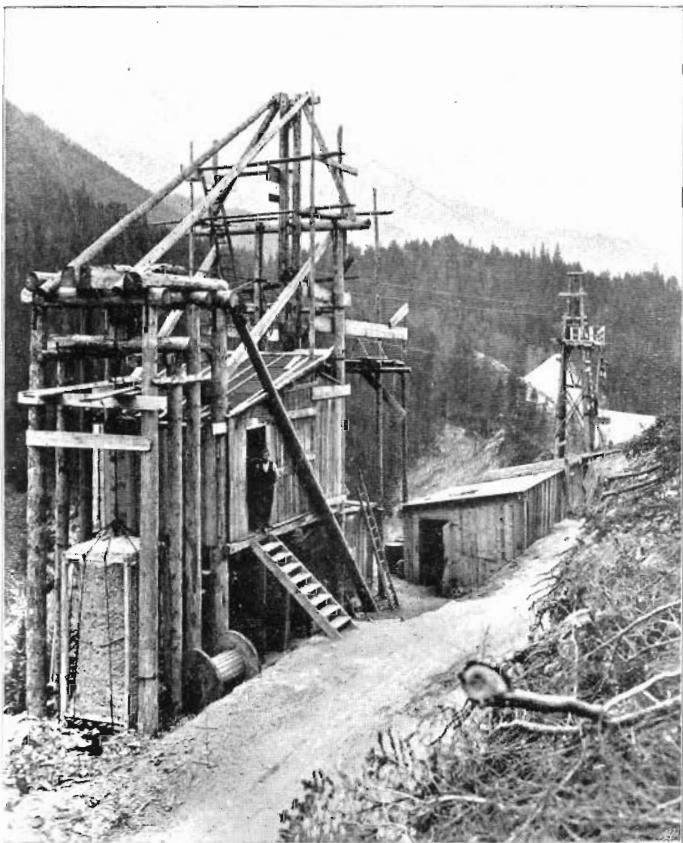


Abb. 26. Antriebstation der Seil-Transportvorrichtung mit dem Spangewicht des Tragsseils.

in Wallenstadt, der Portlandzement von dieser und von der Wallenstädter Roman- und Portland-Zementfabrik Ennenda geliefert. Die Bindemittel wurden durch häufige Bauproben und durch Untersuchungen der eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich kontrolliert.

Die Baustelle hatte, wie weiter oben bereits bemerkt, durch den frühzeitigen Bau der Zufahrtstrasse für die Station Wiesen auf dem rechten Landwasserufer Verbindung mit der Landstrasse erhalten. Der Stationsplatz Wiesen bot



Abb. 27. Ausschachtung der rechtsufrigen Pfeiler-Fundamentgruben; provisorischer Hängesteg (masstäbl. Darstellung Bd. XLVII, S. 142).

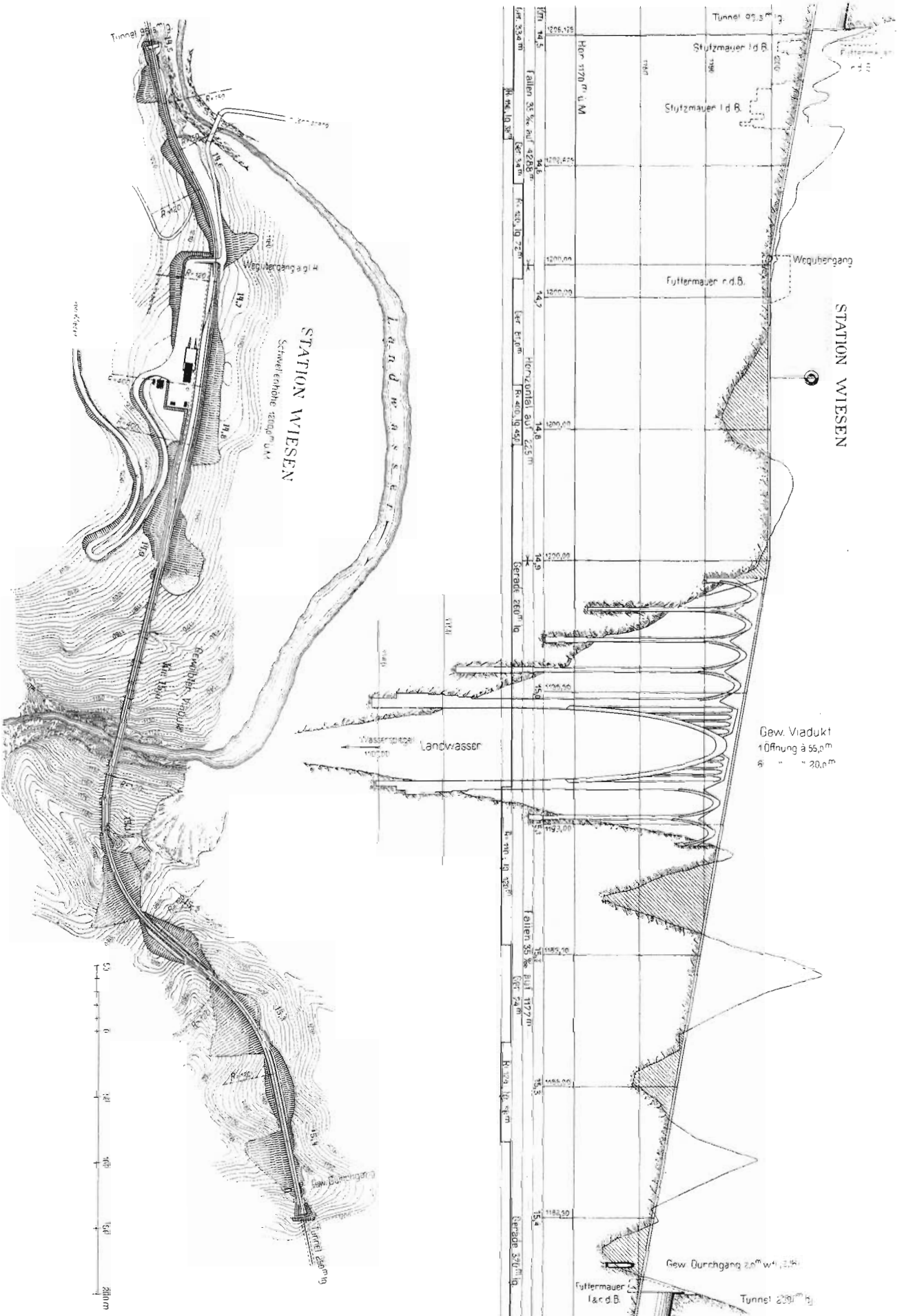


Abb. 22. Lageplan und Längsprofil der Station Wieschen und des Wiesener Viadukts. — Massstab für Lageplan und Längen 1 : 4000, für die Höhen 1 : 800.

Für die Bauausführung waren im Vertrag folgende Termine vorgeschrieben:

1. Beendigung der Fundamente der beiden grossen Pfeiler für den Beginn der Mauerung am 1. April 1907.
2. Aufmauerung aller Pfeiler auf Kämpferhöhe der 20 m Oeffnungen am 1. November 1907,
3. Beendigung für das Legen des Oberbaues am 1. August 1908.

Im Oktober 1906 wurden die Fundierungsarbeiten in Angriff genommen. Auf dem rechten Ufer liegt über dem kompakten Muschelkalk (Arlbergkalk) der alpinen Trias eine Lage von Felstrümmern, herrührend von einer alten Abrutschung der obern, annähernd unter 40° fallenden Schichten. Die Fundamentgruben des Hauptpfeilers und des nächststehenden Pfeilers erforderten daher eine kräftige Auszimmerung (Abb. 27). Bei dem letztern zeigten sich in der Tiefe von 7 m die alten Schubflächen und Brüche gut geschlossen und durch Sinter verbunden, man zog aber doch vor, die Fundation bis auf den kompakten, bei 14,5 m Tiefe erreichten anstehenden Felsen abzuteufen, auf dem alle vier Pfeiler und das Widerlager Seite Wiesen ruhen. Auf dem linken Ufer liegt die Rauhacke auf dem Arlbergkalk auf. Das Fundament für den Hauptpfeiler ist jedoch auch hier bis auf den Kalkfelsen abgeteuft worden, während der folgende Pfeiler und das Widerlager des letzten Gewölbes auf Rauhacke fundiert sind. Die Wände der Fundamentgruben hielten sich hier ohne Zimmerung.

Im Mai 1907 waren die Fundamente beider Hauptpfeiler für die Mauerung bereit und es wurde damit auf dem rechten Ufer am 4. Juni 1907 begonnen. Die Steine wurden in einem Bruche im Muschelkalk rechts der Bahnlinie 1170 m ü. M. gebrochen. Dieser lieferte etwas spröde und daher schwer zu bearbeitende, im übrigen aber solide und grösstenteils auch lagerhafte Bruchsteine. Der Sand wurde aus Gruben an der Zufahrtstrasse zur Station Wiesen in Höhen von 1260 und 1285 m ü. M. gewonnen, und von dort in Holzkanälen auf den Stationsplatz und auf die Bahnlinie bei Km. 14,370 herunterschwenmt. Er war von ausgezeichneter Qualität und wurde durch das Herunterschwenmen ganz rein gewaschen. Am linken Ufer begann die Mauerung erst am 27. August, weil die Seilbahn

Abb. 24. Draufsicht, Längs- und Querschnitte des Mauerwerkkörpers des Wiesener Viadukts. — Massstab 1 : 750.

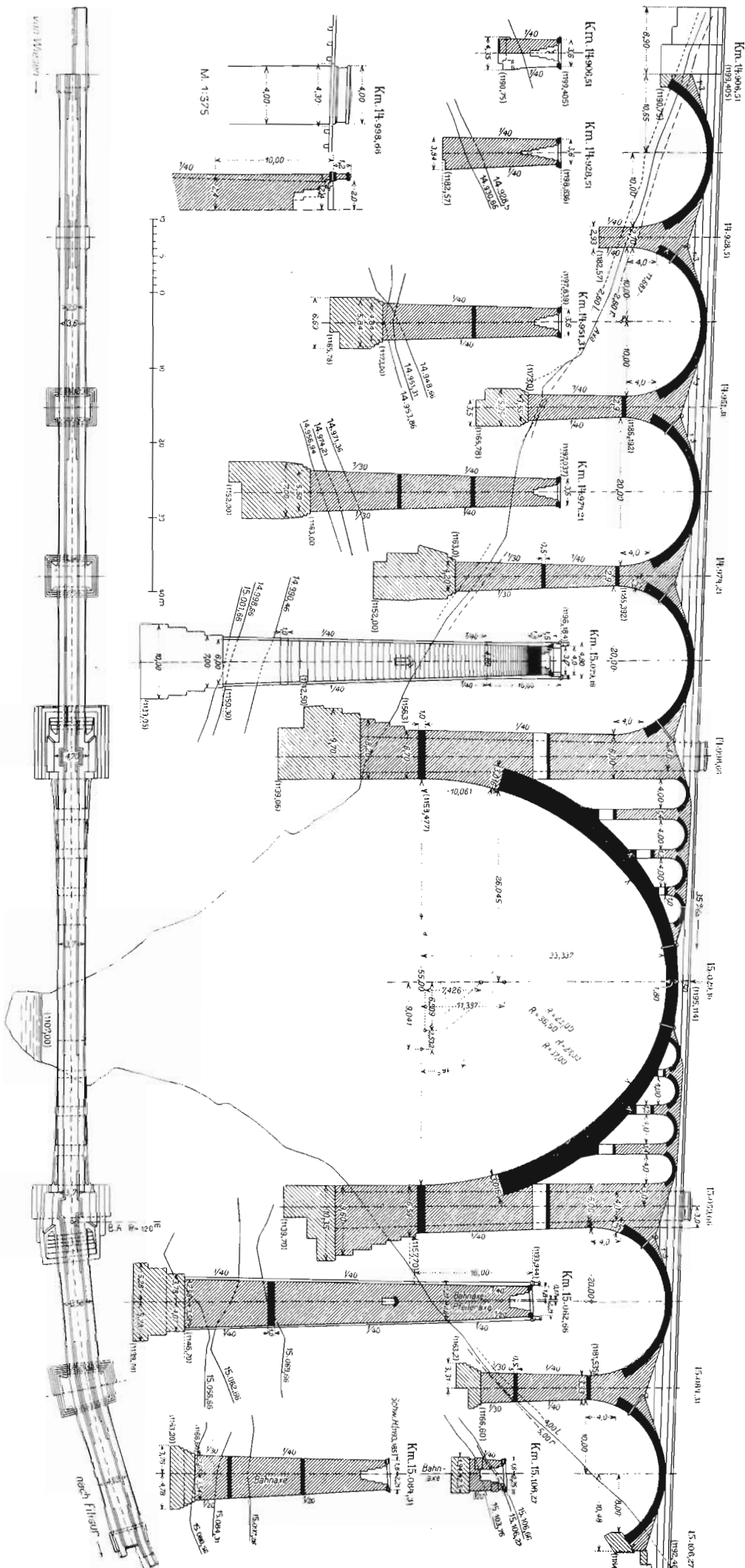




Abb. 28. Etagerengerüst an den rechtsufrigen Pfeilern und Lehrgerüst der Mittelöffnung des Wiesener Viadukts.

für den Materialtransport vom rechten auf das linke Ufer nicht zeitig geliefert wurde und die Unternehmung sich erst spät dazu entschloss, auch dort, rechts der Bahnlinie, einen Steinbruch zu eröffnen, weil dieser zuerst die Entfernung der darüberlagernden Rohwacke erforderte und wegen seiner tiefen Lage nur für das Fundamentmauerwerk diente. Für den Transport von Sand und Kalk wurde eine Seilriesen vom rechten auf das linke Ufer errichtet.

