

Universitätsbibliothek Karlsruhe

III E 205 - 2

Engesser, Friedrich

**Sammlung von
Sonderabdrucken**

Gesamtheit Abhandlungen
über
Ingenieurwesen

2

1804-18

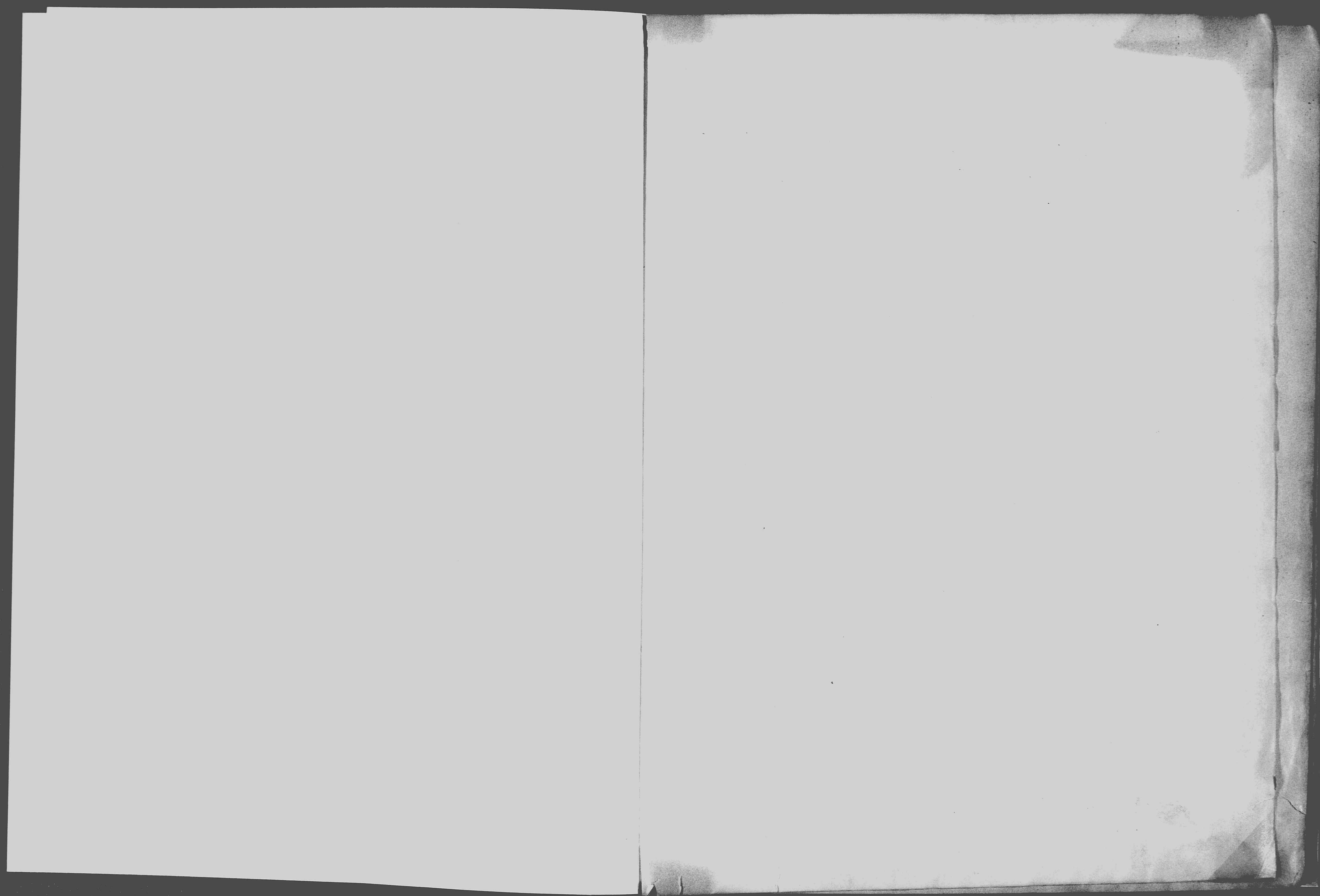
UB KARLSRUHE

III E

205

2





Gesammelte Abhandlungen

über

Ingenieurwesen

(1884-1901.)

von

Fr. Engesser.

Oberbau- u. Professor.

(1 Tafel.)



- 1.) Ueber die Fährbahnconstruction eiserner
Brücken. (S. 16/20) Aus Zeitschrift für Bau-
kunde. 1884. Bd. II. Heft 1.)
- 2.) Beispiele u. Aufgaben zur Berechnung
der statisch bestimmten Träger für Brücken
u. Dächer. (S. 194/95.) (Zeitschrift für Math.
u. Phys. (XXXIV, 5.))
- 3.) Ueber Curvenweichen. (S. 104. des Centralblatts
der Bauverwaltung. (X. Jahrg. 1890. Nr. 10.))
- 4.) Ueber Hüttengelenkbalken. (2 S.) (Fonder-
Abdr. aus der Ztschr. des Arch. u. Ing. Vereins
zu Hannover, Bd. 36. Jahrg. 1890. Heft 4.)
- 5.) Umbau der Glassträgerbrücke. (Fond. Schwarz-
waldbahn.) (Fonderabdruck a. d. Ztschr. des
Vereins deutsch. Ing. Bd. 34. S. 498. 1890.)
- 6.) Zur Berechnung des Zweigelenkbogens. (S. 254
des Centralbl. d. Bauverwaltung. X. Jahrg. Nr. 25.)
1890
- 7.) Ueber zusammengesetzte Druck- u. Trüggungs-
festigkeit schmiedeeiserner Stäbe. (Fonderabdr.
aus der Ztsch. des Vereins d. Ingenieure. B. 34.
S. 737. 1890)
- 8.) Zur Berechnung des Zweigelenkbogens. (S. 294/95
des Centralbl. d. Bauverw. X. Jahrg. 1890. Nr. 29.)
- 9.) Ueber die Festigkeitsverhältnisse einiger
neueren Eisenbahn-Oberbausysteme.
Centralbl. d. Bauverw. X. Jahrg. 1890. (Nr. 31.)
- 10.) Zur Frage des Einflusses der Fahrgeschwindig-
keit auf die Durchbiegung eiserner Brücken.
(S. 432/33 des Centralbl. d. Bauverwalt.
X. Jahrg. 1890. Nr. 42.)
- 11.) Die Knickfestigkeit gerader Stäbe. Berlin.
(Fonderabdr. aus dem Centr. Bauverw. 1891 (13.29.))
- 12.) Zum Einsturz der Brücken bei Mönchenstein.
(S. 362 der Ztsch. Bauverw. 25. Jahrg. 1891.)
- 13.) Zur Entwicklungsgeschichte der Spannerke
des Bauwesens etc. (S. 531/532 d. Ztsch. Bauverw.
25. Jahrg. 1891.)
- 14.) Zum Einsturz der Brücken bei Mönchenstein.
(S. 552/554.) Ztsch. Bauverw. 25. Jahrg. 1891.)
- 15.) Die stat. Standfestigkeit offener Brücken
(S. 349-351.) (Centralbl. d. Bauverw. 1892.)
- 16.) Ueber die Schwingungsdauer eiserner Brücken.
(Ztschr. des osterr. Ing. u. Arch. Vereins. 54. Jahrg.
1892. Nr. 26. (S. 386/388.))
- 17.) Ueber den North der Belastungsproben eiserner
Brücken. (S. 288 von Nr. 27. des Centralbl. d. Bau-
verwalt. 2. Juli 1892.)
- 18.) Vorschriften über den Bau u. die Prüfung
eiserner Brücken. (2 S.) (Fonderabdr. a. d.
Ztschr. d. V. deutsch. Ing. 1892, Bd. 36. S. 199.)
- 19.) Ueber die Schwingungsdauer eiserner Brücken.
(Fonderabdr. a. d. Z. des osterr. Arch. u. Ing. Vereins
Nr. 51, 1892. (2 S.))
- 20.) Zur Theorie des Baugrundes. (S. 306/08 des
Centralbl. d. Bauverw. 1893.)
- 21.) Ueber die Quersteifigkeit eiserner Brücken (6 S.)
(Fonder-Abdr. a. d. Civiling. 39. Bd. 5. Heft. 1893.)
- 22.) Neue Versuche über die Richtung u. Größe
des Erddrucks gegen Stützwände. (S. 328/329 der
Ztsch. Bauverw. 27. Jahrg. Nr. 53. 1893.)

III, E 205

- 23.) Ueber die Berechnung auf Knickfestigkeit beanspruchter Stäbe aus Schweiss- u. Stahseisen. (2. L.) (Sonder-Abdr. d. Zeitschrift. des vestr. Arch. u. Ing. Vereins Nr. 31, 1893.)
- 24.) Die günstige Lage des Pfettenquerschnitts bei eisernen Dächern. (S. 336. d. Centralbl. der Bauverwaltung. 13. Jahrg. Nr. 32. 1893.)
- 25.) Was für Verkehrsbelastungen sind der Berechnung eiserner Stahlbrücken zu Grunde zu legen? (S. 141/142 der Dtsch. Bauzeitg. 28. Jahrg. 1894.)
- 26.) Die ausstatlichen Beanspruchungen durch gehender (continuirlicher) Brückenconstructionen. (S. 305/316 d. Zeitschrift. f. Bauwesen Jahrg. 44 1894.)
- 27.) Ueber das Eigengewicht schmiedeeiserner Brückenpfeiler. (Sonder-Abdr. aus der Dtsch. des Arch. u. Ing. Vereins zu Hannover, Bd. 40. Jahrg. 1894. Heft 5.)
- 28.) Ueber die Verringerung der Nebenspannungen von Fachwerkbrücken durch die Art der Aufstellung. (S. 317/18 des Centralbl. der Bauverwaltung. 1895.)
- 29.) Ueber die Knickfestigkeit offener Brücken (6. L. ~~XXX~~) (Sonder-Abdr. aus der Dtsch. des Vereins d. Ingenieure Bd. 39. 1895.)
- 30.) Mittheilungen über ausgeführte Brücken (6. L. 1. Teil.) (Sonder-Abdr. aus der Dtsch. des Architekten- u. Ing. Vereins zu Hannover Bd. 41. Jahrg. 1895.)
- 31.) Ueber Gitterträger. (S. 19/23 der Schweiz. Bauzeitung, 1896.)
- 32.) Ueber die Elasticitäts- u. Festigkeitsverhältnisse von Stäben mit veränderlichem Elasticitätsmodul. (3. L.) (Sonder-Abdruck aus der Dtsch. des vestr. Ing. u. Arch. Vereins 1896.)

- 33.) Ueber die Angriffe eiserner Stahlbrücken auf Pfeiler u. Widerlager. (S. 341/46 des Centralbl. der Bauverwaltung. 1896.)
- 34.) Ueber Gitterträger. Nachtrag. (S. 24/25 der Schweizerischen Bauzeitg. 1897.)
- 35.) Zum Begriffe der Elasticität. (S. 103 des Centralbl. der Bauverwaltung. 17. Jahrg. 1897.)
- 36.) Zum Begriffe der Elasticität. (S. 204 des Centralbl. d. Bauverwaltung. 17. Jahrg. 1897.)
- 37.) Die Eisenbahnbrücken u. d. künftige Verkehrsentwicklung. (S. 253 der Dtsch. Bauzeitg. 32. Jahrg. 1898.)
- 38.) Widerstandsmomente u. Kernfiguren bei beliebigem Formänderungsgesetz (Spannungsgesetz) (3. L.) (Sonder-Abdr. aus der Zeitschrift des Vereins d. Ingenieure Bd. 42. 1898.)
- 39.) Ueber den Einfluss der Nebenspannungen auf d. Durchbiegung der Fachwerkträger. (3. L.) (Sonder-Abdruck aus der Dtsch. für Arch. u. Ingenieurwesen, 1900.)
- 40.) Ueber die Beanspruchung des Baugrundes bei den Widerlagern von Bogenbrücken. (S. 308/09 des C. d. Bauverwaltung. 20. Jahrg. 1900.)
- 41.) Ueber Bogenbrücken mit elastischen Pfeilern (Bogenreihen) (S. 311-352.) Zeitsch. f. Bauw. Jahrg. 51. 1901.)
- 42.) Ueber das Elasticitätsgesetz bei Körpern von gleichbleibender Elasticität (Festsatz Elasticitätsgesetz. (S. 134/35 des Centralbl. der Bauverwaltung 1901.)

ZEITSCHRIFT FÜR BAUKUNDE.

ORGAN DER ARCHITEKTEN- UND INGENIEUR-VEREINE

VON BAYERN, WÜRTTEMBERG, BADEN, ELSASS-LOTHRINGEN, FRANKFURT A/M., MITTEL-RHEIN, NIEDERRHEIN-WESTPHALEN UND OLDENBURG.

Band VII. 1884. Heft 1.

I. Original-Abhandlungen.

Entwurf zu einem Rathhaus für Wiesbaden.

Von Professor G. Hauberrisser in München.
Mit Zeichnungen auf Bl. 1 u. 2.

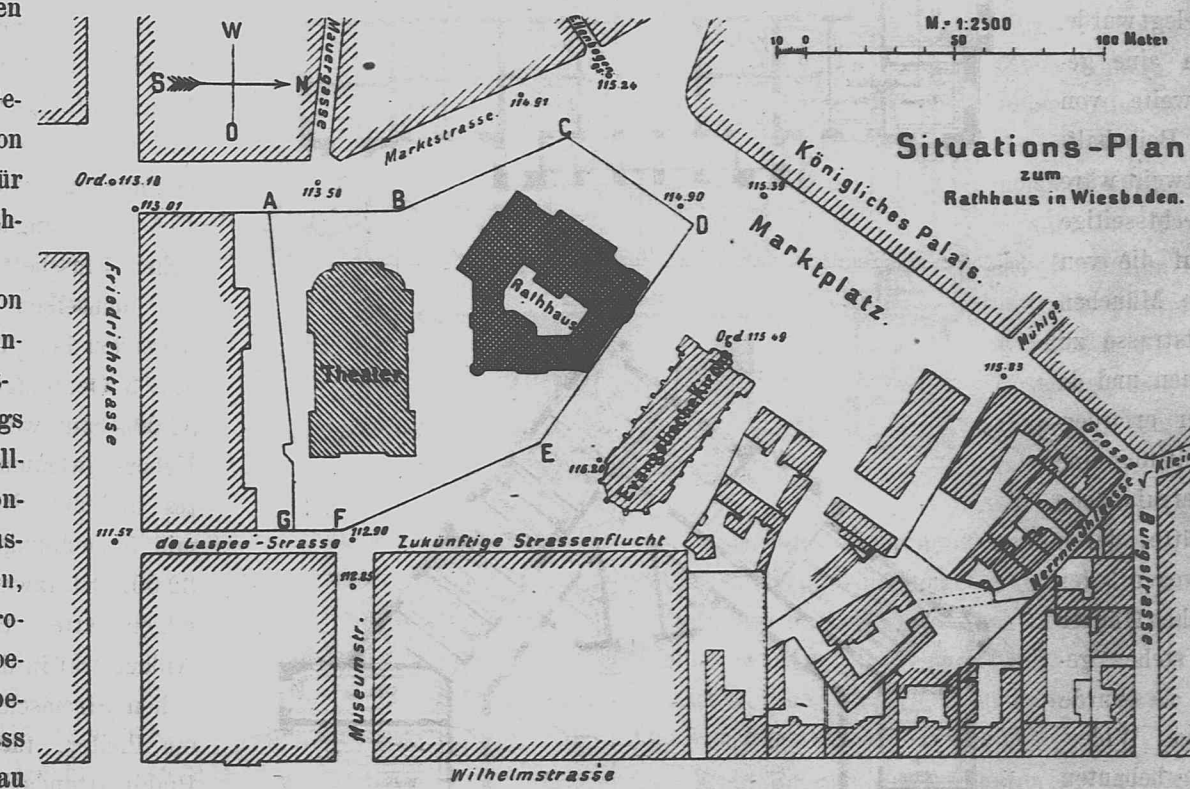


Die Stadtgemeinde Wiesbaden hat schon seit längerer Zeit die Erbauung eines neuen Rathhauses in Aussicht genommen und als Baustelle hiefür ein am Marktplatz gelegenes, in nebenstehender Situation mit A B C D E F G bezeichnetes Areal erworben, auf welchem ausserdem ein ebenfalls neu zu errichtendes geräumiges Theatergebäude Platz finden soll.

Zur Gewinnung von Plänen für den Rathhausbau wurde von der Gemeindevertretung Anfangs 1882 eine allgemeine Concurrenz ausgeschrieben, deren Programm besonders betonte, dass der Neubau

Ueber den Verlauf und das Resultat der Concurrenz, an der sich 81 Architekten betheiligten, haben das „Centralblatt der Bauverwaltung“ und die „Deutsche Bauzeitung“ vom Jahrgang 1882 ausführliche Mittheilungen gebracht. Indem wir bezüglich des Näheren auf die genannten Zeitschriften verweisen, bringen wir den von Professor G.

Hauberrisser in München unter dem Motto „Deutsch“ eingesendeten Concurrenzentwurf zur Veröffentlichung. Der Grundriss des Rathhauses hat die Form eines Fünfecks und ist dessen Stellung gegenüber dem



in harmonische Beziehung zu den benachbarten bereits bestehenden Monumentalbauten, dem königlichen Schloss und der evangelischen Kirche zu bringen sei. Ferner wurde verlangt, dass innerhalb des gegebenen Terrains die Wahl der Baustelle und Grundrissform für das Rathhaus mit Rücksicht auf möglichst zweckmässige Anordnung des Theaters zu erfolgen habe, so dass auch die Frage der Situierung des letzteren zu lösen war.

Theaterneubau in die Situation eingezeichnet. Noch eine andere Situations-Skizze hat der Verfasser eingesendet, auf welcher das Rathhaus dem königlichen Schloss bis auf eine Entfernung von 40m nahe gerückt ist, wodurch für beide Neubauten ein grösserer Zwischenraum gewonnen wird.

Was die Wahl des Baustils anlangt, so erschien dem Verfasser die deutsche Renaissance am meisten geeignet, der oben erwähnten Programmbedingung zu ent-

sprechen, welche die Herstellung einer „harmonischen Beziehung“ des Neubaus zu der benachbarten gotischen Kirche und dem in den Formen der italienischen Renaissance erbauten Schloss zur Aufgabe machte. In diesem Sinne sind die Blatt 1 u. 2 sowie in den Textillustrationen

Eisenbahnbrücke über die Isar auf der Linie Landshut — Neumarkt a/R.

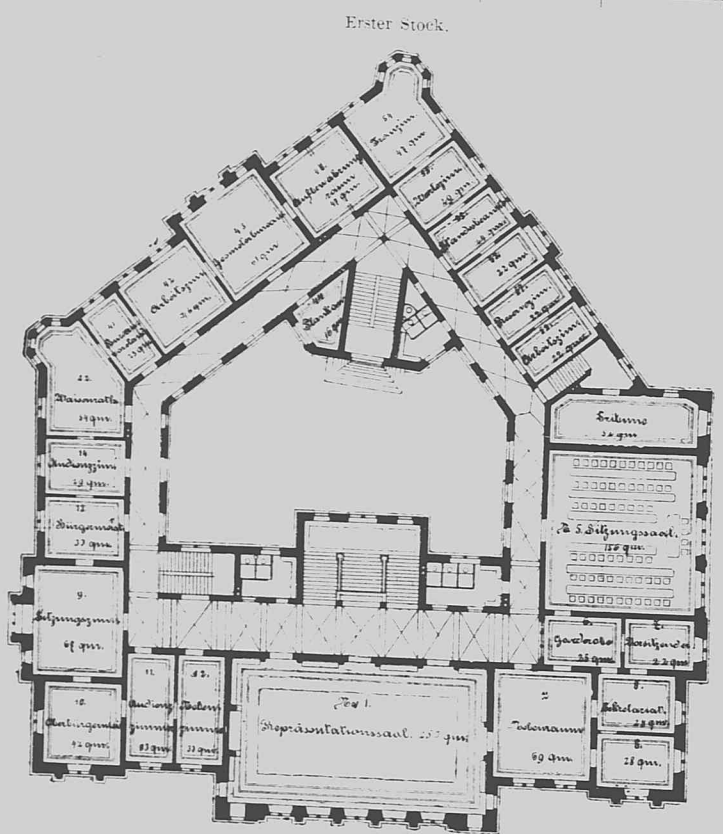
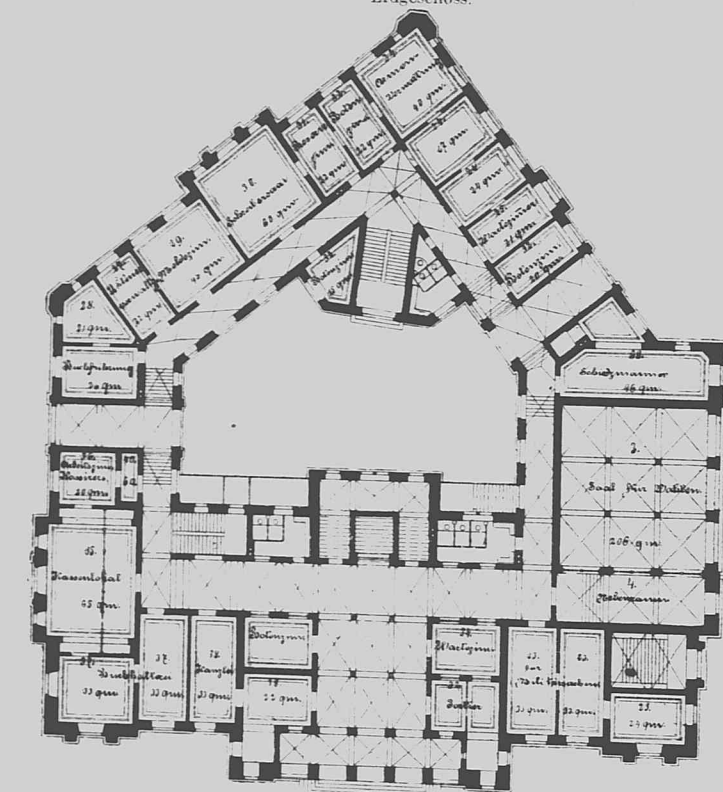
Mitgeteilt vom kgl. Generaldirectionsrath Fomm und dem kgl. Sectionsingenieur Schöller.

Mit Zeichnungen auf Bl. 3 u. 4.

Concurrenz-Entwurf zum Rathaus für Wiesbaden, Erdgeschoss.

Unweit Landshut und ca. 0,5 Km von der Station Achdorf entfernt überschreitet die Eisenbahnlinie Landshut—Neumarkt die Isar, deren Strombett an dieser Stelle auf ca. 4 Km aufwärts corrigirt ist und eine Mittelwasserbreite von 76 m besitzt. Der höchste bekannte Wasserstand in dieser Gegend ist das Hochwasser vom Jahre 1853, dessen Niveau der Berechnung des Brückendurchflussprofils zu Grunde gelegt wurde. Es ergab sich eine gesammte Lichtweite von 226 m. Unter Beibehaltung dieser Lichtweite wäre jedoch das rechtsseitige Widerlager auf die von Landshut nach München führende Staatstrasse zu stehen gekommen und da zudem die hier erforderliche Dammschüttung eine sehr grosse Terrainfläche beansprucht hätte, deren Erwerbung wegen der darauf befindlichen Häuser sehr hoch zu stehen gekommen wäre, so wurde das rechtsseitige Widerlager über die bebauten Grundstücke hinaus gegen die Berglehne gerückt, und der Brücke eine gesammte Lichtweite von 304,5 m gegeben.

Der Baugrund an der Brückenstelle besteht, wie durch Schürfungen und



S. 7 und 9 dargestellten Facaden entworfen, deren sämtliche Gliederungen in Sandstein, die Flächen mit Rücksicht auf die knapp bemessene Bausumme von 700 000 M. als Ziegelrohbau ausgeführt gedacht sind. Die Vertheilung der Räume ist aus den beigegebenen Grundrissen ersichtlich.

Bohrversuche ermittelt wurde, bis auf eine Tiefe von 5 bis 6 m aus festgelagertem Gerölle und Kies, auf welche die waserundurchlässige Flinschichte folgt, jenes dichte mergelige Gebilde, welches in bedeutender Mächtigkeit den Untergrund der ganzen bayerischen Hochebene durchzieht.

Auf Grund vergleichender Kostenberechnungen für verschiedene Anordnungen des Flussübergangs erwies sich am zweckmässigsten die Wahl einer Brücke mit eisernem Oberbau und ungleich weiten Oeffnungen, wonach die Ueberbrückung des eigentlichen Flussbettes, sowie des demselben zunächst liegenden Isar-Altwassers mit 3 Oeffnungen zu je 52,00 m Stützweite, die des Ueberschwemmungsgebietes und der Staatstrasse mit 5 Oeffnungen zu je 32,00 m Stützweite zu erfolgen hatte. Bei dieser Anlage traf in den eigentlichen Stromschlauch nur ein Pfeiler, für welchen Pfahlrostfundation für zulässig erachtet wurde und als weitaus billigste Gründungsweise zu betrachten war.

Die Brückenfahrbahn selbst liegt in einer mit 1:80 steigenden Geraden und hat von Widerlager

zu Widerlager eine Länge von 355,4 m. Der Uebergang von der grossen zu der kleinen Oeffnung ist mittels eines Widerlagerpfeilers hergestellt. Die Fahrbahnhöhe beträgt 15,5 m über N. W.

Die Foundation der Pfeiler- und Widerlager im Strom- und Ueberschwemmungsgebiet wurde nun, wie erwähnt, auf Pfahlrost mit Spundwänden und Fangdämmen, die der übrigen Objecte auf einer 2,0 m hohen Betonschichte durchgeführt.

Sockel, Binderschichten und Auflagerquader bestehen aus Granit, Leibungen und Pfeilerschäfte aus Backsteinen und ist sämtliches Mauerwerk in Cementmörtel hergestellt. — Die Brücke wurde für einfache Bahn angelegt und wurde die Foundation incl. des Mauerkörpers bis zur ersten Schichte über Null-Pegel in Regie, der übrige Aufbau in Akkord ausgeführt. Da fast sämtliche Baumaterialien für die Brücke vom Bahnhof Landshut ausgehend zu transportiren waren, da ferner der Transport per Axe wegen der nicht zu vermeiden den Umwege zu theuer gekommen wäre, endlich weil hinreichend disponibles Schienen- und Schwellenmaterial zur Verfügung stand, hat man es als zweckmässig erachtet, längs der zu bauenden Bahnstrecke ein Materialgleis mit Normalspurweite zu legen, wodurch es ermöglicht wurde, die per Bahn angekommenen Materialien direct mittels Materialzug auf die einschlägigen Objecte zu bringen und vom Wagen aus zu versetzen.

In gleicher Weise erhielt auch der über die Isar führende Werksteg ein Schienengleis mit normaler Spurweite.

Nächst dem linksseitigen Isarufer wurde ein Werkplatz zur Unterbringung der Foundationshölzer und verschiedener anderer Materialien angelegt. Hier befanden sich auch die Abladekrane mit Hilfsbahngleisen, Schmiede, Bauhütte, Cementhütte und Magazin. —

Am 25. November 1880 begannen die ersten Bauarbeiten mit Herstellung der erwähnten vom Bahnhofe Landshut abzweigenden Materialbahn, nach deren Vollendung die Foundationsarbeiten gegen Ende Januar 1881 in Angriff genommen wurden.

Nach den vorausgegangenen Absteckungsarbeiten konnte sofort mit dem Ausheben der Baugrube für das

linksseitige Widerlager begonnen werden, während zur gleichen Zeit an der Ausführung der Werkbrücke gearbeitet wurde. Letztere musste auf die ganze Breite des Flusses incl. des Ueberschwemmungsgebietes angelegt werden, und erhielt deshalb eine Länge von 222 m.

Für die Flossfahrt wurden 2 Oeffnungen mit je 12,00 m Spannweite und 3,0 m Lichthöhe über 0 Pegel vorgesehen, wodurch die Fahrbahnhöhe der Werkbrücke gegeben war, welche vom linksseitigen Ufer mit einer Steigung von 1:60 auf 42 m Länge erreicht wurde. Der übrige Theil der Werkbrücke lag in der Geraden und Horizontalen, an welche anschliessend durch einen kleinen Damm die Staatstrasse erreicht wurde, von welcher an das Gleis auf natürlichem Terrain verlegt werden konnte.

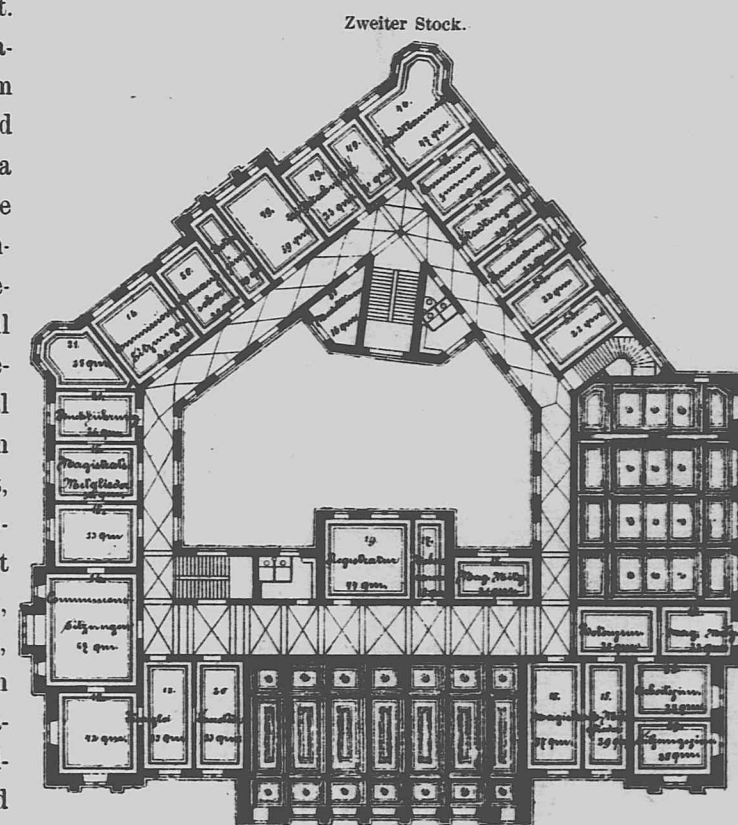
Mit den Foundationsarbeiten am linken Widerlager

wurden gleichzeitig auch die des Pfeilers II und III in Angriff genommen, im Strome dagegen zunächst die Aufstellung eines Arbeitspodiums um die Baustelle des Strompfeilers unternommen. —

Die Foundationsarbeiten der genannten Objecte nahmen ihren Verlauf ohne besondere Zwischenfälle, so dass von einer näheren Beschreibung derselben hier Umgang genommen werden kann und nur erwähnt werden möge, dass die Foundation des Pfeilers II mittels doppelter Spundwände, welche 1,80 m von einander abstanden und deren Zwischenraum zur Dichtung der Wände mit Beton ausgefüllt wurde, zur Ausführung kam. Pfei-

ler III dagegen sowie die folgenden Objecte sind mit einer einfachen Spundwand umgeben. Sowohl Pfähle als Dielen hatten eiserne Schuhe. Nach Fertigstellung der Landpfeiler wurden die Spundwände unter 0 Pegel abgeschnitten, die Zwischenräume mit Beton ausgegossen und ein Pflaster darüber gelegt.

Ende Februar 1881 konnten die Arbeiten am Strompfeiler selbst ihren Anfang nehmen; die Witterung liess einen schädlichen Einfluss durch Eisgang in nächster Zeit nicht befürchten und so wurde nun mit dem Eintreiben der Spundwände durch zwei gleichzeitig thätige Schlagwerke begonnen. Die Leitpfähle und Dielen konnten im Allgemeinen mit gleichmässig abnehmender Gangart bis auf die Flinschichte eingetrieben werden.

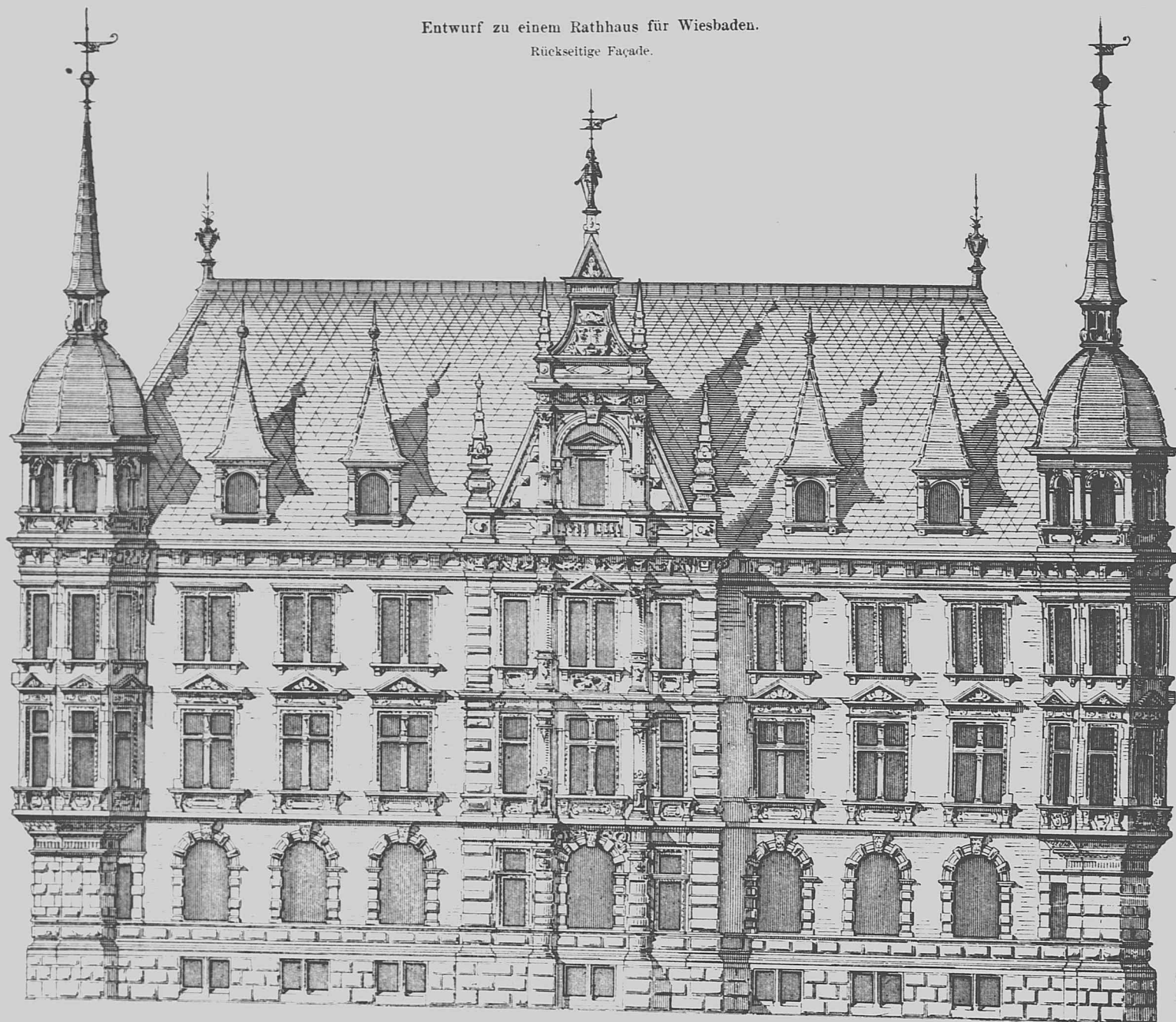


Nachdem die beiden Spundwände geschlagen waren, wurde der zwischen denselben liegende grobe Flussschutt, welcher Schlamm enthielt, auf etwa 0,80 m ausgebaggert und hierauf die Betondichtung bis auf 0,20 m über Mittelwasser vorgenommen, ebenso wurde auch in den eigentlichen Baugruben Schlamm und grobes Geröll durch Baggern entfernt und sodann mit Schlägen der Rostpfähle begonnen. Da der Abstand des Arbeitspodiums bis zur Fundamenttiefe beträchtlich war und die Rostpfähle bei gewöhnlicher

eingetrieben, es war somit möglich, kürzere Pfähle ohne Aufsatz auf die Flussschicht zu treiben. Die geschlagenen Rostpfähle wurden mit der Grundsäge horizontal in der nötigen Tiefe abgeschnitten, der Rost aufgebracht und die Rostfelder mit Beton ausgefüllt, welcher mittels versenkbarer Kästen mit nach unten sich öffnendem Boden eingebracht wurde.

Während dieser Arbeiten wurden bei Pfeiler III, IV und V die Fundamentarbeiten begonnen, die ganz regel-

Entwurf zu einem Rathaus für Wiesbaden.
Rückseitige Fassade.



Schlagwerkvorrichtung übermässig lang hätten geliefert werden müssen, so wurden die Rostpfähle mit einem eigens angefertigten Schlagwerke, bei welchem der Rammklotz nicht nur bis auf die Fusswellen, sondern in beliebiger Tiefe in die Baugrube mitversenkt werden konnte,

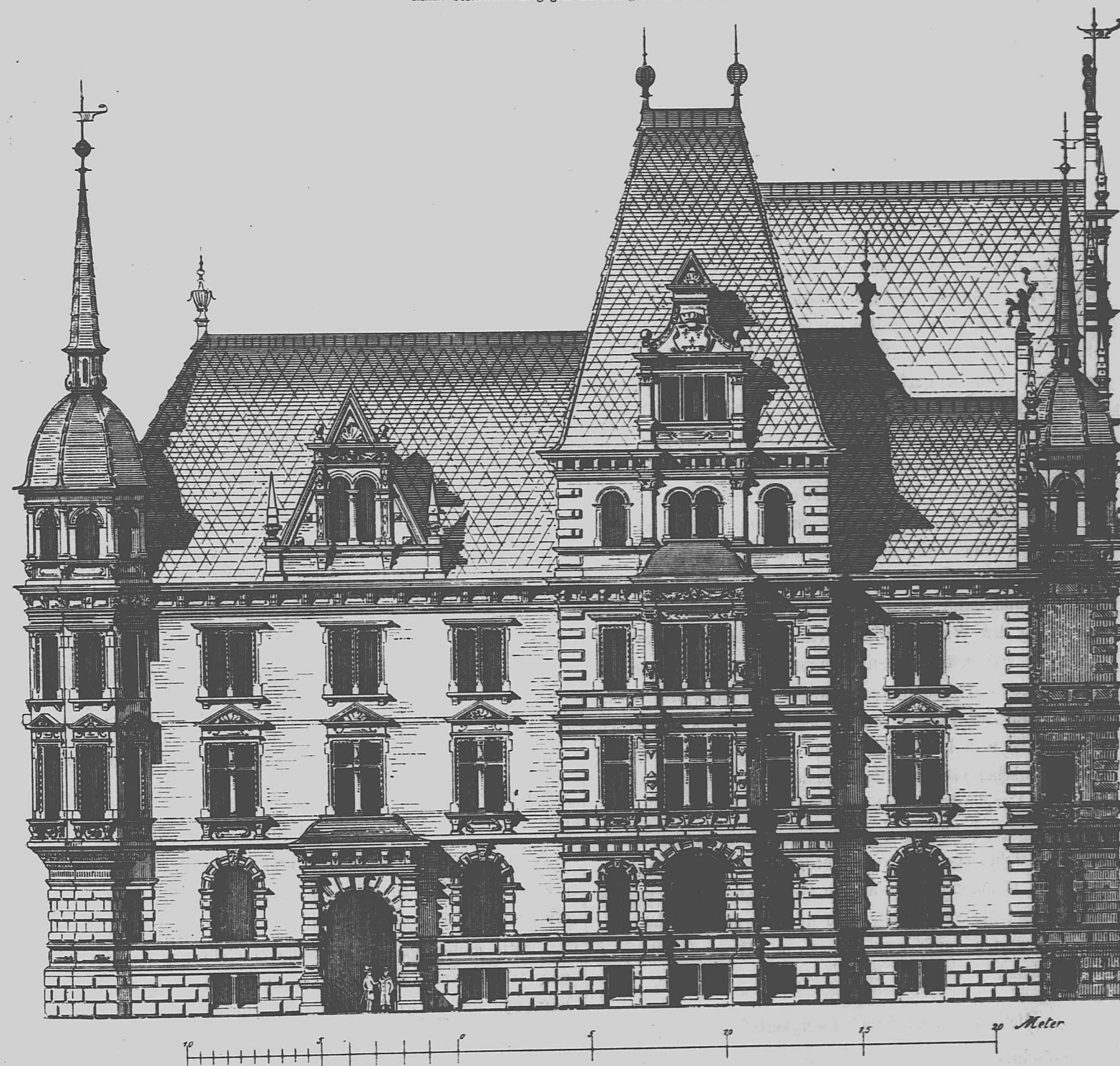
mässig verliefen und beim Widerlager I und Pfeiler II die Sockelschichten versetzt.

Nach einer durch Hochwasser verursachten kurzen Unterbrechung dieser Arbeiten begann man Mitte Juni mit dem Versetzen der Sockelschichten des Flusspfeilers

und konnte der Aufbau desselben bis Ende Juli beendet werden. Der Raum zwischen Spundwand und Sockel wurde bis auf 0 Pegel mit Beton aus Portlandement ausgefüllt und so ein vollständiger Abschluss hergestellt.

Mittlerweile wurde an den übrigen Objecten gleichzeitig gearbeitet, so dass mit 1. November 1881 die

Entwurf zu einem Rathaus für Wiesbaden.
Linke Seitenansicht gegen die evangelische Kirche.



Maurer- und Steinhauserarbeiten an der ganzen Brücke als beendet betrachtet werden konnten. —

Nun begannen die Aufstellungsarbeiten der Eisenconstruction, die bei gelindem Winterwetter ohne besonderen Unfall regelmässig fortschreiten konnten, so dass sämt-

liche Brückenfelder bis Anfangs März 1882 aufgebracht waren und nachdem nun noch Schwellen und Dielen befestigt waren, die Brücke bis Ende März 1882 völlig fertig hergestellt war.

Die Eisenconstruction, durch die süddeutsche Brückenbauactiengesellschaft geliefert, besteht aus Fachwerkträgern,

an den Auflagern 5, in der Mitte 8 m hoch, mit oben gerader horizontaler und unten polygonaler Gurtung.

Jeder Träger ist in vier Hauptfelder eingetheilt, in welche je vier Nebenfelder eingeschaltet sind. Die Verbindungen der Stäbe an den Knotenpunkten zeigen die

Jahrgang 1882 S. 541 beschriebene Anordnung mit Gelenkstahlbolzen und seitlicher (senkrecht zur Trägerebene wirksamer) Versteifung (Patent Gerber Nr. 2724)

Die der Berechnung zu Grunde gelegte Belastung besteht in 3 schwersten Tenderlocomotiven von je 3 Achsen zu 14 t und Wagen von je 2 Achsen à 8 t. —

Für sämtliche Brückenöffnungen waren erforderlich an Walz- und Schmiedeisen 540 842 kg
„ Stahl 120 „
„ Gusseisen 14 314 „
„ Blei 641 „

Berechnung unterirdischer Canäle.

Von K. Baumeister, Professor in Karlsruhe.

Bekanntlich dienen unterirdische Canäle aus Cementbeton, aus Backstein- oder Quader-Mauerwerk, aus glasirtem Thon (Thonröhren) als Leitungen für Wasser, wenn solches einen hydrostatischen Druck auf die Wandungen nicht, oder doch nur in geringem Grade ausübt. Man benützt sie bei der Heranleitung von Quellwasser unter natürlichem Gefälle, bei der Drainirung, ganz besonders bei der Entwässerung von Städten (Canalisation). Trotz dieser mannigfaltigen Verwendung erfolgt die Berechnung von Canälen d. h. die Festsetzung von Querschnitt und Gefälle, keineswegs nach einer allgemein anerkannten Methode, und noch weniger stets auf eine wünschenswerthe bequeme Art. Grund dafür ist die Unsicherheit, welche bei der Bewegung des Wassers in Röhren und Canälen überhaupt lange obgewaltet, und bekanntlich zu einer ganzen Reihe von Vorschlägen zu Geschwindigkeitsformeln geführt hat. Wenn gleich nun der Schatz von Beobachtungen über diesen Gegenstand sich hoffentlich in der Folge noch vermehren wird, so scheint er mir doch immerhin so reich zu sein, dass eine Vergleichung und Auswahl unter den vorliegenden Formeln sich rechtfertigt. In dem gegenwärtigen Aufsatz soll daher zuerst erörtert werden, welche Berechnungsarten bei Canälen heutzutage in Gebrauch stehen, welche unter ihnen die rationellste sein dürfte, und endlich wie das Entwerfen auf graphischem Wege erleichtert werden kann.

Uebersicht der Geschwindigkeitsformeln.

Geschichtliche Uebersichten sämtlicher Versuche und Resultate über die Bewegung des Wassers in Röhren, Canälen und Flüssen sind mehrfach veröffentlicht worden. *)

*) Ganguillet und Kutter, Versuch zur Aufstellung einer neuen allgemeinen Formel u. s. w. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 1869, S. 6.

Kostenzusammenstellung.

1) Fundations- und Erdarbeiten	126 500 M.
2) Maurer- und Steinhauerarbeiten	119 300 „
3) Eisenconstruction mit allen Arbeiten als Anstrich und Rüstung	190 700 „
4) Schwellen und Dielenbeleg	7 500 „
Summa:	444 000 M.

Ich will aus denselben hier nur solche Formeln anführen, welche meines Wissens thatsächlich bei der Berechnung von städtischen Canalnetzen Verwendung gefunden haben.

Den Ausgang bildet die bekannte Eytelwein'sche Formel für die gleichförmige Bewegung in offenen Wasserläufen:

$$v = c \sqrt{\frac{f}{p} \cdot \frac{h}{l}}$$

worin v die mittlere Geschwindigkeit pro Secunde,

f der Wasserquerschnitt,

p der benetzte Umfang,

h die Fallhöhe des Wasserspiegels und

l die Länge der Strecke.

Nach neuerer Bezeichnung wird $\frac{f}{p} = R$ die mittlere hydraulische Tiefe oder der hydraulische Radius und $\frac{h}{l} = J$ das relative Gefälle eingeführt, und lautet dann die Formel:

$$(1) \quad v = c \sqrt{RJ}$$

Der Coefficient c ist von Eytelwein constant angesetzt und zwar für Metermaass 50,9, wofür abgerundet oft 50 oder 51 genommen wird.

Wir finden sodann in häufigem Gebrauch die Formel von Weisbach, welche ursprünglich für eiserne Rohrleitungen unter Druck aufgestellt worden ist:

$$h = \left(1 + \zeta + \zeta' \frac{l}{d}\right) \frac{v^2}{2g},$$

worin ausser den obigen Bezeichnungen:

Kutter, die neuen Formeln für die Bewegung des Wassers, Allg. Bauztg. 1871, u. Separatabdruck 2. Auflage 1877.

Grashof, Theoretische Maschinenlehre, I. Bd. 1875, S. 477 u. 714. Franzius-Sonne, der Wasserbau, 1879, S. 83 u. 254.

h das sog. Wasserspiegel-Gefälle, d. i. die Höhendifferenz zwischen Oberwasser und Unterwasser, bezw. freier Mündung,

g die Beschleunigung der Schwere, 9,81 m,

ζ_0 der Widerstandcoefficient für den Eintritt des Wassers in die Leitung, etwa 0,5,

ζ der Reibungcoefficient des Wassers an der Röhrenwand, welcher selbst abhängig von der Geschwindigkeit sein soll, nämlich $0,01439 + \frac{0,0094711}{Vv}$.

Bei der Aehnlichkeit der Einflüsse, denen das in einer Röhre und das in einem Canal fließende Wasser ausgesetzt ist, wird es zulässig sein, diese Formel auf Canäle unmittelbar zu übertragen. Um sie mit derjenigen von Eytelwein zu vergleichen, ist zu erwägen, dass im gefüllten Kreisquerschnitt:

$$R = \frac{f}{p} = \frac{d^2 \frac{\pi}{4}}{d \pi} = \frac{d}{4}, \text{ also } d = 4R.$$

Ferner fällt der Coefficient ζ_0 für den Eintritt des Wassers aus, und bei langen Leitungen, wie sie hier vorliegen, mag auch 1 gegenüber $\zeta \frac{l}{d}$ vernachlässigt werden. Endlich ist bei einem Canal ohne Druck h als Gefälle des offenen Wasserspiegels aufzufassen, mithin in jedem Falle, sei es mit oder ohne hydrostatischen Druck, $\frac{h}{l} = J$ zu setzen. Nach alledem verwandelt sich die Weisbach'sche Formel in die Grundformel (1), sobald für den Coefficient c in derselben unterstellt wird:

$$(2) \quad c = \sqrt{\frac{8g}{\zeta}} = \sqrt{\frac{8,86}{0,01439 + \frac{0,0094711}{Vv}}}$$

Nun hat Weisbach aber noch eine andere Formel direct für die Bewegung in offenen Wasserläufen (ohne Druck) aufgestellt:

$$h = \zeta_1 l \frac{p}{f} \cdot \frac{v^2}{2g},$$

worin der Coefficient ζ_1 zwar auch abhängig gemacht wird von der Geschwindigkeit, jedoch durch eine etwas anders gebaute Formel, als die obige, nämlich:

$$\zeta_1 = 0,007409 + \frac{0,000434}{v}$$

Nach einer Umgestaltung der Buchstaben, ähnlich wie oben, würde in der Grundformel (1) der Coefficient c folgenden Werth annehmen:

$$(3) \quad c = \sqrt{\frac{2g}{\zeta_1}} = \sqrt{\frac{4,43}{0,007409 + \frac{0,000434}{v}}}$$

Beide Weisbach'sche Coefficienten (2) und (3) variiren demnach mit v, d. h. mit dem hydraulischen

Radius und mit dem Gefälle. Die Abhängigkeit vom Gefälle ist durch die späteren Hydrauliker als gering erkannt, und grossentheils wieder aufgegeben, dagegen tritt in der Folge der Einfluss in sein Recht, welchen der Grad der Rauigkeit der Wände auf die Bewegung des Wassers ausübt. Den auf dieses Kriterium basirten umfassenden Versuchen von Darcy und Bazin passte sich folgender Ausdruck des Coefficienten c in der Grundformel am besten an:

$$(4) \quad c = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}}}$$

Die Zahlenwerthe von α und β sollen je nach dem Material der Wandungen betragen:

	α	β
Eisen, neuer Zustand, Darcy *)	0,00025	0,0000016
Glatte Cementverputz Bazin I	0,00015	0,0000045
Ziegel- und Hausteine Bazin II	0,00019	0,0000133
Bruchsteinmauerwerk Bazin III	0,00024	0,0000600

Wie man sieht, liegen die Zahlen bei den drei Mauermaterialien in einer stetigen Reihe, dagegen fällt das Eisen aus dieser Stetigkeit heraus, indem bei ihm α auffallend gross, β auffallend klein angesetzt ist.

Nach dem Hinzutreten noch weiterer Beobachtungen, vorzugsweise allerdings aus Strömen (Mississippi), aber auch aus Canälen mit gemauerten Wänden, erfolgte sodann die höchst sorgfältige Arbeit von Ganguillet und Kutter. Auch in ihr ist der allgemeine Ausdruck (1) zur Grundlage genommen, und der Coefficient c so construirt, dass alle aus den Messungsergebnissen sich ergebenden Einflüsse in ihn eingeführt sind, insbesondere:

1. Zunahme von c mit Zunahme von R,
2. Abnahme von c mit Zunahme der Rauigkeit der Wände,
3. Abnahme von c mit Zunahme des Gefälles J bei grösseren Wasserläufen,
4. Zunahme von c mit Zunahme des Gefälles J bei kleineren Wasserläufen.

Es ergab sich auf Grund vorstehender Forderungen als passendster Ausdruck:

$$(5) \quad c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

*) Ursprünglich heisst die Formel von Darcy für Röhren:

$$h = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{d}\right) \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Indem man $d = 4R$, und $\frac{h}{l} = J$ setzt, gelangt man zur Grundformel (1), und zu obigem Werth des Coefficienten.

Hierin ist der Grad der Rauigkeit durch n charakterisiert, er bewegt sich von grösster Glätte durch alle möglichen Zwischenstufen bis zu grösster Rauigkeit in Steinen und Fugen, welche sogar durch Zerstörungen und Ablagerungen im Canal noch weiter gesteigert werden kann. Für gewisse Durchschnittszustände schlagen Ganguillet und Kutter vor:

glatter Cement	I $n = 0,01$
reines Ziegel- oder Quadermauerwerk mit ausgetrichenen Fugen	III $n = 0,013$
rauhes Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk	IV $n = 0,017$ *)

In Formel (5) ist der Einfluss von J nicht erheblich, und namentlich bei Gefällen, wie sie in der Canalisation vorkommen (in der Regel über 0,0005) verschwindend. Mit Weglassung der betreffenden Glieder lautet dann die Formel von Ganguillet und Kutter:

$$6) \quad c = \frac{23 + \frac{1}{n}}{1 + \frac{23n}{\sqrt{R}}}$$

Zwei Jahre später trat Kutter mit einem neuen Vorschlage auf.**) Der Einfluss der Rauigkeit auf die Bewegung des Wassers muss nämlich abnehmen, wenn der hydraulische Radius wächst, er ist bei einem grossen Strom kleiner, als bei einem kleinen Canal. Wenn sogar in einem Wasserlaufe der Querschnitt unendlich gross

(Fortsetzung folgt.)

Ueber die Fahrbahnconstruction eiserner Brücken.

Das Fahrbahngerippe einer eisernen Brücke besteht im Allgemeinen aus Querträgern mit zwischengespannten Fahrbahnlangträgern, und wird entweder in einer der beiden Gurtungsebenen der Hauptträger oder ausserhalb derselben angeordnet. Im ersteren, gewöhnlicheren Falle treten nun bei der üblichen festen Verbindung der einzelnen Constructionstheile seitliche Verbiegungen der Querträger

*) Der Rauigkeitsgrad II, auf Holzwände bezüglich, ist hier weggelassen.

