

DER
GEWÖLBE-BERICHT
DES
ÖSTERREICHISCHEN INGENIEUR- U. ARCHITEKTEN-VEREINES
UND DIE
ENTWICKLUNG
DER
ANWENDUNG DER BAUWEISEN DER GEWÖLBE IN DER BAUKUNST.

HERAUSGEGEBEN

VON DER

REDACTION DES „BAUTECHNIKER“.

F. Nov. 22 1893



WIEN 1898.

FRIEDR. WOLFRUM & CO.

BÜCHHANDLUNG FÜR ARCHITEKTUR UND KUNSTGEWERBE.

Betonbau-Unternehmung

ACKERMANN & MADILE

KLAGENFURT

Vertretung: Linz, Bürgerstrasse Nr. 32

empfiehlt sich zur Ausführung von

**Wehr- und Turbinen-Anlagen,
Schleussenbauten,
Maschinen-Fundamenten etc.**

in Portlandement-Stampfbeton.

Betonbau-Unternehmung

von

P. AMMANN's Nachfolger

Ingenieur: W. Faehndrich.

Mödling bei Wien.

Specialität: Wasserkraftanlagen für industrielle Zwecke verbunden mit Ausführung von **Wehr- und Turbinenbauten, Ufermauern etc.**, sowie grosse **Maschinenfundamente** in Portlandement-Stampfbeton. Aeusserst kurze Bauzeit bei Dampftrieb. Patentirte Betonmischmaschine, Steinbrecher, Schotter- und Sandsortierwerk etc.

Prospecte und Offerte kostenfrei.

k. k.



priv.

Oesterreich. Portland-Cement- Fabriks- Actien-Gesellschaft

in Szczakowa (Galizien).

Wir empfehlen unseren als vorzüglich anerkannten, vielfach preisgekrönten

I^a Portland-Cement

in stets gleichmässiger, die vom österr. Ingenieur- und Architekten-Verein aufgestellten Normen für Zug- und Druckfestigkeit **weitaus** überholender Qualität.

Zahlreiche Atteste von Behörden und **Zeugnisse** der hervorragendsten Eisenbahn- und Betonbau-Unternehmungen stehen auf Verlangen zu Diensten. Grösste Leistungsfähigkeit, prompte und billige Bedienung.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300892

219
84

DER
GEWÖLBE-BERICHT

DES
ÖSTERREICHISCHEN INGENIEUR- U. ARCHITEKTEN-VEREINES

UND DIE
ENTWICKLUNG

DER
ANWENDUNG DER BAUWEISEN DER GEWÖLBE IN DER BAUKUNST.

HERAUSGEGEBEN

VON DER
REDACTION DES „BAUTECHNIKER“.

Jan. N. 22153



WIEN 1898.
FRIEDR. WOLFRUM & CO.
BUCHHANDLUNG FÜR ARCHITEKTUR UND KUNSTGEWERBE.



III 18298



Akc. Nr. 1165/52

Vorwort.

Gewölbe aus Stampfbeton finden in neuester Zeit im Bauwesen immer ausgedehntere Anwendung, sowohl wegen ihrer billigen Herstellung, wie auch wegen ihrer unbegrenzten Dauer. Um nun sichere Daten über die Tragfähigkeit und über den Werth der verschiedenen Gewölbe-Bauweisen zu erhalten, hat bekanntlich der Oesterreichische Ingenieur- und Architekten-Verein Versuche im grossen Masstabe durchgeführt, deren Ergebnisse der eingesetzte Gewölbe-Ausschuss im Jahre 1895 in einem umfangreichen Berichte veröffentlichte, der zum Preise von fl. 5 käuflich ist.

Das so sehr vortheilhafte Gewölbe nach System Monier (mit Rundeiseneinlagen) wurde in dem Gewölbeberichte nicht mit jener Gründlichkeit behandelt, die es verdient hätte; daher erfuhr der Gewölbebericht durch die Veröffentlichung des Ingenieurs J. A. Spitzer („Zeitschr. des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereines“ 1896, Nr. 20) eine sehr wesentliche Ergänzung.

Einer unserer Mitarbeiter, ein erfahrener Fachmann auf dem Gebiete des Betonbauwesens, hat den oben erwähnten Gewölbebericht in unserem Blatte in einer Reihe von Artikeln, welche im XVII. u. XVIII. Jahrg. erschienen sind, einer übersichtlichen und sachlichen Besprechung unterzogen, um jenen Fachgenossen, denen es an Zeit und Lust fehlt, den oberwähnten sehr umfangreichen Gewölbebericht gründlich zu studiren, doch die wichtigen Ergebnisse der bezüglichen Versuche zugänglich zu machen.

Nun sind aber diese Besprechungen in zahlreichen Nummern unseres Blattes zerstreut, was beim Zusammensuchen derselben wieder viele Unbequemlichkeiten im Gefolge hat. Aus diesem Grunde haben wir die Artikel zusammengezogen und dieselben als Separat-Abdrücke zu einem Hefte vereinigt, welches wir zum Preise von fl. 1.50 abgeben. Auf diese Weise sind die Ergebnisse der Gewölbe-Versuche leichter zugänglich gemacht und unsere Fachgenossen können dieselben möglichst bequem und billig benutzen.

Der Separat-Abdruck enthält weiter noch eine Studie über die verschiedenen Anwendungsarten von Gewölben im Hochbau und Brückenbau, wobei die neueren Herstellungen, bei welchen der Beton in Verbindung mit Eisen angewendet ist, besonders berticksichtigt wurden, weil diese im Hochbau am wichtigsten sind.

Wir hoffen daher, mit der Herausgabe dieses Werkchens vielen Architekten, Ingenieuren, Baumeistern, Bautechnikern und Schülern der Staatsgewerbeschulen einen besonderen Dienst erwiesen zu haben. Die im Texte enthaltenen 81 Zeichnungen werden wesentlich zum leichten Verständnis der Constructionen beitragen.

Wien, im Juli 1898.

Die Redaction des „Bautechniker“,

Centralorgan für das österreichische Bauwesen, Organ des Vereines der österr. Cement-Fabrikanten, des Vereines der Baumeister im Königreiche Böhmen und des Vereines der Baumeister in Niederösterreich.



Faint, mostly illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page. Some words like "Biblioteka", "Kraków", and "Politechniczna" are visible in the stamp.

Die Redaction des „Bautechniker“

Centrale für das österreichische Bauwesen, Organ des Vereines der österreichischen Bauingenieure, des Vereines der Baumeister in Kärnten, Friaul, Steiermark und des Vereines der Baumeister in Niederösterreich.

Einleitung.

Die grosse Bedeutung und stetig zunehmende Ausbreitung des Gewölbebaues auf allen Gebieten des Bauwesens, sowie das Auftauchen der Cement-Eisenconstructions gaben den Anstoss, dass der österr. Ingenieur- und Architekten-Verein sich entschloss, diesbezügliche Versuche in grossem Masstabe zur Durchführung zu bringen, um einerseits entsprechend sichere Daten über die Tragfähigkeit und damit auch über den Wert der verschiedenen Gewölbe-Bauweisen zu erhalten, wie sie für Deckenconstructions und gewölbte Brücken Anwendung finden, andererseits aber auch Anhaltspunkte zu gewinnen, ob und wie weit unsere üblichen Methoden zur Berechnung der statischen Verhältnisse mit der Wirklichkeit übereinstimmen, insbesondere ob die Theorie des elastischen Bogens auf Brückengewölbe Anwendung finden könne.

Den unmittelbaren Anstoss zu diesen in grossem Style durchgeführten Versuchen gab das System Monier und die überraschend günstigen Erfolge, welche mit demselben erzielt wurden.

Zur Durchführung der Versuche wurde der Gewölbe-Ausschuss eingesetzt, welcher die Ergebnisse in einem sehr umfangreichen Berichte im Jahre 1895 veröffentlichte. Eine sehr wesentliche Ergänzung hat dieser Bericht durch die in Nr. 20 ex 1896 der Zeitschrift des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereines erfolgte Publication von Ingenieur Josef Anton Spitzer über die Verwerthung der Versuchsergebnisse bei dem Gewölbe nach System Monier von 23 m Lichtweite, welches im Gewölbeberichte nicht behandelt wurde, erfahren.

Wir wollen nun im Folgenden versuchen, diese nunmehr abgeschlossene Angelegenheit einer übersichtlichen und sachlichen Besprechung zu unterziehen, um jene Fachleute, welche nicht Zeit und Lust haben, den umfangreichen und in Folge dessen wenig übersichtlichen Gewölbebericht zu studiren, von den verschiedenen für das Bauwesen so wichtigen Ergebnissen in Kenntnis zu setzen. Hiebei werden wir allerdings einzelne im Gewölbeberichte nicht genügend gründlich und kritisch verarbeitete Partien etwas eingehender behandeln, im Allgemeinen uns jedoch möglichster Kürze befleissen.

Ueber die Eintheilung der durchgeführten Versuche entnehmen wir dem Berichte Nachstehendes:

Die Arbeiten, welche Gegenstand des Berichtes bilden, zerfielen in:

1. Bruchversuche mit den gebräuchlichsten, im Hochbau vorkommenden Deckenconstructions mit Gewölben kleinerer Spannweiten.

Von den 17 Probegewölben hatten je sieben Gewölbe-Stützweiten von 1³⁵ und 2⁷⁰ m, beide Gattungen zwischen Eisenträgern gewölbt, die restlichen drei Objecte hatten 4⁶⁵ m Stützweite und starre Widerlager. Die Erprobung erstreckte sich auf vier Gewölbe mit gewöhnlichen Mauerziegeln, fünf Flachziegelgewölbe, drei Bögen aus Stampfbeton, drei Monier Constructions und zwei bombierte Wellblech-Felder. Endlich wurde im Sommer 1893 ein nach dem System Melan in Brinn ausgeführtes Betongewölbe mit eingelegten Eisenträgern in diese Versuche mit einbezogen.

2. Bruchversuche mit Unterbaugewölben; hiezu gehören:

A. Die am Matzleinsdorfer Frachtenbahnhofs durchgeführten Versuche mit zwei Gewölben von 10⁰ m Spannweite und 1⁰ m Pfeilhöhe, das eine nach dem System Monier, das andere aus Stampfbeton.

Das Monier-Gewölbe wurde von der k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft ausgeführt, für ihre Zwecke bereits im Jahre 1889 erprobt und hierauf dem Gewölbe-Ausschuss behufs weiterer Belastung zur Verfügung gestellt. An der gleichen Stelle gelangte später das Stampfbeton-Gewölbe zur Ausführung.

B. Die Belastungsversuche mit fünf grossen Objecten, welche in dem Steinbruche des Herrn beh. aut. Civil-Ingenieurs Sigmund Figdor zu Purkersdorf ausgeführt wurden.

Hiebei gelangten zur Erprobung:

a) ein Gewölbe aus Bruchsteinmauerwerk,

b) „ „ „ Ziegelmauerwerk,

c) ein Gewölbe aus Stampfbeton,

d) „ „ nach dem System Monier, und endlich

e) eine eiserne Bogenbrücke.

Alle fünf Objecte hatten 23⁰ m Spannweite, ein Fünftel derselben, d. i. 4⁶⁰ m Pfeilhöhe und 2⁰ m Breite. Der Formgebung dieser Versuchsobjecte lag die Absicht zugrunde, ein Modell für grössere Gewölbe zu erhalten, dessen Erprobung einen directen Schluss auf das Verhalten der letzteren ermöglichen sollte.

3. Um die Belastungsversuche, ganz besonders die in Purkersdorf ausgeführten, nutzbringend verwerten zu können, war die Beobachtung aller Formänderungen der Gewölbe erforderlich, zu welchem Behute die Bewegungen charakteristischer Punkte, sowie die Verdrehungen einzelner Querschnitte durch entsprechende Vorrichtungen genau verzeichnet werden mussten.

4. Die wissenschaftlichen Erhebungen zur Klarlegung der Festigkeits- und Elasticitäts-Verhältnisse der bei den Probegewölben verwendeten Baumaterialien umfassten:

a) Güteproben der bei den Versuchsobjecten benützten Cemente;

b) Ermittlung der Druckfestigkeit der angewendeten Betonmischungen, dann der Bruchsteine und Ziegel;

c) Erhebung des Elasticitätsmoduls auf Zug und jenes auf Druck für Beton;

d) Erhebung der Zugfestigkeit und der Bruchdehnung des für die eiserne Bogenbrücke verwendeten basischen Martin-Flusseisens.

Die sub a) erwähnten Cementproben wurden in der Prüfungsanstalt für hydraulische Bindemittel der k. k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien durchgeführt; die sub b), c) und d) genannten Erhebungen hat Herr Rupert Böck, o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule in Wien besorgt; einige der unter d) bezeichneten Zerreihsproben sind auch von den die Lieferungen bewirkenden Eisenwerken vorgenommen worden.

5. Die Feststellung der Formenänderungen aller erprobten Objecte im Vereine mit den vorerwähnten wissenschaftlichen Untersuchungen diente als Grundlage für die Verwerthung der Versuchsergebnisse zur Berechnung der Gewölbe, indem der Verlauf einzelner Versuche mit den Resultaten einer theoretischen Untersuchung der betreffenden Gewölbe auf Grund der Theorie eines eingespannten elastischen Bogens, bezw. eines Bogenträgers mit Kämpfergelenken, verglichen wurde.

6. Aus diesen theoretischen Untersuchungen konnten Schlussfolgerungen abgeleitet werden, in wie weit die Theorie eines eingespannten elastischen Bogens auf die Berechnung gemauerter Gewölbe anwendbar sei.

7. In einem eigenen Abschnitte werden sodann auf Grund der bei den Versuchen in Purkersdorf und bei anderen grossen gewölbten Brücken gemachten Erfahrungen Vorschläge in Betreff der Ausführung grosser Gewölbe erstattet.

I. Versuche mit Hochbaugewölben.

Die zu erprobenden Gewölbe wurden in Stützweiten von 1³⁵ m und 2⁷⁰ m ausgeführt. Jedes Gewölbe erhielt zwei eigene Träger und wurde durch entsprechende Schliessenverbindungen dafür gesorgt, dass sich die Träger während der Bauausführung nicht verdrehen konnten. Die Länge der Gewölbe betrug 2 m, jene der Träger 2⁶⁰ m; Schliessen waren 3 angeordnet. Mit Rücksicht auf die anzuhoftende Bruchlast von 4000—5000 kg per m² wurden für die 1³⁵ m-Gewölbe Träger Profil Nr. 28a und Schliessen von 30 mm Durchmesser, für die 2⁷⁰ m-Gewölbe Träger Nr. 35 und 35 mm Schliessen angeordnet.

Um jede schädliche Verdrehung der Traversen zu verhüten, wurden dieselben an den Enden mittelst L-Eisen und entsprechenden Knotenblechen verbunden. Die Anordnung der Gewölbe und die letztere Sicherungsanordnung ist aus den Fig. 1—3 ersichtlich.

Ausserdem wurden 3 Versuchsgewölbe von 4,05 m Lichtweite, u. zw. aus Stampfbeton, nach dem System Monier und in Ziegeln ausgeführt. Dieselben erhielten gemauerte Widerlager mit schräg gemauerten Lagerfugen.

Schuttschichte samt Bretterfussboden aufgebracht. Die Erprobung erfolgte frühestens 4 Monate nach der Herstellung.

Die 1,35 m-Gewölbe wurden wegen der geringen Spannweite voll, jene von 2,70 und 4,05 m Weite jedoch halbseitig belastet.

a) Gewölbe mit 1,35 m Lichtweite.

Bei den Ziegelgewölben mit Längs- und mit Ringscharen wurde die Belastung nach Aufbringung von 7000 kgm² unterbrochen, bei allen anderen Gewölben wurde die Belastung bis auf ca. 8000 kg per m² erhöht; unter ihrer Einwirkung sind auch die Gewölbe System Glückselig & Schneider eingestürzt, während die beiden anderen Flachgewölbe, sowie das Betongewölbe diese Last noch ertrugen.

Die bei den einzelnen Belastungsstadien gemessenen Einsenkungen des Scheitels an den Gewölbestirnen sind aus der nachstehenden Tabelle I ersichtlich.

Tabelle I.

Post. Nr.	Fremde Last in kg per m ² gleichförmig vertheilt	Durchbiegung des Scheitels in mm						Betongewölbe
		Flachgewölbe, System				Ziegelgewölbe mit		
		Schober	Hönel	Schneider	Glückselig	Ring-scharen	Längs-scharen	
1	500	0,5	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	0,3
2	1000	0,9	0,5	0,7	1,7	0,8	2,0	2,4
3	1500	1,4	1,8	1,5	3,4	1,6	3,5	3,8
4	2000	1,9	2,5	2,4	4,7	2,4	5,2	5,2
5	2500	2,6	3,6	3,5	6,7	3,4	6,8	6,3
6	3000	3,3	4,8	4,5	8,0	4,3	8,8	7,6
7	3500	4,0	5,9	5,7	10,4	5,5	10,0	9,0
8	4000	4,7	6,9	7,0	12,0	6,6	11,5	10,2
9	4500	5,5	7,9	8,3	14,2	7,8	13,2	11,4
10	5000	6,3	8,9	9,5	16,7	9,3	14,6	12,5
11	5500	7,0	9,7	11,4	19,4	10,5	16,0	13,6
12	6000	7,8	11,0	13,3	23,6	11,6	18,2	15,0
13	6500	8,7	12,0	15,6	26,7	12,6	21,2	16,3
14	7000	9,7	13,2	18,0	30,8	13,9	24,2	17,3
15	7015	9,9	13,7	18,2	30,5	14,0	24,3	17,3
16	7500	10,6	14,6	21,1	36,5	(5,6)	(16,6)	18,3
17	8000	11,6	15,6	24,1	41,8	—	—	19,6
18	8038	11,8	—	—	(Bruch)	—	—	(19,6)
19	8063	—	—	24,6	—	—	—	—
20	8378	—	16,7	—	—	—	—	—
			(7,0)					

Der besseren Uebersicht halber haben wir diese Einsenkungen in umstehendem Graphikon Fig. 9 zum Ausdruck gebracht, worin die Lasten als Abscissen und die Scheitelseinkungen als Ordinaten aufgetragen sind.

In der folgenden Tabelle II haben wir alle auf die Gewölbedimensionen, Gewichte und Probelasten Bezug habenden Daten zusammengestellt.

Tabelle II.

Flachdecke, System	Schober	Hönel	Schneider	Glückselig	Ziegelgew. mit		Betongewölbe
					Ring-scharen	Längs-scharen	
Scheitelstärke cm	16	10	10	10	15	15	7,5
Stich cm	4	5 ³⁾	4	4	14 1/2	12 1/2	11 1/2
Approx. Gewicht d. Decke ¹⁾ sammt Beschüttung und Fussboden kg per m ² . . .	530	500	500	500	440	460	540
Kritische Belastung kg m ²	3000 ²⁾	2000 ²⁾	2000 ²⁾	1500 ²⁾	3500 ⁴⁾	2000 ²⁾	1500 ²⁾
Bruchbelastung	—	—	8063	8000	—	—	—

¹⁾ Hier sind im Gewölberichte der Reihe nach die Werthe 637, 350, 625, 611, 346, 377, 453 angegeben, welche offenbar unrichtig sind. Die oben angegebenen Werthe wurden unter den üblichen Gewichts-Annahmen gerechnet.

²⁾ Auftreten der ersten Fugen, bezw. Risse im Scheitel.

³⁾ Hier ist entweder die Stichangabe oder die Zeichnung unrichtig.

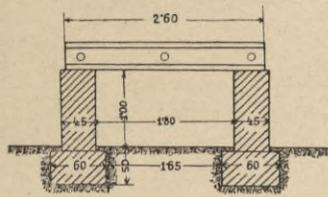
⁴⁾ Ein Ziegel zerdrückt.

Der Vergleich der sieben Flachgewölbe gibt Folgendes:

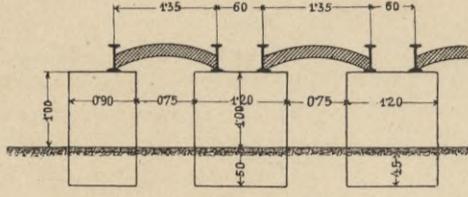
a) Die vier Flachgewölbe, sowie die beiden Ziegel- und das Betongewölbe haben eine Tragfähigkeit von mindestens 8000 kg per m² gezeigt. Die Belastung, unter welcher sich die ersten Zerstörungerscheinungen (Risse im Scheitel) zeigten und welche als kritische Belastung²⁾ gelten kann, liegt zwischen 1500—3500 kg per m² und kann im Mittel 2000 kg per m² angenommen werden.

^{*)} Der kritischen Belastung ist im Berichte gar keine Bedeutung gewidmet, obwohl gerade das Belastungsstadium, in welchem sich die ersten Rissbildungen zeigen, für den Werth der Construction von massgebender Bedeutung ist.

Längenschnitt Fig. 1

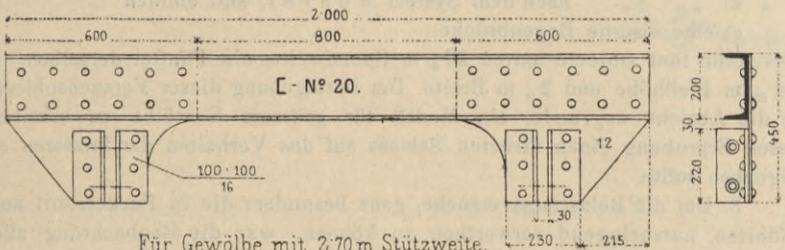


Querschnitt Fig. 2

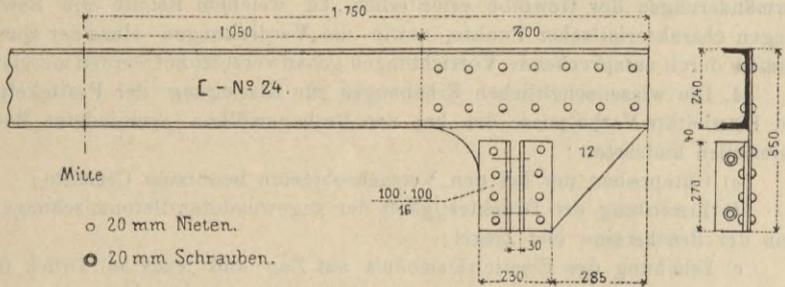


Verankerung der Traversen-Enden.

Für Gewölbe mit 1,35 m Stützweite.



Für Gewölbe mit 2,70 m Stützweite.



- 20 mm Nieten.
- 20 mm Schrauben.

Fig. 3.

Fig. 4

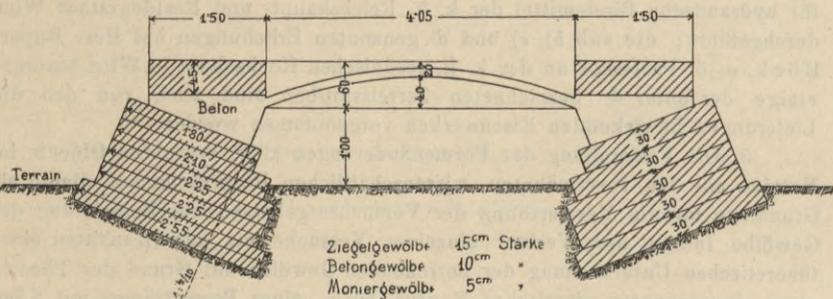
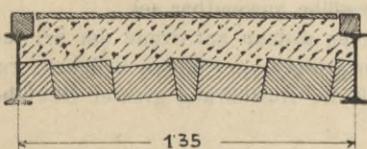
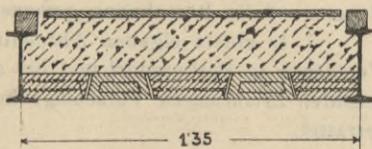


Fig. 5.

Fig. 6.



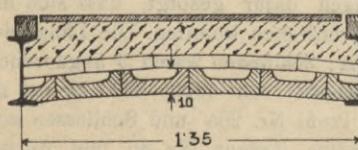
System Schober



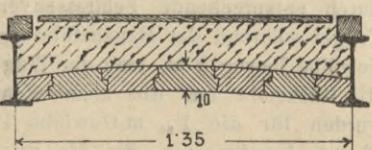
System Hönel

Fig. 7.

Fig. 8.



System Schneider

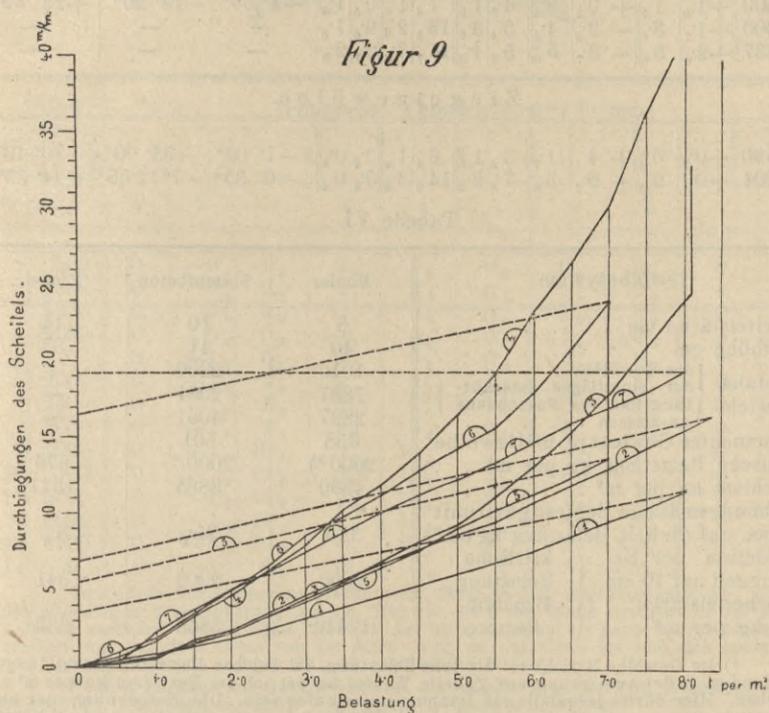


System Glückselig

Für die Belastung aller zu erprobenden Gewölbe standen Roheisenflossen zu Gebote, u. zw. wurde, um eine möglichst gleichmässige und der Praxis entsprechende Lastvertheilung zu bewirken, auf dem Gewölbe eine

Wird als normale mobile Belastung 400 kg per m² angenommen, so ist sohin der Sicherheitsgrad mit Rücksicht auf die kritische Belastung, welche für fast alle Anwendungsfälle des Hochbaues als massgebend anzusehen ist, ein fünffacher und für die Bruchlast ein mehr als 20facher.

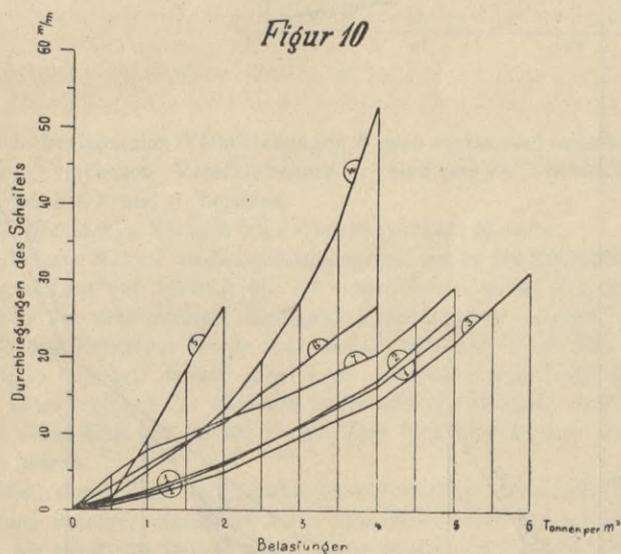
Figur 9



- 1 System Schober
- 2 " Höhnel
- 3 " Schneider
- 4 " Glückselig
- 5 Ziegelgewölbe mit Ringscharen
- 6 " " Längscharen
- 7 Betongewölbe

Bezüglich des Betongewölbes ist die anfänglich starke Deformation auffallend; dieselbe dürfte in einem geringen Nachgeben der Schliessen be-

Figur 10



- 1 Stampfbetongewölbe
- 2 Moniergewölbe ohne Betonfußboden
- 3 " " mit " " "
- 4 Gewölbe aus gewöhnlichen Mauerziegeln
- 5 " " Höhnel'schen Ziegeln
- 6 Bombirtes Wellblech ohne Armirung der Enden
- 7 " " mit " " "

gründet sein, woraus auch das verhältnismässig frühzeitige Auftreten von Rissen im Scheitel zu erklären wäre.

Bezüglich der Pfeilhöhe mag bemerkt werden, dass die Ausführung des Betongewölbes als wirkliches Flachgewölbe angezeigt gewesen wäre, um einen verlässlicheren und gerechtfertigteren Vergleich mit den übrigen Flachgewölben zu erhalten.

Von den beiden Ausführungsarten der Ziegelgewölbe — mit Ring- und mit Längsscharen — hat die erstere bedeutend kleinere Durchbiegungen ergeben, was offenbar darin seinen Grund hat, dass bei ersterer Ausführungsart bloß die halbe Fugenzahl in der Richtung des Bogens vorhanden ist.

b) Gewölbe mit 2,70 m Lichtweite.

Diese Gewölbe wurden durchaus mit halbseitiger (einseitiger) Belastung zum Bruche gebracht. Ueber das Verhalten der Versuchsobjecte während der einzelnen aufeinander folgenden Belastungsstadien gibt die folgende Tabelle III die erforderlichen Aufschlüsse.

Tabelle III.

Post Nr.	Fremde Last in kg per m ² auf einer Gewölbsfläche gleichförmig vertheilt	Bewegungen des Gewölbescheitels in mm						
		vertical abwärts					nach seitwärts	
		Stampfbeton-Gewölbe	Monier-Gewölbe		Gewölbe aus gewöhnlichen Mauerziegeln	Gewölbe aus Höhnel'schen Ziegeln	Bombirtes Wellblech	
		reiner Bogen	mit Beton-Fußboden			ohne Armirung der Enden	mit Armirung der Enden	
1	500	1.1	1.0	0.3	1.7	1.4	2.9	4.4
		0.3	0.3	0.1	0.4	0.3	0.5	0.8
2	1.000	2.4	2.0	1.3	5.0	9.3	6.0	7.9
		0.4	0.5	0.3	1.5	2.0	0.5	0.6
3	1.500	4.3	4.0	3.3	8.5	18.3	8.8	9.7
		1.0	1.0	0.6	2.6	3.3	0.7	0.8
4	2.000	6.2	6.0	4.9	13.0	36.3	11.4	11.7
		1.8	1.5	0.8	4.0	7.3	1.0	1.1
5	2.500	8.5	8.5	7.1	19.5	—	15.2	13.6
		2.9	2.1	1.3	5.3	—	1.3	1.6
6	3.000	10.7	10.8	9.5	27.5	—	18.3	15.7
		4.0	2.8	1.9	6.4	—	1.7	1.8
7	3.500	13.5	14.0	11.9	37.4	—	22.9	18.1
		5.2	3.4	2.6	7.8	—	2.2	2.1
8	4.000	16.3	17.0	14.1	52.7	—	26.9	20.5
		6.4	4.2	3.6	10.0	—	3.0	2.3
9	4.500	20.1	21.3	18.0	—	—	?	24.6
		7.0	5.3	4.7	—	—	—	2.6
10	5.000	24.1	25.8	21.9	—	—	—	29.2
		9.6	7.1	5.9	—	—	—	3.0
11	5.500	?	?	26.6	—	—	—	—
		?	?	7.4	—	—	—	—
12	6.000	—	—	31.1	—	—	—	—
		—	—	8.8	—	—	—	—

Wir haben hier wieder das Graphikon (Fig. 10) zur rascheren Uebersicht, sowie die Tabelle IV verfasst, in welcher alle Vergleichsdaten enthalten sind.

Tabelle IV.

Gewölbe-System	Stampfbeton	System Monier		Gewöhnliche Ziegeln	aus Höhnel'schen Ziegeln	Bombirtes Wellblech	
		reiner Bogen	mit Beton-Fußboden			ohne Armirung der Enden	mit Armirung der Enden
Scheitelstärke cm	85	5	5.5	14	10	Type 90.50.1.	an den Enden
Pfeilhöhe cm	23	26	26	25	13.5	25	60.60.6
Totales (des Gewölbes	1402	1114	—	1215	812	70	97
Ge- (der Beschütterung	610	614	—	680	555	824	870
wicht zusammen	2012	1728	2460	1895	1367	894	967
Gewicht per m ² Decke	373	320	455	350	253	165	179
Kritische Belastung	1000 *)	4500**	5000	3500	1000	—	—
Bruchbelastung	3000	5504	5940	6444	4314	2400	4751
Reduction der (Kritische Belastungen auf	4150	18000	20000	1780	1000	—	—
gleiche Scheitel- (Belastung	7600	23760	25776	2190	2400	—	—
stärke v. 10cm (Belastung							

*) Bei 100 kg per m² Belastung Längsriß in der unbelasteten Hälfte; bei 300 kg per m² am Kämpfer. Das Entstehen des Risses bei ersterer Belastung dürfte wohl in Zufälligkeiten der Arbeit den Grund haben, weshalb die Belastung von 3000 kg per m² als kritische angenommen werden kann.
 **) Im Gewölberichte nicht angegeben, jedoch nach der Analogie mit dem Monier-Gewölbe von 4,06 m Lichtweite berechnet.

Die Reduction der kritischen und Bruch-Belastung der verschiedenen Gewölbe auf gleiche Gewölbestärke erscheint wichtig zur Beurtheilung des Werthes der verschiedenen Systeme und speciell der Eiseneinlagen beim System Monier gegenüber dem reinen Stampfbetongewölbe. Man ersieht daraus, dass die Eiseneinlagen die Güte des Gewölbes

bei gleichen Stärken auf das 4₃fache, bzw. 4₈fache erhöhen, dass sie also von ausserordentlichem Werthe sind. Der Reduction auf gleiche Gewölbestärken wurde die Formel:

$$1) \dots \dots \dots K = \frac{M}{W} - \frac{P}{F}$$

zu Grunde gelegt, wobei

- K die Zugfestigkeit,
- P die Normalpressung,
- F die Querschnittsfläche,
- M das Biegemoment,
- W das Widerstandsmoment bedeuten.

Sieht man von dem Einflusse des permanenten Gewichtes ab, so ergeben sich näherungsweise

$$P = \frac{1}{16} p \frac{l^2}{f}$$

$$M = \frac{1}{64} p l^2$$

$$F = b d$$

$$W = \frac{1}{6} b d^2, \text{ wobei}$$

- f die Pfeilhöhe,
- d die Gewölbestärke,
- b die Gewölbebreite bedeuten.

