

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 49/50 (1907)
Heft: 10

Artikel: Belastungsprobe eines Eisenbetonkanals
Autor: R.M.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-26774>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 28.01.2026

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

Im Tunnel I ist für das Mauerwerk in der Hauptsache Mörtel aus hydraulischem Kalk verwendet worden. Wir halten dafür, dass für die Mauerungen im Tunnel II statt Kalk durchwegs künstlicher Portlandzement verwendet werden sollte, wie dies in den letzten Jahren auch in Oesterreich bei den neuen Bahnen durchwegs geschieht. Der Bestand des Mauerwerkes hängt neben der Verwendung soliden Steinmaterials hauptsächlich vom Mörtel ab. Deshalb muss bei einem Bauwerk wie das vorliegende hierauf ein Augenmerk gerichtet und guter künstlicher Portlandzement gebraucht werden. Die Mehrkosten hierfür werden sich auf rund 600 000 Fr. stellen.

Die richtige Ableitung des vielen heissen Wassers der Südseite wird auch in Zukunft immer viel Mühe verursachen. Bei der Unsicherheit in bezug auf den Ruhestand des Gebirges zwischen Km. 4,400 und Km. 9,000 der Südseite ist es notwendig, eigene Vorkehren zu treffen, damit Reparaturen am Ablaufkanal zu allen Zeiten ohne grössere Störungen und ohne unverhältnismässige Kosten vorgenommen werden können. Wir sehen einen zweiten Kanal vor, welcher eine Ausgabe von rund 350 000 Fr. erfordern wird.

Für den Ausbau des Tunnels II hat die Unternehmung Anspruch auf die Wasserkraftanlagen und Installationen auf beiden Tunnelseiten. Es sind zurzeit auf der Nordseite 2230 P. S. und auf der Südseite 1260 P. S. nutzbar gemacht. Am letztern Orte können durch vollständige Ausnutzung des Gefälles der Anlage weitere 686 P. S. gewonnen werden. Es bedingt dies aber einen Neubau der Druckleitung oder eine veränderte Kanalanlage.

Die gesamte vorhandene Kraft wird dermalen für den elektrischen Betrieb des ersten Tunnels, sowie die Ventilation, Beleuchtung, Abkühlung und die verschiedenen Einrichtungen der Station Brig benötigt. Zur Anhandnahme der Arbeiten für den Ausbau des Parallelstollens muss deshalb der Unternehmung andere Kraft zur Verfügung gestellt werden. Hierfür werden auf jeder Tunnelseite 400 bis 550 P. S. erforderlich sein. Bei dieser Kraftbeschaffung ist nun auch der Bedarf für den künftigen elektrischen Betrieb beider Tunnel nebst Ventilations-, Abkühlungs-, Beleuchtungs-, usw. Einrichtungen in Betracht zu ziehen. Die daherigen Untersuchungen haben ergeben, dass dafür auf beiden Tunnelseiten 3000 bis 3400 P. S. neu zu beschaffen sind. Die Projekte für diese Anlagen sind vorbereitet, und die Kosten betragen zusammen rund 4 200 000 Fr.

Die neuen Kraftanlagen können aber nicht bis zu dem in Aussicht genommenen Beginn der Arbeiten im Tunnel vollendet werden. Deshalb wird es nötig werden, der Unternehmung für die Dauer von 1½ bis 2 Jahren anderweitige Kraft zu liefern, sei es von Elektrizitätswerken der näheren oder weiteren Umgebung, oder Dampfkraft. Die Kosten dieser Kraftbeschaffung mit Änderungen an den Installationen dürften auf rund 360 000 Fr. zu stehen kommen.

Mit der Fertigstellung des Tunnels II sind auch die Einrichtungen in demselben für dessen elektrischen Betrieb auszuführen. Die Kontaktleitungen mit der Herstellung der Rückleitung durch die Schienen und die Ergänzungen der Zentralen für den elektrischen Betrieb beider Tunnel dürften etwa 600 000 Fr. kosten.

Die nötigen elektrischen Lokomotiven lassen wir ausser Betracht; ebenso die Ausgaben für die Zentralen und die elektrischen Leitungen des Tunnels I und der Stationen Brig und Iselle, da wir darüber seinerzeit eine besondere Vorlage machen werden. Zu allen diesen näher erörterten Ausgaben kommen noch die Kosten für die Beschotterung des Tunnels, die Geleiseanlage, die Signal-, Beleuchtungs- und Abkühlungseinrichtungen, die Änderungen der Signalanlagen für den zweispurigen Betrieb usw., sowie die Aufwendungen für die Bauverwaltung, die Kapitalverzinsung und Landerwerbungen zu neuen Depotplätzen, sodass sich der Voranschlag für den Ausbau des Tunnels II wie folgt gestaltet:

Voranschlag für den Ausbau des Tunnels II am Simplon.