Die Baugruben haben zur Vermeidung unnötigen Felsaushubs Absätze verschiedener Höhe, aber immer mit grössern horizontalen Flächen, erhalten. Ausserdem wurde das Fundamentmauerwerk dieser Absätze, zur Erzielung einer gleichmässig widerstandsfähigen Lagerfläche für den ganzen Pfeilerquerschnitt, bis auf 0,50 m über dem höchsten Fundamentabsatz in Zementmörtel gemauert.

Mitte September konnte dann die grosse Drahtseil-Transporteinrichtung in Betrieb gesetzt und bis Mitte November, dank der günstigen Witterung, noch ein ordentlicher Fortschritt erzielt werden. Immerhin blieb die Mauerung im Jahre 1907 weit hinter dem Bauprogramm zurück.

Im Oktober 1907 wurde auch mit der Gewinnung und Bearbeitung der Schichtsteine für die Gewölbstirnen aus Gneis- und Granitfindlingen im Landwassertal, hauptsächlich beim Schmelzboden, begonnen. Diese erratischen Blöcke haben auch den grössten Teil der Kantensteine geliefert, da sich der spröde Muschelkalk nicht leicht zu Hausteinen bearbeiten liess.

Im Frühjahr 1908 wurde am rechten Ufer, oberhalb dem bestehenden Steinbruch, in der Höhe von 1186 m ü. M., ein zweiter eröffnet und Mitte April mit der Mauerung begonnen. Diese wurde dann sehr energisch be-

trieben. Die Seilbahn diente dem Steintransport für das linke Ufer, eine Seilriesen für den Transport von Sand und Kalk. Auf dem rechten Ufer erfolgte die Bedienung der Maurer teilweise von Hand mittelst eines Etagerengerüstes (Abb. 28). Es wurden auch, wie die folgende Zusammenstellung zeigt, besonders in den Monaten Juni und Oktober, sehr bedeutende Leistungen erzielt:

	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.
	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
1907			505	673	470	651	660	270
1908	325	761	1037	614	715	692	1891	116

Mauerwerks-Leistung 1907 und 1908 Total 9440 m³.

Bei der Steingewinnung zeigte es sich immer mehr, dass der Muschelkalk in den Brüchen neben dem Viadukt sich für die Herstellung von Spitz- und Schichtsteinen wenig eigne und diese nur bei einer bedeutenden Erweiterung der Brüche gewonnen werden könnten, was die Möglichkeit der rechtzeitigen Vollendung des Viadukts in Frage gestellt hätte. Man entschloss sich daher, der Unternehmung entgegenzukommen und für die Gewölbe, mit Ausnahme der Gewölbstirnen, die Verwendung von Betonsteinen zuzulassen. Für die Herstellung dieser Betonsteine stand ein Sand- und Kiesmaterial von tadelloser Qualität zur Verfügung. Der Portland-Zement hierzu wurde ebenfalls von Borner & Cie. in Wallenstadt geliefert; er ergab im Mittel von drei Proben für Normalmörtel 1 : 3 nach 7 Tagen Wasserlagerung eine Druckfestigkeit von 326 kg/cm² und nach 28 Tagen eine solche von 426 kg/cm². Für die Betonsteine des grossen Gewölbes von 55 m Weite wurde ein Mischungsverhältnis von 300 kg Zement, 0,550 m³

Sand und 1 m^3 Kies, für diejenigen der Gewölbe von 20 m Weite 250 kg Zement, $0,450\text{ m}^3$ Sand und 1 m^3 Kies vorgeschrieben. Die Korngrösse von Sand und Kies war so zu wählen, dass ersterer durch ein Sieb von $0,4\text{ cm}$, letzteres durch ein solches von etwa $2,5\text{ cm}$ Maschenweite ging, dagegen auf einem Sieb von $1,2\text{ cm}$ liegen blieb. Mehrmalige Messung ergab beim verwendeten Kies 39 bis 40% Hohlräume. Die Mischung erfolgte von Hand. Der Beton wurde in Holzformen sorgfältig eingestampft und sofort mit nassen Tüchern bedeckt. Nach dem Abbinden wurden die Steine, behufs Lagerung in feuchter Luft, in den nahen Wiesener-Tunnel II gebracht; sie durften erst nach einer Lagerung von zwei Monaten verwendet werden.

Die Dimensionen der Betonsteine, die parallel-epipedische Form haben, wurden mit Rücksicht auf die Handlichkeit zu $50 \times 25\text{ cm}$ Lagerfläche und 15, 17, 19, 21 und 25 cm Stärke gewählt. Die verschiedenen Steinstärken

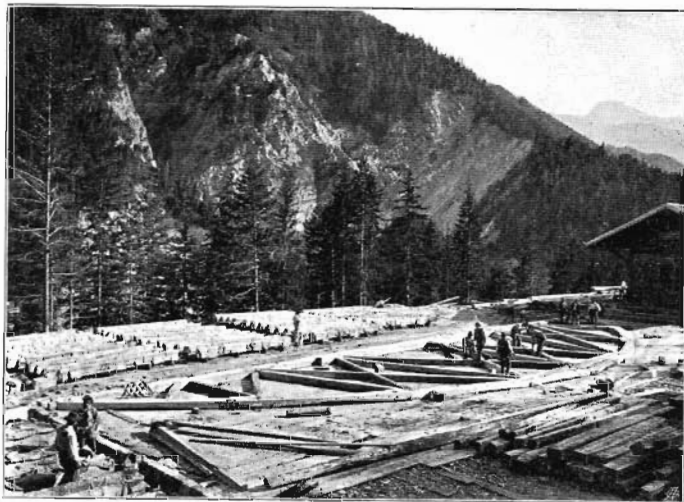


Abb. 29. Reissboden für die Lehrgerüst-Binder auf dem Stationsplatz Wiesen.

Links im Hintergrund Beton-Gewölbsteine in den Formkasten.

waren notwendig zum Ausgleich mit den etwas verschieden dicken Stirnsteinen. Mit Würfeln aus dem für diese Gewölbsteine verwendeten Beton sind zahlreiche Festigkeitsproben in Zürich gemacht worden, die die in untenstehender Tabelle zusammengestellten Resultate ergeben haben.

Festigkeitsproben des Gewölbstein-Betons.

Probekörper			Mischungsverhältnis			Druckfestigkeit kg/cm^2		
Datum der Erzeug.	Alter Tage	Zahl	Zement kg	Sand l	Kies m^3	Min.	Max.	Mittel
19. VII. 08	27. VII. 08	3	250	450	1	232	252	241
17. VII. 08	27. VII. 08	3	300	550	1	251	278	261
19. VII. 08	15. VIII. 08	3	250	450	1	339	360	346
17. u. 30. VII. 08	14. u. 27. VIII. 08	9	300	550	1	325	468	391
21. VII. u. 1. VIII. 08	18. IX. 08	12	300	550	1	322	414	375
2. — 4. VII. 08	25. IX. 08	18	300	550	1	322	479	394
7. — 12. VII. 08	23. XI. 08	9	300	550	1	350	543	435
5. — 8. VII. 08	23. XI. 08	9	300	550	1	404	534	459
5. — 12. VII. 08	10. IV. 09	12	300	550	1	395	545	479

Die Maximalspannung im grossen Gewölbe beträgt, wie die am Schlusse folgende statische Berechnung nachweisen wird, Bremskraft, Winddruck und Temperatur mitberücksichtigt, $23,5\text{ kg/cm}^2$, oder etwa $\frac{1}{16}$ der Minimalfestigkeit der Betonsteine nach 100 Tagen. Ausserdem

gestatten die Betonsteine einen sehr guten Verband und erfordern infolge ihrer regelmässigen Form ein sehr geringes Quantum von Fugenmörtel, sodass mit denselben ein sehr gutes, demjenigen mit Schichtsteinen mindestens gleichwertiges Gewölbemauerwerk erzielt wurde. Um den Querverband im oberen Teil der Gewölbe noch mehr zu sichern, wurden im grossen Gewölbe 16 Anker aus Flacheisen von $3,5\text{ m}$ Länge und $10 \times 70\text{ mm}$ Querschnitt eingelegt, welche zwischen den Steinen der beidseitigen Gewölbstirnen eingespannt und in diese versenkt sind. In den Gewölben von 20 m Weite wurden je fünf solcher Anker eingelegt.

Am 10. März 1908 wurde auch mit dem Abbinden (Abb. 29) und am 22. April mit der Aufstellung des Lehrgerüsts für das grosse Gewölbe begonnen. Dasselbe ist nach einem Projekte von Oberingenieur *Marasi*, dessen einzelne Teile nach der statischen Untersuchung durch unsern Bauführer für das Gewicht der halben Gewölbstärke dimensioniert sind, ausgeführt (Abb. 30, S. 14). Es ist auf Betonfundamenten in neun Etagen auf 55 m Höhe sprengwerkartig freitragend aufgebaut (Seite 15), und wie aus Abbildung 30 ersichtlich, mit dem Pfeilermauerwerk verankert. Die horizontalen Hölzer und die mittelst Diagonalen versteiften Pfosten einer Binderebene sind noch durch schief über zwei bis drei Etagen reichende Zangen verbunden. Die Verbindung der vier Binder untereinander ist durch die unter den Pfosten eingelegten Querhölzer und durch horizontale und vertikale Andreaskreuze erreicht. Um das Zusammenstossen von Stirnholz auf Langholz zu vermeiden, und zur Erzielung einer besseren Druckverteilung, stossen in den wichtigeren Knotenpunkten die Pfosten unten und oben auf \square Eisen *NP 30*, die auf den horizontalen Etagenhölzern aufgeschraubt sind. Bei den doppelten und dreifachen Randstreben sind auf diese \square Eisen, zur Aufnahme der Horizontalkomponenten der Strebenkräfte, Winkeleisen genietet. Ausserdem sind dort, zur Uebertragung der Strebenkräfte auf die nächstuntern Randstreben, Schraubenbolzen eingezogen. Der obere, zum Lüften dienende Teil des Gerüsts, ruht auf 24 Sandtöpfen

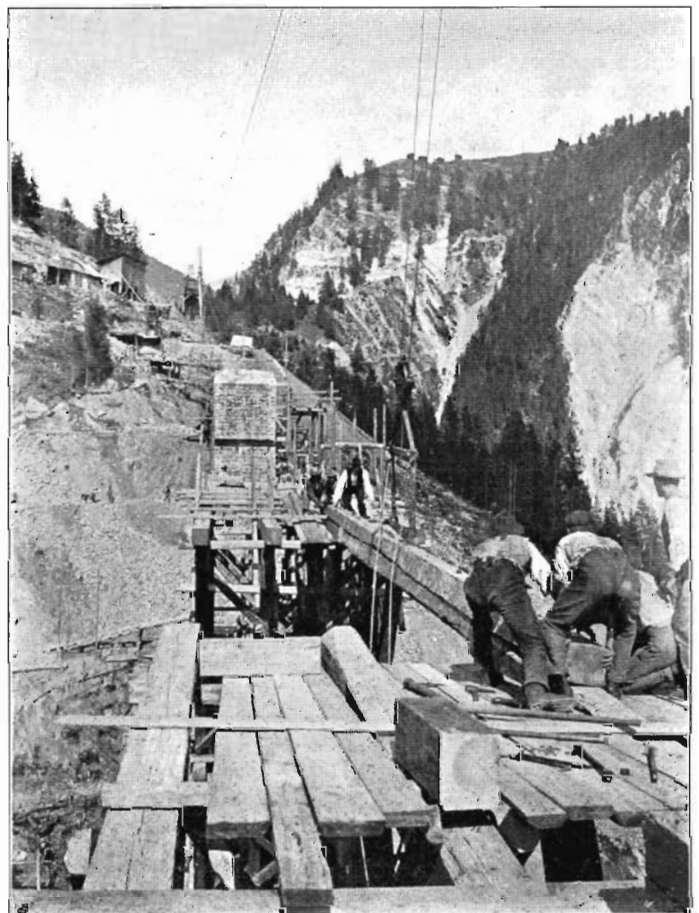


Abb. 31. Schliessen der vorgebauten Teile des Lehrgerüsts über der Mittelöffnung. — Erbauer Zimmermeister *R. Coray* in Trins.

und 16 Holzkeilen. Das fertige Gerüst erforderte 494 m^3 geschnittenes Konstruktionsholz, entsprechend 580 bis 600 m^3 Rundholz, mit einer Gesamtlänge von 8100 m , 24 m^3 Schalbretter von 5 cm Dicke, $15,3 \text{ t}$ Profil-, Rund- und Band-eisen, 3162 Stück Schraubenbolzen mit einer Gesamtlänge von 1905 m und einem Gewicht von $6,36 \text{ t}$. Das Gerüst wurde durch Zimmermeister *Richard Coray* von Trins mit zwölf einheimischen Zimmerleuten ausgeführt und bis 1. August 1908 vollendet (Abbild. 31).