**) Derselbe ist meines Wissens zuerst in der Allg. Bauztg. 1871 veröffentlicht, und muss daher der neuere heissen, während Formel (5), in der Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1869 vorgelegt, die ältere ist. Irrthümlich wohl ist diese chronologische Bezeichnung in Franzius-Sonne's Wasserbau durch Prof. Schmidt auf S. 262 umgedreht worden, es müsste denn der Ausdruck *) irgendwo noch vor 1869 veröffentlicht worden sein.

gegenüber dem durch seine Rauigkeit verzögernden benetzten Umfang ist ($R = \infty$), so sollte der Geschwindigkeitscoefficient c unabhängig von dem Rauigkeitsgrade sein, d. h. bei allen Materialien gleich gross ausfallen.

Dieser Forderung entsprechen die Formeln (4) und (5) nicht, denn in ihnen bleibt c abhängig von den Rauigkeitswerthen α , bzw. n , selbst wenn $R = \infty$ gesetzt wird. Desshalb hat Kutter folgenden Ausdruck aufgestellt:

$$(7) \quad c = a - \frac{ab}{b + \sqrt{R}}$$

Hier soll stets $a = 100$, und b eine die Rauigkeit charakterisierende Zahl sein. Für $R = \infty$ fällt $c = 100$ aus, also constant, unabhängig von b . Die Zahl b aber variirt zwischen den Grenzen 0,12 und 2,44, um allen Beobachtungsergebnissen zwischen glattem Cement und grobem Geschiebe gerecht zu werden. Es besteht kein Hinderniss, zwischen genannten Grenzen so viele Abstufungen anzunehmen, wie man will. Kutter schaltet deren 12, durch I bis XII bezeichnet, mit regelmässig steigenden Differenzen, zwischen die beiden Extreme ein. Den üblichen Materialien im Canalbau entsprechen folgende Werthe von b , unter welchen übrigens, der Natur der Sache nach, scharfe Abgrenzungen nicht bestehen:

Cementwandung	I—II $b = 0,12-0,15$
Backstein oder Quader	III—IV $b = 0,20-0,27$
Bruchsteinmauerwerk	V—VIII $b = 0,35-0,72$

und in Folge dessen Secundärspannungen auf, welche, namentlich bei grösseren Spannweiten die rechnermässigen Hauptspannungen weit übersteigen können.

In Fig. 1 (Grundriss des Fahrbahngerippes) seien AC und BD die unteren Gurtungen der Hauptträger, EG und FH die Fahrbahnlangträger, AB und CD die äussersten Querträger. In Folge der Belastung verlängern sich nun die unteren Gurtungen der Hauptträger, die

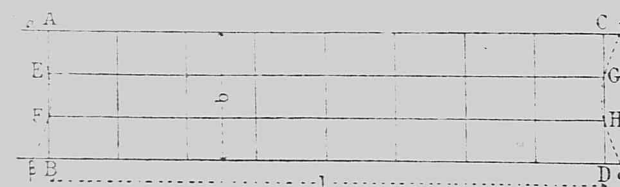


Fig. 1.

Punkte A, B, C und D rücken nach α , β , γ und δ , während die Längsträger ihre ursprüngliche Länge in der Mittel-

linie behalten, so dass die äussersten Querträger nach den Curven $\alpha E F \beta$ und $\gamma G H \delta$ verbogen werden. Aehnliche nur geringere Verbiegungen finden bei den übrigen Querträgern statt.

Um nun ein Bild von der Grösse der hiebei auftretenden Secundärspannungen zu erhalten, nehmen wir der Einfachheit halber an, die Curve $\alpha E F \beta$ sei ein Kreis und es sei $A E = E F = F B$.

Der Pfeil des Bogens ist sodann $p = \frac{9}{8} A \alpha = \frac{9}{8} \Delta$,

der Radius des Bogens $r = \left(\frac{AB}{2}\right)^2 \frac{1}{2p} = \frac{b^2}{8p} = \frac{b^2}{9\Delta}$;

die Secundärspannung der äussersten (seitlichsten Faser) des Querträgers beträgt bei einer Querträgerbreite e

$$k = \frac{E e}{2r} = \frac{4,5 E e \Delta}{b^2}$$

Die Verlängerung Δ der halben Hauptträgergurtung kann gesetzt werden $\Delta = \frac{K l}{2E}$, wo K die mittlere Hauptspannung der Hauptträgergurtungen im vollen Querschnitt, l die Spannweite bezeichnet. Nach Einsetzen dieses Werthes erhält man für die Secundärspannung der äussersten Querträger rund $k = \frac{2,2 e l K}{b^2}$.

Beispielsweise ergibt sich hieraus für

$l = 100 \text{ m} = 10000 \text{ cm}$, $e = 25 \text{ cm}$, $b = 500 \text{ cm}$: $k = 2,2 K = 1320 \text{ kg pro qcm}$ für $K = 600$

$l = 50 \text{ m} = 5000 \text{ cm}$, $e = 20 \text{ cm}$, $b = 450 \text{ cm}$: $k = 1,1 K = 600 \text{ kg pro qcm}$ für $K = 550$.

Hiezu kommen noch die Hauptspannungen der Querträger unter der directen Verticalbelastung mit ca. 600 kg pro qcm , so dass die totale Beanspruchung der Querträger 1920 bzw. 1200 kg beträgt.

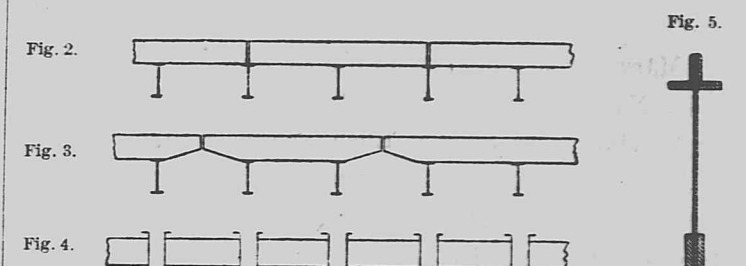
Wenn nun auch vorstehende Zahlenwerthe nur auf annähernde Gültigkeit Anspruch machen können, so lassen dieselben immerhin erkennen, dass die Beanspruchungen der äusseren Querträger grösserer Brücken bei der üblichen Constructionswiese das normale Maass weit aus überschreiten, und dass es somit geboten erscheint, durch geeignete Maassregeln diesem Missstande vorzubeugen.

Sofern keine sonstigen Gründe dagegen sprechen, wird es für den vorliegenden Zweck das Vortheilhafteste sein, die Fahrbahn ausserhalb der Hauptträgergurtungen anzuordnen, bzw. Bogenconstructionen, Pauli'sche Träger etc. für die Hauptträger in Anwendung zu bringen.

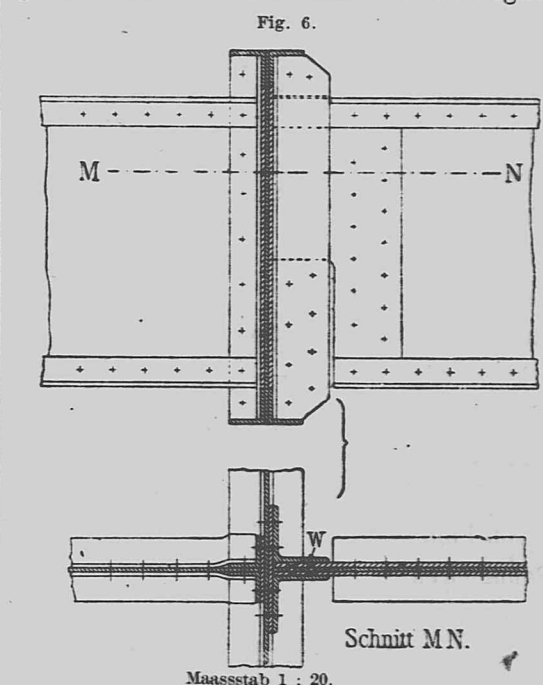
Sollte jedoch eine derartige Anordnung der Brückenconstruction im speciellen Falle nicht angezeigt erscheinen, so lassen sich zur Vermeidung bzw. Verringerung

der fraglichen Spannungen folgende Mittel in Betracht ziehen:

- 1) Die Querträger werden verschieblich auf die Hauptträgergurtungen aufgelegt, so dass sich letztere verlängern können, ohne die Querträger in Mitleidenschaft zu ziehen;
- 2) die Längsträger werden verschieblich auf die Querträger aufgelegt (Fig. 2 u. 6);
- 3) die Längsträger werden unterbrochen (Fig. 3);
- 4) die Querträger werden als Zwillingsträger construiert, deren beide Hälften nicht mit einander verbunden sind (Fig. 4);



- 5) die Längsträger werden mit den entsprechend stark construierten Windstreben fest vernietet, so dass sie an den Verlängerungen der Hauptträgergurtungen einigermaassen Theil nehmen müssen und in Folge dessen eine weniger starke seitliche Ausbiegung der Querträger hervorrufen.
- 6) Die Querschnittsform der Querträger wird derart gewählt, dass die Breitendimensionen möglichst gering sind, bzw. dass die grössten Secundärspannungen nicht in denselben Fasern auftreten können wie die Hauptspannungen (Fig. 5).



Maassstab 1 : 20.

In Fig. 6 ist die bei der neuen Kinzigbrücke bei Offenburg der badischen Eisenbahn ($l = 64,5 \text{ m}$) zur Ausführung gebrachte Construction dargestellt. Die Längsträger sind hiebei am mittleren Querträger verschieblich

aufgelagert. Als Auflager dient ein 30 mm breites, 150 mm langes Eisenstück, welches zwischen die Verticalwinkel W eingespannt ist. Das bewegliche Ende der Langträger besitzt hackenförmige Gestalt und

wird durch seitlich aufgelegte Bleche entsprechend verstärkt.

Karlsruhe im October 1883.

Fr. Engesser.

II. Sonstige Mittheilungen.

Neues Dock zu Maryport.

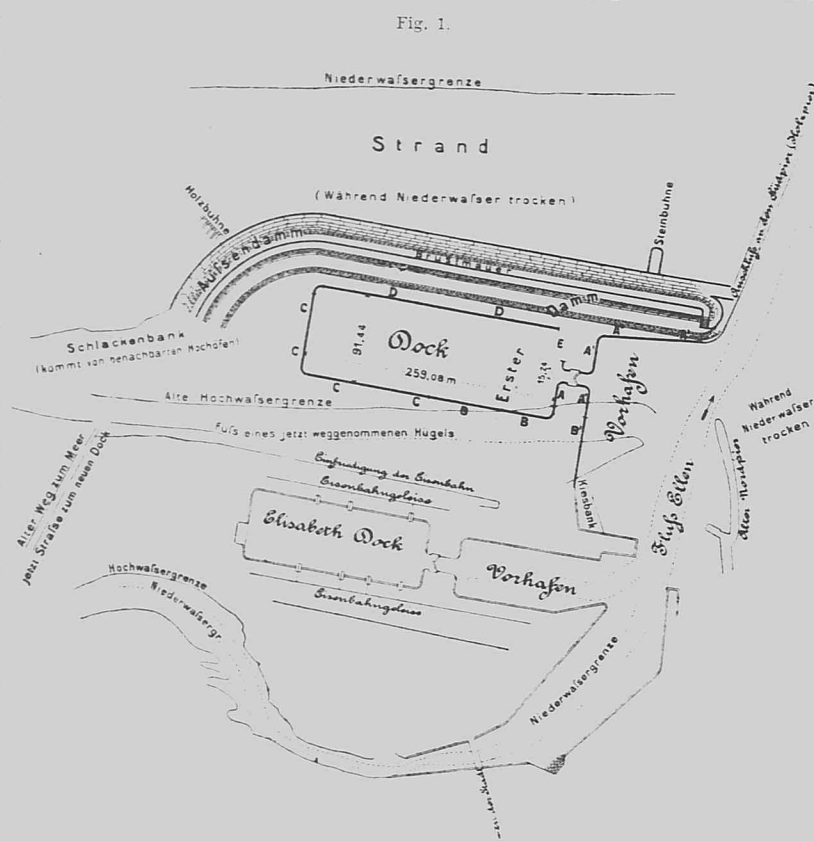
Maryport ist ein etwa 42 *Km* südwestlich von Carlisle in der Nähe grosserer Kohlengruben und Eisenwerke an der Mündung des Flusses Ellen gelegener Marktflecken. Im Jahre 1748 standen daselbst nur zwei oder drei Fischerhütten, welche Ellenfoot hiessen. Wie dieser Name in Maryport überging ist unbekannt; amtlich erfolgte die Wandlung durch Parlamentsakt im Jahre 1756. Die Ortschaft zählte 1774 bereits 1200 Einwohner; 1841 wurde sie zum Freihafen erklärt:

1857 eröffnete man ein Dock für 150 Schiffe und der zunehmende Handel veranlasste vor Kurzem die Inangriffnahme einer Vergrößerung, welche auf Kosten der Stadt nach den Entwürfen und unter der Oberaufsicht der bekannten Ingenieure Sir John Hawkshaw und Harrison Hayter stattfindet. Sie umfasst (siehe Fig. 1) die Herstellung eines Hafenbeckens mit Vorhafen und Dockschleuse, die Verlängerung bestehender Molen und die Anlage von Fahrwegen und Bahngleisen sammt den kleineren zu-

beckens 259,08 m, Breite 91,44 m, Schleusenweite 15,24 m,
Kaikrone über Hochwasser gewöhnlicher Springfl. 2.057 m,
Docksohle unter Hochwasser gewöhnlicher Springfl. 8.077 m,
Drempel unter Hochwasser gewöhnlicher Springfl. 7.620 m.

gen. Man zog nun abermals einen Damm durch die Mitte des Beckens und vollendete unter seinem Schutze den Bau des Dockeinganges.

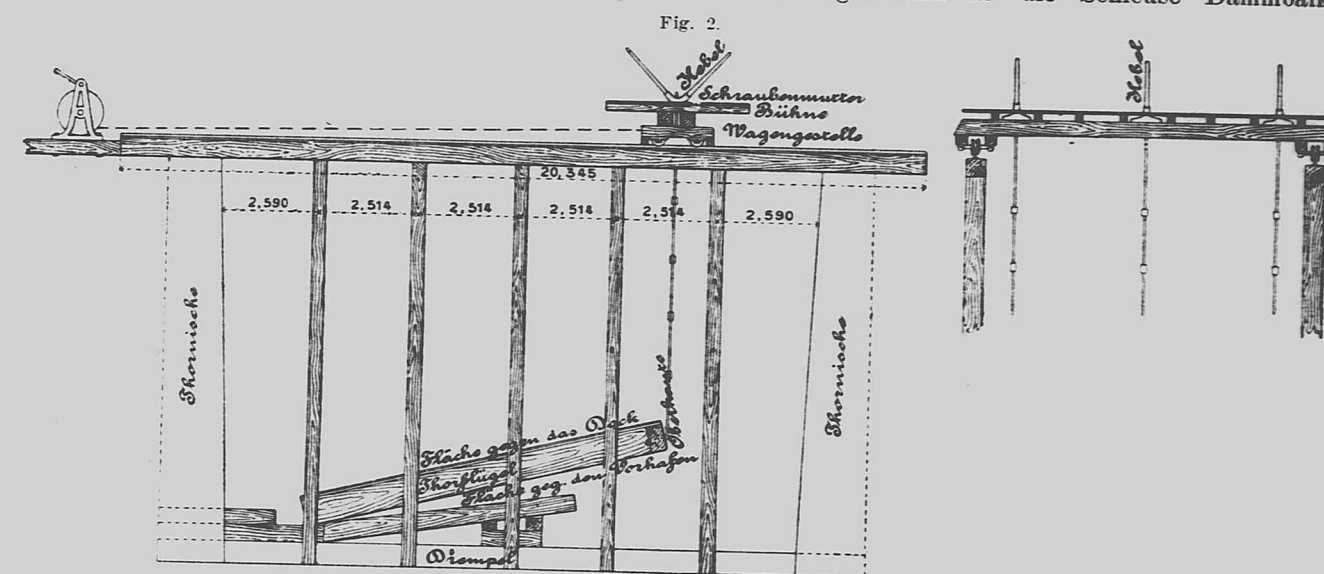
Eine eigene Erwähnung verdient das Einhängen der Schleusenthore, welche übrigens aus Greenheart (einer ostindischen Holzart) bestehen und von den sonst in England üblichen nicht abweichen. Die Hölzer wurden auf einem Zimmerboden in unmittelbarer Nähe des Docks abgebunden



21

und probeweise vollständig zusammengesetzt, dann wieder auseinandergenommen und einzeln in die Schleuse befördert, wo man auf je drei schräg liegenden Balken als Unterlage die Thorflügel fertig herstellte. (Abbild. 2.) Quer darüber war eine Art Laufkahn errichtet, bestehend aus zwei Gerüsten mit Schienensträngen, einem Wagen mit Arbeiterbühne und drei auf dem Wagen ruhenden Schraubenmuttern sammt Hebeln zur Drehung derselben. Von jeder Mutter

reichte eine aus mehreren Stücken zusammengesetzte Spindel zur späteren Oberkante des vorläufig liegenden Thorflügels herab. Eine feste Winde ermöglichte die wagrechte Verschiebung des Wagens und durch gleichzeitiges Ingangsetzen von Winde und Schraubenmüttern wurde der Flügel um seine Unterkante gedreht, bis er aufrecht stand. Ehe man die Verbindung des Vorhafens mit dem Flusse herstellte, legte man in die Schleuse Dammbalken ein.

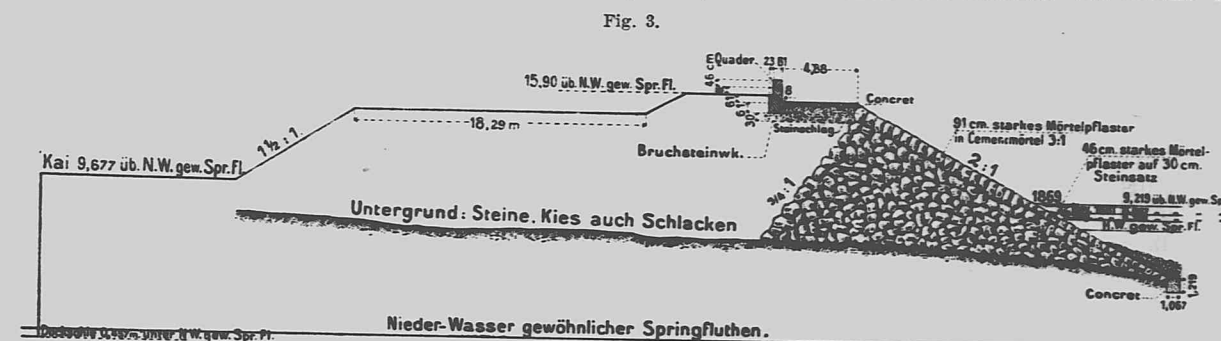


welche vorläufig das Eindringen des Hochwassers in das heute bereits sehr weit gediehene Innenbecken verhindern.

Inzwischen war die Herstellung des seewärts liegenden Theiles des Aussendamms wieder in Angriff genommen worden. Dessen Schüttung erfolgte grösstentheils durch Vorderkipfung, seltener durch Seitenkipfung. Seinen gegen früher ganz bedeutend verstärkten Querschnitt zeigt Fig. 3. Ein Betonfuss 1,22 m hoch, 1,07 m breit, soll die Unterspülung verhindern und einen weiteren Schutz sollen zwei Bühnen (Fig. 1) gewähren. Die äussere Fläche ist

zweiflüssig abgebösch und mit Mörtelpflaster, sogenanntem stone-pitching versehen. Hierbei setzt man die Steine trocken; hierauf wird Betonmörtel mit der Schaufel in kleinen Häufchen über die Fugen gelegt, und dann mit Eisenstangen tief hineingetrieben; endlich giesst man die letzten an die Oberfläche reichenden 3 Zoll (76 mm) mit Cementmörtel voll aus. Die Brüstung besteht aus Bruchsteinmauerwerk und ist mit Hausteinplatten abgedeckt.

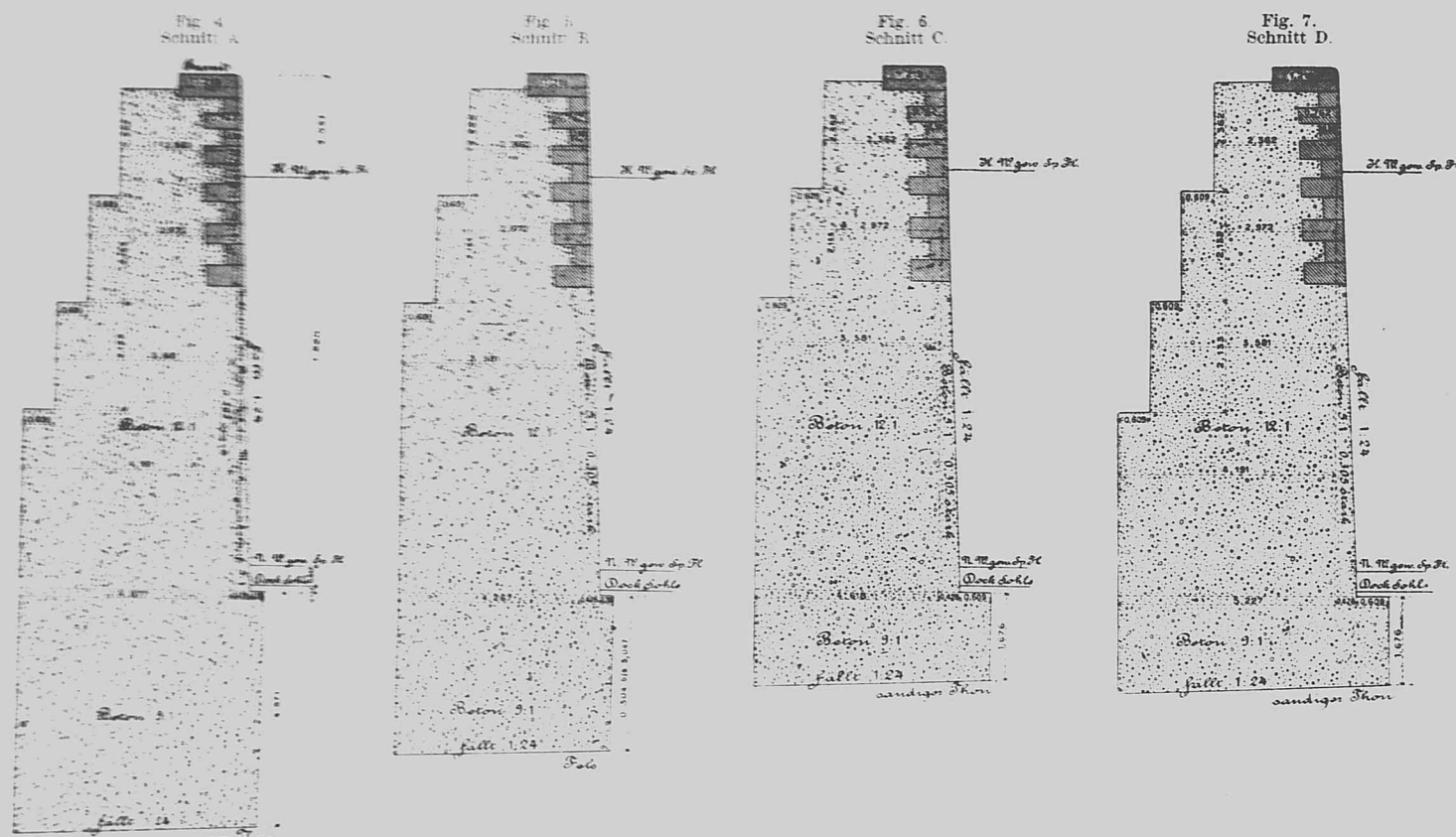
Nachdem der Aussendamm genügend vorgeschritten war, eröffnete man den Aushub des Docks zunächst an



jenen Stellen, wo Kaimauern hinzukommen hatten und gelangte endlich zu deren Gründung und Mauerung und zum weiteren Ausgraben des Hafenbeckens. Die zu gewinnenden Bodenarten wechselten von feinem Sande bis zu grobem Kies und nur bei den Gründungen traf man stellenweise auf Buntsandstein. Die Lösung erfolgt von Hand, die Förderung von Hafensohle zur Anschüttungshöhe in Roll-

wagen auf schiefen Ebenen durch von alten Locomobilen getriebene Windtrommeln oder vorgespannte Pferde, die Wasserhaltung des Beckens durch Gräben, welche in einem Sumpf zusammenlaufen und von da aus durch eine von einer Locomobile in Gang gesetzte Kettenpumpe, welche 9,1 cbm in der Minute hebt und eine Rohrleitung.

Die verschiedenen Querschnitte der Kaimauern sind



aus den Figuren 4—7 zu entnehmen. Die Mauern bestehen unter Grund aus Beton mit dem Mischungsverhältniss von 1 Raumtheil Portlandcement auf 5 Sand und Kies, welche letztere Bestandtheile bei der Dockanschachtung selbst gewonnen wurden; die Proben ergaben bei Cement, welchen man ohne Sandzusatz unter Wasser erhärten liess, nach 7 Tagen eine Zugfestigkeit von 23 kg per qcm Beton aus Kalkmörtel, wie er im Bedingnisheft vorgesehen

	Einheit	Preis Sh. d	Einheit	Preis M. Pf.
Aushub nebst Forderung und Wiederverlagerung sammt allen Nebenarbeiten, Pumpen, Zimmern u. s. d. Hängen der Boscungen, Bekleiden der dem Wasser ausgesetzten Flächen und Leinschlag, wo dieses verlangt wird. Dieser Preis gelangte auch bei Gerüstungen zur Anwendung und dabei blieb unterhalb des Grundniveaus der mit Beton auszufüllende Raum unberücksichtigt und dermal der Absatz wurde bloss jene Mehrausachtung berechnet, die innerhalb einer in der Höhe des Absatzes ausgehenden 10 Fussigen Boscung lag.	Cub.-yard	1 0	cbm	1 31
Hausteinmörtel aus Portlandcementmörtel aus Granit in den Wendensischen Desgl. als Granit in Bramp, Lagerstein unter dem Wendezapfen, Stufen und sonst nicht genannte Theile.	Cub.-Fuss	5 9	cbm	203 07
Desgl. als Buntsandstein zur Abdeckung der Mauern, sammt Lieferung der Eisenbalken, es wurde jedoch hiezu Granit zum Preise von 141 M. 27 Pf. per cbm verwendet.	Cub.-Fuss	5 0	cbm	176 58
Desgl. als Buntsandstein als Verkleidung der Kammerecken, Dammfalze und Kettenbojen, Grundplatten der Winden und an sonst nicht genannten Stellen.	Cub.-Fuss	1 9	cbm	61 80
Desgl. als Buntsandstein in den Kammerböden.	Cub.-Fuss	1 9	cbm	61 80
Desgl. als Buntsandstein in den Ansichtsflächen der Kaimauern und Kammerwänden.	Cub.-Fuss	1 9	cbm	61 80
Beton aus Portlandcement nach dem Mischungsverhältniss 1:12.	Cub.-Fuss	1 4	cbm	47 09
Beton aus Portlandcement nach dem Mischungsverhältniss 1:9.	Cub.-yard	10 0	cbm	13 08
Desgl. nach dem Mischungsverhältniss 1:5 in den Ansichtsflächen.	Cub.-yard	14 6	cbm	18 96
Mortelpflaster, stone pitching an der Oberfläche zu messen.	Cub.-yard	16 0	cbm	20 93
Grundbau von scharfem Schotter hiezu dienen Steinbruchabfälle.	Quadr.-yard	4 0	qm	4 78
Bekiesung mit Rund- oder Schlagelschotter.	Cub.-yard	2 6	cbm	32 70
Fahrdammherstellung mit Rund- oder Schlagelschotter.	Cub.-yard	2 6	cbm	32 70
Schleusenthor mit allen Ketten und Vorrichtungen zum Öffnen und Schliessen.	Cub.-yard	4 0	cbm	52 32
Haltepfähle.	Stück	2500 L.	Stück	50000 00
Ankerbojen sammt Ketten, Grundaushub und Beton.	Stück	5 L.	Stück	100 00
Erdwinden.	Stück	100 L.	Stück	2000 00
Gusseisenleitern.	Stück	120 L.	Stück	2400 00
	Stück	5 L.	Stück	100 00

worden war, kam nirgends zur Verwendung. Die unter einer Anlage von $\frac{1}{24}$ geböschte Ansichtsfläche wird in der Tiefe durch eine 30 cm starke Schale besseren Betons vom Mischungsverhältniss 1:5, näher am Wasserspiegel und darüber durch eine Verkleidung mit Buntsandsteinquadern, welche in der Nähe Maryports gebrochen werden, geschützt; zur obersten 1,22 m breiten, 0,46 m hohen Abdeckung, für welche das Bedingnisheft Buntsandstein in Aussicht genommen hatte, wurde, wie überhaupt in England üblich, Granit benutzt. Die im April dieses Jahres (1883) fertig gewordenen Mauern also die Einfassung des Vorhafens, die Schleuse und die Hafenwandung mit den Querschnitten A, B und C sind in der Situation (Fig. 1.) durch dicke schwarze Linien bezeichnet; es erübrigte noch die Vollendung der bereits gegründeten Mauer D, die Herstellung von E und der Anschluss an die bestehende Südmole. Aus den Schnitten A, B, C und D ist auch die Beschaffenheit des Baugrundes zu ersehen.

Die Arbeiten, welche Bahngleise, Fahrwege und dergleichen betreffen, sind von geringerer Bedeutung und es soll nur die Anwendung kleiner Gusseisenbrücken zu Strassenübersetzungen erwähnt werden.

Die mit dem Unternehmer vereinbarten Preise sind aus der Tabelle der vorigen Seite zu ersehen.

Bei ausnahmsweiser Verwendung, wobei die Stellung der Gerätschaften einbegriffen ist, wird für einen Steinmetz, Maurer, Zimmermann oder Schmied je $8\frac{1}{2} d = 71$ Pf. und für einen Tagelöhner $5 d = 42$ Pf. für jede Arbeitsstunde an den Unternehmer gezahlt. Bruchsteine werden aus einigen in der Nähe Maryports befindlichen Buntsandsteinbrüchen zum Preise von 4 M. 42 Pf. per metrische Tonne bezogen, und für das Bruchsteinmauerwerk der Brüstungsmauer auf der Krone des Aussendamms wurden 22 M. 47 Pf. pro cbm festgesetzt.

Der ganze Bau dürfte noch im Laufe dieses Jahres (1883) vollendet werden und bis dahin einen Kostenbetrag von 3 Millionen M. erreichen.

Zum Schlusse muss der Unterzeichnete, welcher die Besichtigung der sehenswerthen Arbeiten der gütigen Einladung des Herrn Hayter verdankte, neben den Eingangs genannten Herren insbesondere Herrn Wake, Ingenieur der Bauleitung, für ihr freundliches Entgegenkommen und die Mittheilung der betreffenden Daten seinen verbindlichsten Dank ausdrücken.

Dr. Forchheimer.

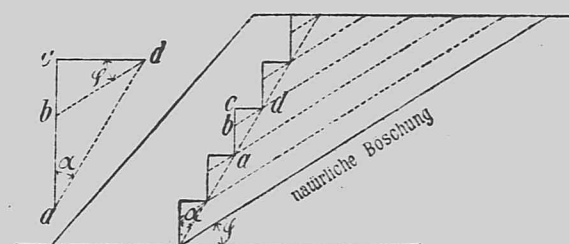
III. Referate aus technischen Zeitschriften.

Allgemeine Baukunde.

Statik der Bauconstructionen.

Bearbeitet von Prof. Dr. Weyrauch in Stuttgart.

Genaue Bestimmung des Gleichgewichts der Stützmauern und des Erddrucks, von Ingenieur Gobin in Lyon. Diesen Titel führt eine 130 S. lange Studie, welche neben viel Bekanntem und manchen gewagten Schlüssen auch gute Gedanken und werthvolles Erfahrungsmaterial enthält. So kann die folgende Bestimmung des Erddrucks auf überhängende Mauern, bei welchen die



neuer Theorie bekanntlich versagt, für practische Zwecke empfohlen werden. — Denkt man sich die Druckfläche bestehender Figur entsprechend aus unendlich kleinen Treppen zusammengesetzt, so verhält sich der Druck auf jeden Verticalabsatz zum Drucke auf dieselbe

Fläche bei verticaler Wand wie $ab:ac = z$. Die Horizontalsätze erhalten keinen Druck. Da

$$cd = ac \operatorname{tg} \alpha$$

$$bc = cd \operatorname{tg} \varphi = ac \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi,$$

so folgt

$$z = 1 - \frac{bc}{ac} = 1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi.$$

Mit diesem Factor hat man den bekannten Druck auf die vertical gedachte Wand zu multiplicieren, um den Druck auf die überhängende Wand zu erhalten. Für $\alpha = 0$ oder $\varphi = 0$ wird $z = 1$ und für $\alpha = 90 - \varphi$ wie es sein muss $z = 0$. Richtung und Angriffspunkte des Drucks sind wie bei verticaler Wand. — Bekanntlich ist vom theoretischen Gesichtspunkte aus mehrfach vertreten worden, dass der Druck, welchen zwei nahestehende Verticalwände durch zwischenliegende Erde ohne Cohäsion erfahren, gar nicht oder nur wenig von dem Drucke abweicht, den eine der Wände erfährt, wenn von ihr aus die Erde mit horizontaler Oberfläche bis ins Unendliche reicht. Versuche des Verfassers bei 6 cm Entfernung der Wände schienen dies zu bestätigen. Trotzdem hat man mitunter hohle Brückenpfeiler mit losem Sande ausgefüllt, in der Meinung, die Sicherheit zu erhöhen. Gobin führt einen Fall an, in welchem ein ähnlich construirtes Widerlager während der Ueberfahrt eines Zuges infolge des inneren Druckes von oben bis unten gespalten wurde.

Annal. d. ponts et chaussées 1883, II. S. 98—230.

Ueber Sanddruck und die Bewegungserscheinungen im Innern trockenes Sandes, von Ing. Dr. Forchheimer in Aachen. Nachtrag zu einem früheren Aufsatz (s. Jahrg. 1883 S. 189 d. Zeitschr.) über den gleichen Gegenstand. Es werden die Resultate weiterer Versuche vorgeführt, insbesondere auch bezüglich des Erd-druckes bei ansteigender und abfallender Erdoberfläche.

Zeitschr. d. öster. Arch.- u. Ing.-Ver. 1883 S. 103—108.

Druckvertheilung im rechteckigen Mauerquerschnitt, von Regierungsbaumeister Barkhausen zu Hannover. Die gebräuchlichen Formeln für den Normaldruck auf rechteckige Mauerfugen setzen voraus, dass die Druckresultante in einer der Symmetriexen des Rechtecks angreift. Da dem Verfasser bei Viaductpfeilern und Futter-mauern der Berliner Stadtbahn wiederholt Fälle vorkamen, welche dieser Bedingung nicht genügten, so untersucht er die Druckvertheilung bei beliebigem Angriffspunct der Resultante unter den gewöhnlichen Annahmen, dass die Normalspannung proportional der Entfernung von einer Geraden sei und das Mauerwerk keinem Zuge widerstehe.

Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1883. S. 470—482.

Ueber einige Versuche mit dem Dehnungszeichner, von Prof. Dr. Fränkel in Dresden. Diese an 3 Brücken vorgenommenen Versuche geben interessante Aufschlüsse über die Vertheilung der inneren Kräfte und den Einfluss verschiedener constructiver Anordnungen bei eisernen Brücken. Der Verfasser hat sich nicht auf die Mittheilung der Messungsergebnisse beschränkt und insbesondere in einem Falle ausführliche Vergleiche mit den Ergebnissen verschiedener Berechnungen vorgenommen. Die wirklichen Beanspruchungen blieben bei dem betreffenden Halbparabelträger von 16,8m Spannweite mit Verticalen und gekreuzten Diagonalen fast durchgehends hinter den Rechnungsergebnissen zurück. Viel weniger befriedigend lagen die Verhältnisse für Zwischenträger von Brücken. Es zeigten sich bei Versuchen mit Schwellenträgern mancherlei Einflüsse, welche zwar noch erklärt, aber bei der Berechnung nicht wohl einzeln berücksichtigt werden können. Man wird also auch hier wieder darauf hingewiesen, die zulässige Beanspruchung bei Zwischenträgern geringer als bei Hauptträgern zu greifen. Neben den Versuchsergebnissen, welche sich ohne Diagramme nicht wiedergeben lassen, sind von Interesse die Berechnungen von Stabkräften des erwähnten Trägers 1) unter Voraussetzung nur für Zug widerstandsfähiger Diagonalen, 2) bei Zerlegung des Trägers in 2 einfache Systeme, 3) nach der Theorie der statisch unbestimmten Systeme (Anwendung des Princip der kleinsten Deformationsarbeit, 4) mit Rücksicht auf die Secundärspannungen nach Manderla.

Civiling. 1883 S. 363—400.

Ueber die Anwendung des Princip der Arbeit in der Festigkeitslehre, von Ing. Müller-Breslau in Berlin. Der Verfasser erläutert die beiden von Mohr und Castigliano herrührenden Methoden der Berechnung statisch unbestimmter Constructionen in einfacher und zweckmässiger Weise an einer Anzahl Beispiele. Im Anschluss an diese Arbeit ist eine Discussion zwischen Mohr und Müller-Breslau über den relativen Werth der beiden Verfahren entstanden. Man kann Mohr zugeben, dass das Princip der virtuellen Verrückungen auch in der Baumechanik ein grösseres Anwendungsgebiet als das Princip der kleinsten Deformationsarbeit hat, ohne desshalb den wissenschaftlichen und praktischen Werth des Letzteren, welches eine neue Wahrheit darstellt, verneinen zu müssen.

Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883 S. 87—89, 96—98, 171—172, 274—275, 299.

Das Problem der Verticalkräfte einfacher durch bewegliche Lastensysteme beanspruchter Träger behandelt

Prof. Almquist in Stockholm graphisch derart, dass sich die von einem bestimmten Lastsystem herrührenden Maximal- und Minimalwerthe der Verticalkräfte aller Querschnitte gleichzeitig ergeben.

Civiling. 1883 S. 363—368.

Ueber den Einfluss der Baumkanten auf den Biegungswiderstand frei liegender Balken, von Prof. Dr. Heyn in Dresden. Den Ausgangspunct der Untersuchung bildet wie in einem früher erwähnten Aufsatz des Verfassers (Zeitschr. f. Baukunde 1883 S. 429) die „grösste zulässige Durchbiegung“.

Civiling. 1883 S. 333—362.

Baumaterialien.

Bearbeitet von Ingenieur Stuttgartardter in München.

Holz.

Zur Conservirung des Holzes an Häuser-Façaden etc. hat sich in Amerika das Imprägniren mit Asphalt in Verbindung mit irgend einem fäulniswiderstehenden Materiale gut bewährt. Das zugerichtete Holz wird erst der Hitze ausgesetzt, um die in ihm befindliche Feuchtigkeit auszutreiben und kömmt dann in ein heisses Bad aus gelöstem Asphalt und Carbonsäure. Beim Abkühlen verdunstet das Lösungsmittel und entsteht auf der Oberfläche ein dünner Ueberzug von Asphalt, welcher dem Wasser Widerstand leistet und das fäulniswidrige Material in den Poren des Holzes zurückhält. Das Aeusseres des Holzes bietet dabei eine glatte schwarze Oberfläche und bedarf keines weiteren Anstriches.

Thonindustztg. 1883. S. 345.

Holz kömmt als Strassenpflasterungsmaterial in Amerika nur noch in den holzreichen Gegenden des Westens (Chicago als Centrum), der Wohltheil halber, zur Anwendung und rechnet man auf eine Neupflasterung innerhalb 7—8 Jahren. Sonst sind derartige Pflasterungen nach und nach durch Asphaltpflasterungen ersetzt worden, nachdem die ersten sehr schlimme und kostspielige Erfahrungen geliefert haben.

Deutsche Bauztg. 1883 S. 432.

Das Blythe'sche Schwellen-Imprägnirungs-Verfahren, welches von Eisenbahn-Bauinspector Claus nicht günstig beurtheilt wird (vgl. Bd. VI Sp. 430), findet dagegen einen warmen Vertreter an dem Baudirector Hohenegger in Wien. In einem an den Verein für Eisenbahnkunde in Berlin gerichteten Schreiben hebt er hervor, dass das genannte Verfahren sich vollkommen bewährt habe und darnach imprägnirte Schwellen, auch bei sehr ungünstigen localen Verhältnissen, nach mehreren Jahren noch vollkommen gesund befunden wurden. Der Hauptvorzug des Verfahrens bestehe in der Räucherung der Hölzer mit rasch circulirenden Creosotdämpfen, während das bisherige Dämpfen der Schwellen unter einem gleichmässig ruhigen Drucke von Wasserdampf stattfand, welcher sich beim Eintritt in die Holzmasse condensire und sodann den Kern des Holzes gegen die Einwirkungen der Dämpfe förmlich absperre. Ein weiterer Vorzug des Verfahrens bestehe in der Verwendung desselben zu einem fahrbaren Apparate, wodurch es möglich sei, auf jeder Bahnstation die dort eingelieferten Materialien zu imprägniren, während nach den früheren Einrichtungen die Imprägnirung nur in einer stabilen Aultalt vorgenommen werden konnte und dadurch eine kostspielige Zu- und Abfuhr des zu imprägnirenden Materials erheischte.

Eisenbahn-Bauinspector Claus jedoch erklärt, an seinem früheren Urtheile festhalten zu müssen, zumal längere practische Erfahrungen über das Blythe'sche Verfahren noch nicht vorliegen.

Fabrikbesitzer Rütgers sucht durch Darstellung der einzelnen Vorgänge beim fraglichen Verfahren dessen Mangelhaftigkeit nachzuweisen und kann auch den besonders hervorgehobenen Vorzug der Beweglichkeit des Blythe'schen Apparates nicht sehr hoch anschlagen.

Ztg. d. Ver. deutsch. Eisenbahnverw. 1883. S. 1125.

Ueber die chemische Veränderung des Holzes in Folge des Hausschwammes, wie auch der Roth- und Weissäule, theilt Wagner mit, dass die kranken Hölzer bei weitem keine so grosse chemische Verschiedenheit im Vergleich zum gesunden Holze zeigen, wie man anzunehmen geneigt ist. Es scheinen demnach die qu. Zerstörungen meist auf mechanische Eingriffe z. B. Seitens der Pilzthätigkeit zurück zu kommen. Die betreffenden Untersuchungen haben ferner dargethan, dass zur Bildung des Hausschwammes nicht mehr schwefelsaure Salze in der Nähe sich zu befinden brauchen, als nöthig sind, um Roth- oder Weissäule zu erzeugen.

Deutsche Bauztg. 1883 S. 528.

Metalle.

Emaillirte gusseiserne Röhren. Das Kohlensäure enthaltende Wasser greift die eisernen Röhren an, weshalb solche mit einem schützenden Ueberzuge versehen sein sollten. Gewöhnliche Emaille ist nicht anwendbar, weil das Gusseisen für Röhrenguss ungemein leicht flüssig ist und man nur Glasflüsse verwenden könnte, welche, um auch leicht flüssig zu sein, Blei enthielten. Mit Blei enthaltenden Glasuren wäre man aber schlimmer daran, als mit dem nackten Eisen. In einer Sitzung der Berliner polytechnischen Gesellschaft legte Dr. Ziureck aufgeschnittene Proben gusseiserner Röhren vor, die mit einem emailleartigen Ueberzug versehen sind, welcher sich vorzüglich bewährt hat. Dieser Ueberzug wird nach einem, dem Eisenhüttenwerke Marienhütte bei Kotzenau ertheilten Patente dadurch hergestellt, dass man auf den Kern der Form eine leicht flüssige Mischung von Kalk, Thonerde und Silicaten aufträgt, welche beim Giessen des Rohres durch die hohe Temperatur des flüssigen Eisens zusammensintert und beim Erkalten des Rohres fest an dessen Innenwand haftet.

Glaser's Ann. 1883 Nr. 145 S. 21—22.

Die Prüfung des Eisens und Stahls durch Anätzen ist seit neuerer Zeit als zuverlässige Methode anerkannt. Wenn man auch aus der Beschaffenheit der Bruchflächen einen Schluss auf die Qualität der Eisensorten machen kann, so ist doch diese Prüfungsweise nicht ausreichend, da die Beschaffenheit der Bruchflächen von der Art des Brechens abhängig ist. Durch das Anätzen werden aber die verstecktesten Fehler des Fabrikates blosgelegt und ein Schluss auf das Arbeitsverfahren bei Herstellung des Fabrikates ermöglicht. Das beste Aetzmittel für derartige Prüfungen ist eine verdünnte Salzsäure, deren specifisches Gewicht 1,062 beträgt. Näheres im

Maschinenb. 1883 S. 409—410.

Gewalztes Ziereisen von Menden und Schwerte findet practische Verwendung bei Herstellung von eisernen Gittern, Thoren, Balkons etc. und hat den Vortheil, dass es sich im Gegensatz zu Gusseisen unbeschränkt bearbeiten, biegen, nieten und zusammenschweissen lässt, ohne dass irgend welcher Bruch entsteht.

Deutsche Industztg. 1883 S. 348.

Stählerne Wasserleitungsröhren macht die Chamerony Company für Leitungen, welche hohen Druck auszuhalten haben. Die Bleche werden zu beiden Seiten mit Blei überzogen, dann in die Form gewalzt, genietet, der ganzen Länge nach gelöthet und mit Pech überzogen. Die Gesteungskosten sind nicht viel grösser, als die von eisernen Röhren, während die Stahlröhren bedeutende Vortheile gegenüber den ersten besitzen. Die Widerstandsfähigkeit gegen Zug und

inneren Druck soll 50 bis 60 Mal und diejenige gegen Längen-deformation 30 bis 40 Mal grösser sein, als bei Eisen, während die grössere Elasticität des Stahls selbst harte Stösse ohne bleibende Deformation zulassen soll.

Ebenda S. 368.

Stahl für Constructionszwecke. Wenn es auch gelungen ist einen für Constructionszwecke geeigneten Stahl herzustellen, so sind die Schwierigkeiten, die sich dem Constructeur bei der Anwendung und weiteren Verarbeitung dieses Materials bisher hindernd und Misstrauen erweckend in den Weg stellten, erst nur zu einem Theil gehoben; denn die an dem Stahl in den Constructions-Werkstätten vorzunehmenden mechanischen Bearbeitungen haben auf die Eigenschaften des Endproductes einen entscheidenden Einfluss, sie verändern in manchen Fällen gänzlich den Character des Materials und machen dieses durchaus untauglich für den später von ihm zu erfüllenden Zweck. Andererseits lassen sich auch wieder gewisse unliebsame Eigenschaften des Stahls durch geeignete weitere Verarbeitung bis zu einem gewissen Grade mildern. In Amerika hat man in den letzten Jahren diesem Gegenstande die grösste Aufmerksamkeit gewidmet und hat namentlich A. F. Hill zahlreiche Versuche angestellt über den Einfluss der verschiedenen mechanischen Bearbeitungen des Stahls auf seine Eigenschaften bis zur Fertigstellung des Endproductes. Die unten angeführte Zeitschrift enthält eine ausführliche Mittheilung über diese Versuche, nebst Tabellen über die gewonnenen Resultate, woraus sich ersehen lässt, dass die Verarbeitung des Stahls bei sämtlichen mit ihm vorzunehmenden Handhabungen Sorgfalt und eine seiner Natur und seiner Verwendung angepasste intelligente Behandlung erfordert, wenn wir seine schätzenswerthen Eigenschaften auch für grössere Constructions voll und ganz ausnützen wollen.

Glaser's Ann. 1883 H. 149 S. 108—107.

Veränderung von Eisen in einem Fabrikschornstein. Die Eisenstücke waren in der bekannten Weise zum Zwecke der Besteigung des Schornsteins innerhalb desselben eingemauert worden. Diesem Schornstein wurden, nachdem derselbe viele Jahre beständig und ohne jeden Anstand benützt worden war, Verbrennungsgase aus Versuchsfeuerungen zugeführt, welche mit hoher Temperatur eintraten und wahrscheinlich viel Kohlenoxydgas enthielten. Nach einiger Zeit machte sich ein Weichen des Kamins aus seiner senkrechten Stellung in Folge einer Krümmung bemerklich und die Untersuchung ergab als Ursache das Wachsen des Eisens auf den nahezu doppelten Querschnitt bei gänzlicher Structurveränderung.

Gesundheits-Ing. 1883 S. 403—406.

Zur Qualitätsbestimmung von Eisen und Stahl. Der anderwärts ausgesprochenen Meinung, dass in Amerika Bautheile aus Gusseisen sehr beliebt seien, tritt A. Cluss in Washington entgegen, indem er anführt, dass auch dort die Verdrängung des Gusseisens durch Walzeisen bei Inanspruchnahme der Bautheile auf absolute und relative Festigkeit sowohl, als auch auf Druck und auf Zerknicken angestrebt wird. So werden in der amerikanischen Praxis schmiedeeiserne, aus Quadranteisen genietete Säulen den gusseisernen vorgezogen, als sicherer und innerhalb der Elasticitätsgrenze auch wohlfeiler. Diese Säulen erhalten eine Umkleidung von feuerfesten Material in plastischem Zustande und werden mit Marmor — aus feuerfesten Cement hergestellt — decorirt. Sie widerstehen einer Hitze, welcher bei allen grösseren Feuersbrünsten der Marmor längst unterliegt. Sehr grosse Verdienste um die Einführung von Constructionen aus Walzeisen hat sich die Phoenix-Iron-Comp. erworben, welche ihre Fabrikate, bestehend aus Brücken, Viaducten, Dächern etc. durch ganz Nord- u. Südamerika, Australien und Indien versendet und ihre Resultate auf Kirkaldy's Ex-

perimenten basirt, die kurz zusammengefasst in 15 Sätzen wiedergegeben werden in der

Deutsche Bauztg. 1883 S. 455.

Untersuchungen von Flusseisen. Die Wahrnehmung, dass Eisen und ganz besonders Flusseisen, die Eigenschaft besitze, bei der Bearbeitung in einer bestimmten Temperatur äusserst brüchig zu werden, veranlasste den Ingenieur C. E. Stromeyer in London bezügliche Versuche anzustellen. Die Temperatur, bei welcher besagte Verschlechterung eintritt, befindet sich zwischen den Schmelzpunkten des Bleies und Zinnes und kann mit blau-warm bezeichnet werden, da Eisen, auf diese Temperatur erwärmt, bekanntlich gelb bis blau anläuft. Die in einer Tabelle mitgetheilten Resultate der Versuche zeigen die wesentliche Verschlechterung des Flusseisens durch die Bearbeitung in blauwarmen Zustände. Str. führt weiter an, dass alle ihm bekannten Brüche eines nicht härtbaren Flusseisens durch die oben erwähnte Bearbeitung verschuldet seien und hält es für möglich, dass viele der Unglücksfälle, welche in Giessereien und Walzwerken durch Brüche von Ketten etc. verursacht würden, auf diesen blauwarmen Zustand des Materials zurückzuführen seien.

Wochschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1883 S. 369—370.

Die Dauer der Stahlschienen soll nach eingehenden Versuchen von dem Wärmegrade ihrer Fertigwalzung abhängen. Wenn der Walzprozess während der Rothgluth des Stahles beendet war, sei der Widerstand der Schienen auf Zug und Druck weniger gross, als wenn sie bei niedriger Temperatur abgewalzt sind.

Ztg. d. Ver. deutsch. Eisenbahnverw. 1883 S. 1160.

Um das Springen der Wasserleitungsröhren beim Einfrieren zu verhindern, füttert O. Böttner in Lauchhammer dieselben mit Gummischläuchen aus, die sich möglichst dicht an die Wandungen und Bohrungen der Hähne anzulegen haben. Durch Zusammendrücken des Gummis in radialer Richtung soll ein genügender Spielraum für die Ausdehnung des gefrorenen Wassers geschaffen werden.

Deutsche Bauztg. 1883 S. 507—508.

Ziegel- und Thonwaaren.

Um der Porosität der Falzdachziegel abzuwehren, hat man häufig einen Anstrich von Theer angewendet. Beobachtungen haben aber gezeigt, dass derartige Ziegel in kurzer Zeit abbröckeln und schadhafte werden, woraus zu entnehmen ist, dass der Theerüberzug einen allgemein schädlichen Einfluss auf den Thon übt. Dies lässt sich damit erklären, dass das Wasser durch kleine Risse in den Ziegel dringt, wegen der Theerdecke nicht gehörig verdunsten kann und beim Gefrieren den Ziegel zerstört.

Thonindustrztg. 1883 S. 314—315.

Platten zur Verblendung und Isolirung von Wandflächen fertigt A. Keim in München, indem er zwei Thonplatten, wovon die eine etliche grössere Furchen hat, die andere gerippt ist, mit ihrer Glasurseite aufeinander legt und brennt. Durch das Brennen werden sie in eine einzige Platte vereinigt, welche mit der gefurchten Seite in den Mörtelbewurf der Wand gedrückt wird, während die gerippte Vorderfläche dem Malgrund eine möglichst grosse Oberfläche darbietet.

D. R.-P. Nr. 22666.

Verbindungsmaterialien.

Gewölbe aus Cementbeton zwischen Eisenträgern sind wegen beschränkter Constructionshöhe zur Ueberbrückung von kleineren Wasserläufen im städtischen Strassenterrain von Meerane zur Anwendung gekommen. Zwischen zwei von Mitte zu Mitte 1,5 m entfernten und 2,5 m frei liegenden 23 cm hohen Hartwich-Schienen, welche

durch 3 Ankerbolzen miteinander verbunden waren, wurde auf einer dichten Einschalung mit 15 cm Pfeilhöhe Cement-Beton, im Mischungsverhältniss von 1 Th. Cement, 2 1/2 Th. scharfen Flusssand und 5 Th. Kleinschlag in einer Stärke von 12 cm im Scheitel und 22 cm am Widerlager in Gewölbeform eingebracht, und festgestampft. Nach 8 tägiger Erhärtungsdauer wurde das Gewölbe ausgeschalt und nach vierwöchentlicher Erhärtungsdauer, während welcher Zeit das Gewölbe täglich häufig benetzt worden war, sind mehrfache Belastungsversuche angestellt worden, welche sehr befriedigend ausfielen. Die Kosten für Herstellung des Gewölbes exclus. Schienen und Nebenarbeiten beliefen sich auf 5,7 M. pro lfd. qm.

Deutsche Bauztg. 1883 S. 362.