A. Organisations- und Verwaltungskosten	Fr.	1 200 000
B. Verzinsung des Baukapitals:		
Bauzeit 7 Jahre (für die Kraftanlagen 2 Jahre)	Fr.	3 800 000
C. Expropriation:		
Landerwerbung für Depotplätze usw.	Fr.	50 000
D. Bahnbau:		
I. Unterbau:		
a. Erdarbeiten:		
Für die Anschlusstrecke zwischen Station und Tunnelanfang Nordseite	Fr.	5 000
b. Tunnel:		
1. Vertraglicher Preis der Unternehmung	Fr.	19 371 000
2. Für Verbreiterung des Lichtraum-profiles des Tunnels um 35 cm	Fr.	1 600 000
3. Erstellung von Nischen auch auf der linken Seite	Fr.	100 000
4. Für Ausführung des Mauerwerkes in Portlandzementmörtel statt in hydraulischem Kalk	Fr.	600 000
5. Vorkehren zur Wasserableitung Km. 4,4 bis 9,0 Südseite	Fr.	350 000
6. Provisorische Kraftbeschaffung wegen Verwendung der vorhandenen Kraft für elektrischen Betrieb des Tunnels I	Fr.	360 000
7. Erweiterung der Kraftanlagen, beidseits 3400 P. S.	Fr.	4 200 000
8. Verschiedenes	Fr.	469 000
		27 050 000
c. Beschotterung:		
Für 19 300 m im Tunnel zu 10 Fr.	Fr.	193 000
Aussere dem Tunnel	Fr.	2 000
		195 000
2. Oberbau:		
Rund 19 500 m Geleise zu 45 Fr.	Fr.	880 000
3. Telegraph, Signale etc.:		
a. Elektrische Tunnelbeleuchtung, Telephone, Glockensignale usw. und Änderungen der Sicherungseinrichtungen	Fr.	320 000
b. Kontaktleitungen usw. für den elektrischen Betrieb, Ergänzung der Zentralen	Fr.	600 000
c. Unvorhergesehenes	Fr.	500 000
		Total D. Bahnbau 29 550 000
		Gesammtotal 34 600 000

Belastungsprobe eines Eisenbetonkanals.

Das Areal des im Bau befindlichen neuen badischen Bahnhofes in Basel wird von einem Gewerbekanal, Riehenteich genannt, und — in etwa 100 m Entfernung — von der Maulbeerstrasse quer durchzogen. Letztere unterfährt den hochliegenden Bahnhof; der Kanal wird als Siphon in diese Unterführung verlegt. Dabei sind 50 cm Ueberschüttung bis zum Strassenniveau vorhanden bei einem innern Wasserdruck von 3 m. Unter diesen Verhältnissen war eine Ausführung in Eisenbeton gegeben.

Vorgeschrrieben war die Grösse des Querschnittes und seine lichte Höhe, offen war die Frage nach der Form. Ein rechteckiges Profil bietet die Vorteile senkrechter Bodenbeanspruchung und einfacher Berechnung für die Verkehrslast, die als einseitige Belastung durch die Vorderachse der Dampfwalze zu 9 t maximal anzunehmen war. Für innern Wasserdruck, Wasserdurchfluss und Reinigung ist ein gerundetes Profil besser. Das Wasserwerk Basel entschied sich für letzteres, nachdem die Unternehmung *Maillart & Cie.* in Zürich erklärt hatte, die Zweckmässigkeit ihres daftir eingereichten Vorschlages an einem 3 m langen Probestück nachzuweisen, da eine einwandfreie statische Berechnung undurchführbar ist.

Die Bemessung für innern Wasserdruck bietet keine Schwierigkeit, zumal er gering und die Querschnittsform

derart ist, dass nur annähernd zentrische Zugwirkung vor kommt. Dagegen ist die Berechnung des oberen Teiles für wechselnde äussere Belastung nicht exakt durchführbar. Die vollständige Umhüllung des Profiles mit Erdreich, wobei aktiver und passiver Erddruck ins Spiel kommen, die Unhaltbarkeit der Voraussetzung ganz fester Auflager musste das Ergebnis einer Berechnung nach der Elastizitätstheorie völlig falschen. Darum wurde bei der Bemessung in erster Linie auf ausgeführte Beispiele abgestellt und schliesslich

37,5 kg/cm^2 und eine Druckfestigkeit von 245 kg/cm^2 erreicht.