Auf diesen Zeitpunkt war auch die Mauerung der Pfeiler soweit gefördert, dass am 6. August mit der Mauerung des Gewölbes begonnen werden konnte. Dasselbe wurde bis zu einem Neigungswinkel der Fuge von 35° zur Horizontalen (Abb. 32) voll gemauert, von dort an in drei Ringen. Von diesen war der erste Ring so stark bemessen, dass er sich selbst und den zweiten Ring allein, ohne weitere Beanspruchung des Lehrgerüsts, zu tragen vermochte. Der zweite und dritte Ring waren ungefähr gleich stark. Die lamellenweise Mauerung des ersten und zweiten Ringes erfolgte von sechs Stellen aus und wurde an fünf Stellen geschlossen. Der dritte Ring wurde von unten aus gleichmässig aufgemauert und am Scheitel geschlossen. Um schädlichen Folgen einer allfälligen Deformation des Lehrgerüsts während des

Wölbens vorzubeugen, wurden entsprechend den Knotenpunkten des Gerüsts, die Fugen bei $44\frac{1}{2}^\circ$, $67\frac{1}{2}^\circ$ und 90° bis nach Schluss des ersten Ringes, diejenigen bei 35° , $56\frac{1}{2}^\circ$ und 78° bis nach Schluss des zweiten, und eine Fuge im äussern Gewölbdrittel bei 26° bis nach Schluss des dritten Ringes offen gelassen (Abb. 30). Hierfür wurden, mit Rücksicht auf die kleinen Betonsteine, statt der sonst gebräuchlichen Keile Zementmörtel-Rippen von 6 bis 7 cm Breite in Abständen von 18 cm angewendet. In der Gewölbestirne trat an Stelle der Mörtelrippen eine Leiste aus Tannenholz, die man später ausgemeiselt und durch Zementmörtel ersetzt hat (Abb. 33, Seite 16). Die offenen Fugen wurden mit eingestampftem Portland-Zementmörtel von der Konsistenz feuchter Gartenerde gefüllt. Die Gewölbemauerung der grossen Oeffnung erfolgte in der Zeit vom 6. August bis 10. Oktober 1908 in folgender Reihenfolge:

1. Aufmauern des vollen Gewölbes bis zur Fuge 35° unter Offenlassen der Fuge bei 26° im äussern Drittel, vom 6. bis 23. August.

2. Aufmauern des ersten Ringes von den Punkten A, B und C aus, unter Offenlassen der Fugen bei 35° ,

$44\frac{1}{2}^\circ$, $56\frac{1}{2}^\circ$, $67\frac{1}{2}^\circ$, 78° und 90° , vom 25. August bis 4. September, also in $8\frac{1}{2}$ Tagen.

3. Schliessen der Fugen bei 90° , $67\frac{1}{2}^\circ$ und $44\frac{1}{2}^\circ$, am 5. und 6. September.

4. Aufmauern des zweiten Ringes von A, B und C aus, unter Offenlassen der Fugen bei 35° , $56\frac{1}{2}^\circ$ und 78° , vom 10. bis 23. September, in 13 Tagen.

5. Schliessen der Fugen 35° , $56\frac{1}{2}^\circ$ und 78° des ersten und zweiten Ringes am 24. September.

6. Aufmauern des dritten Ringes¹⁾ gleichmässig von 35° aus vom 25. September bis 10. Oktober, in 16 Tagen, dann Schluss der Fuge bei 26° .

7. Lüften des Gerüsts um 8 cm am 14. Oktober 1908, 40 Tage nach Schluss des ersten Ringes und sofortiger Beginn mit dem Aufmauern des Ueberbaues.

Das Lüften des Lehrgerüsts erfolgte in sehr vorsichtiger Weise, indem an jeden der 24 Sandtöpfe und 16 Keile je ein Mann mit einem Masstab gestellt wurde, um auf allen diesen Punkten auf gegebene Signale hin eine gleichmässige Senkung um je $\frac{1}{2} \text{ cm}$, dann um 1 , 2 und 3 cm zu erzielen. Nach dem Aufmauern des ersten Ringes betrug die Einsenkung im Scheitel des um 10 cm überhöhten Lehrgerüsts 102 mm . Nach Schluss des ersten Ringes hat weder während des Aufmauerns vom zweiten und dritten Ring, noch beim Lüften des Gerüsts, irgendwelche weitere Senkung des Gewölbscheitels stattgefunden. Auch die Messung der Weite der offenen Fugen mit einem Messkeil während der Aufmauerung des zweiten Ringes ergab keinerlei Bewegung des ersten Ringes nach Schluss desselben. Einzig bei der Drittelsfuge 26° liess sich ein Oeffnen um etwa einen halben Millimeter konstatieren.

Von den Gewölbenden der Seitenöffnungen wurde das erste, Seite Wiesen, mit niederem Pfeiler zuerst gemauert und ausgeschalt.

Die andern fünf wurden gleichzeitig ausgeführt (Abb. 34, S. 16). Sie sind in zwei Ringen gemauert, deren erster an vier Stellen begonnen und an drei Stellen geschlossen wurde. Der Schluss dieser Gewölbe erfolgte auf Seite Filisur am 7. Oktober, auf Seite Wiesen am 9. Oktober, die Lüftung der Gerüste am 17. und 19. Oktober 1908. Dank der schönen warmen Witterung konnten auch die Entlastungsgewölbe und die Stirnmauern der Brücke bis Konsolenhöhe, sowie die Abdeckung aller Gewölbe bis 18. November und die Steinpackung zwischen den Stirnmauern bis zum 23. November, gerade noch vor

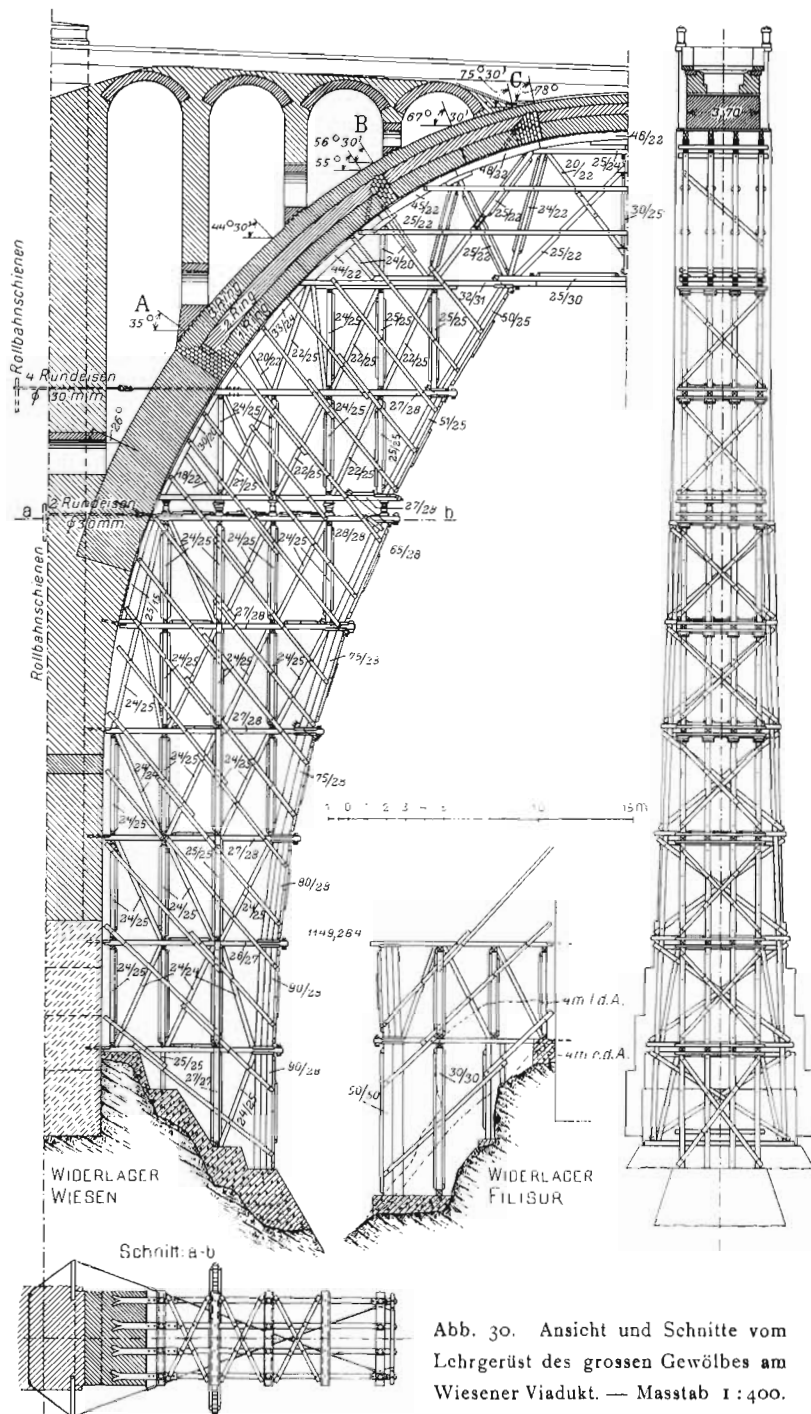
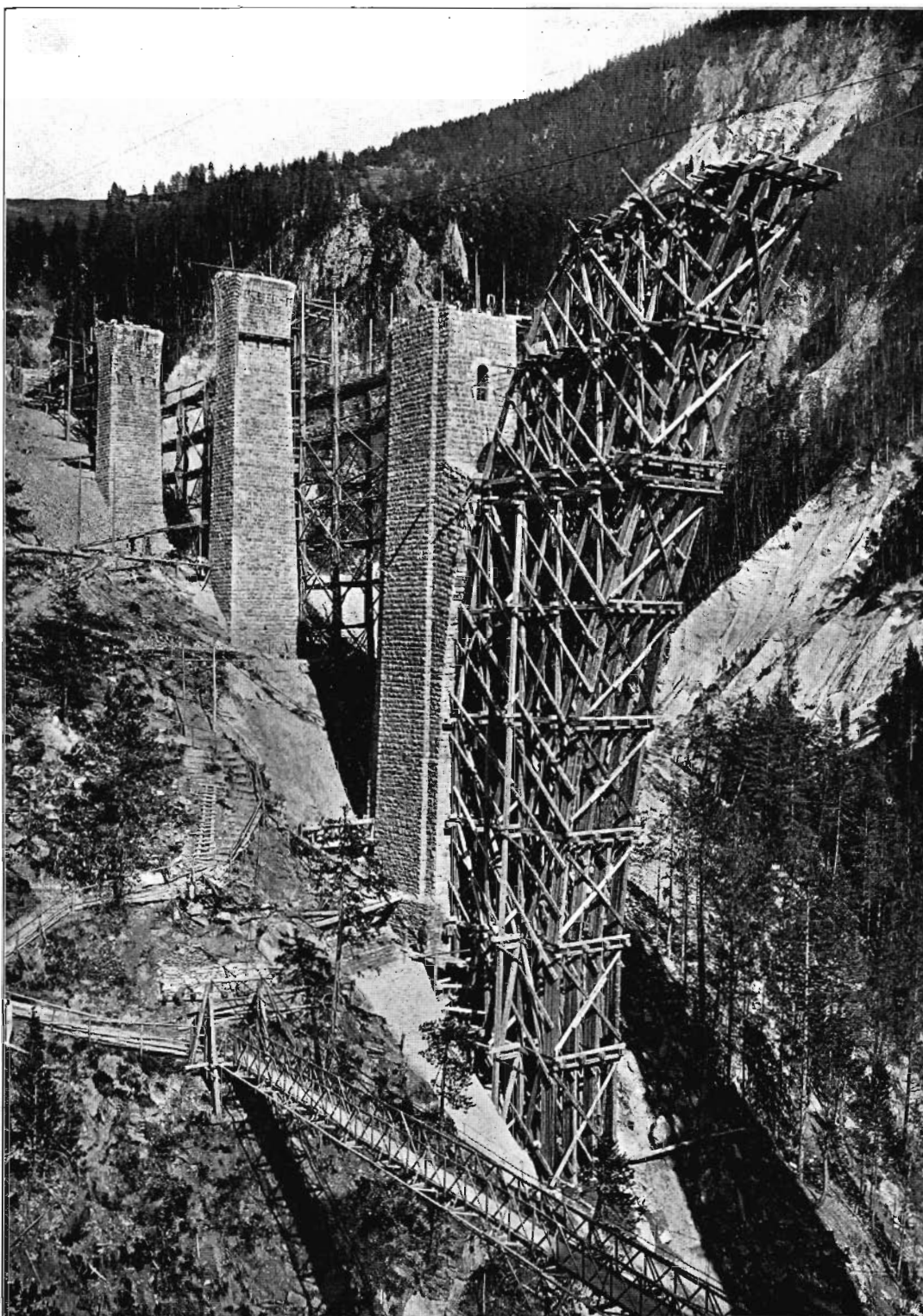


Abb. 30. Ansicht und Schnitte vom Lehrgerüst des grossen Gewölbes am Wiesener Viadukt. — Masstab 1:400.

wurden gleichzeitig ausgeführt (Abb. 34, S. 16). Sie sind in zwei Ringen gemauert, deren erster an vier Stellen begonnen und an drei Stellen geschlossen wurde. Der Schluss dieser Gewölbe erfolgte auf Seite Filisur am 7. Oktober, auf Seite Wiesen am 9. Oktober, die Lüftung der Gerüste am 17. und 19. Oktober 1908. Dank der schönen warmen Witterung konnten auch die Entlastungsgewölbe und die Stirnmauern der Brücke bis Konsolenhöhe, sowie die Abdeckung aller Gewölbe bis 18. November und die Steinpackung zwischen den Stirnmauern bis zum 23. November, gerade noch vor

¹⁾ Vergl. das am 3. X. 1908 aufgenommene Bild auf Seite 242 in Bd. LII der Schweizerischen Bauzeitung.