Die Puzzolane und die „rothe Erde“ Istriens wurden als Bindemittel bei den Wasserversorgungsbauten der Staatsbahn Divazza-Pola verwendet. Die römische Puzzolane kann sowohl an der Luft, im Wasser, bei abwechselnder Feuchte und Trockenheit, zu Verputz (jedoch mit der Kelle, nicht mit dem Reibbrett geglättet), als auch zu wasserdichten Betonirungen verwendet werden. Selbst bei geringen Mauerstärken gewährleistet die Puzzolane eine zufriedenstellende Wasserdichtigkeit, nur wenn Mauerwerks- und Betonkörper rasch erhärten sollen, wird das Bindemittel dem Zwecke nicht entsprechen. Mit Fettkalk gemischt gibt die Puzzolane sehr gute Mörtel.

Wegen der grossen Kosten, den der weite Transport dieses Materials veranlasst, hat man zu den fraglichen Bauten auch die „rothe Erde Istriens“ als Bindemittel benützt. Dieselbe wurde im natürlichen Zustande mit Fettkalk vermischt verwendet und zeigte der so hergestellte Mörtel ein ähnliches Verhalten, wie Puzzolanerde. Für die Bassins hat sich die zu einem zähen Teige angemachte reine rothe Erde als Dichtungsmittel vorzüglich bewährt; ebenso vorzüglich erwies sich der aus rother Erde hergestellte Beton, mit dem Mischungsverhältnisse von 2 Th. Fettkalk, 5 Th. rothe Erde und 7 Th. Schotter. Zu Verputzarbeiten, welche dem Regen ausgesetzt sind, ist die Verwendung der rothen Erde nicht anzurathen.

Wochschr. d. österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1883 S. 217—219.

Der Tripolith hat das Vertrauen, welches ihm bei seinem ersten Auftreten vor ca. 2 Jahren vielfach entgegen gebracht wurde, in der Praxis nicht gerechtfertigt, sondern es ist durch mehrfache Anwendungen festgestellt, dass er vor gewöhnlichem Kalk- und Gypsmörtel keine Vorzüge besitzt und mit den guten hydraulischen Mörteln überhaupt nicht in Vergleich gezogen werden kann, ausserdem ist sein Preis höher, als der letztgenannter Materialien. So hat die Kgl. Ministerial-Baucommission in Berlin mehrfache Versuche mit Tripolith durchgeführt, welche theils unbefriedigend ausgefallen sind, theils geradezu ungünstige Resultate geliefert haben.

Dem entgegen Regierungsbaumeister Weyrauch in Heidelberg, dass der Tripolith vielfach mit sehr günstigem Erfolge Anwendung gefunden habe und dass die Versuche in Berlin mit dem geringwerthigen Fabrikate einer dortigen Firma angestellt worden seien.

Centrabl. d. Bauverw. 1883 S. 312 u. 327—328.

Eine Brücke aus Bruchstein-Cementmörtel-Mauerwerk von 7,8 m Weite und 1,7 m Stichhöhe wurde im vergangenen Sommer durch ein aussergewöhnlich starkes Hochwasser zum Theil mit hinweggerissen, ohne dass ein Einsturz erfolgte. Hiedurch ist der innige Zusammenhang des Bruchstein-Cementmörtel-Mauerwerks in eclatanter Weise nachgewiesen und gezeigt, dass man es mit einem Material zu thun hat, welches wesentlich stärkere Spannungen zulässt, wie demselben meist zugemuthet werden. Der feste Zusammenhang wird noch weiter dadurch documentirt, dass ein Bogenstück von mehreren Cubic-

Die vorliegende Sammlung von Beispielen und Aufgaben schliesst sich enge an die im Vorjahre erschienene Theorie statisch bestimmter Träger desselben Verfassers an. Es werden in derselben die Anwendung der dort entwickelten Rechnungsverfahren gezeigt, eine grosse Anzahl von Zahlenbeispielen durchgerechnet und einzelne weniger wichtige Theile der Theorie weiter ausgeführt. Sämmtliche Lösungen sind analytisch, nicht graphisch vorgenommen, da die Sammlung im Anschluss an die Uebungen zu den Vorträgen über „Analytische Theorie der Ingenieurconstructionen“ entstanden ist und der Verfasser überdies den analytischen Methoden den Vorzug vor den graphischen einräumt, eine Auffassung, welcher auch vom Standpunkte des Praktikers aus in der Hauptsache beigeppflichtet werden muss.

Ausser den gewöhnlichen Anordnungen der statisch bestimmten Balkenfachwerke und Bogenfachwerke werden auch die continuirlichen Gelenkträger, die continuirlichen Bogenträger, die Träger mit schief verschiebbarem Auflager und mit imaginären Gelenken behandelt. Den Schluss bildet die Berechnung der statisch unbestimmten Fachwerke mehrfachen Systems auf Grund der *in praxi* meist üblichen Methode der Zerlegung in mehrere statisch bestimmte Einzelsysteme.

Die Ermittlung der Stabkräfte erfolgt theils nach den genauen Formeln, theils werden für den praktischen Gebrauch Näherungsformeln in Anwendung gebracht; grosse Aufmerksamkeit ist der Ermittlung der ungünstigsten Laststellungen und der Berechnung mit Lastäquivalenten an Stelle der wirklichen Radlasten zugewendet.

Die Sammlung ist sehr reichhaltig (130 Zahlenbeispiele), übersichtlich geordnet, und ist Jedem, der sich die Theorie des Verfassers voll zu eigen machen will, angelegentlich zu empfehlen.

Zum Schlusse möge noch kurz auf folgende zwei Punkte eingegangen werden.

In Aufgabe 7 heisst es bezüglich des Einflusses von Zwischenträgern auf die Grenzwerte der Momente M und Verticalkräfte V : „Für diejenigen Schnitte, welche mit Knotenpunkten zusammenfallen, kann bei Berechnung der M und V ganz so verfahren werden, als ob gar keine Zwischenträger vorhanden wären.“ Dies ist nur für die M allgemein zutreffend; für die V dagegen erreichen die Grenzwerte an den Knotenpunkten in vielen Fällen grössere Werthe, wenn Zwischenträger vorhanden sind, als wenn die Lasten direct auf den Hauptträger wirken. Die Darstellung der Grenzwerte von V zeigt bei Zwischenträgern in Wirklichkeit eine Treppenlinie an Stelle des in Fig. 27 eingezeichneten krummlinigen Polygons.

Das in Beispiel 13 (Fig. 32) berechnete Fachwerk doppelten Systems wird auch für den Grenzfall, dass die zwei mittleren Stäbe der oberen Gurtung horizontal sind, für statisch bestimmt erklärt, trotzdem sich einzelne Stabkräfte hierbei unendlich gross ergeben. Dass das System jedoch thatsächlich statisch unbestimmt ist, folgt direct aus den Gleichungen XII),

XIII) und XIV), wenn man die Belastung P gleich Null setzt, weil dann die Stabkräfte O_4, O_5 etc. jeden beliebigen Werth annehmen können. Mit anderen Worten: Das Fachwerk kann im unbelasteten Zustande Spannungen besitzen, welche sich statisch nicht bestimmen lassen. Auch der zur Begründung beigezogene Bogen mit dem Pfeile $f=0$ ist statisch unbestimmt, da er ebenfalls im unbelasteten Zustande Spannungen besitzen kann; überdies ergibt sich bei beliebiger Verticalbelastung der Horizontalschub ebenso gut gleich $+\infty$ wie gleich $-\infty$, ist also thatsächlich statisch nicht bestimmbar.

FR. ENGESSER.

Centralblatt der Bauverwaltung.

Herausgegeben im Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

X. Jahrgang.

Berlin, 8. März 1890.

Nr. 10.

Redaction: SW. Zimmerstraße 7 II. Geschäftsstelle und Annahme der Anzeigen: W. Wilhelmstraße 90. Erscheint jeden Sonnabend.

Bezugspreis: Vierteljährlich 3 Mark. Bringerlohn in Berlin 0,75 Mark; bei Zusendung unter Kreuzband oder durch Postvertrieb 0,75 Mark, nach dem Auslande 1,50 Mark.

INHALT: Amtliches: Personal-Nachrichten. — Nichtamtliches: Baugeschichtliches von der Kaiser Wilhelmbrücke über die Spree in Berlin. — St. Marien-Domkirche in Colberg. (Schlufs.) — Neue Satzungen der Königl. Sächsischen technischen Hochschule in Dresden. — Viaducte der Eisenbahnlinie Tabor-Pisek. (Schlufs.) —

Vermischtes: 26. General-Versammlung des deutschen Vereins für Fabrication von Ziegeln, Thonwaren, Kalk und Cement. — Curvenzeichen. — Schienen-Profilmesser von Schilling. — Selbstthätige Bahnwagen-Kuppelungen in America. — Bücher-schau. — Neue Patente.

Amtliche Mittheilungen.

Preussen.

Des Königs Majestät haben Allergnädigst geruht, den Geheimen Ober-Baurath und vortragenden Rath im Ministerium der öffentlichen Arbeiten Siegert zum ordentlichen Mitgliede der Akademie des Bauwesens zu ernennen, dem Architekten Franz v. Hoven und dem Architekten und Glasmaler Alexander Linnemann in Frankfurt a. Main den Königlichen Kronen-Orden IV. Klasse zu verleihen, sowie ferner den nachbenannten Beamten die Erlaubniß zur Annahme und Anlegung der ihnen verliehenen nichtpreussischen Orden zu erteilen, und zwar: des Persischen Sonnen- und Löwen-Ordens III. Klasse: dem Regierungs- und Baurath Taeger, Mitglied der Königlichen Eisenbahndirection in Berlin; der IV. Klasse desselben Ordens: dem Regierungs- und Baurath Dulk, Director des Königlichen Eisenbahn-Betriebs-Amtes in Guben und dem Regierungs- und Baurath v. Schütz, ständigem Hilfsarbeiter bei dem Königlichen Eisenbahn-Betriebs-Amte (Berlin-Sommerfeld) in Berlin; des Kaiserlich Russischen St. Annen-Ordens III. Klasse: dem Eisenbahn-Maschineninspector Courtois und dem Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector Grapow, ständigen Hilfsarbeitern bei dem Königlichen Eisenbahn-Betriebs-Amte (Stadt- und Ringbahn) in Berlin.

Dem bisherigen Königlichen Regierungs-Baumeister Karl Lange in Berlin ist die nachgesuchte Entlassung aus dem Staatsdienst erteilt worden.

Sachsen.

Mit Allerhöchster Genehmigung Seiner Majestät des Königs hat die auf die Zeit vom 1. April 1890 bis 1. März 1891 erfolgte Wahl des Geheimen Regierungsraths Professors Dr. Ernst Hartig in Dresden zum Rector der technischen Hochschule daselbst die erforderliche Bestätigung erhalten.

Sachsen-Koburg-Gotha.

Dem Geheimen Regierungs- und Baurath Bruno Eberhard ist von Sr. Hoheit dem Herzog unterm 24. December v. J. das Ritterkreuz I. Klasse des Herzoglich Sachsen Ernestinischen Hausordens verliehen worden.

Der Hilfsbeamte beim Herzoglichen Staatsministerium in Gotha, Baurath Karl Griebel, wurde seinem Ansuchen entsprechend mit dem 1. Januar d. J. aus dem Herzoglichen Staatsdienst entlassen und die durch dessen Ausscheiden zur Erledigung gekommenen Referate beim Staatsministerium sowie die obere Leitung der Gewerbeschule dem Geheimen Regierungs- und Baurath Bruno Eberhard mit übertragen. Mit der Führung der Directionsgeschäfte der Gewerbe- und Handwerkschule in Gotha ist der Regierungs-Baumeister Vollers auftragweise betraut worden.

Hamburg.

Der Ingenieur M. W. E. Schütt ist zum Baumeister beim Ingenieurwesen der Stadt-Wasserkunst ernannt worden.

Nichtamtlicher Theil.

Redacteurs: Otto Sarrazin und Oskar Hofsfeld.

Baugeschichtliches von der Kaiser Wilhelmbrücke über die Spree in Berlin.

Im November vorigen Jahres sind die letzten Bauzüge an der neuen Kaiser Wilhelmbrücke in Berlin gefallen, und damit ist dieselbe dem Verkehr in ihrer ganzen Ausdehnung freigegeben. Nur ein Krahn an der südlichen Stirn der Mittelloffnung gemahnt daran, daß Herr Professor Lüerssen noch mit der Fertigstellung der daselbst beabsichtigten Schlußsteingruppe beschäftigt ist. Da die eigenartige Brücke weit über die Grenzen der Reichshauptstadt hinaus die Blicke der Sachverständigen auf sich gezogen hat und in Rücksicht auf den Namen, welchen sie trägt, aus ganz besonders kostbaren Baustoffen hergestellt ist, auch einen außergewöhnlich reichen architektonischen Schmuck erhalten hat, dürften einige Mittheilungen über die Baugeschichte der Brücke, zu deren Vollendung drei Jahre erforderlich gewesen sind, am Platze sein.

Die Brücke bildet einen wesentlichen Theil der Anlage der Kaiser Wilhelmstraße, da durch sie die Verbindung der letzteren mit dem Lustgarten bzw. den Linden bewirkt wird. Der Baugesellschaft Kaiser Wilhelmstraße gegenüber war daher von der Stadtgemeinde die Verpflichtung übernommen worden, die Brücke zwei Jahre nach ertheilter staatlicher Genehmigung für den Verkehr fertig herzustellen. Die Brücke in einer Breite von 26 m zu erbauen, war indessen nur möglich, nachdem der Hochselige Kaiser im Sommer 1884 die Genehmigung erteilt hatte, einen Theil des Grundstückes der Schlossapotheke für die Zwecke der westlichen Brückenrampe abzutreten, wie denn überhaupt der Kaiser stets das allergrößte Interesse an dem Zustandekommen des neuen Straßendurchbruchs und dem Bau der Brücke bekundet hat.

Nach langen, mehrjährigen Verhandlungen und nach Aufstellung der verschiedensten Entwürfe fand endlich derjenige, auf Grund dessen

die Brücke — allerdings noch nach Vornahme verschiedener Abänderungen — nunmehr erbaut ist und welcher als eine Art Vermittlungs-Entwurf zwischen Staat und Stadt angesehen werden kann, die Billigung der verschiedenen bei dem Bau in Frage kommenden Staatsbehörden. Derselbe wurde im Sommer 1885 vom Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten dem Kaiser zur Genehmigung empfohlen. Der denkwürdige Kronbefehl, in welchem diese Genehmigung ausgesprochen ist, datirt vom 24. Juni 1885 aus Ems. Dieser Tag kann daher füglich als der Geburtstag der Brücke angesehen werden.

Wenden wir unsere Aufmerksamkeit zunächst dem Entwurfe zu, wie ihn die Abbildungen im Grundriß, Längen- und Querschnitt zeigen. Um die ungewöhnliche Grundrißform der Brücke zu verstehen, sei vorausgeschickt, daß die Unterspree, deren normale Breite 50 m beträgt und welche an den Stellen, wo Brücken gebaut sind, Erweiterungen bis auf 56 m aufweist, an der Brückenbaustelle zwischen den senkrechten Ufermauern nur eine Breite von 38,50 m besitzt. Eine Einschränkung dieser Breite durch Zwischenpfeiler oder vorspringende Widerlagspfeiler, wie letztere im Interesse der architektonischen Gestaltung der Brücke unmöglich entbehrt werden konnten, war von den Strombehörden als ausgeschlossen erachtet worden. So ist man dazu gelangt, um die durch die beiden Mittelpfeiler dem Durchflußraume entzogene Querschnittfläche wieder zu ersetzen, die beiden Seitenöffnungen zu krümmen. Die lichte Durchflußweite der drei Oeffnungen beträgt daher: $22,2 + 2 \cdot 8,2 = 38,60$ m. Da die linksseitige Oeffnung unterstromseitig, wie der Grundriß zeigt, keine Vorfluth besaß, so lange die in ihr Profil hineinspringende Ecke der Domfundamente erhalten blieb, war auf eine Abschrägung derselben nach der Linie a—b in dem Entwurfe Bedacht genommen.

In dem vorerwähnten Kronbefehl war die Genehmigung dieser Abschrägung indessen noch Allerhöchster Entscheidung vorbehalten. Die lichte Durchfahrthöhe der Mittelloffnung ist den vorhandenen Bestimmungen entsprechend auf 3,20 m über dem höchsten Hochwasser bemessen, und da dieser Spreearm der durchgehenden Schiffahrt zur Zeit verschlossen ist, konnte das nach Ausführung der Spreeregulierung an dieser Stelle zu erwartende Hochwasser den Berechnungen zu Grunde gelegt werden. Dieses war zu + 32,19 über Normal-Null berechnet, sodafs die Unterkante des Brückenscheitels auf 32,19 + 3,20 = + 35,39 über N. N. zu liegen kam.

Dafs diese Brücke, an hervorragender Stelle der Stadt und in unmittelbarer Nähe des alten Hohenzollernschlosses gelegen, ausserdem bestimmt, den Namen eines der ruhmreichsten Herrscher aller Zeiten und Länder und insbesondere Deutschlands zu tragen, in ihren sichtbaren Theilen auch eine entsprechend bedeutsame Gestaltung erhalten mußte, darüber sind sich die ausschlaggebenden städtischen Behörden von Anfang an klar gewesen. So wurde zunächst beschlossen, alle äusseren sichtbaren Theile der Stützen und Pfeiler sowie die Gewölbe aus Werksteinen herzustellen und einen reichen künstlerischen Schmuck für die oberen Theile in Aussicht zu nehmen. In ihrer äusseren Form schließt sich die Brücke insofern der Kurfürstenbrücke an, als für die Gewölbeform ebenfalls der Korbogen gewählt worden ist. Die unteren Theile der Pfeilervorwerke und Widerlagerabschlüsse sind aus rohem Bossen-Quaderwerk aufgeführt und lassen auf diese Weise den ganzen Unterbau der Brücke von vertrauenerweckender Standfestigkeit erscheinen. Auf den vier Vorköpfen der Mittelpfeiler erheben sich oberhalb des Hauptgesimses auf kräftig gegliederten Sockeln vier Obelisk aus Granit, bestimmt, die elektrischen Lampen zu tragen. Bekrönt werden diese Obelisk von Trophäengruppen aus Bronze nach dem Muster der Schlüterischen auf dem Zeughaus; auf den Endpostamenten der Landwiderlager sind bronzene Opferschalen aufgestellt. Ganz besonders reich ist der Schmuck der beiden Schlusssteine der Mittelloffnung gestaltet. Hier ist ein bronzener Schild mit dem Namenszuge des Kaisers angebracht, bekrönt von der auf einem Kissen ruhenden Kaiserkrone nebst Schwert und Scepter — alles aus Bronze —, während das Ganze von zwei marmornen Figuren in Ueberlebensgröfse flankirt wird, welche die Genien des Friedens und des Krieges darstellen.

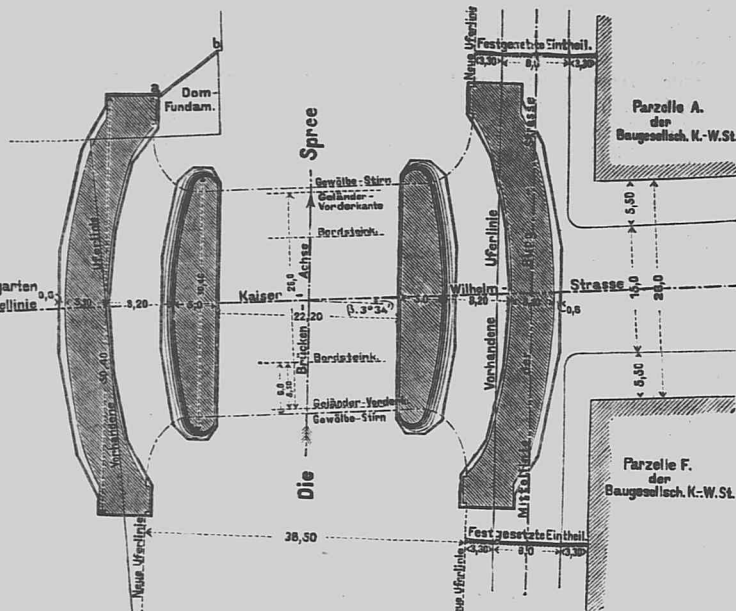
Um nun in der Auswahl passender Hausteine möglichst unbeschränkt zu sein, hat man es den Unternehmern überlassen, ihrerseits in den verschiedenen Verdingen Vorschläge für die zu wählenden Steinsorten zu machen. Dieses Verfahren hat sich durchaus bewährt und hat im Laufe der Zeit zu folgenden Ergebnissen geführt, welche wir hier zusammenfassen wollen. Für das Gewölbe und den Pfeilerbau unter Wasser ist ein hellgrauer bzw. hellgelber bayerischer Granit gewählt worden, welcher dem Bayerischen Walde entstammt und von den Blauberger Granitwerken geliefert worden ist. Für die Stirnverkleidungen, das Gelände, sämtliche Postamente und Sockel der architektonischen Aufbauten entschlofs man sich zur Verwendung eines Granits aus dem bessischen Odenwalde, welcher im geschliffenen bzw. polirten Zustande eine dunkle, ins Bläuliche bis schwarze spielende Färbung besitzt. Für die vier Obelisk endlich ist rother schwedischer Granit verwendet, dessen lebhaftere Färbung von der dunklen des Odenwald-Granits vorteilhaft absticht. Wenn wir hierzu noch erwähnen, dafs der Kostenschlag für den ausführlichen Entwurf der Brücke mit 1 500 000 Mark abschlofs, ohne dafs hierin die Kosten für die erforderlichen Anrampungen enthalten waren, die auf etwa 200 000 Mark veranschlagt worden sind, so können wir uns nunmehr zu der Bauausführung selbst wenden.

Bald nach Ertheilung der Genehmigung zum Bau wurde im Herbst des Jahres 1885 zunächst mit dem Abbruch der alten hölzernen „Cavalierbrücke“ und der Futtermauern an der Burgstrafse und am Schlofs begonnen und der Verding für die Gründungsarbeiten der Brücke im Januar 1886 ausgeschrieben. Die Ausführung der letzteren

erhielt der Eisenbahnunternehmer R. Schneider. Diese Arbeiten wurden im Februar 1886 in Angriff genommen. Zunächst entwickelte sich nun auf dem rechten Spreeufer eine sehr rege und fesselnde Bauhätigkeit. Die Verhältnisse lagen hier ungewöhnlich schwierig. Zu gleicher Zeit nämlich, als die Gründungsarbeiten in Gang kamen, begann die Baugesellschaft Kaiser Wilhelmstrafse mit der Ausführung der Eckbauten an der Kaiser Wilhelm- und Burgstrafse. Für die notwendige Materialzufuhr mußte der Gesellschaft an beiden Häuserfronten ein Streifen von 5 m überlassen bleiben, und da ausserdem von der Polizei die Freihaltung eines Weges für Fußgänger von der Heiligengeiststrafse nach dem südlichen Theile der Burgstrafse, welche im übrigen für den Verkehr vollständig gesperrt war, verlangt wurde, verblieb für die städtische Bauverwaltung als Bauplatz nur der mittlere Dammstreifen der späteren Kaiser Wilhelmstrafse bis zur Heiligengeiststrafse in einer Breite von 13 m. Viel erschwerender aber war der Umstand, dafs infolge der gekrümmten Seitenöffnung das Widerlager der Brücke unverhältnismäfsig weit unter die Burgstrafse hineingriff. Das, wie anzuerkennen ist, gewifs gerechtfertigte Verlangen der Polizei, für Fußgänger einen Durchgang frei zu halten, hat, namentlich als die schwierigen und langwierigen Gründungsarbeiten des südlichen Eckgrundstücks in Angriff genommen und hierdurch zwei tiefe, unmittelbar aneinander stofsende Baugruben geschaffen wurden, zum Bau einer Nothbrücke Veranlassung gegeben, welche nur zu häufig, je nach dem Vorschreiten des einen oder anderen Baues, in ihrer Lage verändert werden mußte.

Die Ausführung der Gründung hat zu besonderen Schwierigkeiten keinerlei Veranlassung gegeben. Das einzige, was erforderlich wurde, war ein häufiges Aufklotzen der Rahmen bei Eintritt des Frühjahrhochwassers der Spree im April. Die Gründung der Brücke ist auf Beton zwischen Spundwänden erfolgt; der Beton hat eine Stärke von 2 bzw. von 2,20 m; die Oberkante desselben liegt noch unterhalb der späteren Flusssohle, welche infolge der Spreeregulierung an der

Brückenbaustelle um 1,20 m tiefer zu liegen kommt als die jetzige (siehe den Längenschnitt). Der Baugrund besteht aus scharfem Sande, welcher, soweit er nach dem Ausbaggern rein war, sofort wieder zum Betonieren benutzt wurde. Der Beton selbst besteht aus 6 Theilen Steinschlag (Rüdersdorfer Kalksteine), 3 Theilen Sand und 1 Theil Portlandcement. Um das richtige Mischungsverhältnis zu finden, sind eingehende Versuche angestellt worden. Zu dem Zwecke wurden gröfsere Kästen zunächst mit Steinschlag — die Steine tüchtig eingerüttelt — und hierauf mit Wasser gefüllt, bis das Wasser den oberen Rand der Kästen erreichte und auch in dieser Höhe stehen blieb, ein Zeichen, dafs die Steine selbst vollständig mit Wasser getränkt waren. Das Wasser wurde hierauf beim Abgiefsen sorgfältig gemessen und die Mörtelmenge gleich seinem Rauminhalt angenommen. Die Hauptregel für die Erzielung eines guten Betons ist, dafs der Steinschlag vollständig dicht von der Mörtelmasse umhüllt wird. Theoretisch mufs daher die Mörtelmenge der praktisch gefundenen Wassermenge gleich sein. Die Gröfse des Steinschlages beeinflusst verhältnismäfsig wenig die Gröfse der Wasser- bzw. der Mörtelmenge. Man wird durch Versuche bestätigt finden, dafs das beste Verhältnifs 2 Theile Steine und 1 Theil Mörtelmasse ist. Ausserdem aber thut man gut, die Mörtelmenge lieber zu reichlich als zu gering zu bemessen, ersteres umsomehr, je gröfser die Betonstärke und je gröfser die Schüttungshöhe ist, namentlich wenn mit Trichtern geschüttet wird. Denn dem Gesetze der Schwere zufolge wird die Lagerung der Mörtelmasse nach unten zu um so dichter werden, je gröfser die Stärke des Betonbettes ist; ausserdem wird die sorgfältigste Schüttung nicht vermeiden können, dafs ein gewisser Theil des Mörtels verloren geht. Endlich ist noch zu bedenken, dafs das Einheitsgewicht des Cements gröfser als das des Sandes, und daher das Bestreben des Cements vorhanden ist, nach unten zu sinken. Es empfiehlt sich daher, die Mörtelmischung der obersten Lage stets etwas fetter zu gestalten. Das beste Merkmal für die



Grundriss der Kaiser Wilhelmbrücke in Berlin.

Güte des Betons bildet nach dem Erhärten allerdings die geringere oder gröfsere Anzahl der lose auf der Oberfläche liegenden Steine. Bei der Kaiser Wilhelmbrücke, wo das Betonbett mittels Trichter in drei Lagen geschüttet worden ist, fanden sich nur sehr wenig lose Steine.

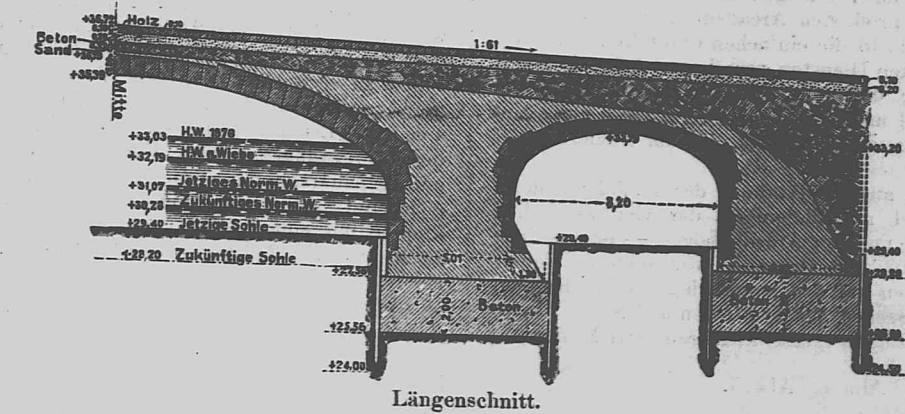
Ende Juli 1886 war die Gründung fertiggestellt mit Ausnahme des stromabwärts liegenden Theiles des linken Widerlagers, welches in die Domfundamente hineingriff. Da die Frage der Beseitigung der Domfundamente noch nicht entschieden war, so mußte eine Querspundwand geschlagen und die Ausführung des Restes des Fundamentes späterer Zeit vorbehalten werden.

Inzwischen waren auf der Lustgartenseite zwei weitere Bauplätze geschaffen. Der eine in unmittelbarer Nähe der Schlofsapotheke auf dem Grund und Boden des abgerissenen Theiles

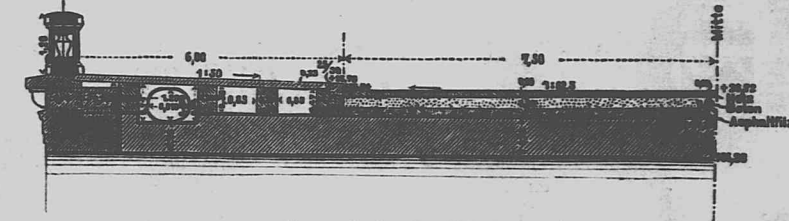
derselben, der andere auf den Domfundamenten selbst, welche für die Zeit des Baues von der Domgemeinde gepachtet und dazu bestimmt waren,

als Lagerplatz für die Quader und als Werkplatz für die Steinmetzen zu dienen. Die Verdingung für diese (bis einschliesslich des Hauptgesimses) sowie für die Herstellung der Maurerarbeiten nebst Lieferung aller Materialien und der Vorhaltung der Lehrgerüste hatte bereits im Februar 1886 stattgefunden. Als Sieger aus diesem Wettbewerbe gingen der hiesige Architekt und Steinmetzmeister O. Plöger und die mit ihm verbundene Firma Ph. Holzmann u. Co. in Frankfurt a. M. hervor. Die Verdingung umfasste in der Hauptsache rund 4200 cbm Klinkermauerwerk, 2000 cbm bayerischen und 220 cbm Odenwald-Granit und belief sich auf 550 000 Mark.

(Schluß folgt.)



Längenschnitt.



Querschnitt im Scheitel.
Die Kaiser Wilhelmbrücke in Berlin.

Die St. Marien-Domkirche in Colberg.

(Schluß aus Nr. 8.)

Das Innere der Kirche ist, wie die sorgfältige Ausführung und Ausfüllung der inneren Wandflächen unter dem Putze zeigt, anfangs in Rohbau belassen worden. Erst im Beginn des 15. Jahrhunderts sind, entsprechend dem wachsenden Reichtum von Stadt und Kirche, die Wände und Gewölbe mit reichen Malereien auf Putzgrund geschmückt, von denen ein großer Theil erhalten ist. In der zweiten Hälfte des 15. Jahrhunderts erhielt die Kirche unmittelbar am Prälatenchor einen bemerkenswerthen Lettner. Er besteht (vgl. Abb. 5) aus einer Empore, deren Vorderwand von schlanken, aus Bornholmer Kalkstein hergestellten und mit Rundbögen verbundenen Achteckpfeilern getragen wird, während die Kirchenschiff vom Chore trennende Hinterwand die Verbindungsthüren und die sehr enge Treppenanlage enthält. An Bögen, Gesimsen und Stabwerk wechseln rothe und schwarz glasierte Steine ähnlich wie bei äusseren Giebelverzierungen ab, die Felderflächen sind geputzt.

In der Geschichte des Kirchengebäudes, in welchem seit 1542 evangelisch gepredigt wird, sind sodann die drei russischen Belagerungen, von denen die dritte mit der Uebergabe der Stadt endigte, in den Jahren 1758, 60 und 61 zu erwähnen. Während dieser Zeiten hat das Gebäude durch Bomben und Brandmaschinen (von denen noch einzelne aufbewahrt werden) sehr zu leiden gehabt. Das Kirchendach und die Gewölbe der Kirchenschiffe wurden vielfach durchlöchert, die des Prälatenchors ganz durchschossen, sodafs sie vollständig einstürzten. Nicht minder große Verwüstungen hatte die französische Belagerung der Stadt im Jahre 1807, an die sich die Namen Gneisenaus und des Colberger Bürgers Joachim Nettelbeck als heldenmüthiger Vertheidiger knüpfen, für das Gotteshaus zur Folge gehabt; denn nicht nur wurden mehrere Gewölbe

der mittleren Schiffe durch Bomben zerstört, auch manche Kunstwerke des Innern fielen infolge der zeitweisen Umgestaltung der Kirche in ein Lazareth und Waffenmagazin der Vernichtung anheim.

Von den durch diese Belagerung verursachten Schäden wurden zwar manche im Jahre 1822 ausgebessert. Seit jener Zeit hat jedoch nur der Chor, welcher samt dem Vermögen des Domcapitels 1811 Staatseigenthum wurde, im Jahre 1874 einen gründlichen Durchbau mit Neuwebung erfahren, an den übrigen Gebäudetheilen dagegen ist aus Mangel an Geldmitteln nichts geschehen, wodurch dem allmählichen Verfall des Gebäudes Einhalt gethan wäre, sodafs es kaum noch möglich war, Gottesdienst zu halten, und der im Jahre 1887 tatsächlich erfolgte Beginn einer planmäßigen Wiederherstellung nicht mehr von der Hand zu weisen war.

Der demselben zu Grande gelegte Entwurf rührt von dem Stadtbaurath Kruhl in Stettin her und ist im Jahre 1882 aufgestellt. Bei den erfolgten Nachprüfungen hat derselbe jedoch mehrfache, auf die sorgfältigere Erhaltung der alten schlichten Bauformen und Vermeidung decorativer Anordnungen gerichtete Änderungen erfahren.

Die mitgetheilte Ansichtszzeichnung (Abb. 3 in Nr. 8) stellt die an der Hauptstrafse der Stadt gelegene Nordfront nach dem im äusseren bereits vollendeten Umbau dar. Letzterer umfasste hauptsächlich die Wiederherstellung der Zerstörungen, welche sowohl die Witterung als auch die Kriegsschäden und „der Vandalismus vergangener Jahrhunderte“ an dem Bauwerke verursacht hatten. Einige der einfachen Bauformen, die das Gebäude aufweist, sind in Abbildung 6 bis 16 gegeben; Abb. 6 bezeichnet das aus Granit hergestellte Sockelgesims, Abb. 7 das Hauptgesims mit Fries, Abb. 8 und 9 Fenstereinfassungen mit Pfosten, 10, 11 und 12 Thüreinfassungen.

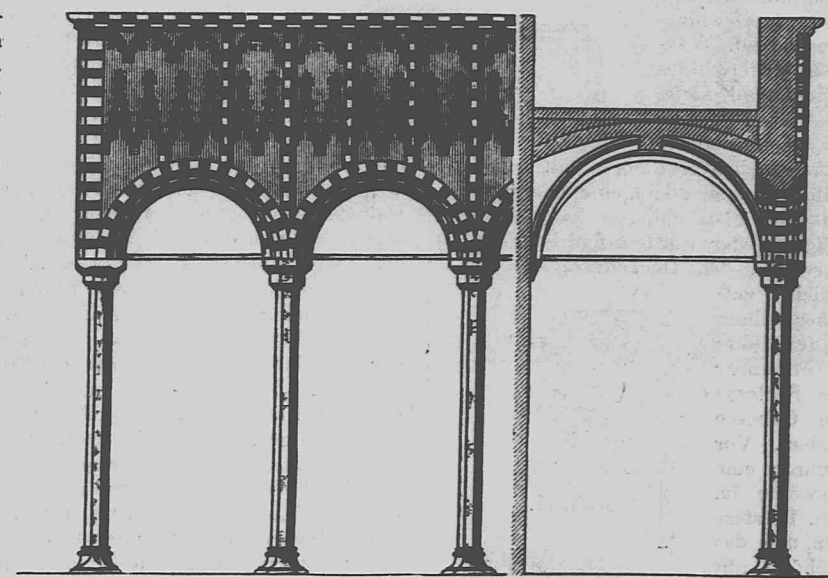


Abb. 5. Lettner.

Durchgreifendere Aenderungen erfährt das Innere der Kirche. Auch hier zeigen sich die Bauformen dem Aeußeren entsprechend einfach. Die Abbildungen 13 und 14 zeigen die Dienstcapitelle und Gewölbeanfänger, Abb. 15 die profilierten Arcadenbögen zwischen den drei inneren Seitenschiffen, Abb. 16 die einfachen Capitelle und Sockel der an vier Seiten mit dreifachen Diensten versehenen Achteckpfeiler, an denen die obere Endigung der nicht zum Tragen der Gewölberippen benutzten Dienstbündel merkwürdig ist. Wie diese einfachen Bauformen durch Bemalung geschmückt sind, ist am Pfeilercapitell angedeutet.

Von den oben erwähnten, aus dem Anfange des 15. Jahrhunderts stammenden Malereien sind nur diejenigen der vier westlichen Gewölbejoche des Mittelschiffs und der Arcadenbögen — das östliche fiel der Beschiefung von 1807 zum Opfer — vor späterer Uebermalung bewahrt. Sie bestehen aus den mehrfach getheilten Kappen in figürlichen Darstellungen, Szenen aus dem Alten und Neuen Testamente, sowie musizierenden Engels- und kleineren Zwickelfiguren.

Die einzelnen Darstellungen sind durch ein einfaches gothisches Vierpalmsternmuster umrahmt, ähnliche Ornamente bedecken die Gewölberippen. Da vorauszu- sehen war, daß unter der Tünche sich weitere Malereien finden würden, ist im Winter 1887/88 deren Entfernung mit größter Vorsicht geschehen, und es haben sich dabei soviel Reste der alten Bemalung vorgefunden, daß höheren Orts die Wiederherstellung derselben durch Künstlerhand angeordnet, und hierfür ein namhafter Beitrag durch das preussische Ministerium der geistlichen usw. Angelegenheiten bewilligt worden ist. Außer reichen Band-, Blattwerk- und Ornamentmustern sind noch zahlreichere figürliche Darstellungen aufgefunden, aus denen ersichtlich ist, daß die ganze ältere dreischiffige Kirche nebst der Thurmhalle reich bemalt, dagegen in den äußeren Seitenschiffen nur einzelne Bautheile, wie Gewölberippen und Kragsteine, gefärbt gewesen sind. Während die großen Gewölbekappen des Mittelschiffes in ganzer Fläche mit Figuren bedeckt sind, findet sich auf den Kappen zweiter Größe neben Figuren in Medaillons (zwei auf jeder Kappe) auch ornamentales Rankenwerk, auf den nächst kleineren Ranken mit großen Blumen, und auf den kleinsten endlich Ranken allein, eine Anordnung, aus der man auf einen wohldurchdachten Plan schließen kann. Auch an den Wänden und an einem der Pfeiler wurden figürliche Darstellungen aufgedeckt, deren Vorwürfe, den Deckengemälden entsprechend, der biblischen Geschichte entnommen sind. Für die Wiederherstellung aller dieser Malereien innerhalb der Jahre 1888 und 1889 wurde Herr Maler Grimmer gewonnen, dessen Leistungen im Schlosse Marienburg und im Dome von Culmsee bereits Anerkennung gefunden haben. Vor Inangriffnahme der Ausmalung wurde eine gründliche Ausbesserung der Gewölbe im Mauerwerk und Putz vorgenommen. Letztere Arbeit bot dadurch Schwierigkeiten, daß das bis zu einer Höhe von 18 m errichtete, nur aus einfachen Stangen bestehende Gerüst welches für die Malerarbeiten bestimmt war, zu den Wölbungen nicht benutzt werden konnte. Die zu den Arbeiten des Maurers erforderlichen Lehrbögen sind daher in Höhe der Gewölbeanfänger auf starke Balkenstücke gestellt, welche überdeckt theils auf die ausladenden Capitelle der Achteckpfeiler verlegt, theils, wie in Abb. 17 und 18 angedeutet, in die Pfeiler und Wände eingestemmt wurden. Am oberen Ende sind die Lehrbögen mittels starker Eisen an den über den Gewölben befindlichen Dachbalken oder an darauf gelegten Wechsellinien befestigt und so die Ausbesserungen ohne verbotenes Gerüst ausgeführt worden.

Die demnächst vorzunehmenden Zimmer- und Tischlerarbeiten

umfassen im wesentlichen: Herstellung hölzerner Emporen, einer Orgelbühne, einer Schauseite für die westlich in der Mittelachse des Thurmbaus eingebaute Orgel, neuer Thüren, Windfänge und vollständigen, offenen Gestühls. Außerdem sind die zahlreichen Kunstwerke, aus Metall und Holz, welche für die Zeit des Umbaus aus der Kirche entfernt wurden, wiederherzustellen und an geeignete Plätze zu vertheilen. Von den Werken aus Bronze ist vor allem ein großer, siebenarmiger, mit den Apostel-Gestalten geschmückter, 4 m hoher Leuchter*) aus dem Jahre 1327, wie eine Inschrift an ihm besagt, erwähnenswerth. Ein großes, kesselförmiges Taufbecken mit Relieffdarstellungen aus dem Jahre 1355 ist handwerksmäßiger gearbeitet; sehr schön gefertigt dagegen ist ein bronzener Thürklopfer mit einem Löwenkopf, umgeben von den vier Evangelistenzeichen und vier figürlichen Darstellungen. Abgüsse von diesem Werke, ebenso wie von der aus dem Jahre 1494 stammenden, spätgothischen, messingnen Holkenkrone befinden sich im Berliner Gewerbemuseum.

Eben dorthin wurde zur gelegentlichen Ausstellung während des hiesigen Ausbaues das bedeutendste der Schnitzwerke aus der Marienkirche, die Schlieffekrone von 1523, gesandt; sie ist in zierlichen spätgothischen Stilformen mit reicher Tabernakel-Architektur gearbeitet, in deren Mitte sich die Gestalten der Maria mit dem Christuskinde und Johannes des Täufers befinden. Hervorragende Werke sind auch die Seitenlehnen der mittelalterlichen Chorstühle und des Rathsstuhles. Die ersten zeigen geschnitzte Drachen, deren Schwänze in Blumen endigen, der Rathstuhl ist mit figürlichen Schnitzereien in der strengen Weise des 14. Jahrhunderts versehen. Alle vorhandenen Schnitzwerke, wie Grabmäler, Heiligenfiguren, Altarwerke, große zweigeschossige, durchbrochen gearbeitete Gestühle, Crucifixe, Wappenschilder usw. aufzuzählen, würde hier zu weit führen. Erwähnt sei nur noch, daß die Kirche auch eine große Zahl von Tafelbildern, darunter mehrere mittelalterliche, besitzt. Von den sechs Glocken, welche in dem nördlichen, mit großen Schallluken im Dache versehenen Thurm aufgehängt sind, stammt die größte (1,75 m Durchmesser) aus dem An-

fange des 14. Jahrhunderts, eine der Stundenglocken ist fast ebenso alt, die übrigen sind mehrfach umgegossen. Die aus Bornholmer Kalkstein gefertigten Grabsteine sind größtentheils derart abgetreten, daß Inschriften usw. auf denselben sich kaum mehr erkennen lassen; am besten erhalten ist der sog. „Adebarstein“, in den die ganze Figur des in der Colberger Stadtgeschichte vielgenannten Benedictus Adebar (1524) eingemeißelt ist.

Gelegentlich des jetzigen Umbaus wird die Kirche von Seiten der Gemeinde auch mit Gasbeleuchtung und einer Heizvorrichtung versehen. Die erstere soll mittels 100 Stück dreiflammiger Wandarme bewirkt werden, die letztere in vier in den Ecken des Kirchenraumes aufgestellten, je vier große, mehrfach ummantelte Regulir-Füllöfen enthaltenden Heizbatterien bestehen. Je zwei dieser bereits aufgestellten Öfen stehen über Canälen von 0,75 qm Querschnitt, welche die kalte Luft aus der Mitte der Kirche ansaugen sollen, während die übrigen für unmittelbaren Luftumlauf eingerichtet sind. Obgleich die unter dem Fußboden herzustellenden Kaltluftcanäle, der in der Kirche befindlichen Rüstungen wegen, noch nicht zur Ausführung gekommen sind, so ist doch schon durch die bei Frostwetter im Winter 1888/89 in Benutzung genommene Heizvorrichtung eine ausgiebige Erwärmung erzielt worden. Die Kosten der Heizanlage einschließlich der Herstellung der im Mauerwerk ausgetemten Rauchrohre und der noch zu fertigenden Kaltluftcanäle betragen rund 5000 Mark, die jedesmalige, zur vollen Heizung erforderliche Koks menge 800 kg (18,50 Mark), die Heizdauer 8 Stunden. Der Rauminhalt des zu erheizenden Raumes beläuft sich auf rund 29000 Cubikmeter.

*) Er ist ähnlich dem in dem Werke von Adler, Backsteinbauwerke der Mark Brandenburg, Band I, Seite 78 abgebildeten fünfarmigen Leuchter.

Abb. 6. Abb. 7.

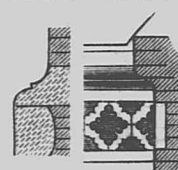


Abb. 8.



Abb. 12.



Abb. 9.



Abb. 11.



Abb. 10.



Abb. 13.



Abb. 14.

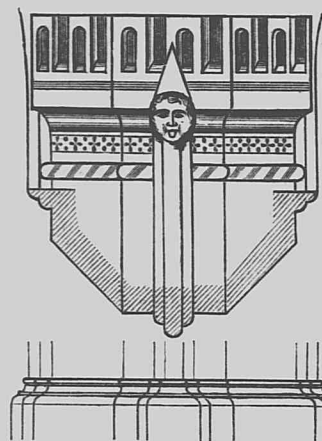


Abb. 15.

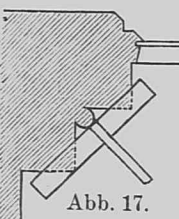


Abb. 17.

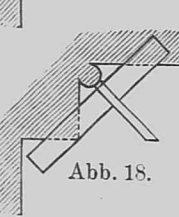


Abb. 18.

Um während der Bauzeit Gottesdienst abhalten zu können, ward im Prälatenchor unter Benutzung der alten Emporenhölzer eine kleine Emporenkirche eingebaut, und die große Triumphbogenöffnung durch Verschalung gegen die Kirche abgeschlossen.

Die Kostensumme aller vorgenannten Bauausführungen, einschließlich der noch von mehreren Privaten für die Erneuerung der ihren Familiennamen tragenden Kunstwerke (Graf Schlieffen, von

Braunschweig, von Manteuffel usw.) bereit gehaltenen Mittel, beträgt rund 140 000 Mark. Die Dauer des Umbaus ist in Berücksichtigung der künstlerischen Wiederherstellung der Malereien auf 3 1/2 Jahre berechnet. Die Vollendung wird im Herbst dieses Jahres erreicht werden.

Pogge,
Kgl. Regierungs-Baumeister.

Die neuen Satzungen der Königl. Sächsischen technischen Hochschule in Dresden.

Wenn innerhalb der letzten Jahre wiederholte Klagen über die wenig entsprechende Stellung der Staatsbaubeamten gegenüber den anderen Verwaltungsorganen des Königreichs Sachsen auf eine nicht

und „Colloquien“ vorgesehen. Die Abtheilungen haben gleichwie auf der Berliner Hochschule die allgemeinen Interessen des Unterrichts auf den von ihnen vertretenen Gebieten wahrzunehmen, und



Der Neubau des Rathhauses in Leipzig.
Gesamtansicht (vergl. Seite 87 d. Bl.).

Holzstich v. O. Ebel, Berlin.

hohe Werthschätzung der Technik schließen ließen, so wird man wenigstens die neuen Satzungen der Königl. Sächsischen Hochschule vom 3. Februar d. J. mit Genugthuung begrüßen können, da durch dieselben der höchsten technischen Unterrichtsanstalt des Landes möglichste Selbständigkeit in der Förderung ihres Hauptzweckes, der Pflege der Wissenschaften und Künste, soweit sie ihrem Unterrichtsgebiet zugehören, von der Staatsregierung vertrauensvoll zugewiesen worden ist.

Die neuen Satzungen folgen im wesentlichen den für die technische Hochschule in Berlin bereits vorhandenen Bestimmungen. Es findet sich die gleiche Anzahl von Abtheilungen; nur bei der „Allgemeinen Abtheilung“ ist noch besonders hervorgehoben, daß sie außer der Behandlung der allgemeinen Wissenschaften für die Ausbildung der Candidaten des höheren Lehramts in der mathematisch-naturwissenschaftlichen bezw. in der mathematisch-technischen Richtung zu sorgen habe. Wohl im Hinblick auf diese Sonder-Aufgabe sind nach dem Vorbilde der Universitäten bei dieser Abtheilung außer den Vorträgen und Uebungen noch „seminaristische Repetitorien“

es liegt somit auch fast ausschließlich in ihnen der Schwerpunkt für die sachgemäße Gestaltung des Unterrichts. In welcher Ausführlichkeit und Richtung die nach § 14, Nr. 9 am Schlusse eines Halbjahrs einzureichenden Berichte über die Thätigkeit der Studierenden zu erstatten sind, ist nicht recht ersichtlich. Sie dürften wohl hauptsächlich für diejenigen Studierenden bestimmt sein, die an den erwähnten seminaristischen Uebungen und Colloquien theilnehmen, oder aber die Honorarerläs oder Stipendien nachsuchen wollen.

Das Studienjahr beginnt in Rücksicht auf die Schlußprüfungen der sächsischen Gymnasien mit der Osterzeit.

Der Senat weist in seiner Zusammensetzung einige Abweichungen auf; er besteht aus dem Rector, dem Prorector, den fünf Abtheilungsvorständen und zwei weiteren Professoren der allgemeinen Abtheilung, somit aus neun Mitgliedern, deren Amtsdauer zweijährig ist. Wenn ihm auch vorwiegend die Leitung der allgemeinen Angelegenheiten und die Aufsicht über die Studierenden zugewiesen wurde, so ist ihm doch bei der Berufung von Professoren und Docenten gegenüber den „Vorschlägen“ der Abtheilungen durch die ihm aufgegebenen,

auf Grund besonderer Ausschussberatung zu erstattende Antragstellung an den Minister eine erhöhte Mitwirkung gesichert. Ebenso beantragt der Senat die Zulassung von Privatdozenten, während hierbei die Abteilungen nur Gutachten vorzulegen haben.

Der Rector wird vom Könige ernannt; die Amtsdauer ist einjährig und beginnt und endet am 1. März. Er hat ganz wie bei der Berliner Schwesteranstalt die Leitung des Geschäftsganges des Senats, die Berufung des letzteren sowie die Vertretung der Hochschule nach außen. Während in den Satzungen der Berliner Hochschule die „Gesamtheit der Abteilungs-Collegien“ nur bei der Wahl des Rectors als in Wirksamkeit tretend genannt wird, ist im Dresdner Statut noch das „Professoren-Collegium“ als besonderes Verwaltungsorgan angeführt, dem außer der Wahl des Rectors die Ertheilung von Preisen, Stipendien und Unterstützungen, die Beschlussfassung über akademische Feierlichkeiten, die Oberaufsicht über die Krankenkasse der Studierenden usw. übertragen ist.

Die Stellung des Verwaltungsbeamten entspricht fast vollständig der des Syndicus in Berlin. Die Abteilungen I–IV ertheilen Diplome als Zeugnisse akademischer Reife für den Eintritt in das Berufsleben, während für die Studierenden der allgemeinen Abteilung (V), die sich dem Lehrberufe widmen, ein besonderer Prüfungsausschuss unter Vorsitz eines Ministerial-Commissars bestellt ist.

Die Personen, welche auf der Berliner Hochschule als Hospitanten zugelassen werden würden, heißen nach den Dresdner Satzungen „Zuhörer“, während für ältere Personen, die ihrer äußeren Lebensstellung nach weder als Studierende noch als Zuhörer eintreten können, die Bezeichnung „Hospitanten“ gewählt ist.

Die neuen Satzungen sind hiernach im wesentlichen denen der

Berliner Hochschule entsprechend; in den letzteren ist nur noch in entschiedener Weise die Selbständigkeit der Abteilungen bezüglich der Handhabung des Unterrichts und der Wahl der Lehrkräfte zum Ausdruck gelangt, deren Minderung wohl auch durch die bisherigen Erfahrungen kaum als erwünscht und zweckentsprechend bezeichnet werden darf. Für die Berliner Hochschule sind ihre von Kaiser Wilhelm I. erlassenen Satzungen vom 28. Juli 1882* in jeder Beziehung von segensreichen Folgen gewesen; somit darf man auch mit Sicherheit erwarten, daß die Dresdner Hochschule auf Grund der ihr jetzt auch gewordenen Selbständigkeit in der Leitung ihrer Angelegenheiten sich immer bedeutsamer für die Pflege der technischen Wissenschaften entwickeln wird.

Die Satzungen treten am 1. April d. J. in Kraft. Es wurden vorbehaltlich der Genehmigung des Königl. Cultusministeriums und soweit der Rector in Frage kommt, vorbehaltlich Allerhöchster Bestätigung** gewählt: als Rector Herr Geh. Reg.-Rath Professor Dr. Hartig, als Prorector Hofrath Professor Dr. Schmitt, als Mitglieder des Senats die Herren Baurath Professor Heyn, zugleich als Vorstand der Hochbau-Abteilung, Geh. Reg.-Rath Professor Nagel, zugleich als Vorstand der Ingenieur-Abteilung, Reg.-Rath Professor Lewicki, zugleich als Vorstand der Mechanischen Abteilung, Professor Dr. Hempel, zugleich als Vorstand der Chemischen Abteilung, Professor Dr. Krause, zugleich als Vorstand der Allgemeinen Abteilung, und die Professoren Dr. Stern und Dr. Gaedeke.

— n.

* Vgl. Jahrgang 1882 d. Bl., Seite 326.

** Vgl. die „Ämlichen Mittheilungen“ an der Spitze dieser Nummer.

Die Viaducte der Eisenbahnlinie Tabor-Pisek.