Zuerst war, den vorgesehenen Verhältnissen entsprechend, das Probeobjekt 50 cm hoch überschüttet und im Viertel der Stützweite konzentriert belastet worden. Da aber die Aufschüttung lehmiger Natur war, so sank die Belastung ein, sodass bei 27 t Belastung der die Last übertragende Betonblock von 60 × 60 cm Grundfläche bis aufs Gewölbe eingesunken war und die darüber hinausragenden

Teile der die Belastung bildenden Eisenbalken auf der Auffüllung aufzuliegen begannen. Deshalb war man gezwungen, die Probe einzustellen und andere Dispositionen zu treffen.

Zunächst wurde die Ueberschüttung entfernt bis auf einen zur horizontalen Ausgleichung dienlichen Rest auf der rechten Seite und dann wurde diese Seite gleichmässig belastet. Ohne diesen Verzicht auf den verstieifenden Einfluss der Ueberschüttung wäre es kaum möglich gewesen, das Gewölbe mit den vorhandenen Einrichtungen und Belastungsmaterialien zum Bruch zu bringen. Die Belastung bestand aus Eisenbalken, einem mit Kies gefüllten Kasten und Zementsteinen (Abb. 1, S. 128). In beiden Bogenvierteln waren Durchbiegungsmesser angebracht. Der Verlauf der Einsenkungen ist aus der in Abb. 4 dargestellten Tabelle ersichtlich. In Abb. 3 ist die ursprüngliche Form und die nach Bruch und Entlastung veränderte dargestellt. Schon beim ersten Belastungsversuch hatte sich ein Riss unter der konzentrierten Belastung beim rechten Bogenviertel im innern Verputz gezeigt sowie ein zweiter im Boden. Beim zweiten Versuch öffneten

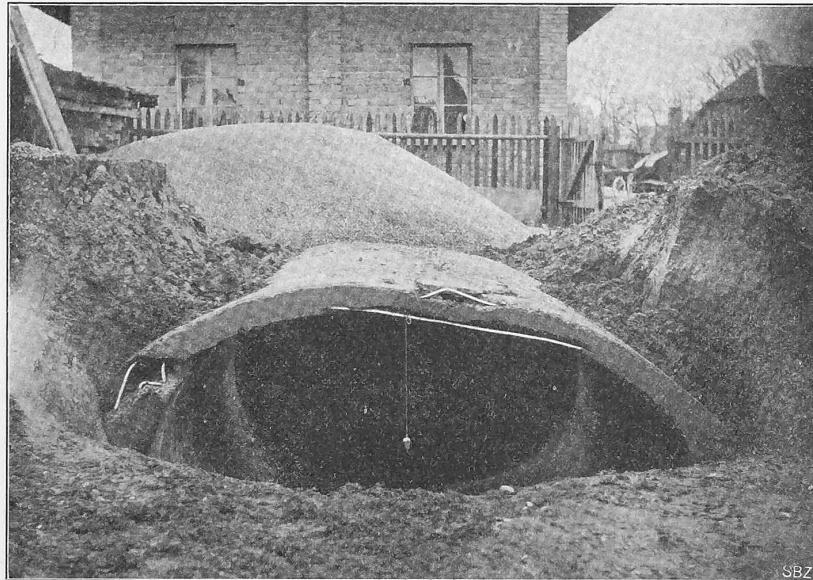


Abb. 2. Ansicht des zerdrückten Probekanals.

die Querschnittsabmessung so festgesetzt, dass sie für eine schätzungsweise angenommene grösste Kraft wirkend in einer ebenfalls schätzungsweise angenommenen grössten Exzentrizität genügt. Dabei ergab sich eine Wandstärke von 12 cm, eine Armierung von 8,9 cm^2 auf den m am inneren Rand und von 2,6 cm^2 auf den m am äussern Rand. Theoretisch sollte die äussere Armierung gleich stark sein wie die innere. In der Praxis dagegen wird sie bei kleineren Gewölbten meist gänzlich wegge lassen, und zwar mit einem gewissen Recht, da die Starrheit der Widerlager kaum jemals vorhanden und wir es daher im statischen Sinne meist nicht mit reinen Gewölbten, sondern mit Mitteldingen zwischen Gewölbten und Balkenträgern zu tun haben. Ohne der Praxis so weit zu folgen, wurde hier doch die äussere Armierung wesentlich schwächer angenommen als die innere. Dabei wurde auch in Betracht gezogen, dass für die Wasserdichtigkeit die Rissbildung innen viel bedenklicher sein müsste als aussen.