Damit ergibt sich

$$2) \dots \dots \dots K = \frac{3}{32} \cdot \frac{p l^2}{b d^2} \cdot \left[1 - \frac{2}{3} \left(\frac{d}{f} \right) \right]$$

oder

$$3) \dots \dots \dots p = \frac{32}{3} \frac{b d^2}{l^2} \cdot \frac{k}{1 - \frac{2}{3} \left(\frac{d}{f} \right)}$$

so dass bei dem gleichem Materiale und gleicher Pfeilhöhe, jedoch verschiedenen Gewölbestärken näherungsweise sich verhalten die Lasten, welche die gleichen Spannungen hervorrufen, wie die Quadrate der Gewölbestärken. d. h.

$$p : p_1 = d^2 : d_1^2.$$

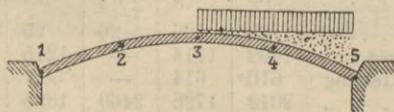
c) Gewölbe mit 4₀₅ m Lichtweite und 0₄₀ Pfeilhöhe.

Für diese Versuchsreihe wurden ein Gewölbe nach System Monier mit 5 cm Stärke, ein Stampfbetongewölbe mit 10 cm und ein Ziegelgewölbe mit 14 cm Stärke ausgeführt. In einem Anhang zu diesem Capitel bringt der Gewölbebericht ausserdem Daten über den Versuch mit einem Gewölbe nach System Melan von 4 m Lichtweite, 0₂₉ m Pfeilhöhe und 8 cm Stärke. Es sollen im Folgenden vorerst entsprechend dem Berichte die drei erstgenannten Gewölbe, sodann das Gewölbe System Melan behandelt und zum Schlusse der kritische Vergleich gezogen werden.

1. Versuchsgewölben nach System Monier, aus Stampfbeton und Ziegeln.

Die Versuchsgewölbe erhielten zum Zwecke der Messung der Formänderungen an jeder Stirnseite je 5 Stifte mit den zugehörigen, an Ständern befestigten Winkeln, und zwar an den beiden Kämpfern, im Scheitel und auf je 1/4 der Bogenlänge. An den drei letztgenannten Punkten wurden überdies empfindliche Libellen angebracht, um die Querschnittsverdrehungen messen zu können. Die folgende Tabelle V und VI, sowie das Graphikon Fig. 11 enthält alle erforderlichen Versuchs- und Vergleichsdaten.

Tabelle V. Formänderungen der 4₀₅ m weit gespannten Gewölbe zwischen gemauerten Widerlagern.



Moniergewölbe.

Post Nr.	Gemessene Verschiebungen in mm										Verdrehungen des Querschnittes im Punkte		
	1					2					2	3	4
	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h			
1	500	+0 ₁	0 ₁	+0 ₂	0 ₃	0 ₆	0 ₈	1 ₀	0 ₂	0 ₂	-0' 15"	-3' 46"	+2' 00"
2	1000	+0 ₂	0 ₂	+0 ₆	0 ₆	1 ₃	0 ₈	1 ₉	0 ₄	0 ₃	-0' 30"	-7' 55"	+3' 54"
3	1500	+0 ₄	0 ₆	+0 ₇	1 ₀	2 ₅	1 ₁	4 ₀	0 ₇	0 ₅	-2' 00"	-14' 25"	+7' 00"
4	2000	+0 ₆	1 ₀	+1 ₁	2 ₀	3 ₉	1 ₈	6 ₅	1 ₁	0 ₈	-2' 47"	-23' 36"	+10' 44"
5	2500	+1 ₁	2 ₁	+2 ₈	3 ₅	6 ₀	2 ₈	10 ₅	2 ₀	1 ₂	+0' 55"	-42' 07"	+17' 00"
6	3000	+1 ₄	3 ₅	+3 ₅	4 ₅	8 ₃	3 ₉	14 ₃	3 ₀	1 ₇	+3' 16"	-59' 10"	+22' 27"
7	3500	+1 ₈	4 ₈	+4 ₃	5 ₉	10 ₇	5 ₉	17 ₉	3 ₈	2 ₁	+4' 09"	-1' 14' 00"	+26' 48"
8	4017	+3 ₄	8 ₆	+7 ₆	9 ₈	19 ₅	8 ₀	29 ₂	6 ₇	3 ₁	+7' 10"	-1' 52' 40"	+43' 00"
9	*4017	+4 ₉	11 ₅	+10 ₁	12 ₈	27 ₄	9 ₈	35 ₇	7 ₈	3 ₇	-	-	-

*) Nach zweieinhalbständiger Belastung.

Betongewölbe.

1	500	+0 ₁	0 ₀	+0 ₁	0 ₁	0 ₃	0 ₀	0 ₃	0 ₀	0 ₁	0 ₀	-0' 45"	-0' 40"	+1' 00"
2	1000	+0 ₂	0 ₀	+0 ₂	0 ₂	0 ₇	0 ₁	0 ₆	0 ₁	0 ₂	0 ₁	-1' 35"	-1' 30"	+2' 15"
3	1500	+0 ₄	0 ₁	+0 ₃	0 ₅	1 ₈	0 ₅	2 ₄	0 ₃	1 ₂	0 ₄	-3' 35"	-5' 50"	+7' 50"
4	2000	+0 ₅	0 ₂	+0 ₃	1 ₃	2 ₉	1 ₀	4 ₈	0 ₅	0 ₃	0 ₆	-5' 40"	-10' 30"	+13' 40"
5	2500	+1 ₀	1 ₇	+0 ₁	2 ₄	4 ₃	1 ₈	7 ₄	1 ₁	0 ₅	1 ₀	-8' 55"	-14' 20"	+23' 45"
6	3000	+1 ₇	3 ₈	+2 ₀	4 ₅	5 ₄	3 ₅	13 ₅	2 ₂	0 ₆	1 ₆	-	-	-
7	3237	+2 ₀	5 ₀	+3 ₇	5 ₀	5 ₈	4 ₈	16 ₇	3 ₀	0 ₇	2 ₀	-	-	-

Ziegelgewölbe.

1	500	+0 ₃	0 ₈	+4 ₁	1 ₇	3 ₉	1 ₃	6 ₄	1 ₄	0 ₂	0 ₂	-7' 00"	-33' 00"	-10' 40"
2	1004	+0 ₄	0 ₆	+9 ₉	3 ₈	7 ₆	2 ₉	14 ₂	3 ₃	0 ₃	0 ₄	-0' 35"	-1' 12' 55"	-14' 35"

Tabelle VI.

Gewölbesystem	Monier	Stampfbeton	Ziegel
Scheitelstärke cm	5	10	14
Pfeilhöhe cm	40	41	35
Totales { des Gewölbes	1010	2000	-
Gewicht { der einseitigen Beschüt-	1887	2061	-
zung und des Fussbodens } zusammen	2897	4061	-
Permanentes Gewicht pr. m ² Gewölbe	358	501	-
Kritische Belastung kg per m ²	2000*)	2000*)	670
Bruchlast kg per m ²	4360	3865	1341
Rechnungsmässige Zugfestigkeit mit Rücks. auf die krit. Belastung kg cm ²	113	25 ₆	3 ₈
Reduction der Belastungen auf 10 cm Scheitelstärke kg per m ²	8000	2000	341
Bruchbelastung	17440	3865	683

*) Im Gewölbe-Bericht ist als jene Belastung, bei welcher die ersten Rissbildungen entstanden, in der Anmerkung zur Tabelle V. 2000 kg per m², im Text 3000 kg per m² angegeben. Hier dürfte jedenfalls ein Irrthum unterlaufen sein. Die Berechnung der aufgetretenen Spannungen lässt wohl auf eine kritische Belastung von 2000 kg m² schliessen und wurde dieser Werth in obiger Tabelle auch zu Grunde gelegt. Aus der Beobachtung des Graphikons (Fig. 11) für den Punkt 4 ist wohl ersichtlich, dass der continuirliche Verlauf der Durchbiegungen bis zum Punkte K reicht, und könnte darnach, will man noch etwas unter K bleiben, für das Stampfbetongewölbe die kritische Belastung mit ca. 2000, beim Moniergewölbe mit 3000 kg per m² angenommen werden. Wenn für letzteres trotzdem bloß 2000 kg per m² gerechnet wurde, so erhöht dies den Sicherheitsgrad der abgeleiteten Folgerungen.

2. Gewölbe nach System Melan.

Dieses System besteht bekanntlich darin, dass in die Betongewölbe in bestimmten Entfernungen Eisenträger (I-Profil) eingelegt werden, welche selbstverständlich genau nach der Leibung des Gewölbes geformt sein müssen.

Ein solches im Jahre 1892 hergestelltes Gewölbe von 4₀₀ m Lichtweite und 0₂₉ m Pfeilhöhe zwischen Traversen wurde dem Gewölbeausschusse 1 Jahr später*) zur Verfügung gestellt. Das Gewölbe hatte 3 m Breite und waren in je 1₀ m Entfernung I-Träger Profii Nr. 8, sohin im Ganzen 4 Stück

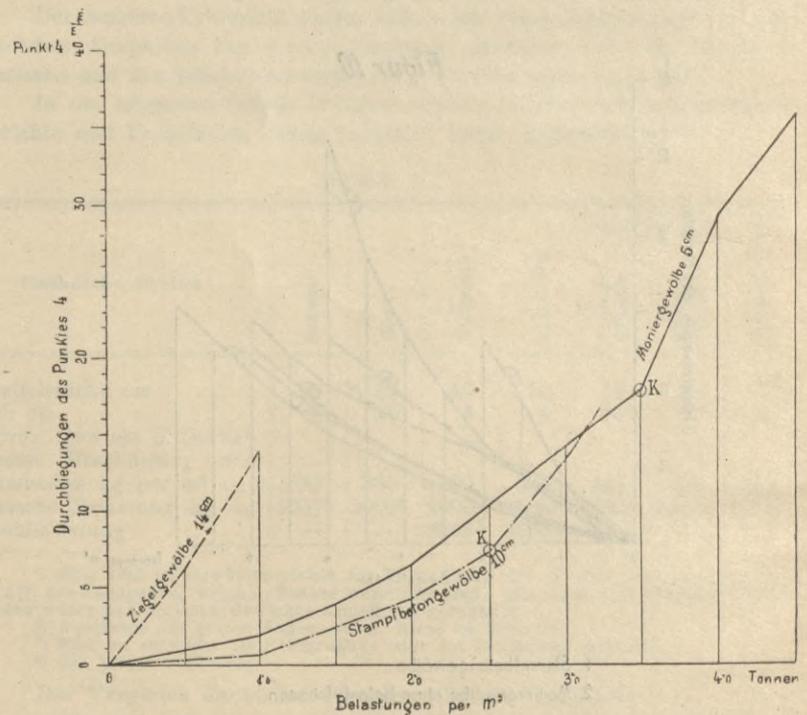
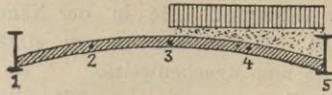


Fig. 11.

Träger eingelegt. Die Betonstärke betrug 8 cm, die Mischung war im Mitte ein Theil Radotiner Portland-Cement auf 5 Theile Sand und Rieselschotter. Die unter den zunehmenden Belastungen aufgetretenen Formänderungen sind aus der folgenden Tabelle und dem Graphikon Fig. 12 ersichtlich.

*) Hier darf nicht übersehen werden, dass die Probegewölbe System Monier und als Stampfbeton schon nach ca. 4 Monaten zur Erprobung gelangten, was zum gegenseitigen Vergleich wohl beachtenswerth ist.

Tabelle VII. über die Formänderungen des 4,0 m weit gespannten Betongewölbes mit eingelegten Eisenträgern (System Melan).



Post Nr.	Freie Last (Eisenfloss) in kg pro m einseitig	Gemessene Verschiebungen in mm									
		5		4		3		2		1	
		v	h	v	h	v	h	v	h	v	h
1	500	0	-0,1	1,4	0,0	1,2	0,0	0,8	0,0	0	0,1
2	1000	0	0,0	2,7	0,3	2,4	0,1	1,1	0,0	0	0,1
3	1500	0	0,0	3,9	0,7	3,6	0,6	1,6	0,5	0	0,6
4	2000	0	0,0	5,2	0,7	4,8	0,9	1,8	0,8	0	0,7
5	0	0	-1,4	0,7	0,7	0,4	0,9	0,8	0,3	0	0,5
6	2000	0	-1,6	4,4	2,3	4,1	1,9	2,3	1,1	0	1,4
7	2500	0	-1,7	5,9	2,3	5,4	1,9	2,7	1,3	0	1,2
8	3000	0	-1,5	7,0	2,4	6,4	2,1	3,0	0,5	0	1,4
9	4000	0	-1,5	10,4	3,0	10,3	3,1	4,6	1,1	0	2,2
10	5000	0	-1,2	14,2	3,4	13,9	3,7	6,3	1,8	0	2,7
11	5000	0	-1,6	15,6	2,5	14,6	2,9	7,3	1,0	0	1,3
12	6000	0	-1,9	18,3*	2,3	17,1	2,4	8,1	0,6	0	1,0
13	6900	0	-3,0	20,9	1,1	20,1	1,3	9,7	-0,7	0	-0,3
14	0	0	-1,7	6,7	0,6	7,6	-0,6	5,3	-2,3	0	-1,3

Besondere Bemerkungen: Stärke 8 cm, Stich 29 cm, Eigenlast 2200 kg, Gewicht der einseitigen Sandschüttung 700 kg. Bei 10) wird ein feiner Haarriss an der unteren Leibung zunächst des Scheitels bemerkt, der aber nicht auf die ganze Länge durchreicht, sondern nur auf circa 30 cm von der Stirn weg zu verfolgen ist und sich später auch nicht mehr erweitert. — Post 11) nach 18stündiger Pause.

*) Hier enthält der Gewölbebericht die Angabe 28,3, was mit Rücksicht auf den Verlauf der Durchbiegungslinie (Fig. 13) ein Irrthum sein dürfte.

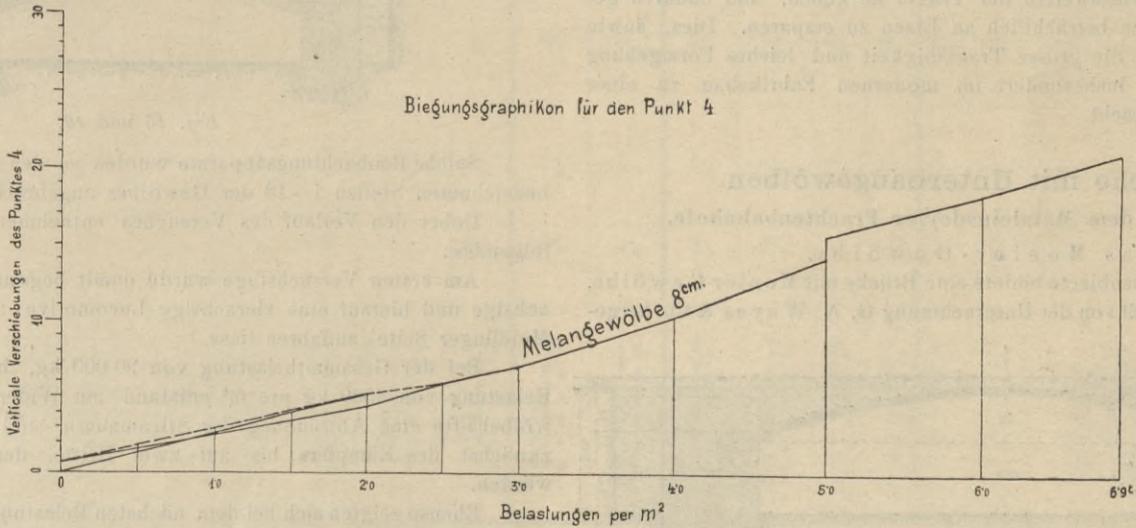


Fig. 12.

Die horizontalen Verschiebungen h nach rechts sind negativ bezeichnet. Die verticalen Verschiebungen v sind auf die Verbindungslinie der Kämpferpunkte 1 und 5 bezogen.

Ueber diesen Versuch sagt Oberstlieutenant B o c k:

„Wegen Mangel an Belastungsmaterial wurde die Erprobung bei einer einseitigen Last von 6900 kg pro m² unterbrochen, wobei sich nach erfolgter Entlastung nur sehr geringe bleibende Einsenkungen zeigten. Im weiteren Verlaufe des Versuches wurde nur eine Fläche von 1 m² über der zweiten Bogenrippe belastet, wobei diese Last successive bis 16 400 kg gesteigert wurde, unter welcher der Einsturz trichterförmig erfolgte, nachdem vorher erst bei einer Last von 15 200 kg stärkere locale Senkungen und Risse aufgetreten waren.“

Weil durch diese letztbeschriebene Belastung, der geschilderten Lastenvertheilung zufolge, eigentlich mehr der Widerstand des gebogenen Eisenträgers, als jener des Betons zur Geltung kommt, so ist es nicht nöthig, die hiebei gemessenen Einsenkungen der Randträger hier anzuführen. Zur Charakteristik des Systems genügt aber vollständig die erste Belastungsphase der Gewölbehälfte, weil hiebei eine Last von 6900 kg pro m² noch keine nennenswerthe Deformation verursacht hat. Es unterliegt daher keinem Zweifel, dass dieses Gewölbesystem sowohl für schwer belastete Zwischendecken, als auch für kleinere Brücken hervorragend geeignet erscheint.“

Hiezu ist nun Folgendes zu bemerken:

Es ist vor Allem unzulässig, die 3 Systeme auf Grund der Daten über verschieden starke Gewölbe ohne Weiters zu vergleichen, ganz besonders muss man aber zum kritischen Vergleich der Systeme Monier und Melan die Reduction auf die gleichen Querschnitts-Abmessungen durchführen.

Was die Deformationen des Melan-Gewölbes betrifft, so ist zu bemerken, dass dieselben im Vergleich zu jenen des Monier- und Betongewölbes in den anfänglichen Belastungsstadien bei dem 8 cm starken Melan-Gewölbe sogar grösser als bei dem 5 cm starken Monier-Gewölbe sind, wie sich aus den vorstehenden Tabellen und Verschiebungslinien (Fig. 11 und 12) ergibt. Ausserdem muss berücksichtigt werden, dass die Formänderungen in umgekehrtem Verhältnisse zu den Trägheitsmomenten der Querschnitte stehen und sohin die Verschiebungen des Monier-Gewölbes bei 8 cm Stärke unter den gleichen Belastungen bloss $\left(\frac{5}{8}\right)^3 = 0,24$ derjenigen bei 5 cm

Stärke betragen hätten. Abgesehen von den verschiedenen Stärken war aber auch der Stich bei dem Gewölbe System Melan 29 cm, beim Monier-Gewölbe dagegen 40 cm, sohin beim Melan-Gewölbe in Bezug auf die Wirkung der Momente wegen des grösseren Horizontalschubes günstigere Verhältnisse.

Wir haben nun, um möglichst gleichartige Verhältnisse für den Vergleich zu erhalten, die Reduction der 3 Gewölbe: Stampfbeton, System Monier und Melan auf die Gewölbestärke von 8 cm und den Pfeil von 40 cm durchgeführt. Hiebei diente als Grundlage die Formel 3:

$$p = \frac{32}{3} \frac{b d^2}{f^2} \frac{1}{1 - \frac{2}{3} \left(\frac{d}{f}\right)}$$

daher für die Stärken d_1 und den Pfeil f_1 die zugehörige kritische, bezw. Bruchlast beträg.:

$$p_1 = p \left(\frac{d_1}{d}\right)^2 \frac{1 - \frac{2}{3} \left(\frac{d}{f}\right)}{1 - \frac{2}{3} \left(\frac{d_1}{f_1}\right)} = \alpha \cdot p.$$

Der Werth von α ist für das Stampfbetongewölbe

$$\alpha = \left(\frac{8}{10}\right)^2 \cdot \frac{1 - \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{10}{41}\right)}{1 - \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{8}{40}\right)} = 0,618$$

für das Monier-Gewölbe

$$\alpha = \left(\frac{8}{5}\right)^2 \times \frac{1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{5}{40}}{1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{8}{40}} = 2,71$$

für das Melan-Gewölbe

$$\alpha = \frac{1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{8}{29}}{1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{8}{40}} = 0,941.$$

Darnach ergibt sich die nachstehende

Tabelle VIII.

Gewölbe-System	Stampfbeton	Monier	Melan
Gewölbestärke cm	10	5	8
Eisengewicht per m ²	—	6,0	9,3
Kritische Belastung	2000	2000	5000
Bruchbelastung	3865	4360	—
Gewölbestärke Pfeil 40 cm.	8	8	8
Kritische Belastung	1236	5420	4705
Bruchbelastung	2388	11820	—

Diese Tabelle ist in mehrfacher Hinsicht interessant. Sie zeigt, dass die Belastungen, welche bei dem Gewölbesystem Melan erreicht wurden, wenn sie auch an und für sich hohe sind, mit Rücksicht auf die beim Monier-Gewölbe erreichten durchaus nicht überraschen; ausserdem sind auch die auf gleiche Stärken und Pfeilhöhen reducirten Belastungen beim Monier-Gewölbe sogar grösser als beim Melan-Gewölbe, obwohl letzteres mehr Eisen per m² erfordert und ein Jahr nach erfolgter Herstellung zur Erprobung gelangte, während das Stampfbeton- und Monier-Gewölbe bloss 4 Monate alt waren.

Dass die Belastungen, bzw. Tragfähigkeiten im Allgemeinen nicht viel differiren können, ist klar, wenn man bedenkt, dass das den Beton verstärkende Element bei beiden Systemen die Eiseneinlagen sind, welche beim System Monier aus gleichmässig vertheilten Tragstäben mit querlaufenden Vertheilungsstäben, beim System Melan aus in Abständen von etwa 1 m angeordneten Traversen ohne weitere gegenseitige Verbindung bestehen.

Hiebei ist nur noch zu bemerken, dass die Tragstäbe beim System Monier in statisch wirksamer Weise angeordnet sind, als dies bei der gleichen Querschnittsfläche durch die Traversenprofile möglich ist.

Die Ergebnisse dieser Versuchsweise lassen sich daher in Folgendem zusammenfassen:

1. Die Stampfbetongewölbe erhalten durch Eiseneinlagen nach System Monier oder Melan bei gleichen Stärken eine rund 4 mal grössere Tragfähigkeit.

2. Gewölbe nach System Monier müssen bei gleichen Stärken und gleichem Eisenaufwand naturgemäss eine grössere Widerstandsfähigkeit, bzw. Tragfähigkeit besitzen, als Gewölbe nach System Melan.

In Betreff der Bedeutung der Cement-Eisenconstructions-Decken und speciell der Decken nach System Monier für die Baupraxis ist noch Folgendes zu bemerken: Der Hauptvortheil ihrer Anwendung liegt darin, dass es möglich ist, grosse Verlagsweiten der Träger zu geben, und dadurch gegenüber den Ziegeldecken beträchtlich an Eisen zu ersparen. Dies, sowie das geringe Eigengewicht, die grosse Tragfähigkeit und leichte Formgebung haben das System Monier insbesondere im modernen Fabriksbau zu einer häufigen Anwendung gebracht.

II. Versuche mit Unterbaugewölben.

A) Gewölbe auf dem Matzleinsdorfer Frachtenbahnhofe.

a) Das Monier-Gewölbe.

Das erste der Versuchsobjecte bildete eine Brücke mit Monier-Gewölbe, welches am 19. October 1889 von der Unternehmung G. A. W a y s s & Co. herge-

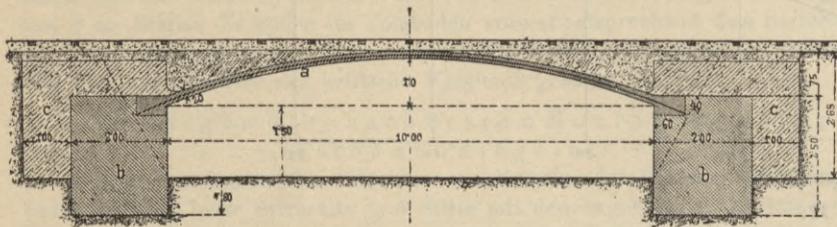


Fig. 13.

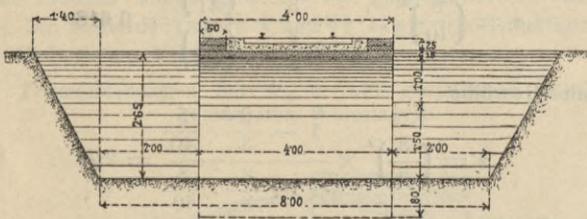


Fig. 14.

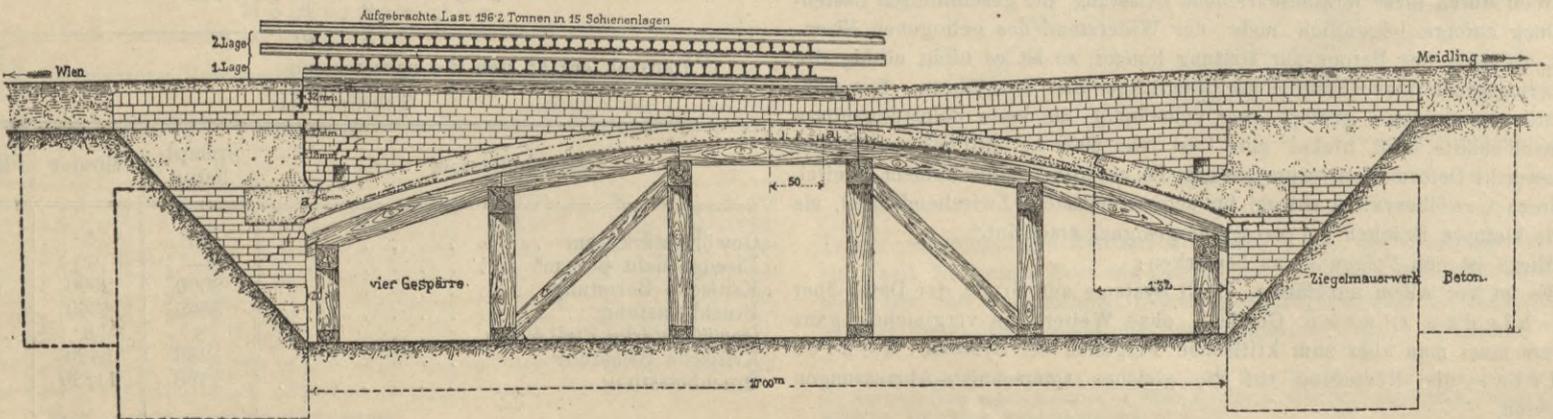


Fig. 17.

stellt worden war. Die Gestaltung des Gewölbes und der Widerlager ist aus Fig. 14 und 15 zu ersehen. Das Gewölbe hatte bei 10 m Spannweite eine Breite von 4 m, eine Pfeilhöhe von 1 m und eine Stärke von 15 cm am Scheitel und 20 cm am Kämpfer. Die in der Nähe der unteren Leibung liegende Rundeiseneinlage bestand aus 10 mm starken Längs- und 7 mm starken Querstäben von 55 mm Maschenweite.

Die 2 m starken, in Ziegeln gemauerten Widerlager wurden mit einem 1 m starken Betonkörper umgeben; die 50 cm starken gemauerten Stirnmauern wurden mit Schotter hinterfüllt, in welchen ein normaler Oberbau eingebettet war. Das Gewicht der gesammten Eigenlast in der freien Spannweite betrug rund 1500 kg pro m² Grundfläche.

Nachdem bereits am 10. December 1889 seitens der Bahnverwaltung eine Probelastung mit Eisenbahnfahrzeugen mit gutem Erfolge vorgenommen worden war, wurden am 16. und 17. Mai 1890 die nachstehend beschriebenen Belastungsversuche seitens des Gewölbe-Comités vorgenommen.

Zur Beobachtung der Formänderungen dienten Messapparate, welche aus einer an dem Gewölbe fixirten Tafel bestanden, welche ein rechtwinkeliges Axenkreuz enthielt und deren Verschiebungen an einem vom Gewölbe unabhängigen feststehenden Rahmen gemessen wurden.

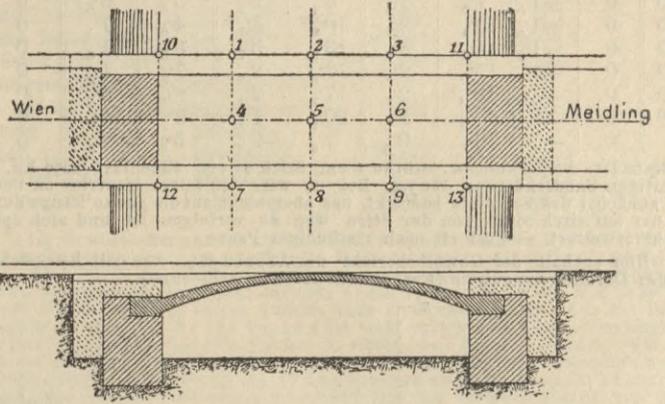


Fig. 15 und 16.

Solche Beobachtungsapparate wurden an den im Grundrisschema Fig. 15 bezeichneten Stellen 1—13 des Gewölbes angebracht.

Ueber den Verlauf des Versuches entnehmen wir dem Berichte Nachfolgendes:

Am ersten Versuchstage wurde damit begonnen, dass man eine dreiachsige und hierauf eine vierachsige Locomotive auf das Gewölbe (einseitig Meidlinger Seite) auffahren liess.

Bei der Gesamtbelastung von 90 000 kg, beziehungsweise bei einer Belastung von 4500 kg pro m² entstand am Widerlager der belasteten Gewölbhälfte eine Abtrennung der Stirnmauern, und konnte dieser Riss auch zunächst des Kämpfers bis auf zwei Drittel der Gewölbsstärke verfolgt werden.

Ebenso zeigten sich bei dem nächsten Belastungsstadium von 100 000 kg, d. i. von 5000 kg pro m² kleine, oben beginnende Risse in den beiderseitigen Stirnmauern, nahe der Mitte der unbelasteten Gewölbhälfte. Die vorerwähnte Belastung von 100 000 kg wurde 3 1/2 Stunden auf dem Objecte belassen. Die sich hiedurch ergebende Zunahme der Formänderung, sowie der Rückgang derselben bei Verminderung der Belastung bis auf die Hälfte ist aus der Tabelle IX zu ersehen.

Nachdem hiedurch keine nachtheiligen Formänderungen auftraten und auch die bleibenden Durchbiegungen sich in engen Grenzen hielten, wurde auf die andere Gewölbhälfte (Wiener Seite) eine allmähig gesteigerte Schienenbelastung aufgebracht.

Ueber die Grösse dieser Belastung sowohl, als auch über die durch dieselben hervorgerufenen elastischen und bleibenden Formänderungen des Versuchsobjectes gibt die Tabelle IX den nöthigen Aufschluss.

Am zweiten Versuchstage (17. Mai) war das Gewölbe zeitlich Früh ganz entlastet worden und wurde dasselbe hierauf neuerlich belastet. Bei einer Belastung von 180 000 kg wurde das zu schwach dimensionirte Meidlinger Widerlager abgescheert, wodurch eine derartige Senkung des Gewölbes entstand, dass es sich auf einzelne Pfosten des Unterfangungsgerüsts auflegte und der Versuch bei einer schliesslichen Belastung von 196 200 kg d. i. 9810 kg pro m² ein vorzeitiges Ende nahm.

Die Fig. 17 zeigt die Aufnahme des Objectes nach Beendigung des Belastungsversuches.

b) Das Betongewölbe.

Nachdem das Moniergewölbe abgetragen und das Meidlinger Widerlager verstärkt worden war, gelangte das Betongewölbe (Fig. 18) seitens der Firma Pittel & Brausewetter daselbst zur Herstellung.

Die Betonkämpfer im Mischungsverhältnisse von
 1 Volumtheil Radotiner Portland-Cement
 3 Volumtheilen reinen Donausandes und
 3 " Schotter
 wurden am 10. November 1890 hergestellt.

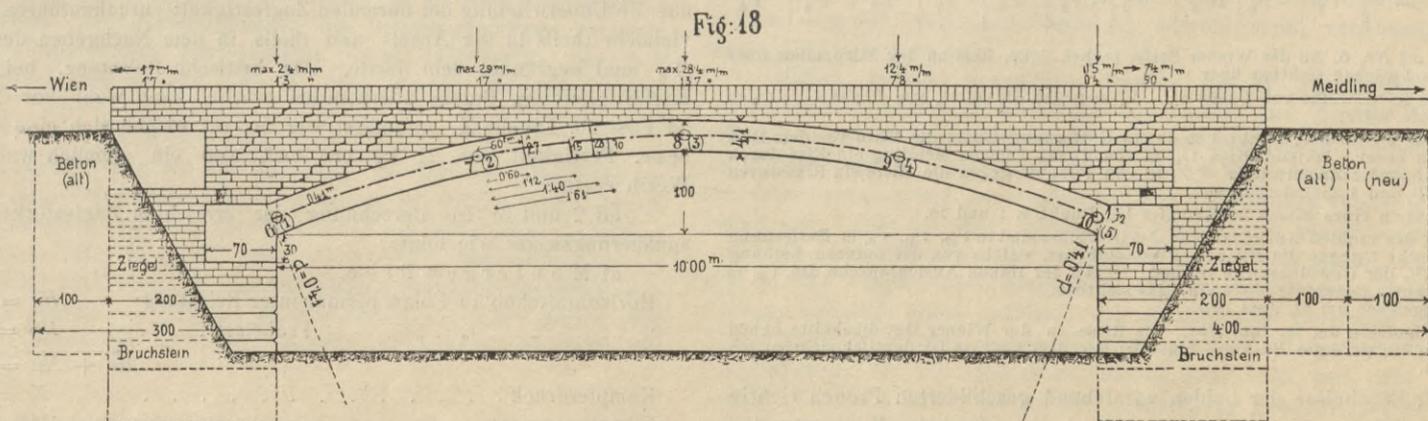
Das Gewölbe wurde durchaus 41 cm stark hergestellt und, um der der Berechnung der statischen Verhältnisse zu Grunde liegenden Annahme des nicht eingespannten Bogens annähernd zu entsprechen, der Beton der Kämpfer von dem des Bogens durch eine Lage Asphaltplatten von 12—15 mm Stärke, 40 cm Höhe und je 50 cm Einzellängen, getrennt.

Das Gewölbe, im Mischungsverhältnisse von
 1 Volumtheil Radotiner Portland-Cement
 3 Volumtheil Donausandes

Table IX.