(Schluß.)

Für die Wahl des eisernen Ueberbaues war der Umstand maßgebend, daß die Aufstellung des Eisenwerks ohne festes Gerüst in der Mittelöffnung erfolgen sollte, was wieder wegen der großen Höhe des Viaductes, der felsigen Beschaffenheit der Flußsohle und der Rücksichtnahme auf die Flossfahrt geboten erschien. Dem früher sonst in einem solchen Falle beliebten Hinüberschieben eines durchgehenden Trägers wurde hier mit gutem Grunde jene Art der Aufstellung mit freier Auskragung vorgezogen, für welche in den Ausführungen der Americaner (Niagara-Brücke u. a.) und Engländer (Forth-Brücke) hervorragende Beispiele bestehen, welche aber auf dem europäischen Festlande bisher erst vereinzelt und hauptsächlich nur bei Bogenbrücken (Douro- und Garabit-Viaducte, Noce-Brücke in Südtirol) zur Anwendung gelangt ist.

Der Ueberbau der Brücke setzt sich, wie bereits erwähnt, aus zwei je 109,72 m langen Auslegerträgern, deren Endfelder eine Länge von je 84,40 m haben, und aus einem auf den Enden dieser überstehenden Ausleger gelagerten Mittelträger zusammen, der eine freie Stützweite von 33,76 m besitzt. Die 9,5 m hohen Träger haben zweitheiliges symmetrisches Fachwerk, dessen Maschenweite von 8,44 m noch durch einen eingeschalteten Querträger, der sich mittels einer Hilfsverticalen auf den Kreuzungspunkt der Diagonalstäbe stützt, unterteilt ist. Die Tragwände stehen 5,04 m ab; die eingleisige Fahrbahn ist aus Sicherheitsgründen versenkt und liegt 1,4 m unter der Oberkante der Obergurte. Der Mittelträger ist in seiner neutralen Achse mittels kleiner stählerner Kipplager aufgelegt. Die Endverticalen des Auslegers ist zu diesem Behufe kastenförmig ausgebildet und umschließt vollständig den mit kreuzförmigem Querschnitt construirten Endständer des Mittelträgers (Abb. 18). Die Auflagerung ist in der halben Höhe der Verticalen mittels eines getheilten Lagers bewerkstelligt, welches den Endständer des Mittelträgers hindurchgehen läßt. Eine seitliche Bewegung des Mittelträgers erscheint dadurch verhindert, daß dessen Endknotenbleche in die Gurte des Auslegers hineinreichen und sich hier an Gleitplatten (a in Abb. 19) anlegen. Die Gurtungen sind mit kasten- bzw. T-förmigem Querschnitt ausgebildet; die Zug- und Druckdiagonalen erhielten durchgehends steifen Querschnitt.

Die Brücke ist ganz in Martin-Flusseisen ausgeführt. Die Berechnung erfolgte mit Zugrundelegung der neuen österreichischen Brückenverordnung, wonach die Inanspruchnahme so wie für Schweisseisen, im Consolträger mit 844 kg/qcm, im Mittelträger mit 768 kg/qcm gewählt wurde.*

Das Eisenwerk der beiden Seitenöffnungen wurde auf festen Gerüsten aufgestellt, jenes der Mittelöffnung aber frei auskragend

montirt. Es war hierzu notwendig, nachdem die beiderseitigen 25,32 m langen Ausleger aufgestellt waren, diese mit dem Mittelträger einstweilen in feste Verbindung zu bringen, um auch diesen freischwebend montiren zu können. Diese Verbindung bestand aus einer an die Obergurte angeschraubten Lasche und im Untergurte aus einer zwischen zwei kleinen Consolen festgehaltenen Schraubenwinde und einem Eisenkeile k (Abb. 19).

Das Eisenmaterial wurde mittels Locomotive zu den Abladeplätzen beiderseits der Baustelle gebracht. Von hier wurden die einzelnen Constructionstheile auf leichten eisernen Bahnwagen längs eines aushülfsweise vorgelegten Oberbaues bis zu dem in Aufstellung befindlichen Fache geführt, dort von einem Krane gefaßt und zur Verwendungsstelle befördert. Auf jedem Auslegerträger befand sich ein aus zwei Gestellen bestehender verschiebbarer Krane, welcher mittels Laufräder auf den Obergurten vorwärts bewegt werden konnte und bei seiner Feststellung an den Trägern verankert wurde. Der Krane hatte eine Ausladung von 4,7 m und eine Tragkraft von 6 t; er wurde auch bereits früher bei der Aufstellung der auf festen Gerüsten erbauten Endfelder angewendet. Zur freischwebenden Montirung diente dann weiter ein 20 m langes Vorschubgerüste, welches mittels 10 Laufräder

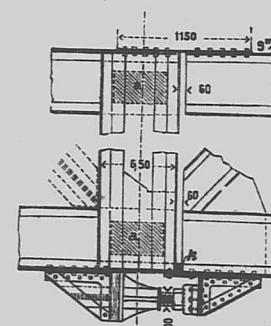


Abb. 19.

Einsteilige Verbindung des Mittelträgers mit dem Auslegerträger.



Abb. 18.

an den Flanschen der Untergurte hing und entsprechend dem Fortschritte der Aufstellungsarbeiten vorgeschoben werden konnte (Abb. 20 u. 21). Es wurde zuerst immer mit dem Auslegen der Untergurte begonnen, welche, in der Mitte vom Krane gehalten, mit dem letzten Knotenpunkt einstweilen durch Schrauben und Dorne verbunden wurden, worauf das Einziehen der Hilfsdiagonale H folgte. Nachdem noch die beiden Untergurte gegenseitig durch Hölzer abgesteift worden, konnte nun das Vorschubgerüst bis an das freie Ende des Faches vorgerückt werden, womit ein fester Boden für die Einbringung der übrigen Glieder geschaffen war. Zur Aufstellung eines Faches waren zwei bis drei Tage erforderlich. Die Nietarbeit auf der Baustelle wurde möglichst beschränkt; von den rund 329 000 Nieten, welche die Brücke enthält, waren am Bauplatze nur rund 85 000 Stück zu schlagen, die übrige Nietung wurde in der Werkstätte mit Druckwasser-Nietmaschinen hergestellt. Bei der Aufstellung wurden stets alle Nietlöcher mit Schrauben und Dornen ausgefüllt, und dann folgte die Nietung vom Träger-Ende aus nach, doch konnte dieselbe mit den Aufstellungsarbeiten nicht gleichen Schritt halten. Es kam hierbei ein fahrbares, auf den Obergurten verschiebbares Nietgerüste in Anwendung.

* Man vergleiche die Mittheilung von Oberinspector Hufs in der Wochenschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins Nr. 31 vom 2. August 1889.

Die eigentlichen Aufstellungsarbeiten haben auf der Piseker Seite am 1. August 1889, auf der Taborer Seite am 2. September 1889 begonnen. Die Mitte des Mittelträgers wurde auf erstgenannter Seite am 6. October erreicht, der Schluß der ganzen Brücke erfolgte am 20. October v. J. Damit war die Aufstellung glücklich und ohne jeden Unfall zu Ende geführt. Die Zahl der hierbei beschäftigten Arbeiter hat auf jeder Seite rund 90 Mann betragen.

Die Brücke enthält 900,9 t Martin-Flusseisen, 37,3 t Martin-Gußstahl für die Lager, 1,3 t geschmiedeten Stahl für die Lager des Mittelträgers, 5,6 t Blei für Unterlagen und 12 t verzinktes Wellblech

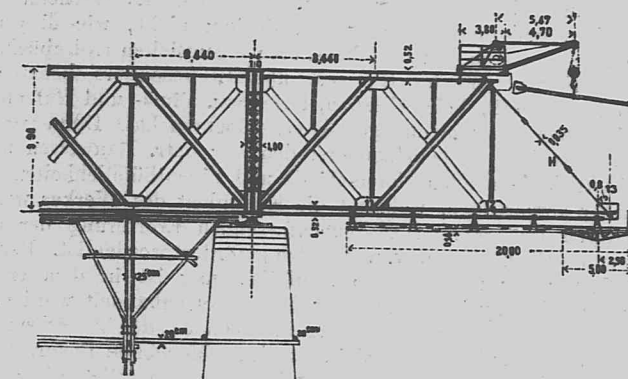


Abb. 20.

für den Fahrbahnbelag. Auf 1 m Stützweite entfallen sonach 3,75 t Eisengewicht.

Das Aufstellungsgerüst für die beiden Seitenöffnungen erforderte 620 cbm Holz und 15 t Schrauben; es war dessen Herstellung an die Baunternehmung Redlich u. Berger zum Preise von 19 220 fl. (31 fl. f. d. cbm) vergeben worden. Die Eisenconstruction wurde von der I. böhm.-mährischen Maschinenfabrik im Vereine mit der Prager Maschinenbau-Aktiengesellschaft geliefert. Das verwendete Material stammt von der Gewerkschaft Kladno der Prager Eisenindustrie-Gesellschaft. Die Aufstellung des Eisenwerks besorgte die I. böhm.-

mährische Maschinenfabrik. Die Kosten des eisernen Ueberbaues samt Aufstellung und Beistellung der Gerüstungen in den beiden Seitenöffnungen, ferner samt Aufstellung und Lieferung des Wellblechbelages und der Beistellung der Brückenhölzer (rund 120 cbm) betragen 320 000 fl.; die Erd- und Maurerarbeiten kosteten rund 190 000 fl.

Wir möchten diese Mittheilungen nicht schließen, ohne die an der Schaffung der beschriebenen Bauwerke leitend beteiligten Fachgenossen zu nennen. Es sind dies seitens der General-direction der österr. Staatsbahnen: der k. k. Baudirector Hofrath Bischoff, der Vorstand des Brückenbau-Bureaus Oberinspector Hufs und der Bauleiter der Linie Inspector Klement. Der Entwurf für den Cervena-Viaduct wurde unter Leitung der beiden erstgenannten Herren von Ingenieur Meltzer gearbeitet, welcher auch die Aufstellung der Eisen-

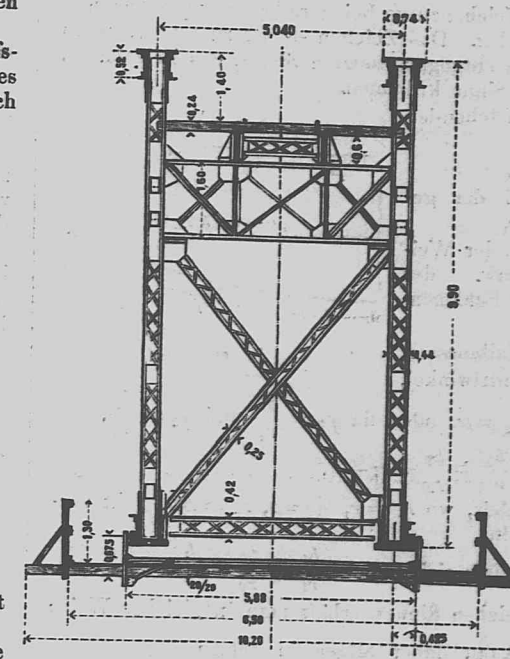


Abb. 21.

construction zu überwachen hatte. Die Ausführung der Steinbauten durch die Baunternehmung Gebr. Redlich u. Berger erfolgte nach den durch Oberingenieur Klumpfinger getroffenen Anordnungen, welche als mustergültig bezeichnet werden können. Brunn, im November 1889.

Professor Melan.

Vermischtes.

In der 26. General-Versammlung des deutschen Vereins für Fabrication von Ziegeln, Thonwaren, Kalk und Cement, welche am 27. und 28. Februar und 1. März d. J. im Hause des Berliner Architektenvereins stattfand, kamen einige Fragen zur Verhandlung, die für die Leser dieses Blattes von Interesse sein werden. Herr Dr. Goslich sprach über Verwendung von Stampfbeton für Zwischendecken in Wohnhäusern. Die vielfachen Mängel der Balkendecken haben den Vortragenden veranlaßt, für den Bau eines eigenen Hauses eine Herstellungsweise der Decken zu wählen, welche seit etwa 6 Jahren bei der Errichtung von Villen in Hannover angewendet wird und sich dort bestens bewährt hat. Die sonst üblichen Holzbalken werden dabei durch eiserne T-Träger ersetzt, und zwischen diesen wird auf einer an dieselben angehängten Unterschulung, welche also den bei der Belastung entstehenden geringen Durchbiegungen der Träger folgen kann, ein leichter Schlackenbeton von etwa 12 cm Dicke eingebracht. Dieser findet seine Auflager auf den unteren Trägerflanschen, wenn die Unterschulung nach der Erhärtung der Masse fortgenommen wird. Die so gebildeten Betonplatten werden mit einem Füllmaterial beschüttet und in dieses die Lagerhölzer für die Dielen gelegt. In den meisten Fällen ist der letzteren ein Beton-Estrich vorzuziehen, welcher wenigstens 2 cm über den oberen Flansch der Träger übergreifen soll und, mit Linoleum bedeckt, einen sehr angenehmen Fußboden bildet. Der Deckenputz wird ohne weiteres, wie an Gewölbe, an die Unterseite solcher Decken angetragen.

Die zur Erörterung gestellte Frage, welche Erfahrungen in Bezug auf Holzcementdächer gesammelt sind, fand keine Beantwortung, was zu Gunsten der Holzcementdächer sprechen dürfte, da es der Versammlung nahe lag, hervorgetretene Mängel bekannt zu geben.

Die Nothwendigkeit der Einführung von Normalformaten für Dachpfannen wurde bestritten, dagegen wurden für Falzziegel zwei Normalformate, ein großes und ein kleines, in Vorschlag gebracht. Das große Format, von welchem etwa 15 Stück 1 qm decken sollen, wurde 32 bis 34 cm in der Deckfläche bzw. Lattenweite lang und 20 bis 21,5 cm breit angenommen, während das kleine Format 22,5 bis 24,5 cm lang und 19 bis 20 cm breit ausgeführt werden soll, sodaß etwa 23 Stück 1 qm decken. Der Spielraum in den Abmessungen wurde mit Rücksicht auf die Verschiedenheit des Schwindmaßes gewährt. Die Falzziegel sollen so geformt sein,

daß sie eine geringe Veränderung der Lattenweite und eine kleine seitliche Verschiebung zulassen. Ueber die Form und Deckweise der Falzziegel eine weitere Bestimmung zu treffen, wurde als unzulässig bezeichnet.

Bei der Besprechung über den geeignetsten Neigungswinkel für die mit Falzziegeln zu deckenden Dachflächen erklärte Herr Block von der Handlung Ferd. Tenhoppel u. Block in Wesel, welche jährlich 9–10 Millionen Falzziegel des kleinen Formats, sogen. „Bouletziegel“, anfertigt, daß der fragliche Winkel häufig zu gering angenommen und hierdurch eine zu schnelle Zerstörung der Dachflächen auch von bestem Materiale bedingt werde. Unter 35° solle man bei größeren Dachflächen nicht heruntergehen; vorzuziehen sei ein Neigungswinkel von 45°. Bei schmalen Dachflächen, wie bei Sagedächern, könne man allenfalls noch einen Winkel von 25° zulassen. Als besonders geeignet für Falzziegeldeckung empfahl Herr Block den in Holland häufig angewendeten Dachverband aus leichten Hölzern, bei welchem statt der Sparren Pfetten im Abstände von etwa 1,40 m die Unterlage für eine Bretterschalung bilden. Ueber dieser wird eine gewöhnliche Lattung für die Falzziegel angebracht. Dieses Dach hat Aehnlichkeit mit dem in Ost- und Westpreußen allgemein üblichen verschalten Pfannendache, bei dem auf die Sparren eine überstülpte Bretterschalung gebracht wird. Letztere stellt schon an und für sich eine Dachfläche dar, auf welche eine Lattung für die Dachpfannen gelegt wird. Diese Dächer sind zwar etwas theuer, bewähren sich aber gegen Sturm sehr gut und halten Schnee und Ruß vom Dachboden fern. Das Eindringen der letzteren ohne Anwendung einer Verschalung zu verhüten, hält sehr schwer, wenn nicht die Falzziegel von tadelloser Beschaffenheit sind. Die Falzziegel in Kalk zu verlegen oder die Fugen mit Kalk zu verstreichen wurde im allgemeinen widerrathen, weil hierdurch die Lüftung der Unterseite der Dachfläche und ihr Austrocknen beeinträchtigt werden, auch das an der Unterseite der Falzziegel sich ansetzende Schweißwasser nicht nach außen abziehen kann. Am besten hat sich nach Ansicht des Herrn Block eine Dichtung der wagerechten Fugen mit geklopften Kuhhaaren bewährt. Von anderer Seite wurde als erprobt empfohlen, ein dichtes Rohrgeflecht zwischen den Sparren unmittelbar unter den Falzziegeln zur Abhaltung des Treibschnees und Russes anzubringen.

Ueber Curvenweichen. Bei Curvenweichen läßt sich zwischen den Halbmessern r_1 und r_2 der beiden Weichengeleise folgende einfache Beziehung aufstellen:

$$\pm \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} = \frac{1}{r} \quad \text{oder} \quad r_1 = \pm \frac{r r_2}{r_2 - r}, \quad \dots \quad (A)$$

wo r = Halbmesser der Weichencurve bei geradem Hauptgeleis und demselben Krümmungswinkel α . Das Zeichen $+$ ist zu setzen, wenn sich die Weichengeleise im entgegengesetzten Sinne, das Zeichen $-$, wenn sie sich im gleichen Sinne krümmen.

Bezeichnet in nebenstehender Abbildung

l die Zungenlänge,
 β den Centriwinkel der gekrümmten Zunge,
 b_1 u. b_2 die Bogenlängen der Weichengeleise bzw. der sich kreuzenden Schienenstränge,
 r_1 u. r_2 die zugehörigen Halbmesser,
 φ_1 u. φ_2 „ „ Centriwinkel,

so muß sein $\beta + \varphi_1 + \varphi_2 = \alpha$, oder, da $\varphi_1 = \frac{b_1}{r_1}$ und $\varphi_2 = \frac{b_2}{r_2}$,
$$\frac{b_1}{r_1} + \frac{b_2}{r_2} = \alpha - \beta.$$

Bei geradem Hauptgeleis, wo $r_1 = r$, $b_1 = b$, $r_2 = \infty$, geht vorstehende Gleichung über in

$$\frac{b}{r} = \alpha - \beta, \quad \text{sodafs sich ergibt} \quad \frac{b_1}{r_1} + \frac{b_2}{r_2} = \frac{b}{r}.$$

Für Krümmungen gleichen Sinnes erhält man in gleicher Weise $-\frac{b_1}{r_1} + \frac{b_2}{r_2} = \frac{b}{r}$. Man kann daher allgemein setzen

$$\pm \frac{b_1}{r_1} + \frac{b_2}{r_2} = \frac{b}{r}.$$

Ist nun $b_1 = b_2 = b$, so ergibt sich mathematisch genau die fragl. Beziehung $\pm \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} = \frac{1}{r}$. In der Wirklichkeit ist die Voraussetzung $b_1 = b_2 = b$ selten vollkommen erfüllt und somit auch Gl. A nur annähernd richtig. Doch weicht der hiernach berechnete Werth von r_1 unter gewöhnlichen Verhältnissen, insbesondere wenn den Curvenweichen die Länge der Normalweiche gegeben wird, so wenig von dem mathematisch genauen Werthe ab, daß er für die Zwecke der Anwendung vollständig genügt. Nur in dem ungewöhnlichen Falle, wo die gerade Zunge in das scharfer gekrümmte Geleis gelegt wird, können sich erheblichere Abweichungen ergeben. Am genauesten ist Gl. A bei Krümmungen gleichen Sinnes; hier beträgt die Abweichung meist nur wenige Bruchtheile eines Meters, was für die Anwendung ohne Belang ist.

Fr. Engelfser.

Der Schienen-Profilmesser von Schilling, dessen Beschreibung nebst Abbildung auf S. 306 des vorigen Jahrgangs d. Bl. veröffentlicht ist, hat neuerdings, wie uns mitgetheilt wird, durch Anordnung nur einer Führungstange (u) mit drehbarer Tastvorrichtung eine Vereinfachung und Verbesserung erfahren. Derselbe wird zum Preise von 180 Mark von der Firma Sommer u. Runge (Berth. Pensky Nachf.) in Berlin geliefert.

Selbstthätige Bahnwagen-Kupplungen in America. Von den 180 873 auf den Eisenbahnen des Staates Newyork verkehrenden Güterwagen sind nach den *Engineering News* 35 423 Stück mit selbstthätigen Kupplungen ausgerüstet, in Gemäßheit der Vorschrift des Gesetzes vom Jahre 1884, wonach alle neugebauten oder ausgebesserten alten Wagen mit derartigen Kupplungen versehen werden müssen. Ein ferneres Gesetz vom vorigen Jahre bestimmt, daß bis zum 1. Januar 1892 alle überhaupt vorhandenen Güterwagen in dieser Weise abgeändert sein müssen. Ein einheitliches Vorgehen hinsichtlich der zu wählenden Art der Kupplung schreibt das Gesetz nicht vor, ein Uebelstand, welcher sich im durchgehenden Betriebe bereits recht fühlbar gemacht hat.

Bücherschau.

Handbuch der Baukunde. Abtheilung III. Heft 2: Der Wasserbau. Bearbeitet von L. Franzius, Ober-Baudirector in Bremen. Mit einem Anhang, betr.: Wildbach-Verbauungen und Regulirungen von Gebirgsflüssen, sowie Ent- und Bewässerung von Ländereien, bearbeitet von W. Frauenholz, vormal. Professor an der technischen Hochschule in München. — Berlin, 1890. Commissions-Verlag von Ernst Toeche. 376 S. in 8° mit 656 Abb. Preis 8 M.

Von einem Meister wie L. Franzius, dem in gleicher Weise die Erfahrungen des Lehrers, des Schriftstellers sowie des entwerfenden und ausführenden Wasserbaumeisters zu Gebote stehen, war eine solch vortreffliche, klare und bei aller Knappheit doch erschöpfende

Verlag von Ernst & Korn (Wilhelm Ernst), Berlin. Für die Redaction des nichtamtlichen Theiles verantwortlich: O. Sarrazin, Berlin. Druck von J. Kerskes, Berlin.

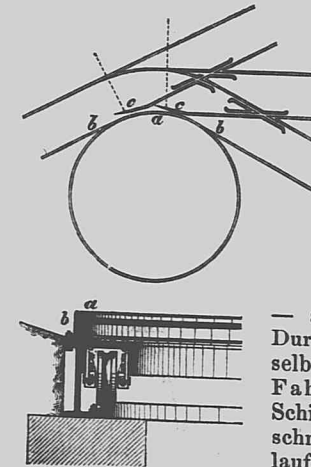
Bearbeitung des großen und vielseitigen Gebietes des Wasserbaues, wie sie uns diese neueste Lieferung des Handbuchs der Baukunde bringt, zu erwarten. Entsprechend der von den Herausgebern des Handbuchs gestellten Aufgabe, durch dasselbe nicht nur den Anforderungen jüngerer Kräfte zu entsprechen, sondern auch den Bedürfnissen der Fachmänner von Erfahrung zu genügen, wenn sie sich rasch über Besonderheiten unterrichten wollen, hat der Wasserbau eine wesentlich andere und erweiterte Bearbeitung erfahren wie in dem deutschen Bauhandbuche. Während die Wasserversorgung und Entwässerung der Städte gänzlich ausgeschieden ist, um in einem besonderen Abschnitte behandelt zu werden, ist der Seebau ganz besonders und eingehend berücksichtigt worden. Es erscheint uns zweckmäßig, daß der Verfasser den Seebau nicht, wie dies mit voller Berechtigung in den ausführlicheren eigentlichen Lehrbüchern des Wasserbaues und im Hörsaal üblich, besonders behandelt, sondern ihn überall, beim Uferbau, Deichbau, Flufs- und Hafenbau, in gegliedertem Zusammenhange mit eingeflochten hat. Denn gerade dieses unmittelbare Nebeneinanderstellen der betr. Bauweisen usw. läßt die kennzeichnenden Unterschiede und Eigentümlichkeiten um so schärfer hervortreten, während die Knappheit des Werkes wegen der dadurch ermöglichten zusammenfassenden Erörterung der gemeinsamen Grundsätze usw. wesentlich gefördert worden ist. Behufs Durchführung der angedeuteten Stoffgliederung ist in dem ersten Abschnitte „die Physik des Meeres“ besonders behandelt worden.

Den Häfen und ihrer Ausstattung, insbesondere den Vorrichtungen zum Ent- und Beladen der Schiffe, ist eine eingehende Besprechung gewidmet, welche um so werthvoller ist, als namentlich die Flufshäfen in unserer bisherigen Litteratur stets stiefmütterlich behandelt sind. Im übrigen würde die sehr reichhaltige Zusammenstellung der Flufs- und Seehafen-Pläne erheblich gewonnen haben, wenn für diese ein einheitlicher Maßstab — etwa 1:20 000 — durchgeführt worden wäre. Bei Besprechung der Schiffsfahrtszeichen wäre ein Hinweis auf den vortrefflichen Hagenschen Vortrag (Zeitschr. f. Bauw. 1887) erwünscht gewesen.

Auf Einzelheiten einzugehen verbietet uns der Raum. Nur das sei bemerkt, daß wir als Vorbild für Querschnittsformen von festen steinernen Wehren (S. 85) das so zweckmäßige Wehr mit lothrechttem bzw. parabolischem Abfallboden vermissen. — Bei einer sorgfältigen Durchsicht hätten sich wohl einige sinnentstellende Druckfehler (S. 67, 69, 243) vermeiden lassen, wie denn auch die Angabe zur Ermittlung der Fortschrittsgeschwindigkeit der Fluthwelle (S. 13) berichtigt worden wäre. — Der von Frauenholz geschriebene „Anhang“ giebt einen klaren Ueberblick über die behandelten Gegenstände. Die diesem Theile beigefügten Holzsnitte lassen hinsichtlich ihrer Ausführung zu wünschen übrig. — Wir sind überzeugt, daß das Buch allenthalben Freunde finden wird. Engels.

Neue Patente.

Einsienige Drehscheibe. Patent Nr. 49 975. Philipp Forchheimer in Aachen. — Um das Fahren einzelner Wagen und ganzer Züge bei Spurbahnen mit Bögen von sehr kleinem Halbmesser zu ermöglichen, kannte man, abgesehen von der üblichen Spurerweiterung nur das Aushülfsmittel, das eine Rad drehbar auf der Achse des zugehörigen Rades anzuordnen. Dieses Hülfsmittel ist für Locomotivbahnen somit schon von selbst ausgeschlossen. Das vorliegende Patent macht den Vorschlag eines anderen Aushülfsmittels, nämlich den, den inneren Strang eines stark gekrümmten Geleises beweglich — als Drehscheibe — anzuordnen. Beim Durchfahren dieser Drehscheibe läuft dieselbe also rückwärts in Bezug auf die Fahrtrichtung des Zuges. Die feste Schiene b schließt sich hierbei mit unter-scheidenden Backen an die ringförmig laufende Schiene a an. Statt der festen Anschlußstücke b können auch bewegliche



Zungen c angeordnet werden, wenn es sich darum handelt, die Drehscheibe als Mittel zur sehr steilen Abzweigung von Weichengeleisen zu verwenden.

Der Anzeigenthail dieser Nummer enthält eine Aufforderung zur Unterstützung der Hinterbliebenen eines jüngst verstorbenen Fachgenossen. Die bittere Noth, in der sich dieselben befinden, veranlaßt uns, auch an dieser Stelle das Augenmerk unserer Leser besonders auf den Aufruf hinzulenken.

Ueber Mittengelenkbalken;

von Baurath Prof. Fr. Engesser zu Karlsruhe.

(Sonder-Abdruck aus der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover, Bd. XXXVI, Jahrg. 1890, Heft 4.)

Im Jahrgange 1889 dieser Zeitschrift, Heft 7, S. 630 untersucht Prof. Landsberg solche statisch bestimmten Fachwerke, bei welchen, im Gegensatz zu der üblichen Dreiecksanordnung der Stäbe, die Anwendung der Schrägstäbe (Diagonalen, Streben) wesentlich eingeschränkt ist, und unterzieht sodann im besonderen den Mittengelenkbalken (Fig. 2.) einer eingehenderen Behandlung. Da für die Wahl genannter Träger hauptsächlich ästhetische Gesichtspunkte geltend

Fig. 1.

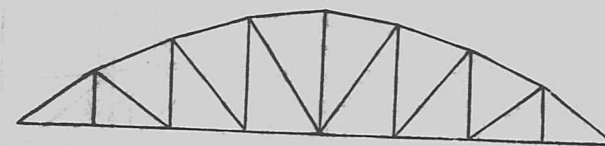


Fig. 2.

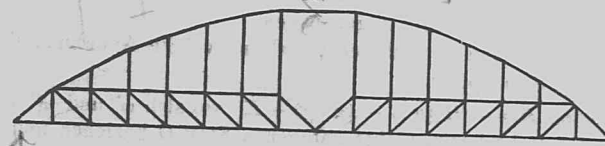
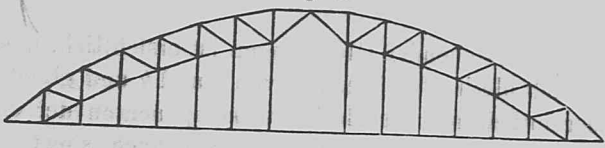


Fig. 3.



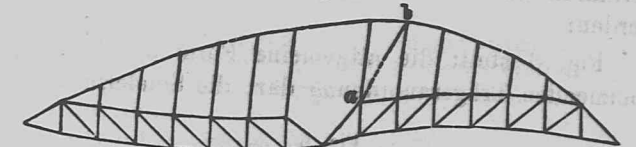
gemacht werden, die finanzielle bzw. technische Seite der Frage jedoch außer Besprechung bleibt, so möge es gestattet sein, die bezüglichen Betrachtungen ergänzend hier anzufügen und namentlich einen Vergleich zwischen dem gewöhnlichen Fachwerkträger (Fig. 1), dem Mittengelenkbalken (Fig. 2) und dem verwandten Dreiecksbogen mit Zugstange (Fig. 3) in technischer Hinsicht anzustellen.

Was zunächst die Kosten bzw. das Eigengewicht anbelangt, so verdient in dieser Beziehung die gewöhnliche Anordnung (1) den Vorzug. Setzen wir beispielsweise gleichförmige Belastung und Parabelform der oberen Gurtung voraus, so treten bei vollständiger Belastung in den oberen und unteren Gurtstäben sämtlicher 3 Anordnungen die gleichen Stabkräfte O und U auf. Während jedoch diese Kräfte bei (1) die Größtwerthe darstellen, stehen sie bei (2) (untere Gurtung) und (3) (obere Gurtung) den durch einseitige Belastung hervorgerufenen an Größe wesentlich nach. Die Gewichte der entsprechenden Gurten müssen hiernach höher als bei (1) ausfallen. Ferner kommt bei (2) und (3) das ganze Gewicht der Zwischen-gurtung Z hinzu. Die Wandstäbe haben bei (2) und (3) geringere Kräfte aufzunehmen als bei (1); auch wird hier der Zuschlag zur Sicherung gegen Ausknicken, der kurzen Stablängen wegen, etwas geringer ausfallen als bei (1); berücksichtigt man jedoch, dass die Ständer zur Aussteifung der oberen Druckgurtung

auch bei (2) und (3) kräftig konstruirt werden müssen, so kann der letztgenannte Vortheil nicht bedeutend sein. Im Großen und Ganzen darf man den Minder-aufwand bezüglich der Wandstäbe bei (2) und (3) gegen den Mehraufwand bezüglich der unteren bzw. oberen Gurtung wett schlagen, so dass die Anordnungen (2) und (3) etwa um das Gewicht der Zwischengurtungen schwerer sein werden als der gewöhnliche Fachwerk-träger (1).

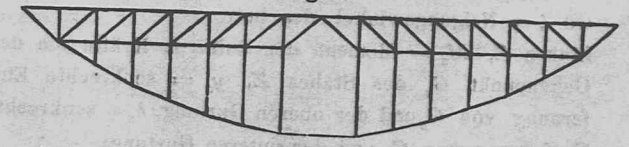
Bezüglich der Steifigkeit nimmt letzterer ebenfalls die günstigste Stelle ein. Bei Anordnung (2) und (3) sind die die Steifigkeit wahrenenden Halbbalken von verhältnismäßig geringer Höhe; sie erleiden in Folge dessen bei den größten Beanspruchungen, wie solche bei einseitiger Belastung auftreten, weit größere Verbiegungen als der hohe Träger (1), wobei die

Fig. 4.



Krümmung je nach der Laststellung bald nach unten bald nach oben gerichtet ist (s. Fig. 4). Dazu kommt noch, dass die Knotenpunkte der oberen Gurtung (Anordnung 2) nicht durch wirkliche, sondern durch ideelle Dreiecke gegen die Halbbalken festgelegt sind. Bei wirklichen Dreiecken können die Seitenänderungen nicht größer werden als die elastische Verlängerung der Stäbe gestattet ($= l \epsilon = l^2 / E$; bei ideellen Dreiecken dagegen sind die Aenderungen der ideellen Seiten (z. B. $a b$ in Fig. 4) nicht an diese Grenze gebunden; sie ergeben sich als geometrische Summen sämtlicher vorhergehenden Formänderungen, so dass im ungünstigsten Falle, wo sich die Einzeleinflüsse addiren, sehr beträchtliche Formänderungen, bzw. Verschiebungen der Knotenpunkte eintreten können. Es ist dies um so nachtheiliger, als es sich hier um die Druckgurtung handelt, deren Stabkräfte, dem Charakter des labilen Gleichgewichts entsprechend, das Bestreben zeigen, die vorhandenen Abweichungen von der normalen Form noch weiter zu vergrößern. Günstiger wirkt in dieser Beziehung Anordnung (3) und der Mittengelenkbalken mit Zugbogen (Fig. 5), da die hier in Betracht kommenden Zugkräfte die normale Form der unteren Gurtung wieder herzustellen trachten.

Fig. 5.



Bei steifen Knotenverbindungen sind selbstverständlich mit den größeren Formänderungen auch größere

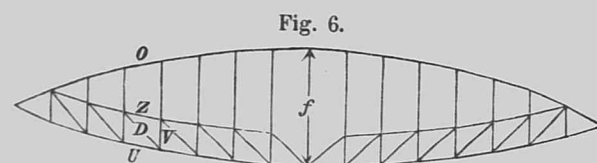
Nebenspannungen in den Stäben der Anordnungen (2) und (3) verknüpft; werden dieselben bei der Querschnittsbemessung rechnerisch oder schätzungsweise berücksichtigt, so ist eine weitere Gewichtsvermehrung die Folge davon.

Die genannten Nachteile der Anordnungen (2) und (3) werden um so größer, je mehr der Einfluss der Verkehrslast überwiegt, also namentlich bei Eisenbahnbrücken und bei kleinen Spannweiten; bei weitgespannten Straßenbrücken mit schwerer Fahrbahndecke fallen sie weniger ins Gewicht.

Nach vorstehenden Ausführungen ist der gewöhnliche Fachwerkträger in rein technischer Beziehung dem Mittengelenkbalken und Dreigelenkbogen mit Zugstange überlegen; letztere werden somit nur dann in Mitbewerb treten können, wenn bei der Wahl des Systems neben den rein technischen auch ästhetische Gesichtspunkte und die Rücksicht auf freien Querverkehr von bestimmendem Einflusse sind, also in denjenigen Fällen, auf welche auch Landsberg besonders hingewiesen hat.

Zum Schlusse möge noch kurz das analytische Verfahren zur Bestimmung der Stabkräfte mitgeteilt werden:

Fig. 6 stellt die allgemeine Form der in Frage kommenden Trägeranordnung dar; die Sonderfälle des



Mittengelenkbalkens und des Dreigelenkbogens (mit Zugbogen) erhält man hieraus, indem man die untere bzw. die obere Gurtung gerade annimmt. Bezeichnet man die Horizontal-Komponente der Stabkräfte der oberen Gurtung mit $H \left(= -\frac{M_{\text{mitte}}}{f} \right)$, so ergeben sich für die Stabkräfte folgende Werthe, wobei ausschließlich senkrechte Belastungen vorausgesetzt sind.

Obere Gurtung $O = H \sec \omega$, wo ω = Neigungswinkel des oberen Gurtstabes;

Untere Gurtung $U = \frac{M_u + Hy_u}{h_u \cos \varphi}$, wo

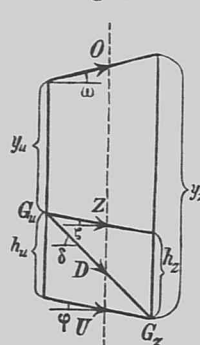
φ = Neigungswinkel des unteren Gurtstabes, M_u = Moment der äußeren Kräfte um den Gegenpunkt G_u des Gurtstabes, y_u = senkrechte Entfernung des Gegenpunktes G_u von der oberen Gurtung, h_u = senkrechte Entfernung von G_u und der Zwischengurtung;

Zwischengurtung $Z = -\frac{M_z + Hy_z}{h_z \cos \zeta}$,

wo ζ = Neigungswinkel des betr.

Stabes Z , M_z = Moment der äußeren Kräfte um den Gegenpunkt G_z des Stabes Z , y_z = senkrechte Entfernung von G_z und der oberen Gurtung, h_z = senkrechte Entfernung von G_z und der unteren Gurtung;

Fig. 7.



$$\text{Diagonale } D = \frac{1}{\cos \delta} \left[\frac{M_z}{h_z} - \frac{M_u}{h_u} + H \left(\frac{y_z}{h_z} - \frac{y_u}{h_u} \right) \right],$$

wo δ = Neigungswinkel des Stabes D , und wo sich M_z , h_z , y_z und M_u , h_u , y_u auf die Gegenpunkte G_z und G_u der vom gleichen Vertikalschnitte getroffenen Stäbe Z und U beziehen;

Vertikale (Fig. 8) $V =$

$$\pm \left[Q + \frac{M}{h} (\text{tg } \zeta - \text{tg } \varphi) + H \left(\text{tg } \omega + \frac{h+p}{h} \text{tg } \zeta - \frac{p}{h} \text{tg } \varphi \right) \right];$$

hierin ist + oder - zu setzen,

je nachdem es sich um eine fallende (beim Durchfahren des Strebenzuges von links nach rechts) oder um eine steigende Vertikale handelt (in Fig. 8 ist die Vertikale steigend), Q = Querkraft bezüglich des in Betracht kommenden Querschnittes s , M = Moment bezüglich der Vertikalen V , h = Länge der Vertikalen V , p = Länge des zugehörigen Pfostens, Winkel ω ist positiv angenommen, wenn O nach rechts steigt, Winkel ζ und φ sind positiv angenommen, wenn Z und U nach rechts fallen, welche Annahmen der Fig. 8 entsprechen.

Pfosten $P = -H (\text{tg } \omega' - \text{tg } \omega'') - K$, wo sich ω' und ω'' auf den links bzw. rechts gelegenen Stab O beziehen und K die etwa im oberen Knotenpunkte befindliche Belastung bezeichnet.

Aus vorstehenden Gleichungen ist ersichtlich, dass, bei gleich bleibenden Werthen von y und h und gleicher Feldereinteilung, die Horizontalkomponenten der einzelnen Stabkräfte konstant sind, wie auch sonst die Form des Trägers sein möge. Man kann daher die Stabkraft S bei beliebiger Trägerform erhalten, wenn man zuerst die Stabkraft S_0 des entsprechenden Dreigelenkbogens bestimmt und sodann $S = S_0 \frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha}$ setzt.*

S erreicht hiernach seinen Größtwerth für dieselbe Laststellung wie S_0 ; desgleichen muss auch die Belastungsscheide in beiden Fällen die gleiche sein. Nun lassen sich aber die Belastungsscheiden beim Dreigelenkbogen in bekannter einfacher Weise mit Hilfe geradliniger Kämpferdrucklinien (-Verbindungslien der Kämpfergelenke mit dem Mittellgelenke) ermitteln, wobei es keinen Unterschied macht, ob eine Zugstange vorhanden ist oder nicht. Die erhaltenen Ergebnisse können dann unmittelbar auch bei dem Mittengelenkbalken in Anwendung gebracht werden.

In ganz gleicher Weise lässt sich die Berechnung bei Gerber-Trägern, deren Stäbe nach Art des Mittengelenkbalkens angeordnet sind, durchführen. Ein Beispiel für derartige Träger bietet die z. Zt. im Bau befindliche Brücke über den Neckar bei Mannheim (s. Centralbl. d. Bauverwalt. 1887, Abb. auf S. 436).

*) Bei den vertikalen Stäben ist selbstverständlich das direkte Verfahren beizubehalten.

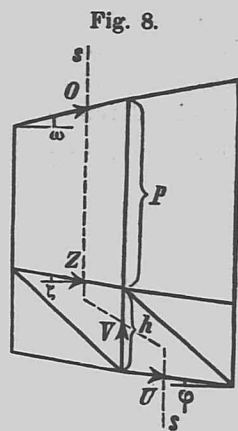


Fig. 8.

Umbau der Glasträgerbrücke.

(Badische Schwarzwaldbahn.)

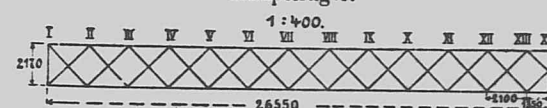
(Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, Band XXXIV, Seite 498.) (1890)

Im Anschluss an die in Heft 9 der Zeitschrift von Hrn. Direktor Rieppel gegebene Beschreibung der Eisenbahnbrücke über die Donau bei Steinbach möge im folgenden eine ähnliche Fahrbahnkonstruktion mitgeteilt werden, welche im Jahre 1884 beim Umbau der Glasträgerbrücke nach dem Entwurfe des Verfassers zur Ausführung gelangte.

Genannte Brücke, im Zuge der Badischen Schwarzwaldbahn zwischen Hornberg und Triberg gelegen, übersetzt das Gutachthal kurz vor dem großen Niederwasser-Kehrtunnel und liegt in einer Steigung von 1:55 und in einer Kurve von 300 m Halbmesser. Die Stützweite beträgt 26,55 m, die Tangente des Winkels zwischen der Bahnrichtung in Brückenmitte und den Widerlagern 2,33. Die Hauptträger, in 1,747 m Achsabstand befindlich, sind als Strebenfachwerke doppelten Systems¹⁾ ohne Hilfsständer angeordnet, deren Knotenpunktsentfernungen 2,1 m bzw. in dem einen Endfelde 1,35 m betragen (s. Fig. 1).

Fig. 1.

Hauptträger.



Ursprünglich war nur ein horizontaler Windverband in der unteren Gurtungsebene angebracht worden, gegen welchen die oben befindliche Fahrbahn durch verhältnismäßig schwache vertikale Querkreuze abgesteift war. Die eichenen Bahnquerswellen (4,2 m lang, 0,25 m breit, 0,33 m hoch unter dem äußeren Strange) ruhten unmittelbar auf den oberen Trägergurtungen auf und riefen in ihnen namhafte Zusatzspannungen hervor.

Als nun nach zehnjährigem Betriebe (die Bahneröffnung war im Jahre 1874 erfolgt) die Widerstandskraft der Holzschwellen nachzulassen begann und die Einhaltung der richtigen Spurweite bei den äußerst ungünstigen Neigungs- und Krümmungsverhältnissen großen Schwierigkeiten begegnete, entschloss man sich, die Fahrbahn in Eisen umzubauen, wobei

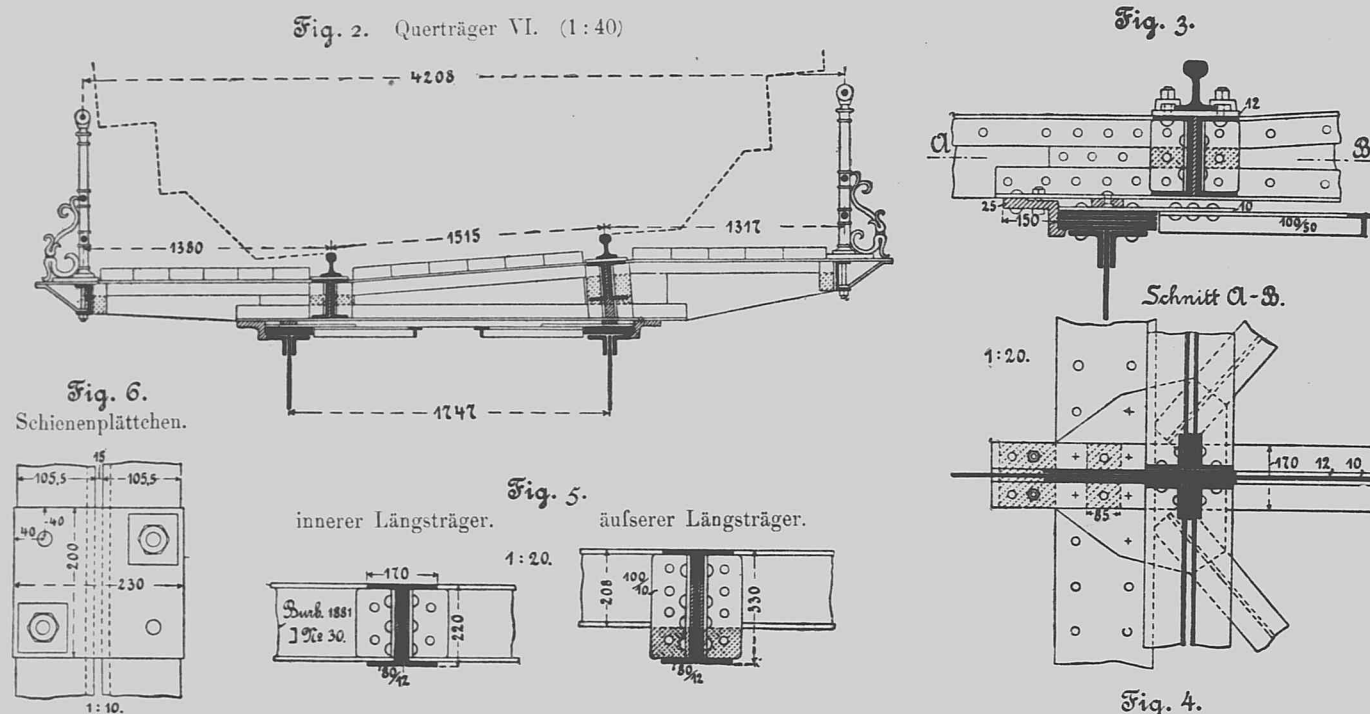
¹⁾ Das in Fig. 1 dargestellte doppelte Fachwerksystem ist statisch bestimmt; es hat 29 Knotenpunkte und 55 Stäbe; somit ist die Beziehung $s = 2k - 3$ d. h. $55 = 2 \cdot 29 - 3$ erfüllt.

gleichzeitig die oberen Gurtungen von der unmittelbaren Belastung durch die Fahrbahn befreit und außerdem ein zweiter horizontaler Querverband in der oberen Gurtungsebene ausgeführt werden sollte.

Die Lösung der Aufgabe erfolgte in der in beifolgenden Skizzen dargestellten Weise.

Der neue Horizontalverband, aus gekreuzten T-Eisen No. 12 $\frac{1}{2}$ bzw. No. 10 $\frac{1}{2}$ bestehend, wurde mittels oben auf die Gurtungen genieteter Knotenbleche in feste Verbindung mit den oberen Gurtungen gebracht; an den Trägerenden vermitteln starke Vertikalkreuze die Ueberführung der Horizontalkräfte auf die Lagerplatten bzw. den Steinbau.

Die Fahrbahn besteht aus einem Gerippe von Quer- und Längsträgern, wobei die ersteren jeweils auf den Knotenpunkten der Hauptträger aufrufen. Die Konstruktionshöhe der neuen Fahrbahn war mit Rücksicht auf die beiderseits anschließenden Tunnel, welche eine Erhöhung des Planums verboten, an die Höhe der bisherigen Holzschwellen, d. i. 33 cm, gebunden; mit Rücksicht hierauf sind die Schienen nur durch Vermittlung 12 mm starker Plättchen auf die Längsträger gelagert (s. Fig. 2 u. 3) und mittels des normalen Kleisenzeuges (System Roth & Schüler) aufgeklemmt (Fig. 3 u. 4). Die Längsträger werden aus 2 C-Eisen, Burbach No. 30 v. J. 1881 (Fig. 3 u. 5) gebildet; der innere steht senkrecht, der äußere in der der Kurvenüberhöhung entsprechenden Neigung mit konischen Schienenplättchen. Die Längsträger sind im Polygon, der Schienenkrümmung sich möglichst anschmiegend, angeordnet. Da sie hierbei in nächste Nähe der Hauptträger heranrücken, wäre bei der üblichen festen Verbindung der Querträger mit den Hauptträgern einerseits und mit den Längsträgern andererseits eine starke Verbiegung der Querträger infolge der ungleichen Dehnungen von Längsträger- und Hauptträgergurtungen zu erwarten gewesen (s. Zeitschr. für Baukunde 1884 S. 15). Es wurden daher die Querträger durch Vermittlung schmaler Blechstreifen (Fig. 3 u. 4) verschieblich in der Längsrichtung auf die Hauptträger aufgelegt, wobei noch der weitere Vorteil zentraler Lagerung und thunlichster Vermeidung von Verbiegungen der Haupttragwände erreicht wurde. Die Festhaltung der Querträger in der Querrichtung erfolgt durch seitlich angebrachte Knaggen, deren hakenförmige federnde Enden unter die Gurtplatten greifen und Hebungen der Fahr-



bahn verhindern (Fig. 3). Um die Fahrbahn im ganzen gegen Längsverschiebungen zu schützen, sind die 2 mittleren Querträger in der üblichen Art fest mit den Hauptträgergurtungen vernietet. Bei dieser Anordnung werden die relativen Verschiebungen zwischen Hauptträger und Fahrbahn auf das Mindestmaß zurückgeführt; außerdem wirkt die feste Verbindung in Brückenmitte am wenigsten schädlich auf die Haupttragwände ein, da hier die Streben gegenüber den zu übertragenden Hauptkräften überschüssigen Querschnitt besitzen. Die Querträger sind als Blechträger, welche sich genau dem Profil des Planums anschließen, ausgeführt. Zur Versteifung an den Auflagerstellen der Querträger dienen teils die Anniertwinkel der Längsträger, teils die beiderseits des Steges angebrachten, mit genauem Schluss zwischen die Gurtwinkel eingepassten Blechstücke. Die Enden der Querträger sind derart gebildet, dass die Pfosten des alten Geländers mit geringfügiger Abänderung wieder verwendet werden konnten.

Der Umbau musste während des Betriebes innerhalb der Zugpausen bewirkt werden und wurde wesentlich durch die gewählte Anordnung freier Auflagerung der Querträger erleichtert. Zuerst wurde das Geleise auf den Holzschwellen in die genaue planmäßige Lage gebracht, bei welcher die Höchstspannungen der beiden Hauptträger gleich groß ausfallen; dann erfolgte, von der Mitte ausgehend, Fach für Fach der Ersatz der Holzschwellen durch den neuen Eisenbau.

Die Lieferung und Aufstellung des Eisenwerkes (insgesamt 12700 kg) wurde von der Firma Fauler in Freiburg um den Preis von 39,50 M für 100 kg besorgt.

Die neue Fahrbahnkonstruktion ist nun bald 6 Jahre im Betrieb und hat sich unter schwierigen Verhältnissen (großer Verkehr, starke Steigung und Krümmung) bis jetzt vollkommen bewährt.

Fr. Engesser.

Kommissionsverlag und Expedition der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure: Julius Springer, Berlin N.
A. W. Schade's Buchdruckerei (L. Schade) in Berlin, Stallschreiberstr. 45/46.

Centralblatt der Bauverwaltung.

Herausgegeben im Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

X. Jahrgang.

Berlin, 21. Juni 1890.

Nr. 25.

Redaction: SW. Zimmerstraße 7 II. Geschäftsstelle und Annahme der Anzeigen:
W. Wilhelmstraße 90. Erscheint jeden Sonnabend.

Bezugspreis: Vierteljährlich 3 Mark. Bringerlohn in Berlin 0,75 Mark; bei Zusendung unter Kreuzband oder durch Postvertrieb 0,75 Mark, nach dem Auslande 1,30 Mark.

INHALT: Amtliches: Personal-Nachrichten. — Nichtamtliches: Kirche von Eydtkühnen. — Die deutschen Straßenbahnen von 1865—1890. — Kaiser Wilhelm-Denkmal für die Rheinprovinz (Fortsetzung). — Berechnung des Zweigelenkbogens. — Panama-Canal (Schluss). — Vermischtes: Ergebnis der Vorprüfung, der ersten Haupt-

prüfung und der zweiten Hauptprüfung für den preuss. Staatsbaudienst 1889/90. — Preisbewerbung für eine Realschule in Ludwigshafen. — Kosten des Zellenhauses in der Strafanstalt von Rawitsch. — Unterstützung der Hinterbliebenen von Fachgenossen. — Preussischer Beamten-Verein.

Amtliche Mittheilungen.

Preussen.

Seine Majestät der König haben Allergnädigst geruht, dem Geheimen Baurath Jacobi, Abtheilungs-Dirigenten in der General-Direction der Großherzoglich mecklenburgischen Friedrich-Franz-Eisenbahn in Schwerin, den Rothen Adler-Orden III. Klasse, dem Kreis-Bauinspector, Baurath Siehr in Insterburg den Rothen Adler-Orden IV. Klasse, dem Oberingenieur Mannlicher in Wien den Königlichen Kronen-Orden III. Klasse sowie dem Stadt-Baumeister Hackländer in Osnabrück den Charakter als Baurath zu verleihen.

Der Königliche Regierungs-Baumeister Georg Andreae in Groß-Strehlitz O.-S. ist zum Königlichen Kreis-Bauinspector ernannt und demselben die Kreis-Bauinspector-Stelle daselbst verliehen worden.

[Alle Rechte vorbehalten.]