Um vor dem eigentlichen Baubeginn darüber Klarheit zu erhalten, wurde in aller Eile am 14. März in Zürich-Giesshübel das Probeobjekt erstellt. Da dabei die für eine exakte Ausführung nötigen Einrichtungen und Vorbereitungen noch fehlten, so gelang die Ausführung nicht sonderlich gut; insbesondere lagen die Eiseneinlagen nicht ganz richtig, da der zu schmal ausgehobene Graben und die unvollkommene Einschalung Arbeit und Kontrolle erschwerten. Um die Tatsache, dass das Objekt schon nach drei Wochen erprobt werden sollte, etwas zu kompensieren, wurde der Beton mit 350 kg Portlandzement (Marke Zwingen) auf den m^3 erstellt. Er hatte nach Verlauf dieser Zeit eine Biegungsfestigkeit von

sich diese Risse neuerdings und es bildeten sich bei rund 30 t noch weitere parallele Risse. Bei 34 t begannen sich die nahe den Stirnflächen befindlichen äussersten Eisen der untern Armierung zu strecken, während dies bei den übrigen bis zum Bruch nicht eintrat. Der Bruch erfolgte

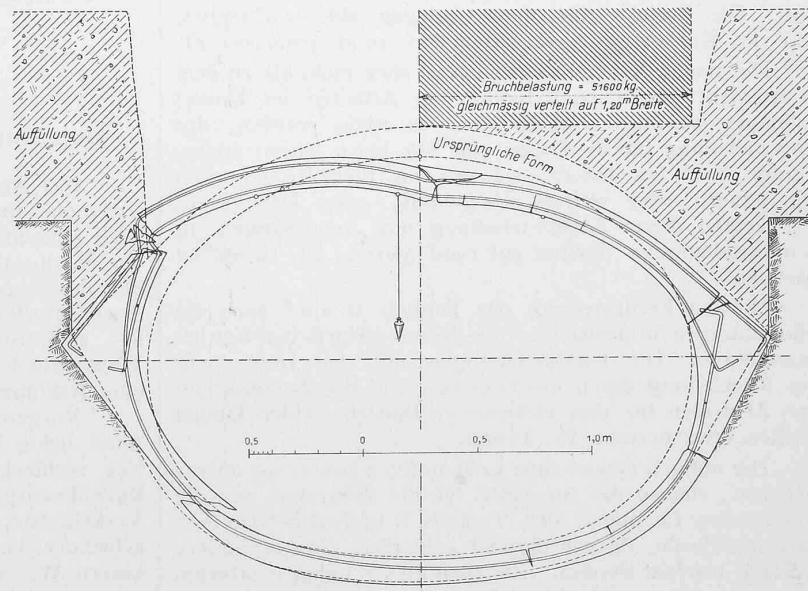


Abb. 3. Schnitt durch den zerdrückten Probekanal.

langsam, indem sich der innere Riss rechts des Scheitels öffnete und darauf der Beton an der Aussenkante zerdrückt wurde; gleichzeitig wurde links der obere Gewölbe teil vom untern abgescheert.

Bemerkenswert ist, dass sich das Gewölbe sowohl auf

der belasteten als auch auf der unbelasteten Seite senkte, während bei starren Widerlagern hier eine Hebung hätte stattfinden müssen. Dies sowohl als die frühe Rissbildung im Boden deuteten auf einen nicht sehr guten Baugrund hin. In der Tat war der Lehmboden ziemlich zusammen-drückbar, wie die Vergleichung der Kanalform vor und nach der Belastung zeigt.

Aus dem Versuche ist erstens der Schluss zu ziehen, dass das Profil für die vorliegenden Verhältnisse sich eignet. In Basel hat man es mit einem weniger plastischen, aber sonst nicht unähnlichen Baugrund zu tun. Im Besondern hat sich ergeben, dass es berechtigt war, die innere Armierung viel stärker zu machen als die äussere, da nennenswerte Zugrisse auf der Aussenseite erst spät eintraten. Auch ergibt sich, dass eine grössere Stärke des Gewölbes nicht nützlich gewesen wäre, da es beim Nachgeben des Baugrundes doch nicht stand halten könnten. Ja, es wäre eine dickere und deshalb starrere Konstruktion sogar nachteilig gewesen, indem sie beim Nachgeben des Baugrundes früher rissig geworden wäre als eine dünne und schmiegssame.