Nummer der Versuche	Grösse der Belastung		Mittel der Verschiebungen in mm																Bemerkungen
			an den Gewölbstirnen						in der Brückenachse						an den Kämpfern				
	$\frac{1+7}{2}$		$\frac{2+8}{2}$		$\frac{3+9}{2}$		4		5		6		Wien		Meidling				
	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h			
Beobachtungen am 16. Mai 1890.																			
I.	bei der Belastung		-0.2	-0.2	1.3	-0.4	1.7	-0.1	-0.4	0.0	+1.0	-0.7	4.0	0.0	0.0	-0.1	0.3	-0.3	
	nach der Entlastung		0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	
II.	bei der Belastung		-0.3	-0.4	1.6	-0.5	2.6	-0.3	-0.5	0.0	1.5	-1.0	5.0	-0.1	0.0	-0.3	0.4	0.1	
	nach der Entlastung		-0.0	-0.2	0.4	-0.2	0.5	-0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	-0.1	0.0	-0.2	0.1	0.0	
III.	52700	2635	3.4	-0.3	4.4	0.5	0.5	0.6	3.6	-0.8	4.5	1.0	2.5	1.0	0.5	0.4	0.1	0.5	<p>Die Schienen wurden auf der einen Brückenhälfte (Wiener Seite) in Schichten von je 50 Stück aufgebracht, welche auf je 6 in der Geleiserichtung gelegten Schienen gelagert waren. Es bestand solcherweise jede Schienenlage aus 56 Stück Schienen. Die Last wurde auf die nebenstehenden Werthe näherungsweise ergänzt.</p>
	65800	3290	4.6	-0.4	5.9	0.9	0.5	0.5	5.1	-1.1	6.2	1.2	2.5	1.4	0.6	0.6	0.1	1.0	
	80000	4000	7.4	-0.4	8.6	1.5	0.5	1.7	8.1	-1.2	9.2	2.0	2.2	2.4	0.9	0.1	0.1	1.4	
	90000	4500	9.8	-0.2	10.5	2.0	0.5	2.1	10.6	-1.2	11.2	2.5	2.2	2.9	1.2	-0.1	0.1	1.9	
	100000	5000	11.7	-0.2	12.9	2.4	0.7	2.7	12.6	-1.2	13.7	3.0	2.2	3.4	1.2	-0.3	0.1	2.0	
	100000	5000	13.1	-0.3	14.3	2.4	0.8	2.8	14.3	-1.8	15.4	3.8	3.0	4.0	1.5	-0.4	0.0	2.0	
	50000	2500	10.1	-0.3	9.9	2.3	0.2	2.2	11.4	-1.4	10.8	3.2	1.5	2.7	1.0	-0.5	0.0	1.4	
Beobachtungen am 17. Mai 1890.																			
IV.	gänzl. Entlast.		4.2	-0.1	3.8	0.6	0.7	1.3	4.1	-1.1	13.7	1.0	0.7	0.4	1.1	-0.3	0.3	1.1	<p>Die Schienen wurden wie am 16. Mai successive in Lagen zu je 56 Stück wieder aufgebracht.</p>
	90000	4500	11.6	-0.4	12.5	2.0	1.3	2.9	11.8	-1.6	12.6	3.0	1.5	3.4	1.7	-0.6	0.1	2.3	
	100000	5000	12.8	-0.4	13.8	2.4	1.4	3.1	12.6	-1.8	14.0	3.4	2.0	3.4	2.0	-1.0	0.1	2.4	
	110000	5500	13.9	-0.4	15.1	2.4	1.5	3.3	13.7	-1.8	15.0	3.6	2.0	3.7	2.2	-1.1	0.1	2.5	
	130000	6500	16.1	-0.4	18.5	2.7	2.3	4.0	16.5	-2.0	18.7	4.0	2.6	4.4	2.3	-1.2	0.0	2.8	
	150000	7500	20.1	-0.9	24.9	2.9	3.4	5.0	21.3	-2.4	25.5	4.5	3.7	5.9	3.3	-1.6	0.0	3.6	
	170000	8500	25.8	-1.9	32.7	2.9	5.6	6.3	26.3	-3.6	32.6	5.0	6.0	7.4	3.8	-3.0	-0.1	4.0	

Stampfbeton-Gewölbe



1 Volumtheil Schotterbruch

wurde am 11. November 1890 hergestellt.

Die Ausschalung erfolgte am 22. December 1890 und konnten bei derselben keinerlei Setzungen constatirt werden.

Die Erprobung des Gewölbes wurde am 23. Juni 1891 begonnen, es waren schon seit der Herstellung 224 Tage verflossen, demnach um 14 Tage mehr als zwischen Herstellung und zweiter Erprobungsphase des Monierbogens.

Beobachtungspunkte waren im Ganzen 10 angeordnet, u. zw. 5 pro Gewölbstirne. Hievon befanden sich zwei in den Widerlagerfluchten, einer im Scheitel, einer in der Mitte der belasteten und einer in der Mitte der unbelasteten Hälfte; alle waren genau in der Gewölbsaxe angeordnet.

Als Belastungsmateriale dienten Pauschienen; dieselben wurden in einzelnen Lagen à 12 700 kg, bezw. 635 kg pro m² auf der Wien zugekehrten Gewölbshälfte aufgebracht und wurde am ersten Tage die Belastung bis 5080 kg pro m² getrieben. Bei einer Belastung von 2540 kg pro m² traten über dem Wiener Widerlager Risse in den Stirnmauern ein; bei 3810 kg pro m² zeigte sich 50 cm von der Mitte der belasteten Hälfte gegen den Scheitel gemessen ein in der unteren Leibung beginnender Riss. Die Belastung von 5080 kg wurde zwei Stunden auf dem Gewölbe belassen, sodann eine abermalige Ablesung gemacht, um die Zunahme der Senkung bei dauernder Belastung zu constatiren. Hierauf wurde an die Entlastung geschritten und bei halber und vollkommener Entlastung die Formänderung beobachtet.

Am 24. Juni 1891 wurden die Beobachtungen bei der Belastung von 5080 kg pro m² wieder aufgenommen und bis zu einer Last von 10322 kg pro m² — dem gesammten disponiblen Quantum — fortgesetzt. Nach drei Tagen, am 27. Juni 1891, bis zu welchem Zeitpunkte das Gewölbe der gesammten vorerwähnten Last ausgesetzt war, wurde die Beobachtung wiederholt und nach weiteren drei Tagen, während welcher das Gewölbe vollkommen entlastet worden war, die letzte Ablesung gemacht.

In der folgenden Tabelle X sind die Mittel der beobachteten Formänderungen verzeichnet.

Tabelle X. Stampfbeton-Gewölbe.

Post-Nr.	Grösse der Belastung		Mittel der Verschiebungen in mm									
	im Ganzen	per m ²	Wiener Kämpfer		Mitte der belasteten Hälfte		Scheitel		Mitte der unbelasteten Hälfte		Meidlinger Kämpfer	
			v	h	v	h	v	h	v	h	v	h
1	—	—	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	12700	635	0 ₀	0 ₁	0 ₄	0 ₁	0 ₃	0 ₁	0 ₁	0 ₂	0 ₀	0 ₂
3	25400	1270	0 ₀	0 ₁	1 ₀	0 ₁	0 ₇	0 ₂	0 ₃	0 ₃	0 ₁	0 ₂
4	38100	1905	0 ₁	0 ₂	1 ₈	0 ₂	1 ₃	0 ₃	0 ₆	0 ₄	0 ₁	0 ₄
5	50800	2540	0 ₂	0 ₂	2 ₅	0 ₄	2 ₀	0 ₅	0 ₉	0 ₆	0 ₁	0 ₇
6	63500	3175	0 ₃	0 ₂	3 ₉	0 ₅	3 ₀	0 ₇	1 ₁	0 ₉	0 ₂	1 ₁
7	76200	3810	0 ₄	0 ₃	5 ₅	0 ₇	4 ₀	0 ₉	1 ₃	1 ₂	0 ₃	1 ₅
8	88900	4445	0 ₆	0 ₃	7 ₃	0 ₉	5 ₁	1 ₁	1 ₆	1 ₄	0 ₃	1 ₈
9	101600	5080	0 ₈	0 ₂	8 ₈	1 ₀	6 ₂	1 ₄	2 ₁	1 ₇	0 ₃	2 ₁
10	101600	5080	0 ₈	0 ₀	10 ₃	0 ₉	7 ₆	1 ₅	2 ₈	1 ₈	0 ₂	2 ₅
11	50800	2540	0 ₇	-0 ₁	8 ₅	0 ₇	5 ₉	1 ₂	2 ₄	1 ₅	0 ₂	2 ₁
12	—	—	0 ₅	-0 ₄	4 ₉	0 ₃	3 ₅	0 ₇	1 ₆	0 ₈	0 ₈	1 ₅
13	101600	5080	0 ₈	-0 ₂	10 ₅	0 ₇	8 ₁	1 ₃	3 ₂	1 ₈	0 ₃	2 ₅
14	114300	5715	1 ₀	0 ₀	11 ₅	0 ₈	9 ₂	1 ₄	3 ₆	1 ₉	0 ₂	2 ₈
15	127000	6350	1 ₂	0 ₁	12 ₇	0 ₉	10 ₁	1 ₅	4 ₀	2 ₁	0 ₄	3 ₀
16	139700	6985	1 ₃	0 ₁	14 ₀	1 ₀	11 ₄	1 ₆	4 ₅	2 ₂	0 ₃	3 ₄
17	152400	7620	1 ₅	0 ₁	15 ₅	0 ₉	12 ₈	1 ₈	5 ₁	2 ₄	0 ₃	3 ₇
18	165100	8255	1 ₇	-0 ₁	17 ₂	0 ₈	14 ₇	1 ₉	5 ₉	2 ₆	0 ₃	4 ₂
19	177800	8890	1 ₉	-0 ₂	18 ₇	0 ₇	16 ₄	2 ₀	6 ₇	2 ₈	0 ₂	4 ₆
20	206430	10322	2 ₃	-0 ₇	23 ₁	0 ₃	21 ₆	2 ₂	9 ₀	3 ₂	0 ₃	5 ₇
21	206430	10322	2 ₈	-1 ₉	29 ₀	0 ₀	28 ₅	2 ₆	12 ₅	3 ₅	0 ₅	7 ₂
22	—	—	1 ₁	-2 ₀	16 ₈	-0 ₂	15 ₉	1 ₆	7 ₇	1 ₈	0 ₄	4 ₆

Anmerkung: ad Nr. 5. An der Wiener Seite, rechte Ecke, Riss an der Stirnmauer über 6 und schwächer sichtbar über 1.

ad Nr. 7. Riss im Gewölbe von Punkt 2 . . 0₄ m gegen die Mitte, von Punkt 7 . . 0₃ m gegen die Mitte.

ad Nr. 10. Nach 2 Stunden; Punkt 6 in 60 cm Entfernung gegen die Mitte von dem Riss ad 5 ein neuer || laufend. Riss. 1₁₀ m von Punkt 9 gegen Meidling ein Riss durch die Roll- und 1 Ziegelschaar — 0₃ m von Punkt 5 gegen die Mitte ein Riss durch die Roll- und 6 Ziegelschaaren.

ad Nr. 15. Spuren eines Risses im Kämpfer bei Punkt 6, 1 und 10.

ad Nr. 20. An der rechten Ansichtfläche des Gewölbes sind in 1₁₃, 1₄₀, 1₆₁ m Entfernung vom Punkt 7 gegen die Mitte — Risse sichtbar, welche von der unteren Leibung bis ca. 1/3 der Gewölbstärke reichen. — An der linken Ansichtfläche dto. 1₄₀ m von Punkt 2 gegen die Mitte ein Riss sichtbar.

ad Nr. 21. Abgelesen am 27. Juni 1891

ad Nr. 22. Abgelesen am 30. Juni 1891. Die Risse in der Wiener Gewölbhälfte haben sich um ein geringes Mass geschlossen; der Riss über 10 ist deutlich sichtbar geworden.

Um die Ergebnisse der beiden vorstehend geschilderten Proben richtig beurtheilen zu können, ist es jedoch nothwendig, die beim Moniergewölbe unter einer Belastung von 9000 kg pro m² eingetretene Verschiebung des einen Widerlagers zu berücksichtigen, wodurch das Gewölbe nicht mehr wirken

konnte, während die Widerlager des Stampfbetongewölbes standfest geblieben waren.

Ein Vergleich der beiden Gewölbe ist daher nur bis zu jenen Belastungsphasen möglich, bei welchen die Widerlager noch intact waren.

Im Uebrigen ist aus diesen beiden Proben, wenn man ihre Resultate den später mitgetheilten Ergebnissen der Purkersdorfer Versuche entgegenhält, zu erkennen, dass das Vorhandensein der Ueberschüttung und der Stirnaufmauerung, wie auch die Art und Weise der Belastung hier günstigere Verhältnisse für das Tragvermögen der Gewölbe herbeigeführt haben.

So weit der Gewölbebericht. Es soll nun analog wie bei den Hochbaugewölben auf den Vergleich der Verschiebungen, ferner der kritischen Belastungen beider Gewölbe, sowie die Reduction auf gleiche Gewölbstärken, aus welcher der Werth der Eiseneinlage abzuleiten ist, und schliesslich die erreichten rechnermässigen Zugspannungen in dem Momente der ersten Rissbildungen eingegangen werden.

Die verticalen Verschiebungen der Mitten der belasteten Gewölbhälften sind aus dem nachstehenden Graphicon (Fig. 19) ersichtlich.

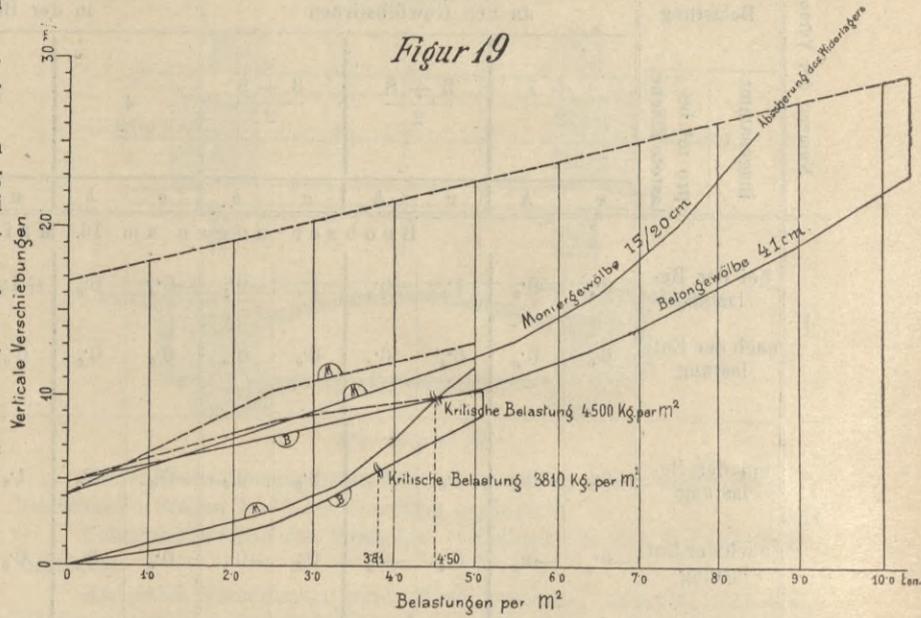


Tabelle XI.

Gewölbe-System	Monier	Stampfbeton
Gewölbstärke	0 ₁₅	0 ₄₁
Pfeilhöhe m	1 ₀₀	1 ₀₀
Kritische Belastung kg per m ²	4500	3810 ¹⁾ (10322)
Erreichte Zugfestigkeit des Gewölbematerials, aus der kritischen Belastung berechnet kg per m ²	70 ²⁾	4 ₀ ³⁾ (21 ₀)
Reductionscoëfficient der kritischen Belastung auf die gleiche Gewölbstärke von $\frac{15+20}{2} = 17\frac{1}{2}$ cm	1 ₀₀	0 ₁₅₉
Reducirte kritische Belastung für die gleiche Gewölbstärke von vergl. 17 ₅ cm	4500	572 (1600)

ad 1) Zutolge Anmerkung ad Post 7 der Tabelle X zeigten sich schon bei einer Belastung von 3810 kg per m² Risse. Die darnach gerechneten Randspannungen ergaben jedoch bloß eine Zugspannung von ca. 4 kg pro cm², was mit Rücksicht auf die Zugfestigkeit des Betons von rund 20 kg pro cm² nicht auf die Ueberwindung der normalen Zugfestigkeit zurückzuführen ist, sondern vielmehr theils in der Arbeit und theils in dem Nachgeben der Widerlager (1₈ mm) begründet sein dürfte. Als kritische Belastung, bei welcher die Zugfestigkeit des Betons überwunden wurde, kann wohl nur die Belastung ad Post 20, Tabelle X, aufgefasst werden, für welche sich eine Zugspannung, bezw. Festigkeit von 21 kg pro cm², also ein ziemlich wahrscheinlicher Werth ergibt.

ad 2 und 3) Die Berechnung der erreichten Zugfestigkeiten erfolgte annäherungsweise wie folgt:

a) Moniergewölbe.

$$\begin{aligned} \text{Horizontalschub in Folge permanenter Belastung} & Hg = 10\frac{3}{8}t \\ \text{Probeklast} & Hp = 56\frac{3}{8}t \\ \hline Hg + Hp & = 66\frac{6}{8}t \\ \text{Kämpferdruck} & K = \text{ca. } 72t \\ \text{Kämpfermoment} & M = 7\frac{1}{3}tm \end{aligned}$$

sohin bei 20 cm Gewölbstärke die Inanspruchnahme in kg pro cm², das Gewölbematerial als gleichartiges gerechnet:

$$i = \frac{72\,000}{2\,000} + \frac{703\,000}{\frac{1}{6} \cdot 100 \times 20^2} = 36 \pm 106 \text{ kg pro cm}^2, \text{ daher}$$

$$i_d = 142 \text{ kg pro cm}^2 \text{ Druckspannung}$$

$$i_z = -70 \text{ „ Zugspannung}$$

b) Stampfbetongewölbe:

für $p = 3810 \text{ kg pro m}^2$ analog

$$i_d = 18 + 22 = 40 \text{ kg pro cm}^2 \text{ Druck}$$

$$i_z = 18 - 22 = -4 \text{ „ Zug.}$$

für $p = 10\,322 \text{ kg pro m}^2$

$$i_d = 39 + 60 = 99 \text{ kg pro cm}^2 \text{ Druck}$$

$$i_z = 39 - 60 = 21 \text{ pro cm}^2 \text{ Zug.}$$

Aus vorstehender vergleichender Untersuchung ergibt sich demnach Folgendes:

Während bei dem reinen Stampfbetongewölbe eine Zugfestigkeit von ca. 21 kg pro cm² erreicht wurde, beträgt dieselbe beim Moniergewölbe, dieses als ideales, gleichartiges Material gerechnet, ca. 70 kg pro cm². Durch die Eiseneinlage wird sohin ein Gewölbematerial von mehr als der 3fachen Zugfestigkeit geschaffen.*)

Damit in directem Zusammenhange steht die bedeutende Erhöhung der kritischen Belastung bei gleichen Gewölbestärken, welche zufolge vorstehender Tabelle XI von ca. 1600 kg pro m² beim reinen Betonbogen auf ca. 4500 kg pro m² beim Monierbogen, also auch um rund das Dreifache steigt.

Die Ergebnisse der Erprobung dieser beiden 10 m weiten Gewölbe stehen also in guter Uebereinstimmung mit den aus den Proben mit 2,70 und 4,05 m Lichtweite abgeleiteten Schlüssen und ist bemerkenswerth, dass auch der Versuch mit den 23 m weiten Bögen ganz analoge Resultate ergeben hat.

B. Objecte im Purkersdorfer Steinbruche*).

Diesem von den Herren Generaldirectionsrath Ludwig Huss und Obergeringieur Alois Fr. Pfeiffer erstatteten Theile des Gewölbeberichtes ist Folgendes zu entnehmen:

a) Beschreibung der Anlagen am Versuchsplatze.

Die Ausführung der Objecte von 23 m Lichtweite erfolgte in dem in der Nähe der Station Purkersdorf an der Westbahn gelegenen Steinbruche des Herrn Ingenieur Sigmund Figdor und konnten gleichzeitig je 2 Probe-Objecte von je 2 m Breite hergestellt werden. Die Anlage der Gewölbe, Widerlager und Gerüstungen ist aus den Fig. 20—31 ersichtlich.

Das Lehrgerüste war derart construirt, dass es nicht nur für die Herstellung der Gewölbe diente, sondern während der Durchführung der Belastungsproben durch entsprechende Senkung gleichzeitig auch als Stützgerüste für die zu brechenden Versuchsobjecte in Verwendung genommen werden konnte.

b) Die Durchführung der Versuche.

Die Versuchsobjecte umfassten ein Bruchstein-, ein Ziegel-, ein Stampfbeton- und ein Moniergewölbe, sowie einen eisernen Bogen mit Kämpfergelenken.

Die Erprobung der Gewölbe, bezw. des eisernen Bogens erfolgte durch einseitige, von einem Widerlager bis zum Scheitel reichende Belastung. Als Belastungsmateriale dienten Eisenbahnschienen. Die Uebertragung der Belastung auf das Probe-Object erfolgte mittelst eines eisernen Gerüstes aus weichem Martin-Flusseisen von dem Gesamtgewichte von 14⁵⁰ t. Dieses Belastungsgewicht bestand aus 6, in gleichen Abständen von 2²⁵ m befindlichen Jochen. Durch Vermeidung continuirlicher Träger für die Schienenunterstützung wurde die aufgebrachte Belastung in rechnungsmässig genau bestimmbarer Weise auf die Stützpunkte des Belastungsgerüstes vertheilt. Die Gewichte wurden durch Schienenlagen derart ausbalancirt, dass dem ersten und letzten Knoten die Last P , den übrigen die Last $2P$ entsprach.

1. Das Bruchsteingewölbe.

Am 12. August wurde mit der Mauerung des Bruchsteingewölbes begonnen und erfolgte der Schluss des Gewölbes am 20. August. Hiezu wurde lagerhafter, mittelharter Sandstein (Steine 1. Kat.) in Verwendung genommen.

Das Gewölbe (Fig. 20 u. 21) hatte 23 m lichte Spannweite und war die innere Leibung nach einem Kreissegmentbogen von 4⁰ m Pfeilhöhe (entsprechend einem Radius von 16⁶⁷ m) geformt; die Breite des Bogens betrug 2 m. Die Gewölbstärke war im Scheitel mit 0⁶⁰ m, in den Kämpferfugen mit 1¹⁰ m bemessen.

*) Aus dem Purkersdorfer Versuchsgewölbe von 23⁰⁰ m Lichtweite hat sich eine Zugfestigkeit von ca. 50 kg pro cm² ergeben. Aus diesen beiden Objecten ergibt sich auch deutlich der günstige, versteifende Einfluss der Beschüttung und der Parapetmauern einerseits und die Festigkeitszunahme mit höherem Alter andererseits.

Die gesammte Mauerwerkmenge dieses Probegewölbes betrug einschliesslich der Aufsätze für das eiserne Belastungsgerüste rund 45 m³. Die Mauerung desselben wurde dem Programme entsprechend, mit Mörtel in langsam bindendem Kirchdorfer Portland-Cemente mit dem Mischungsverhältnisse von 500 kg Portland-Cement auf 1 m³ Sand (d. i. 1 Raumtheil Portland-Cement lose eingefüllt auf circa 2⁰ m Raumtheile Sand) durchgeführt. Hiebei wurde nur gewaschener, rescher Bausand verwendet.

Die zur Mauerung verwendeten Bruchsteine wurden nur soweit bearbeitet, als es nöthig war, um ein möglichst sattes Aufliegen der Steinflächen auf der Gewölbbeschalung zu erzielen; alle übrigen Steinflächen, mit Ausnahme jener an den Gewölbestirnen, wurden rauh belassen.

2. Das Ziegelgewölbe.

Die Herstellung des Ziegelgewölbes, von den gleichen Dimensionen wie das oben beschriebene Bruchsteingewölbe, wurde am 31. August begonnen und am 8. September beendet. (Fig. 22. u. 23.) Hiezu wurden sogenannte Pfeilerziegel (Maschinziegel von grosser rückwirkender Festigkeit) verwendet und wurde hiebei das gleiche Mörtel-Mischungsverhältnis mit demselben Portland-Cemente wie bei dem Bruchsteingewölbe eingehalten. Die Mauerung erfolgte im Verbands nach eigens hiefür angefertigten Schablonen unter Ausführung keilförmiger, durchschnittlich 8 mm starker Mörtelfugen. Die Ziegel wurden gut angenässt vermauert.

Sowohl bei dem Bruchstein- wie auch bei dem Ziegelgewölbe wurde die Mauerung mit Rücksicht auf die stabilen Lehrgerüstungen, bei vorher aufgebrachter Scheitelbelastung, von den beiden Kämpfern aus gegen die Gewölbsmitte gleichzeitig betrieben, der Schluss der Gewölbe erfolgte daher in beiden Fällen im Gewölbsscheitel. Beide Probegewölbe wurden circa sechs Wochen unverrückt auf den Lehrgerüste belassen und, um während der Belastung das Auftreten von Haarrissen constatiren zu können, nach erfolgter Ausschalung an den Stirnseiten mit einer dünnen Fettkalk-Putzschicht versehen.

Am 12. October erfolgte die Belastung des Bruchsteingewölbes und am 28. und 29. October jene des Ziegelgewölbes, nachdem früher sowohl vor, als nach der erfolgten Ausschalung der Gewölbe, desgleichen nach erfolgter Aufstellung des eisernen Belastungsgerüstes genaue Messungen vorgenommen worden waren.

Beide Probegewölbe wurden unter Aufbringung einer einseitig vom westlichen Widerlager bis zur Gewölbmitte reichenden Belastung zum Bruche gebracht, und zwar betrug die Bruchlast:

beim Bruchsteingewölbe 6⁴⁴ t per l. Meter Gewölbe,

beim Ziegelgewölbe 5⁸⁷ t „ „ „ „

Mit der Abtragung der Probegewölbe, welche in der Zeit vom 11. bis 25. November erfolgte, wurden die Arbeiten für die Bausaison 1891 zum Abschlusse gebracht.

Bei dem Bruchsteingewölbe hat sich mit Ausnahme von der auf der belasteten Seite zwischen dem 7. und 8. Meter gelegenen Bruchstelle, woselbst im Mauerwerke zerbrochene Steine vorgefunden wurden, im ganzen Steinverbände nirgends ein weiterer Bruch an den Steinen gezeigt; es wurde jedoch durchgehends die Beobachtung gemacht, dass der Mörtel nur an jenen Steinflächen festgehaftet hatte, welche eine raube Berührungsfläche boten, dass dagegen insbesondere an den mit gelblichen Linsen (vermuthlich thonige Verunreinigungen) durchzogenen Steinen während des allerdings sehr kurzen Bestandes der Mauerwerkskörper noch kein genügender Verband des Mörtels eingetreten war. Im Einklange hiermit zeigte sich auch bei jenen Steinen, welche ganz glatte Berührungsflächen besaßen, dass trotz des anscheinend ziemlich festen Anhaftens des Mörtelbandes ein starker Schlag genügte, um dasselbe vom Steine loszulösen. Da sowohl eine sorgfältige Reinigung, wie auch eine fleissige Benetzung des Steinmaterials der Mauerung vorausgegangen war, so kann eine Erklärung dieser Erscheinung nur in dem kurzen Bestande des Mauerwerks, sowie in dem Umstande gesucht werden, dass der verwendete Sandstein, obwohl sonst von bester Qualität, wenig porös gewesen ist.

Behufs weiterer Aufschlüsse wurden aus den abgebrochenen Mauerwerks-Partien mehrere Mörtelproben entnommen, um daraus Druckkörper (Würfel von 5 cm Kantenlänge) anzufertigen. Desgleichen wurden von den bei diesem Gewölbe verwendeten Bruchsteinen 6 Stück Druckwürfel mit 10 cm Seitenlänge und 6 Stück Druckstäbe mit dem Dimensionen von 25 × 9 × 9 cm angefertigt. Ueber die damit angestellten Proben wird später berichtet.

Bei dem Abbruche des Ziegelgewölbes hat sich sowohl am Kämpfer, wie an der eingetretenen Bruchstelle auf der unbelasteten Seite des Gewölbes, woselbst schon während der zunehmenden Belastung ganz erhebliche Rissbildungen bemerkt wurden, gezeigt, dass auf der Druckseite ganze Ziegelschaaren auf die volle Gewölbbreite zerbrochen und total zerdrückt waren. Es wurde hiebei weiters die Beobachtung gemacht, dass überall dort, wo an dem Gewölbe Zugrisse entstanden waren, sich das Mörtelband von der angrenzenden Ziegelschaar losgelöst hatte, ohne dass an den Steinen selbst irgend welche Brüche bemerkt werden konnten.

gelegenen Steinbrüche beigestellt; desgleichen erfolgte die Gewinnung des Sand- und Rieselschotter-Materials in unmittelbarer Nähe der Baustelle. Sowohl der Schlägelschotter wie auch der Sand und Rieselschotter wurden vor ihrer Verwendung einer sorgfältigen Waschung unterzogen. Ausserdem wurden noch für die Mischungen von 1:2 seitens der Betonbauunternehmung circa 6 m³ Donausand (sogenannter Pflasterer-Sand) beigestellt.

Die vorangeführten Materialien wurden bei den zur Anwendung gebrachten Mischungsverhältnissen in nachfolgender Weise vertheilt, u. zw.:

Für das Mischungsverhältnis 1:2

1	Raumtheil	Portland-Cement (lose eingefüllt)
1/2	"	Rieselschotter
1/2	"	Schlägelschotter
1	"	Sand.

Erprobung der Constructionen von 23 m Spannweite.

Die Betonirung wurde vom Beginn an bis zum Schlusse des Gewölbes ohne Unterbrechung betrieben, so dass die in verschiedenen Mischungsverhältnissen hergestellten Betonschichten in vollkommen bindungsfähigem Zustande angebracht wurden.

Gleichzeitig mit der Herstellung des Gewölbes erfolgte auch die Anfertigung von Probekörpern aus Beton von den in Verwendung gekommenen verschiedenen Mischungen behufs späterer Prüfung derselben auf Druckfestigkeit. Die Cubatur des ganzen Gewölbes einschliesslich der Untersätze für das eiserne Belastungsgerüste hat rund 38,0 m³ betragen.

Das fertiggestellte Gewölbe war vom Tage der Herstellung durch volle zwei Monate hindurch auf dem Lehrgerüste ohne Lüftung belassen worden. Die Belastungsprobe wurde drei Wochen nach der Ausschaltung vorgenommen.



Fig. 28. Ziegel- und Bruchstein Gewölbe.

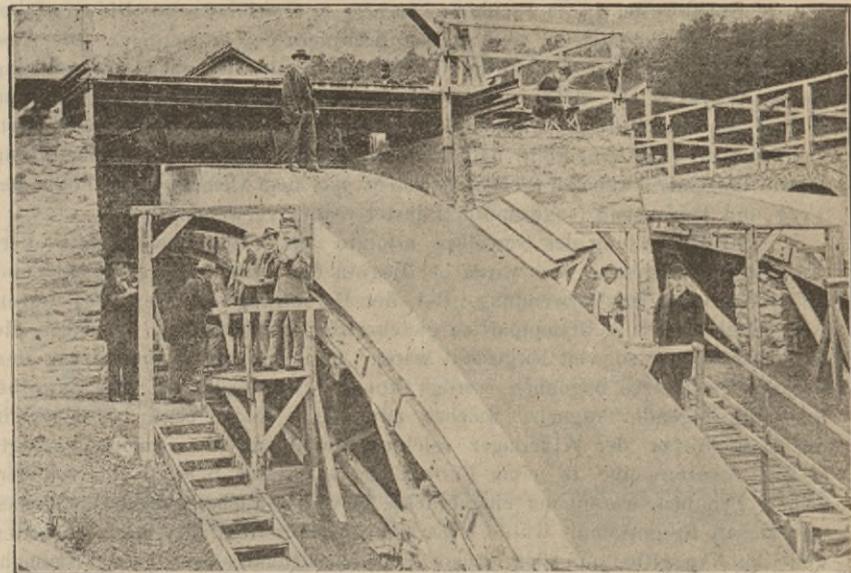


Fig. 29. Betongewölbe.

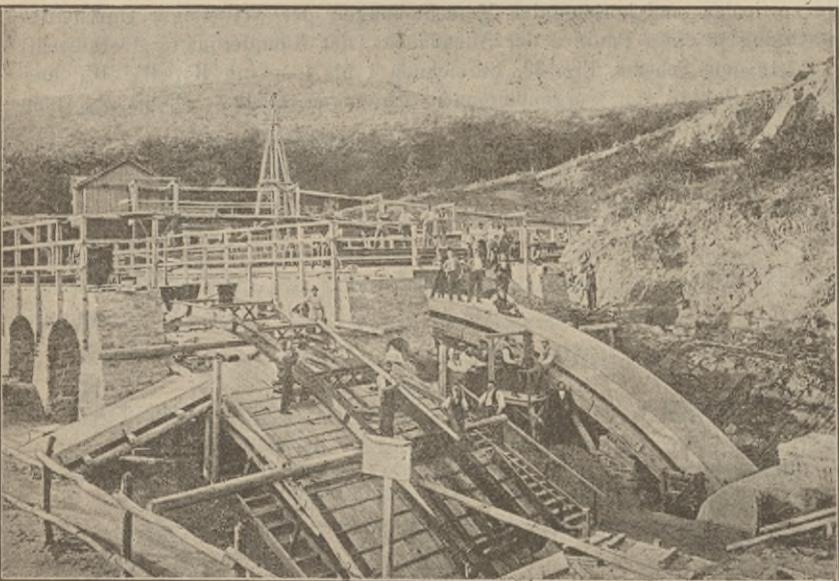


Fig. 30. Monier-Gewölbe.