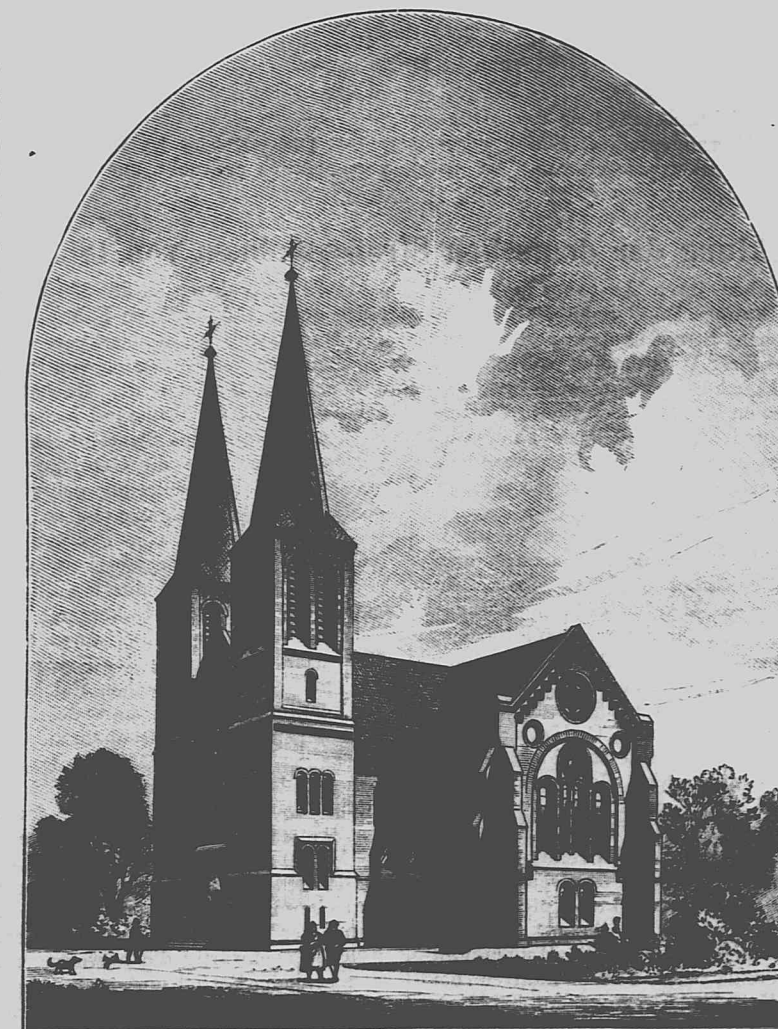
Nichtamtlicher Theil.

Redacteurs: Otto Sarrazin und Oskar Hofsfeld.

Beiträge zur Kenntniss der evangelischen Kirchenbaukunst in der Gegenwart.

2. Die Pfarrkirche von Eydtkühnen.

Die Stadt Eydtkühnen gehört zu den jüngsten Städten des deutschen Reiches; der Bau der Ostbahn hat sie ins Leben gerufen. Während noch zu Ende der fünfziger Jahre die Hauptstraße nach Petersburg über Tilsit-Tauroggen ging, wurde durch die Eröffnung der europäischen Linie Berlin-Königsberg-Petersburg im Jahre 1876 der kleine, von wenigen bäuerlichen Grundbesitzern bewohnte Flecken Eydtkühnen Endstation für Preussen. Der gewinnreiche Grenzverkehr mit Rußland führte zu einer raschen Bevölkerungszunahme, aber auch zu einem hastigen Geschäftstreiben, welches die Begründung kirchlichen Lebens und die Pflege geistiger Güter sehr erschwerte. Erst im Jahre 1873 wurde dem Plane, ein neues Gotteshaus zu erbauen, näher getreten, hauptsächlich veranlaßt durch die huldvolle Zusage Kaiser Wilhelms I. bei einer Durchreise, jene Absicht durch ein namhaftes Gnadengeschenk fördern zu wollen. Dennoch verzögerte sich aus verschiedenen Gründen — finanzieller wie administrativer Natur — die Ausführung bis zum Frühjahr 1887. Die damalige zum Grunde gelegte Seelenzahl betrug rund 5100 Seelen. Es mußte also eine gewölbte Kirche für 1450 Sitzplätze — davon 250 für Kinder — erbaut werden, was bei der strengen Vorschrift, die Baukosten nicht viel über 200 000 Mark hinauswachsen zu lassen, und bei der Entlegenheit



Holzstich v. O. Ebel.

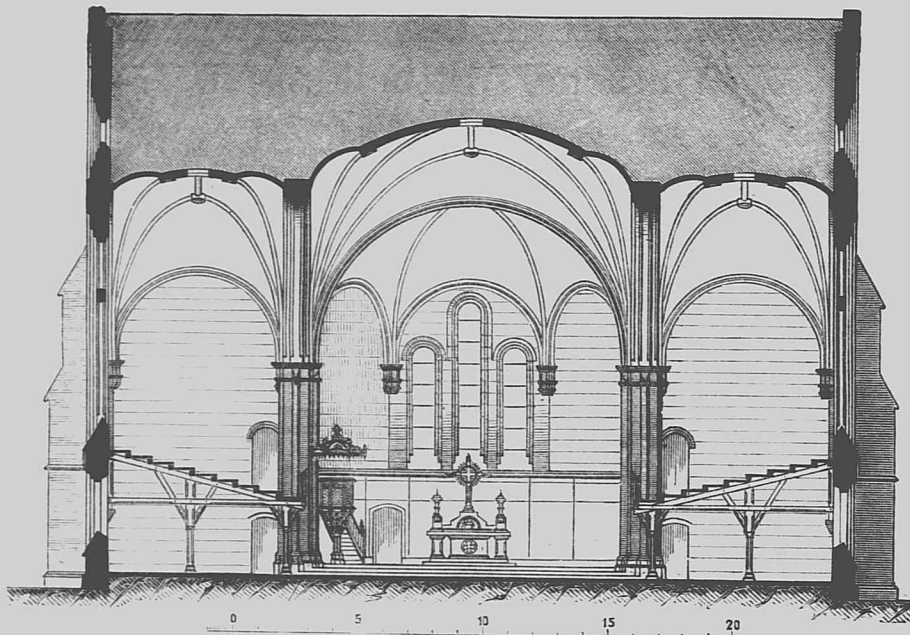
des Ortes mannigfache Schwierigkeiten — beispielsweise die Ausarbeitung zweier Entwürfe — hervorrief.

Insbesondere zwang die nothwendige Rücksicht auf äußerste Sparsamkeit zu dem Versuche, so cubisch als möglich zu bauen und dabei mit einem relativen Kleinstmasse der Kranzgesimshöhe (15 m am Chore und den Kreuzflügeln) durchzukommen. So entstand der Grundriß in der ange-näherten Form eines griechischen Kreuzes mit polygonem Chore (3/8) und zwei Quadrat-thürmen an der Westseite. Die Spannung beträgt zwischen den Arcadenwänden fast 13 m. Außer der Orgelbühne im Westen sind in den Kreuzflügeln noch große Emporen vorhanden, um eine Zusammen-drängung der Sitzplätze in der nächsten Nähe von Kanzel und Altar zu ermöglichen. Durch vier Treppen, zwei am Chore, zwei in den Frontthürmen, sind die Emporen zugänglich; die Sacristie ist im hinteren Theile des Chorraumes untergebracht.

Die Kirche wurde mit Stern-gewölben (die Kappen aus por-igen Ziegeln) überwölbt — nur die schmalen, gangartigen Seitenschiffe im Westflügel tragen Tonnen — und in Backsteinen auf bearbeitetem Granitsockel erbaut. Alle Treppen bestehen aus Granit; die Thurmdächer sind geschiefert, die der Kirche mit Pfannen gedeckt. Con-struction und Raumgestaltung läßt der Querschnitt erkennen; von der Erscheinung des Aeußern mag die streng gewissenhaft gezeichnete

Perspective eine angenäherte Vorstellung geben. Die Architektur wird als romanische in frei behandelter Fassung gelten dürfen. Sie ist unter dem Zwange entstanden, von der Verwendung reicherer Kunstformen Abstand zu nehmen; selbst die Formsteinsorten wurden auf ein Minimum beschränkt. Im Innern wurden nur die Wände und Kappen geputzt und einfach bemalt, Dienste, Gurte, Rippen, Capitele behielten den natürlichen Ziegelton. Der Altar und der Taufstein bestehen aus Sandstein, die Kanzel und das Orgelgehäuse aus Holz, die Kronleuchter aus Schmiedeeisen. Die Schiffsfenster empfangen Verglasung aus Kathedralglas, während die Chorfenster von dankbaren Wohlthätern aus der Gemeinde mit figürlichen Glasmalereien, der Altar mit Leuchtern und Decken, das Innere mit Kronen geschmückt wurden. Die Heizung bewirken große Mantelöfen. Das Geläut erhielt drei Glocken und die Orgel 28 Register; die ersten sind von Collier (Zehlendorf), die letztere ist von Sauer (Frankfurt a. O.) geliefert. Eine Blitzableiter-Anlage fehlt nicht. Die Beleuchtung ist sehr reichlich, die Akustik wird vom Ortsgeistlichen, Pfarrer Hengks, als gut bezeichnet.

Die Lage des Gotteshauses ist wohl gewählt: ziemlich hoch in der Mitte des Ortes auf einem freien, rechteckigen Platze von rund 130 Ar Größe. Die Bodenverhältnisse erforderten sowohl eine Drainage, welche sehr gut wirkt, als auch besondere Rücksichtnahmen bei der Gründung der Thürme und der westlichen Vierungspfeiler. Durch sorgfältige Rechnung und entsprechende Bankettverbreiterung ist es



Querschnitt.
Kirche in Eydtkuhn.

gelungen, die Belastung des Bodens auf 1,85 kg für das Quadratcentimeter einzuschränken. Der am 1. Mai 1887 begonnene und Ende October 1889 beendete Bau wurde an Luthers Geburtstage, am 10. November 1889, feierlich eingeweiht. Die unmittelbare, mit rastlosem Eifer und bestem Erfolge durchgeführte Leitung hatte der Regierungs-Baumeister Petersen, die Oberleitung der K. Bauinspector Baumgarth; eine besondere Fürsorge widmete der Ausführung der Regierungs- und Baurath Dittmar. Die Baukosten erreichten die außerordentlich mäßige Höhe von 205 000 Mark, die Gesamtkosten, Grunderwerbsausgaben eingeschlossen, eine solche von 210 000 Mark. Folglich beziffert sich der Satz für die Nutzeinheit (Sitzplatz) auf nur 141 Mark, das ist 6 Mark weniger als der entsprechende Betrag für die kleine, aus Kalkstein*) gebaute Kirche von Athenleben, welche in Nr. 23 dieses Blattes mitgeteilt wurde, und es kostet das Quadratmeter 241 M. und das Cubikmeter 14,8 M. Das sind Ergebnisse, welche für manches Opfer, das zu bringen war, entschädigen und im Interesse einer möglichst raschen Abhilfe der Kirchennoth nur ermuntern können, auf der Bahn selbstbewulster Beschränkung und strenger Sparsamkeit fortzuschreiten.

F. Adler.

*) Diese Kirche ist aus Kalkstein und nicht, wie auf Seite 235 versehentlich gedruckt, aus Sandstein erbaut.

Die Entwicklung der deutschen Straßenbahnen von 1865 bis 1890.

Die deutschen Straßenbahnen haben ihren Ausgang in Berlin genommen. Die Bestandsdauer der Berliner Pferdebahn ist deshalb gleichbedeutend mit der der deutschen Straßenbahnen, der Tag, an welchem jene die ersten 25 Jahre ihrer Wirksamkeit vollendeten, mithin auch der der 25jährigen Wirksamkeit der deutschen Straßenbahnen. Beide treten also am nämlichen Tage in das zweite Vierteljahrhundert ihres Bestandes, ihrer Entwicklung und ihrer Thätigkeit ein, sodafs ein Rückblick auf die jetzt abgeschlossene Vergangenheit des ersten Vierteljahrhunderts die Beachtung weiterer Kreise erregen und finden wird.

Am 22. Juni 1865 wurde die 7800 m lange Strecke vom Brandenburger Thor in Berlin durch den Thiergarten nach Charlottenburg unter Beteiligung der Staats- und Gemeindebehörden eröffnet. Sie war ursprünglich dem dänischen Ingenieur Moller genehmigt, indes bereits vor ihrer Vollendung einer Genossenschaft übergeben worden, aus welcher später die Commanditgesellschaft auf Actien „Berliner Pferdebahn-Gesellschaft, J. Lestmann u. Co.“ hervorgegangen ist, welche noch heute besteht. An dem Ausbau waren als Techniker der jetzige Mitdirector der Hamburger Straßeneisenbahn, Culin, und zwei Brüder Büsing beteiligt, von denen der eine noch jetzt bei dem Unternehmen thätig ist, der andere in Breslau wirkt. In den 12 ersten Betriebsmonaten wurden auf 67 930 Fahrten zu 529 854 Wagenkilometern durch 19 Wagen und 126 Pferde bereits 964 512 Fahrgäste gegen 246 048 Mark Fahrgeld befördert. Mittlerweile war für Hamburg die Genehmigung zur Ausführung von Straßeneisenbahnen und zum Pferdebahnbetriebe darauf erwirkt. Unter Culin's Beteiligung kam es zur Ausführung und am 16. August 1866 zur Betriebseröffnung auf vorläufig 14 345 m Geleise mit 24 Wagen und 160 Pferden. Das erste Jahresergebnis wies 43 935 Fahrten bei 598 196 Nutzkilometern, sowie 1 887 445 Beförderten gegen 401 490 Mark Fahrgeld nach. Mittlerweile war auch im Süden Deutschlands das Bedürfnis nach Straßenbahnen erwacht und am 29. Juli 1868 in Stuttgart durch Eröffnung einer 6742 m langen Strecke mit 20 Wagen und 67 Pferden befriedigt, auf welcher bereits im ersten Betriebs-

jahre 89 211 Fahrten zu 185 838 Wagenkilometern für 1 655 298 Fahrgäste gegen 147 459 Mark Fahrgeld zurückgelegt wurden.

Das damals bereits merkbare drückende Gefühl drohender Kriegerunruhen war der Förderung von Friedenswerken wenig günstig. Wie auf anderen Gebieten des Gewerbleißes und des Unternehmungsgeistes damals ein Stillstand bemerkbar war, so trat solcher auch in der Entwicklung des Straßeneisenbahnwesens ein. Vielleicht wirkte der Umstand mit, daß die Gesetzgebung im Gebiete des Actienrechts eine wesentliche Aenderung gebracht, die bisher bestandene staatsbehördliche Genehmigung der zu begründenden Actiengesellschaften, welcher naturgemäß eine Prüfung der Gründungsvorgänge sowie der Nützlichkeit und Ergiebigkeit der Unternehmungen vorausgehen mußte, beseitigt und durch völlige Gründungsfreiheit ersetzt hatte, indem der plötzliche Uebergang zur zügellosen Freiheit von ängstlicher Bevormundung den einen oder anderen beunruhigen mochte. Erst nach Beendigung des Krieges, der Wiederherstellung deutscher Einheit und des deutschen Reiches, der Neubelebung des Handels, der Gewerthätigkeit und des Verkehrs kam auch die Unternehmungslust für Straßeneisenbahnanlagen und Betriebe wieder. Während es für das Kriegsjahr 1870 innerhalb der drei bestehenden Betriebe auf den damals beisammen 41 357 m Geleise nur zu 194 912 Fahrten mit 1 556 003 Wagenkilometern für 4 988 951 Fahrgäste und hieraus zu 917 028 Mark Fahrgeldeinnahme gekommen war, wurden am 18. Mai 1872 in Leipzig, am 19. Mai 1872 in Frankfurt a. M., sowie im Laufe des Jahres noch in Dresden und Hannover Pferdebahnbetriebe eröffnet. Ueberdies kam es im nämlichen Jahre zur Gründung der „Großen Berliner Pferdeisenbahn-Actiengesellschaft“, welche gegenwärtig die hervorragendste Stellung unter den deutschen Straßenbahn-Betriebsunternehmungen einnimmt. Ihren Betrieb begann sie jedoch erst am 8. Juli 1873, in welchem Jahre außerdem noch die Betriebseröffnungen in Danzig am 21. Juli und in Uetersen am 2. September erfolgten, worauf erst wieder im September 1875 in Wiesbaden ein neues Pferdebahnbetriebsunternehmen ins Leben trat. Das Jahr 1876 brachte Düsseldorf am 6. Februar, Elberfeld-Barmen

am 17. Februar, Bremen am 4. Juni, München am 26. October und Metz am 1. December die Eröffnung von Pferdebahnen. Fruchtbare war jedoch das Jahr 1877 durch Eröffnung der Betriebe in Karls-

ruhe am 1. Februar, Köln am 20. Mai, Breslau am 1. Juli, Cassel am 9. Juli, Magdeburg am 16. October sowie durch Gründung der dritten Berliner Gesellschaft „Neue Berliner Pferdebahngesellschaft“. 1878 trat in Hamburg am 15. April die Hamburg-Altonaer Pferdebahn in Mitbewerb, und wurden die Betriebe zwischen Mannheim und Ludwigshafen am 3. Juni, Straßburg am 22. Juli und Ingolstadt am 9. November eröffnet, während 1879 Pyrmont im Juni und Stettin am 23. August Pferdebahnen erhielten, sowie in Bremen eine zweite Gesellschaft im August zum Mitbewerb zugelassen wurde. 1880 begann eine englische Gesellschaft ihre Thätigkeit in Dresden und Hannover durch Erweiterung der dortigen bestehenden Bahnnetze und pachtweise Betriebsübernahme auf den bestehenden Strecken; außerdem kam es zu neuen Betrieben in Chemnitz am 22. April, in Potsdam am 13. Mai, in Posen am 31. Juli, in Aachen am 16. December. Das folgende Jahr 1881 brachte den Betrieb in Bremerhafen und Lübeck am 1. Mai, in Augsburg am 10. Mai, in Königsberg am 26. Mai, in Dortmund am 1. Juni, in Kiel am 9. Juli, in Nürnberg am 25. August, in Braunschweig am 1. September, in Rostock am 14. October, in M.-Gladbach am 12. November, in Duisburg am 24. December, sowie in Flensburg und Schwerin. An Fruchtbarekeit stand 1882 wenig nach, da Mülhausen am 20. März, Halle am 1. October, Köpenick am 19. October Bahnen, und Hamburg-Altona durch den Eintritt von „The Hamburg-Altona and North Western Tramways Company“ eine dritte Mitbewerberin erhielten. 1883 traten die Betriebe in Erfurt am 13. Mai, Crefeld am 5. Mai, Görlitz am 1. Juni, Mainz am 23. September hinzu, denen 1884 solche in Mannheim-Feudenheim am 6. März, Offenbach 10. April, Aachen am 13. November, sowie Mitbewerbsunternehmungen in Cassel durch die Stadtseisenbahn am 25. Mai und in Magdeburg durch die Tram-bahn folgten. Für die folgenden Jahre blieben nur wenige Unternehmungen. In Heidelberg wurde am 13. Mai 1885, in Spiekeroog mit dem Beginn der dortigen Badezeit ein Pferdebahnbetrieb eröffnet; von der Weichbildgrenze in Berlin kam es am 5. Mai 1886 zur Eröffnung eines Dampfbetriebes, welcher gegenwärtig einen Theil des Betriebsfeldes der Berliner Dampfstraßenbahn-Gesellschaft bildet, sowie zur Eröffnung von Pferdebahnbetrieben am 28. Mai in Schönebeck und 25. Juli in Wiesloch, sowie eines Mitbewerbs durch die Neue Straßeneisenbahn am 25. August in Stuttgart. 1887 wurden am 28. Mai in Coblenz und am 28. Juni in Halberstadt Betriebe eröffnet, und am 16. September in Hamburg ein vierter Betriebsunternehmer zugelassen, 1888 in Bromberg am 18. Mai, in Wittenberg am 26. Juni, sowie in Oldenburg, 1889 in Riesa am 19. November Betriebe eröffnet, während gegenwärtig solche in Bonn, Schleswig, Thorn, Trier und

Würzburg zum Theil schon in Ausführung begriffen sind. Außerdem hat in Halle 1889 die Stadt weitere Linien ausgeführt, welche pachtweise durch eine Gesellschaft betrieben werden, und ist in Dresden eine neue Actiengesellschaft als Mitbewerberin zum Bau des Netzes zugelassen.

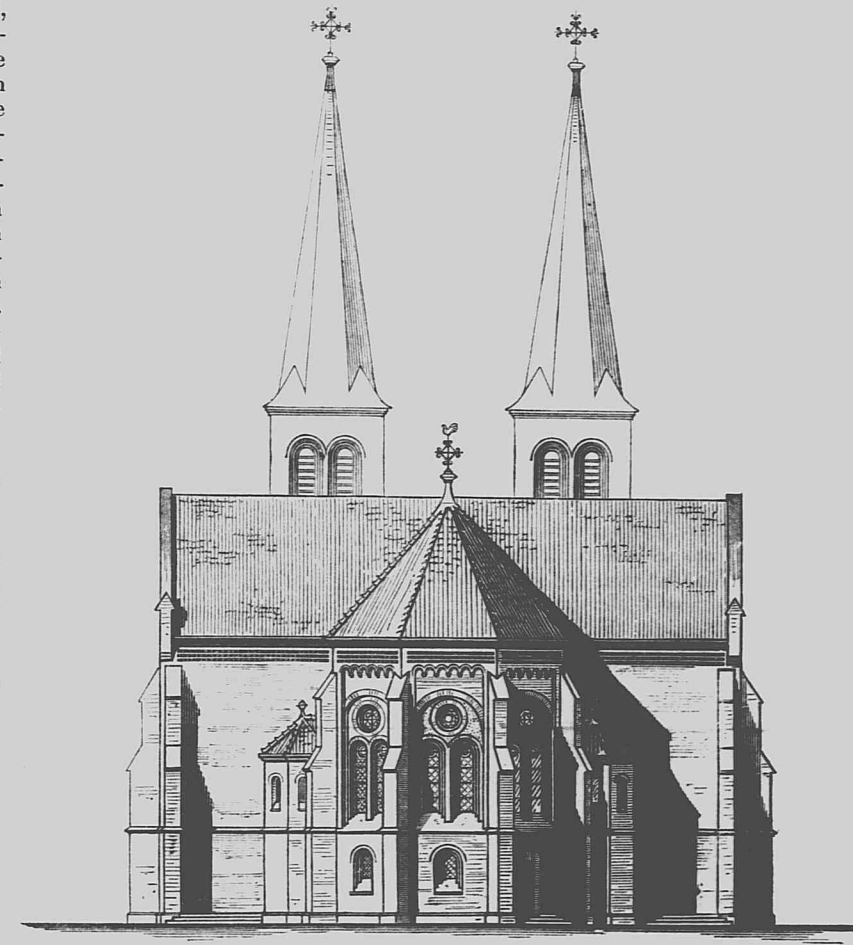
Auf diese Weise ist die allmähliche Entwicklung der Straßenbahnen innerhalb der ersten 25 Jahre seit ihrem Beginn, wenigstens im Hauptumrisse, veranschaulicht und dadurch gezeigt worden, wie das Straßenbahnnetz seine Fäden über immer weitere Kreise ausgedehnt und das Verkehrsbedürfnis zu neuen Unternehmungen geführt hat.

Danach bestehen z. Z. in 64 Orten 73 Straßenbahnbetriebe. Dieselben haben im Jahre 1889 auf 1341 472 m Betriebslänge, ohne Bahnhofs- und Zufahrtsgeleise, die Beförderung von 333 269 504 Fahrgästen durch 15 326 517 Fahrten zu 80 725 266 Nutzkilometern gegen 40 220 359 Mark Fahrgeld ermöglicht. In Lichterfelde und Offenbach wird Elektrizität verwendet, während auf den drei Betriebsstrecken der Berliner Dampfstraßenbahn-Gesellschaft, in Feudenheim-Mannheim, bei der Frankfurter Localbahn, der Casseler Straßenbahn und in Mülhausen ausschließ-lich Dampf verwendet wird, sowie die Betriebe in Crefeld, Dortmund, Duisburg, Hamburg, Karlsruhe, Magdeburg, München, Straßburg und Wiesbaden einen gemischten Betrieb haben, d. h. Pferde- und Dampfkraft gebrauchen. Von der Gesamtzahl der

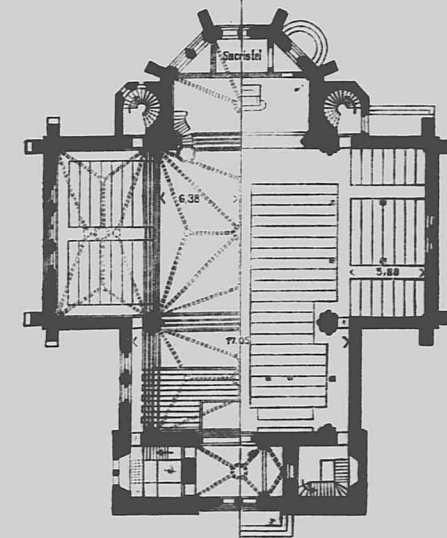
Beförderten entfallen auf die beiden elektrischen Betriebe 1 109 902 Personen, welche 0,33 pCt. der Gesamtsumme ausmachen; auf den Dampfbetrieb kommen 15 535 960 = 4,65 pCt., sodafs auf den Pferdebetrieb 316 623 642 Personen mit 95,02 pCt. verbleiben.

Zur Bewältigung des Verkehrs verfügbar waren im elektrischen und Dampfbetriebe 161 Maschinen, sowie für den Pferdebetrieb 14 493 Pferde, welche letztere sich auf die verschiedenen Betriebe von 2 in Spiekeroog bis 5486 in Berlin in recht wechselnden Abstufungen vertheilen. Die Gesamtzahl der verfügbaren Wagen betrug 3962, die Zahl der darin vorhandenen Plätze 133 389, sodafs sie zur Bewältigung der Beförderten täglich kaum 7mal und jährlich nur 2370 mal hätten benutzt zu werden brauchen, während durchschnittlich jeder Wagen täglich 28 mal gelaufen ist, sodafs er durchschnittlich nur zum vierten Theil besetzt wurde. An den verschiedenen Orten, auf den einzelnen Strecken des nämlichen Betriebes und nach den Tagesstunden liegen völlig verschiedene Verhältnisse vor, auf welche hier näher einzugehen indes weder Raum noch Zweck gestatten. Genaue Ziffern für die einzelnen Betriebe und Jahre, welche theils den Gesellschaftsberichten entnommen, theils unmittelbar gegeben wurden, haben zu der Feststellung geführt, daß während des Bestandes der deutschen Straßenbahnen durch dieselben über 3 Milliarden Personen befördert und daraus rund 400 Millionen Fahrgeld vereinnahmt sind, welche sich auf die einzelnen Betriebe höchst ungleich vertheilen.

Gegenwärtig überwiegen im Straßenbahngewerbe die Actien-



Choransicht.
Kirche in Eydtkuhn.



Grundriß
über den Emporen. unter den Emporen.
Kirche in Eydtkuhn.

Gesellschaften, von denen 10 im Auslande, nämlich 4 (in Barmen, Düsseldorf, Frankfurt und Köln) in Belgien und 6 (in Dresden, Halle [Straßenbahn], Hamburg [North Western Tramways Company], Hannover, Leipzig und Magdeburg [Trambahn]) in England ihren Sitz haben. Aus Gemeindemitteln sind nur die Schienenwege der Haller Stadtbahn, in Köpenick und in Wiesloch ausgeführt; in Wiesloch geschieht der Betrieb auf Gemeinderechnung, in den beiden anderen Orten ist er verpachtet. Vorübergehend bestanden Gemeindeschienenwege in Rixdorf und Mariendorf bei Berlin, welche indes sehr bald erheblich unter dem Herstellungswerte an die Große Berliner Pferdebahn-Actiengesellschaft abgetreten wurden. Dieselbe hat auch das Unternehmen der Großen Internationalen Pferdeisenbahn-Gesellschaft, welche die Linie Schöneberg-Potsdamer Platz besaß, käuflich erworben. Zu bemerken bleibt schließlich, daß die ersten Linien in Dresden und Hannover durch die in Berlin selbstige „Continental-Pferdebahn-Gesellschaft“ ausgeführt sind, dieser noch gehören, aber von englischen Gesellschaften pachtweise betrieben werden.

Keineswegs haben sämtliche errichteten Unternehmungen sich gehalten, noch bietet jeder Ort für den Pferdebahnbetrieb und dessen Bestandfähigkeit einen günstigen Boden. Vielmehr haben in Deutschland bereits zwei Betriebe, in Schwerin und Oldenburg, nach kurzer Bestandsdauer durch ihre Einstellung und Herausnahme der Geleise ein schnelles Ende gefunden, ohne daß damit jedoch gesagt werden soll, daß die örtlichen Verhältnisse allein zu dem ungünstigen Ergebnisse geführt und nicht vielmehr die Mängel und Ungeschicklichkeit der Betriebsführung den Haupteinfluß für die ausgeübene Erziegung geübt haben. Denn je ungünstiger die Voraussetzungen für ein gedeihliches Unternehmen liegen, mit je größerem Widerstande man zu kämpfen hat, desto regsamere müssen die Betriebsleiter und desto besser die Betriebseinrichtungen sein. Leider hat an beiden Orten ein Verständnis für die örtlichen Verkehrsverhältnisse, für das Bedürfnis nach Ortsveränderung gefehlt, hätte erst durch regen Betrieb die Menge zur Benutzung gebracht werden müssen, besaßen indes die Betriebsleiter auch nicht das allergeringste Verständnis für ihre Aufgabe, den Verkehrsbedarf zu erforschen und ihre Einrichtungen ihm anzupassen. Mißerfolg ist insofern auch dem Hagener Betriebe zugestossen, als das Unternehmen im Wege der Zwangsveräußerung seinen Besitzer zu wechseln hatte, wodurch indes eine größere Regsamkeit, ein besseres Eingehen auf die örtlichen Bedürfnisse und Wünsche der Ortsbevölkerung, ein Verlassen fehlerhafter Maßnahmen hervorgerufen und damit für die gedeihliche Entwicklung förderlich gewirkt ist.

Gegenüber diesen Mißerfolgen tritt eine erfolgreiche Entwicklung zunächst in Berlin hervor. Hier theilen sich drei Unternehmer in das Eigentum des Netzes und den Betrieb. Obenan steht die Große Berliner Pferdeisenbahn-Actiengesellschaft mit 234 177 m Geleise, 3 581 656 Fahrten, 21 939 779 Wagenkilometern, 114 400 000 Fahrgästen gegen 13 398 570 Mark Fahrgeldlosung mittels 4500 Pferden und 959 Wagen. Es folgt die Neue Berliner Pferdebahn mit 33 090 m Geleise, 586 912 Fahrten zu 3 306 008 Nutzkilometern für 13 245 000 Fahrgäste gegen 1 563 826 Mark Fahrgeldlosung durch 592 Pferde und 127 Wagen. Die Berliner dagegen hat es mit ihren 306 Pferden und 86 Wagen auf 30 423 m Geleise zu 371 220 Fahrten bei 1 876 729 Nutzkilometern für 4 905 620 Personen gegen 688 655 Mark Fahrgeld gebracht. Mithin ist es in Berlin in den abgelaufenen 25 Jahren von 194 512 Beförderten des ersten Jahres zu 132 550 620 Fahrgästen, auf 4 539 788 Fahrten zu 27 122 516 Nutzkilometern, durch 1072 Wagen und 5486 Pferde sowie zu 15 651 051 Mark Fahrgeldlosung gekommen. Dazu treten von der Weichbildgrenze aus durch die Dampfstraßenbahn gegen 283 500 Mark Fahrgeld auf 103 950 Fahrten zu 631 500 Nutzkilometern beförderte 1 849 811 Fahrgäste, sodafs das Bedürfnis nach Ortsveränderung innerhalb des Weich-

bildes Berlins oder bis in die Nachbarweichbilde hinein 134 400 431 Personen Beförderung gebracht hat.

In Hamburg ist es durch die vier Unternehmen im Jahre 1889 zu 1 300 851 Fahrten zu 11 358 051 Nutzkilometern gegen 5 724 567 Mark Fahrgeld von 47 267 066 Fahrgästen auf 407 Wagen durch 2356 Pferde und 19 Dampfmaschinen bei 152 483 m Geleise gekommen. Die Linie vom Rathhausplatz nach Wandsbeck wird nämlich mit Dampf betrieben, während sonst Pferde Verwendung finden. Von den Beförderten entfallen auf den Dampfbetrieb 3 538 891, sodafs dem Pferdebetrieb 43 728 175 Fahrgäste verbleiben. Hält man diesen Ziffern die des ersten Betriebsjahres gegenüber, so hat sich auch hier binnen 24 Jahren der Verkehr auf annähernd das 22fache gehoben.

In Stuttgart sind beide Betriebe wieder vereinigt. Der Verkehr hat dort indes nur eine Steigerung auf das 2½fache erfahren, indem 4 189 090 Fahrgäste gegen 511 800 Mark Fahrgeld auf 366 290 Fahrten bei 1 377 644 Nutzkilometern durch 84 Wagen und 256 Pferde befördert wurden. Es liegt dies in den örtlichen Verhältnissen und der anfänglich bereits verhältnismäßig günstigen Lage des ersten Bahnnetzes.

In gleicher Weise und Vollständigkeit die Entwicklungsfähigkeit für sämtliche Betriebe zu verfolgen, würde zu weit führen, sodafs man es bei den drei ältesten Betriebs-Orten bewenden lassen muß. Zeigen ja doch die gegebenen Ziffern die wirtschaftlichen Erfolge sachgemäß eingerichteter und geleiteter Betriebe für die auf ihre Benutzung angewiesene Ortsbevölkerung. Dafs dabei der Betriebsunternehmer gleichfalls seine Rechnung finden müsse, wäre jedoch ein vorläufiger Schluss. In Berlin hat das Betriebsergebnis von 1889 der Neuen Berliner eine Gewinnvertheilung nicht ermöglicht, wie sie zu solcher überhaupt noch nicht gekommen ist, während die Berliner wenigstens 1½ pCt., die Große aber sogar 12½ pCt. vertheilen konnte. Die Ursachen hierfür sind theils in den Gründungsvorgängen, theils in dem Wettbewerb der Stadteisenbahn zu suchen und entziehen sich hier der weiteren Darlegung; auch außerhalb sind die Erträge nicht immer mit dem Gewinn gleich. Manche Betriebe leiden an stetig zunehmender Unterbilanz, bei anderen schwindet solche immer mehr; noch andere können wenigstens sachgemäße Abschreibungen aus den Betriebsüberschüssen vornehmen, manche auch Gewinn vertheilen, der zwischen 10 pCt. (Magdeburg) und 1 pCt. (Königsberg) schwankt.

Im Zeitenverlaufe hat sich auch die Verkehrspolitik der Gemeinden im Gebiete des Strafsenbahnwesens geändert. Ursprünglich gab man die Genehmigung zur Geleisanlage im Strafsenkörper abgabefrei und liefs sich an Uebnahme einer beschränkten Pflaster-Unterhaltungs- und Reinigungs-Verbindlichkeit genügen. Jetzt fordert man ziemlich allgemein eine Abgabe theils in Form eines Bruchtheils der Einnahme, theils für jedes Pferd oder jeden Wagen oder nach Länge der Betriebsstrecke. Vereinzelte kommt es dagegen noch immer vor, dafs Gemeinden durch Beiträge aus Gemeindemitteln oder durch eine Zinsengewähr das Zustandekommen von Strafsenbahnen fördern.

So zeigt die Entwicklung der Strafsenbahnen, dafs die Verwendung des Strafsenkörpers zu Schienenwegen und dem Beförderungsbetriebe darauf eine glückliche Mafsnahme gewesen ist, welche dem Verkehre, den Betriebs-Orten, der Ortsbevölkerung, ja selbst den Gemeindeeinkünften Vortheile zu bringen vermocht hat, ohne zu namhaften Unzuträglichkeiten oder Gefahren geführt zu haben. So darf denn gehofft werden, dafs mit dem Abschlusse des ersten Vierteljahrhunderts ihres Bestandes die deutschen Strafsenbahnen in ihrer Entwicklung nicht aufhören, dafs sie vielmehr in ihrem zweiten Vierteljahrhundert gleich zahlreich und gewaltig zunehmen, sowie etwaige Widerwärtigkeiten ebenso kräftig überstehen werden, wie solches bisher geschah.

Dr. Karl Hilse.

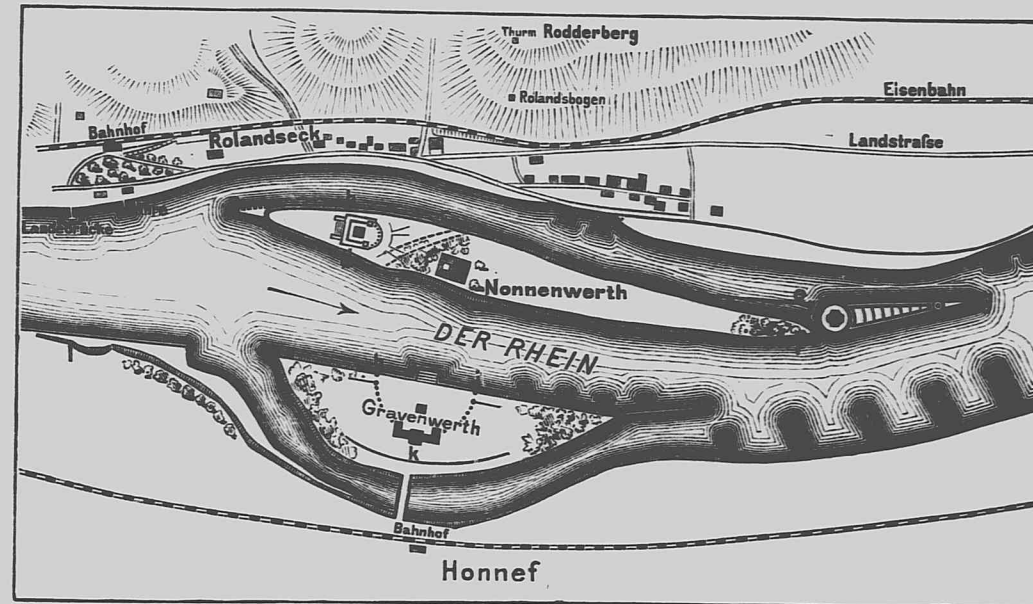
Die Preisbewerbung zur Errichtung eines Kaiser Wilhelm-Denkmal für die Rheinprovinz.

(Fortsetzung.)

Der Entwurf der Herren vom Endt u. Bender in Düsseldorf zeigt auf der dem nördlichen Verlandungs-Gebiet der Insel Nonnenwerth abzugewinnenden Fläche einen kreisförmigen Festplatz von 70 m Durchmesser, aus dessen Mitte sich ein offener Pavillon-Bau erhebt, welcher das Kaiserstandbild aufnimmt (efg des nebenstehenden Lageplanes, auf welchem die drei Inselplätze mit den drei zum Ankauf empfohlenen Entwürfen angedeutet sind). Von der eigentlichen Insel ist der Festplatz durch einen Wasserarm getrennt, in dem die Nachen für die Denkmalbesucher sich bergen können. Der Hauptlandeplatz befindet sich an der ungefähr 300 m stromabwärts von dem Kaiser-Pavillon entfernten Nordspitze des Verlan-

ungsgebiets, hier durch einen kräftigen Obelisk bezeichnet, zu dessen Fuß aus dem Strome beiderseitig die Landungs-Treppen hinaufführen. Zwischen den beiden vom Obelisk nach dem Festplatz führenden, sanft ansteigenden Wegen ist eine hier im Strome wohl nicht ganz glücklich angebrachte Cascade-Anlage entwickelt, deren Wasser an dem Denkmal entspringt und nach dem Obelisk hin abstürzt. So geschieht auch die Ausnutzung des dem Rheinstrome abzugewinnenden Verlandungs-Gebiets hier durchgeführt ist, so steht doch dieser Denkmalplatz besonders bezüglich der Geräumigkeit und der landschaftlichen Lage den beiden andern Inselplätzen bei weitem nach.

Viel besser gelungen in der allgemeinen architektonischen Anordnung des Aufbaues sowie besonders wirkungsvoll in der Gestaltung des Festplatzes ist der von den Preisrichtern zum Ankauf empfohlene Entwurf des Architekten Professor Stiller in Düsseldorf mit dem Kennwort „Grafenwerth“ (hik des Lageplanes). Die Insel ist, wie in den Erläuterungen angegeben ist, für das Denkmal gewählt, weil sie leichter zu besuchen ist als jede Höhe, und weil ferner die ganze Insel leicht zur Verfügung gestellt werden kann. Der Künstler hat der Insel Grafenwerth vor Nonnenwerth den Vorzug gegeben, weil ihm die Nähe des hier befindlichen Klosters bei dem Festplatze nicht angemessen erschien, und weil dort der Platz beschränkter ist als auf Grafenwerth. Das Denkmal hat er sich als „Friedens- und Erinnerungs-Denkmal“ mitten in einer neu zu schaffenden Parkanlage gedacht. Danach soll ähnlich wie bei dem Bruno Schmitzschens preisgekrönten Entwürfe die Anlage in die Verlängerung einer vom Bahnhof Honnef über den östlichen Rheinarm auf die Insel führenden Brücke gelegt werden. Hier ist ein halbrunder, gegen die Brücke hin durch einen gewaltigen Ruhmeshallenbau von 128 m Länge und 50 m Breite abgeschlossener Festplatzgedacht. Seine Mitte nimmt eine 39 m breite und im lichten Bogen 32 m hohe, mit Fresken oder Mosaikbildern zu schmückende Muschel-Apsis ein, auf deren Triumphbogen noch ein kleinerer Pavillon aufgesetzt ist, und dieser trägt seinerseits eine auf der Kugel schwebende Glücks-göttin, die, von Genien und Löwen umgeben, den Festplatz um 80 m überragt. Vor den Triumphbogen mehr als 40 m vorgeückt, soll über niedrigem Stufen - Unterbau auf einem 16 m hohen, an der Vorderseite mit der



a b c d Aufgelandeter Boden und Denkmalplatz von K. Hilgers; — e f g Denkmalplatz von H. vom Endt u. A. Bender; — hik Denkmalplatz von H. Stiller.

Kaiser Wilhelm-Denkmal der Rheinprovinz.

Kaiserkrone geschmückten Postament das 14 m hohe Reiterstandbild Kaiser Wilhelms seinen Platz finden. Die Fest- und Ruhmeshalle ist in anmuthigen, edlen Renaissanceformen durchgebildet. Die ganze Anlage mit ihrem reichen Schmuck von Obelisk, Statuetten und Genien tragenden Säulen usw. zeigt ein festliches Gepräge und ist dabei der Entfaltung bunten Volkslebens praktisch angepaßt. Eine nicht ganz glückliche Lösung ist dabei, dafs der landseitige Haupt-Zugang nicht unmittelbar auf den Festplatz führt, sondern dafs dazu erst ein Umgang um die halbe Insel an den Erfrischungs-Localen vorbei erforderlich wird. Auch leidet diese sonst so schöne Arbeit an einem übertrieben großen Mafsstabe, bei welchem die angegebenen übermäfsigen Abmessungen des Reiterstandbildes auf haushohem Postament sowohl wie der Architektur-Theile deren Wirkung auf dem Festplatze selbst unmöglich machen.

Dafs endlich die Preisrichter den Entwurf des Bildhauers Karl Hilgers in Charlottenburg zum Ankauf empfohlen haben, wird wohl jedermann billigen und es nur bedauern, wenn sich eine Verwendung des Entwurfes, der ja in manchen Punkten nicht unerheblich wird verändert werden müssen, vielleicht noch lange hinauszögert. Die Preisrichter heben mit Recht die hohen künstlerischen Reize der Hauptgruppe hervor, empfehlen aber deren unmittelbare Verwendung nicht. Der Künstler hat die Südspitze der Insel Nonnenwerth als Denkmalplatz gewählt (a b c d des Lageplanes). Hier erhebt sich auf einer nach Norden gegen den Klosterpark durch eine elliptische Säulenhalle abgegrenzten 16 m hohen Plattform von 80 m Länge und ebensoviel Breite das Denkmal bis zu einer Höhe von 28,5 m. Der Hauptreiz des bildnerischen Werkes liegt in dem fürlichen Unterbau des Kaiserbildes: Die Rheininnen führen den siegreichen Kaiser auf ihrem Schiffe im Triumphzuge heimwärts, die eine reicht ihm die aus dem Rheingold geschmiedete Kaiserkrone, die andere das

Wächterhorn, die dritte sitzt auf dem hinteren Theil des Schiffes und spendet aus ihrem Füllhorn Blumen und Früchte, die Segnungen des Friedens. Allen voran stürmt wild eine Nixe, welche zwei hoch aufbäumende Flusspferde mit sich fortreißt. Der Kaiser selbst ist in majestätischer Ruhe auf dem Schiffe thronend gedacht, in der Linken das Reichsschild, die Rechte beschützend und zugleich bewundernd über sein schönes Rheinland zu seinen Füßen ausbreitend. Leider ist die mit Lorbeerkranz, Krönungsmantel usw. ausgestattete Kaisergestalt in ihrer anscheinend in der Eile nicht ausreichend überlegten Durchbildung misglückt. Unstreitig ist aber der Hilgerssche Entwurf doch unter allen Arbeiten des Wettbewerbs derjenige, welcher, und zwar nicht nur durch seine künstlerischen Reize, sondern auch wegen seiner leichten Falsbarkeit, den Beschauer am meisten fesselt, und den wohl gern jedermann ausgeführt in geeigneter Umgebung sich aus den Fluthen des Rheins erheben sehen möchte. Und in der That scheint es wohl denkbar, den bildnerischen Theil der Hilgersschen Arbeit mit einem anderen architektonischen Aufbau, z. B. mit dem des preisgekrönten Schmitzschens Entwurfes, in

Verbindungen zu bringen. Das Reiterstandbild Schmitz's müßte dann durch eine im Sinne des Hilgersschen Gedankens neu zu entwerfende bildnerische Gruppe, verbunden etwa mit einer Brunnenanlage, ersetzt, und diese vor die nach der Ferne hin wirkende Schmitz'sche Kaisersäule gestellt werden. Vielleicht geben diese Zeilen den beiden Künstlern Veranlassung zu einer entsprechenden Verschmelzung ihrer Gedanken in gemeinschaftlicher Arbeit.

Unter allen übrigen Insel-Denkmalen, welche für Nonnenwerth entworfen sind, ist an erster Stelle der zweite Entwurf von Bruno Schmitz „Grufs Dir Romantik“ zu nennen, welcher, nicht minder „wuchtig“ in seiner Gestaltung als der preisgekrönte Entwurf desselben Verfassers, besonders durch seinen einfachen und markigen Aufbau anzieht, und sich vor den meisten anderen Insel-Entwürfen dadurch auszeichnet, dafs er in richtiger Empfindung den Schwerpunkt der Denkmal-Anlage so weit als thunlich der Inselspitze genähert hat, sodafs das Denkmal fast allseitig vom Wasser umspült zu sein und vermöge seines massigen, kernigen Aufbaues der Gewalt des Stromes zu trotzen scheint. Diese Wirkung zu erzielen, läßt er den Festplatz sanft aus dem Inselgelände emporsteigen, um dann den architektonischen Denkmalaufbau, einen auf mächtiger Terrasse stehenden baldachinartigen sechsseitigen Kuppelbau, in welchem der Kaiser steht, um so kräftiger und wirksamer als Kernpunkt der Anlage hervorzuheben. Die Abmessungen des Baues gestatten wohl ebenso wie die des preisgekrönten Entwurfes des Künstlers noch beträchtliche Einschränkungen. Die Architekturformen des Kuppelbaues sind ohne strenge Anlehnung an eine bestimmte Stilrichtung phantasievoll geschaffen. Beim ersten, oberflächlichen Betrachten des Schaubildes glaubt man eine romanische, so recht an den Rhein, die Heimath so vieler hervorragender romanischer Bauwerke, gehörende Architektur vor sich zu haben, während die Formen sogar bis ins Barocke gehen. Diese Unbestimmtheit in der Formgebung, über welche der Künstler bei weiterer Durchführung des nur skizzenhaft behandelten Entwurfes leicht hinwegkommen wird, beeinträchtigt jedoch die Wirkung des Bauwerks, welches mit seinem ganzen Terrassen-Unterbau gewissermaßen einer antiken Trirème gleich im Rheine zu schwimmen scheint, keineswegs. Ist der Bau auch nicht romanisch, so wirkt er doch der Landschaft entsprechend romantisch. In diesem Sinne stimmen wir in das „Grufs Dir Romantik“ von Herzen ein. (Schluß folgt.)

Zur Berechnung des Zweigelenkbogens.

In der im gegenwärtigen Jahrgange der Zeitschrift für Bauwesen abgedruckten Mittheilung über die neue Hamburger Elbbrücke wurde die auf Seite 236 angeführte Formel für den Horizontalschub (Abb. 1)

$$1) \quad H = \frac{3Pa(l-a)}{4fl}$$

mir zugeschrieben und zwar ohne jeden weiteren Zusatz. Ich mache daher darauf aufmerksam (wie ich dies übrigens schon in meinen Vorlesungen über die Berechnung der Bogenbrücken, Berlin 1880, gethan habe), daß diese Formel erstmals von Herrn Prof. Engesser entwickelt worden ist, allerdings auf eine weniger strenge Weise, denn die Ableitung des Herrn Engesser stützt sich auf die Annahme, es sei die Aenderung, welche der von den Kämpfertangenten eingeschlossene Winkel infolge der Biegung des Bogens erfährt, vernachlässigbar klein.

In meinem Buche habe ich nun bei Untersuchung des Horizontalschubs dem Umstände Rechnung getragen, daß der Einfluß von H auf das Biegemoment $= -H(y + Ay)$ statt $= -Hy$ ist, wo Ay die elastische Aenderung der Bogenordinate y bedeutet, und das überraschende Ergebnis dieser schärferen Rechnung war die oben angeführte einfache Gleichung für H , welche somit den verwickelteren Formeln von Sternberg und Winkler an Genauigkeit keineswegs nachsteht. Ich glaube, daß die Hervorhebung dieser Thatsache wohl geeignet sein dürfte, der Anwendung des einfacheren Gesetzes weiteren Vorschub zu leisten.

Bei sehr flachen Bogenbrücken ist die Berücksichtigung der Verkürzung der Bogenachse unerlässlich; ich empfehle hier die (für den Fall außerhalb der Bogenmittellinie angeordneter Kämpfergelenke erweiterte) Formel (Abb. 2)

$$2) \quad H = \frac{3Pa(l-a)}{4fl} \cdot \nu$$

$$\nu = \frac{f(F_0 + F_u) + 1.25(h_0 F_0 - h_u F_u)}{f(F_0 + F_u) + 2.5(h_0 F_0 - h_u F_u) + \frac{15}{8}f(h_0^2 F_0 + h_u^2 F_u)}$$

F_0 und F_u bedeuten die mittleren Querschnitte der oberen bzw. unteren Gurtung; die Bezeichnungen h_0 , h_u sind aus der Figur ersichtlich. Das Querschnittsverhältnis $F_0 : F_u$ ist von geringem Einfluß auf ν . Liegen beispielsweise die Kämpfergelenke in der unteren Gurtung ($h_0 = 0$, $h_u = h$) und setzt man einmal $F_0 = F_u$, sodann $F_0 = 2F_u$, so erhält man, wenn $f = 4h$ ist, $\nu = 0.85$ bzw. $\nu = 0.81$. Zum mindesten wird man daher bei der ersten Berechnung $F_0 = F_u$ setzen und findet dann

$$\nu = \frac{2f + 1.25(h_0 - h_u)}{2f + 2.5(h_0 - h_u) + \frac{15}{8}f(h_0^2 + h_u^2)}$$

Für den am häufigsten vorkommenden Fall $h_0 = h_u = \frac{h}{2}$ wird

$$\nu = \frac{1}{1 + \frac{15}{32} \frac{h^2}{f^2}}$$

Vergl. Seite 224 des binnen wenigen Wochen erscheinenden II. Bandes meiner Graphischen Statik.

Vom Panama-Canal.

(Schluß.)

V. Mag man für den Chagres, welcher die Canallinie mehrfach kreuzt, ein neues Bett herstellen, wie es früher beabsichtigt war, mag man ihn nach dem neuesten Plan, mit dem Canal vereinen, immer muß man für die Abführung seines Wassers sorgen, welches bei Hochwasser massenhaft und reisend auftritt. Der letzte Plan der alten Gesellschaft wollte die Theile des Chagresbettes beiderseits des Canals mit Durchstichen verbinden, beiderseits des Canals also, mit Rücksicht auf die von beiden Seiten kommenden Nebenflüsse, ein Kleinwasserbett herstellen und den Canal selbst durch Deiche gegen das Hochwasser des Chagres schützen. Solche Deiche würden den Hochwasserangriff schwerlich aushalten. Wo der Canal nahe an

Die Rechnung wird also durch Einführung der Ziffer ν nicht erschwert.

Ein zweites, in der Abhandlung über die neue Elbbrücke angeführtes Gesetz, wonach sich die absoluten Werthe der Spannkkräfte in den steifen Schrägstäben eines Feldes (Abb. 3) umgekehrt wie die Quadrate der Stablängen verhalten, ist ebenfalls von Herrn Engesser zuerst abgeleitet worden, mit besonderer Empfehlung für einfache Balkenbrücken. Bei Berechnung von Bogenbrücken ist die Anwendung dieses Gesetzes nur für die erste Querschnittsabschätzung, durch welche jede genauere Untersuchung eines statisch unbestimmten Trägers eingeleitet werden muß, zulässig. Genauere

Formeln (abgeleitet in dem Unterzeichneten Buch über Bogenbrücken, Seite 74 und 75) sind:

$$D = \frac{Q}{F_d'} + \left(\frac{O}{F_0} + \frac{U}{F_u} \right) s^2 \sin \alpha'$$

$$D' = \frac{-Q}{F_d'} + \left(\frac{O}{F_0} + \frac{U}{F_u} \right) s^2 \sin \alpha$$

worin zu setzen:

$$O = -\frac{M_u}{h} + \frac{c_2}{F_u h} (M_0 + M_u) + c_1 Q$$

$$U = +\frac{M_0}{h} + \frac{c_2}{F_0 h} (M_0 + M_u) - c_1 Q$$

Q ist die Querkraft für das fragliche Feld; M_0 und M_u sind die Angriffsmomente für die in Abb. 3 mit o und u bezeichneten Punkte. Weiter bedeuten

F_0 , F_u die Gurtquerschnitte,
 F_d , F_d' die Querschnitte der durch D bzw. D' beanspruchten Schrägstäbe.

d , d' die Längen der Schrägstäbe,
 c_1 und c_2 Ziffern, die nach den Formeln

$$c_1 = \frac{1}{2} \frac{d'^2 \cos \alpha - d^2 \cos \alpha'}{F_d' \sin \alpha + F_d \sin \alpha'}$$

$$c_2 = \frac{1}{2} \frac{s^2 \sin(\alpha + \alpha')}{d'^2 \sin \alpha + d^2 \sin \alpha'}$$

zu berechnen sind. Die übrigen Bezeichnungen sind aus Abb. 3 ersichtlich. Man wird zuerst die Einflußlinien für die Q , M_0 , M_u auftragen, hieraus die O -Linien und U -Linien berechnen und schließlich die D - und D' -Linien.