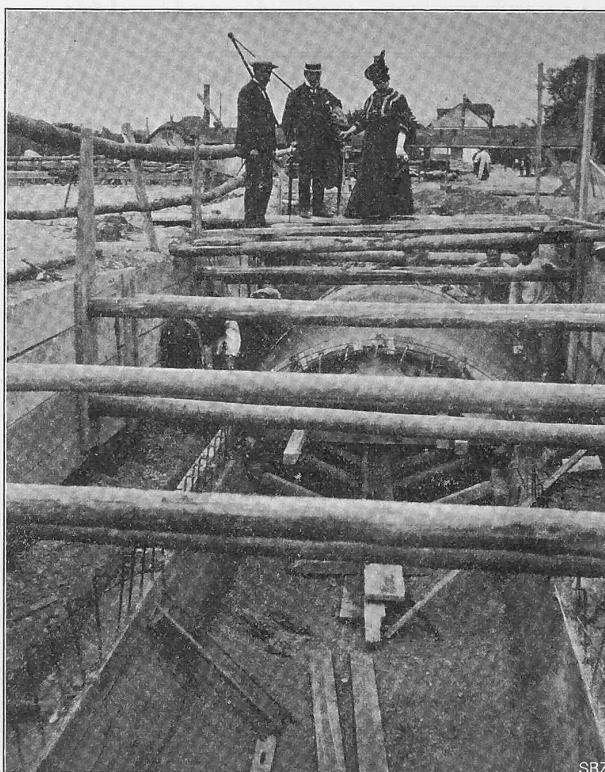
R. M.

Fünfundzwanzigjähriges Jubiläum des System Abt.

Nach den Tageszeitungen sind unserem Kollegen *R. Abt* am Harze kürzlich grosse Ehrungen zu teil geworden. Auf der Harzbahn, von Blankenburg nach Tanne, ist in den achtziger Jahren das kombinierte Adhäsions- und Zahnradsystem Abt durch Herrn Geheimrat *Albert Schneider* zum ersten Mal angewendet worden. Seither hat diese Bahn altheimten aber damals darunterliegenden Industrien neue Blüte gebracht, daneben viele andere, ebenso ertragreiche, ins Leben gerufen, der ganzen Gegend überhaupt eine glänzende Entwicklung gesichert. Diese erfreuliche Tatsache veranlasste die erwähnte Feier.

Ein Vierteljahrhundert ist verflossen, seitdem Hr. Abt sich mit der Ausarbeitung der Konstruktionen, die seinen Namen tragen, befasste und diese zur Patentierung brachte. Sein Ziel war die Ausgestaltung des Zahnradsystems, das damals schon in Amerika und der Schweiz, für kleinere Verhältnisse, seine Probe bestanden hatte, auch für den Betrieb von Hauptbahnen, mit bedeutendem Personen- und Güterverkehr. Dabei war erstes Erfordernis, dass sämtliche Wagen der gewöhnlichen Bahnen unverändert auch auf die Zahnstangenbahn übergehen konnten; als eigenartig durften bloss hinzukommen: eine Ergänzung des gewöhnlichen Oberbaus durch die

Die neuen Lokomotiven mussten daher für den Betrieb von wenig geneigten wie von steilen Strecken geeignet sein, erstere mit relativ grosser, diese mit entsprechend verminderter Geschwindigkeit befahren können. Das führte zu der vollständigen Trennung des Adhäsions- und des Zahnrad-



SBZ

Abb. 5. Bau des Kanals beim badischen Bahnhof in Basel.

mechanismus. Die natürliche Adhäsion der Maschine, die rationellste Kraftübertragung, bleibt auf der ganzen Fahrt in Tätigkeit, während die Steilrampen unter Zuhilfenahme von Zahnstange und Zahnrad überwunden werden. Dabei sind die Zahnräder durch ein besonderes Dampfzylinderpaar bewegt, das seine Tätigkeit einstellt, sobald die Zahnstangenstrecke

zurückgelegt ist. Der Eingriff der Zahnräder in die Zahnstange erfolgt ohne Anhalten des Zuges, automatisch, vermittelt durch ein elastisch gelagertes Zahnstangenstück von spezieller Konstruktion.

Die Zahnstange besteht aus zwei oder drei nebeneinander gestellten Lamellen, deren Zähne und Stösse versetzt sind. Dadurch und durch die Verwendung mehrerer Zahnräder findet ein gleichzeitiges Eingreifen einer Reihe von Zähnen statt, wodurch die Maschine einen sehr sanften Gang erhält.

Die neuen Konstruktionen wurden 1887 vom Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen mit dem grossen Preis ausgezeichnet.