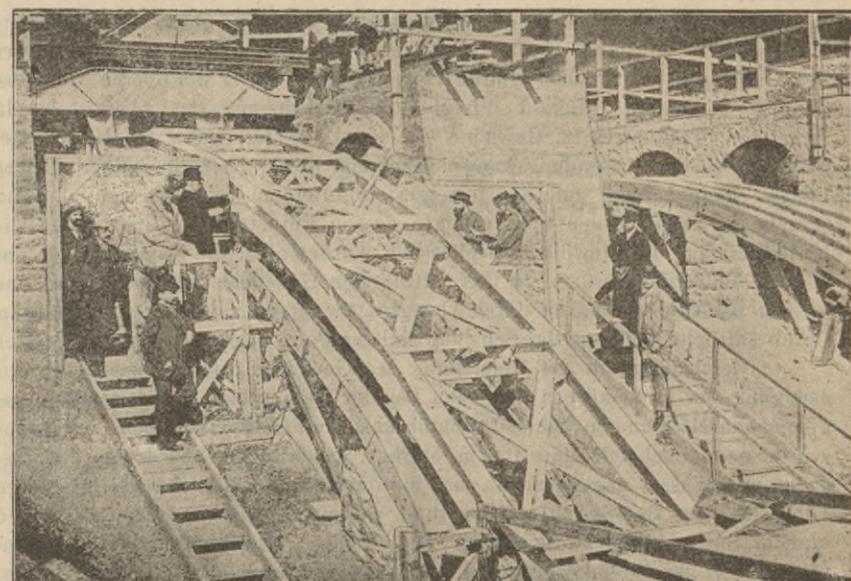


Fig. 31. Eiserner Bogen.

Für das Mischungsverhältnis 1:5

1	Raumtheil	Portland-Cement (lose eingefüllt)
1 1/2	"	Rieselschotter
1 1/2	"	Schlägelschotter
2	"	Sand.

Für das Mischungsverhältnis 1:8

1	Raumtheil	Portland-Cement (lose eingefüllt)
3	"	Rieselschotter
2	"	Schlägelschotter
3	"	Sand.

Bei der Herstellung des Gewölbes, die am 23. April erfolgte, standen vier Mischpartien und zwei Stampfpartien unter der Aufsicht je eines Poliers in Verwendung. Die Betonirung wurde von den beiden Kämpfern aus gleichzeitig fortschreitend gegen den Gewölbescheitel betrieben, woselbst der Schluss des Gewölbes erfolgte. Die Stampfung erfolgte stets tangentiell zur Gewölbsleibung.

Während der ganzen Zeit wurde das Gewölbe fleissig begossen und durch entsprechende Abdeckung von der Einwirkung der Sonne geschützt.

Am 18. und 19. Juli wurden die Belastungsversuche an diesem Probegewölbe durchgeführt.

Der Bruch des Gewölbes erfolgte unter einer einseitigen Last von 7,24 t per laufenden Meter Gewölbe.

Der Abbruch des Stampfbetongewölbes hat interessante Aufschlüsse über das Verhalten derartiger Gewölbe geboten; vor allem wurde hierbei die Beobachtung gemacht, dass der Beton überall dort, wo die verschiedenen Mischungsverhältnisse aneinander grenzten, unter Einwirkung kräftig geführter Schläge in regelmässig brechende Platten gespalten werden konnte, wobei die Bruchflächen gleichzeitig auch Trennungsfächen der einzelnen Schichten gebildet haben.

Es kann dieses Bestreben zur Bildung von Trennungsfächen nur der Anwendung verschiedener Mischungsverhältnisse zugeschrieben werden.

Die an den Widerlagern zwischen den Kämpferquadern und der eingebrachten Betonmasse angeordneten Asphaltplatten zeigten keine wesentlichen Deformationen.

4. Das Moniergewölbe.

Innerhalb der Zeit vom 23. April bis 1. Juni wurden die Vorarbeiten für die Ausführung des Moniergewölbes bewirkt. (Fig 26. u 27.)

Die beiden Einlagegitter für den Monier-Bogen bestanden aus Runden Eisenstäben von 28,2 m Länge und 14 mm Dicke als Längs- und aus 2,0 m langen, 7 mm dicken Rundstäben als Querverbindungen; die Maschenweite an diesen Eisengittern betrug 6,5 cm. Die Verbindung der Stäbe erfolgte mit doppeltem Draht. Die Herstellung des Tragnetzes geschah direct auf der Gewölbschalung, während das obere Tragnetz ausserhalb derselben auf die ganze Länge stehend geflochten wurde.

Gleich den übrigen Probegewölben erhielt auch das Moniergewölbe 23,0 m Spannweite, 4,5 m Pfeilhöhe und 2,0 m Gewölbbreite. Die Gewölbestärke hat im Scheitel 0,35 und an den Kämpfern 0,60 m betragen. Die Ausführung des Gewölbes erfolgte auf Grund des von der Betonbau-Unternehmung G. A. Wayss & Co. hierfür ausgearbeiteten und vom Ausschusse genehmigten Planes im einheitlichen Mischungsverhältnisse von einem Raumtheile Portland-Cement (lose eingefüllt) und drei Raumtheilen Sand. Zur Betonbereitung wurde langsam bindender Portland-Cement aus dem Cementwerke Podol bei Prag und Donausand (sogenannter Pflasterersand) verwendet.

Die Herstellung des Gewölbes erfolgte am 2. Juni bei ziemlich veränderlicher Witterung und waren bei Beginn der Arbeiten zwei Poliere und 43 Hilfsarbeiter in Verwendung. Bei der Betonirung des Gewölbes waren vier Misch- und vier Stampfpartien gleichzeitig in Thätigkeit. Nachdem die Widerlagskörper so weit hergestellt waren, dass mit der Einbetonirung des unteren Tragnetzes begonnen werden konnte, wurde das auf der Gewölbschalung liegende Tragnetz, welches mit seinen Enden circa 1,80 m tief in die Betonkörper der Widerlager reichte, durch auf die Schalung gelegte kleine Schottersteine in einer Entfernung von circa 5 bis 6 cm von derselben gehoben, worauf der eingebrachte Beton möglichst gut durchgestossen und derart festgestampft wurde, dass sich nirgends Hohlräume bilden konnten und das Tragitter auf allen Stellen gleichmässig aufgelagert war. Nunmehr wurde die Betonirung des Gewölbes von vier Angriffsstellen begonnen, und zwar von den beiden Kämpfern und von der Mitte jeder Gewölbshälfte gegen den Scheitel; es erfolgte somit der Gewölbeschluss gleichzeitig an drei Stellen, nämlich in der Mitte der Gewölbshälften und am Gewölbscheitel.

Der eingebrachte Beton wurde hiebei auf die ganze Gewölbsbreite in Schichten von circa 15 cm Höhe radial festgestampft und der ganze Kern des Gewölbes bis zu einer Stärke von etwa 8 cm unter der oberen Gewölbleibung hergestellt. Hierauf erfolgte die Einbringung des oberen bereitstehenden Tragnetzes im Gewichte von circa 1200 kg, wobei 60 Hilfsarbeiter gleichzeitig in Verwendung kamen. Nachdem dieses Netz in seiner ganzen Länge gleichmässig auf die fertiggestellte Betonmasse aufgelegt und entsprechend fixirt worden war, erfolgte dessen Einbetonirung und damit die Fertigstellung des Gewölbes. Schliesslich wurden noch die Untersätze für das eiserne Belastungsgerüste in der westlichen Gewölbshälfte ausgeführt und hierauf der Gewölberücken durch Abzugbretter entsprechend der planmässigen, durch seitliche beiderseitige Schalung fixirten Form abgeglichen und geglättet.

Gleichzeitig mit der Herstellung des Gewölbes erfolgte auch die Anfertigung der Probekörper aus den bei der Betonirung in Verwendung genommenen Mischungen behufs Durchführung der Festigkeitsproben. Der Bogen wurde dann noch mit einer 0,15 m starken Sandschichte überdeckt und dieselbe mit Wasser angefeuchtet, um hierdurch eine möglichst gleichmässige Erhärtung des Betons zu erzielen und denselben vor der Einwirkung zu starker Sonnenhitze zu schützen. Die Cubatur des ganzen Gewölbes einschliesslich der Betonkörper an den Widerlagern und der Untersätze für das eiserne Belastungsgerüst hat ca. 28 m³ betragen.

Die Auschalung des Gewölbes erfolgte am 29. und 30. Juli; dasselbe war sonach vom Tage der Herstellung an durch nahezu zwei Monate ohne Lüftung auf dem Lehrgerüste belassen worden. Vorher, und zwar schon nach etwa vier Wochen hatte man die seitliche Schalung sowohl am Gewölbe wie auch an den Widerlagskörpern entfernt, um eine möglichst gleichmässige Erhärtung des Betons zu erzielen.

Die Belastungsprobe wurde am 25. und 26. August durchgeführt und ebenso wie bei den übrigen Versuchsobjecten genaue Messungen vorgenommen. Der Bruch des Gewölbes erfolgte bei einer einseitigen Belastung von 12,70 t per laufenden Meter Gewölbe. Nach erfolgter Entlastung des Bogens beobachtete man eine Hebung desselben um circa 55 mm; beim Abbruche des Gewölbes zeigte sich eine ausserordentliche Festigkeit des Betons und Adhäsion an den Eisenstäben. Das Eisen war nirgends angerostet oder sonst verletzt.*)

*) Ueber wahrscheinlich eingetretene Dehnungen der Eisenstäbe an den Rissstellen enthält der Bericht keine Angabe.

5. Der eiserne Bogenträger.

Als letztes Object gelangte ein eiserner Bogen mit Kämpfergelenken von 23,0 m Spannweite aus weichem Martin-Flusseisen, ausgeführt durch die k. k. Hof-Eisenconstructions-Werkstätte Ig. Gridl zur Erprobung.

Zur Herstellung dieses Bogens wurde weiches Martin-Flusseisen, bezw. für die Lager Martin-Flussstahl in Verwendung genommen, und zwar betrug der gesammte Materialbedarf:

a) Martin-Flusseisen	15 627 kg
b) Martin-Flussstahl	3 940 „
c) Blei	222 „

Innerhalb der Zeit vom 29. September bis inclusive 1. October wurde die Erprobung dieses Versuchs Bogens durch die Aufbringung einer einseitigen Belastung mittelst Eisenbahnschienen in derselben Weise wie bei den vorherbeschriebenen Versuchen durchgeführt.

Bei einer Belastung von 15,269 t per laufenden Meter, bezw. einer Gesammtlast von 175,478 t erfolgte eine erhebliche seitliche Ausknickung der Construction, in Folge dessen von einer weiteren Belastung Umgang genommen werden musste.

III. Messung der Formänderung der Gewölbe.

Die bei den Belastungsproben angestellten Messungen umfassten:

1. Die Messung der verticalen und horizontalen Verschiebungen einzelner Punkte der Bogenmittellinie und der Widerlager in Bezug auf ausserhalb des Objectes gelegene Festmarken;
2. die Messung der Winkelverdrehungen einzelner Bogenquerschnitte;
3. die Erhebung der Temperaturschwankungen und
4. die Aufnahme der Brucherscheinungen.

Zur Ermittlung der Verschiebungen einzelner Punkte der Bogenmittellinie bediente man sich eines von Inspector B u b e r l construirten Apparates. Die Messung der Verdrehungen der einzelnen Bogenquerschnitte geschah mittelst eigener Libellen-Apparate.

Der Vorgang bei den Messungen wurde bei sämmtlichen Versuchen in der gleichen Weise eingehalten. Es wurden die horizontalen und verticalen Verschiebungen an den beiden Gewölbstirnen, u. zw. in je fünf Punkten mittelst der Schieberapparate, und ausserdem an fünf Punkten einer Gewölbstirnfläche mittelst der Pfeuffer'schen Durchbiegungszeichner erhoben, dagegen beschränkte man sich darauf, die Querschnittsverdrehungen nur an einer Gewölbsseite, u. zw. gleichfalls in den vorbezeichneten Punkten zu ermitteln. Mit Ausnahme eines Falles wurden auch bei allen übrigen Versuchen die verticalen und horizontalen Verschiebungen der Widerlager durch Beobachtung je eines Punktes der Stirnflächen der Kämpferquader festgestellt.

In dem Schema, Fig. 32, bezeichnen 1 bis 10, dann W₁, W₅, W₆ und W₁₀ die Punkte der vorgenommenen Schiebermessungen, P₆ bis P₁₀ jene

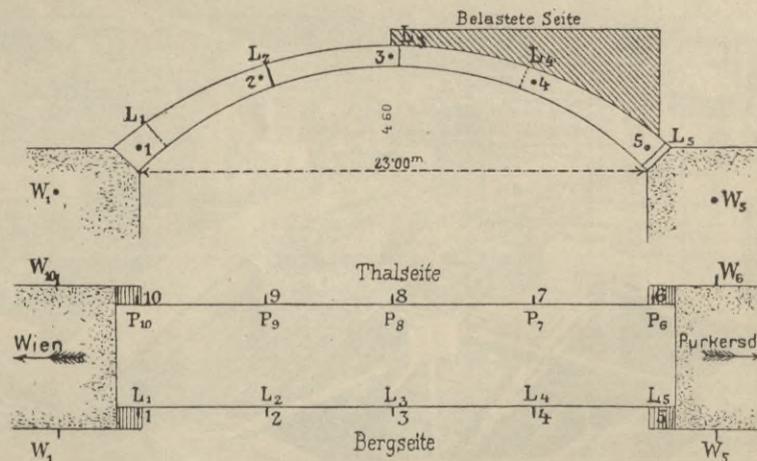


Fig. 32.

Punkte, in welchen die Pfeuffer'schen Durchbiegungszeichner und endlich L₁ bis L₅ die Orte, an welchen die Libellen-Apparate angebracht waren.

a) Das Bruchsteingewölbe.

Die Probelastung des Bruchsteingewölbes fand am 12. und 13 October 1891 statt. Die Mittelwerthe der dabei bezüglich der Vertical- und Horizontalbewegungen beobachteten Formänderungen des Gewölbes sind in der folgenden Tabelle XII eingetragen.

Die ersten Risserscheinungen konnten nach dem Aufbringen einer einseitigen Belastung von 4,914 t pro laufenden Meter oder von 2,457 t pro m² constatirt werden, bei gleichzeitigen Formänderungen, welche im Maximum 8,45 mm im verticalen und 7,60 im horizontalen Sinne betragen. Es traten nämlich in diesem Stadium auf der der Bergseite zugekehrten Gewölbstirne Haarrisse ein, welche sowohl hinsichtlich ihrer Lage, als auch hinsichtlich ihrer Ausdehnung durch die Fig. 33 ersichtlich gemacht sind.

Die Bruchbelastung betrug zusammen 74.022 t, d. i. 6.437 t pro laufenden Meter oder 3.218 t pro Quadratmeter belasteten Gewölbes. Bei dem Bruche legte sich das Gewölbe vom Kämpfer an gerechnet, ungefähr beim

neunten Meter des belasteten Theiles auf das Sicherungsgerüste auf und zeigte die in Fig. 34 und 35 ersichtlich gemachten Risserscheinungen. Die Verschiebungslinien der Punkte 2 und 4 zeigt Fig. 36.

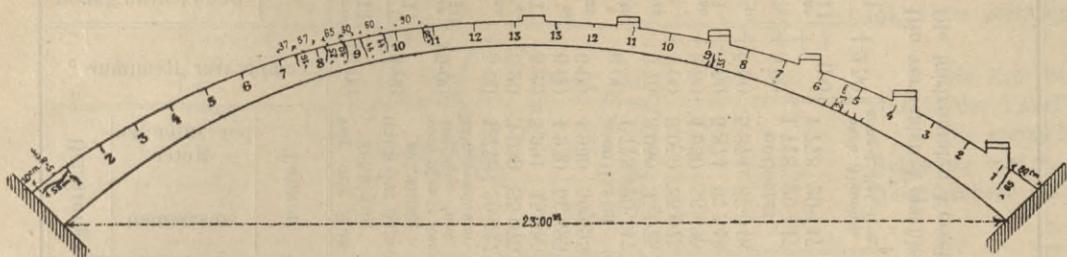


Fig. 33. Steingewölbe.

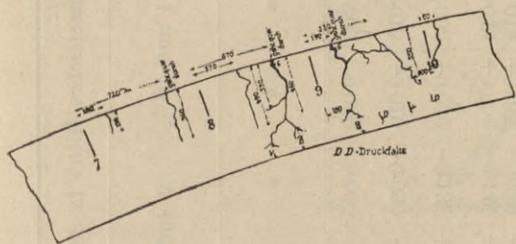


Fig. 34. Unbelastete Gewölbehälfte.

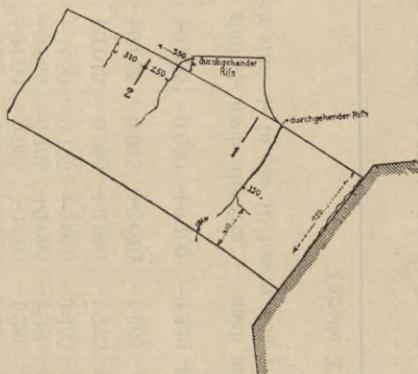


Fig. 35. Belastete Gewölbehälfte.

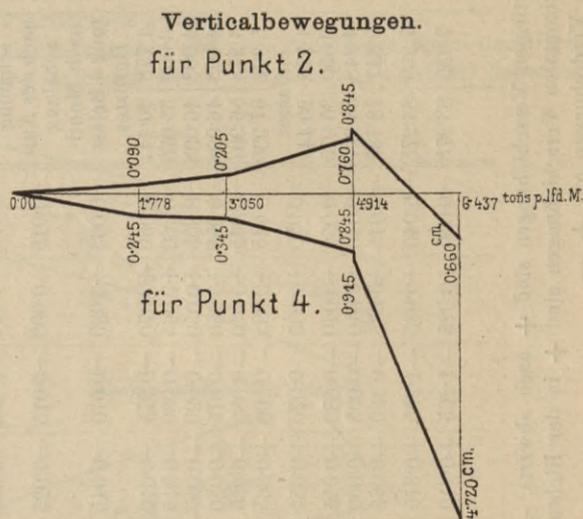


Fig. 36. Steingewölbe.

Tabelle XII.

Post-Nr.	Datum	Beobachtungs-Zeit h	Temperatur R. °	Belastung		Arithmetisches Mittel in cm aus den Verschiebungen der correspondirenden Punkte										Libellenablesungen am Punkte						
				pro laufenden Meter	zusammen	W ₁ u. W ₁₀	1 u. 10		2 u. 9		3 u. 8		4 u. 7		5 u. 6		W ₅ u. W ₆	1	2	3	4	5
							Tonnen	v	h	v	h	v	h	v	h	v						
1	26/9	2 ¹⁵ —	19	vor		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000							
2	28/9	10—	18	nach	der Ausschaltung	-0.045	-0.080	+0.040	-0.010	+0.050	-0.005	+0.010	-0.085	-0.020	+0.005							
3	6/10	5	18	nach Anfor. d. Bel. Ger. u. Nebensch.		-0.100	-0.050	-0.110	+0.185	+0.080	+0.180	+0.185	+0.090	-0.080	+0.045							
4	12/10	9 ³⁰	13 ⁶	1.778	20.447	-0.165	-0.100	-0.090	+0.130	+0.155	+0.110	+0.245	+0.070	-0.115	+0.070	0.0"	0.0"	0.0"	0.0"	0.0"		
5	12/10	10 ³⁰	13 ⁷	3.050	35.075	-0.180	-0.090	-0.205	+0.195	+0.165	+0.165	+0.845	+0.135	-0.120	+0.090	+0.32"	+0.15"	-1.30"	-0.25"	+0.15"		
6	12/10	2 ³⁰	14 ¹	4.914	56.511	-0.155	-0.070	-0.760	+0.665	+0.155	+0.470	+0.845	+0.450	-0.115	+0.085	+2.5"	-0.50"	-7.55"	-0.35"	+1.20"		
7	12/10	3 ⁴⁵	14 ¹	4.914	56.511	-0.160	-0.070	-0.845	+0.615	+0.145	+0.510	+0.915	+0.495	-0.120	+0.090	+2.20"	-0.10"	-8.45"	-1.0"	+1.35"		
8	12/10	5 ⁴⁵	14 ¹	6.487	74.022	-0.240	-0.110	-0.660	-2.010	-0.945	+2.925	+4.720	+2.860	-0.145	+0.160	+32.2"	+33.59"	-1.0.17"	-26.12"	+7.32"		
9	13/10	9 ³⁰	13 ⁶	6.487	74.022	-0.360	-0.210			-0.840	+3.080	+4.690	+2.970	-0.140	+0.130							

Anmerkung: ad Post 6: Risse; ad Post 9: Während der Messung Bruch. Nur in den Punkten 6, 7, 8 u. 10 erhoben.

Die verticalen Verschiebungen sind + nach abwärts, - nach aufwärts.

Die horizontalen Verschiebungen sind + in der Richtung von Punkt 5 gegen Punkt 1 bzw. 6 gegen 10.

Für die Verdrehungen gilt + -

b) Das Ziegelgewölbe.

Die Probelastung wurde am 28. und 29. October durchgeführt und sind die dabei erhaltenen Messungsdaten und die daraus ermittelten Werthe der Formänderungen in der Tabelle XIII dargestellt.

Die ersten Rissbildungen zeigten sich bei einer Belastung von zusammen 42.2 t der einen Gewölbshälfte. Diese Erscheinungen traten gleichzeitig auf beiden Gewölbsstirnen auf, u. zw. in der Nähe des neunten und zehnten Meters der unbelasteten, sowie in der Nähe des Kämpfers, dann zwischen dem ersten und zweiten und zwischen dem neunten und zehnten Meter der belasteten Gewölbshälfte, also an ähnlichen Stellen wie beim Steingewölbe, und bestanden vorwiegend aus am Gewölbsrücken beginnenden Haarrissen.

Die Bruchbelastung betrug zusammen 74.022 t, d. i. 6.437 t pro laufenden Meter oder 3.218 t pro Quadratmeter belasteten Gewölbes. Bei dem Bruche legte sich das Gewölbe, vom Kämpfer an gerechnet, ungefähr beim neunten Meter des belasteten Theiles auf das Sicherungsgerüste auf.

Bei der Belastung auf 5.874 t pro laufenden Meter des belasteten Gewölbs theiles erfolgte der Zusammenbruch. Hervorgehoben zu werden ver-

dient hierbei, dass derselbe kurz nach Aufbringen dieser Last in ruhiger Weise und in dem Momente vor sich ging, als zugleich erhoben worden war, dass die Gewölbsdeformation im verticalen und horizontalen Sinne Werthe von 29.3 bzw. 20.4 mm erreicht hatte.

Nach dem Bruche zeigten die beiden Gewölbsstirnen die in Fig. 37 verzeichneten Brucherscheinungen, wobei zu bemerken kommt, dass die in Folge der Zugwirkungen aufgetretenen Risse überall dem Mauerverbande folgten, derart, dass die Trennung stets durch ein Zerreißen des Mörtelbandes herbeigeführt wurde. Das Ziegelmaterial selbst schien bloß an einer einzigen Stelle, u. zw. an der Gewölbsleibung unterhalb des achten Meters der unbelasteten Gewölbshälfte beschädigt (siehe Fig. 37), woselbst eine Ziegelschaar derart zerdrückt war, dass einzelne Splitter derselben herabfielen. Indessen machte sich diese Druckerscheinung erst während des Gewölbebruchs bemerkbar.

Bei der Entlastung des Gewölbes machte dasselbe eine rückkehrende Bewegung. (Vide Tabelle XIII und Fig. 38.)

C. Das Stampfbetongewölbe.

Die Erprobung fand am 18. und 19. Juli 1892 statt. Die Ergebnisse der Probelastung sind in der Tabelle XIV dargestellt. Die ersten Rissbildungen traten nach Aufbringen einer Belastung von $5\frac{1}{5}$ t pro laufenden

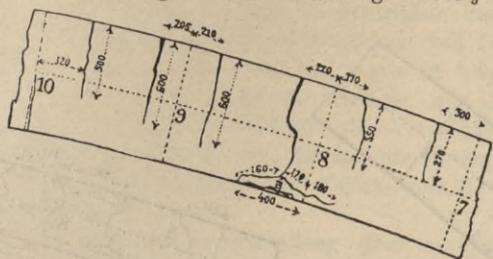


Fig. 37. Ziegelgewölbe.

Meter zwischen dem siebenten und achten Meter der belasteten Gewölbshälfte auf und hatten die in Fig. 39 veranschaulichte Form und Ausdehnung.

Verticalbewegungen

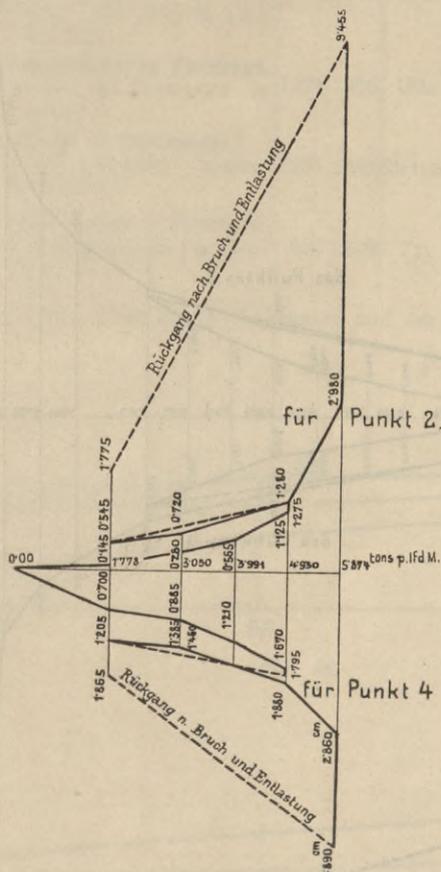


Fig. 38. Ziegelgewölbe.

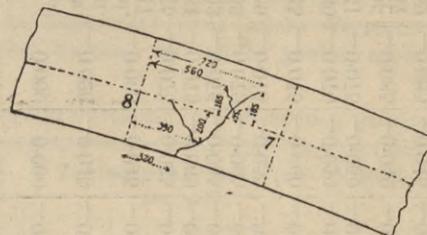
Nach dem Aufbringen einer Belastung von $5\frac{1}{9}$ t pro laufenden Meter kamen endlich auch unbedeutende Risse am Kämpfer der unbelasteten Gewölbshälfte zum Vorschein.

Als die Belastung der Gewölbshälfte die Höhe von $7\frac{2}{3}$ t pro laufenden Meter erreicht hatte, was einer Gesamtlast von $83\frac{2}{7}$ t entspricht, erfolgte der plötzliche und rasche Bruch des Gewölbes an drei Stellen.

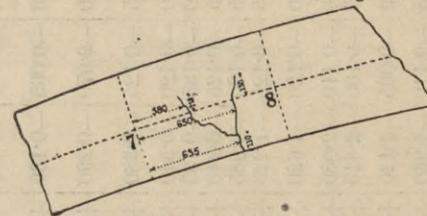
D. Das Moniergewölbe.

Die Erprobung erfolgte am 25. und 26. August 1892; ihre Ergebnisse sind in der Tabelle XV ersichtlich gemacht.

Die ersten Rissbildungen traten erst nach Aufbringen einer einseitigen Belastung von $6\frac{8}{9}$ t pro laufenden Meter, also von $3\frac{4}{14}$ t pro m^2 belasteter Gewölbfläche auf.



Belastete Gewölbshälfte, Bergseite.



Belastete Gewölbshälfte, Thalseite.

Fig. 39. Stampfbetongewölbe.

Diese aus feinen Haarrissen bestehenden, mit *a* bezeichneten Rissbildungen erschienen zunächst, wie dies Fig. 41 veranschaulicht, in der Nähe des Kämpfers, dann zwischen dem achten und neunten Meter der unbelasteten, sowie zwischen dem achten und neunten Meter der belasteten Gewölbshälfte, und waren, entsprechend den statischen Verhältnissen, sowohl am Gewölbsrücken, wie auch an der Leibung sichtbar.

Verticalbewegungen

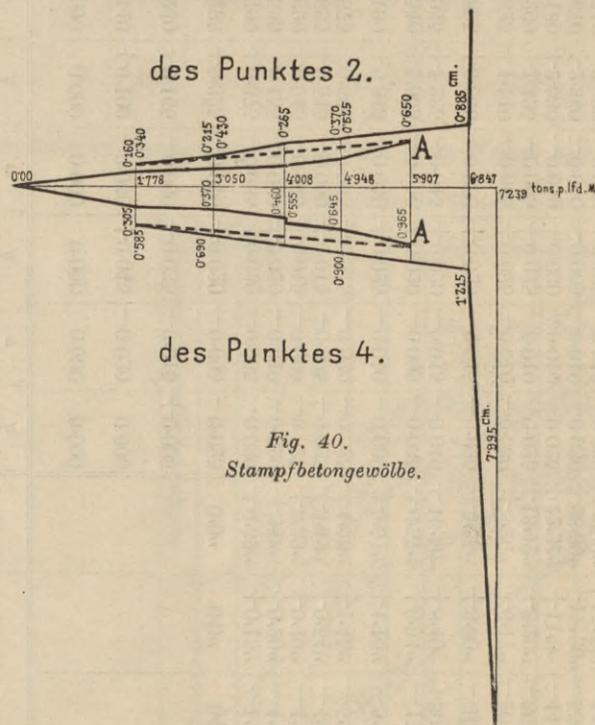


Fig. 40. Stampfbetongewölbe.

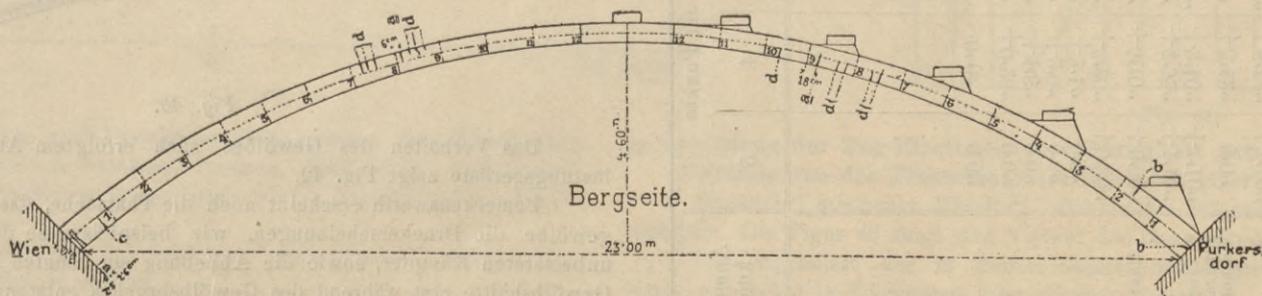


Fig. 41. Moniergewölbe.

Bei der hierauf folgenden allmähigen Weiterbelastung des Gewölbes bis auf 7⁷⁷⁰ und 8⁰⁷⁵ t pro laufenden Meter verlängerten und verbreiterten sich diese Risse, sie wurden immer wahrnehmbarer, endlich kamen neue hinzu, welche in Fig. 41 der Reihenfolge ihres Auftretens nach, mit *b* und *c* bezeichnet sind.

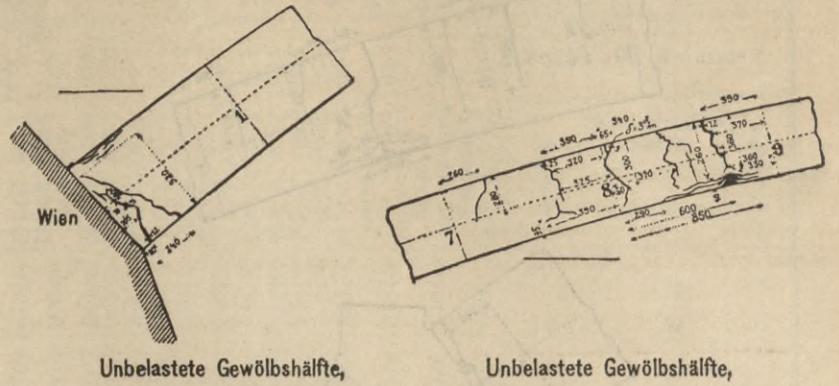


Fig. 42.

Sämtliche Risse schlossen sich wieder bei der hierauf erfolgten Gewölbesentlastung, traten aber sofort wieder zu Tage, als man das Versuchsobjekt neuerdings der Belastung unterzog.

Mit fortschreitender Belastung vergrößerten und vermehrten sich die Gewölbrissee, bis endlich bei einer Belastung von 12⁷⁰⁶ t pro laufenden Meter, also nach Aufbringen einer Gesamtlast von 146¹¹⁰ t, der Bruch erfolgte

Vertikalbewegungen

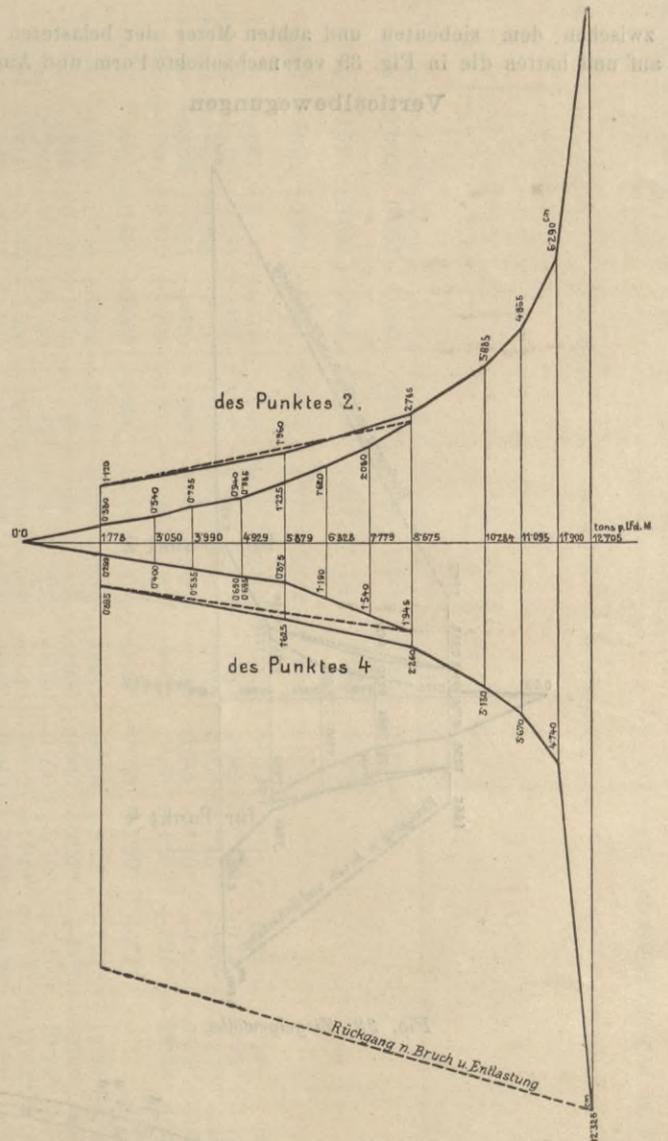


Fig. 43.

Das Verhalten des Gewölbes nach erfolgtem Auflegen auf das Belastungsgerüste zeigt Fig. 42.