Der Wiesener Viadukt der Bahnlinie Davos-Filisur

Frei vorgebauter Teil des Lehrgerüsts für die Mittelöffnung

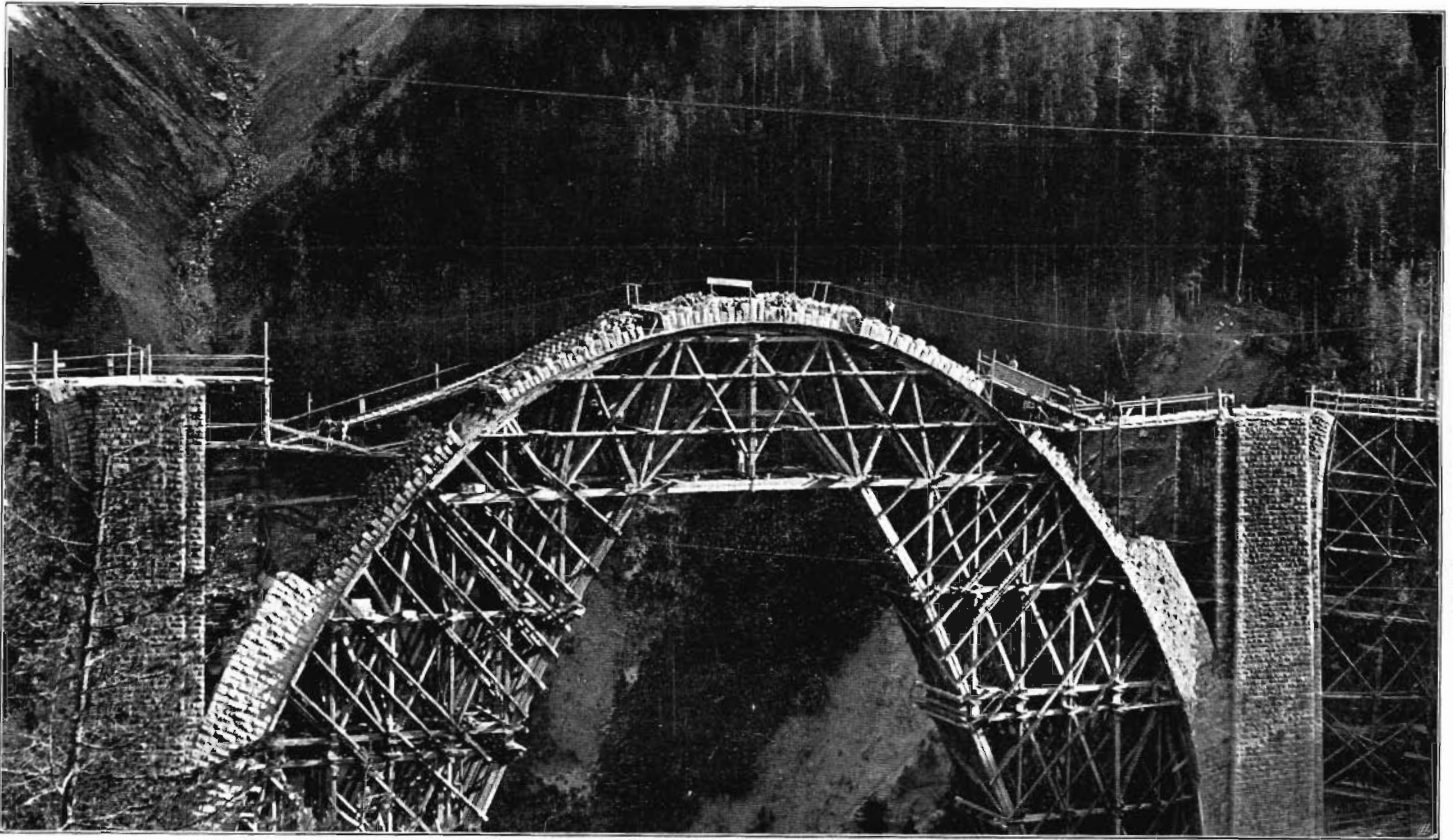


Abb. 32. Lamellenweise Mauerung des ersten Ringes am grossen Gewölbe.

dem Einschneiden, beendet werden. Die Gewölbeabdeckung wurde mit möglichster Sorgfalt ausgeführt. Ueber einem Zementguss von 4 cm sind auf den Gewölben der Seitenöffnungen Asphaltplatten von 6 bis 8 mm, auf den Entlastungsgewölben der grossen Oeffnung solche von 8 bis 10 mm und auf dem Scheitel des grossen Gewölbes Bleiplatten von 2 mm Stärke, aufgebracht worden. Die Innenseite der Stirnmauern, in welche die Asphalt- und Bleiplatten eingreifen, wurde mit Zementmörtel ausgefügt. Ueber dieser Abdeckung liegt eine 0,20 m hohe Sandschicht, und auf dieser eine Steinschichtung.

dessen Montierung. Dieser Gehsteg wurde auf Wunsch und mit einem Beitrag der Gemeinden Davos und Filisur erstellt, und soll dem Touristenverkehr im Landwassertal, insbesondere durch die Landwasserschlucht, dienen.

Das Gesamtmauerwerk des Wiesener Viaduktes misst 9950 m³. Die Kosten desselben sind noch nicht definitiv abgerechnet. Sie werden sich, ohne Gerüst und ohne Gehsteg, auf rund 395 000 Fr. belaufen. Die überbrückte Fläche misst zwischen Schwellenhöhe, Widerlagerenden

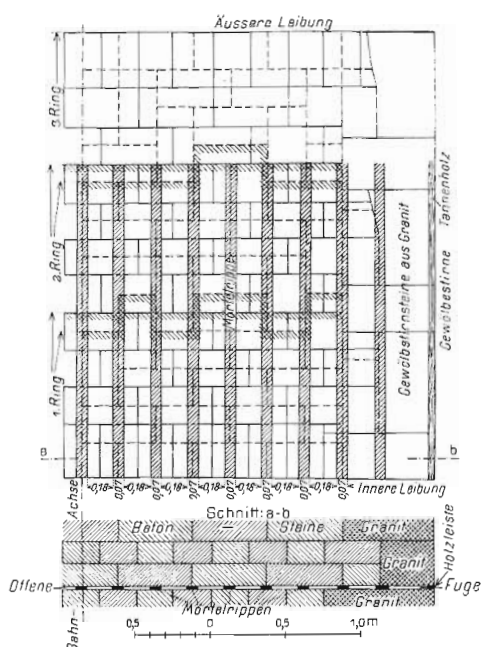


Abb. 33. Fugeneinteilung des grossen Gewölbes.
Masstab 1 : 50.

Im Frühjahr 1909 erfolgte noch die Aufbringung der Konsolen und Deckplatten, die Aufstellung des Geländers, die Einmauerung von eisernen Trägern für einen 1,20 m breiten Gehsteg auf der linken Seite des Viaduktes und

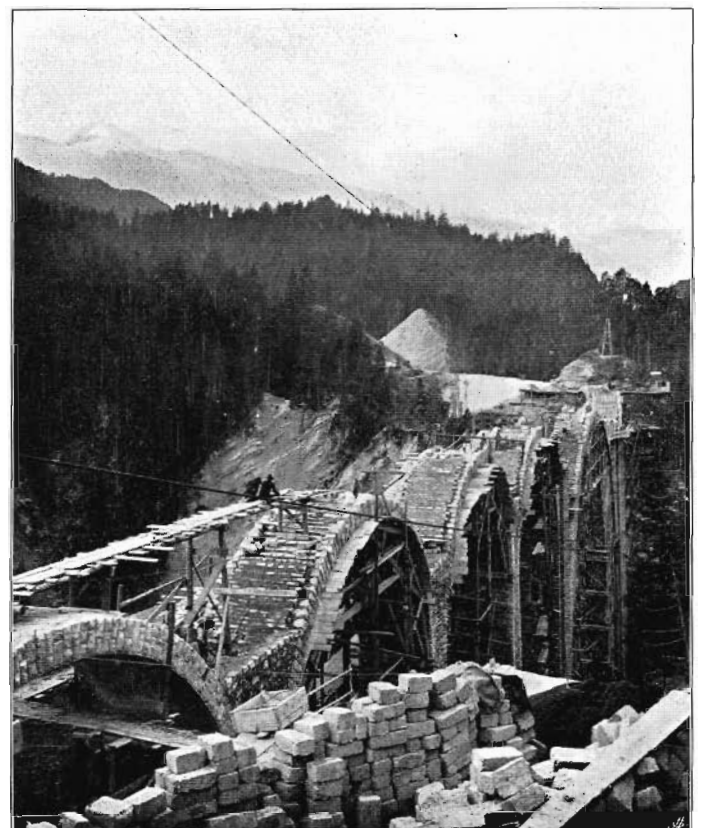


Abb. 34. Mauerung der rechtsufrigen Seitenöffnungen am Wiesener Viadukt mit Beton-Formsteinen.

und Terrainschnitt in der Bahnachse $7100 m^2$, die Fläche des Mauerwerks über Terrainschnitt in der Bahnachse $1660 m^2$, die Fläche des Mauerwerks unter Terrainschnitt in der Bahnachse $377 m^2$. Die Kosten für den m^2 überbrückter Fläche (Längenprofilfläche) ergeben sich ohne Gerüst zu 55,65 Fr. Für Abbinden, Aufstellen und Abbrechen des Gerüstes zahlte die Unternehmung 22500 Fr. Dabei lieferte sie das Holz und das Eisenmaterial auf den Stationsplatz Wiesen (Abb. 29), wo auch das Abbruchmaterial zu lagern ist.

Vorstehenden Ausführungen des Herrn Oberingenieur P. Saluz lassen wir den erwähnten Bericht des Bauführers des III. Loses, Ingenieur Hans Studer, über die von ihm durchgeführten statischen Untersuchungen zum Wiesener Viadukt folgen. Der Bericht schliesst mit einigen das Lehrgerüst und die Bauausführung in statischer Hinsicht begründenden Mitteilungen; diese seien aber hier vorangestellt, weil die auf den vorhergehenden Seiten gezeigten Abbildungen ihr Verständnis wirksam unterstützen. Ingenieur Studer schreibt:

Das Lehrgerüst der Mittelöffnung am Wiesener Viadukt. Um die überaus wichtige und schwierige Frage des Lehrgerüstes möglichst gründlich zu behandeln, hat auch die Bauleitung im Frühjahr 1907 das Projekt für ein Lehrgerüst aufgestellt. Sie ging dabei von dem Bestreben aus, eine Lösung zu finden, die unabhängig wäre von den schwierigen Verhältnissen des Längenprofils, mit andern Worten, ein Gerüst zu konstruieren, das ein Minimum der vorhandenen Höhe überbauen würde. Abbildung 36 veranschaulicht die vorgeschlagene Lösung: Der Lehrgerüstbinder besteht aus einem eisernen, dreigelenkigen Fachwerk-Sichelträger, dessen Auflager sich unmittelbar unter den eigentlichen Gewölbeanfang einbauen. Die Mittellinie der untern Gurtung ist eine Parabel: die massgebende Drucklinie selbst. Dadurch wollte erreicht werden, dass die untere Gurtung nach deren Montage sich als statisch bestimmter Bogen selbst trage und damit das Montierungsgerüst zum Mindesten wesentlich entlaste und versteife. Die Montage war gedacht mittelst dreier Drahtseile verschlossener Konstruktion, die auf den voll aufzumauernden grossen Pfeilern auf eisernen Bock-Konstruktionen aufgehängt werden sollten. An diesen Seilen hängt an vertikalen Rundenisenstäben ein Montierungssteg in der Form der untern Gurtung, auf den die einzelnen Gurtungsteile mittelst der über das ganze

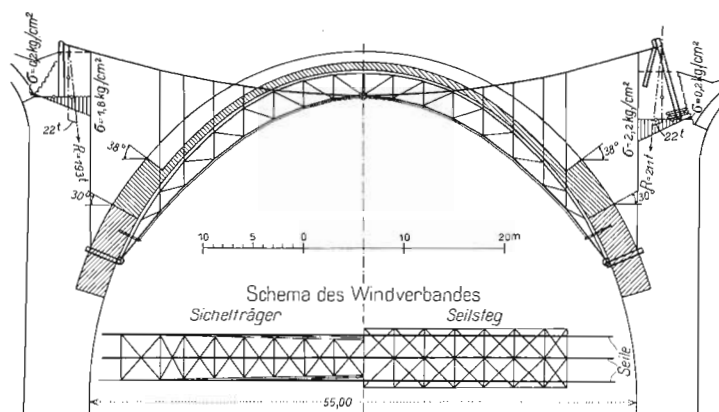


Abb. 36. Projekt der Bauleitung zu einem eisernen Lehrgerüst für die Mittelöffnung des Wiesener Viaduktes. — 1 : 750.