Berlin, im Juni 1890.

Prof. Müller-Breslau.

Ueberfälle, deren Krone auf + 35,50, also 1 m über dem niedrigsten Wasserstand liegen soll, um 1 m Wasserhöhe zur Speisung in trockener Zeit bereit zu halten. Die Länge der Ueberfälle ist, vorbehaltlich genauerer Ermittlung der vom Chagres zu befürchtenden Wassermengen, so einzurichten, daß nach dem Atlantischen Meere, seiner natürlichen Mündung, 900 cbm in der Secunde, nach dem Stillen Meere aber nur 300 cbm in der Secunde abfließen können. Dann wird die Strömungsgeschwindigkeit in dem Einschnitt zwischen beiden Seetheilen 0,80 m in der Secunde nicht übersteigen und die Schifffahrt an sich noch nicht hindern, wenn letztere bei Hochwasser-Andrang nicht ohnehin gehindert sein sollte, ein selten eintretender Nachtheil, den man in Kauf nehmen muß. Bei der Lage der Ueberfall-Krone bleiben zum Auffangen des Hochwassers 2 m Wasserhöhe vorhanden, welche bei den 3000 ha Fläche des Scheitelsees 60 Millionen cbm fassen können. Da man genaue Zahlen für die möglichen Hochwassermengen des Chagres nicht hat, so müssen die Ueberfälle für unbestimmt große Mengen regulirbar eingerichtet werden, was durch Anordnung eines beweglichen Theils geschehen soll, der sich weiter nach unten hin öffnen kann, seine Krone also auch auf + 35,50 hat. Als bewegliche Bautheile werden Desfontainesche Klappen von 2,80 m Höhe über der Drehachse und von je 12 m Breite vorgeschlagen.

Der See unterhalb der Thalsperre von San Pablo hat 1000 ha Fläche. Er empfängt das über diese Thalsperre abfließende Chagreswasser und das Wasser der Seitenzuflüsse bis Bohio Soldado hin. Hier hat der See, d. h. der Canal, Ueberfälle nach beiden Seiten, mit der Krone auf der Höhe des niedrigsten Wasserstandes von + 15.

Unterhalb Bohio läuft das nunmehr durch keine Gebirgsvorsprünge mehr eingeebte Wasser im alten Chagresbett und den betreffenden Durchstichen beiderseits des Canals, sowie durch den Canal selbst nach dem Atlantischen Meere ab. Man wird keine Trennung dieser drei Rinnen versuchen, sondern das Wasser wird sich ausbreiten, wie es bei einem mit mehreren Armen in das Meer ausmündenden Strome geschieht. Bei außergewöhnlichem Hochwasser könnte dann wohl einmal Schifffahrtsbehinderung entstehen, was aber ebenso als höhere Gewalt zu betrachten ist, wie ein Sturm, der die Schiffe am Einlaufen in den Canal hindert.

Nach der Seite des Stillen Meeres hin liegt alles viel einfacher, weil hier weniger Wasser abfließt, welches seinen Weg nach dem Meere durch den Rio Grande und den Canal in ähnlicher Weise findet, wie auf der Atlantischen Seite.

VI. In dem 8 km langen Gebirgseinschnitt, welcher die beiden Theile des Scheitelsees verbindet, ist die gefährlichste Stelle der 1800 m lange Einschnitt von Culebra. Derselbe erreicht in der Canalachse + 101,5 m über dem Meeresspiegel, und hat daher 101,5 — 25,5 = 76 m Höhe. Die Böschungen reichen seitwärts noch viel höher hinauf in das Gebirge. Ein Einschnitt von solcher Höhe ist noch niemals ausgeführt worden. Bei den angefangenen Arbeiten haben sich Erdstürze gezeigt, veranlaßt durch die lehmige Natur des Bodens, die Lage der Schichten, durch unvorsichtigen Arbeitsangriff, durch Vernachlässigung der Wasserableitung und auch dadurch, daß die Unternehmer gar kein Interesse an der Vermeidung der Erdstürze hatten, die ihnen immer wieder leichte Arbeit zuführten. Vor allem muß für den Wasserablauf hinter den Aussatzbodenmassen besser als bisher Sorge getragen werden. Die einsturzdrohenden Massen scheinen auf der Atlantischen Seite 1 000 000 cbm, auf der anderen Seite 680 000 cbm zu betragen. Hauptsächlich sind die Erdbewegungen in der Regenzeit zu fürchten — und diese dauert 7 Monate, von Mitte Mai bis Mitte December —, weil dann der lockere Boden durchweicht ist. Jährliche Regenhöhe 3 m! Wo Gleitflächen unter den lockeren Massen zu Tage treten, sind Berme herzustellen, auf denen ein Arbeitszug zur Bekämpfung der nachfallenden Massen fahren kann. Unter den beweglichen Massen sind Sedimentschichten, welche sicher erscheinen bis auf die Stelle vor dem Culebra-Berge, wo man nicht weiß, welchen Einfluß das Hervorbrechen der Basaltmassen des Berges auf die Lage der Sedimentschichten ausgeübt hat. Unter Vorbehalt in dieser Beziehung schlägt der Ausschuss vor: eine hochgelegene Berme von 11 m Breite, wo sich die beweglichen Massen von den zu Tage tretenden Sedimenten abheben, ungefähr auf + 80 an der Atlantischen, auf + 60 an der andern Seite; darüber, in den lockeren Massen, eine Böschung von zweifacher bis anderthalbfacher Anlage; darunter, in den Sedimenten, einfache Böschung. In letztgenannter Böschung würden sich, ohne deren Gesamtneigung zu ändern, Zwischen-Bermen von 2 m Breite in 15 m Höhenabstand zur gelegentlichen Aufnahme eines schmalspurigen Arbeitsgeleises empfehlen. 3 m über dem niedrigsten Wasserspiegel, also mit dem höchsten Wasserstande abschneidend, ist noch auf jedem Canalufer eine Berme anzulegen, links (Richtung Colon-Panama) 5 m, rechts 3 m breit, und zwar links für ein Arbeitsgeleis, rechts bloß als Weg.

Das von den Böschungen abfließende Wasser ist auf letz-

genannten Bermen am Böschungsfuß in Rinnen aufzufangen und in den Canal zu leiten. Im benetzten Canalquerschnitt sind die Böschungen auf 1:1 angenommen. Da sie in verschiedenen hartem Boden liegen, so können gewisse Theile ausgespült werden und die härteren Theile dann als Vorsprünge stehen bleiben, welche die Schiffe bedrohen. Wo dies zu befürchten, sind die benetzten Böschungen abzupflastern.

Nach diesen Annahmen sind die Massen des Gebirgseinschnitts, von denen die Vollendungszeit des Canals abhängt, auf 8 350 000 cbm berechnet worden. Bei Bewältigung von 1 200 000 cbm höchstens jährlich würden 7 Jahre Arbeitszeit mindestens erforderlich sein, woraus zu ersehen, daß keine Zeit mehr zu verlieren ist, wenn die Concession nicht verfallen soll.

VII. Die noch erforderlichen Kosten berechnet der Ausschuss, auf Grund der erfahrungsmäßig auf der Landenge anzunehmenden Einheits-Preise, wie folgt:

Zur Eröffnung eines lohnenden Betriebs unbedingt nothwendige, übersehbare Bauarbeiten	485 800 000 Fr.
Unvorhergesehene Arbeiten etwa 20 pCt. davon	94 200 000 „
Sämmtliche Bauarbeiten	580 000 000 „

Dazu kommen Verwaltungskosten in Paris und auf der Landenge mit Rücksicht auf das Klima der letzteren, welches häufige Ablösung der Personen bedingt, 10 pCt.	58 000 000 „
---	--------------

Kosten der Capitalbildung, Bauzinsen mit Rücksicht auf nach und nach eingeforderte Capitalzeichnungen und zur Abrundung	262 000 000 „
---	---------------

Gesamtkosten 900 000 000 Fr.

Nur mit einer solchen Aufwendung darf man darauf rechnen, den späterhin noch vielfach zu verbessernden Canal wenigstens so weit zu führen, daß bei nicht übertriebenem Zoll ein beträchtlicher Theil der Schiffe vom Wege um Südamerika herum abgelenkt werden kann.

Bei der Zeit- und Kosten-Berechnung ist auch angenommen, daß in den acht Baujahren kein Krieg, keine Revolution, keine langen Arbeitsstände störend eingreifen. Deshalb, und weil die Kosten auch von der ganzen Art der Bauleitung beeinflusst werden, macht der Ausschuss bei den berechneten 900 Millionen die ausdrücklichsten Vorbehalte. Warum da nicht lieber gleich eine gute runde Milliarde annehmen? Das sieht an sich schon viel weniger genau aus.

Bei Festsetzung der zu Grunde gelegten Einheitspreise konnten die letzten Ausgaben der Canalgesellschaft, weil unter den drückendsten Verhältnissen geleistet, nicht maßgebend sein. Es mußte aber auf die Nothwendigkeit, in den trocknen Monaten 15—20 000 Arbeiter vereint zu halten, den Arbeitern und Unternehmern die Gelegenheit außergewöhnlich großen Verdienstes in diesem Klima zu bieten, Rücksicht genommen werden. Auch sind die Einheitspreise in der Voraussetzung bestimmt worden, daß alle Maschinen, alles Arbeitsgeräth der alten Gesellschaft, welches 150 Millionen gekostet hat und sich in brauchbarem Zustande befindet, daß alle Bauten, welche 52 Millionen gekostet haben, von der neu zu bildenden Gesellschaft einfach unentgeltlich übernommen werden. Man findet an Ort und Stelle Bausteine und Sand, muß aber Kalk, Cement, große Bauhölzer usw. einführen.

Die Betriebs- und Unterhaltungskosten berechnet der Ausschuss auf jährlich 10 Millionen Franken.

VIII. Bleibt noch die Frage, was der Canal einbringen kann. Der Durchschnitt des Suezcanal-Verkehrs betrug von 1885—1888 jährlich 3325 Schiffe mit 6 161 817 Registertonnen. Man darf offenbar den Tages-Verkehr nicht nach dem Durchschnitt berechnen, da Zeiten lebhaften und schwachen Verkehrs naturgemäß miteinander abwechseln. Da die Schleusen und das Chagres-Hochwasser Verkehrsunterbrechungen bedingen werden, so ist jährlich nur auf etwa 320 Tage Betriebszeit zu rechnen. Mit einem Verkehr wie im Suezcanal würden es durchschnittlich täglich 11 Schiffe sein. Man muß daher den Canal befähigen, mindestens die doppelte Durchschnittszahl der Schiffe durchlassen zu können, weshalb an jeder Stelle zwei Schleusen nebeneinander gleich für die Eröffnung anzunehmen waren. Dazu kommt, daß hier auch, im Gegensatz zum Suezcanal, geschleppte Segelschiffe werden fahren können. Um die Verkehrsfähigkeit des Canals zu steigern, hätte der Ausschuss Schleusen von weniger als 11 m Gefälle und in entsprechend größerer Anzahl vorgezogen, denn die Verkehrsfähigkeit eines Canals hängt nicht von der Anzahl der Schleusen, sondern von der Dauer einer einzelnen Schleusung ab. Je kürzer letztere, um so schneller können sich die Schiffe folgen, wenn auch das einzelne Schiff bei weniger Schleusen mit mehr Gefälle wohl etwas schneller durch den Canal kommt. Die Schleusungsdauer nimmt mit dem Schleusengefälle ab.

Ein Schiff, welches den Canal benutzt, kann nur die Ersparnis

aufwenden, welche ihm der neue Weg bietet, und diese ist für verschiedene Fahrten sehr verschieden. Da aber die Concession einen Einheitstarif vorschreibt, so wird ein Mittelwerth von 12,50 Fr. für die Registertonnen, alles einbegriffen, noch zulässig sein. Unter allem Vorbehalt dürfte für die ersten 4 Betriebsjahre auf je 4 100 000 t zu rechnen sein, worauf denn eine jährliche Steigerung von 250 000 t anzunehmen wäre, sodafs 12 Jahre nach der Eröffnung jährlich 6 Millionen Tonnen durch den Canal gehen würden. Das ergäbe für das vierte Betriebsjahr nach Abzug von 5 pCt. für die columbische Regierung und von 10 Millionen Betriebs- und Unterhaltungskosten eine Reineinnahme von 38 687 500 Fr. Wenn keine Zollherabsetzung nöthig wird, würden die Reineinnahmen im zwölften Betriebsjahre 60 Millionen Franken sein können. (Dürften nicht auch die Schleusen die Schiffsversicherung beeinflussen und so auf den Canalzoll drücken?)

Die Einnahme wird nach einem abzuschließenden Vertrage zwischen der neuen und der alten Gesellschaft zu theilen sein. Die neue hat 900 Millionen aufzubringen. Was die alte Gesellschaft zu-

bringt, ist auf die Hälfte, 450 Millionen, abzuschätzen, ein Werth, der aber nur vorhanden ist, wenn sich eine neue Gesellschaft bildet. Dazu wäre allerdings, weil die nothwendige Wartezeit auf Einnahmen das Maß der Speculationen privaten Interesses zu übersteigen scheint, eine Zinsgewähr bis zu der Zeit nothwendig, wo das Unternehmen auf eigenen Füßen stehen könnte. Für die Gesamtheit der Seemächte würde solche Zinsgewähr ein ganz unerhebliches und vorübergehendes Opfer sein.

In Bezug auf diese mehr politische als finanzielle Frage schließt der Hauptbericht des Ausschusses mit folgendem Satz: „Ist diese Auffassung ein Traum? Ernste Männer halten sie für durchführbar, und in Europa wie in America hat sie Anhänger gefunden. Sie giebt die beste Lösung der Schwierigkeiten, mit denen ein Unternehmen ringt, welches der Theilnahme der ganzen Welt werth ist, und eine in diesem Sinne unternommene Bestrebung würde der Regierung welche sie anregen möchte, nur zur Ehre gereichen.“

Pescheck.

Vermischtes.

Ergebnis der Vorprüfung und der ersten Hauptprüfung für den preussischen Staatsdienst im Baufach im Rechnungsjahre 1889/90. Vor den Königlichen technischen Prüfungsämtern in Berlin, Hannover und Aachen haben im Laufe des Jahres vom 1. April 1889 bis dahin 1890 im ganzen die Vor- bzw. die erste Hauptprüfung für den Staatsdienst im Baufache abgelegt, und zwar:

a. die Vorprüfung: in Berlin 120, in Hannover 32 und in Aachen 13, zusammen 165 Candidaten (im Vorjahre 134);

b. die erste Hauptprüfung: in Berlin 85, in Hannover 19 und in Aachen 10, zusammen 114 Candidaten (im Vorjahre 93).

Von den 165 Candidaten zu a sind 42 für das Hochbaufach, 69 für das Ingenieurbaufach und 54 für das Maschinenbaufach geprüft worden und haben 116, also 70,3 pCt. (im Vorjahre von 134 Candidaten 98 oder 73,1 pCt.), die Prüfung bestanden, darunter 6 „mit Auszeichnung“.

Von den in die erste Hauptprüfung eingetretenen 114 Candidaten sind 31 für das Hochbaufach, 44 für das Ingenieurbaufach und 39 für das Maschinenbaufach geprüft worden und haben 91, also 79,8 pCt. (im Vorjahre von 93 Candidaten 73 oder 78,5 pCt.), die Prüfung bestanden, darunter 16 „mit Auszeichnung“.

Der ersten Hauptprüfung im Schiffbau- und Schiffsmaschinen-Baufache der Kaiserlichen Marine haben sich bei dem Königlichen technischen Prüfungsamt in Berlin ausserdem zwei Candidaten unterzogen, von denen einer die Prüfung bestanden hat.

Ergebnis der zweiten Hauptprüfung für den preussischen Staatsdienst im Baufach im Rechnungsjahre 1889/90. Vor dem Königlichen technischen Ober-Prüfungsamt in Berlin haben während des Zeitraums vom 1. April 1889 bis dahin 1890 im ganzen 187 Candidaten die zweite Hauptprüfung für den Staatsdienst im Baufache abgelegt. Von diesen haben 158 die Prüfung bestanden, und zwar 124 als Baumeister für das Hoch- und Ingenieurbaufach und 34 als Baumeister für das Maschinenbaufach; dieselben sind sämtlich zu Königlichen Regierungs-Baumeistern ernannt worden.

Nach den Vorschriften vom 27. Juni 1876 sind 46 Candidaten, und zwar 22 für das Hochbaufach, 22 für das Ingenieurbaufach und 2 für das Maschinenbaufach, und nach den Vorschriften vom 6. Juli 1886 141 Candidaten, und zwar 50 für das Hochbaufach, 53 für das Ingenieurbaufach und 38 für das Maschinenbaufach geprüft worden.

Von den 158 Candidaten, welche die Prüfung mit Erfolg abgelegt haben, haben vier das Zeugnis „mit Auszeichnung“ erhalten.

Zur Erlangung von Plänen für den Neubau einer Realschule für 600 Schüler schreibt die Stadt Ludwigshafen a. Rh. eine Preisbewerbung unter den deutschen Architekten aus (vgl. den Anzeigenteil der Nr. 24). Die Baukosten betragen 275 000 Mark, und ihre Einhaltung gehört zu den wesentlichen Punkten des nach den für Deutschland geltenden Grundsätzen sehr gründlich durchgearbeiteten Programmes. An Preisen werden vertheilt ein erster von 1500 Mark, ein zweiter von 900 Mark und ein dritter von 600 Mark. Die von den Preisrichtern überdies zum Ankauf vorgeschlagenen Arbeiten werden mit je 500 Mark honorirt. Das Preisrichteramt haben übernommen die Herren Ober-Baudirector Siebert-München, Bezirks-Ingenieur Jolas und Architekt Hauelsen, beide in Ludwigshafen, und zwei Nichttechniker, der Director der Realschule und ein Mitglied des Stadtrathes.

Die Kosten vom Neubau des Zellenhauses in der Strafanstalt von Rawitsch stellen sich nach der nunmehr vollendeten Abrechnung nicht unwesentlich anders, als in der Mittheilung über den Neubau auf Seite 132 d. J. angegeben. Die Gesamtkosten belaufen sich einschließlich der Beträge für Bauführung und Ausstattung der Haft-

zellen (jede 37,4 Mark) auf 119 875 Mark, wobei sich das Quadratmeter Grundfläche auf rund 145 Mark, das Raummeter auf 9,5 Mark stellen, während auf den Gefangenen nur 778,4 Mark kommen. Die Kosten der Warmwasserheizung betragen 16 986 Mark, d. i. 417 Mark für 100 cbm Luftraum, die der Luftheizung 2668,8 Mark, d. i. 87 Mark für 100 cbm.

Mit Bezugnahme auf die Aufrufe zur Unterstützung der Hinterbliebenen verstorbener Fachgenossen erhielten wir vor kurzem folgende Zuschrift: „Je häufiger derartige betrübende Fälle der Hilflosigkeit Hinterlassener sich wiederholen, um so befremdlicher und bedauerlicher muß es erscheinen, daß so viele Fachgenossen vorhanden sind, die trotz jahrelanger Beschäftigung als Regierungs-Baumeister keine Veranlassung genommen haben, die Zukunft der Ihrigen einigermaßen sicherzustellen. Die gesetzlichen Witwen- und Waisengelder sind, zumal bei jüngeren Beamten, naturgemäß ziemlich geringfügig, und die außerordentlichen Unterstützungen, die in Fällen trauriger Nothlagen seitens des Staates an die Hinterbliebenen von Beamten*) gewährt werden, können über die Abhülfe eines gegenwärtigen Nothstandes nicht weit hinausreichen. Seit Jahren schon stellt der Preussische Beamten-Verein in Hannover außerordentlich günstige Bedingungen für Lebens- und Rentenversicherung. Mögen diejenigen, welchen die Einrichtungen dieses Vereins bisher unbekannt geblieben sind, sich wenigstens die Drucksachen kommen lassen (dieselben werden unentgeltlich versandt), um die Vortheile, die der Verein bietet, kennen zu lernen.“

Wir benutzen die Gelegenheit, welche die Einsendung des nachstehend abgedruckten Geschäftsberichtes des erwähnten Beamten-Vereins uns bietet, um gleichzeitig der obigen wohlgemeinten Mahnung Raum zu geben, und fügen noch hinzu, daß, in je jüngeren Jahren die Versicherung erfolgt, um so geringer der Jahresbeitrag und die daraus erwachsende Belastung ist.

Der Preussische Beamten-Verein in Hannover, Lebens-Versicherungs-Anstalt für den deutschen Beamtenstand, hielt am 11. d. M. seine 13. ordentliche Hauptversammlung ab. Aus dem Geschäftsbericht ist hervorzuheben, daß der Versicherungsbestand sich 1889 auf 23 943 Versicherungen über 68 163 110 Mark Capital und 98 560 Mark Jahresrente belief und für 1889 einen reinen Zuwachs um 2348 Versicherungen über 7 206 350 Mark Capital und 17 040 Mark Jahresrente zeigt. Die Sterblichkeit verlief günstig. Es erloschen durch Tod 193 Lebens-Versicherungen über 366 300 Mark, während rechnungsmäßig erlöschen konnten 177,4 Policen über 673 057 Mark. Die Jahresrechnung schließt in Soll und Haben mit 15 381 406 Mark 53 Pf. ab und ergibt einen Gewinn von 494 338 Mark 76 Pf. Die Hauptversammlung beschloß aus dem Gewinn 310 469 Mark 41 Pf. zur Zahlung von Gewinnanteilen an die Lebensversicherten zu verwenden, womit jeder derselben 5 pCt. seines Prämien-Reserve-Guthabens als Gewinnantheil erhält. Die Verwaltungskosten mit 79 326 Mark 76 Pf., oder 1,16 Mark auf je 1000 Mark des Versicherungsbestandes, waren sehr gering infolge des Umstandes, daß der Verein gar keine bezahlten Agenten und sonstige Außenbeamten hat. Die Sicherheits- und außerordentlichen Sicherheits-Rücklagen erreichen nunmehr zusammen die Höhe von 1 645 869 Mark 76 Pf. und stellen den Theil des Vereinsvermögens dar, dem keinerlei Verpflichtungen gegenüber stehen.

*) Bei der letzten durch den Anzeiger des Centralblattes der Bauverwaltung veranstalteten Sammlung handelte es sich um die Hinterbliebenen eines verstorbenen Fachgenossen, der nicht Staatsbeamter gewesen war, weshalb um so dringlichere Veranlassung zur Unterstützung vorlag.

Verlag von Ernst & Korn (Wilhelm Ernst), Berlin. Für die Redaction des nichtamtlichen Theiles verantwortlich: Otto Sarrazin, Berlin. Druck von J. Kerskes, Berlin.

Ueber zusammengesetzte Druck- und Biegezugfestigkeit schmied-eiserner Stäbe.

Von Fr. Engesser in Karlsruhe.

(Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, Band XXXIV Seite 731.)

1890.

I.

Wenn ein gerader Stab durch die exzentrische Druckkraft P belastet wird, so biegt er aus, und seine mittleren Querschnitte haben infolgedessen größere Kraftmomente und größere Spannungen auszuhalten als die Endquerschnitte.

Bei frei drehbaren Stäben ergibt die Elastizitätstheorie für die größte Ausbiegung in Stabmitte bekanntlich den Ausdruck:

$$a_1 = a : \cos \sqrt{\frac{PP}{4EJ}}$$

Die größten Spannungen treten in den äußersten Fasern auf und haben die Werte

$$\sigma = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{a_1}{w} \right) = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{a}{w} : \cos \sqrt{\frac{PP}{4EJ}} \right) \quad (\text{Druck}) \quad (1).$$

$$\sigma^1 = \frac{P}{F} \left(-1 + \frac{a_1}{w^1} \right) = \frac{P}{F} \left(-1 + \frac{a}{w^1} : \cos \sqrt{\frac{PP}{4EJ}} \right) \quad (1a).$$

Letztere Gleichung ergibt für σ^1 Zug oder Druck, je nachdem $\frac{a_1}{w^1} > 1$ ist.

In vorstehenden Gleichungen bezeichnet

P die Druckkraft;

a deren ursprüngliche Exzentrizität;

l die Länge des Stabes;

F dessen konstanten Querschnitt;

J dessen Trägheitsmoment;

i den Trägheitsradius, wobei $i^2 = J : F$;

w und w^1 die Kernradien, wobei $w = \frac{J}{F e} = \frac{i^2}{e}$ und

$$w^1 = \frac{J}{F e^1} = \frac{i^2}{e^1};$$

e und e^1 die Abstände der äußersten Fasern von der Schwerpunktsachse;

E den Elastizitätsmodul.

Bei symmetrischen Querschnitten, wo $e = e^1$ und somit auch $w = w^1$, ist stets σ größer als σ^1 ; bei unsymmetrischen kann unter Umständen auch σ^1 größer als σ werden, wobei $w^1 < w$ sein muss. Für Schmiedeeisen, wo die zulässigen Spannungen für Druck und Zug gleich groß angenommen

werden, kommt daher in ersterem Falle nur Gl. (1) in Betracht; im zweiten Falle ist, falls $w^1 < w$, auch auf Gl. (1a) Rücksicht zu nehmen.

Aus Gl. (1) geht hervor, dass die Spannung σ nicht proportional der Belastung P , sondern rascher wächst als letztere, dass sie daher in unserem Falle nicht wie sonst als Maßstab für die Sicherheit des Stabes benutzt werden kann. Soll der Stab n -fache Sicherheit gegen Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze (Grenzspannung $= g$) besitzen, so ist zuerst mit Hilfe der Gl. (1) bzw. (1a) diejenige Belastung P_0 zu ermitteln, welche die Spannung $\sigma = g$ hervorruft, und sodann die zulässige Belastung P gleich deren n -Teil, $P = \frac{1}{n} P_0$, zu setzen.

Wenn man, wie dies meistens geschieht, den Sicherheitsgrad n auf die Festigkeitsgrenze bezieht, so erhält man P aus der Gleichung $P = \frac{P_0}{n}$, wo P_0 die der Festigkeit k entsprechende »Bruchlast« bezeichnet.

Die Bruchlast P_0 kann für den Fall, dass das Elastizitätsgesetz bis zur Festigkeitsgrenze gilt, mit Hilfe der Gl. (1) bzw. (1a) bestimmt werden; man erhält:

$$k = \frac{P_0}{F} \left(1 + \frac{a}{w} : \cos \sqrt{\frac{P_0 P_0}{4EJ}} \right) \quad \dots \quad (2)$$

und

$$k^1 = \frac{P_0}{F} \left(-1 + \frac{a}{w^1} : \cos \sqrt{\frac{P_0 P_0}{4EJ}} \right) \quad \dots \quad (2a).$$

Für die Folge wird angenommen, dass die Verhältnisse derart seien, dass nur Gl. (2) in Betracht komme.

Bezeichnet man die Knickbelastung der Euler'schen Formel $\left(= \frac{\pi^2 EJ}{l^2} \right)$ mit P_0 , so kann man Gl. (2) auch schreiben

$$k = \frac{P_0}{F} \left(1 + \frac{a}{w} : \cos \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P_0}{P_0}} \right) \quad \dots \quad (3).$$

Die Ermittlung der Bruchlast P_0 aus vorstehenden Gleichungen kann nur durch Probiren erfolgen; eine bequemere Bestimmungsweise erhält man durch folgendes Näherungsverfahren:

Ersetzt man in Gl. (3) $\cos \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P_0}{P_0}}$ näherungsweise durch $1 - \frac{P_0}{P_0}$, so geht dieselbe über in

$$P_1(P_1 - P_0 - P_0 \frac{a}{w} - Fk) = -FkP_0 \quad (4),$$

woraus sich ergibt

$$P_1 = \frac{1}{2} \left(P_0 + P_0 \frac{a}{w} + Fk \right) - \sqrt{\frac{1}{4} \left(P_0 + P_0 \frac{a}{w} + Fk \right)^2 - FkP_0} \quad (5).$$

Der Ausdruck für P_1 gestaltet sich übersichtlicher, wenn man in Gl. (4) innerhalb der Klammer $P_1 - P_0$ gleich $-aP_0$ setzt und den Koeffizienten a später entsprechend bestimmt. Man erhält sodann aus Gl. (4)

$$P_1 = \frac{P_0 F}{\left(a + \frac{a}{w} \right) P_0 + Fk} = \frac{P_0}{1 + \left(a + \frac{a}{w} \right) \frac{k_0}{k}} = \frac{Fk_0}{1 + \left(a + \frac{a}{w} \right) \frac{k_0}{k}} \quad (6),$$

wo k_0 die Knickfestigkeit $P_0 : F$ bezeichnet.

Der Koeffizient a ist nun

$$a = \frac{P_0 - P_1}{P_0} = 1 - \frac{1}{1 + \left(a + \frac{a}{w} \right) \frac{k_0}{k}},$$

woraus sich ergibt

$$a = - \left(\frac{k - k_0}{2k_0} + \frac{a}{2w} \right) + \sqrt{\left(\frac{k - k_0}{2k_0} + \frac{a}{2w} \right)^2 + \frac{a}{w}} \quad (7).$$

Für $k_0 = k$ und sehr kleine $\frac{a}{w}$ wird a gleich $\sqrt{\frac{a}{w}}$, für sehr große $\frac{a}{w}$ wird allgemein $a = 1$; ist $\frac{a}{w}$ klein gegen die Größe $\frac{k - k_0}{k}$, so kann a gleich $\frac{k_0}{k} \cdot \frac{a}{w}$ gesetzt werden.

Für Schmiedeeisen sind vorstehende Gleichungen nicht unmittelbar zu gebrauchen, da hier das Elastizitätsgesetz $\sigma = E\varepsilon$ (ε = Dehnung) nicht bis zur Festigkeitsgrenze gilt.

Stellt man die Beziehung zwischen Spannung σ und Dehnung ε durch eine Linie dar (Arbeitslinie), so ist dieselbe von O bis zur Elastizitätsgrenze G eine Gerade $\sigma = E\varepsilon$; von G an wächst σ langsamer als ε ; die Arbeitslinie krümmt sich konkav nach unten, bis die Quetschgrenze Q erreicht wird. Von hier an verläuft die Linie äußerst flach, die Dehnungen wachsen gegenüber den Spannungen unverhältnismäßig rasch, bis schließlich das Material völlig zerstört wird.

Für die Zwecke der Praxis kommt der Zustand außerhalb der Quetschgrenze wenig mehr in Betracht; man führt daher zweckmäßig die Quetschgrenze als Festigkeitsgrenze in die Rechnung ein.

Nach vorstehendem erleidet das Material außerhalb der Elastizitätsgrenze verhältnismäßig größere Formänderungen, es wird gewissermaßen weicher. Infolgedessen wird der Pfeil a_1 und das Angriffsmoment in Stabmitte größer, die Tragfähigkeit entsprechend kleiner, als dies unter der Herrschaft des Elastizitätsgesetzes der Fall wäre. Ganz ähnliche Verhältnisse treten bei der reinen Knickungsfestigkeit auf, wo die ursprüngliche Exzentrizität $a = 0$ ist. Dort kommt die größere Weichheit des Materials außerhalb der Elastizitätsgrenze dadurch zum Ausdruck, dass an stelle der Eulerschen Formel

$$P_0 = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}, \text{ bzw. } k_0 = \frac{P_0}{F} = \frac{\pi^2 EJ}{F l^2} = \frac{\pi^2 E l^2}{F} \quad (8)$$

die allgemeinere Formel

$$P_0 = \frac{\pi^2 TJ}{l^2} \text{ bzw. } k_0 = \frac{\pi^2 T}{l^2} \quad (8)$$

tritt (siehe Zeitschr. des Hannöverschen Arch.- und Ingenieurvereines 1889 Heft 4).

Hierin ist $T = \tan \varphi$ und φ = Winkel der Tangente im Punkt $\sigma = k_0$ der Arbeitslinie mit der Horizontalen. Liegt die Knickfestigkeit k_0 innerhalb der Elastizitätsgrenze, so wird T gleich dem Elastizitätsmodul E .

Annähernd kann nun auch in unserem Falle dem geänderten Formänderungsgesetz dadurch Rechnung getragen werden, dass man in den früheren Formeln den Elastizitätsmodul E durch das der jeweiligen Knickspannung k_0 entsprechende T ersetzt.

Gl. (2) wird hiernach

$$k = \frac{P_1}{F} \left(1 + \frac{a}{w} : \cos \sqrt{\frac{P_1 P}{4 TJ}} \right) \quad (9),$$

oder mit Berücksichtigung von Gl. (8)

$$k = \frac{P_1}{F} \left(1 + \frac{a}{w} : \cos \sqrt{\frac{P_1}{P_0}} \right) \quad (10).$$

Gl. (10) ist in der Form völlig übereinstimmend mit Gl. (3); nur ist hier unter P_0 nicht die Euler'sche Knickbelastung, sondern jeweils die wirkliche Knickbelastung nach Gl. (8) zu verstehen.

Aus Gl. (10) erhält man dann in gleicher Weise wie früher die Näherungsformel

$$P_1 = \frac{P_0}{1 + \left(a + \frac{a}{w} \right) \frac{k_0}{k}} \quad (11),$$

wo P_0 und k_0 der Gl. (8) zu entnehmen sind.

Gl. (11) kann in die Form

$$P_1 = \frac{Fk}{k_0 + a + \frac{a}{w}} \quad (12)$$

übergeführt werden. Setzt man hierin, nach Schwarz, bezw.

Laissle und Schübler, $k_0 = \frac{k}{1 + \eta \lambda^2}$, wo η ein konstanter Koeffizient, so erhält man

$$P_1 = \frac{Fk}{1 + \eta \lambda^2 + a + \frac{a}{w}} \quad (13).$$

Versuche über Festigkeit bei exzentrischem Druck sind bis jetzt nur wenige angestellt worden, und zwar, soviel bekannt, nur von Professor Tetmajer, welcher die Ergebnisse derselben in seiner »Baumechanik, II. Teil, die angewandte Elastizitäts- und Festigkeitslehre« veröffentlicht hat. Soweit das mitgeteilte Material einen Vergleich gestattet, stimmen die Resultate der vorentwickelten theoretischen Formeln in befriedigender Weise mit denen der Versuche überein.

Tetmajer giebt seine Ergebnisse bei schmiedbarem Eisen durch folgende empirische Formeln für die Anwendung wieder:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{\frac{1}{n} k_0}{1 + \zeta \frac{a_1}{w}} = \frac{s_0}{1 + \zeta \frac{a_1}{w}} \quad (14),$$

wo P = zulässige Belastung,

σ = zugehörige mittlere Spannung, s_0 = zulässige

Knickspannung = $\frac{k_0}{n}$,

$a_1 = \frac{a}{1 - \frac{\sigma}{8E}}$,

ζ = empirischer Koeffizient, welcher zu setzen ist:

bei Schweißeseisen

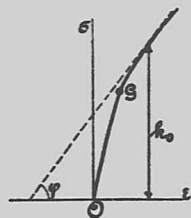
$$\lambda = 70 \text{ bis } 250, \zeta = -\frac{3280}{\lambda^2} + \frac{154}{\lambda} - 0,508,$$

$$\lambda > 250, \zeta = \sqrt{\frac{0,046}{\lambda - 238}},$$

bei Flusseisen:

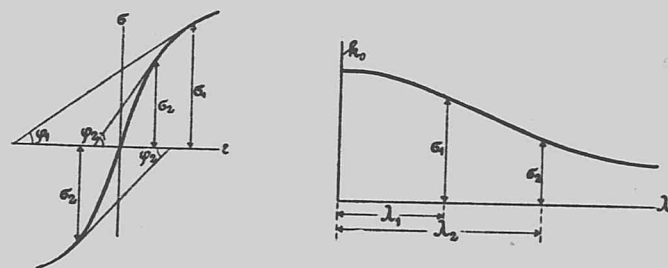
$$\lambda = 70 \text{ bis } 250, \zeta = -\frac{760}{\lambda^2} + \frac{106}{\lambda} - 0,38,$$

$$\lambda > 250, \zeta = \sqrt{\frac{0,024}{\lambda - 227}}.$$



Die Gl. (14) Tetmajers zeigt die gleiche allgemeine Form wie die theoretische Näherungsgleichung (11) und unterscheidet sich nur durch die Art der Koeffizienten von derselben. Der Koeffizient ζ , dessen Mittelwerte für verschiedene spezifische Längen λ auf S. 173 genannten Werkes zusammengestellt sind, weist eine ähnliche Abhängigkeit von λ auf wie der theoretische Koeffizient k_0 und ergibt sich ziemlich genau $= 0,9 \frac{k_0}{k}$.

Anm. 1. Die vorstehend gemachte Annahme, dass außerhalb der Elastizitätsgrenze das elastische Verhalten eines Stabes bei exzentrischem Druck das gleiche sei wie bei der Beanspruchung auf Knicken, trifft am besten zu bei kurzen Stäben (kleines λ) sowie bei kleiner spezifischer Exzentrizität (kleines $\frac{a}{w}$); weniger gut bei schlanken Stäben (großes λ) und gleichzeitig großem Werte von $\frac{a}{w}$. In solchen Fällen liegt die Knickfestigkeit k_0 noch innerhalb der Elastizitätsgrenze, während die bei exzentrischem Druck auftretenden Spannungen der Randfasern genaue Grenze übersteigen. Die Formänderung des Stabes ist somit tatsächlich größer und die Tragfähigkeit geringer, als die bisherigen Formeln ergeben. Man kann genanntem Umstande in ausreichendem Maße dadurch Rechnung tragen, dass man statt T (bzw. E) den Wert $\frac{T_1 + T_2}{2}$ in die Formeln (2) bis (7) einführt, wo T_1 und T_2 den zwei Randspannungen σ_1 und σ_2 der Endflächen entsprechen. Man wird zuerst nach den bisherigen Formeln P_1 und sodann die Randspannungen $\sigma_1 = \frac{P_1}{F} \left(1 + \frac{a}{w} \right)$, $\sigma_2 = \frac{P_1}{F} \left(1 - \frac{a}{w} \right)$ berechnen, hierauf mit Hilfe der Arbeitslinie T_1 ($= \tan \varphi_1$) und T_2 ($= \tan \varphi_2$) bestimmen und schließlich in die Formeln (2) bis 7) $\frac{T_1 + T_2}{2}$ statt E bzw. $\frac{T_1 + T_2}{2} \frac{\pi^2}{\lambda^2}$ statt k_0 einführen. Statt der Arbeitslinie kann man zur Bestimmung von T_1 und T_2 auch die Festigkeitslinie benutzen, d. h. diejenige Linie,



welche die Beziehung zwischen Knickspannung k_0 und spez. Länge $n\lambda$ darstellt. Man entnimmt letzterer Linie die zu σ_1 und σ_2 gehörigen Längen λ_1 und λ_2 , setzt nach Gl. (8) $\sigma_1 = \frac{\pi^2 T_1}{\lambda_1^2}$ und $\sigma_2 = \frac{\pi^2 T_2}{\lambda_2^2}$, woraus man erhält $\frac{T_1 + T_2}{2} = \frac{\sigma_1 \lambda_1^2 + \sigma_2 \lambda_2^2}{2} \cdot \frac{\pi^2}{\lambda^2}$.

Statt k_0 ist zu setzen $\frac{T_1 + T_2}{2} \cdot \frac{\pi^2}{\lambda^2} = \left(\frac{\sigma_1 \lambda_1^2 + \sigma_2 \lambda_2^2}{2} \right) \cdot \frac{\pi^2}{\lambda^2}$, wo $\lambda =$

wirkliche spezifische Stablänge = $\frac{l}{w}$.

Ueber die Gestalt der Arbeitslinie, bezw. über die Gleichung zwischen k_0 und λ siehe später unter IV.

Anm. 2. Liegen die Verhältnisse derart, dass die Festigkeit gegen Zug in Rechnung gezogen werden muss (Gl. 2a), so lässt sich, in ähnlicher Weise wie bei der Druckfestigkeit, als Näherungsformel für die Bruchlast aufstellen

$$P_1 = \frac{P_0}{1 + \left(\frac{a}{w} + a^1 \right) \frac{k_0}{k^1}} \quad (6a)$$

$$\text{wo } a^1 = \left(1 + \frac{k^1}{k_0} + \frac{a}{w} \right) - \sqrt{\left(1 + \frac{k^1}{k_0} + \frac{a}{w} \right)^2 - \frac{a}{w^1}} \quad (7a)$$

$F \cdot w^1$ = Widerstandsmoment gegen Zug

k^1 = Zugfestigkeit

k_0 = Knickfestigkeit wie bisher.

Selbstverständlich kommt Gl. (6a) nur dann in Betracht, wenn sie für die Bruchlast einen größeren Wert ergibt als Gl. (6).

Wenn ein einseitig eingespannter Stab von der Länge $\frac{l}{2}$ am freien Ende durch die Kräfte P parallel der Achse und H ($= \gamma P$) normal zur Achse belastet wird, so nimmt er eine Krümmung an, deren Differentialgleichung innerhalb der Elastizitätsgrenze lautet

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -Py - Hx = -Py - \gamma Px;$$

die Integration derselben liefert als Gleichung der elastischen Linie

$$y = -\gamma x + \gamma \sqrt{\frac{EJ}{P}} \sin \sqrt{\frac{Px^2}{EJ}} : \cos \sqrt{\frac{P l^2}{4 EJ}}.$$

Der Biegeupfeil δ ergibt sich hieraus für $x = \frac{l}{2}$ zu

$$\delta = \frac{\gamma l}{2} \left(-1 + \sqrt{\frac{4 EJ}{P l^2}} \tan \sqrt{\frac{P l^2}{4 EJ}} \right) \quad (15).$$

Die größten Spannungen finden in den Randfasern des Querschnitts $x = \frac{l}{2}$ statt:

$$\sigma = \frac{P}{F} \left[1 + \left(\delta + \gamma \frac{l}{2} \right) : w \right] \quad (16)$$

$$\text{und } \sigma = \frac{P}{F} \left[-1 + \left(\delta + \gamma \frac{l}{2} \right) : w \right] \quad (16a).$$

Wenn, wie wir voraussetzen wollen, der Querschnitt symmetrisch ist, kommt bei Schmiedeeisen nur Gl. (16) in Betracht.

Gilt das Elastizitätsgesetz bis zur Festigkeitsgrenze, so erhält man aus Gl. (15) und (16), wenn $\gamma \frac{l}{2}$ gleich c gesetzt wird, für die Tragfähigkeit P_1 die Gleichung

$$k = \frac{P_1}{F} \left[1 + \sqrt{\frac{4 EJ}{P_1 l^2}} \tan \sqrt{\frac{P_1 l^2}{4 EJ}} \cdot \frac{c}{w} \right] \quad (16)$$

oder mit

$$P_0 = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}, \quad k = \frac{P_1}{F} \left[1 + \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{P_0}{P_1}} \tan \sqrt{\frac{P_1}{P_0}} \cdot \frac{c}{w} \right] \quad (17).$$

Um vorstehende Gleichung auch außerhalb des Elastizitätsgesetzes anwenden zu können, genügt es, E durch T zu ersetzen, bezw. als Knickbelastung P_0 und Knickfestigkeit k_0 nicht die Euler'schen Werte, sondern die wirklichen Werte derselben einzuführen.

Einen Näherungswert von P_1 kann man auf folgende Weise erhalten: die Horizontalkraft H bringt für sich allein einen Biegeupfeil $a = \frac{H l^3}{24 EJ}$ hervor, welcher durch Mitwirkung von P_1 annähernd auf $a_1 = a : \cos \sqrt{\frac{P_1 l^2}{4 EJ}} = a : \cos \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P_1}{P_0}}$

vergrößert wird. Es muss nun sein

$$k = \frac{P_1}{F} \left(1 + \frac{a}{w} : \cos \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P_1}{P_0}} \right) + \frac{H l}{2 F w}, \text{ od. mit } \cos \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P_1}{P_0}} = 1 - \frac{P_1}{P_0},$$

$$P_1 \left[k F + (P_0 - P_1) + P_0 \frac{a}{w} - \frac{H l}{2 w} \right] = k F P_0 - \frac{H l P_0}{2 w}.$$

Setzt man wie früher ($P_0 - P_1$) auf der linken Seite $= a P_0$, so wird

$$P_1 = \frac{P_0 \left(1 - \frac{H l}{2 F w k} \right)}{1 + \frac{k_0}{k} \left(a + \frac{a}{w} \right) - \frac{H l}{2 F w k}} = \frac{P_0 \left(1 - \frac{a}{k} \right)}{1 + \frac{k_0}{k} \left(a + \frac{a}{w} \right) - \frac{a}{k}} \quad (18),$$

wo $\sigma = \frac{H l}{2 F w}$ = größte Spannung, welche durch das Moment $\frac{H l}{2}$ hervorgerufen wird.

Bei kleinem σ kann man setzen

$$P_1 = \frac{P_0}{1 + \frac{k_0}{k} \left(a + \frac{a}{w} \right)} \quad (18a).$$

Den Koeffizient α erhält man ähnlich wie früher zu

$$\alpha = -\left[\frac{k-k_0}{2k_0} + \frac{a}{2w} - \frac{\sigma}{2k_0}\right] + \sqrt{\left(\frac{k-k_0}{2k_0} + \frac{a}{2w} - \frac{\sigma}{2k_0}\right)^2 + \frac{a}{w}} \quad (19)$$

und bei kleinem σ zu

$$\alpha = -\left[\frac{k-k_0}{2k_0} + \frac{a}{2w}\right] + \sqrt{\left(\frac{k-k_0}{2k_0} + \frac{a}{2w}\right)^2 + \frac{a}{w}} \quad (19a)$$

Handelt es sich um einen Stab, welcher bei frei drehbaren Enden durch die achsiale Druckkraft P_1 und außerdem noch durch die quer zur Achse wirkende stetige Belastung p und die Einzellasten Q symmetrisch zur Mitte belastet ist, so kann man auch hier die Näherungsformeln 18 und 18a anwenden, wobei unter a die in Stabmitte durch die Querlasten hervorgerufene Durchbiegung zu verstehen ist, und unter σ die entsprechende Randspannung in Stabmitte.

$$\sigma = \left(\frac{p l^2}{8} + \sum Q q\right) : F w$$

$$a = \frac{5 p l^4}{384 E J} + \sum \frac{Q q}{E J} \left(\frac{l^2}{8} - q^2\right) \quad (20)$$

III.

Bei schwach gekrümmter Stabachse mit dem anfänglichen Krümmungspfeil a kann die Näherungsformel (6) bzw. (11) benutzt werden. Die Krümmung des Stabes ist entweder eine beabsichtigte (wie dies bisweilen bei den Gurtungen von Fachwerkträgern ausgeführt wird), oder sie ist die Folge von Ausführungsmängeln oder von einseitiger Erwärmung. Nimmt man in letzterem Falle an, die eine Stabseite sei um t Grad wärmer als die andere und die Wärmezunahme erfolge gleichmäßig, so krümmt sich der Stab, ohne hierbei innere Spannungen anzunehmen, nach einem Radius

$$r = \frac{d}{\omega t} \quad (21)$$

wo d = Stabbreite
 ω = Wärmeausdehnung.

Der Pfeil a ist sodann zu setzen

$$a = \frac{l^2}{8r} = \frac{P \omega t}{8d} \quad (22)$$

Ist die anfängliche Krümmung wie in vorstehendem Falle gleichmäßig $= \frac{1}{r}$, so kann die Aufgabe auch vollständig genau gelöst werden.

Die Differentialgleichung der elastischen Linie lautet

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{1}{r} - \frac{P y}{E J}$$

deren Integration, da für $x=0$ auch $y=0$ und für $x=\frac{l}{2}$ $\frac{dy}{dx}=0$ sein muss, ergibt

$$y = \frac{E J}{P r} \left(-1 + \cos \sqrt{\frac{P}{E J}} x\right) + \frac{P}{4 E J} \sin^2 \sqrt{\frac{P}{E J}} x$$

Für $x=\frac{l}{2}$ erhält man den neuen Krümmungspfeil

$$a_1 = \frac{E J}{P r} \left(-1 + \sec \sqrt{\frac{P l^2}{4 E J}}\right)$$

Größte Druckspannung

$$\sigma = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{a_1}{w}\right) = \frac{P}{F} + \frac{E J}{F w r} \left(-1 + \sec \sqrt{\frac{P l^2}{4 E J}}\right) \quad (23)$$

Mit $\frac{\pi^2 E J}{l^2} = P_0$ erhält man hieraus für den Fall, dass das Elastizitätsgesetz bis zum Bruche gilt, für die Bruchlast P_1

$$k = \frac{P_1}{F} + \frac{P_0 l^2}{\pi^2 F w r} \left(-1 + \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P_1}{P_0}}\right) \quad (24)$$

Anderenfalls ist E durch T zu ersetzen, bezw. unter P_0 statt der Euler'schen Knickbelastung die wirkliche zu verstehen.

Bezüglich der Erwärmung sind vorstehend normale Wärmegrade vorausgesetzt (Sonnenwärme, Ofenwärme), bei welchen Elastizität und Festigkeit die normalen Größen besitzen. Für starke Erhitzung (Feuersbrunst) sind vorstehende Formeln nicht mehr anwendbar, da hierfür die Größen von E , T , k wesentlich andere werden¹⁾.

IV.

Der Wert der Knickfestigkeit k_0 ist nach Gl. (8) $k_0 = \frac{P_0}{F} = \frac{\pi^2 T}{l^2}$ bei freien Stabenden. Innerhalb der Elastizitätsgrenze, d. h. so lange $k_0 < g$, ist T gleich dem Elastizitätsmodul E ; außerhalb derselben hängt T ab von der Spannung k_0 bzw. von der spezifischen Stablänge λ .

Stellt man die Beziehung zwischen k_0 und λ durch eine Linie (Festigkeitslinie) dar, so verläuft dieselbe von $k_0 = 0$ bis $k_0 = g$ nach der Euler'schen Gleichung $k_0 = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$. Der zu $k_0 = g$ gehörige Wert der Abszisse ergibt sich zu $\lambda_2 = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{g}}$.

Für kleinere Werte von λ kann k_0 genau genug durch die geneigte Gerade CG und durch die horizontale Gerade CD dargestellt werden. Bezeichnet man die Abszisse ihres Schnittpunktes C mit λ_1 , so ist

$$\text{von } 0 \text{ bis } \lambda_1, \quad k_0 \text{ konstant} = k$$

$$\text{von } \lambda_1 \text{ bis } \lambda_2, \quad k_0 = g + \frac{k-g}{\lambda_2-\lambda_1} (\lambda_2 - \lambda)$$

Für Schweißseisen¹⁾ ist $E = 2\,000\,000$, $k = 2350$ kg, $g = 1500$ kg, $\lambda_2 = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 2\,000\,000}{1500}} = 115$.

Der Wert von λ_1 kann mit Hilfe der in Z. 1888 S. 1121 mitgeteilten Versuche von Strobel bestimmt werden. Setzt man voraus, dass die Versuchsstäbe vollkommen fest eingespannt waren, so ergibt sich λ_1 zu 46; nimmt man dagegen an, dass eine gewisse Beweglichkeit der Stabenden, somit ein Mittelzustand zwischen freien und eingespannten Enden vorhanden war, so lässt sich λ_1 etwa $= 46 \cdot \sqrt{2} = 65$ setzen. Der Wert von T , welcher der Abszisse λ_1 bzw. der Ordinate $k_0 = k$ entspricht, ist $T_1 = \frac{k \lambda_1^2}{\pi^2}$ und berechnet sich

$$\text{bei der 1. Voraussetzung zu } T_1 = \frac{500\,000}{\pi^2} = \frac{1}{4} E$$

$$\text{» » 2. » » } T_1 = \frac{1\,000\,000}{\pi^2} = \frac{1}{2} E$$

Die Gleichung der Festigkeitslinie lautet nun von O bis λ_1 $k_0 = 2350$ kg von λ_1 bis λ_2 bei der 1. Voraussetzung $k_0 = 2915 - 12,3 \lambda$ bei der 2. Voraussetzung $k_0 = 3455 - 17,0 \lambda$ von λ_2 bis ∞ $k_0 = \frac{20\,000\,000}{\lambda^2}$ (25).

Für Flusseisen¹⁾ ist $E = 2\,150\,000$, $k = 2650$ kg, $g = 2200$ kg, $\lambda_2 = 94$. Nimmt man auch hier in Ermangelung von Versuchsergebnissen an, T_1 sei $= \frac{1}{4} E$ bzw. $= \frac{1}{2} E$, so erhält man $\lambda_1 = 45$ bzw. $= 64$ und

¹⁾ Siehe hierüber Deutsche Bauzeitung 1889 S. 486.

²⁾ Die Werte von k und g sind dem oben erwähnten sehr empfehlenswerten Buche von Tetmajer entnommen.

die Gleichung der Festigkeits-

linie lautet von O bis λ_1 $k_0 = 2650$ kg von λ_1 bis λ_2 bei der 1. Voraussetzung $k_0 = 3065 - 9,2 \lambda$ bei der 2. Voraussetzung $k_0 = 3610 - 15 \lambda$ von λ_2 bis ∞ $k_0 = \frac{21\,500\,000}{\lambda^2}$ (26).

Für die Folge sollen die der 2. Voraussetzung entsprechenden Formeln benutzt werden.

V.

Der Sicherheitsgrad n kann bei exzentrischer Druckbeanspruchung gleich den sonst bei gewöhnlicher Druckbeanspruchung üblichen angenommen werden. Bei Anwendung der Näherungsformel (12) erhält man hiernach als zulässige Belastung

$$P = \frac{P_1}{n} = F \frac{k}{n} : \left(\frac{k}{k_0} + \alpha + \frac{a}{w}\right) = F s : \left(\frac{k}{k_0} + \alpha + \frac{a}{w}\right) \quad (27)$$

wo s = zulässige Beanspruchung für reinen Druck.