Bemerkenswerth erscheint noch die Thatsache, dass auch beim Moniergewölbe die Druckerscheinungen, wie beispielsweise die Aufblätterung am unbelasteten Kämpfer, sowie die Abhebung am zehnten Meter der belasteten Gewölbshälfte erst während des Gewölbsbruches entstanden sind. Die Vertikalbewegungen der Punkte 2 u. 4 zeigt die Fig. 43.

Post-Nr. Datum Beobachtungszeit Temperatur Reaumur o Belastung pro lauf. Meter zusammen

Arithmetisches Mittel in cm aus den Verschiebungen der correspondirenden Punkte

Libellenablesungen am Punkte

Anmerkung

Post-Nr.	Datum	Beobachtungszeit	Temperatur Reaumur o	Belastung pro lauf. Meter zusammen	W ₁ u. W ₁₀	h	v	1 n 10	h	v	2 n 9	h	v	3 n 8	h	v	4 n 7	h	v	5 n 6	h	v	W ₅ u. W ₆	h	1	2	3	4	5	Anmerkung	
1	28/7	9 ³⁵ 10 ³⁰	17.8	17.8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
2	8/8	10 ³⁰ 10 ³⁵	18.8	18.8	0.000	0.000	-0.050	-0.065	-0.130	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
3	18/8	4 ⁵⁵ 5 ⁴⁰	19.2	19.2	0.020	0.040	-0.080	-0.070	-0.290	-0.100	-0.035	-0.100	-0.240	-0.165	-0.060	-0.035	-0.015	-0.005	-0.015	-0.005	-0.015	-0.005	-0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
4	25/8	8 ⁵⁰	21.6	21.6	0.065	0.045	-0.095	-0.125	-0.380	-0.200	-0.115	-0.335	-0.295	-0.325	-0.070	-0.020	-0.005	-0.025	-0.005	-0.025	-0.005	-0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
5	25/8	10 ³⁰	24.5	24.5	0.075	0.065	-0.110	-0.130	-0.540	-0.255	-0.080	-0.385	-0.400	-0.375	-0.065	-0.020	-0.005	-0.030	-0.005	-0.030	-0.005	-0.030	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
6	25/8	11 ³⁰	24.5	24.5	0.075	0.060	-0.115	-0.125	-0.735	-0.355	-0.040	-0.460	-0.535	-0.455	-0.060	-0.015	-0.005	-0.025	-0.005	-0.025	-0.005	-0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
7	25/8	12 ³⁰	25	25	0.075	0.065	-0.125	-0.130	-0.940	-0.460	-0.015	-0.555	-0.690	-0.545	-0.065	-0.015	-0.005	-0.025	-0.005	-0.025	-0.005	-0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
8	25/8	2 ³⁰	25	25	0.075	0.065	-0.125	-0.135	-0.985	-0.485	-0.025	-0.665	-0.695	-0.545	-0.065	-0.015	-0.005	-0.025	-0.005	-0.025	-0.005	-0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
9	25/8	3 ¹⁵	25	25	0.075	0.060	-0.140	-0.125	-1.225	-0.635	-0.055	-0.700	-0.875	-0.660	-0.065	-0.015	-0.025	-0.025	-0.015	-0.025	-0.015	-0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
10	25/8	4 ³⁰	24	24	0.075	0.060	-0.140	-0.120	-1.620	-0.875	-0.025	-0.895	-1.190	-0.845	-0.050	-0.010	-0.030	-0.010	-0.030	-0.010	-0.030	-0.010	-0.030	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
11	25/8	5 ⁴⁵	22.5	22.5	0.070	0.050	-0.160	-0.110	-2.080	-1.140	-0.010	-1.145	-1.540	-1.055	-0.050	-0.020	-0.005	-0.035	-0.005	-0.035	-0.005	-0.035	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
12	25/8	6 ⁴⁵	22	22	0.075	0.050	-0.195	-0.100	-2.610	-1.460	-0.050	-1.395	-1.945	-1.295	-0.045	-0.020	-0.015	-0.040	-0.015	-0.040	-0.015	-0.040	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
13	26/8	8 ³⁰	13	13	0.085	0.040	-0.150	-0.065	-1.120	-0.565	-0.030	-0.735	-1.085	-0.830	-0.080	-0.025	-0.015	-0.025	-0.015	-0.025	-0.015	-0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
14	26/8	10 ³⁰	15	15	0.085	0.045	-0.185	-0.110	-1.960	-1.105	-0.150	-1.170	-1.625	-1.110	-0.065	-0.025	-0.010	-0.030	-0.010	-0.030	-0.010	-0.030	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
15	26/8	12 ¹⁵	18	18	0.085	0.050	-0.245	-0.100	-2.785	-1.610	-0.285	-1.575	-2.250	-1.495	-0.065	-0.025	-0.010	-0.025	-0.010	-0.025	-0.010	-0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
16	26/8	2 ¹⁵	18.5	18.5	0.085	0.055	-0.325	-0.110	-3.985	-2.345	-0.385	-2.130	-3.130	-2.030	-0.050	-0.030	-0.010	-0.025	-0.010	-0.025	-0.010	-0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
17	26/8	3 ⁴⁵	18.5	18.5	0.080	0.055	-0.385	-0.110	-4.855	-2.840	-0.550	-2.840	-3.670	-2.360	-0.040	-0.005	-0.010	-0.030	-0.010	-0.030	-0.010	-0.030	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
18	26/8	4 ⁴⁵	18	18	0.080	0.055	-0.480	-0.125	-6.290	-3.710	-0.715	-3.710	-4.740	-3.020	-0.030	-0.005	-0.010	-0.030	-0.010	-0.030	-0.010	-0.030	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
19	26/8	5 ⁴⁵	18	18	0.080	0.055	-1.085	-0.235	-10.710	-5.710	-1.870	-5.710	-8.880	-4.740	-0.085	-0.035	-0.010	-0.030	-0.010	-0.030	-0.010	-0.030	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
20	31/8	7 ³⁰	14.5	14.5	0.080	0.035	-0.921	-0.190	-14.065	-7.515	-1.870	-7.515	-9.240	-6.195	-0.065	-0.020	-0.010	-0.020	-0.010	-0.020	-0.010	-0.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

Die vertikalen Verschiebungen sind + nach abwärts, - nach aufwärts. Die horizontalen Verschiebungen sind + in der Richtung von Punkt 5 gegen Punkt 1 bezw. 6 gegen 10. Für die Verdrehungen gilt + -

*) Libellenapparateschönen

Haarrisse

Bruch

Tabelle XV. Monier-Gewölbe der Firma G. A. W a y s s.

c) Die eiserne Bogenbrücke.

Die Erprobung fand am 29. und 30. September und am 1. October 1892 statt. Bei einer einseitigen Gesamtbelastung von 175⁷⁵⁵ t, d. i. von 15²⁵⁹ t pro lautenden Meter, oder von 7⁶²⁹ t pro m² belasteter Gewölbhälfte wurde der Bogen in einen Zustand versetzt, von dem angenommen werden konnte, dass die Widerstandskraft des Versuchsobjectes nunmehr durch seine Belastung aufgehoben sei, indem die Untergurten der unbelasteten Bogenhälfte unter gleichzeitiger Falten- und Rissbildung in den Lamellen seitlich ausgeknickt waren.

Von der detaillirten Zusammenstellung über die Versuchsergebnisse wollen wir absehen, nachdem dieses Object ohnedies eigentlich nicht in die Versuchsreihe passt und keine neuen aufklärenden Momente ergeben hat.

Tabelle XV. Zusammenstellung der Prüfungs-Resultate jener Cemente, die bei den Gewölbeversuchen in Verwendung gekommen sind.

Post-Nr.	Firma und Fabrikationsort	Gewicht in gr per l		Erhärtungsbeg.	Abbindezeit		Siebprobe-rückstand in % auf dem		Mischungsverhältnis			Zugfestigkeit in kg per cm nach				Druckfestigkeit in kg per cm nach			
		lose	eingereüt-telt		an der Luft	unter Wass.	900	4900	Binde-mittel	Sand	Wasser in %	7	28	90	180	7	28	90	180
		ge-sbt.					Maschen sieb		Gewichtsth.			T a g e n				T a g e n			
1	Von den Hochbau-Versuchen. Portland-Cement aus dem Portland-Cementwerk Kirchdorf von Hofmann & Comp.	1262	1895	48 m	1h 50m	3h 45m	5	33	500g	1 L	7:3	—	19.75	24.15	—	95.25	207.50	246.25	—
2	Vom Stampfbeton-Gewölbe in Matzleinsd. Portland-Cement von M. Herget in Radotin	1175	1862	1h 35m	9h 5m	22h 18m	0	18	1	3	8	15.23	18.48	23.85	—	152.25	231.50	265.50	—
3	Vom Bruchstein- und Ziegelgewölbe in Purkersdorf. Portland-Cement aus dem Portland-Cementwerk Kirchdorf von Hofmann & Comp.	1281	1916	46 m	7h 12m	20h 10m	2	23	1	3	7.6	16.75	23.28	24.08	30.43	130.50	223.25	257.75	311.75
4	Vom Stampfbeton-Gewölbe in Purkersd. Portland-Cement von M. Herget in Radotin	1224	1886	18 m	3h 20m	5h 35m	1	20	1	3	8	21.65	28.35	30.15	33.28	202.00	279.75	346.00	420.75
5	Vom Moniergewölbe in Purkersdorf. Portland-Cement der Podoler Actien-Gesellschaft	1257	1869	2h 40m	8h 50m	25h 45m	2	25	1	3	8	16.38	24.38	31.05	—	143.75	214.25	271.50	—
6	Von der Sicherungs-Anlage in Purkersd. Roman-Cement der Perlmooser Actien-Gesellsch.	887	1362	7 m	20 m	30 m	900 Ma-schens. 11	2500 Ma-schens. 25	1	3	10	4.25	8.40	16.75	22.03	37.75	65.50	133.75	181.00

Anmerkung: Sämmtliche Portland-Cemente und der Roman-Cement haben die Volumbeständigkeitsproben an der Luft und unter Wasser bestanden.

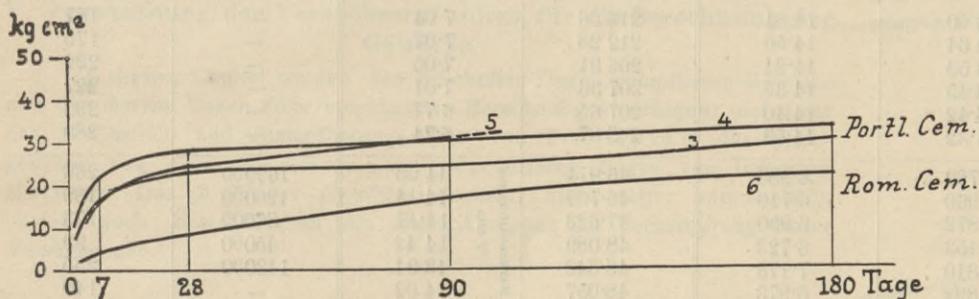


Fig. 44.

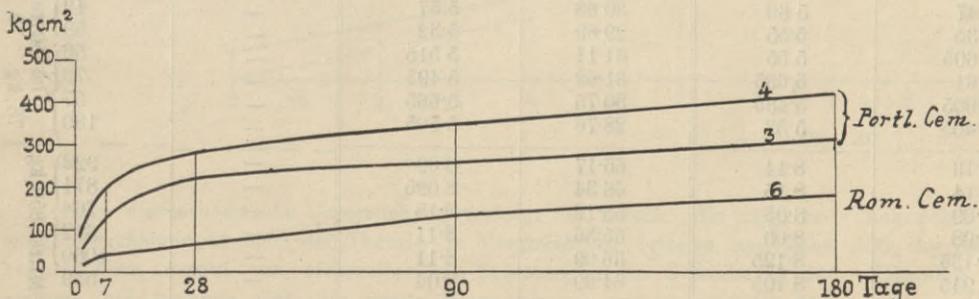


Fig. 45.

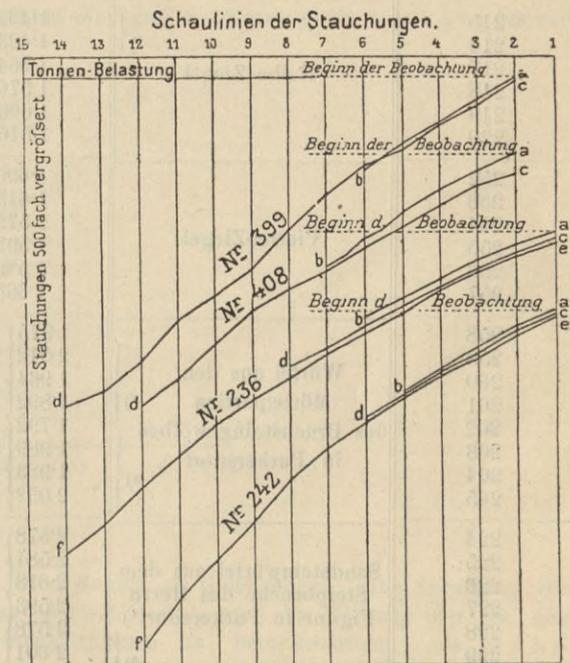


Fig. 46.

b) Ermittlung der Zug- und Druckfestigkeit, sowie des Elasticitätsmoduls der angewendeten Betonmischungen, Bruchsteine und Ziegel.

Die hierüber erhobenen Daten sind in den Tabellen XVI und XVII enthalten.

Die bei den Druck- und Zugversuchen entstandenen Formänderungen veranschaulichen die Fig. 46 und 47.

Aus Fig. 46, insbesondere Nr. 236 und 242, ersieht man deutlich die verhältnismässige Zunahme der Deformation mit der Beanspruchung, bezw. die Abnahme des Elasticitäts-Coëfficienten mit zunehmender Belastung.

IV. Erhebungen über die Festigkeit und Elasticität der verwendeten Baustoffe.

Diese umfassten:

a) Güteproben der bei den Versuchsobjecten benützten Cemente.

Hierüber gibt die Tabelle XVI den erforderlichen Aufschluss:

Uebersichtlicher veranschaulichen die graphischen Darstellungen Fig. 44 u. 45 die Verhältnisse über die Zunahme der Festigkeiten mit dem Alter des Mörtels. Interessant ist insbesondere der Vergleich der beiden Cementsorten. Portlandcement erreicht schon nach kurzer Zeit eine sehr bedeutende Festigkeit, welche auch langsam und stetig mit dem Alter zunimmt. Beim Roman-cement ist die Festigkeit im Anfange sehr gering, dieselbe nimmt jedoch mit dem Alter rascher zu als beim Portlandcement, ohne die letztere jedoch zu erreichen. Es ist bedauerlich, dass solche Versuche nicht auf längere Zeiträume ausgedehnt werden, sie würden gewiss noch Interessantes genug zu Tage fördern.

c) Ermittlung der Zug-Elasticität, der Festigkeit und des Elasticitäts-Coëfficienten des Flusseisenmaterials des eisernen Bogens.

Die hiebei erhobenen Resultate sind in der folgenden Tabelle XVIII enthalten. Die Figur 48 zeigt den Verlauf der Deformationen an.

Die Ergebnisse der in diesem Capitel behandelten Untersuchungen lassen sich sohin in Folgendem kurz zusammenfassen:

Portlandcement-Mörtel, bezw. -Beton im Mischungsverhältnisse 1:3 bis 1:5 ergab 3—6 Monate nach der Herstellung im Mittel eine Festigkeit auf Zug von ca. 20 kg per cm²

Tabelle XVI. Ergebnisse der Zug- und Druckversuche mit Betonmischungen.

Betonproben	Mischungsverhältnis	Tag der Erzeugung	Bezeichnung	Druckproben										Zugproben						
				mit Würfeln von ca. 10 cm Seitenlänge					mit Prismen von ca. 9×9 cm ² Querschnitt und ca. 25 cm Länge					Versuch Nr.	Tag der Erprobung	Bruchfestigkeit	im Mittel	Elastizitätsmodul	im Mittel	
				Versuch Nr.	Tag der Erprobung	Bruchfestigkeit	im Mittel	Specificisches Gewicht im Mittel	Versuch Nr.	Tag der Erprobung	Bruchfestigkeit	im Mittel	Elastizitätsmodul							im Mittel
a) Vorversuche	1 Portland-cement	26. Nov. 91	I	221	18./4. 92	298	260	2-238	234	9./4. 92	185	215	300000	385000	243	12./10. 92	26.6	24.4	301000	359000
				222	18./4. 92	266			235	11./4. 92	216				244	18./10. 92	21.8			
				223	19./4. 92	217			236	13./4. 92	243				245	19./10. 92	24.9			
	3 ungeworfener Donausand	26. Nov. 91	II	230	21./4. 92	148	208	2-277	227	13./4. 92	153	143	225000	237000	246	20./10. 92	22.9	22.4	240000	246000
				232	21./4. 92	218			238	11./4. 92	117				247	21./10. 92	24.0			
				233	21./4. 92	209			239	21./4. 92	159				248	22./10. 92	20.4			
				231	21./4. 92	297			240	22./4. 92	206				240	22./10. 92	23.0			
				232	21./4. 92	218			241	22./4. 92	167				250	27./10. 92	25.4			
				233	21./4. 92	209			242	22./4. 92	203				251	27./10. 92	17.0			
b) von dem Stampfbetonbogen in Purkersdorf. (Die mit „W“ bezeichneten Probestücke wurden unter Wasser aufbewahrt vom Tage der Erzeugung bis zum 22./7. 1892).	1 Portland-cement 3 Sand 1) 5 Schotter	24. April 92	1:8	389	27./7. 92	107	107.5	2-172	395	29./7. 92	48	—	74100	416	3./11. 92	9.6	9.1	109000	980000	
				390	29./7. 92	108			396	29./7. 92	129			417	3./11. 92	8.5				
				391	29./7. 92	171			397	30./7. 92	230			418	4./11. 92	13.2				
				386	25./7. 92	275			398	30./7. 92	298			419	4./11. 92	27.1				
				387	25./7. 92	237			399	—	251			420	7./11. 92	22.6				
				388	25./7. 92	260			399	—	307000			421	8./11. 92	22.6				
				383	24./7. 92	146			392	22./7. 92	194			422	8./11. 92	16.7				
				384	24./7. 92	157			393	28./7. 92	208			423	9./11. 92	19.5				
				385	24./7. 92	275			394	28./7. 92	241			424	10./11. 92	29.8				
c) vom Moniergewölbe in Purkersdorf. (Die mit „W“ bezeichneten Probestücke wurden unter Wasser aufbewahrt.)	1 Portland-cement 2) 3 Sand	20. Juni 92	ohne Bezeichnung	404	27./7. 92	288	238	2-306	411	27./9. 92	141	200	322000	364000	425	11./11. 92	16.8	17.1	450000	400000
				405	27./7. 92	216			412	29./9. 92	195				426	16./11. 92	20.5			
				406	27./7. 92	216			413	29./9. 92	215				427	16./11. 92	14.3			
				407	28./9. 92	231			414	29./9. 92	249				428	16./11. 92	16.9			
				401	25./9. 92	230			408	24./9. 92	266				429	17./11. 92	16.7			
				402	25./9. 92	312			409	27./9. 92	168				430	18./11. 92	19.2			
				403	25./9. 91	223			410	27./9. 92	234				431	18./11. 92	17.9			
				401	25./9. 92	230			408	24./9. 92	266				429	17./11. 92	16.7			
				402	25./9. 92	312			409	27./9. 92	168				430	18./11. 92	19.2			

1) Je zur Hälfte Riesel- und zur Hälfte Schlägelschotter. 2) Donausand (Pflasterersand) ungewaschen.

Tabelle XVII. Ergebnisse der Druckversuche mit Bruchstein, Ziegel und Mörtel.

Fortlauf. Nr. des Probestückes	Stein-Formen und Art	Specificisches Gewicht	Abmessungen der Probesteine vor der Belastung				Elastizitäts-Modul	Druck-Festigkeit an der Bruchgrenze
			Höhe	Breite	Belastungs-Fläche	Freie Kantenlänge		
215	Halbe Ziegel	1.432	14.60	14.84	216.66	7.04	—	187
216		1.423	14.64	14.50	212.28	7.07	—	175
217		1.564	14.53	14.24	206.91	7.05	—	222
218		1.576	14.45	14.35	207.36	7.01	—	227
219		1.609	14.42	14.40	207.65	6.77	—	292
220		1.616	14.32	14.53	208.07	6.74	—	289
252	Viertel-Ziegel	1.696	6.722	6.988	46.974	14.03	162000	266
253		1.613	6.960	6.710	46.702	14.14	120000	139
254		1.575	6.872	6.930	47.623	14.17	86000	173
255		1.599	7.153	6.723	48.089	14.42	45000	99
256		1.582	6.810	7.173	48.848	13.94	142000	235
257		1.663	6.892	6.973	48.057	14.02	—	140
258	Würfel aus den Mörtelpartien des Bruchsteingewölbes in Purkersdorf	1.975	5.38	5.525	29.73	5.525	—	76
259		2.012	5.485	5.51	30.22	5.56	—	132
260		1.964	5.47	5.60	30.63	5.57	—	49
261		1.892	5.35	5.55	29.69	5.32	—	59
262		1.792	5.605	5.55	31.11	5.515	—	56
263		1.989	5.61	5.635	31.62	5.495	—	79
264		1.983	5.605	5.485	30.75	5.665	—	57
265		2.032	5.405	5.32	28.76	5.505	—	130
224	Sandsteinwürfel aus dem Steinbruche des Herrn Figdor in Purkersdorf ⁴⁾	2.578	8.13	8.14	66.17	8.09	—	922
225		2.581	8.14	8.15	66.34	8.095	—	874
226		2.618	8.09	8.05	65.12	8.15	—	768
227		2.593	8.08	8.09	65.36	8.11	—	612
228		2.578	8.135	8.125	66.09	8.11	—	1060
229		2.601	7.945	8.105	64.39	8.06	—	559
266	Sandsteinprismen aus dem Steinbruche des Herrn Figdor in Purkersdorf	8.000	8.088	8.088	64.704	—	271000	803.7
267		8.092	8.150	8.150	65.950	—	178000	712.6
268		8.120	8.083	8.083	65.634	—	165000	761.8
269		8.075	8.083	8.083	65.270	—	149000	766.1
270		8.083	7.105	7.105	65.512	—	142000	763.2
271		8.167	8.157	8.157	66.618	—	137000	675.5
								Mittel 747 kg

1) Wegen unvollkommener Adjustierung fand bei diesen beiden Probeziegeln nur ein theilweises Aufliegen auf den Druckplatten statt. — 2) Die Würfel 258—261 wurden zwischen Filzplatten zerdrückt. — 3) Bei den Probewürfeln 262—265 wurde zur Herstellung ebener Auflagerflächen eine Cement-schicht verwendet. — 4) Die Sandsteinwürfel hatten früher die Dimensionen 10 × 10 × 10 cm; dabei ergab sich im Mittel ein specificisches Gewicht von 2.594 kg, nachdem der Probewürfel 229 nicht zerdrückt werden konnte, wurde die Kantenlänge von 10 cm auf 8 cm reducirt. — 5) Die Bruchbelastung betrug hier nur 36 t; dieser Probewürfel hatte aber schon früher bei einer Kantenlänge von 10 cm eine Belastung von 90 t getragen.

auf Druck von ca. 200 kg per cm², und einen Elasticitäts-Coëfficienten auf Zug oder Druck von $E = 250\,000$ kg per cm².

Weitgehendere Mischungsverhältnisse verringern die Festigkeit und den Elasticitäts-Coëfficienten des Betons beträchtlich. So ergab beispielsweise das Mischungsverhältnis

1 Th Portl.-Cem

3 " Sand

5 " Schotter (halb Riesel-, halb Schlägelschotter) nach 3 Monaten

eine Druckfestigkeit von 107 kg per cm², nach 7 Monaten eine Zugfestigkeit von 9 $\frac{1}{2}$ kg per cm² und einen Elasticitäts-Coëfficienten von $E = 98\,000$ kg per cm². Dagegen erhöhen bessere Mischungsverhältnisse (1:2) die Festigkeit nicht. Die Beobachtungen über die elastische Stauchung des Betons bei verschiedenen Belastungen haben ein klares Gesetz über die Veränderlichkeit des Elasticitäts-Coëfficienten nicht ergeben.

Desgleichen konnte ein Unterschied zwischen Zug- und Druck-Elasticität nicht constatirt werden.

Die Druckfestigkeit der Ziegel ergab sich mit rund 100–200 kg per cm², jene des Mörtels vom Bruchsteingewölbe rund 80 kg per cm², die Druckfestigkeit des verwendeten Sandsteines mit 750–850 kg per cm².

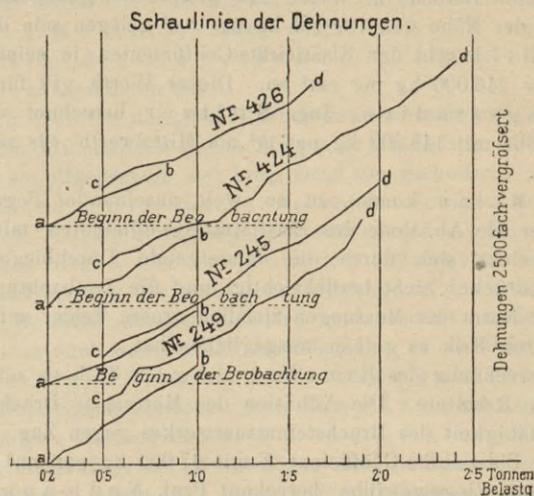


Fig. 47.

Tabelle XVIII. Ergebnisse der Zug-Elasticität und Festigkeit der Flusseisenstäbe aus dem Materiale des eisernen Bogens

Fortlaufende Nummer	Zeichen	Fläche		Contraction $\frac{F - F_b}{F}$	Dehnung		Trag-Modul T in kg pr. mm ²	Bruch-Modul B in kg pr. mm ²	Elasticitäts-Modul E in kg pr. mm ²	Marken-Distanz l in mm	Anmerkung
		vor dem Bruche F in mm ²	nach dem Bruche F_b in mm ²		elastische in %	totale in %					
723	W	522.52	256.19	0.51	0.078	25	17.2	42.1	22.000	200	Bei 22 t Bruch
724	W	524.59	255.02	0.51	0.079	22.6	17.2	41.9	21.700	200	Bei 22 t Bruch ausserh. d. Mark.
725	SB	488.77	222.15	0.54	0.086	26.5	18.45	40.9	21.300	200	Bei 20 t Bruch
726	SB	485.97	223.35	0.54	0.083	27	17.5	41.67	21.100	200	Bei 20 $\frac{1}{4}$ t Bruch ausserh. d. Mark.
727	L	357.86	141.57	0.60	0.087	19.5	18.18	38.42	20.800	200	Bei 13 $\frac{3}{4}$ t Bruch ausserh. d. Mark.
728	L	365.73	150.17	0.59	0.082	24.5	17.78	37.59	21.800	200	Bei 13 $\frac{3}{4}$ t Bruch

Die Elasticitäts-Coëfficienten für Ziegel ergaben sich mit $E = 54\,000$ – $162\,000$, im Mittel rund $E = 100\,000$ kg per cm², jene für Sandstein mit $E = 137\,000$ bis $271\,000$, daher im Mittel mit rund $E = 200\,000$ kg per cm².

Die Festigkeitsproben mit dem für den eisernen Bogen verwendeten Flusseisen ergaben eine Contraction nach dem Bruche von 0 $\frac{51}{100}$ –0 $\frac{60}{100}$, eine elastische Dehnung von 0 $\frac{078}{100}$ –0 $\frac{087}{100}$ %, eine bleibende Dehnung von 19 $\frac{5}{100}$ –27 $\frac{0}{100}$ %, einen Tragmodul (Elasticitätsgrenze) von rund 1800 kg per cm², einen Bruchmodul (Festigkeit) von rund 4000 kg per cm² und einen Elasticitäts-Coëfficienten von rund $E = 2\,200\,000$ kg per cm².

V. Verwerthung der Versuchsergebnisse für die Berechnung der Gewölbe.

In diesem Capitel werden das Bruchstein-Ziegel-Stampfbeton-Gewölbe und der eiserne Bogen einer eingehenden Berechnung unterzogen, und zwar das Bruchstein- und Stampfbetongewölbe von Prof. Melan, das Ziegelgewölbe von Prof. Neumann und der eiserne Bogen von Inspector Meltzer. Das Monier-Gewölbe erscheint nicht weiter untersucht*), obwohl doch dieses System die erste Anregung zur Veranstaltung dieser Versuche gab.**)

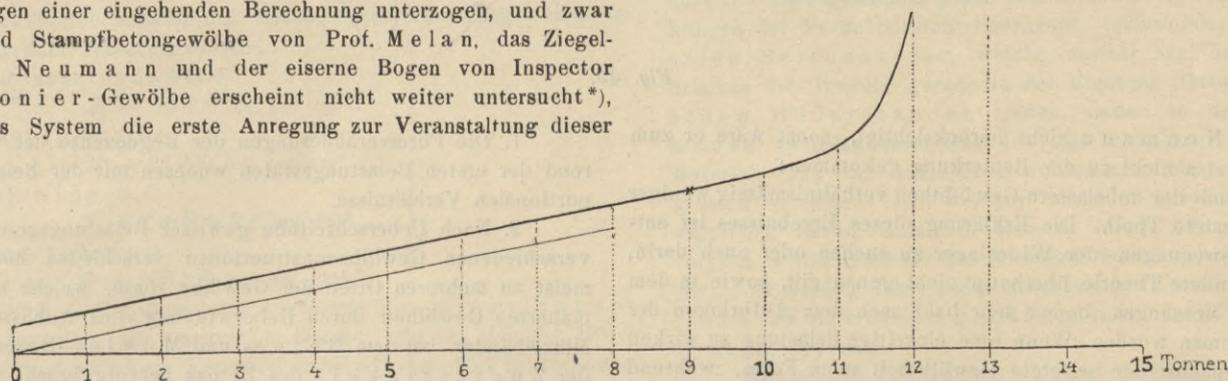


Fig. 48.

Die wissenschaftliche Untersuchung verfolgt den Zweck, die aufgetretenen Erscheinungen mit der Theorie in Vergleich zu bringen und geht hauptsächlich darauf aus, einerseits jene Spannungen im Gewölbe zu berechnen, bei welchen sich die ersten Risse zeigten, und andererseits den Elasticitäts-Coëfficienten zu ermitteln.

*) Näherungsweise hat das Monier-Gewölbe Herr Prof. Brik im Schlussreferate auf Grund der Annahme eines ideellen, gleichartigen Materiales behandelt und für dieses die aufgetretenen Randspannungen ermittelt.

**) Die Berechnung und wissenschaftliche Verwerthung der Versuchsergebnisse mit dem Monier-Gewölbe wurde von Jos. Ant. Spitzer, Ingenieur der Firma G. A. Wayss & Co. in Wien in Nr. 20 der Zeitschrift des Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines veröffentlicht; wir kommen im weiteren Verlaufe auf diese Abhandlung noch zu sprechen.

Es muss zugestanden werden, dass die Berechnung mit sehr viel Mühe und Fleiss angestellt wurde; trotzdem hat sie aber keine ganz befriedigenden Resultate ergeben, weil, so peinlich sonst in der Rechnung vorgegangen wurde, auf die in allen Fällen gemessenen Verschiebungen und Verdrehungen der Kämpferquerschnitte keine Rücksicht genommen wurde. Man wäre gewiss zu sichereren Resultaten gekommen, hätte man das Verfahren etwas weniger umfangreich gestaltet, dafür aber die vorerwähnten Einflüsse berücksichtigt, welche von bedeutendem Einflusse waren.

Besonders die Berechnung Prof. Melans über den Stampfbetongewölbe kann durchaus nicht befriedigen. Hier ist der Bogen einmal als eingespannt gerechnet und dabei eine grösste Zugfestigkeit von 11 $\frac{15}{100}$ kg per cm²

angegeben; sodann für den Bogen als Gelenkbogen eine Spannung von 26 $\frac{1}{100}$ kg per cm² berechnet und schliesslich, um die Wirkung der an den Kämpfern eingelegten Asphaltplatten zu berücksichtigen, als wahrscheinliche Zugfestigkeit der äussersten Schichte rund 20 kg per cm² angegeben. Hier hätte es sich wohl der Mühe verlohnt, auch die Verdrehung der Kämpfer und eventuell ihre Verschiebung mit in Rechnung zu ziehen, um wissenschaftlich begründete und möglichst verlässliche Werthe zu bekommen, bei denen man nicht so weit auf das Schätzen angewiesen ist. Dasselbe gilt auch bezüglich des Elasticitäts-Coëfficienten des Betongewölbes. Derselbe wird von Prof. Melan einmal mit $E = 223\,091$, sodann wieder mit 60 380 kg per cm² berechnet. Schliesslich sagt Prof. Melan: „Man ist aber dabei nur auf eine reine Schätzung angewiesen und kann etwa nur behaupten, dass der Elasticitäts-Coëfficient

des verwendeten Betons für kleine und entsprechend lange andauernde Belastungen in der Nähe von 100 000 kg per cm² gelegen sein dürfte.

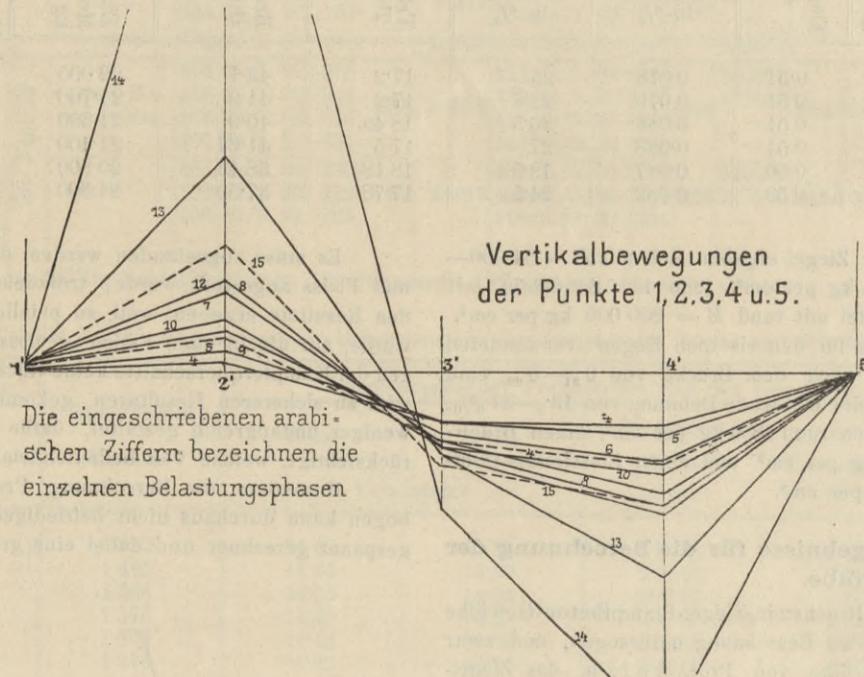
Prof. Brik gibt den Elasticitäts-Coëfficienten in seinem Schlussreferate mit $E = 246\,000$ kg per cm² an. Dieser Werth gilt für die ersten Belastungsstadien; Ing. Spitzer berechnet denselben beim Monier-Gewölbe mit 145 000 kg per m² als Mittelwerth bis zur Proportionalitätsgrenze.