Bauwerk laufenden grossen Seil-Transportvorrichtung heruntergelassen und dort sofort verschraubt werden, da die ganze Eisenkonstruktion mit Schrauben an Stelle der Nieten gedacht war. Die Montage sollte in der Weise erfolgen, dass zuerst die untere Gurtung des mittlern der drei Binder von den Auflagern aus genau symmetrisch aufgelegt und verschraubt würde. Damit hätte man möglichst rasch eine Versteifung des schwankenden Seilsteges erreicht. Hierauf hätten die Untergurte der beiden andern Binder, die Windverspannungen und erst hernach die

Pfosten, Streben, Querverbände und die Obergurtung, alles ganz leichte Konstruktionsteile, montiert werden sollen.

Die als etwas kühn, aber möglich bezeichnete Montage des Montierungssteges war gedacht mittelst eines auf zwei leichten Drahtseilen laufenden Montagewagens mit Differential-Flaschenzug, von dem aus zuerst die Vertikalen von den Pfeilern her angehängt werden sollten. An diese wären sodann in einfacher Weise die vom grossen Transportseil an Ort und Stelle gelieferten Längs- und Quertträger des Steges anzuschrauben und der Bretterbelag darüber zu befestigen gewesen. Der Montierungssteg hätte durch Anziehen oder Nachlassen der drei Tragseile mittelst in die eine Aufhängung derselben eingebauter Lokomotivwinden in die richtige Lage geschraubt werden können. Die Lüftung des Lehrgerüstes war beabsichtigt durch je einen unter dem Kämpfergelenk eingebauten grossen Sandtopf aus Stahlguss.

Für diese Projektstudie, die sowohl in rechnerischer als auch konstruktiver Hinsicht entsprechend eingehend und detailliert ausgeführt war, wurde das Gutachten einer grössern schweizerischen Brückenbaufirma eingeholt. Diese bezeichnete das Projekt als ein wohl kühnes, aber durchaus ausführbares; sie schlug einige Vereinfachungen und Verbesserungen vor, von denen besonders folgende interessieren dürften: unter Weglassung des Montierungssteges die untere Gurtung direkt an die Vertikalen zu hängen und über dieselbe einen Bretterbelag zu befestigen, ferner die Tragseile nicht auf den Hauptpfeilern, sondern am Boden oder den Pfeilern der anschliessenden 20 m-Oeffnungen zu verankern, um erstere zu entlasten.

Das Projekt des eisernen Lehrgerüstes hatte zur Voraussetzung, dass die beiden Hauptpfeiler vor der Ausführung des Gewölbes vollständig aufgemauert würden. Infolge der um $2\frac{1}{2}$ Monate verzögerten Montage des grossen Transportseiles war die Unternehmung aber ausser Stande, das Bauprogramm für die Mauerung für 1907 einzuhalten; die dadurch knapp gewordene Bauzeit gestattete die Ausführung des eisernen Gerüstes nicht mehr, weshalb auf die Wahl eines Gerüstes gedungen werden musste, dessen Ausführung ohne die geringste Beeinflussung der Mauerungsarbeiten möglich war. Es kam somit nur noch ein Gerüst in Frage, das sich von unten her aufbaute. Die Situation hätte sich für ein eisernes Gerüst an Stelle des nun ausgeführten, wie der Kostenvergleich zeigt, besonders geeignet. Unter Erhöhung des Kostenvoranschlages der begutachtenden Brückenbaufirma um etwa 15% für Unvorhergesehenes hätte die Differenz zugunsten des eisernen Gerüstes noch etwa 15000 Fr. betragen.

Der Typ des ausgeführten, von Herrn Marasi, Oberingenieur der Unternehmung, entworfenen kühnen hölzernen Gerüstes lässt sich in kein System einpassen; es erscheint als eine Art Sprengwerk, wenn die Kette der das Gerüst gegen die Oeffnung hin begrenzenden Randstreben, die das Hauptgewicht zu tragen haben, als einzige Strebe aufgefasst wird. Die bogenartig dem Bauwerk sich anpassende Form liess auch den Gedanken aufkommen, das Gerüst als Fachwerkbogen ohne Gelenke auszubilden und zu berechnen. Man kam von dieser Idee ab aus der Erwägung, dass einerseits die Konstruktionsteile durch die Knotenverbindungen wesentlich geschwächt, anderseits durch das ungleichmässige Schwinden und Schwellen und die Heterogenität des Materials gefährliche Nebenspannungen auftreten könnten, die mit Sicherheit nicht in Rechnung zu ziehen gewesen wären. Aus diesem Grunde wurde seinerzeit auch der Gedanke verworfen, den eisernen Sichelträger in der geschilderten Ausbildung, nur ohne Gelenke, in Holz auszuführen.

Die Berechnung des Gerüstes konnte nur Knotenpunkt für Knotenpunkt nach den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen erfolgen. Die Konstruktion durfte nicht als eine zusammenarbeitende betrachtet werden, da deren einzelne Teile mit Ausnahme der unmittelbar unter den Sandtöpfen liegenden Etagenholzer nirgends auf Zug arbeiten können. Um das Lehrgerüst in seinen Abmess-

ungen möglichst leicht halten zu können, wurde, wie bereits erwähnt, das Gewölbe in drei Ringen gemauert (Abb. 30). Diese Ringe haben nicht gleiche Stärke: der erste Ring wurde so dimensioniert, dass er sich selbst und das Gewicht des zweiten Ringes zu tragen vermochte. Man wollte damit vermeiden, dass die zulässige elastische Durchbiegung des ersten Ringes beim Aufmauern des zweiten Ringes überschritten würde, welcher Ueberschreitung das viel elastischere Gerüst wohl ohne weiteres nachgegeben hätte. Das Gerüst, das sich bis zum Schluss des ersten Ringes um 10 cm gesenkt hatte, erlitt, als Folge der erwähnten Dimensionierung des ersten Ringes beim Aufmauern des zweiten und dritten Ringes keine weitere Senkung mehr. Um bezüglich gefährlicher Deformationen des ersten und zweiten Ringes während des Aufmauerns noch sicherer zu gehen, wurden in der auf Seite 336 beschriebenen Weise diese Ringe in sechs Teilen oder „Lamellen“ gemauert unter Offenhaltung von Gewölbefugen bis zum Schluss des zweiten Ringes.

Die Dimensionierung des ersten Ringes erfolgte gelegentlich der Projektierung des eisernen Lehrgerüsts auf Grund der Elastizitätstheorie; das Verhältnis seiner Scheitelstärke zur Scheitelstärke des ganzen Gewölbes beträgt 1:2,25. Eine nachträglich gefundene merkwürdige Uebereinstimmung des gleichen Verhältnisses bei den drei klassischen französischen Bogenbrücken von Lavaur, Antoinette und Castelet mit 61,5, 50 und 41,2 m Spannweite liess die Vermutung aufkommen, dass auch dort ähnliche Forderungen für die Dimensionierung des ersten Ringes aufgestellt wurden. Die betreffenden Verhältnisse betragen bei Lavaur 1:2,45, Antoinette 1:2,25 und Castelet 1:2,50; leider ist im Baubericht dieser Brücken hierüber nichts erwähnt.

Die vier Binder des Lehrgerüsts stehen in Abständen von je 1,33 m von Mitte zu Mitte, tragen aber nicht zu gleichen Teilen; die beiden mittlern Binder tragen mehr, in der Nähe des Scheitels je $\frac{1}{3}$ der ganzen Last; die Binder sind, um ungünstig zu rechnen, durchgehend mit $\frac{1}{3}$ der Last berechnet. Die Konstruktion der Belastungsfläche erfolgte in der üblichen Weise unter Zugrundelegung eines Reibungswinkels zwischen Stein und Schalung von 26° ¹⁾. Aus der Berechnung ergibt sich, dass der Kranz der Randstreben weitaus am meisten zu tragen hat (grösste Strebekraft = 58 t pro Binder), während die Pfosten höchstens mit $\frac{1}{4}$ dieser Kraft beansprucht werden. Als zulässige Biegungsspannung wurde, da das ganze Gerüst aus Tannenholz hergestellt ist, 60 kg/cm², als Elastizitätsmodul 100 t/cm² und als Sicherheitsgrad gegen Knickung 10 angenommen. Alle Pfosten und Streben sind auf Knickung nach dem ungünstigsten Fall gerechnet, die Etagenholzer wo nötig auf Zug, die Schalholzer auf Biegung. Als grösste Querschnittspannung treten in der untersten Randstrebe 21,5 kg/cm² auf. Dies ist zugleich der Maximaldruck der direkt stumpf auf die Betonfundamente aufgestellten Pfosten und Streben auf den Beton.

Die Stabilität gegen Wind erreichte man für den festen Teil, der übrigens bei jedem Etagenholz in die Pfeiler verankert war, durch Einbau einer Versteifung unmittelbar auf den Etagenholzern mittelst gekreuzter Zugstangen aus 30 mm Rundeisen, die, wie aus dem Gerüstplan (Abb. 30, S. 14) ersichtlich, in den Pfeilern verankert sind. Dadurch wird eine vollständige Stabilität erzielt, die sich durch das System der schiefen Zangen auf den beweglichen Teil überträgt. Durch Belastung der einzelnen Etagen mit den Betonsteinen des Gewölbes wurde diese Stabilität des beweglichen Teiles vergrössert. Die vier auf Höhe der Etage über den Sandtöpfen angreifenden Rundeisen von 30 mm dienten mehr der Montage und erst in zweiter Linie einer weitem Versteifung gegen Wind. Mit Rücksicht auf den Umstand, dass die Vollendung des Gerüsts auf den Beginn der von August bis Mitte März dauernden ganz windstillen Zeit fiel, hat man darauf verzichtet, früher vorgesehene, sehr kostspielige und wegen

der Gestaltung der Hänge schwierige Windverspannungen auszuführen.

Dem Lehrgerüste, d. h. dem beweglichen Teil desselben, hat man, nach empirischen Daten schätzend, eine Ueberhöhung von 10 cm im Scheitel gegeben, die auf die einzelnen Knotenpunkte proportional zur Abszisse verteilt wurden. Zufälligerweise betrug die Senkung des Scheitels bis zum Schluss des ersten Gewölberinges gerade 100 mm im Mittel, 90 mm links, 110 mm rechts der Bahn. Vom Schluss des ersten Ringes an trat, wie bereits erwähnt, überhaupt keine Senkung des Gerüsts mehr ein.

Statische Berechnung des grossen Bogens am Wiesener-Viadukt.

Von Ingenieur Hans Studer, Bauführer des III. Loses.

(Mit einer Tafel.)

Nachdem Terrainsondierungen für die Lage der beiden grossen Pfeiler ergeben hatten, dass die Spannweite von 55 m die den Verhältnissen entsprechendste sei, schritt man zur statischen Untersuchung des Bauwerkes.

Vor allem war die Frage zu entscheiden, ob ein Bogen mit oder ohne Gelenke gewählt werden sollte. Die Einschaltung von Gelenken in Gewölbe rechtfertigt sich nur da, wo nicht auf absolut unbewegliche und unelastische Widerlager gerechnet werden kann. Da hier auf durchaus kompakten Fels abgestellt werden sollte, fiel diese Voraussetzung weg. Dem Vorteil einfacherer und sicherer Berechnung namentlich dreigelenkiger Bögen und damit schwächerer Dimensionierung steht der grosse Nachteil entgegen, dass sich Gelenke in steinernen Bögen immer mehr zu schwachen Punkten derselben ausbilden. Zudem tritt praktisch die von der Theorie vorausgesetzte Reibungslosigkeit der Gelenke kaum ein, wodurch der Wert der Berechnung wesentlich herabgemindert wird. Wenn auch ein gelenkloser Bogen eine statisch unbestimmte Konstruktion ist, deren Berechnung früher eine gewisse Unsicherheit anzuhaften schien, so haben doch die grossartigen Gewölbeversuche des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins das beruhigende Resultat ergeben, dass die Berechnung gelenkloser Bogen nach der Elastizitätstheorie eine den wirklichen Spannungsverhältnissen im Gewölbe durchaus entsprechende ist.

Diese Gründe veranlassten die Wahl eines gelenklosen Gewölbes, bezüglich dessen Form es von vornherein klar war, dass bei einer so grossen Spannweite durch Anpassen an die massgebende Drucklinie wesentliche Ersparnisse an den Dimensionen des Gewölbes und der Pfeiler erzielt werden müssten. Die genauen Berechnungen eines Halbkreisgewölbes von 55 m Spannweite, sowie eines Stichbogens von ebenfalls 27,5 m Radius und 51 m Spannweite nach der Elastizitätstheorie, die zur Vollständigkeit der Untersuchung durchgeführt wurden, ergaben denn auch bei Zugrundelegung von Dimensionen, die von einer überschlägigen Berechnung herrührten, sehr ungünstige Drucklinien.