Die Harzbahn ist für alle seitlichen Ausführungen dieser Art vorbildlich geworden. Wir lassen auf der nächsten Seite eine uns zur Verfügung gestellte, kurze Zusammenstellung folgen. Sie umfasst 52 Linien mit über 1000 km Länge, wovon 350 km mit Zahnstange ausgerüstet sind, mit Kur-

ven bis hinunter zu 8 m Radius und betrieben mit gegen 300 Lokomotiven von denen die kleinste 6, die stärkste 81 Tonnen Dienstgewicht aufweist.

Von diesen Linien sind in unserer Zeitschrift u. a. dargestellt worden: die Generosobahn in Bd. XVIII S. 77, die Bahn Beyrut-Damaskus in Bd. XXVII S. 87 und die Gornergratbahn in Bd. XXXI S. 116.

Belastungsprobe eines Eisenbetonkanals.

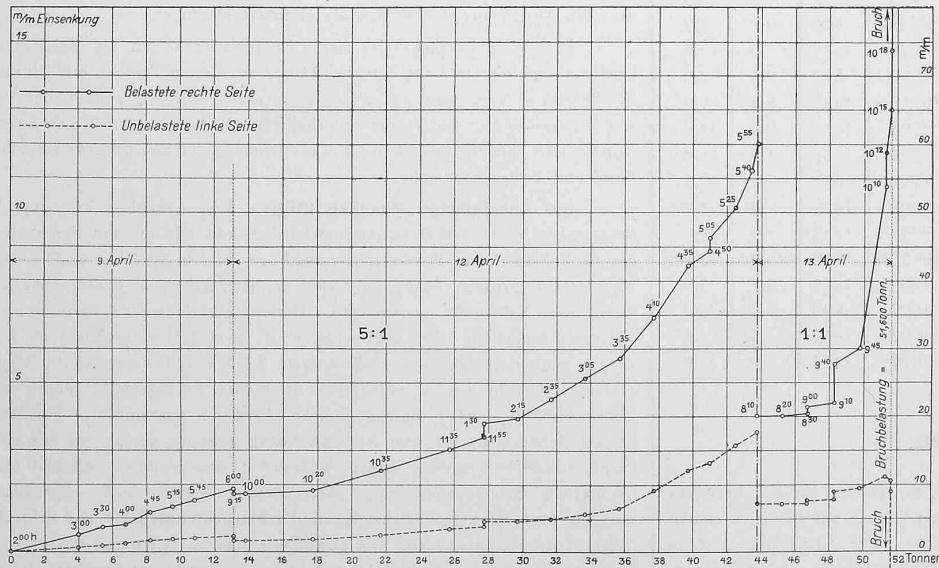


Abb. 4. Einsenkung des Probekanals während der Belastungsprobe.

Zahnstange und eine speziell konstruierte Lokomotive. Diese aber musste vor allem eine möglichst billige Anlage der Bahn gestatten. Solches wird erreicht durch Anpassen der Trasse an das vorhandene Terrain, unter Vermeidung künstlicher Entwicklungen, grosser Kunstbauten usw., was grosse Variation in Steigung und Richtung bedingt.

Zahnradbahnen System R. Abt.