Prof. Melan kommt zu so weit auseinander liegenden Werthen für E , weil er die Abnahme des Elasticitäts-Coëfficienten mit zunehmender Probelast, welche sich durch die aufsteigende Durchbiegungslinie bis A (Fig. 40) ausdrückt, nicht berücksichtigt und die Beobachtungswerthe, welchen bei der Natur der Messungen ziemlich grosse Fehler anhaften mussten, nicht, wie Prof. Brik es gethan, ausgeglichen hat.

Die Berechnung des Bruchsteingewölbes zeigt besser übereinstimmende Resultate. Die Adhäsion des Mörtels an Bruchstein, d. i. die Widerstandsfähigkeit des Bruchsteinmauerwerkes gegen Zug, wird mit 8₅ kg per cm², der Elasticitäts-Coëfficient E mit 67 000 kg per cm² angegeben.

Bei dem Ziegelgewölbe berechnet Prof. Neumann die Adhäsion des Mörtels an den Ziegeln im Mittel mit 5 kg per cm², den Elasticitäts-coëfficienten mit $E = 28\,000$ kg per cm².

Auffallend bei diesem Versuche ist die starke anfängliche Senkung des Scheitels, deren Ursache zweifellos zum Theile im Nachgeben der Widerlager und des Ziegelmaterials selbst zu suchen ist. Wird diese Anfangsenkung aus der Berechnung ausgeschieden, so ergeben sich sehr schöne Uebereinstimmungen in den Formveränderungen der Punkte 2 (9) und 4 (7) der unbelasteten und belasteten Gewölbehälfte.



Die eingeschriebenen arabischen Ziffern bezeichnen die einzelnen Belastungsphasen

Fig. 49.

Dies hat Prof. Neumann nicht berücksichtigt, sonst wäre er zum Schlusse seines Referates nicht zu der Bemerkung gekommen:

„Es hat sich somit der unbelastete Gewölbe theil verhältnismässig weniger deformirt als der belastete Theil. Die Erklärung dieses Ergebnisses ist entweder in kleinen Bewegungen der Widerlager zu suchen oder auch darin, dass die hier angewendete Theorie überhaupt nicht genau gilt, sowie in dem Umstande, dass die Messungen immer sehr bald nach dem Aufbringen der Belastungen vorgenommen wurden. Wenn eine einseitige Belastung zu wirken beginnt, so ändert zunächst der belastete Gewölbe theil seine Form, während die Formänderungen des unbelasteten Theiles jedenfalls etwas langsamer geschehen. Es ist demnach die Möglichkeit nicht ausgeschlossen, dass im vorliegenden Falle bei der Vornahme der Messungen die Belastungen noch nicht genügend lange gewirkt hatten und dass daher die diesen Belastungen entsprechenden Formänderungen des unbelasteten Gewölbe theiles noch nicht beendet waren.“

Diese Anschauung Prof. Neumanns wird durch die in vorstehendem Schema (Fig. 49) der Verticalverschiebungen dargestellten Verhältnisse widerlegt, da beispielsweise zwischen dem Belastungsfall 4 und 8 sogar die Hebung $V_2 = 1.275 - 0.145 = 1.13$ cm des Punktes 2 (9)*) sogar etwas grösser ist als die Senkung $V_4 = 1.795 - 0.700 = 1.095$ cm des Punktes 4 (7). Abgesehen davon muss aber die Anschauung Prof. Neumanns von der ungleichzeitigen Formänderung der belasteten und unbelasteten Gewölbehälften im Allgemeinen als unrichtig bezeichnet werden,

*) Vgl. Tabelle XIII.

denn es ist klar, dass, bevor das Gewölbematerial der aufgebrachten Last Widerstand entgegensetzen und dadurch dieser das Gleichgewicht halten kann, die Deformation vorausgegangen sein muss. Das Gleichgewicht ist aber nicht möglich ohne gleichzeitige Erweckung der inneren Widerstandsspannungen im ganzen Gewölbe. Zeitliche Verschiedenheiten der Formänderungen könnten sich also nur auf ganz verschwindende, gar nicht zu beobachtende Zeitintervalle erstrecken.

Es ist zweifellos, dass bei länger andauernden und grösseren Belastungen sich auch die Verschiebungen der Gewölbe punkte in Folge bleibender Formänderungen vergrössern, aber dann tritt diese Erscheinung nicht nur auf der unbelasteten, sondern auch auf der belasteten Seite, u. zw. gleichzeitig auf, wie aus den Tabellen der Verschiebungen zu ersehen ist. Um übrigens diese Verhältnisse näher darzulegen, hätte es sich wohl empfohlen, die Wirkung länger andauernder Belastungen und wiederholter Be- und Entlastungen in den Anfangsstadien zu beobachten.

Auf die Untersuchungen des eisernen Bogens wollen wir weiter nicht eingehen; dieselben haben im Allgemeinen die Richtigkeit des angewendeten Berechnungsverfahrens ergeben, sonst aber keine bemerkenswerthen Momente gebracht.

VI. Schlussfolgerungen.

In diesem Capitel behandelt Herr Prof. Brik die 4 Gewölbe und den eisernen Bogen auf einheitlicher Grundlage.

Aus der „Zusammenfassung der Ergebnisse und Schlussfolgerungen“ wollen wir Nachstehendes entnehmen:

1. Die Formveränderungen der Bogenachse der Versuchsgewölbe während der ersten Belastungsstufen wuchsen mit der Belastung nahezu im proportionalen Verhältnisse.

2. Nach Ueberschreitung gewisser Belastungsgrenzen, welche für die 4 verschiedenen Gewölbe constructionen verschieden hoch lagen, entstanden meist an mehreren Orten der Gewölbe Risse, welche bei den mit Fugen gemauerten Gewölben durch Ueberwindung des Adhäsions-Widerstandes der Mörtelbänder, bei dem Beton- und Monier-Bogen durch Ueberwindung der Zugfestigkeit des Betons hervorgebracht worden sind.

Nach Berechnungen der Prof. Melan und Neumann für das Bruchstein-, bzw. Ziegelgewölbe entsprach der Adhäsions-Widerstand einer zwischen 6—9 kg per cm² betragenden Randspannung in den Bruchfugen und die Zugfestigkeit des Betons im Betonbogen einer solchen von etwa 17 kg per cm². Für den Monier-Bogen wurde vom Referenten unter Annahme eines ideellen gleichartigen Materials, die der Zugfestigkeit entsprechende Randspannung von 40 bis 64 kg per cm² gefunden.

3. Das Entstehen der ersten Risse erfolgte unmerklich, sanft und ohne Begleitung von plötzlichen Formveränderungen der Bogenachse. Die Diagramme der Verschiebungen zeigen vor und nach den ersten Rissebildungen in der Regel keine Unterbrechung ihres stetigen Verlaufes.

Die Risse in den mit Fugen gemauerten Gewölben folgten dem Verlaufe der Lagerfugen und bildeten wirkliche „Bruchfugen“; in dem Beton- und Monier-Bogen war die Gestalt und Lage der Risse un-

regelmässig und zweigte in Verästelungen aus. Nach Entlastung der Gewölbe schlossen sich die Risse mehr oder weniger vollständig; nach erneuter Belastung kamen dieselben jedoch sogleich wieder zum Vorschein, erweiterten sich, auch kamen neue hinzu. Erst während des Zusammenbruches der Gewölbe traten auch örtliche Zerstörungen des Materials durch Druck- und Schubwirkung auf.

4. Die Orte der Rissebildungen befanden sich in den Strecken zwischen $\frac{1}{4}$ und $\frac{1}{3}$, bezw. $\frac{2}{3}$ und $\frac{3}{4}$ der Stützweite und an den Kämpfern. Sie entsprachen im Allgemeinen den Orten der nach theoretischen Untersuchungen ermittelten „gefährlichen“ Querschnitte.

5. Durch das Entstehen der ersten Risse war jedoch der volle Widerstand der Gewölbe noch nicht erschöpft: die Belastungen konnten mitunter noch sehr erheblich erhöht, bezw. nach Entlastung wiederholt und beträchtlich über jene „kritische“ Belastung gesteigert werden, bevor der vollständige Zusammenbruch erzielt wurde.

Nach Eintritt der Rissebildung ist nämlich in den betreffenden Querschnitten der Zugwiderstand bereits überwunden und es gelangt in deren zusammenhängendem Theile nunmehr bloss Druckwiderstand zur Wirkung. Bei weiteren Erhöhungen der Belastung wachsen die Deformationen rascher und die Drucklinie nähert sich mehr und mehr den gedrückten Kanten, wodurch die specifischen Pressungen daselbst immer mehr gesteigert werden und so lange anwachsen, bis der Druck- bezw. Schubwiderstand des Wölbmauerwerks erschöpft ist und in Folge der dadurch bewirkten örtlichen Zerstörungen der Zusammenbruch des ganzen Gewölbes erfolgt.

Nachstehend folgen für die verschiedenen Versuchsgewölbe die Zusammenstellungen der Belastungen für die Proportionalitätsgrenzen, die „kritischen“ und die Bruchbelastungen.

Gewölbeconstruction	Belastung für die Proportionalitätsgrenze	Kritische Belastung (erste Rissbildungen)	Bruchbelastung
Bruchsteingewölbe	35·075 t (1·53 tm ²)	56·51 t (2·457 tm ²)	74·022 t (3·218 tm ²)
Ziegelgewölbe	35·075 t (1·53 tm ²)	42·2 t (1·83 tm ²)	67·448 t (2·937 tm ²)
Betonbogen	56·907 t (2·474 tm ²)	63·25 t (2·75 tm ²)	83·275 t (3·619 tm ²)
Monier-Bogen	56·693 t*) (2·465 tm ²)	78·53 t (3·414 tm ²)	146·12 t (6·353 tm ²)

*) Hier rechnet Ing. Spitzer 67·60 t, bezw. (3·380 tm²).

Man ersieht hieraus, dass die Bruchbelastung höher lag als die kritische Belastung, und zwar

- beim Bruchsteingewölbe um 30%
- „ Ziegelgewölbe 59%
- „ Betonbogen 31%
- „ Monier-Bogen 86%

6. Aus der Gestalt der Diagramme der Verschiebungen, insbesondere jedoch auf Grund der angestellten Untersuchungen ergibt sich, dass für die ersten Belastungsstufen das Gesetz der Proportionalität von Belastung und Verschiebung nahe zutreffend ist.

7. Für die mit Hilfe der verticalen Verschiebungen der Punkte (4—7) berechneten Elasticitäts-Coëfficienten der verschiedenen Versuchsgewölbe ergehen sich die folgenden Näherungswerthe:

- Für das Bruchsteingewölbe:
 $E = 60\,400 \text{ kg per cm}^2$.
- Für das Ziegelgewölbe:
 $E = 27\,800 \text{ kg per cm}^2$.
- Für den Betonbogen:
 $E = 246\,000 \text{ kg per cm}^2$.
- Für den Monier-Bogen:
 $E = 333\,500 \text{ kg per cm}^2$ *)

Inwieferne durch diese Ziffern auch das Gesetz des „elastischen“ Verhaltens dieser Gewölbe zum Ausdrucke kommt, entzieht sich der Beurtheilung, weil nur die totalen Verschiebungen erhoben und in Rechnung gezogen wurden.

Die Anwendung dieser Elasticitäts-Coëfficienten auf die angenäherte Berechnung der Verdrehungswinkel der Scheitelquerschnitte aller Versuchsgewölbe für ein und dasselbe Belastungsintervall ergab eine befriedigende Uebereinstimmung mit den gemessenen Ausschlagwinkeln.

8. Hier werden die Rechnungsergebnisse in Betreff der Randspannungen recapitulirt, welche wir im Vorstehenden dem Wesen nach gegeben haben.

9. Alle Ergebnisse, insbesondere jedoch das nachgewiesene Gesetz der Proportionalität von Belastung und Formveränderung, führen zu dem Schlusse, dass die erprobten Gewölbe sich im Allgemeinen wie elastische Bogenträger verhalten haben. Es wird daher zutreffend sein, Gewölbe mit ähnlicher Gestalt und gleicher Ausführung wie die Versuchsgewölbe auf Grund der Theorie der „elastischen Bogenträger ohne Gelenke“ zu berechnen.

*) Diese Werthe gelten für das erste Belastungsstadium und beim Monier-Gewölbe für ideales Materiale.

10. Die ausgeführten Versuche haben gezeigt, dass die ersten Rissebildungen immer durch Ueberwindung des Adhäsionswiderstandes des Mörtels, bezw. durch Ueberwindung des Zugwiderstandes des Betons, also im Allgemeinen durch Zugspannungen entstanden sind.

Die Schwäche der gewöhnlichen Gewölbeconstructionen liegt daher in dem geringen Widerstande gegen Zugwirkungen. Dennoch beruht gerade in dieser Eigenschaft der hohe Grad der Sicherheit, den diese Gewölbebauten bieten. Durch dieselbe werden die Gewölbe vor plötzlichen, gefahrdrohenden Ueberanstrengungen bewahrt, indem bei ungünstigster Wirkung äusserer Kräfte, der Temperatur und anderer schädlicher Einflüsse zunächst und allmählig der Adhäsionswiderstand in den gefährlichen Querschnitten der Gewölbe überwunden wird und daselbst nunmehr der diesen Widerstand — je nach der Qualität des Mörtels — 12 bis 30mal überwiegende Druckwiderstand allein zur Wirkung gelangt. Es ist ja bekannt, dass Gewölbeconstructionen auch ohne Anwendung kittender Mörtelbänder Bestand haben.

Mittelt dieser Eigenschaft vermögen sich die Gewölbe gewissermassen selbst zu reguliren, indem bei gefährlichen Anlässen die schwächste Seite ihres Widerstandes aufgegeben und dafür ihr grösster Widerstand entfaltet und dem Angriffe wirksam entgegengesetzt werden kann.

Würden beispielsweise Zug- und Druckfestigkeit von gleicher Grösse sein, so müsste beim Eintreten der ersten Brucherscheinung sofort der Einsturz des Bauwerkes erfolgen, denn es würde in demselben Augenblicke der Widerstand in dem Bruchquerschnitte gleichzeitig gänzlich überwunden werden. Jener wichtigen Eigenschaft ist es zu danken, dass die Gewölbebauten, welche zu den ältesten und bewährtesten Constructionen gehören, den Einwirkungen der äusseren Kräfte und der Zeit Stand zu halten vermochten, obschon deren Erbauung oft noch aus einer Zeit stammt, wo entweder noch keine oder doch nur eine sehr fragwürdige Theorie das Entwerfen solcher Bauwerke erleichterte.

11. Obwohl die Versuche gezeigt haben, dass die Gewölbe in ihren gefährlichen Querschnitten auch Zugspannungen aufzunehmen vermochten und gegen die Zulassung einer gewissen Grösse solcher Spannungen wohl kein Einwand zu erheben ist, so ist es doch im Einklange mit den bisherigen Anschauungen rathsam, die Querschnitts-Abmessungen so zu treffen, dass bei den mit Fugen gemauerten Gewölben Zugspannungen überhaupt nicht oder nur in geringem Masse auftreten.

Die zulässige Inanspruchnahme auf Druck ist naturgemäss sowohl von der Qualität der Wölbesteine, als von jener des Mörtels abhängig. Es ist klar, dass von diesen Materialien hiebei jenes massgebend sein wird, dessen Druckfestigkeit den kleineren Wert besitzt. Zuverlässige Anhaltspunkte können jedoch nur Druckversuche mit gemauerten Versuchskörpern von der Zusammensetzung und Beschaffenheit der auszuführenden Gewölbe bieten. Die Ziffer der zulässigen Inanspruchnahme wird dann nach Massgabe der besonderen Verhältnisse unter Berücksichtigung aller zur Geltung kommenden schädlichen Einflüsse zu bestimmen sein.

Bei Brückengewölben grösserer Spannweiten überwiegt der Einfluss des Eigengewichtes jenen der Verkehrsbelastung. Die dynamischen Wirkungen der Verkehrslasten überhaupt, insbesondere jedoch die horizontalen Seitenstösse, welche normal zur Bahnachse bei Eisenbahnbrücken die Gewölbe gerade in der Richtung ihres geringsten statischen Widerstandes treffen, finden in der grossen Körpermasse weitgespannter Gewölbe den wirksamsten Widerstand. Fehler im Materiale und der Ausführung werden unter sonst gleichen Umständen bei grossen Gewölben sich weniger schädlich als bei kleinen fühlbar machen, abgesehen davon, dass bei ersteren schon an und für sich eine grössere Sorgfalt in der Auswahl des Materials und der Ausführung Platz zu greifen pflegt. Es werden daher unter sonst gleichen Umständen höhere Inanspruchnahmen des Materials bei grossen Gewölben zulässig sein, als bei kleinen derartigen Objecten.

Hinsichtlich der Betonbogen unterliegt es keiner Frage, dass die Zugfestigkeit des Materials bei den Abmessungen des Querschnittes ausgenützt werden kann. Da die Festigkeit des Betons jedoch von der Qualität und dem Mischungsverhältnisse seiner Bestandtheile abhängig ist, so können nur die von Fall zu Fall auszuführenden Festigkeitsproben massgebende Anhaltspunkte für die Inanspruchnahme desselben bieten.

Bei den Monierbogen, deren Eisennetze hauptsächlich zur Widerstandsässerung gelangen, sind wohl die Verhältnisse noch nicht so weit geklärt, um die Vertheilung der inneren Spannungen in den Bogenquerschnitten durch eine zuverlässige Rechnung ermitteln zu können,*) doch haben die zur Anwendung gebrachten Berechnungsmethoden brauchbare und durch die Erfahrung erprobte Resultate ergeben.

*) Dies ist nunmehr durch die mehrerwähnte Publication Ingenieur Spitzer's erfolgt.

12. Die Anwendung der Elasticitäts-Theorie ermöglicht es, Brückengewölbe ohne Zuhilfenahme willkürlicher Annahmen zu berechnen. Zutreffend wird diese Anwendung allerdings nur dann sein können, wenn die Voraussetzungen der Theorie auch durch die Ausführung des Bauwerkes erfüllt werden.

Nach dem Vorstehenden wird daher zu beachten sein, dass

1. die Widerlager im horizontalen und verticalen Sinne unnachgiebig sein müssen;
2. dass die Lehrgerüste ihre Form während des Gewölbebaues möglichst unverändert erhalten;
3. dass gutes Wölbungsmaterial, insbesondere vorzüglicher Mörtel, zur Verwendung gelange;
4. dass die Ausführung der Wölbung eine sorgfältige sei;
5. dass das geschlossene Gewölbe nicht früher gelüftet werde, bevor der Mörtel die genügende Festigkeit erreicht hat und endlich
6. dass die Senkung des Lehrgerüsts vorsichtig, gleichmässig und langsam erfolge.

Die Versuchsergebnisse mit dem eisernen Bogen fasst Prof. Brik in Folgendem zusammen:

1. Die durch unmittelbare Messungen erhobenen Verschiebungen einzelner Punkte der Bogenachse erwiesen für die ersten Belastungsstufen die Giltigkeit des Proportionalitäts-Gesetzes zwischen Belastung und Verschiebung und bestätigten die auf Grund der Theorie des „elastischen Bogenträgers mit Kämpfergelenken“ berechneten diesbezüglichen Ergebnisse.

2. Die aus den Diagrammen der Verschiebungen entnommenen Belastungen für die Proportionalitätsgrenze ergaben für die berechneten grössten Randspannungen in den gefährlichen Querschnitten Werthe, welche mit den Ergebnissen der Festigkeits-Untersuchung an Probestäben aus dem Materiale der Träger in guter Uebereinstimmung stehen.

3. Das Widerstandsvermögen der Versuchsträger wurde durch eine Belastung erschöpft, für welche die berechneten grössten Randspannungen der gefährlichen Querschnitte rund 3000 kg per cm² betragen. Hierbei gaben die Untergurte der unbelasteten Seite durch seitliches Aus-

nehmen, so zwar, dass sie bei 20 m Spannweite ca. 20 kg pro cm², bei 60 m Spannweite ca. 30 kg pro cm² Druck betragen. Interessant ist die nachstehende Tabelle über die Kosten der Purkersdorfer Versuchs-Gewölbe auf die gleiche Nutzlast berechnet.

Post-Nummer	Constructionsart	Einseitig aufgetragene gleichförmig vertheilte Verkehrslast beim Auftreten der ersten Risse (bleibende Deformation) kg pro m ²	Kosten in Gulden für				Bankosten in Gulden pro 100 kg einseitig aufgetragener, gleichförmig vertheilter Nutzlast
			Gerüst	Bögen	Uebermauerung, bezw. eiserner Aufbau	Summe	

a) Thatsächlich ausgeführte Versuche:

1	Bruchsteingewölbe	2457	500	610	680	1490	73
2	Gewölbe aus sehr guten Ziegeln	1830	500	740	680	1920	105
3	Stampfbetongewölbe	2750	500	610	680	1790	65
4	Monier-Gewölbe	3414	500	1040	680	2220	65
5	Eiserner Bogen	6815	500	5540	1220	7260	107*)

*) Die sehr geringe Höhe dieses Bogenträgers, welche durch die localen Verhältnisse bedingt war, hatte einen verhältnissmässig grossen Aufwand an Material zufolge, so dass eine allgemeine Schlussfolgerung über den wirtschaftlichen Werth dieser Construction aus dieser Ziffer eigentlich nicht gezogen werden kann.

b) Wahrscheinliches Ergebnis nicht ausgeführter Versuche:

6	Gewölbe aus vorzüglichen Klinkern	2000	500	1310	680	2490	125
7	Quadergewölbe in breiförmig. Mörtel	2500	500	2185	680	3365	135
8	Quadergewölbe in Stampfmörtel	3300	500	2185	680	3365	102

Anmerkung: Die Ansätze für Post 6, 7 und 8 sind nicht das Ergebnis von Versuchen, sondern beruhen auf der Annahme, dass das Gewölbe Post 6 bei der Erprobung nahezu die gleiche Zugfestigkeit wie Post 2, das Gewölbe Post 7 nahezu dieselbe wie Post 1 ergeben haben würde und dass die Anwendung von Stampfmörtel auch die Zugfestigkeit der Quadermauerwerke namhaft erhöht.

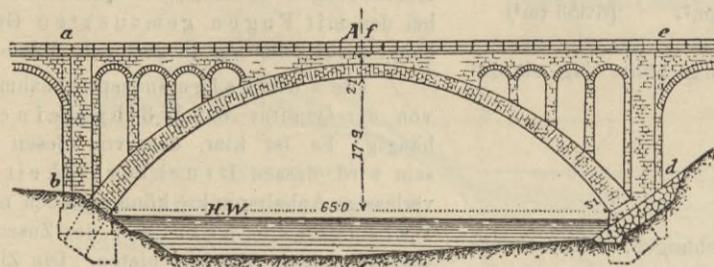
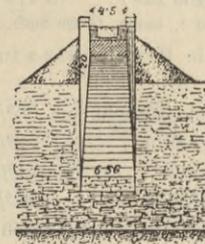


Fig. 50. Pruthbrücke bei Jaremcze, eingleisig. 65.0 m Spw.



Querschnitt A.

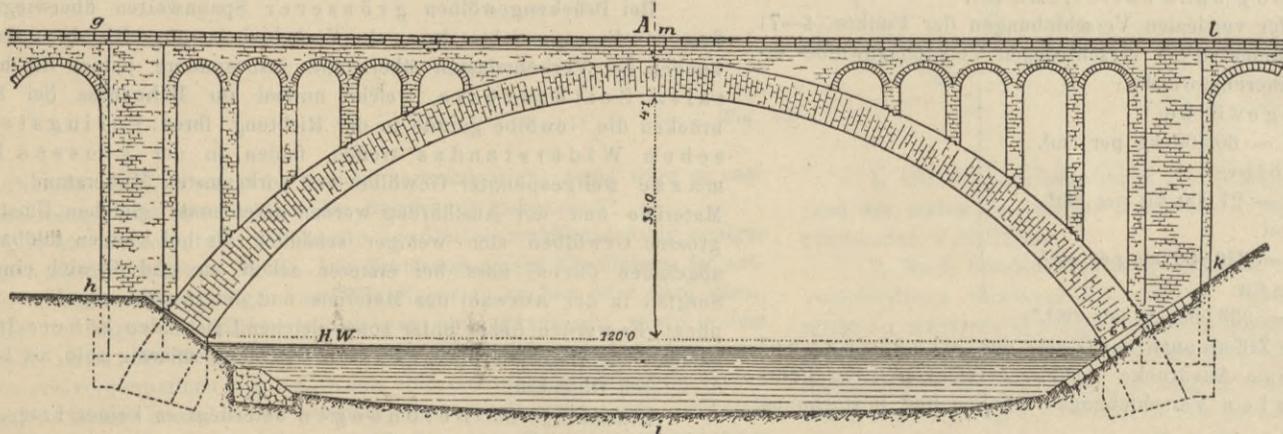
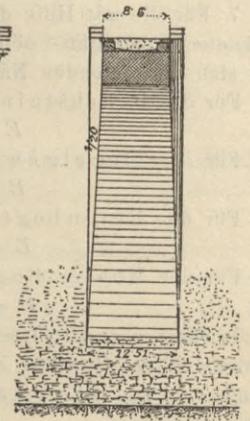


Fig. 51. Project einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 120.0 m Spw.



Querschnitt A.

knicken nach; die Gurtlamellen daselbst zeigten insbesondere zwischen den Nietten an den einspringenden Polygon-Ecken, zunächst dem gefährlichen Querschnitte, starke Faltenbildung.

Durch diese Ergebnisse finden die auf Grund der Theorie des „elastischen Bogenträgers mit Kämpfergelenken“ berechneten Resultate eine praktische Bestätigung, womit der beabsichtigte Zweck des Versuches erreicht worden ist.

VII. Vorschläge in Betreff der Ausführung grosser Gewölbe.

In diesem Capitel macht Herr Generaldirectionsrath L. Huss Mittheilungen über einige Ausführungen von Steingewölben bei den k. k. Staatsbahnen, wobei die Anwendung von Stampfmörtel besonders empfohlen wird. Die Inanspruchnahmen seien mit steigender Lichtweite höher anzu-

Aus dieser Zusammenstellung ergibt sich, dass Stampfbeton- und Moniergewölbe die billigsten Ausführungsarten von Gewölben sind. Zu Gunsten des Moniergewölbes spricht jedoch der bei Weitem grössere Sicherheitsgrad.

Zum Schlusse gibt Generaldirectionsrath Huss einige Daten über die ausgeführte Pruthbrücke bei Jaremcze von 65 m Spannweite, der grössten gewölbten Brücke der Welt. Dieselbe hat pro m² verbaute Thalprofilfläche abcdef (Fig. 50) fl. 41.30 gekostet und war billiger als ein eiserner Bogen. Ein ausserordentlich interessantes Beispiel ist die in Fig. 51 dargestellte, noch nicht ausgeführte Brücke von 120 m Spannweite, welche wohl das kühnste Gewölbeproject ist, welches bis nun verfasst worden ist.

Im Abschnitte VIII bringt der Gewölberbericht den Ausweis über die finanzielle Gebahrung und im Anhange die zum Zwecke der Projectver-

fassung für den eisernen Bogen, das Monier- und Stampfbetongewölbe durchgeführten Berechnungen der statischen Verhältnisse, von denen jene für den Monierbogen von der Firma G. A. Wayss, jene für den Stampfbetonbogen von der Firma Pittel & Brausewetter dem Gewölbeausschuss zur Verfügung gestellt wurden.

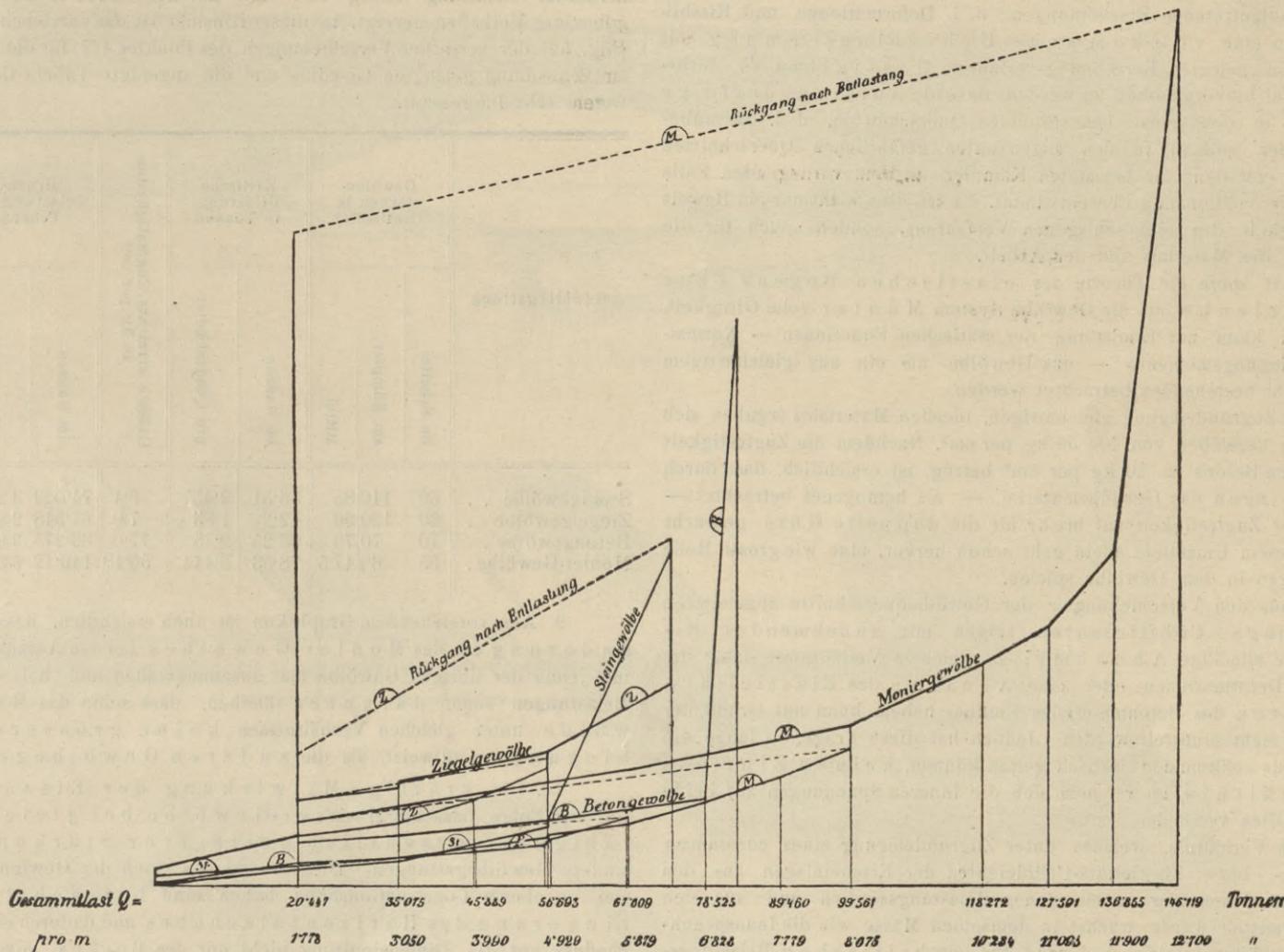
Ueberblickt man das Gesamtresultat der angestellten Versuche und deren wissenschaftliche Verwerthung, so muss zugestanden werden, dass sowohl für die Theorie wie auch Praxis viel Nützliches geleistet wurde; jedoch bildet der Bericht des Gewölbeausschusses kein abgeschlossenes Ganzes, indem das System Monier, welches, wie eingangs unserer Besprechung erwähnt, den eigentlichen Anstoss zur Durchführung aller der zahlreichen Versuche gegeben hat, darin gar nicht weiter bearbeitet erscheint. In dieser Hinsicht ist die mehrerwähnte Abhandlung des Herrn Ingenieur Jos. Ant. Spitzer als eine äusserst verdienstvolle Arbeit zu begrüßen, welche die erste auf streng wissenschaftlicher Grundlage durchgeführte Berechnung des Moniersystems darstellt.

Wir wollen uns nun mit dieser Abhandlung näher befassen.

die Eiseneinlagen der Beton, welcher bei den directen Proben ca. 20 kg per m² Zugfestigkeit zeigte, eine Verstärkung erfuhr, welche einem ideellen gleichartigen Materiale von 40—50 kg per cm² Zugfestigkeit entspricht.

Aus den Verschiebungen der Punkte 2 (9), 4 (7) und 3 (8) werden sodann die Formänderungs-Coëfficienten E für den Beton in den jeweiligen Belastungsstadien berechnet. Hierbei ergibt sich, dass E mit zunehmender Belastung und Inanspruchnahme rasch abnimmt. Für den Zustand bis zur Proportionalitätsgrenze, d. i. jene Belastungsgrösse, innerhalb welcher die Formänderungen den Belastungen nahezu proportional sind, ist $E = 145\,000$ kg per cm², für den kritischen Belastungszustand hingegen ist E nur mehr 33\,500 kg per cm². Daraus ergibt sich das Verhältnis n der Mitwirkung der Eiseneinlagen im Beton, das E des Eisens mit 2\,200\,000 kg per cm² gesetzt, mit $n = 15$ für den Anfangszustand bis zur Proportionalitätsgrenze, und mit $n = 65$ für den kritischen Zustand.

Dieser Verhältnis-Coëfficient n wird sodann noch auf einem zweiten Wege ermittelt, u. zw. aus der gemessenen, sohin bekannten Zugfestigkeit des Betons und aus den berechneten statischen Functionen (Biegemoment



Höhen 1:1, Kräfte 1cm - 10⁴
Fig. 52.