Damit war nun schon ein Anhaltspunkt für eine günstigere Gewölbeform gefunden; unter Anwendung von je zwei Radien für die äussere und die innere Leibung wurde eine Gewölbeform konstruiert, die sich dieser ersten Drucklinie sinngemäss anschmiegte. Nach dem Vorschlage von Tolkmitt wurde nun unter Zugrundelegung der sogenannten „Normalbelastung“ (der über die ganze Spannweite verteilten halben zufälligen Last) mittelst der für kleinere Gewölbe üblichen Methode von Mhéry die ungünstigste Drucklinie ermittelt und die Gewölbeform wiederum unter Anwendung von vier Radien korrigiert. Hierauf berechnete man mit der gleichen „Normalbelastung“ die wirkliche Drucklinie mittelst der Elastizitätstheorie. Diese Drucklinie passte sich nun schon weit besser der Mittellinie des Gewölbes an. Man verbesserte aber dessen Form nochmals und berechnete hierauf endgültig die „elastische“ Drucklinie, welche nun so günstig lag, dass die zuletzt gefundene Gewölbeform beibehalten werden konnte. Diese setzt sich aus vier Radien zusammen; jede Leibung ist ein Korbogen aus zwei Radien, die innere mit $R = 22$ und $36,5$ m,

¹⁾ Vergl. Gerüst der Gmündertobelbrücke, Schweiz. Bauztg. Bd. LIII, S. 99.

die äussere mit $R = 27$ und 37 m. Der Mehrbetrag der Pfeilhöhe gegenüber der halben Spannweite beträgt $5,83$ m. Die Anpassung der Gewölbeform an die parabolische Form der Drucklinie beschränkt sich auf die obere zwei Drittel der letzteren; eine Anpassung auch im unteren Drittel der Parabel wollte aus rein ästhetischen Gründen vermieden werden mit Rücksicht auf den fast geradlinigen Verlauf der Parabel an dieser Stelle, die dann zum Uebergang in die Vertikale einen kleinen Radius verlangt hätte. Wie wenig ästhetisch solche rein statische Formen sein können, zeigen neuere Projekte für grosse Gewölbe aus armiertem Beton.

Für das definitiv gewählte Gewölbe wurde zunächst noch die Drucklinie für halbseitige zufällige Last und sodann für volle Belastung der ganzen Spannweite mittelst der Elastizitätstheorie herausgerechnet für einen Gewölbestreifen von $1,0$ m Breite. Grundlegende Annahmen waren hiebei:

Gewicht des m^3 Mauerwerk (Bruchstein aus Muschelkalk) $2,50$ t. Gewicht des m^3 der Hinterfüllung (Schichtung von Bruchsteinen und Kieslage) $1,90$ t.

Der Lastzug für die halbseitige Belastung bestand aus zwei der schwersten Lokomotiven des Typs G $\frac{4}{5}$ mit einem Totalgewicht von 68 t (die Rhätische Bahn hat in neuerer Zeit einen noch schwereren Typ von 72 t erhalten), der Lastzug für die volle Belastung bestand aus drei Lokomotiven G $\frac{4}{5}$ mit einem angehängten vollbelasteten Güterwagen von $17,1$ t.

Berechnung und Konstruktion der Drucklinien erfolgte nach der von W. Ritter begründeten graphischen Methode der Bestimmung der Auflager-Reaktionen für Einzellasten aus den elastischen Formänderungen: Konstruktion der Elastizitätsellipse des gelenklosen Bogens mittels der Seilpolygone $A_1 B_1, A_2 B_2$ bis $A_5 B_5$, deren Lasten die elastischen Gewichte bilden und von denen die beiden ersten den Schwerpunkt dieser Gewichte und zugleich die statischen Momente derselben in bezug auf die Schwerpunktsachsen ergeben. Das dritte und vierte Seilpolygon lieferte die Trägheitsmomente, das fünfte die Zentrifugalmomente der elastischen Gewichte. Das erste, dritte und fünfte Seileck bilden mit ihren Endseiten zugleich die Einflussflächen für die in eine Vertikal- und eine Horizontal-komponente und ein Kräftepaar zerlegte Auflagerreaktion, die aus diesen drei, aus den Einzellasten und deren Ordinaten bekannten Komponenten der Lage, Richtung und Grösse nach bekannt wird. Durch Zusammensetzung der Resultierenden aus allen diesen Auflagerreaktionen der einzelnen Lasten mit letztern ergibt sich die eindeutig ermittelte, einer bestimmten Laststellung entsprechende Drucklinie (vergl. die beigefügte Tafel). Die zeichnerische Genauigkeit der Seilpolygone wurde analytisch kontrolliert durch Berechnung der statischen Momente, Trägheitsmomente und Zentrifugalmomente, die genaue Konstruktion der Drucklinie durch Berechnung der Scheitelordinate. Da der Einfluss der zufälligen Last kein sehr grosser ist, wie die Belastungsfläche zeigt, so hat man der Einfachheit halber davon abgesehen, mittelst Kämpferdruck- und Umhüllungskurven die ungünstigste Laststellung genau zu bestimmen. Diese wurde geschätzt. Die Grenzstellungen unterschieden sich bezüglich ihres Einflusses nur um wenige Prozente.

Die Drucklinie für halbseitige Belastung ergibt die grössten Spannungen; in der bei dieser Belastung unbelasteten Hälfte verursacht jedoch die Vollbelastung relativ grössere Beanspruchungen. Die Maximalspannungen treten auf bei der Fugenneigung von 30° zur Horizontalen an der innern Leibung und betragen $23,5$ kg/cm^2 für halbseitige und $22,8$ kg/cm^2 für Vollbelastung an gleicher Stelle. Zugspannungen treten natürlich nicht auf.

Temperaturspannungen. Es war zu vermuten, dass diese beträchtlich sein werden. In der Tat ergibt sich als Maximum in der Kämpferfuge eine Spannung von $\pm 4,64$ kg/cm^2 , bei der Fuge in der Nähe der horizontalen Schwerpunktsaxe der Elastizitätsellipse $\pm 0,38$ und im Scheitel $\pm 3,24$ kg/cm^2 , überall an der äusseren Leibung,

während an der innern Gewölbeleibung nur wenig davon abweichende Spannungen auftreten. Der Berechnung der in der horizontalen Schwerpunktsaxe der Elastizitätsellipse wirkenden Temperaturkraft, die $4,71$ t betrug, lagen folgende Annahmen zugrunde: 1. Elastizitätsmodul = 50 t/cm^2 , eine Zahl, die vorsichtshalber so niedrig gewählt wurde. (Beim Bruchsteingewölbe der Versuche des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins ist ein Elastizitätsmodul von $60,4$ t/cm^2 errechnet worden.) 2. Ausdehnungskoeffizient für Mauerwerk = $0,000088$ für $1^\circ C$. 3. Temperaturdifferenz = $\pm 35^\circ C$ über und unter der Bau-temperatur von $+10^\circ$. Es mag hier vielleicht der Ort sein, das Bedauern darüber zu äussern, dass über den Elastizitätsmodul und den Ausdehnungskoeffizienten für Bruchsteinmauerwerk leider nur sehr vage und hauptsächlich aus, für die Praxis ganz unzutreffenden Laboratoriumsversuchen an kleinen Versuchskörpern herrührende Angaben in der Literatur zu finden sind. Die erwähnten Gewölbeversuche in Oesterreich geben je nur einen einzelnen Fall.

Wind. Um auch bezüglich des Einflusses des Windes auf das Gewölbe allein orientiert zu sein, wurden die Querschnittsspannungen für die am stärksten beanspruchten Fugen am Kämpfer und bei 30° berechnet. Die Windbeanspruchung ergab sich entsprechend den eidgenössischen Vorschriften am ungünstigsten für die belastete Brücke, natürlich für Wind senkrecht zur Brückenaxe. Die Windkraft betrug für die ganze Spannweite 48 t, die Spannungen in der Kämpferfuge $\pm 3,93$ kg/cm^2 . Die Annahme einer senkrechten Windbeaufschlagung von 100 kg/m^2 ist übrigens eine viel zu ungünstige, da Talrichtung und örtliche Lage der Brücke eine solche vollständig ausschliessen.

Die bisherigen Untersuchungen für das definitive Gewölbe hatten zur Voraussetzung, dass das Gewölbe auf vollständig unelastischen und unnachgiebigen Widerlagern ruhe. Für eine genauere Untersuchung des Bauwerkes durfte diese Annahme keineswegs aufrecht erhalten bleiben, denn das Gewölbe ruht auf zwei Hauptpfeilern aus Bruchsteinmauerwerk, die von den Kämpfern des freistehenden Gewölbes noch 27 m, bzw. 31 m tief bis zum Fundament hinabreichen. Zum mindesten musste angenommen werden, dass zufolge des vielen, bei Bruchsteinmauerwerk vorhandenen Mörtels (in unserem Falle Mörtel mit hydr. Kalk) zur Zeit des Lüftens des Lehrgerüsts das Pfeilermauerwerk noch eine relativ grosse Elastizität besitzen würde, somit Setzungen nicht ausgeschlossen waren. Des Fernern musste theoretisch vorausgesetzt werden, dass infolge des Horizontalschubes eine seitliche Ausbiegung der vertikalen Pfeileraxe auf Kämpferhöhe stattfinden könne. Diese beiden Annahmen liessen die grundlegende Bedingung für die Berechnung des Gewölbes als Bogen ohne Gelenke: absolut unelastische und unbewegliche Widerlager, als nicht erfüllt erscheinen.

Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, dachte man sich das Gewölbe durch die Pfeiler hindurch fortgesetzt bis zum Fundament in der aus dem graphostatischen Berechnungsplan ersichtlichen Form, die dem statischen Gefühl entsprechend supponiert wurde. Diese bis ins Fundament hinunterreichende elastische Konstruktion wurde als ein *eingespannter, gelenkloser und elastischer Bogen* und die über der äusseren Leibung dieses Gewölbes liegenden Pfeilerpartien als Belastungen aufgefasst (siehe beigefügte Tafel).

Es folgte nun die genaue Berechnung des Bauwerkes auf Grund dieser Annahme mit allen in Betracht fallenden Zusatzspannungen, wiederum nach der Elastizitätstheorie, nur mit dem Unterschiede, dass hier nicht mehr nur ein Streifen von $1,0$ m Breite, sondern die ganze Breite des Bauwerkes zugrunde lag. Die grosse Oeffnung hat beidseitig den scheinbar geringen Anzug von $1:40$, der sich aus der Berechnung als vollständig genügend erwies. Durch Berücksichtigung der wirklichen Breite der einzelnen Gewölbeelemente ergaben sich natürlich viel günstigere Verhältnisse, da der Anzug bis zum Fundamentmauerwerk auf mehr als 60% der Brückenbreite auf Schwellenhöhe anwächst, die für die Hauptöffnung $3,70$ m, für den übrigen

geradlinigen Teil der Brücke 3,60 m gemäss den Normalien der Rhätischen Bahn beträgt (Breite zwischen den Stirnflächen). Die gewählte Breite entspricht zufälligerweise den im Bericht der Oesterreichischen Gewölbeversuche aufgestellten Breite-Normen. Um die Berechnung zu vereinfachen, wurde die infolge des starken Bahngeländes und des konstanten Anzuges auftretende Ungleichheit in der Breite der beiden Gewölbehälften vernachlässigt und auch bezüglich der Fundamente Symmetrie angenommen.

Da die Fundierung der Pfeiler bis auf die anstehenden kompakten Muschelkalkbänke hinunter als Grundbedingung vorgesehen war, so durften für den bis zum Fundament verlängerten elastischen Bogen ohne Gelenke vollkommen unbewegliche und unelastische Widerlager angenommen werden.

Die grundlegenden Daten waren wieder: spezifisches Gewicht des Mauerwerks 2,5, der Hinterfüllung 1,9. Als ungünstigste Laststellung wurde, nach den durch die Voruntersuchung für das Gewölbe gewonnenen Aufklärungen, angenommen: Belastung der oberen Hälfte der Spannweite, des Pfeilers und der ganzen anschliessenden 20 m-Oeffnung mit einem Zuge aus drei Lokomotiven von 68 t und angehängten Güterwagen, und zwar derart, dass die Spitze des Zuges über den Scheitel des grossen Gewölbes zu stehen kam.

Die Resultierende aus dem Gewicht des dem gedachten Bogen überlagerten Pfeilertheiles und den Reaktionen der beiden anschliessenden Oeffnungen von 20 m und 4 m ergibt eine Vertikalkomponente von 2595 t und eine Horizontalkomponente von 170 t auf Wiesener Seite (2440 und 175 t auf Filisurer Seite). Diese Vertikalkomponenten wurden in die Folge der vertikalen Lasten eingereiht. Um den Einfluss der horizontalen Komponenten bestimmen zu können, musste ein 6. Seilpolygon, $A_6 - B_6$ gezeichnet werden (Zentrifugalmomente der elastischen Gewichte bezogen auf Krafrichtung und vertikale Schwerpunktsaxe). Die in der schon erwähnten Weise der Lage und Richtung nach gefundenen Auflager-Reaktionen für beide Auflager wurden mit den Reaktionen der vertikalen Lasten zusammengesetzt und mit dem die horizontalen Komponenten enthaltenden Krafteck die Drucklinie gezeichnet (die ebenfalls konstruierte Drucklinie für die vertikalen Lasten allein ist im graphischen Berechnungsplan der Deutlichkeit halber weggelassen worden).