No.	Bezeichnung	Gebaut	Spurweite mm	Betriebslänge km	
				Zahnstange	Total
1	Harzbahn, Braunschweig	1884/86	1435	7,5	30,5
2	Lehesten, Thüringen	1885	1435	1,3	2,7
3	Oertelsbruch, Thüringen	1885	690	0,7	5,0
4	Puerto Cabello-Valenzia, Venezuela	1886	1067	3,8	3,8
5	Bolan-Pass, Indien	1887	1676	11,2	20,0
6	Visp-Zermatt, Schweiz	1889/90	1000	7,5	35,0
7	Generoso, Schweiz	1889/90	800	9,0	9,0
8	Sarajevo-Konjica, Bosnien . . .	1890	760	19,5	56,0
9	Eisenerz-Vordernberg, Steiermark .	1890	1435	14,5	20,0
10	Manitou-Pike's Peak, Colorado . .	1890	1435	15,0	15,0
11	Argentin: Transandino, Südamerika	1890/91	1000	12,0	42,0
12	Diakophto-Kalavryta, Griechenland	1890/91	750	3,6	23,0
13	Rothorn, Schweiz	1891	800	7,6	7,6
14	Glion-Naye, Schweiz	1891	800	7,8	7,8
15	S. Domingo, Zentralamerika . . .	1891	765	6,4	36,0
16	Mt Salève, Frankreich	1891	1000	9,0	9,0
17	Usui Toge, Japan	1891/92	1067	8,5	11,0
18	Aix-les Bains-Revard, Frankreich .	1891/92	1000	9,2	9,2
19	Montserrat, Spanien	1891/92	1000	8,0	8,0
20	Schafberg, Oesterreich	1892/93	1000	6,0	6,0
21	Beyrut-Damaskus, Syrien	1893/94	1050	32,0	146,0
22	Travnik-Bugojno, Bosnien	1893/94	760	6,3	44,2
23	Rimamurany-Sálgó Tarján, Ungarn	1895	635	0,2	3,2
24	Snowdon, England	1895	800	7,3	7,3
25	Tiszolcz-Zólyom brézo, Ungarn .	1895	1435	6,0	42,0
26	Mount Lyell, Australien	1896	1067	7,6	23,3
27	Schneeburg, Oesterreich	1896	1000	10,0	10,0
28	Gornergrat, Schweiz	1896/97	1000	10,0	10,0
29	Hernadthal, Ungarn	1896	1435	0,3	1,3
30	Silberminen, Pennoles, Mexiko . .	1897	760	3,0	10,0
31	Goldminen Mount Morgan, Australien	1897/98	1067	2,3	2,3
32	Ville de Laon, Frankreich	1898	1000	1,0	1,5
33	Brohlthal, Preussen	1899	1000	4,0	24,0
34	1897/99	1000	19,3	45,5	
35	Lyon-Saint Just, Frankreich . . .	1899	1000	1,0	3,5
36	Bex-Gryon-Villars, Schweiz	1899	1000	5,5	12,5
37	Aigle-Leysin, Schweiz	1899/1900	1000	6,8	6,8
38	Santiago, Chili	1899	1000	0,5	0,5
39	Wilanover-Bahn, Russland	1899/1900	800	0,7	2,7
40	Eulengebirgsbahn, Preussen . . .	1900	1435	3,8	18,8
41	Schulan (Hamburg), Preussen . . .	1900	600	0,5	2,0
42	Tannwald-Grünthal, Oesterreich . .	1901/02	1435	5,5	7,0
43	Schleusingen-Ilmenau, Preussen . .	1903	1435	6,3	31,4
44	Görlitz-Krischa, Preussen	1904	1435	1,6	22,4
45	Zentral Nordbahn, Argentinien . .	1904	1000	9,5	16,5
46	Albbrück, Baden	1905	1435	0,4	2,0
47	Boppard-Castellaun, Preussen . .	1905/07	1435	5,6	37,0
48	Chilian-Transandino, Chili	1905/07	1000	23,0	43,0
49	Ozol, Eisenwerk, Ungarn	1906	1435	0,7	3,0
50	Sawah-Loento, Pandjang, Sumatra	1907	600	1,4	5,0
51	Montreux-Glion, Schweiz	1907	800	2,5	2,5
52	Karánsebes-Hatszeg, Ungarn . . .	1907	1435	5,0	75,0

Miscellanea.

Rheinwerk Kembs bei Mülhausen i. E. Dieses Projekt bezweckt die Ausnutzung des Rheins von der Schweizer Grenze aus bis etwa sieben Kilometer unterhalb der Neuenburger Brücke. Die Ausführung soll in zwei Stufen geschehen, und zwar einer oberen Gefällsstufe von rund 11 m Bruttogefälle für eine Kraftleistung von 32 000 P.S. bei Niederrwasser und 42 000 P.S. bei höheren Wasserständen und einer unteren Gefällsstufe von 10,50 m Bruttogefälle für eine Leistung von rund 30 000 bis 38 000 P.S., sodass zusammen ungefähr 62 000 bis 80 000 P.S. verfügbar würden. Die obere Anlage soll ein Walzenwehr erhalten, das bei Niederrwasser den Wasserspiegel um rund 3 m erhöht, bei Hochwasser dagegen keinen Stau verursacht. Das Wasser wird oberhalb des Wehres gefasst, von hier in

einem 7 km langen Zulaufkanal parallel dem Rheine dem Turbinenhause zugeführt und von da wieder dem Rheine durch einen 1 km langen Abflauftunnel zurückgegeben. Beim Ausbau der unteren Anlage wird der Abflauftunnel der oberen Anlage gesperrt und das Wasser von der ersten Turbinenanlage einer zweiten durch einen 9 km langen Kanal zu- und durch einen 1 km langen Abflauftunnel wieder nach dem Rheine abgeleitet. Das obere Werk soll zuerst ausgeführt werden, wobei die Mühlhäuser Dampfzentrale mit ihrer bis dahin etwa 10000 P.S. starken Anlage als Reserve dienen soll, um bei Niederrwasser den Kraftausfall zu decken, sodass ständig

Belastungsprobe eines Eisenbetonkanals.