Eingangs seiner Abhandlung bringt Ing. Spitzer den Nachweis, dass die für gleichartiges homogenes Materiale gültigen Gleichungen für die Deformationsarbeit auch auf das System Monier in aller Strenge anwendbar sind. Sodann werden nach der Methode Castigliano's die allgemeinen Gleichungen für die Einflüsse des Eigengewichtes, der halbseitigen Probelast und der Verdrehung der Kämpferquerschnitte aufgestellt, und zwar für den Horizontalschub, die Momente und die Formänderungen des Gewölbes. Sodann folgt die Rechnungsdurchführung für alle diese Einflüsse.

In einem separaten Abschnitt wird die eingetretene Verdrehung des Kämpferquerschnittes am unbelasteten Widerlager berechnet, nachdem die Messung der Verdrehungen nicht unmittelbar am Kämpfer, sondern 0,70 m von diesem entfernt vorgenommen worden war.

Nach rechnerischer Feststellung des Einflusses dieser Verdrehung auf den Horizontalschub, die Momente und Formänderungen werden die Randspannungen an jenen Stellen, wo sich die ersten Risse zeigten, ermittelt. Die Zugfestigkeit des Moniergewölbes ergibt sich, das Material als ideelles gleichartiges gerechnet, mit 50¹⁸ kg per cm² am unbelasteten Kämpfer und mit 41⁸⁸, bezw. 39⁸⁸ kg per m² an jenen Stellen in der freien Stützweite, wo die weiteren Risse folgten, so dass also durch

und Normalkraft) in den Querschnitten, in welchen sich die ersten Rissbildungen zeigten. Hierbei ergibt sich a) am unbelasteten Kämpfer (Querschnitt O) $n = 85$, b) an der belasteten Gewölbeseite (Querschnitt N) $n = 76$ und c) an der unbelasteten Gewölbeseite (Querschnitt N¹) $n = 69$.

Die Verschiedenheiten in diesem Werthe wurden mit folgenden Worten begründet:

„Dass die Werthe ad b) und c) kleiner sind als der ad a) berechnete Werth, stimmt mit den aufgetretenen Erscheinungen vollkommen überein, nachdem die Risse in N und N¹ erst dann eintreten, als am Kämpfer die Zugfestigkeit des Betons bereits überwunden und eine Zunahme der Belastung eingetreten war.“

Der Mittelwerth aus den so abgeleiteten Werthen ist $n = 76$ und ergeben sich mit diesem die Beanspruchungen für die kritische Belastung a) am unbelasteten Kämpfer (Querschnitt O):

$$\begin{aligned} \text{für den Beton} & \begin{cases} + 30,9 \text{ kg per cm}^2 \text{ Druck} \\ - 21,5 \text{ kg per cm}^2 \text{ Zug} \end{cases} \\ \text{für das Eisen} & \begin{cases} + 2016 \text{ kg per cm}^2 \text{ Druck} \\ - 1300 \text{ kg per cm}^2 \text{ Zug} \end{cases} \end{aligned}$$

b) in der belasteten Gewölbehälfte (Querschnitt N):

$$\begin{aligned} \text{für den Beton} & \begin{cases} + 30_0 \text{ kg per cm}^2 \text{ Druck} \\ - 19_0 \text{ kg per cm}^2 \text{ Zug} \end{cases} \\ \text{für das Eisen} & \begin{cases} + 1851 \text{ kg per cm}^2 \text{ Druck} \\ - 859 \text{ kg per cm}^2 \text{ Zug} \end{cases} \end{aligned}$$

c) in der unbelasteten Gewölbehälfte (Querschnitt N¹):

$$\begin{aligned} \text{für den Beton} & \begin{cases} + 30_0 \text{ kg per cm}^2 \text{ Druck} \\ - 19_0 \text{ kg per cm}^2 \text{ Zug} \end{cases} \\ \text{für das Eisen} & \begin{cases} + 1665 \text{ kg per cm}^2 \text{ Druck} \\ - 835 \text{ kg per cm}^2 \text{ Zug} \end{cases} \end{aligned}$$

Aus den Formänderungen des Gewölbes wurde der Mittelwerth $n = 65$ abgeleitet, aus den Rissbildungen $n = 76$ berechnet, so dass im Mittel $n = 70$ gesetzt werden kann.

Wir lassen hier noch die interessanten Schlussfolgerungen folgen:

1. Die aufgetretenen Erscheinungen, d. i. Deformationen und Rissbildungen, zeigen eine vollkommene Uebereinstimmung mit dem zu Grunde gelegten Berechnungsverfahren Castigliano's, insbesondere verdient hervorgehoben zu werden, dass die Aufeinanderfolge der Risse in den meist beanspruchten Querschnitten, d. i. am unbelasteten Kämpfer, sodann in den sogenannten gefährlichen Querschnitten N und N¹ und erst dann am belasteten Kämpfer, in dem vorliegenden Falle mit der Theorie vollkommen übereinstimmt. Es ist dies nicht nur ein Beweis für die Richtigkeit des eingeschlagenen Verfahrens, sondern auch für die Gleichartigkeit des Materials und der Arbeit.

2. Es hat sohin die Theorie des elastischen Bogens ohne Kämpfergelenke auf die Gewölbe System Monier volle Giltigkeit.

3. Dabei kann zur Ermittlung der statischen Functionen — Normalkräfte und Biegemomente — das Gewölbe als ein aus gleichartigem ideellen Material bestehendes betrachtet werden.

4. Unter Zugrundelegung gleichartigen, ideellen Materiales ergaben sich Zugfestigkeiten desselben von 40—50 kg per cm². Nachdem die Zugfestigkeit des verwendeten Betons ca. 20 kg per cm² betrug, ist ersichtlich, dass durch die Eiseneinlagen das Gewölbematerial — als homogenes betrachtet — bezüglich seiner Zugfestigkeit auf mehr als die doppelte Güte gebracht wurde. Aus diesem Umstande allein geht schon hervor, eine wie grosse Rolle die Eiseneinlagen in dem Gewölbe spielen.

5. Die aus den Verschiebungen der Gewölbequerschnitte abgeleiteten Formänderungs-Coëfficienten zeigen mit zunehmender Belastung eine allmähliche Abnahme; in welchem Verhältnisse dabei die bleibenden Deformationen oder eine Abnahme des Elasticitäts-Coëfficienten des Betonmaterials Einfluss haben, kann auf Grund der Versuchsdaten nicht ermittelt werden. Jedoch hat diese Frage, so lange die Eiseneinlagen als vollkommen elastisch gelten können, keinen Einfluss auf das Verhältnis, in welchem sich die inneren Spannungen auf beide Gewölbematerialien vertheilen.

6. Dieses Verhältnis, welches unter Zugrundelegung eines constanten Formänderungs-, bezw. Elasticitäts-Coëfficienten der Eiseneinlagen aus den Gewölbe-Deformationen der verschiedenen Belastungsstadien und aus den Spannungen ermittelt wurde, wächst in demselben Masse wie die Inanspruchnahmen des Gewölbematerials und kann für den kritischen Belastungszustand, d. i. das Eintreten der ersten Rissbildungen, ein Mittelwerth $n = 70$ angenommen werden.

7. Der Verhältnis-Coëfficient $n = 70$ ist als massgebend zu betrachten für die Beurtheilung des Gewölbes in Bezug auf die statischen

Verhältnisse, insbesondere die Vertheilung der inneren Spannungen auf Beton und Eisen und den Sicherheitsgrad der Construction für die kritische Belastung.

8. Für den kritischen Belastungszustand (Gesamtlast $Q = 78 \cdot 525$ t) betragen die Zugspannungen des Eisens ca. 1300 kg per cm² am unbelasteten Kämpfer und 811, beziehungsweise 835 kg per cm² in den gefährlichen Querschnitten, und war sohin in dem Momente, wo die Zugfestigkeit des Betons bereits überwunden war, das Eisen noch vollkommen tragfähig. In diesem Umstande liegt eine ganz ausserordentliche Erhöhung des Sicherheitsgrades gegenüber dem reinen Betongewölbe.

Diesbezüglich ist noch zu bemerken, dass, nachdem sich das Gewölbe bei einer Gesamtprobelast von 146·119 t auf das Gerüste gelegt hatte, beziehungsweise zum Bruch gebracht worden war, die Eiseneinlagen noch immer nicht gerissen waren und nach erfolgter Entlastung einen Rückgang des Gewölbes bewirkten. Das Verhältnis von Bruchlast und kritischer Belastung betrug 1·86 und hat kein anderes Gewölbe ein so günstiges Verhalten gezeigt. In dieser Hinsicht ist das vorstehende Graphikon (Fig. 52) der verticalen Verschiebungen des Punktes 4 (7) für die verschiedenen zur Erprobung gelangten Gewölbe und die angefügte Tabelle des Vergleiches wegen sehr interessant.

Gewölbegattung	Gewölbestärken in Centimeter			Kritische Belastung in Tonnen		Grösste erreichte Zugfestigkeiten in kg per cm ²	Bruchbelastung in Tonnen		Verhältnis der Bruchbelastung zur kritischen Belastung	Verhältnis der Bruchbelastungen der übrigen Gewölbe gegenüber derjenigen des Monier-Gewölbes
	im Scheitel	am Kämpfer	Mittel	im Ganzen	pro Quadratmeter		im Ganzen	pro Quadratmeter		
Steingewölbe ..	60	110	85	56·51	2·457	9·4	74·022	3 218	1·31	0·51
Ziegelgewölbe ..	60	120	90	42·2	1·83	7·0	67·548	2·937	1·60	0·46
Betongewölbe ..	70	70	70	63·25	2·75	17·0	83·275	3 619	1·31	0·57
Monier-Gewölbe.	35	60	47·5	78·53	3·414	50·18	146·12	6·353	1·86	1·00

9. Aus vorstehendem Graphikon ist auch ersichtlich, dass die Formänderungen des Monier-Gewölbes bei den Anfangsbelastungen mit jenen der übrigen Gewölbe fast zusammenfallen und bei den weiteren Belastungen sogar darunter bleiben, dass sohin das Monier-Gewölbe unter gleichen Verhältnissen keine grösseren Durchbiegungen aufweist, als die anderen Gewölbegattungen.

10. Die kräftige Mitwirkung der Eiseneinlagen hat zur Folge, dass die Monier-Gewölbe bei gleicher Tragfähigkeit wesentlich geringerer Stärken bedürfen als andere Gewölbegattungen. Dies sowohl als auch der Gewinn an Pfeilhöhe bei gegebener Constructionshöhe haben eine beträchtliche Verringerung des Horizontalschubes und dadurch einen günstigen Einfluss auf die Dimensionierung nicht nur des Bogens, sondern auch der Widerlager zur Folge, Umstände, die besonders bei grösseren Gewölben von bedeutendem Einflusse auf die Kosten sind. Die Eiseneinlagen bewirken sohin nicht nur eine ausserordentliche Erhöhung des Sicherheitsgrades, sondern auch bedeutende ökonomische Vortheile.

Wir schliessen hiemit die Besprechung über die vom österr. Ing und Arch.-Vereine in so weitem Umfange veranstalteten Versuche und glauben in der Art der Besprechung, bei der uns nur das sachliche und wissenschaftliche Interesse vorschwebte, unsere Pflicht erfüllt zu haben.

Wir fügen an diese Besprechung im Folgenden eine kleine Studie über die verschiedenen Anwendungsarten von Gewölben sowohl im Hochbau für

Deckenconstructionen, wie auch im Brückenbau. Besonders wollen wir den neueren Herstellungen, bei welchen der Beton in Verbindung mit Eisen eine so hervorragende Rolle spielt, mehr Aufmerksamkeit schenken. Bei letzteren Bauweisen kommt der Einfluss der Theorie auf dem Gebiete rein praktischer Ausführungen zu hervorragender Bedeutung.

Die Entwicklung der Anwendung und Bauweise der Gewölbe in der Baukunst.

Die Anwendung der Gewölbe in der Baukunst trennt sich ziemlich scharf in zwei Gruppen: in den Hochbau und den Brückenbau. Von der Erfindung der Gewölbe bis in die neueste Zeit waren markante Fortschritte sowohl in der Anwendung wie auch in der Bauweise nicht zu bemerken: man ist auf dem

constructionen, sowie andererseits durch die grossartige Entwicklung der Elasticitätstheorie eine ganz neue wesentlich verschiedene Auffassung auf diesem Gebiete gebracht und sowohl Theorie als auch die Praxis bedeutend gefördert.

Forbachbrücke bei Baiersbronn, erbaut 1890.

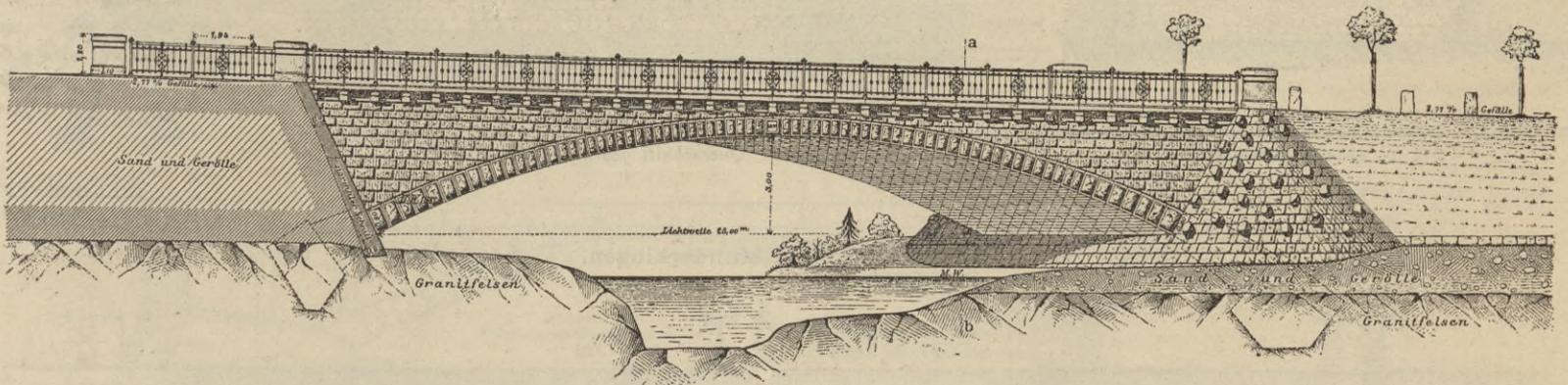


Fig. 1. Ansicht.

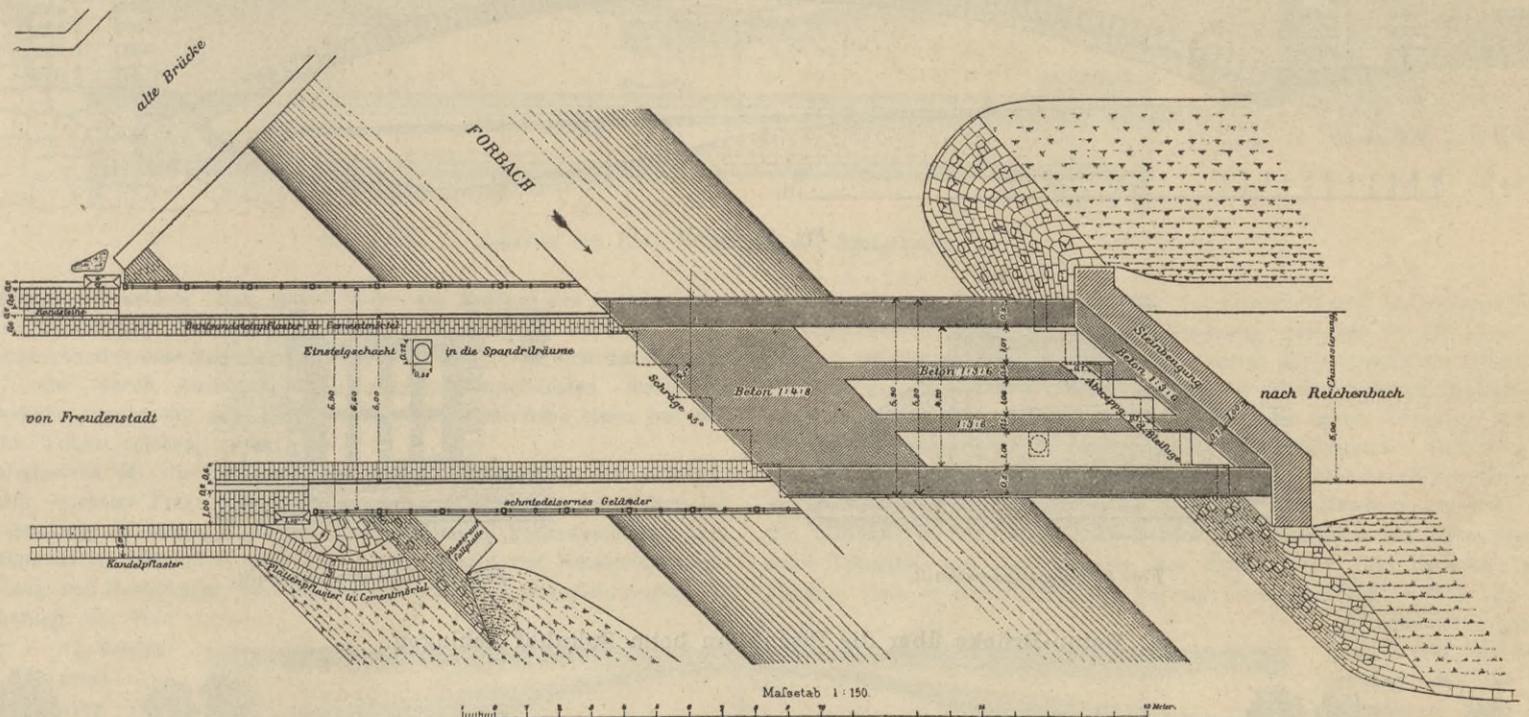


Fig. 2. Grundriss.

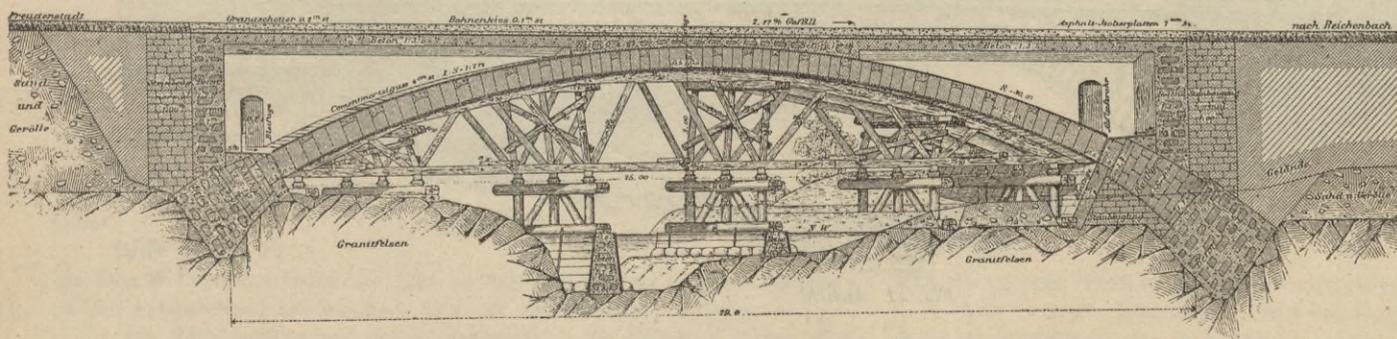


Fig. 3. Längenschnitt und Ansicht des Lehrgerüsts.

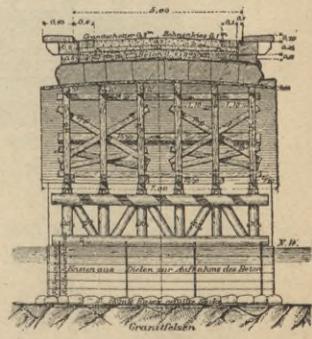


Fig. 4. Scheitelschnitt.

Princip der aus einzelnen Steinen mittels Mörtel zusammengesetzten Bögen stehen geblieben. Erst die neueste Zeit hat einerseits durch das Vordringen der Betonbauweise und der auf dieser fussenden Bauart der Beton-Eisen-

Die älteste Form der Gewölbe, der Halbkreis, ist im Hochbau, sowie im Brückenbau die dominierende gewesen. Beschränkte Höhenverhältnisse haben mit der Zeit zur gedrückten Form des ellipsenförmigen und sodann

um Kreisbogen geführt, während die gothische Baukunst den Spitzbogen geschaffen hat.

Im Hochbau erscheint der Halbkreis heute nur mehr als decoratives Element in der Façade, während für den inneren Ausbau mehr und mehr die flacheren bis zu den scheinrechten Gewölben — den ebenen zwischen

Materiale als den gewöhnlichen Ziegeln durchbricht. Ueber die verschiedenartigsten Versuche Platzelgewölbe mit eigens geformten und gepressten vollen oder hohlen Ziegeln und Steinzeugstücken zur Anwendung zu bringen, ist schliesslich in neuester Zeit der Stampfbeton und in weiterer Folge das System der Cement-Eisenconstruktionen dort zum Durchbruche gekommen,

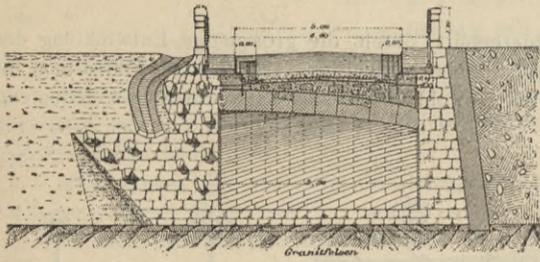


Fig. 5. Scheitelquerschnitt.

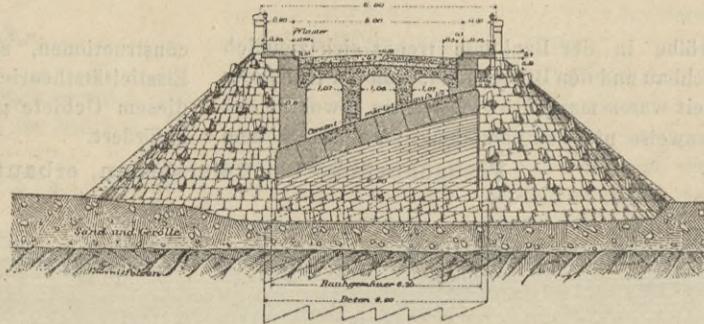


Fig. 6. Querschnitt gegen den Kämpfer.

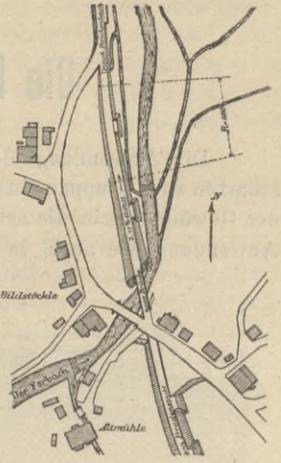


Fig. 7. Lageplan.

Donaubrücke bei Munderkingen.

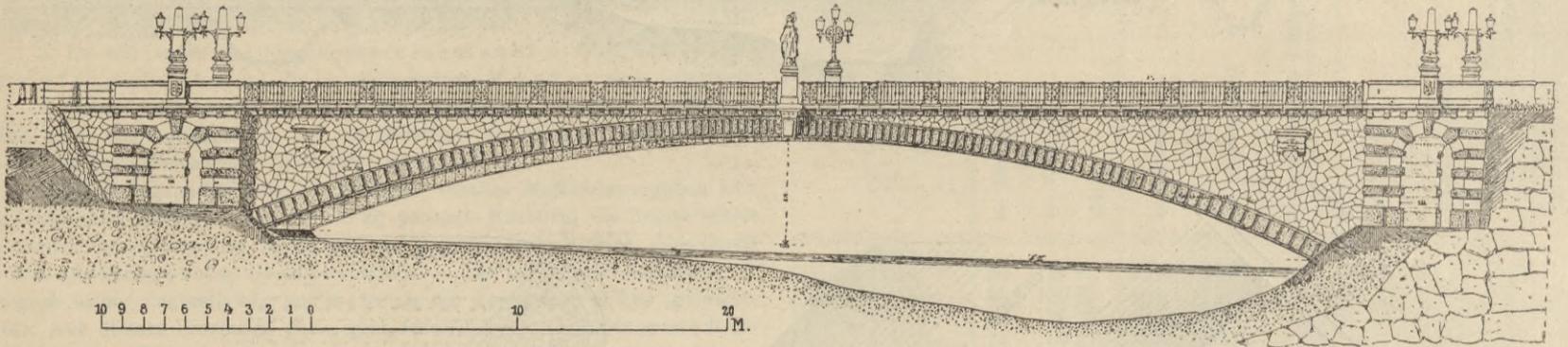


Fig. 8. Ansicht.

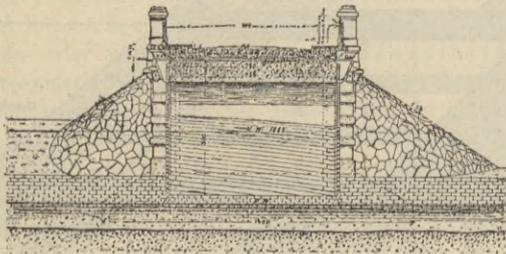


Fig. 9. Scheitelquerschnitt.

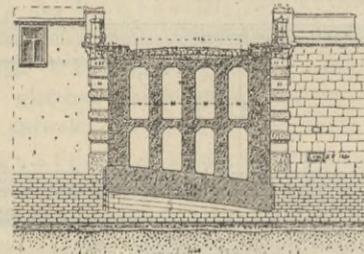


Fig. 10. Kämpferquerschnitt.

Beton-Brücke über die Eisenbahn beim Bahnhof Echingen.

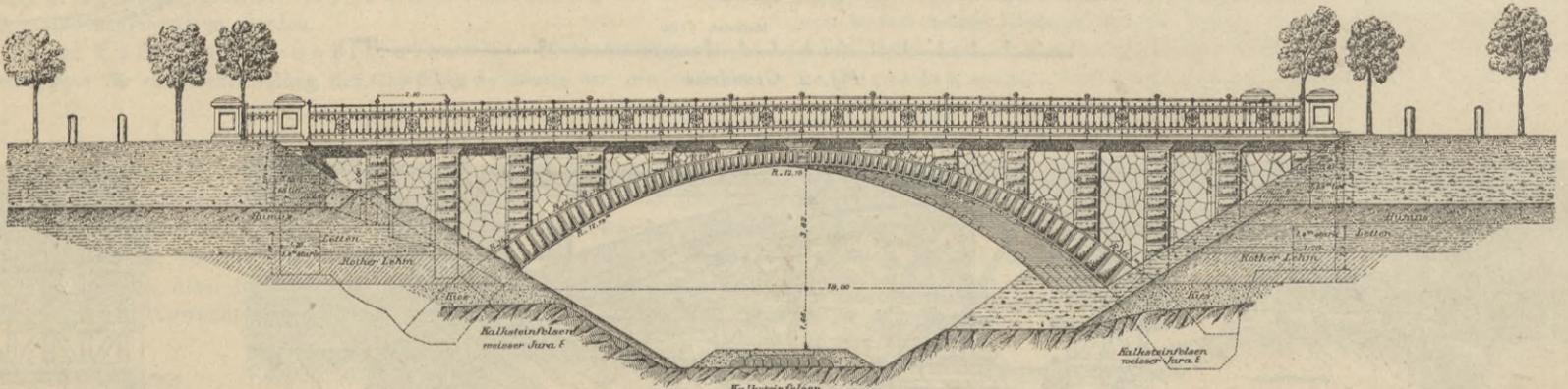


Fig. 11 Ansicht.

Traversen eingespannten Platten — vorherrschend wurden, um die vorhandenen Raumverhältnisse möglichst auszunutzen. Die ältere Form der verschiedenen zwischen Gurten eingespannten Platzelgewölbe ist heute aus mehrfachen Gründen gänzlich verlassen und ist den Gewölben zwischen Traversen gewichen. Bei diesen wieder ist eine interessante Entwicklung insoferne zu beobachten, als sich mehr und mehr das Bedürfnis nach anderem

wo es sich um öconomische, dauerhafte und stark belastete Gewölbe, bezw. Decken handelt. Insbesondere hat das System Monier aus letzteren Gründen wegen seiner Fähigkeit, relativ leichte und dabei äusserst tragfähige Decken unter Anwendung grosser Verlagsweiten der Träger zu schaffen, ausgebreitete Anwendung gefunden.

Desgleichen bricht sich speciell das Moniersystem wegen seiner

gene Bestandtheile eingeschaltet und stark beanspruchte Theile geschaffen werden, welche den Vortheil der Gelenke wieder illusorisch machen.

Mit fortschreitender Entwicklung der Gewölbebauten und der Theorie fand auch die Anordnung der Widerlager und Fundamente ihre Berücksichtigung. Bei diesen ist die Grösse des Horizontalschubes im Verhältnis zu dem Verticalgewichte und der Widerlagerbelastung von massgebender Bedeutung. Das Bestreben, möglichst günstige Widerlagerformen zu schaffen, hat die Dispositionen der sogenannten verlorenen Widerlager zu Tage gefördert, eine allerdings nicht zutreffende Bezeichnung. In vielen Fällen neuerer Ausführungen hat man die Gewölbe vollkommen nach der theoretischen Drucklinie geformt und dieses Princip bis ins Fundament fortgesetzt. Diese Art der Profilierung, welche die theoretisch richtigste und zugleich ökonomischste ist, eignet sich ganz besonders für lang gestreckte Einwölbungen von Bächen etc.

Wir bringen in Fig. 1 bis 25 einige Abbildungen neuerer charakteristischer Brückenbauten in Beton und nach System Monier; dieselben zeigen den grossen Fortschritt und die gänzlich veränderte Auffassung des Gewölbebaues gegenüber den alten massigen Formen, wie sie auch noch bis in die neueste Zeit vielfach vertreten sind.

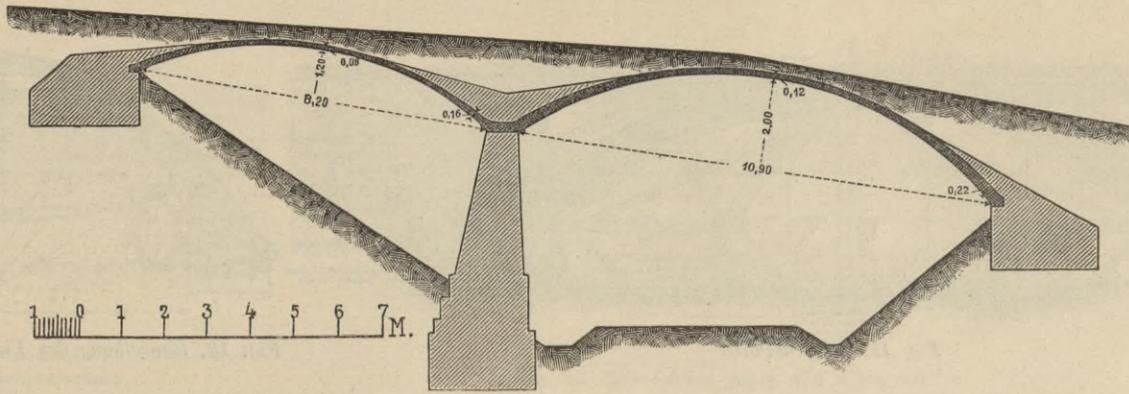


Fig. 18. Gewölbter Bahnübergang nach System Monier.

Das Project beabsichtigt die Uebersetzung des 177 m breiten Aarethales mit einem Hauptbogen von 74,08 m und zwei Seitenöffnungen von je 23 m lichter Weite. Der Hauptbogen hat je 3 Aufsatzbögen auf jeder Bogenseite, welche die architektonische Wirkung der Brücke bedeutend erhöhen. Die Aufsatzbögen und die Seitenöffnungen sind in Haustein, der mittlere Hauptbogen dagegen in Stampfbeton mit Eiseneinlagen zur Ausführung gedacht.

Zur näheren Erläuterung ist Folgendes anzuführen.

Der Untergrund des Aarethales wird von der Molasse, einem weichen Sandsteine gebildet, welcher ein vorzügliches Fundamentterrain darstellt. Ueber der Molasse befindet sich in unregelmässiger Schichtung die umgelagerte Gletschermoräne, aus Lehm-Kies- und Sandschichten mit mehr oder

weniger grossen Steinen bestehend.

Nach dem Programme waren als grösste Werte für den Druck auf den Untergrund per Quadratcentimeter anzunehmen:

Auf fester Molasse	10 kg.
auf festem Schwemm Kies	6 "
auf festem Lehmboden (Blocklehm)	4 "
auf Lehm mit Kies und Geröll	2 "

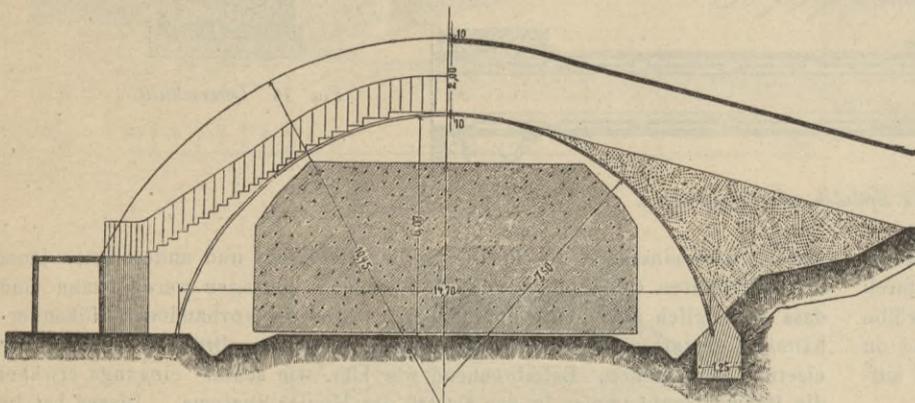


Fig. 19. Längenschnitt.

Bahnübergangsteg nach System Monier.