Die Gesamtdrucklinie für Eigengewicht und einseitige zufällige Last liegt sehr nahe an der Mittellinie des gedachten und des wirklichen Gewölbes. Die entsprechenden Spannungen ergeben sich als wesentlich kleinere als bei der Voruntersuchung ohne Berücksichtigung des Anzuges. Die grösste dieser Spannungen zeigt sich an der innern Leibung der Fuge bei 30° Neigung zur Horizontalen (Element 14—15), also an gleicher Stelle wie bei der Voruntersuchung. Diese Fuge dürfte also die Bruchfuge sein. Die Spannung beträgt aber nur 19,6 kg/cm²; Zugspannungen treten nirgends auf. Für die Pfeilerpartie ist der Querschnitt FF auf Höhe des untersten Zentrums am ungünstigsten beansprucht. Es ergibt sich dort eine Kantenpressung an der innern Kante von 14,45 kg/cm² (auf Wiesener Seite). Im Fundament ist die grösste Beanspruchung 8,08 kg/cm² auf der äussern Seite des Wiesener Pfeilers.

Da die Bahnaxe vom linksufrigen Hauptpfeiler aus in einer Kurve von $R = 120$ m verläuft (deren Uebergangskurve 10 m weit auf das grosse Gewölbe zurückgreift), so stösst das anschliessende 20 m Gewölbe schief auf den Hauptpfeiler auf; dessen Auflagerreaktion zerlegt sich deshalb in eine der Drucklinie des Hauptgewölbes einverleibte Komponente von 415 t parallel zur Stirne des grossen Gewölbes und in eine zu dieser senkrecht gerichtete Komponente von 40 t. Für diese Normalkomponente wurden die Zusatzspannungen für die einzelnen Pfeilerquerschnitte unter Vernachlässigung eines Drehmomentes bestimmt. Dieselben sind im Querschnitt $F'F'$ am grössten und betragen dort: +2,34 kg/cm² in der Kante parallel und rechts der Bahn und -2,40 kg/cm² in der entgegen-

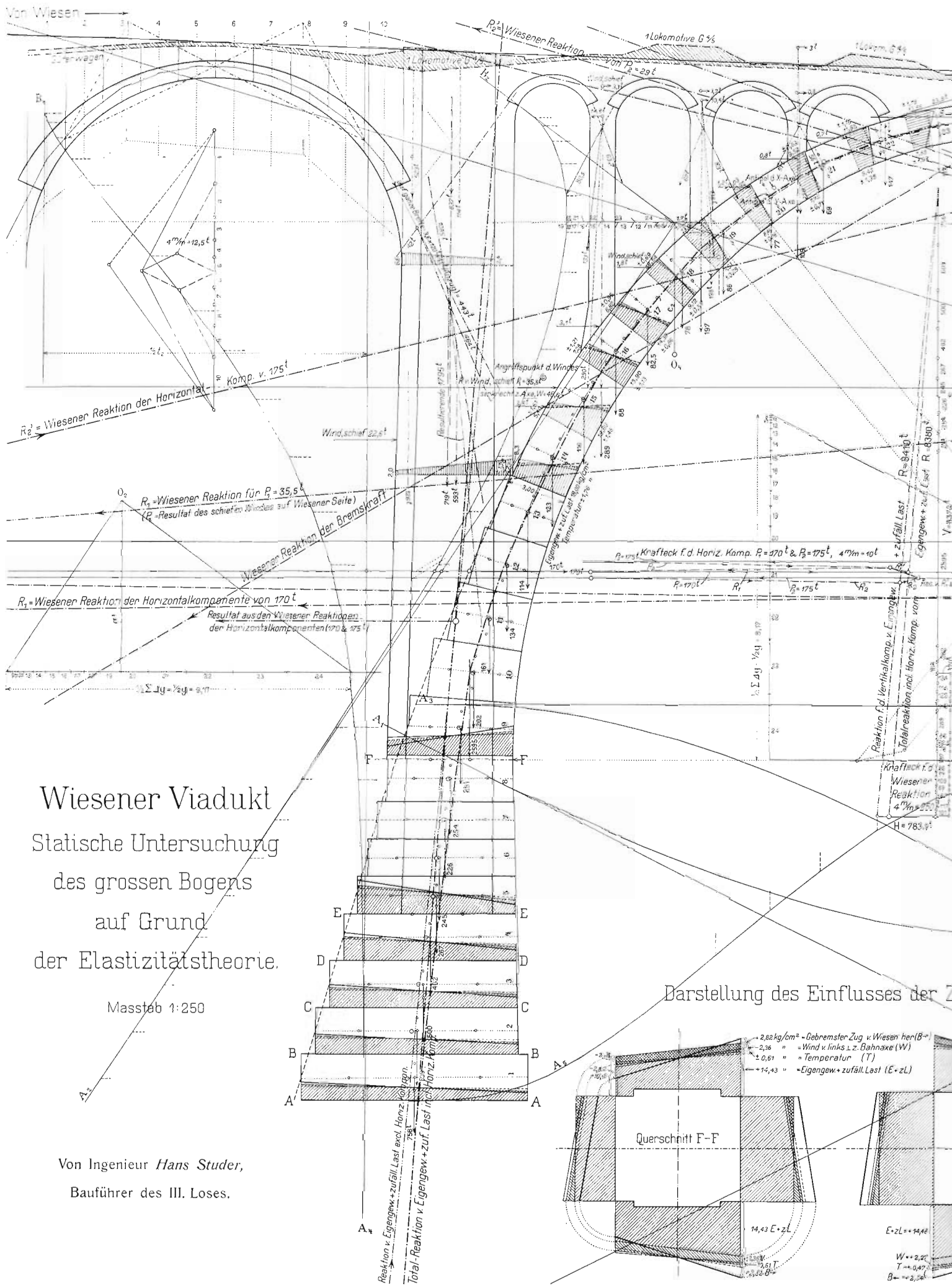
gesetzten; das Minimum tritt im Fundament auf mit +0,55 bezw. -0,57 kg/cm². Damit war nun der Gesamteinfluss von Eigengewicht plus zufälliger Last bestimmt und es erübrigte noch, alle weiteren möglichen Einflüsse zu untersuchen. Als solche treten auf: Temperaturschwankungen, Wind senkrecht zur Bahnaxe, Wind schief zur Bahnaxe, Bremskraft und Fliehkraft.

Temperatur. Der Berechnung der Temperaturspannungen lagen die früher erwähnten Annahmen zugrunde. Es ergibt sich eine Temperaturkraft von 9,09 t. Im Fundament treten minimale Spannungen von $\pm 0,18$ kg/cm², im gefährlichen Querschnitt FF von $\pm 0,61$ kg/cm² auf. In der Kämpferfuge (Element 13—14) ergeben sich $\pm 1,76$ und $\pm 1,78$ kg/cm² (äussere und innere Leibung); dann nehmen die Spannungen ab bis Fuge 19—20, wo $\pm 0,03$, bezw. $\pm 0,18$ kg/cm² auftreten; von dort an wächst der Temperatureinfluss wieder bis zum Maximum im Scheitel von $\pm 2,38$ bezw. $\pm 2,64$ kg/cm². Der grosse Unterschied gegenüber den bei der Voruntersuchung für das Gewölbe (1,00 m Streifen) gefundenen Temperaturspannungen erklärt sich mit der viel geringern Elastizität der ganzen Konstruktion bei Berücksichtigung des Anzuges, da die elastischen Gewichte kleiner werden.

Wind senkrecht zur Bahnaxe. Wie bereits erwähnt, ist ein senkrecht auftreffender Wind von 100 oder 150 kg/m² bei der Richtung des Haupttales eigentlich ausgeschlossen. Die Untersuchung wurde daher nur der Vollständigkeit halber durchgeführt für einen Winddruck von 100 kg/m² auf die belastete Brücke. Da für das Gewölbe allein schon in der Voruntersuchung Anhaltspunkte gefunden wurden, so beschränkte man sich hier auf die Berechnung der Windspannungen im Wiesener Pfeiler, für den als bewindete Fläche die Ansichtsfläche zwischen den Scheiteln der anschliessenden Gewölbe mit 466 m² berechnet wurde. Die Windkraft beträgt demnach 46,6 t. Unter Vernachlässigung des Drehmomentes, das durch die in Bezug auf die Pfeilerquerschnitte exzentrisch liegende Windresultante erzeugt wird, ergeben sich folgende grössten und kleinsten Spannungen: Minimum im Fundament $\pm 0,89$ kg/cm², Maximum im Querschnitt FF $\pm 2,36$ kg/cm².

Wind schief zur Bahnaxe. Die ungünstigste Richtung für schiefen Wind ist ein Winkel von 45° zur Bahnaxe, die auch eine wahrscheinlichere ist als diejenige senkrecht zur Bahnaxe. Die Windkraft wurde in eine Parallel- und in eine Normalkomponente zerlegt und deren Einfluss getrennt bestimmt. Es zeigte sich, dass die Summe der Spannungen fast den Betrag derjenigen für senkrechten Wind erreicht, weil die beaufschlagte Fläche eine grössere ist. Die Maximalspannung, als Summe des Einflusses beider Komponenten, tritt auf in der Fuge 15—16 mit +3,81, die Minimalspannung am gleichen Ort mit -3,81 kg/cm². In der nebenstehenden Tabelle sind die Spannungen der Parallelkomponente für alle Querschnitte berechnet; die Spannungen der Normalkomponente sind für die Gewölbefugen 15—16 bis 24—24' nach den bei der Voruntersuchung gefundenen Spannungen in den Fugen 13—14 und 14—15 interpoliert. In der Uebersichtstabelle (Seite 21) sind alle interpolierten Zahlen eingeklammert.

Bremskraft. Zu der Berechnung wurde die Annahme gemacht, der Lastzug von drei Lokomotiven mit angehängten Güterwagen werde im Momente seiner für das grosse Gewölbe ungünstigsten Stellung mit $\frac{1}{6}$ aller seiner Achsen gebremst. Die Bremskraft beträgt somit $\frac{1}{6}$ des Zuggewichtes und wirkt in den Berührungspunkten der gebremsten Räder wagrecht auf die Schienen, von diesen durch die Schwellen, Kiesbett und Hinterfüllung auf das Gewölbe. Mit Hilfe des sechsten Seilpolygons wurden die Auflagerreaktionen dieser Horizontalbelastung und damit die Spannungen in ähnlicher Weise bestimmt, wie für die Horizontal-Komponente der zufälligen Last plus Eigengewicht. Die Maximal- und Minimalspannungen betragen $\pm 1,98$ kg/cm² in der Fuge 21—22, die numerisch kleinsten Spannungen treten im Fundament auf mit 0,23 kg/cm².

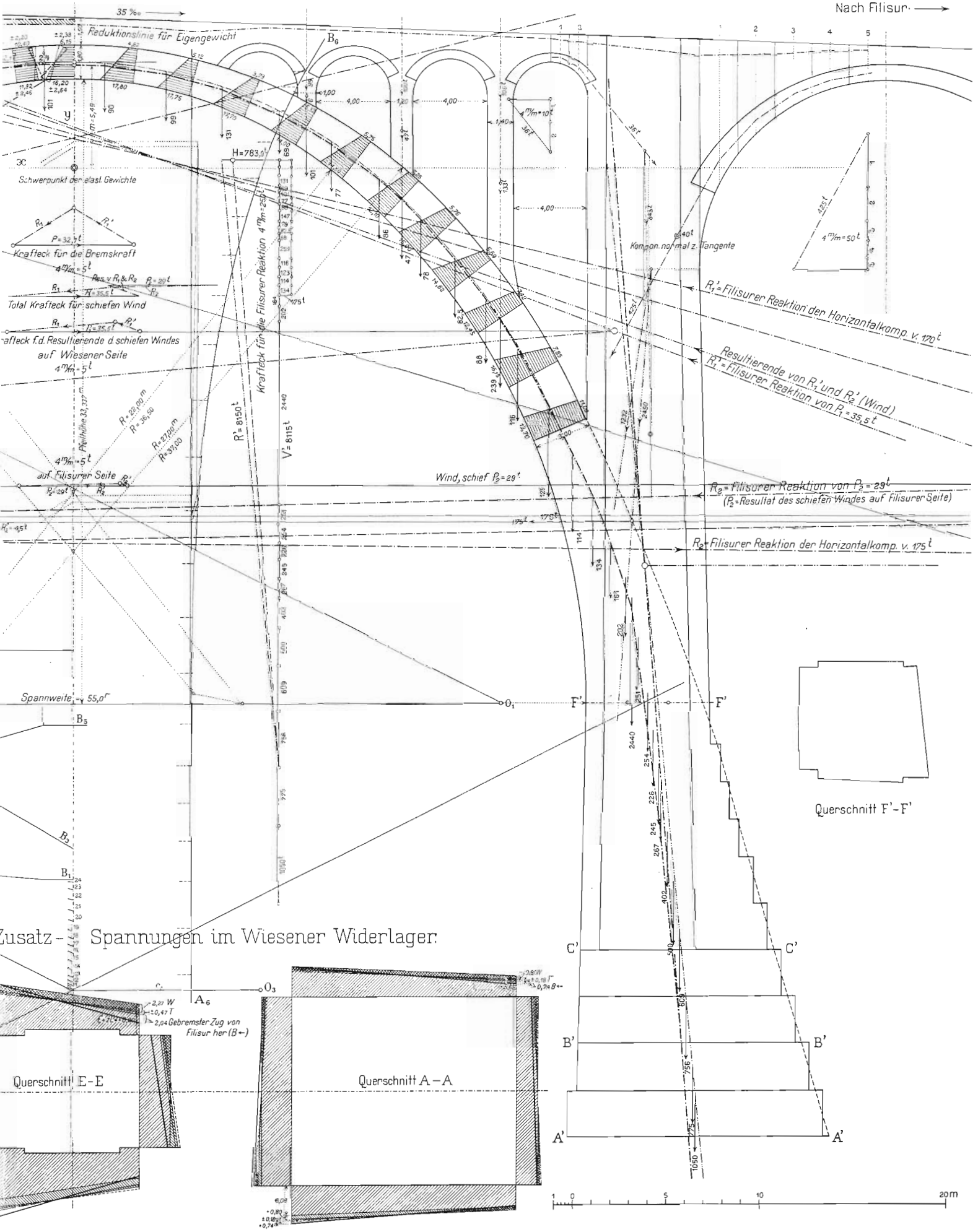


Wiesener Viadukt
 Statische Untersuchung
 des grossen Bogens
 auf Grund
 der Elastizitätstheorie.