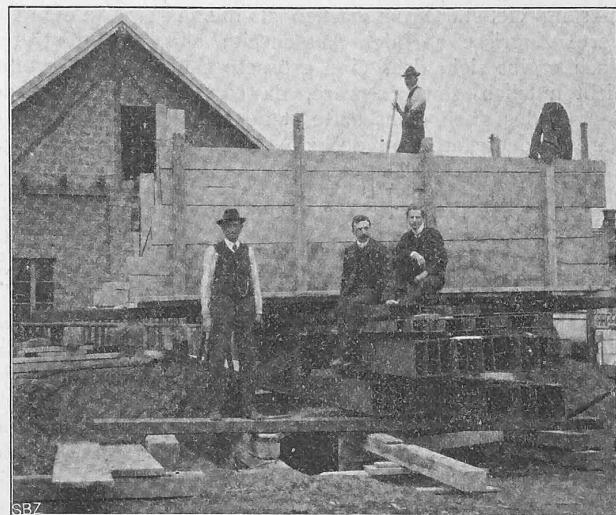


Abb. 1. Einseitige Belastung mit Eisenbalken und Sandkiste.

42 000 P.S. verfügbar sein werden. Der vollständige Ausbau der ersten Anlage mit gesamten Leitungsnetzen im Elsass und in Baden und mit Einschluss der jetzigen Dampfzentrale und Leitungsnetzen von Mülhausen wird 44 bis 50 Millionen Fr. erfordern, wovon 25 Millionen auf die Wasserwerksanlage entfallen.

Das Konzessionsgesuch ist schon im Jahre 1902 von den Ingenieuren René Koechlin in Basel und L. Potterat in Bern und der Firma Havestadt & Contag in Berlin bei der elsässischen und der badischen Regierung eingereicht worden. Das Projekt erfuhr aber im Laufe der Zeit mehrfache Änderungen. Die Konzessions-Verhandlungen sind nun soweit gediehen, dass die Ausführung der Anlage als gesichert erscheint.

Die Wasserwerkskanäle dieser Rheinwerke sollen als Schifffahrtskanäle ausgebildet und die Turbinenhäuser zu diesem Zwecke mit grossen Schifffahrtsschleusen von 25 m Breite versehen werden, sodass bei der weiteren Ausbildung der Werke unterhalb Basel nach und nach eine Schifffahrtsstrasse entsteht, welche die starke Strömung der Rheinstrecke zwischen Basel und Breisach umgeht.

Die Ausstellung „München 1908“. Den Abschluss des Ausstellungsparkes bildet das Hauptrestaurationsgebäude mit grossen Saalbauten, das nach Plänen von Professor Emanuel von Seidl in München z. Z. erbaut wird. Den grossen Saal, ungefähr in der Grösse des Odeonssaales, sollen zwei Nebensäle, grosse offene Hallen, abschliessende Pavillons und Terrassen umgeben. Der Saal selbst wird in einfachen architektonischen Linien gegliedert, auf der rückwärtigen Seite durch eine Galerie abgeschlossen und in seinem mächtigen originellen Stuckgewölbe durch ein Deckengemälde von Professor Ludwig Herterich geschmückt. Von den beiden Nebensälen, die zum Kontrast farbig gehalten sind, wird der eine flache, stilisierte Bemalung zeigen, während in dem anderen vielleicht eine wechselnde Gemäldeausstellung untergebracht werden soll. Besondere Sorgfalt wird auf Verschiedenartigkeit der Beleuchtungseffekte und Beleuchtungskörper gelegt werden. Die gewölbten offenen Hallen mit dekorativen Gartenarchitekturen, geschmückt mit Wandgemälden von Professor Julius Diez und plastischen Motiven von Professor Jakob Bradl, umschließen die Terrassen. Die Gartenpavillons sollen mit Deckengemälden von Professor Johann Becker-Gundahl und Professor Fritz Erler ausgestattet sein. Die Gebäude, im Grundriss frei dem Bedürfnis nach entwickelt, zeigen mit ihrer einfachen grauen Ziegeldachung eine gute Silhouette und sind von einer mächtigen Laterne mit Plastik von Bildhauer Georg Albertshofer bekrönt. Von den Terrassen sollen Freitreppe zu dem Promenadeplatz