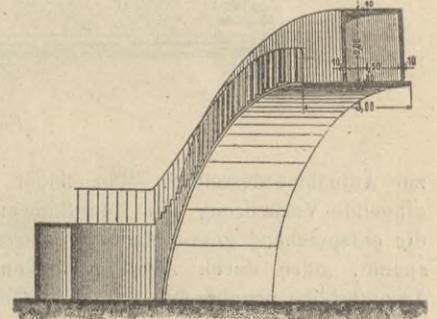


Fig. 20. Querschnitt

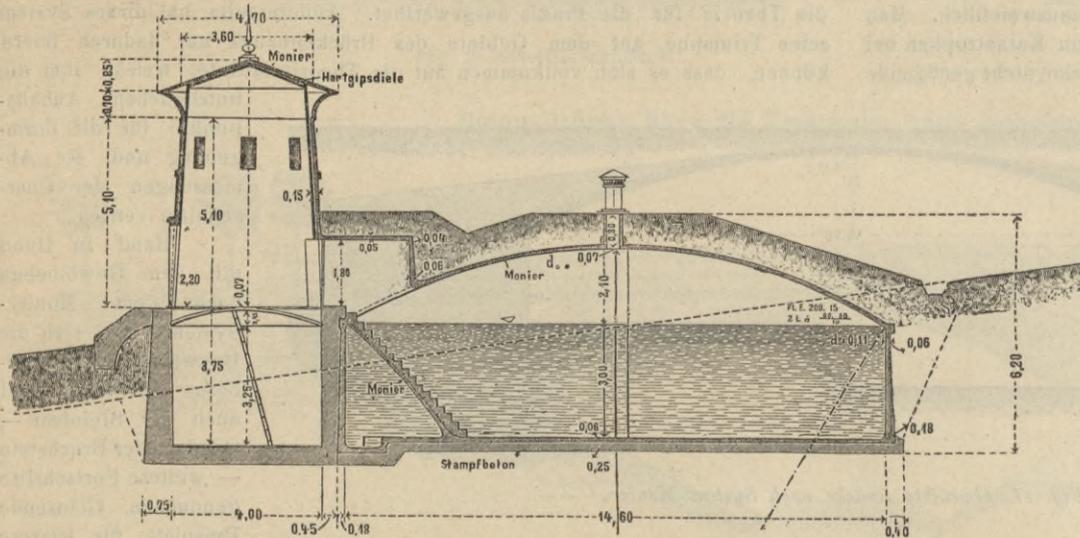


Fig. 21. Querschnitt.

Wasser-Reservoir nach System Monier.

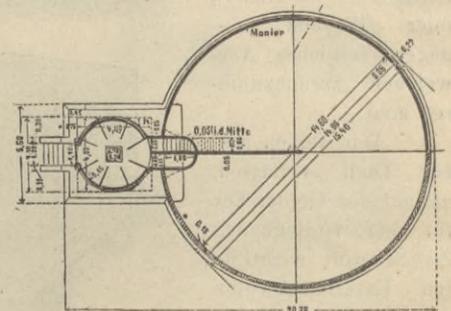


Fig. 22. Grundriss.

Wir schliessen unsere Abhandlung mit einem Beispiele, aus dem Ergebnis der Concurrenz zur Erlangung von Entwürfen für die Lorrain-Brücke über die Aare in Bern. Es ist der von der Stadt Bern angekaufte Entwurf der Herren Ingen. A. Frühwirth und Architekt A. Nedelkowitz in Breslau. Derselbe ist in Fig 26—30 dargestellt.

Die Wahl des Baumaterials war den Bewerbern vollkommen freigelassen und sollte auf eine architektonisch schöne Ausbildung und Wirkung der Brückenconstruction in ihrer Gesamtanlage besonderer Werth gelegt werden.

In Bezug auf das Baumaterial konnten die Verfasser der Meinung Ausdruck geben, dass die Umstände wohl selten so günstig für eine ge-

mauerte Brücke liegen, wie im vorliegenden Falle, weshalb sie sich denn auch für eine gewölbte Brücke entschieden. Die Vorzüge der gewölbten Brücken gegenüber eisernen sind im Allgemeinen bekannt und durch vor-

dem gleichfalls angekauften Projecte einer eisernen Brücke mit Frs. 800 000 veranschlagt sind, während das hier besprochene Project auf Frs. 1 014 000 berechnet ist.



Fig. 23. Steg nach System Monier.

stehende Abhandlung genügend dargethan. Es mögen nur in Kürze die speciellen Motive allgemeiner und localer Natur erwähnt werden, welche dieses imposante Project zum Entstehen brachten.

Abgesehen von der fast unbegrenzten Dauerhaftigkeit gemauerter Brücken (gutes Materiale vorausgesetzt) gegenüber den Eisenconstructions, kann sich an monumentaler Wirkung unter sonst gleichen Verhältnissen keine Eisenbrücke mit einer gemauerten messen. Ausserdem sind die letzteren in Bezug auf Tragvermögen und Unempfindlichkeit gegen Einwirkungen der wechselnden Verkehrslast den eisernen Brücken umso mehr überlegen, je grösser ihre Spannweiten werden. Schliesslich sind auch die Erhaltungskosten der gemauerten Brücken gegenüber den eisernen ganz verschwindende.

Zu diesen allgemeinen Vorzügen treten im vorliegenden Falle die örtlich günstigen Umstände des ausserordentlich guten und unnachgiebigen Untergrundes, welcher eine beliebig hohe Belastung erträgt, und der genügend grossen Constructionshöhe.

Allerdings spricht hier ein Umstand zu Gunsten der Eisenconstruction, d. i. die leichtere Ausführbarkeit und die geringeren Baukosten, welche bei

Das Baucapital ist bei der eisernen Brücke sohin im vorliegenden Falle um fl. 200 000 niedriger; zieht man jedoch die Erhaltungs- und Amortisationskosten in Rechnung, so stellt sich der Vergleich in folgender Weise.

Rechnet man die Erhaltungskosten bei der gemauerten Brücke mit $0\frac{5}{10}\%$, bei der eisernen mit $1\frac{3}{10}\%$ des Baucapital und nimmt man an, dass das letztere bei der gemauerten Brücke gar nicht, bei der eisernen hingegen in 100 Jahren zu amortisiren ist, so ergibt sich bei 3% Verzinsung ein Gesamtaufwand von Frs. 1183 000 bei der gewölbten und von Frs. 1188 000 bei der eisernen Brücke. Es wäre, wenn sonst gar keine Gründe für eine gewölbte Brücke sprechen würden, selbst vom finanziellen Standpunkte kein für die eiserne Brücke sprechendes Argument zu finden.

In Betreff der Brückenbahn ist zu erwähnen, dass dieselbe, um an Breite zu sparen, zum Theile auf Consolen auskragt, so dass bei einer Gesamtbreite der Brückenbahn von $13\frac{60}{100}$ m die

Bogenbreite im Scheitel auf $12\frac{50}{100}$ m eingeschränkt wird.

Die nutzbare Fahrbahnbreite beträgt $8\frac{00}{100}$ m, jene der beiderseitigen Trottoire $2\frac{50}{100}$ m.

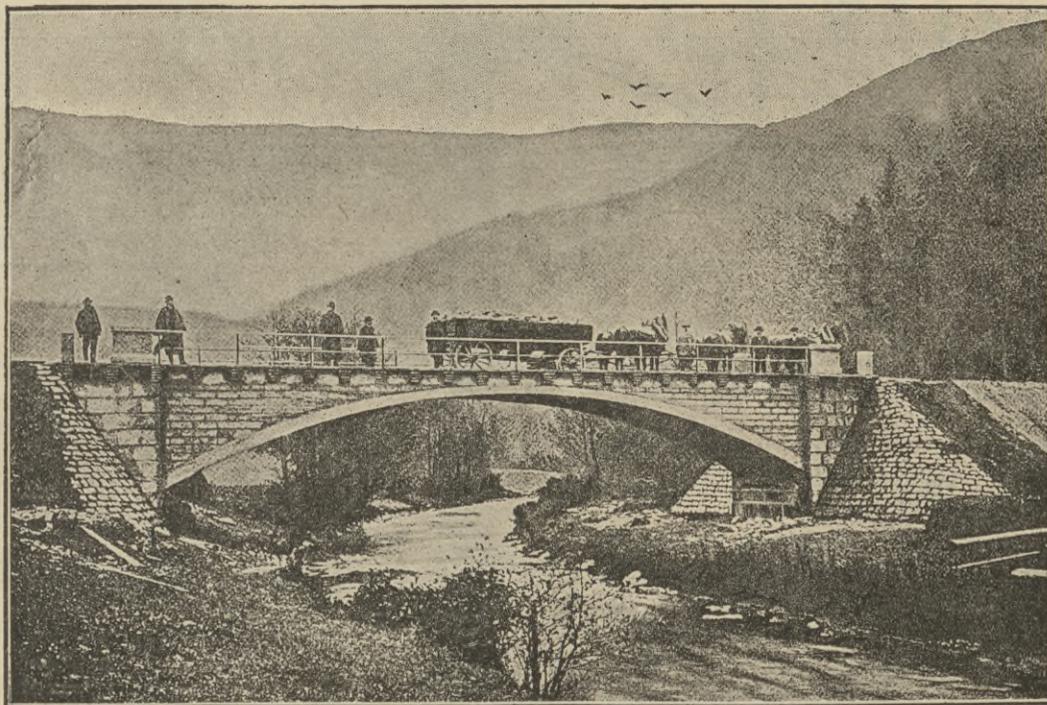


Fig. 24. Strassenbrücke nach System Monier.

Die Scheitel aller Bögen liegen 1,8 m unter der Fahrbahnmitte, so dass die Beschüttung exclusive Fahrbahnkörper mindestens 85 cm beträgt. Für diese Höhe war massgebend die Rücksichtnahme auf die Legung von Rohren und die möglichste Vertheilung concentrirter Belastungen auf das Gewölbematerial. Diesbezüglich glauben wir zwar bemerken zu müssen, dass an Beschüttung etwas zu viel geleistet und dadurch das Object unnöthig vertheuert worden ist.

In Bezug auf die Dimensionirung der Bogen und Pfeiler sei folgendes angeführt:

Die Laibung des 74,08 m weiten Hauptbogens ist nach einem Halbmesser von 37,50,

Halbmesser des Bogenrückens 13,05 m, die Scheitelstärke 0,70 m, die Kämpferstärke 1,20 m. Die 5,60 m weiten Aufsatzgewölbe sind im Scheitel 0,35 m, im Kämpfer 0,48 m stark, ihre Zwischenpfeiler besitzen 1,78, bzw. 1,30 m, Stärke. Die beiden Hauptpfeiler sind oben, die an den Kämpfern der 23 m weiten Bögen 7,00, unten 7,60 m breit.

Was das zu verwendende Materiale betrifft, so haben die Verfasser, wie schon angedeutet, für die Stützmauern, Pfeiler und Bögen bis zu 23 m Spannweite Bruchstein Mauerwerk in Portlandement-Mörtel vorgeschlagen, weil mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse voraussichtlich die ge-

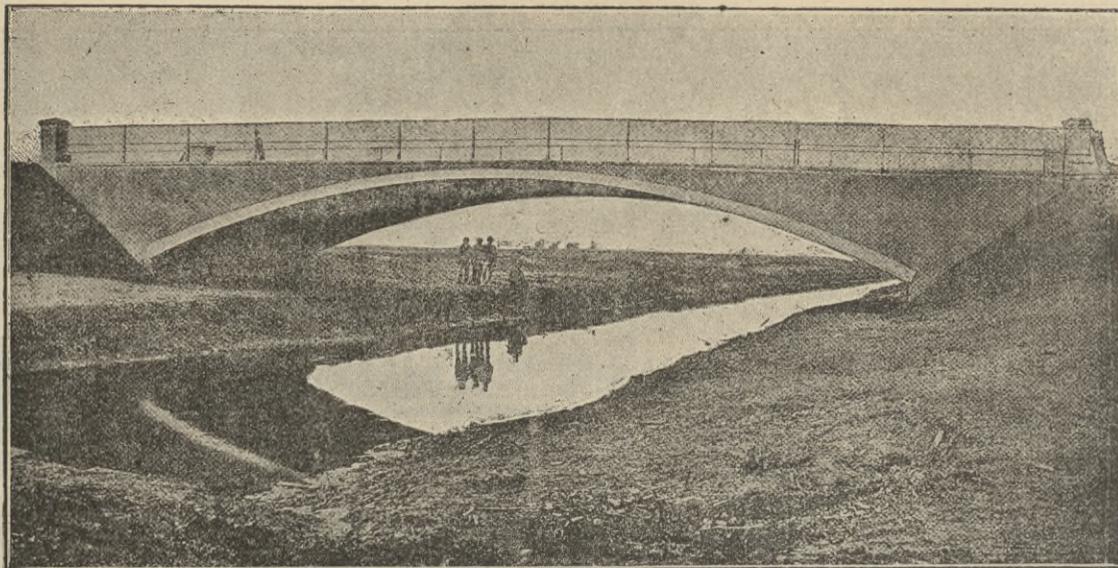


Fig. 25. Strassenbrücke nach System Monier.

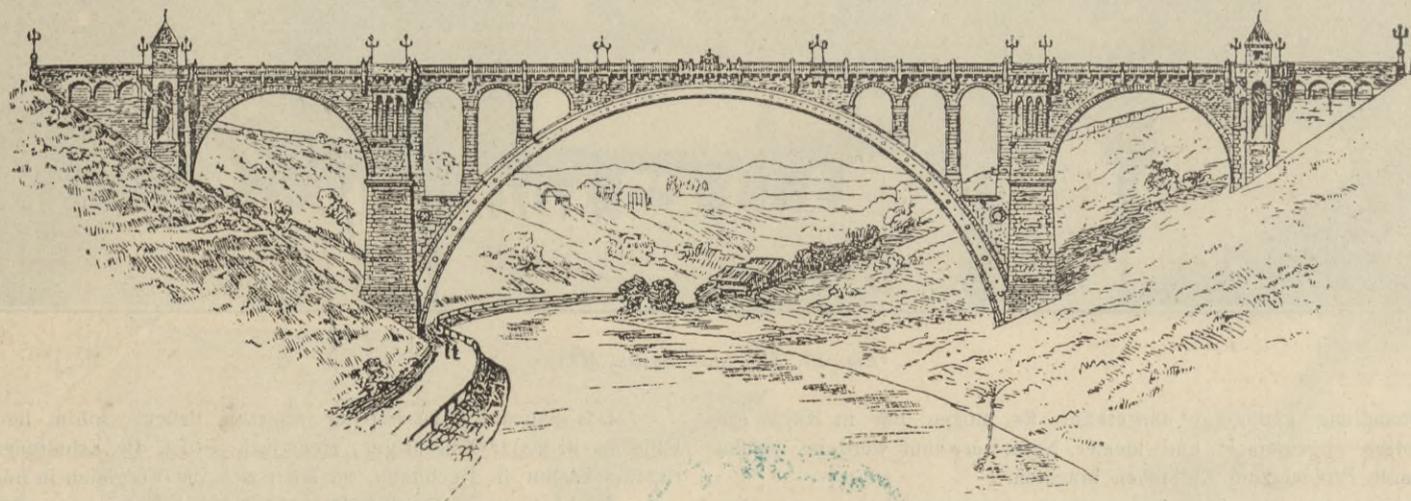


Fig. 26. Ansicht.

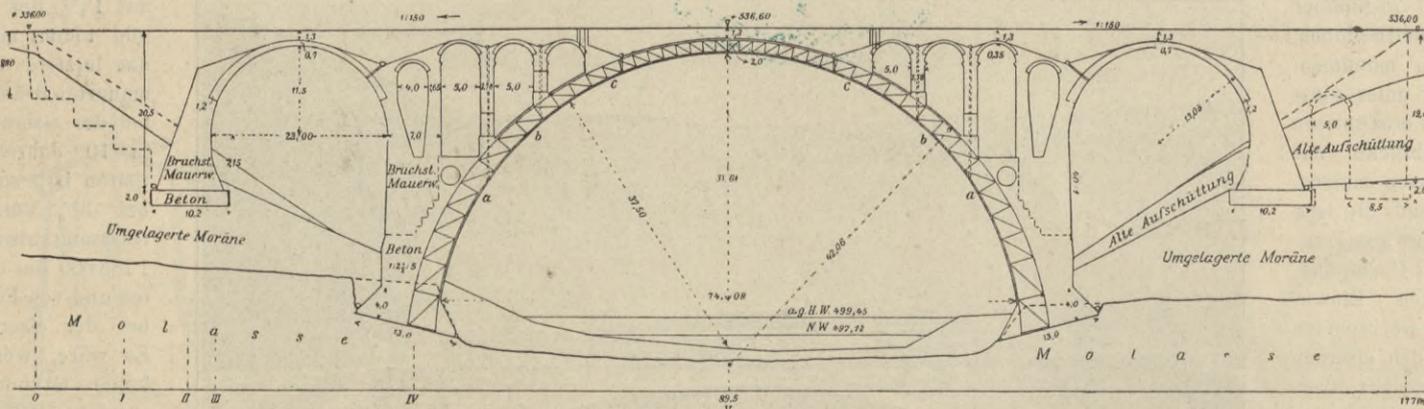


Fig. 27. Längenschnitt.

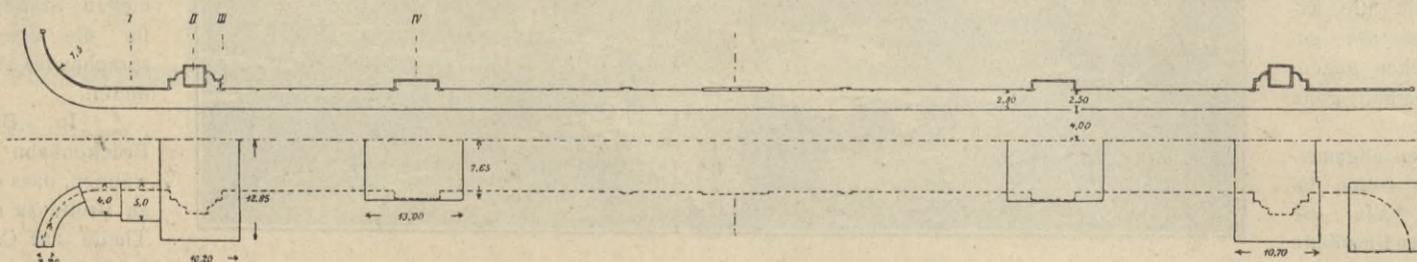


Fig. 28. Grundriss. Project Frühwirth-Nedelkowitz für die Lorrainebrücke.

sein Rücken nach einem Halbmesser von 42,08 m geformt. Die Bogenstärke ist im Scheitel 2,00 m, unter dem ersten Aufsatzpfeiler 3,20 m. Die Pfeilhöhe beträgt 31,61 m. Bei den Seitenöffnungen von 23 m Lichtweite ist der

ringsten Kosten entstehen würden und weil die rechnermässigen Spannungen noch innerhalb jener Grenzen bleiben, welche das Programm für Bruchstein-Mauerwerk vorschrieb.

Bei dem Hauptbogen, in welchem eine rechnermässige Kantenpressung von $31\frac{1}{2}$ kg per cm^2 eintrat, entschieden sich die Verfasser, von einer Construction aus behauenen Steinen abzusehen und eine Beton-Eisenconstruction in Vorschlag zu bringen. Nach dem Projecte sollen

neun eiserne Bogen-Fachwerkträger, deren Gurten aus je zwei Winkelleisen ($100 \times 100 \times 10$) und deren Verticalen und Diagonalen aus je einem Winkelleisen desselben Calibers bestehen, in Abständen von je $1\frac{1}{4}$ m derart angeordnet werden, dass ihre Ober- und Unterkanten noch 10 cm vom Beton überdeckt sind. Eine Verbindung der neun Bogenträger untereinander ist an fünf Stellen — im Scheitel und unter den Aufsatzpfeilern — fachwerkartig in Aussicht genommen. Die Bogenträger sollen bis an die Fundamentsohle reichen, damit ihre Einspannung im Mauerwerke des Widerlagers, bezw. des Hauptpfeilers eine vollkommene werde.

Die Vorzüge einer Cement-Eisenconstruction werden von den Verfassern in eingehender Weise begründet. Wir haben dies nicht nothwendig, zu wiederholen, da die vorliegende Schrift deren Vorzüge genügend documentirt und heute jeder Fachmann die Beständigkeit und Haltbarkeit dieser Constructionen anerkennt.

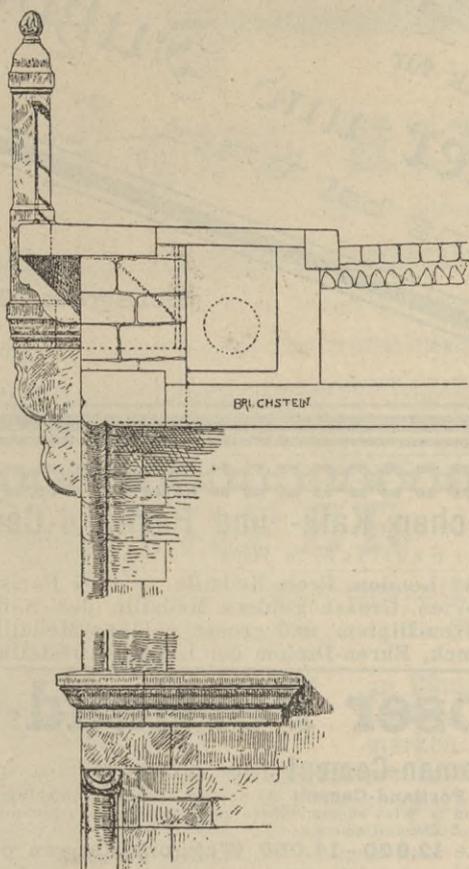


Fig. 29.

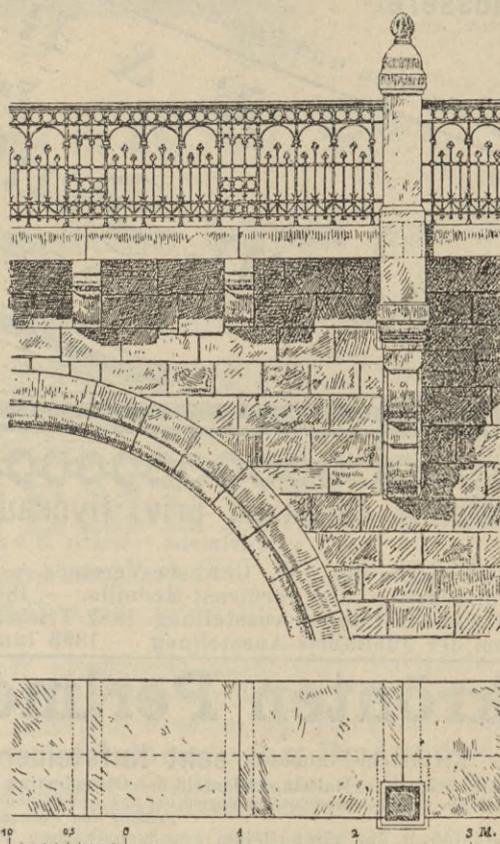


Fig. 30.

Von der Anordnung der Bogenfachwerkträger versprechen sich die Verfasser besondere Erleichterungen und Vortheile für die Ausführung, die sie sich in 3 Ringen und in 6 Partien durchgeföhrt denken.

Bezüglich der Dimensionen des Hauptbogens müssen wir bemerken,

dass dieselben wohl etwas zu reichlich bemessen erscheinen. Die grösste Kantenpressung für ideales Materiale hätte wohl bis auf $40-50$ kg per cm^2 genommen werden können und hätten sich dann wesentlich bessere Verhältnisse im Vergleiche zur Eisenconstruction ergeben.

Die Kosten sind, wie schon erwähnt, mit Frs. 1014 000 berechnet. Da die nutzbare Brücken-Grundrissfläche $117 \times 13 = 2301 \text{ m}^2$ und die Thalquerschnittsfläche 4720 m^2 beträgt, so sind die Kosten auf 1 m^2 nutzbare Grundrissfläche Frs. 441, 1 m^2 Thalquerschnittsfläche Frs. 215 und für 1 m^3 Mauerwerk Frs. $47\frac{90}{100}$.

Der geplante Mittelbogen mit $74\frac{08}{100}$ Lichtweite würde alle bestehenden Mauerbögen an Weite übertreffen. Die weitestgespannte Oeffnung besitzt gegenwärtig der Cabin-

John-Aquäduct in Nordamerika mit $67\frac{10}{100}$ m, den weitesten Brückenbogen die eingleisige Bahnbrücke über den Pruth bei Jeremeze in Galizien mit 65 m Lichtweite.

Egger & Lütthi.

Portland-Cement-Fabrik in Kufstein (Tirol).

Wir empfehlen unseren I^a Portland-Cement vorzüglichste Qualität aus unserer Fabrik in Kirchbichl zu geneigter Abnahme und garantiren eine bedeutend höhere Bindekraft, als solche nach den Normen des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines in Wien bedungen ist.

Bezüglich weiterer Auskünfte, Einsendung von Attesten und Aufgabe von Referenzen stehen gerne zu Diensten.

G. A. WAYSS & Co.

Betonbau - Unternehmung

WIEN

I., Maximilianstrasse Nr. 5.

Inhaber der k. k. österr. Patente, Cementarbeiten mit Eisengerippe, System Monier, System Holzer und biegungsfeste Massiv-Constructionen.

Herstellung von Wehr-, Turbinen- und Schleussenanlagen, Brücken- und Deckenconstructionen für die grössten Belastungen, feuersicher, dann Strassen- und sonstige Pflasterungen mit ausserordentlich widerstandsfähigem Granitsand

Zahlreiche Referenzen über ausgeführte Arbeiten unserer Systeme bei Behörden, Industriellen und Privaten.

36 Höchste Auszeichnungen auf verschiedenen Ausstellungen, goldene Staats-Medaille der Land- und Forstwirtschaftlichen Ausstellung Wien 1890.

Specielle

Zimmerei- & Schlosserei-

Werkstätten.



Anträge für Wien und Provinz.



L. & R. Häfler
Fabrik für

Thüren, Fenster und Fußböden
Mödling bei Wien.

Hochprima
Eichen-Brettelböden
Stiegen, Holzplafond
und
Lambrien. 5

Actien-Gesellschaft der k. k. priv. Hydraulischen Kalk- und Portland-Cement-Fabrik
zu Perlmoos (vormals Angelo Saullich) in Wien.

1863 Grosse goldene Preis-Medaille des n.-ö. Gewerbe-Vereines. — 1862 London, Preis-Medaille. — 1867 Paris, Erste grosse silberne Medaille. — 1873 Wien, Fortschritts- und Verdienst-Medaille. — 1880 Wien, Grosse goldene Medaille des n.-ö. Gewerbe-Vereines. — 1880 Graz, Verdienst-Medaille der Landes-Ausstellung. 1882 Triest, Ehren-Diplom und grosse goldene Medaille. — 1888 Wien Ehren-Diplom der Jubiläums-Ausstellung. — 1893 Innsbruck, Ehren-Diplom der Landes-Ausstellung.

Preisgekrönten Perlmooser Portland-Cement

aus unseren Werken Kirchbichl-Perlmoos) **echt Kufsteiner Roman-Cement** (aus unseren Werken in Kufstein)
ferner: **Roman-Cement** aus unseren Werken in Hallein, Lilienfeld und Oberpiesting und **Portland-Cement** aus unseren Werken in Scheibmühl, liefern wir in vorzüglichster gleichmässiger Qualität, entsprechend den vom Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein in Wien ausgearbeiteten und angenommenen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portland- und Roman-Cement.

Erzeugungsfähigkeit der sämtlichen gesellschaftlichen Werke **12.000—14.000 Waggonladungen pro anno.**

Direction und Niederlage in Wien, I., Schellinggasse Nr. 14. 11

Vertretungen:

Joh. Gruber in Budapest, für die gleichnamige Stadt.
Hoerner & Honsell in Triest, Depôt für das Küstenland, Triest und Fiume.

C. Bergmann in Linz, für Oberösterreich.
Ludwig Haagner in Graz, für die gleichnamige Stadt und Umgebun..

Gerstmann & Lindner in Brünn, für die gleichnamige Stadt und Umgebung.
J. M. Rothauer in Klagenfurt, für Kärnten.

HANS HABLE

Ingenieur

13

behördlich concessionirtes Etablissement für Centralheizungs-, Gas- und Wasserversorgungs-Anlagen

Schaumburggasse Nr. 18 **WIEN, IV/2**, Schaumburggasse Nr. 18.

Telephon Nr 3690
Postsparrassen Conto 813 216.

Projectirung und Ausführung

Telephon Nr 3690.
Postsparrassen-Conto 813 216.

Central-Heizungen:

Wasserdunstheizungen.
Dampfheizungen in allen Abarten und Combinationen.
Wasserheizungen.
Feuerluft- und Gasheizungen.
Trocken-Anlagen für jede Industrie.
Ventilations-Anlagen.

Gas-Anlagen:

Gas-Installationen für Wohnhäuser etc.
Bau von Steinkohlen-, Oel-, Holz- und Torf-Gasanstalten.

Sanitäre Anlagen:

Closet-, Urinoir-, Torfmüll- und Arbeitercloset-Anlagen.

Wasserversorgung:

für Städte, Villen und Wohnhäuser.
Selbstthätige Wasserhebungs-Anlagen, Gravitations-Leitungen.
Pumpen-Anlagen mit Motor- und Handbetrieb.
Feuerlösch-Anlagen.
Wassergewinnungs-Anlagen.
Filter-Anlagen. — Quellenfassungen.

—→→→ Bade-Anstalten und Privatbäder. ←←←

Dampfbäder, Arbeiter- und Volksbrausebäder, Kaltwasser-Heilanstalten, Desinfections- und Wassersterilisierungs-Anlagen für chirurgische Zwecke, Dampf-, Gar- und Waschküchen. — Project-Skizzen gratis. — Project-Verfassungen gegen Honorirung.

AD. SUESS & Comp.

Witkowitz (Mähren)

offeriren:

CEMENT

10

bezüglich Feinheit der Mahlung, Volumbeständigkeit, Zug- und Druckfestigkeit die bestehenden Normen für Portland-Cement des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereines weit übertreffend. Vortheilhafter, sehr ökonomischer Ersatz für jeden Portland-Cement. Bestes hydraulisches stets gleichmässiges Bindemittel für Mauerungen, Canäle, Fundamente und Betonirungen jeder Art. Zahlreiche Atteste über schwierigste Ausführungen und Zeugnisse der behördlichen Prüfungsanstalten stehen zur Verfügung.

Vertretung und Lager für Wien bei F. X. Wellspacher III., Hintere Zollamtsstrasse 9.

Kalkwerk.

Reinster Strammberger Kalk für Bau- und Fabrikszwecke.

Cementwaaren-Fabrik.

Terazzoplatten, Kunststein etc.

Schlackenziegelei.

Ziegel in den gangbaren Formaten. Jahreserzeugung 8 Millionen Stück.

3. 01

COMPTOIR:

WIEN

IV., Wiedner Gürtel Nr. 32

Telephon Nr. 1602.



FABRIK:

Brunn a/G (Südbahn)

FILIALE:

Graz, Elisabethnergasse 6

PAUL HILLER & Co.

empfehlen sich zur Ausführung von:

Holzement-Bedachungen, Dachpappe-Eindeckungen, Asphaltirungen, Isolirungen gegen Grundfeuchtigkeit

und zur Lieferung aller hiezu erforderlichen Materialien

Specialität: Holzement-Bedachungen auf Beton-Unterlage (Monier-Gewölbe).

Silberne Staatsmedaille Prag 1891.

KÖNIGSHOFER CEMENT-FABRIK

Actiengesellschaft

Wenzelsplatz Nr. 55 PRAG Wenzelsplatz Nr. 55

offerirt:

CEMENT

an Bindekraft sämtliche inländische Portlandcement-Marken über-
treffend, von unerreicht feiner Mahlung, daher gegenüber anderen Cement-
marken bei niedrigen Preisen um circa 20% höhere Ausgiebigkeit.

Rationellstes, vorzüglichstes, erprobtes hydraulisches Bindemittel!

Königshofer Cement

wird gegenwärtig beim Bau der Sammelcanäle, der Nussdorfer Schlense, bei der
Wienfl-Reg. beim Bau der Wiener Stadtb. und der städt. Gaswerke etc. verwendet.

Für stets gleichmässige Qualität wird volle Garantie geleistet. Atteste der Prüfungsanstalten für hydr. Bindemittel in Wien und Zürich, sowie allerer-
Referenzen stehen zu Diensten. — Anfragen beantwortet und Aufträge übernimmt

CARL FREYTAG, Wien, III. Bez., Marokkanergasse Nr. 1.

Goldene Medaille Teplitz 1895.

Silberne Medaille Aussig 1893.

Silberne Medaille Bodenbach 1897

Erstes österr. Asphaltwerk

H. Scheffel, Wien

Holzimprägnirung, Theerproducten- u. Dachpappen-Fabrik.

Fabrik: Floridsdorf. Comptoir: Wien, IX./I, Porzellang. I.

k u k Patent.



Naturasphalt-Pflasterplatten

Grösse 20/20 cm in Stärken von 2 bis 4 1/2 cm

bestes Pflaster für: Einfahrten, Höfe, Stallungen, Trottoirs,
Magazine, Fabrikräume, Terrassen, Stiegenplätze,
Baderäume etc

k u k Patent.



Asphalt-Granitblocks

Grösse 33/16 cm in Stärke von 8 1/2 cm

bestes und dauerhaftes Pflaster für Fahrstrassen mit
starkem Verkehr, geräuschvermindernd, rau und fugenlos.

„Xerotikon“

kalt verstreichbare Isolirmasse zur Trockenlegung
feuchter Mauern.

Muster, Prospect, Preisblatt gratis und franco.

Patentirtes Drahtglas

bestes Material für Oberlichte, Fussböden, Fabriks-
fenster, verschied. Stärken, Flächen bis 1.75 □ M. ter.
Besondere Vorzüge: Grösstmögliche Bruch-
sicherheit gegen Durchbrechen und -schlagen.
Wegfall der lästigen Drahtgitter, Feuersicherheit
bis zu sehr hohem Grade, Dichtbleiben bei et-
waigem Bruch, da die Drahteinlage das Glas fest zu-
sammenhält, sehr lichtdurchlässig nie vorher ge-
kannter Lichteffect. Bei vielen Staats- u. Privat-
bauten in grossem Umfange mit bestem Erfolge
zur Anwendung gebracht. Zahlreiche Zeugnisse, Pro-
specte und Muster zu Diensten.

Glassuss-Fussbodenplatten für begehbares Oberlicht

zur Erhellung von Durchfahrten, von unterirdischen Gängen
oder Tunnels bei Bahnhöfen, in fixen Massen, glatt oder
mit verschiedenartig gemasterten Oberflächen, in weiss,
halbweiss, circa 30% billiger wie gewöhnliches Rohguss-
glas) und farbig mit und ohne Drahteinlage

Glas-Dachziegel und Glas-Falzziegel

in den verschiedensten Formen und Grössen

Aktien-Gesellschaft für Glasindustrie vorm. Friedr. Siemens

Neusattl bei Elbogen (Böhmen).

Vertreter: J. Morlock, Wien, IX., Hölrigasse 18.

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-18298

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300892