Masstab 1:250

Darstellung des Einflusses der Z...

Von Ingenieur *Hans Studer*,
 Bauführer des III. Loses.



Übersicht über die Spannungsverhältnisse im Hauptbogen des Wiesener Viadukts.

Innere Kante

Außere Kante

Fuge	Eigengewicht + zufällige Last			Querkomp. im Pfeiler	Temperatur	Wind schief zur Bahnaxe		Wind senkrecht zur Bahnaxe	Bremskraft	Spannungen		Temperatur	Spannungen	
	Vertik. Komp.	Horiz. Komp.	Total			Parallel-Komp.	Normal-Komp.			Max.	Min.		Max.	Min.
Fund. AA	+ 8,08	- 1,58	+ 6,50	+ 0,18	+ 0,26	+ 7,80	+ 5,20	Fund. AA	+ 5,69	+ 1,58	+ 7,27	+ 0,23	+ 8,57	+ 5,97
I. Abs. BB	8,77	- 1,97	6,80	+ 0,23	+ 0,32	8,47	5,13	I. Abs. BB	6,91	+ 1,96	8,87	+ 0,29	10,54	7,20
2. » CC	10,00	- 2,30	7,70	+ 0,29	+ 0,38	9,80	5,60	2. » CC	7,37	+ 2,30	9,67	+ 0,34	11,77	7,57
3. » DD	12,33	- 2,77	9,56	+ 0,38	+ 0,48	12,31	6,81	3. » DD	8,02	+ 2,76	10,78	+ 0,44	13,53	8,03
4. » EE	14,48	- 3,24	11,24	+ 0,47	+ 0,59	14,53	7,95	4. » EE	8,20	+ 2,23	10,43	+ 0,55	13,72	7,14
Fuge FF	10,60	- 2,56	8,04	+ 0,61	+ 0,64	11,63	4,45	Fuge FF	14,45	+ 2,55	17,00	+ 0,62	20,59	13,41
13-14	7,72	+ 1,61	9,33	+ 1,78	+ 0,20	16,14	2,52	13-14	18,00	- 1,67	16,33	+ 1,10	23,12	9,54
14-15	5,40	+ 1,62	7,02	+ 1,51	+ 0,60	12,66	1,38	14-15	19,60	- 1,68	17,92	+ 0,52	23,56	12,28
15-16	7,28	+ 1,63	8,91	+ 1,21	+ 1,66	14,04	3,78	15-16	13,90	- 1,68	12,22	+ 1,62	17,23	7,21
16-17	6,82	+ 1,64	8,46	+ 0,95	+ 1,52	13,06	3,86	16-17	14,30	- 1,70	12,60	+ 1,50	17,09	8,11
17-18	8,54	+ 1,66	10,20	+ 0,69	+ 1,40	14,54	5,86	17-18	9,12	- 1,71	7,41	+ 1,34	11,56	3,26
18-19	13,02	+ 1,65	14,67	+ 0,37	+ 1,33	18,74	10,60	18-19	7,51	- 1,74	5,80	+ 1,17	9,59	2,01
19-20	10,92	+ 1,63	12,55	+ 0,03	+ 1,00	16,09	9,01	19-20	8,45	- 1,69	6,76	+ 0,93	10,38	3,14
20-21	9,52	+ 1,63	11,15	+ 0,53	+ 0,76	15,10	7,20	20-21	7,72	- 1,68	6,04	+ 0,67	10,08	2,00
21-22	11,85	+ 1,54	13,39	+ 1,15	+ 0,41	17,64	9,14	21-22	9,42	- 1,58	7,84	+ 0,31	12,24	3,44
22-23	13,65	+ 1,20	14,85	+ 1,76	+ 0,03	19,10	10,60	22-23	7,85	- 1,29	6,61	+ 0,15	11,05	2,17
23-24	10,40	+ 0,67	11,07	+ 2,20	+ 0,50	15,95	7,09	23-24	11,82	- 0,69	11,13	+ 0,98	15,85	6,41
24-24'	6,15	+ 0,04	6,19	+ 2,38	+ 0,85	9,81	2,57	24-24'	16,20	- 0,04	16,16	+ 1,00	20,19	12,13
24'-23'	4,82	+ 0,67	5,49	+ 2,20	+ 1,07	10,04	0,94	24'-23'	17,80	- 0,69	17,11	+ 1,21	22,06	12,16
23'-22'	5,12	+ 1,20	6,32	+ 1,76	+ 1,06	11,39	1,25	23'-22'	17,75	- 1,24	16,51	+ 1,38	22,09	10,93
22'-21'	3,73	+ 1,54	5,27	+ 1,15	+ 0,92	10,93	0,51	22'-21'	17,70	- 1,58	16,12	+ 1,08	21,33	10,91
21'-20'	6,32	+ 1,63	7,95	+ 0,53	+ 0,68	11,82	4,08	21'-20'	14,00	- 1,68	12,32	+ 0,81	16,50	8,14
20'-19'	5,75	+ 1,63	7,38	+ 0,93	+ 0,44	10,51	4,25	20'-19'	14,60	- 1,69	12,91	+ 0,55	16,19	9,63
19'-18'	7,25	+ 1,65	8,90	+ 0,37	+ 0,23	12,35	5,45	19'-18'	12,10	- 1,71	10,39	+ 0,33	13,72	7,06
18'-17'	5,76	+ 1,66	7,42	+ 0,69	+ 0,09	11,19	3,65	18'-17'	15,00	- 1,71	13,29	+ 0,17	17,94	9,64
17'-16'	5,69	+ 1,64	7,33	+ 0,95	+ 0,09	11,37	3,29	17'-16'	14,62	- 1,70	12,92	-	16,87	8,96
16'-15'	7,42	+ 1,63	9,05	+ 1,21	+ 0,14	13,59	4,51	16'-15'	12,45	- 1,68	10,77	+ 0,23	15,23	6,31
15'-14'	7,85	+ 1,62	9,47	+ 1,51	+ 0,33	15,11	3,83	15'-14'	16,15	- 1,68	14,47	+ 0,40	20,05	8,89
14'-13'	11,00	+ 1,61	12,61	+ 1,78	+ 0,51	19,42	5,80	14'-13'	13,70	- 1,67	12,03	+ 0,56	18,82	5,24
Fuge F F'	13,20	- 2,65	10,55	I. + 2,34 II. - 2,40	+ 0,60	16,54	4,56	Fuge F F'	11,50	+ 2,65	14,15	I. + 2,34 II. - 2,40	20,08	8,16
4. Abs. C'C'	12,81	- 2,40	10,41	+ 1,92 - 2,10	+ 0,52	14,61	6,21	4. Abs. C'C'	7,30	+ 2,40	9,70	+ 1,92 - 2,10	13,75	5,57
2. » B'B'	8,62	- 1,68	6,94	+ 1,06 - 1,13	+ 0,33	9,37	4,51	2. » B'B'	6,72	+ 1,68	8,40	+ 1,06 - 1,13	10,86	5,87
Fund. A'A'	6,33	- 1,10	5,23	+ 0,55 - 0,57	+ 0,20	6,58	3,88	Fund. A'A'	5,42	+ 1,10	6,52	+ 0,55 - 0,57	7,89	5,15

Fliehkraft im linksufrigen Hauptpfeiler. Wie erwähnt, liegt auf der, an diesen Pfeiler anschliessenden halben 20 m Oeffnung die halbe Uebergangskurve, deren Krümmungsradius in der Mitte etwa 1400 m beträgt. Bei der ungünstigen Annahme, die auf das grosse Gewölbe übergreifende andere Hälfte der Uebergangskurve, die viel flacher ist, habe gleichen Krümmungsradius, ergibt sich eine Belastungslänge von rund 26 m mit einem Zugsgewicht von 136 t, aus welchem sich mit der zulässigen Geschwindigkeit von 30 km/Std. eine Fliehkraft von nur 0,68 t herausrechnet, die füglich vernachlässigt werden darf.

Die von den Sparbogengewölben herrührenden Horizontalschübe heben sich zum Teil auf. Deren Differenzen müssten bei freistehender Konstruktion des Ueberbaues berücksichtigt werden; da aber ein Pendeln der Sparbogenpfeiler nicht möglich ist, weil die Gewölbe mit Uebermauerung wie ein horizontaler Balken als Versteifung wirken, so sind die resultierenden Horizontal-Komponenten für die Berechnung der Sparbogenpfeiler nicht berücksichtigt worden. Um die Schubspannung beim Ansatz des längsten Sparbogenpfeilers auf das Hauptgewölbe auf ein Minimum zu reduzieren, hat man dem Pfeilerfuss auf der äussern Seite einen Anzug von 1:6 gegeben. Die Schubspannung beträgt damit noch 1,77 kg/cm².

Die Uebersichtstabelle auf Seite 21 gibt ein Bild über alle in den einzelnen Teilen der Konstruktion auftretenden Haupt- und Nebenspannungen, die im graphischen Berechnungsplan mit Rücksicht auf die Deutlichkeit nicht überall eingezeichnet werden konnten. (Es mag hier noch besonders darauf hingewiesen werden, dass absichtlich nicht eine Gesamt-Drucklinie für alle äussern Kräfte konstruiert, sondern der Einfluss jeder einzelnen derselben getrennt veranschaulicht werden wollte.) Die Gesamtspannung für alle gleichzeitig wirkenden äussern Kräfte ergibt sich aus

den beiden letzten Kolonnen für jede Kante. Die kleinste Druckspannung von 0,51 kg/cm² tritt auf in der äussern Kante der Gewölbefuge 22'—21' bei niedriger Temperatur, sehr starkem schieferm Wind von Filisur her und einem gebremsten Zug von Filisur her. Die grösste Druckspannung von 23,56 kg/cm² ergibt sich wie früher an der innern Kante der Gewölbefuge 14—15 und zwar bei hoher Temperatur, Wind senkrecht zur Axe und einem gebremsten Zuge von Wiesen her.

Wiewohl der Grundsatz der Anpassung der Gewölbeform an die Drucklinie schon vor fast 40 Jahren aufgestellt wurde, hat dieses doch für grössere Gewölbe bis jetzt nur sehr wenig Anwendung gefunden; für die hier vorliegende Ueberhöhung eines Halbkreises sind uns in der Literatur keine Beispiele ausgeführter Gewölbe begegnet. Es scheint, dass Komplikationen sowohl für die Berechnung, als auch für die Ausführung, besonders des Lehrgerüsts, befürchtet wurden. Diesen Befürchtungen gegenüber mag nun festgestellt sein, dass die hier ausgeführte Form in keiner Beziehung irgendwelche Schwierigkeiten ergeben hat. Andererseits dürfte es von Interesse sein, festzustellen, dass die durch das Anpassen der Gewölbeform an die Drucklinie erzielten Ersparnisse an Dimensionen des grossen Gewölbes und der Hauptpfeiler etwa 10 % der Kubatur oder rund 13 % der Kosten derselben betragen dürften.

Die Dimensionierung der 20 m-Gewölbe erfolgte nach den auf genauen statischen Untersuchungen basierenden Normalien der Rhätischen Bahn; die Scheitelstärke beträgt 0,90 m, die Stärke im wirklichen Gewölbekämpfer (0,2 mal Spannweite über dem Zentrum) 1,35 m. Die mittleren vier Oeffnungen zu 20 m sind vollständige Halbkreisbogen, die erste und letzte sind gegen die Widerlager hin halbseitige Stichbogen.



Die Bahnlinie Davos-Filisur.



Abb. 35. Mittelöffnung des Wiesener Viadukts mit dem Lehrgerüst. — Ansicht flussabwärts.