Der Sicherheitsgrad n ist hierbei $n = \frac{k}{s}$, beispielsweise für Schweißseisen bei ruhender Belastung, wo $s = 1000$, $n = \frac{2350}{1000} = 2,35$.

Wird der Stab auf Knicken in Anspruch genommen, so könnte auch hier der gleiche Sicherheitsgrad n angewendet werden, wenn tatsächlich die Verhältnisse den theoretischen Voraussetzungen entsprächen, wenn namentlich die Druckkraft vollkommen zentrisch wirkte. Letzteres wird jedoch mit Rücksicht auf die Mängel der Ausführung und des Materiales, auf die Einwirkung von Seitenkräften und von Temperatureinflüssen usw. niemals vollständig der Fall sein; es wird stets eine gewisse Exzentrizität der Druckkraft auftreten, sodass beim Gebrauch der Knickformeln (25) und (26), welche diesem Umstande keine Rechnung tragen, die Einführung eines erhöhten Sicherheitsgrades ($= n_0$) gerechtfertigt erscheint. In der Regel nimmt man an, dass die schädlichen Einflüsse mit der spezifischen Länge λ zunehmen, und lässt daher den Sicherheitsgrad n_0 mit λ wachsen, bezw. die zulässige Knickbeanspruchung s_0 ($= \frac{k_0}{n_0}$) mit λ abnehmen. Dem entspricht beispielsweise folgendes Verfahren, unter Zugrundelegung der Gl. (25) für Schweißseisen:

Von 0 bis $\lambda = 65$ wird die Tragkraft konstant $P = F s$ gesetzt von $\lambda = 65$ bis $\lambda = \infty$, $P = F \cdot \frac{\pi^2 E s}{\lambda^2 2 k} = F \cdot \frac{4250 s}{\lambda^2}$ (28).

Der Sicherheitsgrad ist bis $\lambda = 65$ der normale, $n_0 = n = \frac{k}{s}$; von $\lambda = 65$ an nimmt n_0 zu bis $\lambda = 115$, wo er den doppelten Wert $n_0 = \frac{2k}{s}$ erreicht. Für größere λ

bleibt der Sicherheitsgrad konstant $= \frac{2k}{s}$. Bei ruhender Belastung ($s = 1000$) steigt hiernach n_0 von 2,35 bis 4,7, in naher Uebereinstimmung mit der Uebung zahlreicher Konstruktionen, welche die Euler'sche Formel mit $n_0 = 5$ verwenden.

Noch besser leistet eine Gleichung von der Form

$$P = \frac{F s}{1 + \gamma k \lambda^2} = \frac{F s}{1 + 0,000117 \gamma \lambda^2} \quad (29)$$

der gestellten Forderung genüge. Hierin giebt der Koeffizient γ an, wie viel mal der Sicherheitsgrad n_0 bei sehr langen Stäben (theoretisch $\lambda = \infty$) größer angenommen wird als der normale n ($= \frac{k}{s}$).

Für $\gamma = 1,5$, d. h. $n_0 = 1,5 n$ bei langen Stäben, erhält man

$$P = \frac{F s}{1 + 0,000175 \lambda^2} \quad (29a)$$

Der neuesten Formel von Laisle und Schübler¹⁾

$$P = \frac{F s}{1 + 0,00015 \lambda^2} \quad (29b)$$

welche allerdings auf etwas anderer Grundlage aufgebaut ist, entspricht $\gamma = 1,3$ ²⁾.

Es lässt sich nicht verkennen, dass in Wirklichkeit außer λ noch andere Größen einen mehr oder minder starken Einfluss auf die zulässige Belastung P bzw. auf den Sicherheitsgrad n_0 ausüben, dass daher Formeln wie die vorstehenden, welche nur dem Einflusse der spezifischen Länge λ Ausdruck geben, nur im großen Ganzen zutreffend sein werden, im Einzelfalle jedoch ziemlich starke Abweichungen aufweisen können. Angemessene Ergebnisse sind im Einzelfalle dadurch zu erhalten, dass man den Sicherheitsgrad jeweils den vorliegenden Verhältnissen durch Abschätzung der im schlimmsten Falle zu erwartenden Exzentrizität anpasst, bezw. dass man P mit Hilfe der Gl. (27) für exzentrischen Druck bestimmt.

Aus Gl. (27) erhält man

$$P = F \frac{k}{n} : \left(\frac{k}{k_0} + \alpha + \frac{a}{w}\right) = \frac{F k_0}{n} : 1 + \left(\alpha + \frac{a}{w}\right) \frac{k_0}{k}$$

Andererseits lässt sich auch setzen

$$P = \frac{P_0}{n_0} = \frac{F k_0}{n_0} \quad (30)$$

Durch Gleichsetzung beider Ausdrücke ergibt sich

$$n_0 = n \left[1 + \left(\alpha + \frac{a}{w}\right) \frac{k}{k_0}\right] = \frac{k}{s} \left[1 + \left(\alpha + \frac{a}{w}\right) \frac{k_0}{k}\right] \quad (31)$$

Man ersieht hieraus, dass der Sicherheitsgrad n_0 wesentlich auch vom Kernradius w bzw. vom Widerstandsmoment $F w$ abhängt, dass daher unter sonst gleichen Verhältnissen Stäbe mit größerem Widerstandsmoment eines kleineren Sicherheitsgrades bedürfen.

Anm. Gegen vorstehende Bestimmung des Sicherheitsgrades n_0 kann geltend gemacht werden, dass man hierbei zu große Werte desselben erhält, insofern ja auch bei sogenannter zentrischer Zugbeanspruchung kleine unbeabsichtigte Exzentrizitäten auftreten, welche in der statischen Berechnung vernachlässigt werden. Die Sicherheit derart beanspruchter Stäbe ist daher strenggenommen nicht $= n$, sondern nur $= n : \left(1 + \frac{a}{w}\right)$, bezw., da durch die elastische Formänderung bei Zugstäben die ursprüngliche Exzentrizität verringert wird, $= n : \left(1 + \beta \frac{a}{w}\right)$, wo β eine Zahl zwischen 0 und 1 bedeutet.

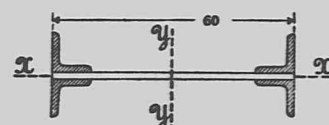
Mindert man den Sicherheitsgrad n_0 der auf Knicken beanspruchten Stäbe im gleichen Verhältnisse, so erhält man

$$n_0 = n \left[1 + \left(\alpha + \frac{a}{w}\right) \frac{k_0}{k}\right] : \left(1 + \beta \frac{a}{w}\right) \quad (32)$$

Wenn nun auch in rein statischer Beziehung der nach vorstehender Gleichung berechnete Sicherheitsgrad vollkommen genügt, so wird doch in der Regel die Anwendung des größeren Wertes nach Gl. (30) mit Rücksicht auf die hierdurch bewirkte Verminderung der elastischen Formänderung sowie auf die etwaigen Ungenauigkeiten der Berechnung vorzuziehen sein.

VI.

Es handle sich beispielsweise um eine Stütze von neben-skizziertem Querschnitt, 4 Winkelleisen $\frac{10}{1,2}$, welche durch Gitterwerk mit einander verbunden sind. Die freie Länge betrage bezüglich der Biegsachse $Y Y$ 14,5 m; bezüglich der Biegsachse $X X$ sei die freie Länge durch Fachwerk-



¹⁾ Centralbl. d. Bauverwaltung 1889 S. 255.

²⁾ Der fraglicher Formel entsprechende Sicherheitsgrad n_0 steigt übrigens nicht ständig von $n_0 = n$ (für $\lambda = 0$) bis $n_0 = 1,3 n$ (für $\lambda = \infty$) an, sondern erreicht schon für $\lambda = \lambda_1 = 115$ seinen größten Wert mit $n_0 = ca. 2 n$, von wo er allmählich wieder abnimmt bis $n_0 = 1,3 n$. Die Formel bietet daher für die Anwendung, wo λ wohl stets kleiner als 115, einen mit λ bis auf $2 n$ steigenden Sicherheitsgrad.

konstruktion derart herabgemindert, dass hier ein Ausbiegen nicht in Frage kommen kann. Man hat sodann für den nutzbaren Querschnitt in cm

$$F = 80; i = 27; i^2 = 729; e = 30; w = \frac{i^2}{e} = \frac{729}{30} = 24,3;$$

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{1450}{27} = \text{rund } 54; k_a = k, \text{ da } \lambda < 63 \text{ nach IV.}$$

Die Exzentrizität a kann nun durch folgende Ursachen hervorgerufen werden:

- 1) Ungleichmäßigkeit des Materials, nach Dimension und Elastizitätsmodul.

Nimmt man als größte zulässige Abweichung von den planmäßigen Dimensionen $\pm 2,5$ pCt., so ist ungünstigsten falls ein Unterschied in dem Inhalt der beiden Querschnittshälften von 5 pCt. Ist ferner der Elastizitätsmodul der kleineren Hälfte gleichzeitig um 5 pCt. geringer als der der größeren, so hat dies auf die Formänderung den gleichen Einfluss, wie wenn die fragliche Querschnittshälfte um weitere 5 pCt., somit im ganzen um 10 pCt. kleiner wäre als die andere.

Bei einem Abstand der Schwerpunkte der Querschnittshälften von der Achse $= c = 27$ cm ergibt sich hierfür eine Verschiebung des Gesamtschwerpunktes, d. h. eine Exzentrizität von $a_1 = \frac{0,10 \cdot 8}{2} = 0,05 \cdot 27 = 1,35$ cm.

- 2) Ungenauigkeit der Ausführung.

Die Längsachse der Stütze besitze eine schwache Krümmung, und ferner mögen die Drehachsen der an den Enden befindlichen Zapfen nicht genau in der Mittelebene der Stütze montiert sein. Infolgedessen entsteht bezüglich des mittleren Querschnitts eine Exzentrizität a_2 , welche bei sorgfältiger Ausführung den Betrag von $a_2 = 1$ cm nicht überschreiten darf.

- 3) Exzentrischer Lastangriff.

Die Zapfenreibung ($= \mu P$) erzeugt ein Moment $M = \mu Pr$, welchem eine Exzentrizität $a_3 = \mu r$ entspricht. Für $\mu = \frac{1}{5}$, $r = 5$ cm folgt hieraus $a_3 = 1$ cm.

- 4) Temperatureinflüsse.

Durch einseitige Sonnenbestrahlung kann in unserm Falle ein Temperaturunterschied in beiden Querschnittshälften von höchstens 10°C . hervorgerufen werden, wodurch nach Gl. (22) eine Exzentrizität entsteht von

$$a_4 = \frac{P \alpha t}{8 d} = \frac{1450^2 \cdot 1}{8 \cdot 60 \cdot 8000} = 0,55 \text{ cm.}$$

Wenn sich nun im allerungünstigsten Falle sämtliche Exzentrizitäten nach derselben Seite hin geltend machen, so erhält man als deren Gesamtbetrag

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + a_4 = 1,35 + 1 + 1 + 0,55 = 3,9 \text{ cm;}$$

$$\text{hiermit folgt } \frac{a}{w} = \frac{3,9}{24,3} = 0,16, \text{ und nach Gl. (7), da } k_0 = k,$$

$$\alpha = -\frac{0,16}{2} + \sqrt{0,08^2 + 0,16} = 0,328; \text{ Gl. (27) liefert sodann}$$

die zulässige Belastung zu

$$P = \frac{Fk}{n} : \left(\frac{k}{k_0} + \alpha + \frac{a}{w} \right) = \frac{Fk}{n} : (1 + 0,328 + 0,16)$$

$$= \frac{Fk}{n} : 1,488 = F \cdot 526 = 42000 \text{ kg für } n = 3.$$

Der bei Benutzung der Gl. (30), $P = \frac{P_0}{n_0}$, anzuwendende Sicherheitsgrad n_0 ergibt sich nach Gl. (31) zu

$$n_0 = n \left[1 + \left(\alpha + \frac{a}{w} \right) \frac{k_0}{k} \right] = n [1 + 0,328 + 0,16] = n \cdot 1,488 = 4,46$$

für $n = 3$.

Handelt es sich um eine Stütze doppelter Länge ($l = 29$ m) aber gleichen Querschnitts, so hat man für dieselbe:

$$\lambda = 2 \cdot 54 = 108; k_0 \text{ nach Gl. (25)} = 3455 - 17 \cdot 108 = 1619 \text{ kg.}$$

$$k - k_0 = 2350 - 1619 = 731 \text{ kg.}$$

$$a_1 = 1,35 \text{ wie früher.}$$

$$a_2 = 2 \text{ d. h. doppelt so groß, wie früher angenommen,}$$

$$a_3 = 1 \text{ wie früher,}$$

$$a_4 = 2,2 \text{ d. h. viermal so groß wie früher,}$$

$$\alpha = 6,55 \text{ cm;}$$

$$\frac{a}{w} = \frac{6,55}{24,3} = 0,27; \alpha = 0,27; P = \frac{Fk}{n} : \left(\frac{2350}{1619} + 0,27 + 0,27 \right) =$$

$$\frac{Fk}{n} : 2 = F \cdot 392 = 31360 \text{ kg.}$$

$$n_0 = n \left[1 + (0,27 + 0,27) \frac{1619}{2350} \right] = n \cdot 1,37 = 4,1 \text{ für } n = 3.$$

Der erforderliche Sicherheitsgrad n_0 ist hiernach bei der doppelten Länge etwas kleiner als bei der einfachen, und zwar 4,1 gegen 4,46, während nach Gl. (28) sich ein Wachstum des Sicherheitsgrads von 3 auf 5,7, und nach Gl. (29b) von 4,3 auf 5,7 ergeben würde. Gl. (29b) liefert somit für unser Beispiel ausreichende Werte von n_0 , während man nach Gl. (28) für die kürzere Länge $\lambda = 54$ einen zu kleinen Wert erhält.

Sofern auch noch der Einfluss einer Querbewlastung durch Wind ($p = 0,4$ kg für je 1 steigend cm der Stütze) in Betracht zu ziehen ist, so erhält man unter Berücksichtigung der Gl. (18) und (20) in ähnlicher Weise wie vorstehend

$$\text{für } l = 14,5 \text{ m, } P = 40640, n_0 = 4,6,$$

$$\text{für } l = 29 \text{ m, } P = 26060, n_0 = 2,97.$$

Der erforderliche Sicherheitsgrad n_0 ist nunmehr infolge der Windbelastung für $l = 29$ m größer geworden als für $l = 14,5$ m, bleibt jedoch auch jetzt noch unterhalb dem der Gl. (29b) entsprechenden Werte von $n_0 = 5,7$.

Centralblatt der Bauverwaltung.

293

Herausgegeben im Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

X. Jahrgang.

Berlin, 19. Juli 1890.

Nr. 29.

Redaction: SW. Zimmerstraße 7 II. Geschäftsstelle und Annahme der Anzeigen: W. Wilhelmstraße 90. Erscheint jeden Sonnabend.

INHALT: Amtliches: Circular-Erlaß vom 28. Juni 1890, betr. die Revision der zu Justizzwecken dienenden Miethsgebäude usw. — Circular-Erlaß vom 4. Juli 1890, betr. die Ueberweisung der Regierungs-Baumeister an die Bezirks-Regierungen. — Personal-Nachrichten — Nichtamtliches: Berechnung des Zweigelenkbogens. — Grab-

Bezugspreis: Vierteljährlich 3 Mark. Bringerlohn in Berlin 0,75 Mark; bei Zustellung unter Kreuzband oder durch Postvertrieb 0,75 Mark, nach dem Auslande 1,30 Mark.

denkmal des Kaisers Hadrian. — Neuere Arten zerlegbarer eiserner Brücken. — Vermischtes: Kaiser Wilhelm-Denkmal der Provinz Westfalen. — Technische Hochschule in Darmstadt. — Höherlegung eines Häuserblocks in Boston. — Bücher-schau.

Amtliche Mittheilungen.

Circular-Erlaß, betreffend die Revision der zu Justizzwecken dienenden Miethsgebäude usw.

Berlin, den 28. Juni 1890.

Inhaltlich eines von dem Herrn Justizminister mir mitgetheilten Berichts der Vorstandsbeamten des Königlichen Oberlandesgerichts in Breslau haben Ew. Hochwohlgeboren es abgelehnt, die Revision der gerichtlichen Geschäfts- und Gefängnisgebäude durch die Königlichen Kreis-Bauinspektoren auch auf die für Rechnung der Staatskasse zu unterhaltenden, zu Justizzwecken dienenden Miethslocalien erstrecken zu lassen. Hiernit vermag ich mich nicht völlig einverstanden zu erklären, erachte es vielmehr im Einverständnis mit dem Herrn Justizminister für zweckmäßig, daß die Baubeamten verpflichtet werden, jährliche Revisionen nach § 110 der Dienstanweisung für die Bauinspektoren der Hochbauverwaltung vom 1. October 1888, abgesehen von den eigentlichen Staatsgebäuden, auch bei solchen Gebäuden vorzunehmen, welche von Gemeinden oder Privaten allein für die Zwecke der Justizverwaltung erbaut und von letzterer auf die Dauer des Bestehens des Amtsgerichts an dem betreffenden Ort angemietet werden, an deren sachgemäßer Unterhaltung der Fiskus daher dasselbe Interesse hat, als wenn es sich um eigentliche Staatsbauten handelt. Selbst wenn die Unterhaltung der Substanz derartiger Gebäude, wie es öfter der Fall ist, vertraglich den Gemeinden usw. obliegt, ist eine regelmäßige Besichtigung dieser Gebäude durch den Baubeamten nicht zu entbehren, da ihm dann obliegen wird, darauf zu achten, daß die Gemeinden usw. ihren Verpflichtungen ordnungsmäßig nachkommen.

Die Bestimmungen des § 110 der gedachten Dienstanweisung auch auf die übrigen angemieteten Räume auszudehnen, welche in mehr oder minder kurzer Zeit dem Fiskus gekündigt oder von ihm aus anderen Gründen aufgegeben werden können, erscheint nicht notwendig, zumal es sich dabei meist um ganz unerhebliche Reparaturen handeln wird. Nur für den Fall etwa, daß letztere bei derartigen Localen für ein Jahr nach Meinung der betreffenden Gerichtsbehörde den Betrag von 500 Mark überschreiten, würde auf besonderen Antrag der Baubeamte seitens Ew. Hochwohlgeboren mit der Besichtigung der fraglichen Baulichkeiten und Behandlung der Sache nach § 110 der erwähnten Dienstanweisung zu beauftragen sein.

Ew. Hochwohlgeboren ersuche ich ergebenst, die Baubeamten Ihres Verwaltungsbereichs gefälligst mit entsprechender Weisung zu versehen.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

An den Königlichen Regierungs-Präsidenten Herrn

Dr. v. Bitter, Hochwohlgeboren in Oppeln.

Abschrift erhalten Ew. . . zur Kenntnissnahme und gleichmäßigen Beachtung.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

v. Maybach.

An die übrigen Königlichen Regierungs-Präsidenten

und die Königliche Ministerial-Bau-Commission.

III 12 135.

Circular-Erlaß, betreffend die Ueberweisung der Regierungs-Baumeister an die Bezirks-Regierungen.

Berlin, den 4. Juli 1890.

Unter Aufhebung des Rund-Erlasses vom 16. März 1883 — III. 4251*) — bestimme ich folgendes:

Für Hochbauten, deren Kosten aus dem Extraordinarium des Staatshaushalts-Etats bestritten werden, bedarf es von jetzt ab besonderer Anträge auf Ueberweisung von Regierungs-Baumeistern nicht.

Solche Anträge sind nur erforderlich für Wasserbauten der vorgedachten Art sowie für Hoch- und Wasserbauten, deren Mittel aus

*) Centralblatt der Bauverwaltung 1883, S. 101.

anderen Staatsfonds bzw. theilweise von Gemeinden usw. bestritten werden, oder sofern es sich um Ueberweisung von Hilfsarbeitern für die Regierungs- und Bauräthe bzw. die Kreisbauinspektoren handelt.

Diese Anträge sind je nach Bedürfnis, für die fraglichen Bauten aber erst dann zu stellen, wenn die Genehmigung zur Ausführung derselben von dem betreffenden Herrn Ressortminister erteilt ist.

In den bezüglichen Berichten ist jedesmal unter entsprechender Begründung anzugeben, auf wie lange Zeit voraussichtlich ein Regierungs-Baumeister zu überweisen sein wird.

Im übrigen ist von jetzt ab spätestens bis zum 31. December jeden Jahres anzuzeigen, welche von den in dem Bezirk der Königlichen Regierung usw. beschäftigten Regierungs-Baumeistern zum nächsten 1. April oder später im Laufe des folgenden Jahres zur anderweitigen Verwendung verfügbar werden.

Bei der Berichterstattung hierüber muß, sofern der betreffende Baumeister bei einer Bauausführung thätig ist, abgesehen von besonderen Verhältnissen, davon ausgegangen werden, daß der bezügliche Bau vollendet ist, und auch die Abrechnungsarbeiten, einschließend der etwa zu fertigenden Revisions-Kosten-Nachweisung, sowie die Inventarien-Zeichnungen im wesentlichen fertig gestellt sind, die etwa verbleibenden, nicht erheblichen Restarbeiten aber mit Sicherheit von dem zuständigen Localbaubeamten allein binnen kurzem zum Abschlufs gebracht werden können.

Hinsichtlich der den Königlichen Regierungen usw. bzw. den Localbaubeamten als Hilfsarbeiter überwiesenen Regierungs-Baumeister ist, wenn die fernere Beschäftigung über den 1. April hinaus gewünscht wird, dies unter Angabe des in Aussicht des in nehmenden Endtermins kurz zu begründen.

Die Berichte sind für die einzelnen Regierungs-Baumeister gesondert zu erstatten.

Stellt sich nachträglich die Nothwendigkeit heraus, einen Regierungs-Baumeister über den angegebenen Zeitpunkt hinaus weiter zu beschäftigen, so ist hiervon thunlichst zeitig, mindestens aber 6 Wochen vor Ablauf des früher angegebenen Termins Anzeige zu erstatten. Ebenso ist im umgekehrten Falle die Abkömlichkeit eines Regierungs-Baumeisters, welche früher, als ursprünglich angenommen war, eintritt, mindestens 6 Wochen vorher zu melden.

Endlich bedarf es weiterer besonderer Anzeige mindestens 6 Wochen vor Beendigung der einem Regierungs-Baumeister zugewiesenen Beschäftigung auch in den Fällen, wo im Decemberbericht die Zeit der Abkömlichkeit nicht bestimmt, bzw. nur annähernd angegeben werden konnte.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

v. Maybach.

An die Herren Regierungs-Präsidenten, die Herren

Chefs der Strombauverwaltungen, das Königliche

Polizei-Präsidium und die Königliche Ministerial-

Bau-Commission hierselbst. — III. 10871.

Preussen.

Des Königs Majestät haben Allergnädigst geruht, dem im Ministerium der geistlichen, Unterrichts- und Medicinal-Angelegenheiten angestellten Land-Bauinspector Bückner in Berlin den Rothen Adler-Orden IV. Klasse zu verleihen.

Der bisherige Königl. Regierungs-Baumeister Heimsoeth ist als Königl. Kreis-Bauinspector in Wiesbaden angestellt und der Königl. Regierungs-Baumeister Dietrich in Marienburg zum Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector unter Verleihung der Stelle eines solchen im Bezirk der Königlichen Eisenbahndirection Bromberg ernannt worden. Der Letztere verbleibt in seiner Beschäftigung beim Brückenbau in Marienburg.

Der Königl. Regierungs-Baumeister Paul Döbbel ist gestorben.

Bayern.

Zu Ober-Ingenieuren bei der General-Direction sind ernannt: die Bezirks-Ingenieure bei der General-Direction Michael Eschenbeck, Franz Weikard und Albert Jäger.

Zu Bezirks-Ingenieuren sind ernannt: die Betriebs-Ingenieure Adolph Grau und Karl Straub bei der General-Direction, Kasimir Osterchrist in Eisenstein, Rudolph Klingsohr in Rosenheim, Joseph Weil in Mühldorf, Cornel v. Moro in Lindau, Lorenz Demeter in Memmingen, Emil Knorr in Würzburg, August Roos in Rosenheim, Heinrich Zelt bei der General-Direction, Karl Frhr. v. Lerchenfeld-Aham in Donauwörth, Ludwig Längenfelder bei der General-Direction und Eduard Pendele bei dem Ober-Bahnamt München. Der Abtheilungs-Ingenieur bei dem Ober-Bahnamt Bamberg, Eugen Frhr. v. Schacky, ist zum Secretär (zum Verwaltungsdienst gehörig) bei dem Ober-Bahnamt Bamberg ernannt.

Zu Betriebs-Ingenieuren sind ernannt: die Abtheilungs-Ingenieure Oskar Zahn in Nürnberg, Heinrich Endres in München (Vorstand der Eisenbahn-Bausection), Ferdinand Wagner in Kirchseon (Vorstand der Imprägniranstalt), Eduard Schöntag in Kempten, August Roscher in Landshut, Max Thenn in Regensburg, Alexander Panzer in Ansbach, Gottfried Wagner in Eger, Johann Perzl in Landshut, Nikolaus Körper in Nürnberg, Heinrich Schorr in Würzburg, Thomas Baumgärtel in Treuchtlingen, Johannes Schrenk in Bamberg, Karl Theuerner in Rosenheim, Franz Xaver Schmid bei der General-Direction, Karl Schilcher in Aschaffenburg, Emanuel Lutz in Freyung (Sectionsvorstand), Christian Giegler in Augsburg, Ludwig Sperr in Kempten und Heinrich Zeulmann bei der General-Direction.

Zu Abtheilungs-Ingenieuren sind ernannt: die Ingenieur-Assistenten Karl Loy in Donauwörth, Paul Stein in Eger, Albert Frank bei der Eisenb.-Bausection in München, Friedrich Dercum bei

dem Ober-Bahnamt in Bamberg, Johann Rofskopf b. d. General-Direction in München, August Mangold b. d. Eisenb.-Bausection in Bamberg, Friedrich Reinsch b. d. Ober-Bahnamt in Rosenheim, Otto Engel b. d. Eisenb.-Bausect. in Hof, Kasimir Frhr. v. Pechmann b. d. Ober-Bahnamt in München, Albrecht v. Bezold b. d. Ober-Bahnamt in Augsburg, Friedrich Fahr b. d. Ober-Bahnamt in Würzburg, Gottlieb Gumplich b. d. General-Direction in München, August Rexroth b. d. Ober-Bahnamt in Würzburg, Karl Maistre b. d. Ober-Bahnamt in Ingolstadt, Friedrich Köfeler und Ludwig Frhr. v. Neubeck b. d. Ober-Bahnamt in München, Theobald Ritter im Stände der Eisenb.-Bausect. Bamberg in Lichtenfels, Eligius Marggraff b. d. Ober-Bahnamt in München, Karl Westhoven b. d. Eisenb.-Bausect. in Passau, Mathäus Steinhauser b. d. Eisenb.-Bausect. in Günzburg, Friedrich Kieffer im Stände der Eisenb.-Bausect. Hof in Cham, Johann Hafner b. d. Eisenb.-Bausect. in Passau, Wilhelm Weihs b. d. Eisenb.-Bausect. in München und August Reif b. d. Ober-Bahnamt in Augsburg.

Versetzt sind: der Bezirks-Ingenieur Alois Reinhard von Ingolstadt nach Salzburg, der Bezirks-Ingenieur August Roos von Eger nach Rosenheim, der Betriebs-Ingenieur Oskar Zahn von Nürnberg nach Ingolstadt, der Abtheilungs-Ingenieur Adam Edinger von Lichtenfels nach Memmingen und der Abtheilungs-Ingenieur Joseph Dörner von Mühldorf zum Ober-Bahnamt Nürnberg.

Der Betriebs-Ingenieur Heinrich Haase in Salzburg tritt auf ein Jahr in den Ruhestand. Der Bezirks-Ingenieur Heinrich Pfälzer in Rosenheim tritt für immer in den Ruhestand.

Sachsen.

Der Regierungs-Bauführer, geprüfte Civil-Ingenieur August Hermann Franze ist zum Regierungs-Baumeister bei der Königl. Straßen- und Wasserbau-Verwaltung ernannt worden.

Nichtamtlicher Theil.

Redacteurs: Otto Sarrazin und Oskar Hofsfeld.

Zur Berechnung des Zweigelenkbogens.

Den in Nr. 25 (Seite 254) des gegenwärtigen Jahrgangs d. Bl. gegebenen Mittheilungen des Herrn Professor Müller-Breslau, welchem die mathematisch strenge Begründung der einfachen Formel für den Horizontalschub.

$$1) \quad H = \frac{3Pa(l-a)}{4fl}$$

zu verdanken ist, gestatte ich mir kurz noch einige auf die Berechnung der Zweigelenkbogen bezügliche Bemerkungen beizufügen.*)

Bei Entwicklung fraglicher Formel wurde eine parabolische Bogenachse vorausgesetzt und von dem Einfluß der Verkürzung der Bogenachse durch die Normalkräfte abgesehen; der Horizontalschub wird hierdurch etwas zu groß erhalten (bei der Coblenzer Rheinbrücke um rund 5 pCt.). Diese Abweichung ist überall dort ohne praktische Bedeutung, wo nur die absolute Größe von H in Betracht kommt, wie z. B. bei Berechnung der Auflagerelenke und der Pfeiler; auch zur Ermittlung der Belastungsscheiden kann Formel 1), bezw. die derselben entsprechende Kämpferdrucklinie $y = \frac{4}{3}f$ (horizontale Gerade) unbedenklich benutzt werden. Ganz anders liegt jedoch die Sache bei Bestimmung der inneren Spannungen, welche als Unterschied zwischen den Spannungen des frei aufliegenden Trägers und den von H hervorgerufenen Spannungen erscheinen. Hier kann schon eine geringe Aenderung von H eine bedeutende Erhöhung von σ veranlassen, sodafs hier ein genaueres Verfahren am Platze ist.

Die Berücksichtigung des Einflusses der Bogenverkürzung kann nun auf doppelte Weise erfolgen. Einmal nach dem üblichen Verfahren, indem man obigen Ausdruck von H noch mit einem gewissen Factor ν multiplicirt, d. h.

$$2) \quad H = \frac{3Pa(l-a)}{4fl} \cdot \nu \text{ setzt.}$$

Für sehr flache Bogen erhält ν den bekannten Werth

$$3) \quad \nu = \frac{1}{1 + \frac{15i_m^2}{8f^2}}$$

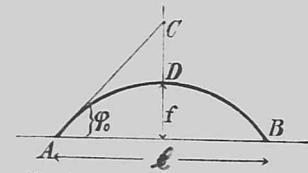
*) In Gleichung 1) und 2) des oben erwähnten Aufsatzes ist irrtümlich der Factor 3 im Zähler fortgelassen.

wo i_m = Trägheitsradius des Querschnitts in Bogenmitte. Ist der Bogen als Fachwerk angeordnet, wobei h = Abstand der Gurtungen, F_o und F_u = Querschnitt der obern bzw. untern Gurtung, so wird $i_m^2 = h^2 F_o F_u : (F_o + F_u)^2$. Für $F_u = F_o$ ergibt sich hieraus $i_m^2 = \frac{h^2}{4}$ und $\nu = \frac{1}{1 + \frac{15h^2}{32f^2}}$ in Uebereinstimmung mit dem von

Müller-Breslau auf anderem Wege hergeleiteten Ausdrucke. Es wurde hierbei vorausgesetzt, daß die Kämpfergelenke, wie üblich, in der Bogenachse angeordnet seien, eine Voraussetzung, welche auch der Gleichung 1) zu Grunde liegt. Bei größeren Pfeilverhältnissen $f:l$ nimmt der Werth von ν zu; man kann hierfür den Ausdruck setzen

$$4) \quad \nu = 1 : \left[1 + \frac{15i^2 \cos q_o}{8f^2} \right] = 1 : \left[1 + \frac{15i^2 q_o}{8f^2 \tan q_o} \right],$$

wo s = Bogenlänge, q_o = Winkel der Kämpfertangente mit der



Horizontalen. Das Verhältniß $\frac{s \cos q_o}{l}$

wird in nebenstehender Abbildung durch $AD:AC$ dargestellt. Mit wachsendem Pfeilverhältniß nähert sich dieser Bruch dem Werthe 0 und somit ν dem Werthe 1. Für abnehmendes Pfeilverhältniß ist der Grenzwert des Bruchs gleich 1; Gleichung 4) geht dann in die frühere Gleichung 3) über.

Das zweite Verfahren, auf welches ich in der Deutschen Bauzeitung 1881 S. 231 hingewiesen habe, besteht darin, daß man zur Bestimmung von H die einfachere Formel 1) benutzt und sodann nachträglich den Einfluß der Bogenverkürzung gleichzeitig mit den übrigen Einflüssen, welche eine Spannweitenänderung darstellen (Ausweichen der Widerlager, unrichtige Länge des Eisenwerks, Temperatureinflüsse), berücksichtigt. Für Parabelbogen ist der einer Spannweitenvergrößerung Δl entsprechende Horizontalschub

$$5) \quad H_1 = - \frac{15EF_m \Delta l}{8f^2 l} \cdot \nu = - \frac{15EF_m i_m^2 \Delta l}{8f^2 l} \cdot \nu,$$

*) Vgl. Gl. 205 in „Der Brückenbau; Eisenerne Bogenbrücken von Schäffer und Melan“.

wobei ν für unsern Zweck genau genug gleich 1 gesetzt werden kann. i_m , F_m und J_m beziehen sich auf den Bogenquerschnitt in Trägemmitte.

Es ist nun $\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2$,

Δl_1 = Spannweitenvergrößerung, welche der Bogenverkürzung durch die Normalkräfte,

Δl_2 = Spannweitenvergrößerung, welche den übrigen Einflüssen entspricht.

Die Größe Δl ist naturgemäß für die verschiedenen maßgebenden Belastungsfälle etwas verschieden, jedoch um so weniger, je mehr die ruhende Belastung überwiegt. Es genügt für die Zwecke der Anwendung, Δl unveränderlich einzuführen, und zwar in der Regel gleich seinem Größtwerth, $\Delta l_1 = \frac{\max H l}{EF_m}$. Dies kann um so

unbedenklicher geschehen, als man bezüglich der Größe Δl_2 , welche in der Regel ziffermäßig weit stärker ins Gewicht fällt als Δl_1 , doch nur auf mehr oder minder zutreffende Schätzungswerte angewiesen ist.

Für die Querschnittsbestimmung bei Vollträgern empfiehlt sich folgendes Verfahren. Man ermittelt zuerst die Spannung σ_1 im Querschnitt x , welche einer Spannweitenänderung Δl , bezw. einem Horizontalschub H_1 entspricht.

$$\sigma_1 = \frac{N}{F} \pm \frac{Me}{J} = \frac{H_1 \cos \varphi \pm H_1 y e}{F} = \frac{H_1}{F} (\cos^2 \varphi \pm \frac{y e \cos \varphi}{i_m^2}),$$

wenn man hier näherungsweise $F = F_m : \cos \varphi$, $J = J_m : \cos \varphi$ setzt. Nach Einführung des Werthes von H_1 für $\nu = 1$ aus Gl. 5) erhält man

$$6) \quad \sigma_1 = \frac{15E \Delta l}{8f^2 l} (-i_m^2 \cos \varphi + y e) \cos \varphi,$$

ein Ausdruck, welcher den beim Entwerfen vorerst noch unbekannten Querschnitt F_m nicht mehr enthält. Für i_m , das verhältnismäßig geringen Einfluß übt, kann bei gegebener Bogenhöhe h leicht ein zutreffender Schätzungswert eingeführt werden. Ist nun die zulässige Spannung $= k$, so bleibt für die Beanspruchung durch Eigen- und Verkehrsbelastung noch der Betrag $k - \sigma_1$ zur Verfügung. Es muß daher sein

$$k - \sigma_1 = \frac{N}{F} \pm \frac{Me}{J} = \frac{1}{F} (N \pm \frac{M}{\nu})$$

und Querschnitt

$$7) \quad F = \frac{1}{k - \sigma_1} (N \pm \frac{M}{\nu})$$

Hierbei wurde gesetzt $w = W : F = \frac{J}{e} : F = \frac{i^2}{e}$.

Für N (Normalkraft) und M (Moment) führt man zweckmäßig die „Ersatzwerthe“ ein (siehe Zeitschr. deutscher Ing. 1889 S. 324), d. h. die einer gedachten ruhenden Belastung entsprechenden Werthe, welche den gleichen Querschnitt verlangen, wie die wirk-

liche, z. Th. in Bewegung befindliche Belastung. Der Werth von k ist hierbei unveränderlich, gleich der Spannungszahl für ruhende Last, anzunehmen.

Die Ersatzwerthe werden nach der genannten Quelle gleich dem Größtwerth, vermehrt um den halben Unterschied zwischen dem größten und kleinsten Werthe der betreffenden Größen, gesetzt, z. B. $(M) = \max M + 0,5 (\max M - \min M)$.

Will man die Querschnittsbestimmung unter Benutzung der Gl. 2) für den Horizontalschub durchführen, so ist hierbei σ_1 nach folgender Gleichung zu berechnen

$$6a) \quad \sigma_1 = \frac{15E \Delta l_2 \cdot \nu}{8f^2 l} (-i_m^2 \cos \varphi + y e) \cos \varphi.$$

Handelt es sich um einen steifen Fachwerkbogen, so können die Gurtungsquerschnitte desselben mit Hilfe der vorstehenden Formeln bestimmt werden. Gewöhnlich ist zu setzen $F_o = F_u = \frac{1}{2} F$; dann

wird $i = e = w = \frac{h}{2}$ (halbe Bogenhöhe)

$$6b) \quad \sigma_1 = \frac{15E \Delta l}{32f^2 l} (-h^2 \cos \varphi + 2hy) \cos \varphi$$

$$7a) \quad F_o = F_u = \frac{F}{2} = \frac{1}{k - \sigma_1} \left(\frac{N}{2} \pm \frac{M}{h} \right).$$

Sind hiernach die Gurtquerschnitte und somit auch das Trägheitsmoment $J_m = F_m \frac{h^2}{4}$ ermittelt, so ergibt sich nach Gl. 5) der Werth von H_1 . Die Querschnitte der Wandstäbe können sodann leicht nach einem der üblichen Verfahren bestimmt werden.

Aus den Gl. 6) geht hervor, daß σ_1 , abgesehen von den den Kämpfern benachbarten Querschnitten, mit der Bogenhöhe h zunimmt; aus den Gl. 7), daß die Querschnitte des Bogens mit wachsendem h anfänglich abnehmen und dann wieder zunehmen. Die theoretisch günstigste Bogenhöhe kann gefunden werden, indem man nach Art des in der Zeitschrift für Bauwesen 1877 entwickelten Verfahrens das Gesamtgewicht als Function von h aufstellt und sodann deren Kleinstwerth bestimmt. Ohne näher hierauf einzugehen ist ersichtlich, daß h um so größer ausfallen wird, je größer k und je kleiner Δl ; ferner je stärker M gegenüber N , d. h. je mehr die Verkehrsbelastung überwiegt. Eisenbahnbrücken verlangen daher eine größere Bogenhöhe als Straßenbrücken unter sonst gleichen Verhältnissen; mit wachsender Spannweite nimmt das günstigste Höhenverhältniß ab. Andererseits gestattet ein höherer Pfeil f auch eine größere Bogenhöhe h anzuwenden.

Für sehr große Werthe von h kann $\sigma_1 \geq k$ und somit $F = \infty$ werden.

Der Einfluß von σ_1 bezw. von Δl wird unter sonst gleichen Verhältnissen um so geringer, je größer k , d. h. je besseres Material für den Bogen verwendet wird. Es spricht dies neben andern Gründen dafür, daß bei Bogenbrücken Stahl von größerer Festigkeit in Anwendung gebracht werde.

Karlsruhe, im Juni 1890.

Fr. Engelfser.

Das Grabdenkmal des Kaisers Hadrian.

Von wenigen Denkmälern des klassischen Rom besitzen wir ansehnlichere Reste, als von dem Grabmal Hadrians, der „Moles Hadriana“, seit dem 11. Jahrhundert Engelsburg genannt. Aber die kaum zu irgend einer Zeit des Mittelalters unterbrochene Weiter- und Umbildung desselben, dazu die Dürftigkeit und Oberflächlichkeit der antiken Beschreibungen, von denen die wichtigste die des Procop, Gothenkrieg I, 22, ist, gestatten der Phantasie einen derartigen Spielraum, daß die in Menge angestellten Wiederherstellungsversuche weit auseinandergehen. Am bekanntesten, weil in Ermangelung einer besseren unzählige Male (neuerdings auch auf dem jetzt in Berlin ausgestellten Panorama von Bühlmann und Wagner) wiederholt, ist die in den Hauptpunkten willkürliche Wiederherstellung Caninas. Charakteristisch an derselben ist die Annahme, der auf dem quadratischen Unterbau sich erhebende runde Kern sei mit einer Säulenhalle umgeben gewesen, über diesem runden Kern habe sich ein zweiter, ebenfalls mit einer Säulenhalle geschmückter Rundbau erhoben, als Bedeckung habe eine mit dem bekannten vaticanischen Pinienapfel gekrönte Kuppel gedient (Abb. 1).*) Nicht ge-

*) Es ist übrigens zu bemerken, daß Canina keineswegs der erste Erfinder dieser Darstellung ist. In einer von Domenico Pronti um die Wende des 18. und 19. Jahrhunderts herausgegebenen Römischen Vedutensammlung findet sich eine namenlose, von der Canina'schen sich nur in Einzelheiten, und zwar zu ihrem Vortheil unterscheidende Wiederherstellung.

ringere Willkür beherrschte die Vorstellungen von der inneren Anlage des Baues.

Es wurde daher allseitig mit Freude begrüßt, als im Jahre 1888 die italienischen Ministerien des Cultus und des Krieges sich vereinigten, um Ausgrabungen und Erneuerungsarbeiten an der Engelsburg zu veranstalten. Unter der umsichtigen und sachverständigen Leitung des Ingenieur-Hauptmanns M. Borgatti sind denn auch eine ganze Reihe von Entdeckungen gemacht worden, die in erster Linie über die ursprüngliche Gestalt des Denkmals, dann aber auch über die Baugeschichte des Mittelalters neues Licht verbreiten. Borgatti hat die Ergebnisse seiner Untersuchungen in einem Buche veröffentlicht, das den Titel führt: *Castel Sant' Angelo in Roma, storia e descrizione*.*) Es zerfällt in zwei Hauptabschnitte: 1. Geschichte des Castells von seiner Gründung bis heute (S. 7—173); 2. Beschreibung des heutigen Zustandes des Castells (S. 173—196). Beide Theile sind mit einem außerordentlichen Reichthum an Plänen, Ansichten, Handzeichnungen usw. (35 Tafeln) ausgestattet.

Unter dem vielen Trefflichen, was das Buch bietet, ist für unsere Leser das Interessanteste der Borgattische Wiederherstellungsversuch (Cap. I, S. 7—28). In der Darlegung desselben wendet sich der Ver-

*) Castel Sant' Angelo in Roma; storia e descrizione. Borgatti Mariano, capitano del Genio. Roma 1890. Voghera Carlo, tipografo delle LL. MM. il Re e la Regina. 215 Seiten in 8° mit vielen Abbildungen. Preis 8 Mark.

fasser zuerst gegen Canina und macht gegen ihn folgende Punkte geltend:

1. Die Annahme, daß der runde Kern des Denkmals von einem Säulengänge, in den Intercolumnien Standbilder, umgeben gewesen sei (Abb. 1), entbehrt der Begründung und der Wahrscheinlichkeit. Das hatte schon Nibby erkannt, der auf den Mangel jeglicher Andeutung davon in den Beschreibungen des heiligen Leo aus dem 5. Jahrhundert und Procop aus dem 6. Jahrhundert aufmerksam machte, außerdem darauf, daß der Raum zwischen der Kante des quadratischen Unterbaues und der Wand des runden Kernes viel zu schmal ist, als daß man einen Säulengang in der erforderlichen Breite annehmen dürfte. Dies ist freilich aus dem phantastischen Aufriß Caninas nicht ersichtlich, wohl aber aus der gewissenhaften Wiederherstellung des Architekten Monanni, die nach Borgatti's Angaben gemacht ist. Canina selbst wagte die Autorität Leos und Procop nicht anzuzweifeln, aber er meinte, entweder habe schon Constantin die Säulen entfernt und zur Ausschmückung der Basilika S. Paolo fuori le mura verwendet, oder Theodosius zur Errichtung der vom Pons Aelius zur Basilika Vaticana laufenden Säulenhalle. Borgatti wendet mit Recht dagegen ein, es sei ganz undenkbar, daß man damals schon daran gedacht haben sollte, ein solches Monument zu zerstören. Auch würde eine etwaige Zerstörung sich doch zuerst an den Standbildern vergriffen haben, die aber nach Procop beim Sturme der Gothen noch unverletzt an ihren Plätzen standen. Rechnet man dazu, daß Canina diese Standbilder zwischen die Säulen stellt, so müßte man mit ihm annehmen, daß die Säulen fortgenommen wurden, während die Standbilder stehen blieben, und das wird doch wohl niemand für möglich halten.

2. Die Annahme Caninas, daß über dem jetzt noch vorhandenen runden Kern ein zweiter mit einem etwas geringeren Durchmesser, aber gleicher Höhe gesessen habe, ist ebenso willkürlich. Welche Zeit nach den Gothenkriegen sollte wohl auf den unerhörten Gedanken gekommen sein, diesen Theil des Baues spurlos abzutragen? Wir haben vom 4. Jahrhundert an eine fortlaufende Reihe von Erwähnungen des Grabmals; bald hinterher wird es in eine Festung verwandelt, am Anfang des 7. Jahrhunderts wird auf der Plattform eine Capelle errichtet, aus allen Zeiten finden wir Notizen über Ein-

richtung des Denkmals zu neuen Zwecken, aber nirgends die Spur einer Zerstörung, sodaß wir als sicher annehmen können, daß dieser Bau seiner Lage und Bedeutung wegen vor dem traurigen Schicksal behütet wurde, dem das Colosseum, die Thermen, die Kaiserpaläste usw. zum Opfer fielen: ein Steinbruch zu werden.

3. Caninas Annahme endlich, daß der obere Abschluß des Denkmals durch eine pyramidenförmige Kuppel gebildet worden sei, ist, abgesehen von dem gewissermaßen geschichtlichen, aber ganz willkürlichen Hinweis auf ältere Mausoleen—mit Recht macht Borgatti darauf aufmerksam, daß das Grabmal nie Mausoleum, stets nur Sepulcrum oder Moles Hadriani genannt wurde—, lediglich durch die Vermuthung hervorgerufen und begründet, daß der vaticanische Pinienapfel von dem Denkmal stamme. Borgatti stellt die bekannten Zeugnisse über seine Herkunft zusammen; es ergibt sich daraus so viel, daß er jedenfalls nicht von dem Grabmal stammt.

Uebrigens widerspricht die Annahme einer Kuppelbedeckung gradezu den Angaben Procop's über die von der Höhe des Denkmals

aus geleitete Vertheidigung gegen die anrückenden Gothen. Gegen die ungeheure Höhe, die nach der Caninaschen Wiederherstellung das Grabmal erhält, wendet Borgatti sehr hübsch die Worte Procop's an, das Denkmal habe die Stadtmauern an Höhe überragt. So spreche man nur von einem Bauwerke, das die Mauern um etwas überrage, aber nicht von einem dreimal so hohen, das keinen Vergleich mit den Stadtmauern mehr zulasse.

Im Gegensatz zu Canina nun hält sich Borgatti's Wiederherstellung genau an den noch vorhandenen Kern. Er gliedert den runden Mittelbau durch flache Wandpfeiler (Abb. 3); die von Procop erwähnten Standbilder nimmt er auf der Plattform an. Von hier wurden sie von den Belagerten auf die Köpfe der Gothen geworfen, die sich anschiekten, den quadratischen Unterbau auf Leitern zu ersteigen. In Bezug auf die Krönung des Baues schließt sich Borgatti der durch Canina und seinen Vorgänger verdrängten Ansicht an, daß ihn eine colossale Quadriga, sei es nun mit einem Helios, wie Gamucci meinte, oder mit dem Kaiser selbst, wie Nibby wollte, auf einem thurmartigen Postament, entsprechend dem noch heute die Mitte des Bauwerkes einnehmenden Thurne, gebildet habe.

Können wir demnach lobend anerkennen, daß Borgatti zu gesunden Grundsätzen in der Wiederherstellung des Denkmals zurückgekehrt ist, so verdanken wir andererseits seiner unermüdeten Arbeit mehrere werthvolle Entdeckungen im einzelnen. Die wichtigste ist, daß es ihm gelungen ist, 3 m unter dem heutigen Boden den ganz vergessenen antiken Eingang zu dem runden Mittelbau zu entdecken.

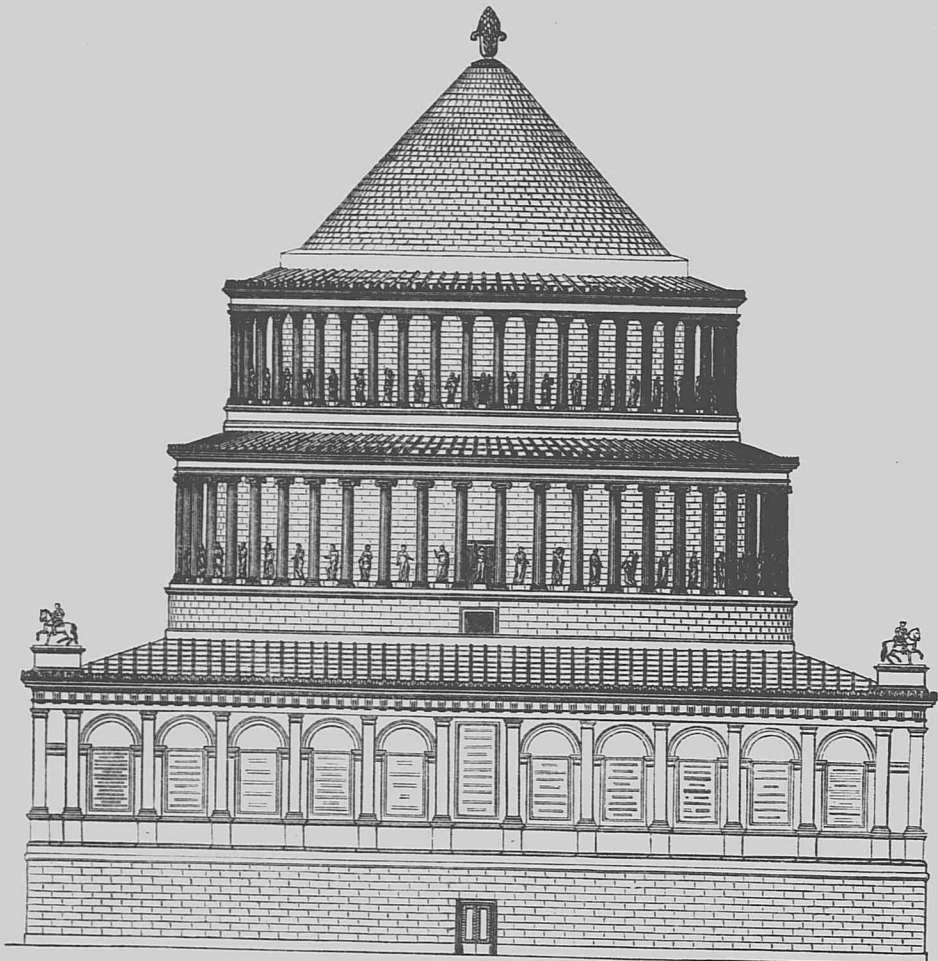


Abb. 1.
Grabdenkmal des Kaisers Hadrian.
Caninasche Wiederherstellung.

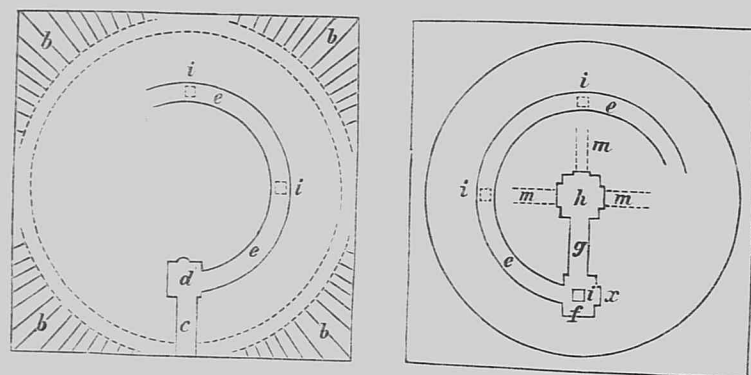


Abb. 2.

Zu letzterem gelangte man bisher nur auf einer in der Mitte des Kernes angebrachten, in einen mittelalterlichen Gang führenden Zugbrücke. Der antike Eingang führte mittelst eines Ganges c (Abb. 2) in die Vorhalle d, welche dem Eingang gegenüber mit einer halbrunden Nische abgeschlossen ist, in der aller Wahrscheinlichkeit nach ein Standbild Hadrians stand. In dem Gange c sind bisher unbekannte Architekturbruchstücke von dem Gesims des runden Kernes gefunden worden (vgl. die Wiederherstellung). Von der Vorhalle d führt eine spiralförmige, genau einen Kreis beschreibende Rampe e...e zu dem 12 m über d liegenden Vorraum f, und von diesem ein wagerechter Gang g zu der gerade im Mittelpunkte des Rundbaues liegenden Grabkammer h, die durch drei Schächte (m) Licht empfängt. In derselben befand sich der Porphyrsarg mit Hadrians Leiche. Im 12. Jahrhundert kam er in den Lateran und ist jetzt verschwunden; dagegen ist der Deckel noch als Taufbecken in Sanct Peter vorhanden.

Infolge der falschen Vorstellungen über den Bau war man bisher der Ansicht, die spiralförmige Rampe sei über d hinausgegangen und habe in mehreren Windungen die Höhe des Bauwerkes erreicht. Borgatti's Untersuchungen haben ergeben, daß die Rampe bei d endigt und keinen anderen Zweck hatte, als zur Grabkammer Hadrians zu führen. Es ergibt sich hieraus ein neuer Beweisgrund gegen die von Canina angenommene Höhe des Denkmals. Bei den Ausgrabungen im Innern des Kernes wurde auch ein wahrscheinlich zur Ausbildung eines der genannten Räume gehöriges Capitell gefunden.

Auch für die Gestaltung des quadratischen Unterbaues, in welchem sich alle übrigen Grabkammern (Tav. 6 A. b) befanden, hat Borgatti neue Belege in zwei Zeichnungen des Sangallo und Sansovino beigebracht. Dieselben stellen einen Eckpfeiler des quadratischen Unterbaues sowie Theile der oberen Bekleidung desselben dar. Reste von beiden sind vorhanden, sodaß die Wiederherstellung dieses Theiles des Denkmals in allen Punkten gesichert ist. Die hier angebrachten In-

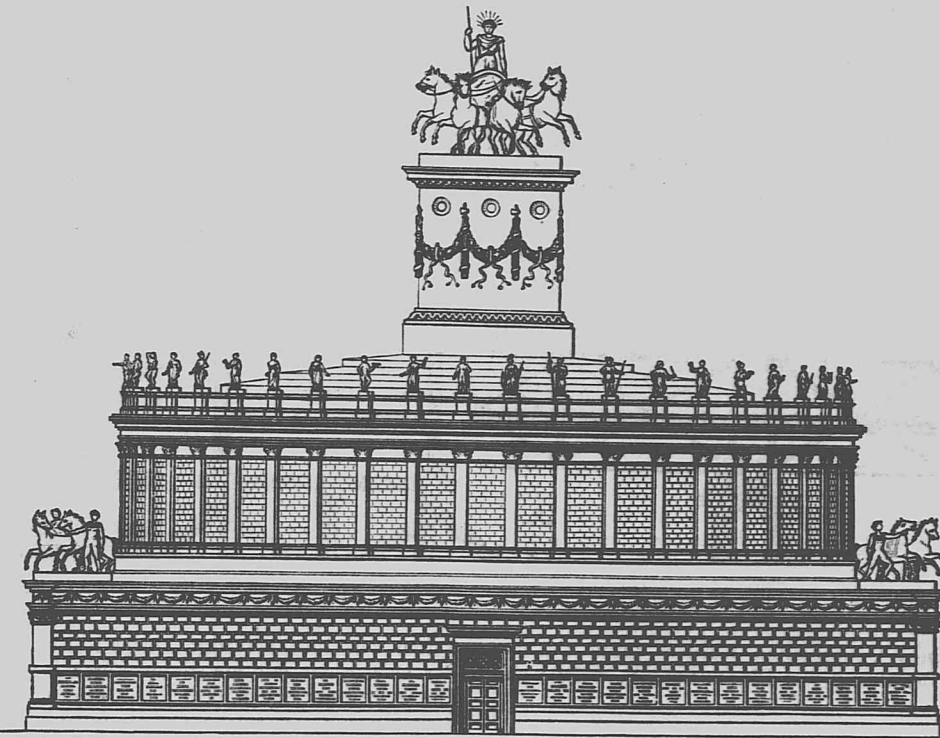
schriften haben sich, freilich in immer mehr sich vermindender Anzahl, durch das ganze Mittelalter erhalten, selbst Alexander VI. schonte die noch vorhandenen und noch Andrea Fulvio (1543) hat einige an ihrer Stelle gesehen.

Von nicht geringerem Erfolge als die auf Wiederherstellung des Grabmals abzielenden Studien sind Borgatti's technische Untersuchungen der mittelalterlichen Theile des Castells begleitet. Er hat an der Hand derselben in Cap. 2—13 eine sehr fleißig gearbeitete Geschichte des Denkmals gegeben, aus der namentlich Cap. 10 hervorzuhellen ist, welches die Bauhätigkeit Alexanders VI. und Pauls III. behandelt. Daran schließt sich in Cap. 14 eine kurze Uebersicht der

Haupt-Zeitabschnitte und der Hauptveränderungen an (S. 168 bis 172), die ein schnelles Zurechtfinden in dieser Fülle von Daten ermöglicht. Erwähnenswerth sind auch die unter Leitung Borgatti's begonnenen Aufräumungsarbeiten. Namentlich hat er den Cortile Leos X., der völlig verwahrlost und zum Theil verschüttet war, freigelegt und die auf der südöstlichen Seite des Rundbaues befindlichen ehemaligen Staatsgefängnisse, in denen unter andern Benvenuto Cellini und Beatrice Cenci gesessen haben, aufgedeckt. Es steht zu erwarten, daß weitere Herstellungsarbeiten folgen. Die Engelsburg ist nach Errichtung der Außenwerke, welche Rom jetzt in weitem Kreise umgeben, als Festung

nicht mehr zu brauchen und zur Caserne oder als Gefängnis nicht eben sehr geeignet, und wird daher hoffentlich über kurz oder lang wirklich das werden, wozu es schon erklärt ist, ein „Monumento nazionale“. Wer sich den Genuß gönnt, an der Hand der Borgatti'schen Schrift einmal den Verlauf der Geschichte vom Standpunkt der Moles Hadriani aus zu betrachten, wird erkennen, daß es keinen Bau in Rom, ja in der ganzen Welt giebt, der auch nur entfernt ähnliche Geschicke durchgemacht hat, keinen, der es mehr verdient, von den Römern als Nationaldenkmal hergestellt und erhalten zu werden.

Otto Richter.



Grabdenkmal des Kaisers Hadrian.
Wiederherstellung Borgatti's.

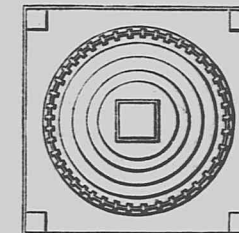


Abb. 3.

Neuere Arten zerlegbarer eiserner Brücken.

Bei der hohen Bedeutung, welche den Eisenbahnen als Beförderungsmittel in Kriegszeiten beigemessen werden muß, ist es nur natürlich, daß man es sich in neuerer Zeit mit besonderem Eifer angelegen sein läßt, Mittel und Wege zu finden, um Eisenbahn- und Straßenbrücken auch von erheblicher Spannweite in kürzester Zeit wieder aufzurichten. Aber auch unter anderen Verhältnissen, wie bei der Herstellung von Zuwegungen in unwegsamen Colonialgebieten können ähnliche Gesichtspunkte für die besondere Anordnung der Verkehrsbrücken maßgebend sein, wie in einem Aufsatz über zerlegbare Brücken Eiffel'scher Bauart im vorigen Jahrgange d. Bl. S. 470 näher erläutert wurde. Auf thunlichst leichte Beförderungsfähigkeit der einzelnen Theile solcher Brücken muß naturgemäß in jedem Falle besondere Rücksicht genommen werden.

In Frankreich ist in neuerer Zeit eine Reihe von Brückensystemen, welche nach den angedeuteten Gesichtspunkten entworfen wurden, weiteren Kreisen bekannt geworden. Dahin gehören, außer den bereits erwähnten Eiffel'schen Brücken unter anderen diejenigen des Systems Henry und die eng verwandten Brücken des Hüttenwerkes Fives-Lille, welche auf der im vorigen Jahre veranstalteten Pariser

Weltausstellung in mehreren Mustern vertreten waren. Ferner ist hinzuweisen auf eine vom französischen Obersten Marcellie angegebene Brückenart, welche für Kriegszwecke als besonders geeignet bezeichnet wird. Die Brücken von Henry und Marcellie sind in der französischen Zeitschrift *La Nature* behandelt. Die sämtlichen vorgenannten Systeme sind ferner auch von dem früheren Attaché in Paris, Regierungs- und Baurath Pescheck, in mehreren dem preussischen Minister der öffentlichen Arbeiten erstatteten Berichten genauer beschrieben. Man kann die genannten Brücken, einschließend der von Eiffel angegebenen, nach einheitlichen Gesichtspunkten betrachten. Sie bestehen sämtlich aus leicht auszuwechselnden Einzelgebilden von Flusstahl (acier doux), deren Verschiedenartigkeit für jedes System nach Möglichkeit eingeschränkt ist. Diese ein für allemal feststehenden, in großer Zahl vorrätig gehaltenen Einzelgebilde sind für die Hauptträger bei Eiffel dreieckförmig, bei Henry und Fives-Lille geradlinig, bei Marcellie flächenförmig gestaltet. In den beiden ersten Fällen ist es auf die Anordnung gegliederter Träger, im letzteren Falle auf die Herstellung von Blechträgern abgesehen. Ein gemeinsames Kennzeichen der Anordnungen ist ferner die Art

der Zusammenfügung der Einzelglieder, welche mittels Schraubenbolzen von der in Abb. 2 Seite 470 des vorigen Jahrgangs d. Bl. dargestellten und erläuterten Gestaltung bewerkstelligt wird. Die Spannweite geht bei den genannten Systemen, außer bei Henry, bis auf 45 m. Die Aufstellung der Ueberbauten erfolgt durchweg durch Ueberschieben von dem einen Ende aus.

Nachdem von Eiffels zerlegbaren Brücken bereits früher an dieser Stelle die Rede gewesen ist, dürften einige Mittheilungen auch über die übrigen vorgenannten Brückensysteme den Lesern nicht unwillkommen sein. Wir lassen daher den wesentlichsten Inhalt der diese Brücken betreffenden Attachéberichte hier kurz folgen.

I. Systeme Henry und Fives-Lille.

Im Juli vorigen Jahres wurde eine Colonnenbrücke Henryschen Systems über den Var bei Gattières in einer Gesamtlänge von 357 m durch eine 120 Mann starke Eisenbahn-Compagnie und 120 Mann Infanterie in 77 Stunden aufgestellt, 30 Stunden Ruhepausen eingezeichnet. Die Brücke ruhte in 17 Spannweiten von je 21 m auf verstreuten Pfahljochen von der in Abb. 1 gezeigten Grundrissform, welche in 4 Tagen einge-rammt wurden. Die Brückenbreite betrug 3,6 m zwischen den Trägern. Die Fahrbahnplatte hatte Bohlenbelag, auf welchem in 1,75 m Abstand längslaufende Schrammbalken für Lastfuhrwerk befestigt waren. Die wesentlichsten Einzeltheile der Brücke waren: die Gurtungstheile in der Mitte und an den Enden, die Stoflaschen, die Diagonalen, 3,35 m lang, die Verticalen, 2,07 m lang, die Querträger, Fahr- bahnträger und die wagerechten Wind- bänder. Die größte Länge von 6,28 m hatten die mittleren Gurtungstheile. Die einzelnen Ueberbauten wurden durch Ueber- schieben auf Walzen unter Benutzung von Flaschenzügen, welche an

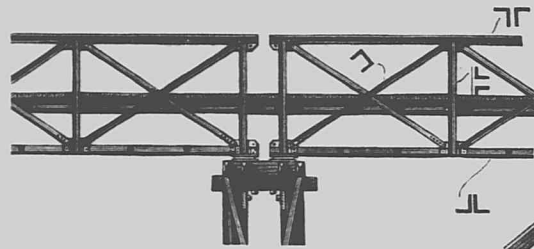
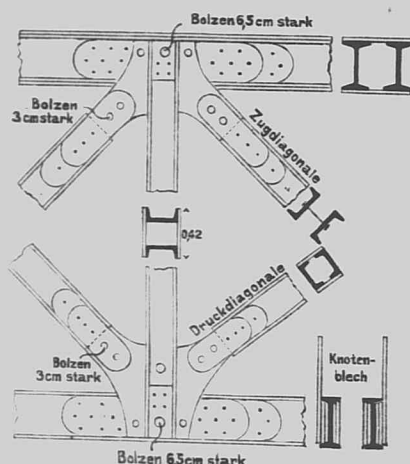
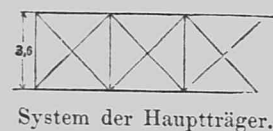


Abb. 1.



Einzelheiten der Hauptträger.

Abb. 6.



System der Hauptträger.



Kreuzung zweier Diagonalen.

werk Fives-Lille hergestellt, war auf der Pariser Ausstellung 1889 zu sehen, mit dem einzigen wesentlichen Unterschiede, dass innerhalb der um 3 m abstehenden Hauptträger auf der Brückenbahn noch eine 0,6 m weite Spurbahn vorgesehen war, deren Wagen an jeder Seite noch Raum für einen Fußgänger ließen. Die Brücke war hier- nach gleichzeitig Eisenbahn- und Straßen- brücke (vgl. Abb. 5). Die Brückentheile waren im übrigen so eingerichtet, dass von 3 zu 3 m fortschreitend alle Spannweiten bis zu 24 m hergestellt werden konnten. Bei 21 m ist es möglich, Züge von 1,6 t Gewicht auf 1 Längsmeter mit 6 t schweren vier- rädri- gen Locomotiven auf der Brücke zu befördern.

Nach ganz ähnlichen Gesichtspunkten war eine auf der genannten Ausstellung im Pavillon des Kriegsministeriums gezeigte Eisenbahn- brücke des Werkes Fives-Lille erbaut, wie sie für Spannweiten bis 45 m anwendbar ist. Einige Einzelheiten dieser Brücke sind in den Abb. 6 bis 8 wiedergegeben, welche jedoch nicht maßstäblich aufzu- fassen sind. Zunächst ist aus Abb. 6 ersichtlich, dass die Haupt- träger, wie beim System Eiffel, mit gekreuzten Diagonalen herge- stellt sind. Die Anordnung der Stabquerschnitte ist in der Abbildung angegeben. Die gedrückten Theile sind durch seitliches Gitterwerk kastenförmig geschlossen. Die Vereinigung der Theile wird durch Schraubenbolzen von 3, 4,5 und 6,5 cm Stärke bewirkt. Auch die Diagonalen, deren Querschnitte so angeordnet sind, dass die Druck- streben zwischen den Zugbändern bequem durchge- führt werden kön- nen, werden an den Kreuzungsstellen durch Verbolzung gesichert (Abb. 7). Die gegliederten Querträger sind nach Abb. 8 an den Verticalen der Hauptträger ge- lenkartig zu beiden Seiten derselben befestigt. Durch Bolzen a sind auch die Untergurte der Querträger mit am Hauptträger befindlichen Hülsen verbunden. Die Querträger haben nach dem Gesagten doppelte Gurtungen, ebenso doppelte, um die Stärke der Hauptträgerverticalen entfernt liegende Diagonalen, doch nur einfache U-förmige Verticalen (U, U, Abb. 8). Da, wo die Schwellenträger T angeordnet sind, sind zwei Verticalen zur bequemeren Befestigung dieser Träger neben einander gestellt. Letztere sind mittels seitlich aufgelegter Laschen an den Enden so verstärkt, dass sie in gabelartigen Eingriff gebracht

Seiten derselben befestigt. Durch Bolzen a sind auch die Untergurte der Querträger mit am Hauptträger befindlichen Hülsen verbunden. Die Querträger haben nach dem Gesagten doppelte Gurtungen, ebenso doppelte, um die Stärke der Hauptträgerverticalen entfernt liegende Diagonalen, doch nur einfache U-förmige Verticalen (U, U, Abb. 8). Da, wo die Schwellenträger T angeordnet sind, sind zwei Verticalen zur bequemeren Befestigung dieser Träger neben einander gestellt. Letztere sind mittels seitlich aufgelegter Laschen an den Enden so verstärkt, dass sie in gabelartigen Eingriff gebracht

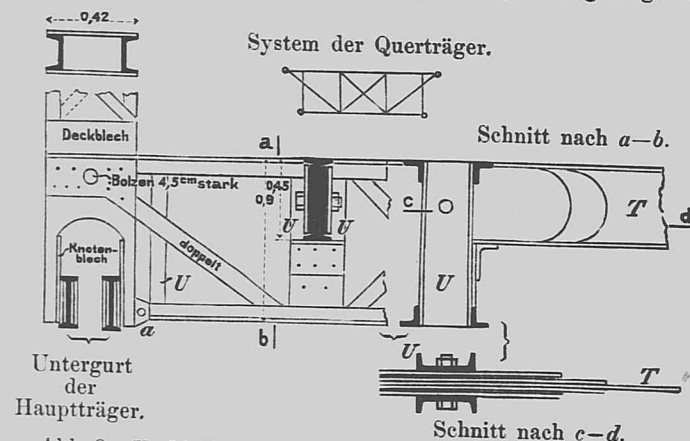


Abb. 8. Verbindung der Querträger mit den Verticalen.

und mit einem gemeinschaftlichen Bolzen von 6,5 cm Stärke befestigt werden können.

Für eine Spannweite von 45 m beträgt die Trägerhöhe 3,6 m, also nur $\frac{1}{12,5}$ der Spannweite. Die Gurtungsquerschnitte sind dem- entsprechend reichlich stark gemacht. — Es wird berichtet, dass die Aufstellung einer derartigen Brücke von 28,8 m Spannweite in 32 Stunden bewirkt werden konnte.

II. System Marcille.

Die zerlegbaren Blechbrücken Marcillescher Bauart werden unter- schieden in:

1) „kleine Brücken“, und zwar a) von 10 m Spannweite und darunter, und b) von 10 bis 20 m Spannweite;

2) „große Brücken“, und zwar a) von 20 bis 30 m Spannweite und b) von 30 bis 45 m Spannweite.

Die Trägerhöhen betragen für

10 m Spannweite 0,6 m ($\frac{1}{16\frac{2}{3}}$); 30 m Spannweite 1,5 m ($\frac{1}{20}$);
20 „ „ 1,2 „ ($\frac{1}{16\frac{2}{3}}$); 45 „ „ 2,2 „ ($\frac{1}{20,45}$).

Die Trägerhöhen sind also verhältnismäßig niedrig gewählt; es wird angegeben, dass „die größten Brückentheile so bemessen sind, dass sie auf den höchsten Wagen der französischen Bahngesellschaft aufgestapelt überall ungehindert durch die Um- grenzung des freien Raumes be- fördert werden können“. Diese Rücksicht dürfte auf die Wahl der Trägerhöhen nicht ohne Einfluss gewesen sein. Die Theilstücke der kleinen Brücken haben Längen von 1,25, 2,5, 5 und 10 m. Sie können so gruppiert werden, dass man eine von 1,25 zu 1,25 m fortschreitende Stufenfolge der Spann- weiten erhält. Auch schiefe Brücken mit 1,25 m Ueberstand des einen Trägers lassen sich damit in einfacher Weise herstellen. Die Schienen der kleinen Eisenbahnbrücken liegen oben auf den Trägern.

Die Theilstücke der großen Brücken sind 7,5 und 10 m lang; man hat ferner besondere Endstücke von 2,5 und 1 $\frac{2}{3}$ m Länge. Diese Theile können so zusammengestellt werden, dass man eine von 0,83 zu 0,83 m fort- schreitende Reihe für die Brücken- längen erhält ($2,5 - 1\frac{2}{3} = 0,83$). Man kann damit ferner schiefe Brücken mit 0,83 m Ueberstand des einen Trägers her- stellen. Die Eisen- bahnschienen lie- gen entweder auf den Hauptträgern oder aber auf be- sonderen Quer- trägern zwischen denselben. Bei der geringen Träger- höhe sind die Gur- tungen aus meh- reren breiten Blechstreifen (bei 30 m Spannweite sind dieselben 50 cm breit) gebildet. Die Blechwände der Hauptträger sind gegen Ver- biegungen durch aufgenietete senkrechte Versteifungsplatten gesichert. Das zu den Marcilleschen Brücken verwendete Flußeisen hat eine Bruchfestigkeit gegen Zerreißen von 4500 kg/qcm; es verträgt eine Dehnung von 20 pCt. und nimmt erst bei 2200 kg/qcm bleibende Formänderung an. Bei Berechnung der Brücken wurden als zulässige Inanspruchnahme 1000, auch 1200 kg/qcm zu Grunde gelegt, daher sind die Theilstücke verhältnismäßig leicht. Brücken von 10, 20, 30 und 45 m Spannweite wiegen bezw. 550, 785, 1500 und 2200 kg/m.

Besonders beachtenswerth ist der bei der Aufstellung Marcille- scher Brücken befolgte Arbeitsvorgang. Die beiden Abb. 9 und 10 veranschaulichen die Art und Weise der Beförderung der Brückentheile und der Aufstellung der Brücke selbst. In Abb. 9 ist an einem bestimmten Beispiel gezeigt, wie eine fertig zusammengestellte Brücke von 45 m Spannweite von der einen Seite her über die Widerlager geschoben wird. Zu dem Ende wird der eigentliche Ueberbau mit besonderem Vorstück (avant-bec) und Hintergewicht (contrepois) versehen. Die Zusammensetzung der Theile geht zu- nächst auf dem festen Ufer in der Verlängerung der Brückenöffnung

so vor sich, dass zuerst das Vorstück, sodann die dahinter folgenden Theilstücke und das Hintergewicht auf Rollen gesetzt werden. Die Theile werden sodann fest an einander geschoben und an den Stößen mit Deckplatten und Schraubenbolzen verbunden. Das Ganze be- wegt man hiernach auf die zum Ueberschieben der Brücke dienenden, mit Sperrrädern versehenen Walzen, welche durch Hebebäume ge- dreht werden. Ist die Brücke über den Auflagern angelangt, so werden Vorstück und Hintergewicht entfernt und die Brücke durch vier unter den Enden befindliche Wasserpressen unter Fortnahme der zur vorläufigen Unterstützung untergelegten Schwellen allmäh- lich auf die Auf- lager niederge- lassen. Liegt die Fahrbahn nicht über, sondern zwischen den Trä- gern, so wird die Arbeit infolge der anzuordnenden Querconstructio- nen umständli- cher. Man bedient sich in diesem Falle, nachdem die Träger etwas

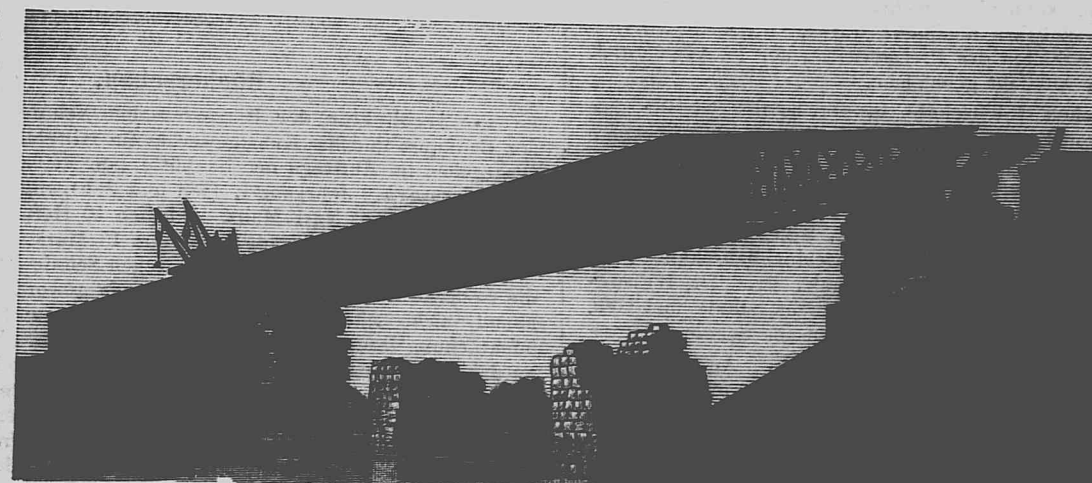


Abb. 9.

gesenkt sind, eines auf denselben laufenden Fahrkrahnes, mit welchem die vorläufigen Querversteifungen herausgenommen werden. Die Träger werden hierauf auf 4,2 m Abstand von Achse zu Achse gebracht, und nun mit Hilfe eines breiteren Fahrkrahnes die Quer- und Zwischenträger eingefügt. Nachdem diese Theile mit den Haupt- trägern und untereinander fest verschraubt sind, wird die Brücke vollends auf ihre Lager niedergelassen.

Hinsichtlich der Beförderung der Brückentheile an die Baustelle ist zu bemerken, dass die Stücke in derjenigen Reihenfolge herange- schaft werden, wie sie gebraucht werden, und zwar zunächst die Hebe- zeuge, Böcke, Win- den und Flaschen- züge, sodann das Vorstück, hierauf die Theilstücke der Brücke, end- lich die Theile des Hintergewichtes. Zur Beförderung der Theilstücke werden besondere Eisenbahnwagen von der in Abb. 10

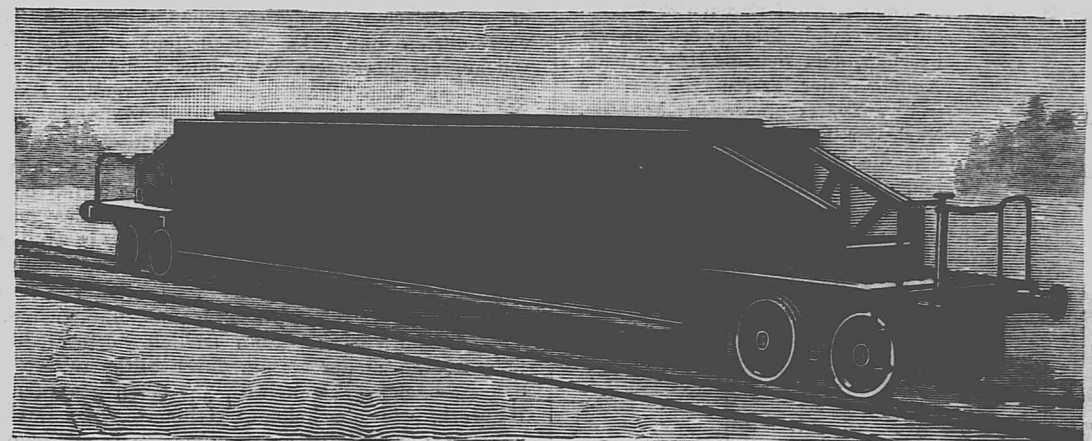


Abb. 10.

dargestellten Einrichtung benutzt, welche die Stücke, wie in der Ab- bildung gezeigt, zwischen sich nehmen und mittels auslegerartig eingerichteten Ueberbauten schwebend erhalten.

Brücken der beschriebenen Art sind versuchsweise bei einigen im Betriebe befindlichen Bahnen aufgestellt worden, und zwar dem Vernehmen nach mit durchaus befriedigendem Erfolg. Eine solche Brücke wurde bei Argenteuil in der Nähe von Paris erbaut, in drei Spannweiten von 20, 27 und 20 m, und einer Gesamtlänge der Träger von 70 m, einschließlich der Auflagern. Von Versailles mit Sonder- zug abgesendet, kam alles Material am 18. August 1889 abends an der Baustelle an. Die am 19. früh begonnene Aufstellung, bei welcher ein Hauptmann, ein Leutnant und 52 Mann Eisenbahntro- pen, einschließlich der Unterofficiere, beschäftigt waren, wurde so rüstig gefördert, dass die Brücke in 24 Stunden zum Ueberschieben fertig aufgestellt war. Das Ueberschieben erforderte 3, das Niederlassen auf die Auflagern 18 Stunden. Die ganze Arbeit, um eine Bahn- unterbrechung von 70 m Länge betriebsfähig zu überbrücken, er- forderte noch nicht 60 Stunden. Die eigentliche Bauzeit beträgt für Brücken mit oben liegender Fahrbahn bei 30 m Spannweite 46, bei 45 m Spannweite 80 Stunden.

Vermischtes.

Im Wettbewerbe um das Kaiser Wilhelm-Denkmal der Provinz Westfalen sind nicht, wie auf S. 280 gesagt wurde, 56 Entwürfe, sondern 58 Entwürfe von 56 Bewerbern eingegangen. Eine öffentliche Besichtigung der bereits vollendeten Ausstellung der Entwürfe im Ständehaus in Münster findet erst nach dem Zusammentritt des Preisgerichtes statt. Der Berufung des letzteren würde schon jetzt nichts entgegenstehen, wenn nicht mehrere seiner Mitglieder durch Erholungsreisen usw. zunächst behindert wären. Unter diesen Umständen sind für die Arbeiten des Preisgerichtes der 19. August d. J. und folgende Tage in Aussicht genommen.

An der technischen Hochschule in Darmstadt ist für das Studienjahr 1890/91 von Seiner Königlichen Hoheit dem Großherzoge Herr Professor Th. Landsberg gemäß der Wahl des Professoren-Collegiums zum Director ernannt worden. Vorstände der Fachabteilungen sind für dieses Studienjahr die Herren: Prof. E. Marx für die Bauschule, Geh. Baurath Prof. Dr. Schmitt für die Ingenieurschule, Prof. E. Brauer für die Maschinenbauschule, Prof. Dr. Staedel für die chemisch-technische Schule, Prof. Dr. Henneberg für die mathematisch-naturwissenschaftliche Schule und Geh. Hofrath Prof. Dr. Kittler für die elektrotechnische Schule.

Höherlegung eines Häuserblocks in Boston. Anlässlich der Höherlegung der Boylston-Straße in Boston wurde unlängst eine zusammenhängende Reihe von 17 aus Ziegeln errichteten Wohnhäusern an dem einen Ende um 0,9, an dem andern um 1,8 m gehoben. Die Häuser waren sämtlich nach demselben Plane in 6,7 m Breite und 13,7 m Tiefe erbaut und zeigten nach der Straße eine Höhe von drei, nach der tiefer liegenden Rückseite eine solche von fünf Stockwerken. Der bei der Hebung beobachtete Arbeitsvorgang ist im *Engineering and Building Record* näher erläutert. Hiernach wurde der Häuserblock an zwei Stellen, unmittelbar neben zwei Scheidewänden nach der Tiefe durchschnitten und die so von einander vollkommen losgelöst drei Abtheilungen nacheinander gehoben. In den nebenstehenden Abbildungen ist die Hebung der ersten Reihe von sechs Häusern veranschaulicht. Vorder- und Hinterwand, Dachgeschoss und Fußböden des Hauses 6 wurden zunächst bei A A (Abb. 1) von Haus 7 abgetrennt, die Fußbodenlager auf eisernen Unterzügen B vorläufig abgefangen und über den noch in der Wand des Hauses 7 steckenden Kopf-Enden der Lagerhölzer soviel Mauerwerk ausgebrochen, daß sich die Hölzer beim Anheben der ersten Häuserreihe frei aufwärts bewegen konnten. Nach der Tiefe des Hauses 6 wurden die Zwischenräume der Fußbodenlager mit Holzklotzen dicht ausgepackt und nun in den oberen drei Stockwerken Vor- und Rückwand dieses Hauses durch Ketten E (Abb. 2) miteinander fest verbunden. Hierdurch wurde ein Aus-

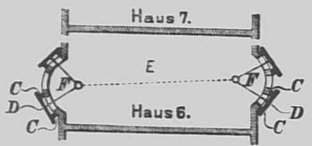


Abb. 1.

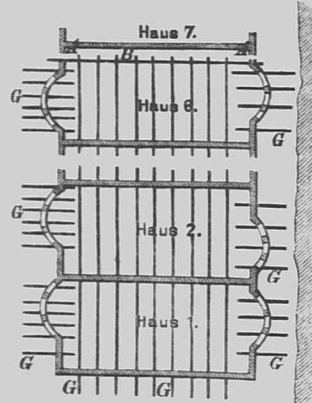


Abb. 2.

weichen der abgetrennten Wände wirksam verhindert. Die Spannung der Ketten E wurde zunächst durch Zugbänder FF aufgenommen, von diesen auf wagerechte Schienen DD und mittels senkrechter Träger CC auf das Mauerwerk übertragen. Nachdem hierauf die Umfassungswände vollständig bloßgelegt waren, wurde die eigentliche Hebung so ausgeführt, daß durch Fenster, Türen und besondere im Mauerwerk hergestellte Öffnungen 30 x 30 cm starke Unterzüge GG hindurchgesteckt, diese von Langhölzern gleicher Stärke HH unterfangen und letztere auf Schraubenspindeln J gesetzt wurden, durch deren Drehung die Hebung bewirkt wurde. Den Spindeln diente eine zu beiden Seiten der Wände angeordnete Holzstapelung als Auflager; die in Abb. 3 im Querschnitt gezeichneten

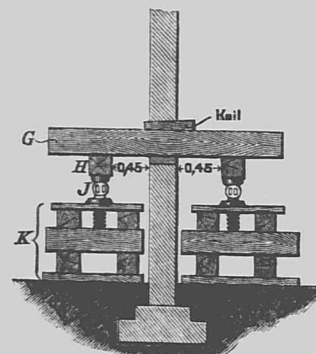


Abb. 3.

Stapelhölzer, die oben in 25 x 25, die unten in 25 x 30 cm Stärke, waren lang durchlaufend angeordnet.

Für jedes Haus wurden 100 Schraubenspindeln nötig, welche von 27 Arbeitern gleichzeitig bedient wurden. In der oben genannten Quelle werden das Gewicht eines Hauses zu 400 t, die Hebungskosten hierfür zu 2200 Mark angegeben. Die Höherlegung eines Abschnittes von sechs Häusern nahm einen Monat in Anspruch, ausschließlich der sonstigen Wiederherstellungsarbeiten. Km.

Bücherschau.

Die Architektur der Hannoverschen Schule. Moderne Werke der Baukunst und des Kunstgewerbes im mittelalterlichen Stil. Herausgegeben im Auftrage der Bauhütte zum weißen Blatt von Gustav Schönermark. Jahrgang I, 1889 und Jahrgang II, 1890, Heft 1-7. Hannover-Linden, Karl Manz. Jährlich 10 Hefte mit je 8 Tafeln in gr. 8°. Preis f. d. Jahrgang in Mappe 15 Mark.

Die Architektur der Hannoverschen Schule ist so bedeutend für die moderne Baukunst ganz Deutschlands geworden, daß es Wunder nimmt, nicht schon längst eine umfassende und fortlaufende Veröffentlichung ihrer Werke veranstaltet zu sehen. Wohl hat es nicht an dahin gehenden Versuchen gefehlt, aber man kam über die Anfänge nicht hinaus, weil solche Arbeit die Kräfte einzelner überstieg. Der Bauhütte zum weißen Blatt gehört ein großer Theil der Meister mittelalterlicher Kunst an oder ist ihr doch befreundet; auf diese Weise steht ihr das beste Material sehr reichlich zur Verfügung, und deshalb glaubt sie auch, dasselbe veröffentlichen zu sollen, damit es denen nützlich werde, welche die Baukunst im Geiste des Mittelalters pflegen. — So lautet die Vorrede eines Bilderwerkes, welches seit dem 2. October 1888, dem siebenzigsten Geburtstage Conrad Wilhelm Hases im Auftrage der Bauhütte zum weißen Blatt, einer Gesellschaft von Schülern und Freunden, die sich um den Altmeister schauert, in jährlich 10 Heften zu je 8 Blättern erscheint. Das erste Heft schmückt sich denn auch mit dem nach Schapers Gemälde in Lichtdruck hergestellten Bildnis Hases. Die Darstellungen sind Zink- und Steindruck kleineren Formats von großer Deutlichkeit, und zeigen kirchliche und profane Bauwerke, Einzelheiten und Ausstattungsgegenstände verschiedener Art, meist nach Federzeichnungen in geometrischer, wenige in schaubildlicher Auftragung. Viele der vorgeführten Bauwerke weisen jene Art des Backsteinbaues auf, welche, als besonders bezeichnend für die Hannoversche Bauweise angesehen, namentlich nach dem Vorgange Hases geübt wird und sich vornehmlich nach dem Osten hin weit über die in der vorliegenden Veröffentlichung innegehaltenen Grenzen erstreckt hat, nämlich die Verwendung des Thonbrands in nicht größeren Abmessungen als denen des gewöhnlichen Hand- oder Maschinenziegels. Es fehlt jedoch auch nicht an Beispielen des gemischten Ziegel- und Werksteinbaues wie der Ausführung in reinem Haustein. Der ganzen Richtung eigenthümlich ist die angestrebte Kraft der Farbenwirkung, welche durch die wechselvolle Verwendung vielartigen Materials an Ziegeln, Glasuren und natürlichem Stein erzielt wird. Von diesem Vorzuge kann freilich die in Rede stehende Veröffentlichung, die nichts als ein durch billigen Preis allgemeiner zugängliches Sammelwerk sein will, nur einen geahnten Begriff geben. Ein Bauwerk, wie die bekannte Glitzerburg in Cassel kommt in Federzeichnung jedenfalls nicht zu seinem durch jene volksthümliche Bezeichnung gewährleisteten Rechte.

Von den Meistern der Hannoverschen Schule ist Hase bisher mit der größten Anzahl von Blättern vertreten. Es folgen der verstorbene Lühr, Hehl, die in Hamburg wirkenden Andreas Meyer und Hauers, ferner Möckel, der kürzlich in Cassel verstorbene Rebentisch, W. Schulz, Winkler, Börgemann, Grelle und Bollweg, Mialaret und der Bildhauer Gundelach. Altona, Doberan, Cassel, Noordwyk aan Zee in Holland bilden die Grenzpunkte des Gebietes, über welches die vorgeführten Baulichkeiten zerstreut sind. Als einen Mangel des Werks, der aber in dem nächsten besten Hefte nachgeholt werden kann, müssen wir es vorläufig bezeichnen, daß ein vorbildlicher Bau, wie die Hasesche Wiederherstellung des alten Rathhauses in Hannover, noch fehlt, daß ferner Namen vermisst werden, welche zweifellos vertreten sein müssen, wenn das Werk seinen Titel: „Die Architektur der Hannoverschen Schule“, mit Recht führen soll, wie Oppler, Wildorf und Hillebrand. Auch Stier und Unger dürften, wenngleich sie weniger strenge Bahnen wandeln, unseres Erachtens nicht fern bleiben. Immerhin wird schon jetzt eine wohlgewählte Sammlung von Bauwerken geboten, die in weiteren Kreisen anregend und fruchtbringend wirken kann, namentlich wenn, unter Vermeidung der Modeströmungen, aber doch mit Aufnahme frischer Motive, eine Weiterentwicklung nach der freien, heiteren Seite hin erstrebt wird. Ro.

Verlag von Ernst & Korn (Wilhelm Ernst), Berlin. Für die Redaction des nichtamtlichen Theiles verantwortlich i. V.: O. Hofsfeld, Berlin. Druck von J. Kerskes, Berlin.

Centralblatt der Bauverwaltung.

Herausgegeben im Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

X. Jahrgang.

Berlin, 2. August 1890.

Nr. 31.

Redaction: SW. Zimmerstraße 7 II. Geschäftsstelle und Annahme der Anzeigen: W. Wilhelmstraße 90. Erscheint jeden Sonnabend.

INHALT: Amtliches: Personal-Nachrichten. — Gutachten und Berichte. Bauplan zur Wiederherstellung der St. Pantaleonskirche in Köln am Rhein. — Entwurfsskizze zum Neubau der evangelischen Kirche in Marggrabowa. — Nicht-amtliches: Bauten der Nordwestdeutschen Gewerbe- und Industrie-Ausstellung in Bremen (Schluß). — Festigkeitsverhältnisse einiger neuerer Eisenbahn-Oberbau-systeme. — Ueber zweckmäßige Einrichtungen von Kliriken (Fortsetzung). — Künftige der neuen Wasserleitung in Iglau i. Mähren. — Architektur auf der dies-

Bezugspreis: Vierteljährlich 3 Mark. Bringerlohn in Berlin 0,75 Mark; bei Zusendung unter Kreuzband oder durch Postvertrieb 0,75 Mark, nach dem Auslande 1,50 Mark.

jährigen Berliner Kunstausstellung (Schluß). — Durchbiegungsmessungen und Einfluß der Fahrgeschwindigkeit auf die Beanspruchung eiserner Brücken. — Vermischtes: Denkmal für Kaiser Wilhelm I. auf dem Kyffhäuser. — 31. Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure. — Technische Hochschule in Berlin. — Frostbeständigkeit natürlicher und künstlicher Bausteine. — Ersatz einer hölzernen Eisenbahnbrücke durch eine eiserne während des Betriebes. — Bücher-schau.

Amtliche Mittheilungen.

Preußen.

Seine Majestät der König haben Allergnädigst geruht, dem Gräfl. Stolbergischen Kammer- und Baurath Messow in Wernigerode den Königlichen Kronen-Orden IV. Klasse zu verleihen.

Es ist verliehen: dem Regierungs- und Baurath van den Bergh in Harburg die Stelle des Directors des Königlichen Eisenbahn-Betriebs-Amtes daselbst, dem Eisenbahn-Maschineninspector Farwick in Magdeburg die Stelle eines ständigen Hilfsarbeiters bei dem Königlichen Eisenbahn-Betriebs-Amte (Wittenberge-Leipzig) daselbst, dem Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector Mohr in Warburg die Stelle des Vorstehers der Eisenbahn-Bauinspektion daselbst und dem Eisenbahn-Bauinspector Heer in Erfurt die Stelle des Vorstehers des Materialien-Bureaus der Königlichen Eisenbahn-Direction daselbst. Der bisher bei dem Königlichen Eisenbahn-Betriebs-Amte (Directionsbezirk Bromberg) in Berlin beschäftigte Eisenbahn-Maschineninspector Müller ist der Königlichen Eisenbahn-Direction in Berlin behufs Wahrnehmung der Geschäfte eines Directionsmitgliedes überwiesen worden.

Zu Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspectoren sind ernannt: die Königlichen Regierungs-Baumeister Sigle in Düsseldorf unter Verleihung der Stelle eines ständigen Hilfsarbeiters bei dem Königlichen Eisenbahn-Betriebs-Amte (rechtsrh.) daselbst, Seyberth in Salzwedel unter Verleihung der Stelle eines Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspectors im Bezirke der Königlichen Eisenbahndirection Magdeburg und unter fernerer Belassung in der bisherigen Beschäftigung beim Bahnbau Oebisfelde-Salzwedel bzw. Salzwedel-Lüchow, sowie Herr in Köln unter Verleihung der Stelle eines Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspectors im betriebstechnischen Bureau der Königlichen Eisenbahndirection (linksrh.) daselbst.

Die Regierungs-Baumeister Schreiber in Berent, W.-Pr., Nolte in Labiau, O.-Pr., Jablonowski in Haderleben und Rühlmann in Zellerfeld a. Harz sind als Königliche Kreis-Bauinspectoren ebendasselbst angestellt worden.

Versetzt sind: der bisherige Kreis-Bauinspector de Groot in Wollstein als Bauinspector und Hilfsarbeiter an die Königliche Regierung in Posen, der bisher bei der Königlichen Regierung in Danzig angestellte Bauinspector Habermann als Kreis-Bauinspector nach Wollstein, der Kreis-Bauinspector, Baurath Otto von Elbing nach Konitz, W.-Pr., der Kreis-Bauinspector Jöhl von Naugard nach Neu-Ruppin, der Kreis-Bauinspector, Baurath Stoll in Aachen als Bauinspector an die Polizei-Direction in Köln, der Kreis-Bauinspector, Baurath Holtzhausen von Leobschütz nach Sagan, der Bauinspector Blankenburg von Köln nach Swinemünde (letzterem ist die Verwaltung der dortigen Kreis-Bauinspector-Stelle übertragen worden) sowie ferner der Eisenbahn-Maschineninspector Meyer, bisher in Berlin, als Vorsteher des Materialien-Bureaus der Königlichen

Eisenbahndirection nach Magdeburg und die Eisenbahn-Bauinspectoren Wilhelm, bisher in Magdeburg, als ständiger Hilfsarbeiter an das Königliche Eisenbahn-Betriebs-Amt (Berlin-Magdeburg) in Berlin, Mayr, bisher in Elberfeld, an die Hauptwerkstätte in Köln (Nippes), Becker, bisher in Köln (Nippes), als ständiger Hilfsarbeiter an das Königliche Eisenbahn-Betriebs-Amt in Crefeld und Cordes, bisher in Elberfeld, als ständiger Hilfsarbeiter an das Königliche Eisenbahn-Betriebs-Amt (Directionsbezirk Bromberg) in Berlin.

Der Regierungs- und Baurath Reimann, der Baurath Hofsfeld und der Kaiserl. Marine-Maschinenbau-Director, Baurath Afsmann, sämtlich in Berlin; sind zu Mitgliedern des Königl. technischen Prüfungs-Amtes hierselbst, sowie die Professoren an der Königl. technischen Hochschule in Aachen Dr. Jürgens und Schupmann zu Mitgliedern des Königl. technischen Prüfungs-Amtes in Aachen und der Eisenbahn-Bauinspector v. Borries in Hannover zum Mitgliede des Königl. technischen Prüfungs-Amtes dortselbst ernannt worden.

Zu Königlichen Regierungs-Baumeistern sind ernannt: die Regierungs-Bauführer Jakob Harr aus Siegen, Ludwig Witthöft aus Frankfurt a. M. und August Schrader aus Wulferstedt, Kreis Oschersleben (Maschinenbaufach).

Der Regierungs- und Baurath Melchior in Harburg ist in den Ruhestand getreten.

Den bisherigen Königlichen Regierungs-Baumeistern Blümner in Breslau, Dr. Ferdinand Krieger in Königsberg i. Pr. und Bernhard Vaal in Salzwedel ist die nachgesuchte Entlassung aus dem Staatsdienste erteilt worden.

Der Königliche Kreis-Bauinspector, Baurath Reinhard Wurff-bain in Hersfeld und der Eisenbahn-Maschineninspector Olfenius, Vorsteher der Hauptwerkstätte in Halle a. S., sind gestorben.

Deutsches Reich.

Seine Majestät der Kaiser haben Allergnädigst geruht, dem Marine-Maschinenbaumeister Veith und dem Marine-Schiffbaumeister Graeber den Königlichen Kronen-Orden IV. Klasse, sowie ferner im Namen des Deutschen Reichs den Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspectoren v. Kietzell in Hagenau, Dietrich in Saarburg, Lachner in Saargemünd, Strauch in Mülhausen, Franken in Metz und den Maschineninspectoren Möllmann in Bischheim und Wolff in Montigny bei der Verwaltung der Reichseisenbahnen in Elsass-Lothringen den Charakter als Baurath zu verleihen.

Württemberg.

Der Straßenbauinspector Nast in Reutlingen ist vermöge Allerhöchster Entschliessung seinem Ansuchen gemäß auf die erledigte Straßen- und Wasserbauinspektion Stuttgart in Gnadon versetzt worden.

Gutachten und Berichte.

Bauplan zur Wiederherstellung der St. Pantaleonskirche in Köln am Rhein.

Gutachten der Königlichen Akademie des Bauwesens.

Berlin, den 13. März 1890.

Im Auftrage des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten hat die Hochbau-Abtheilung der Akademie des Bauwesens den von der Bauabtheilung des Kriegsministeriums eingereichten Entwurf zur Wiederherstellung der St. Pantaleons-Kirche in Köln in ihren Sitzungen vom 4. Februar und 11. März d. J. einer eingehenden Prüfung unter-

worfen. Die Akademie des Bauwesens war mit der Frage der baulichen Wiederherstellung von St. Pantaleon schon einmal, und zwar in der Sitzung vom 24. April 1888, befaßt.*) Damals erklärte sich dieselbe für einen Vierungsturm, auch selbst wenn die Arcaden in

*) Centralblatt der Bauverwaltung 1888, S. 321.

demselben nicht geöffnet werden könnten. Die Ausführung des westlichen Vorbaues wurde abgelehnt, andererseits die Beibehaltung des Lettners an jetziger Stelle beschlossen, die Zulässigkeit der früheren Zwiebelhaube des Thurmes abgelehnt, dagegen der Anschluß an die vorhandene Darstellung des Ant. v. Worms empfohlen.

Die unter Berücksichtigung dieser Beschlüsse in der Bauabtheilung des Kriegsministeriums entstandenen Skizzen Bl. 16a und 17 wurden dem vorliegenden Bauentwurf vom 29. Juli 1889 zu Grunde gelegt. Infolge sehr eingehender Studien und Untersuchungen bezüglich der alten Fundamente der Westvorhalle, der Anschlüsse dieser Vorhalle an die westlichen Treppenthürme, endlich der baukünstlerischen und bauphysischen Einzelheiten an dem Kirchengebäude, besonders am nordwestlichen Kreuzflügel, zeigt der Entwurf manche neue Gesichtspunkte, in deren Würdigung die Akademie zu theilweise veränderten Beschlüssen gelangen mußte.

So ist nunmehr im Hinblick auf die alte Darstellung des Stengelius sowie auf die in Münsterfeld vorhandene, sehr verwandte Anlage die Akademie des Bauwesens mit der Wiederherstellung der westlichen Vorhalle einverstanden und spricht sich dafür aus, daß dieselbe in der durch die alten Fundamentreste erkennbaren Ausdehnung wieder aufgeführt wird. Der über der Halle sich erhebende Vierstüthurn findet in seinem äußeren Aufbau und in der Behandlung der stumpfen Dachpyramide Beifall; es wird indes zur Erwägung gegeben, ob nicht die Gruppenfenster der Glockenstube größer anzunehmen seien, etwa unter Anlehnung an die Formenbehandlung der Gruppenfenster im Erdgeschosse des Capitels. Sodann wurde die Form des Thurmkreuzes bemängelt und bemerkt, es sei einem kräftigen, indes einfachen Thurmknopf der Vorzug zu

geben. Die flankierenden Treppenthürme sind in den unteren Geschossen, sowohl in den viereckigen, als auch in den achteckigen, richtig entwickelt, das Abschlußgesims der Achteckgeschosse erscheint aber zu schwer und ist feiner zu zeichnen. Die darüber sich erhebenden Rundgeschosse sind im Hinweis auf die alten Darstellungen von A. v. Worms und Stengelius und auf Münsterfeld niedriger zu halten. Das oberste Rundstockwerk zeigt im Entwurf Bl. 7 und 7a verschiedene Formenbehandlung. Es wird der auf Bl. 7 dargestellte Entwurf mit den flachen Blend-Arcaden zur Ausführung empfohlen, jedoch mit der Maßgabe, daß an Stelle der beiden, einen modernen Eindruck machenden Spitzbogenkuppeln Kegeldächer angeordnet werden.

Was nun die Ausgestaltung des Inneren, namentlich im westlichen Kreuzflügel, betrifft, so ist die Akademie mit dem Entwurfe einverstanden, insofern das Zwischengewölbe über dem Erdgeschosse beseitigt werden soll, ebenso daß die Bogenblenden daselbst geschlossen, diejenigen im ersten Stockwerk geöffnet werden sollen, und daß die Decke über dem ersten Stockwerk dieses Kreuzflügels als sehr kräftige Holzbalkendecke construiert werde. Dagegen soll der Triumphbogen über der Orgel freigelegt werden. Der in der Vorhalle projectirte Vorbau für die Emporentreppen und die Balkammer findet keinen Beifall, daher wird eine andere Lösung der Emporentreppen zur Erwägung gegeben, unter Berücksichtigung der vorhandenen Treppenthürme. Die Akademie beharrt auf ihrem früheren Beschlusse bezüglich der unveränderten Beibehaltung des Lettners an jetziger Stelle.

Königliche Akademie des Bauwesens.
Schneider.

Entwurfsskizze zum Neubau der evangelischen Kirche in Marggrabowa.

Gutachten der Königlichen Akademie des Bauwesens.

Berlin, den 17. März 1890.

Zum Bau einer neuen Kirche in Marggrabowa ist bereits im Jahre 1869 ein Entwurf gefertigt worden, welcher nicht genehmigt wurde. Im Jahre 1878 wurde ein zweites Project ausgearbeitet, nach welchem der Bau der Kirche mit einer sichtbaren Holzdecke geplant war. Mit Rücksicht auf die bezüglich der Feuersicherheit größerer Kirchen erheblich gesteigerten Anforderungen wurde die Aufstellung eines den Bestimmungen der Circular-Verfügung vom 27. October 1884, betreffend Vorkehrungen zur Sicherstellung der Gebäude gegen Feuersgefahr entsprechenden Entwurfes gefordert. Hinsichtlich der Größe der Kirche war der Beschluß des Gemeindekirchenrathes in Marggrabowa vom 16. September 1887 maßgebend, nach welchem die Kirche 1550 Sitzplätze und 290 Stehplätze erhalten sollte.

Diesem Auftrage wurde durch Vorlage des Entwurfes vom 5. Juli 1888 entsprochen, welcher den Bau einer gewölbten Kirche mit 1483 Sitzplätzen und 316 Stehplätzen in Aussicht nimmt. Die Gemeindevertretung hat in der Verhandlung vom 9. Mai 1889 nach den Vorschläge des Gemeindekirchenrathes, sich mit Einstimmigkeit hinsichtlich der Zahl der Plätze mit diesem Entwurfe einverstanden erklärt, ferner die Anlage einer Sacristei in Größe von 50 qm als ihren Bedürfnissen entsprechend bezeichnet, da dieselbe sowohl als Sacristei, wie auch als Local zu Versammlungen der Gemeindevertretung, zu Bibelstunden und dergl. benutzt werden soll. Das Königlich-consistorium der Provinz Ostpreußen hat in dem Schreiben d. d. Königsberg 31. Mai 1889 diesen Wünschen der Gemeinde zugestimmt.

Die in der Abtheilung für das Bauwesen im Ministerium der öffentlichen Arbeiten vorgenommene Prüfung des Entwurfes vom 5. Juli 1888 hatte das Ergebnis, daß wegen mancherlei Mängeln des Projectes die auf drei Blatt Zeichnungen vom 7. December 1889 dargestellte Projectskizze und ein dazu gehöriges technisches Gutachten vom 19. December 1889 aufgestellt wurden. Diese Ausarbeitungen sind durch den Erlaß des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 6. Februar 1890 — III 2108 — der Akademie des Bauwesens zur Prüfung und Begutachtung zugestellt worden.

Die Beratung dieser Angelegenheit fand in der Sitzung der Abtheilung für den Hochbau am 11. d. M. statt und ergab das Folgende:

Der Grundriß zeigt eine dreischiffige Anlage mit einem Chorschlusse im Mittelschiffe und einem den Haupteingang enthaltenden, vorgelegten, breiten Glockenthurm an der Westfront. Die Sacristei ist in den hinteren Theil des Chores eingebaut, dessen vorderer Theil durch den Altar eingenommen wird. Die Zahl, Lage und Abmessungen der Nebeneingänge und Treppen entsprechen den be-

treffenden Vorschriften. Die Decke der Kirche wird durch Kreuzgewölbe gebildet. Die Raumaussnutzung ist durch die Anordnung von nur drei Pfeilerpaaren bei einer möglichst ausgiebigen Breitenentwicklung der Schiffe eine sehr günstige.

Die Zahl der Sitzplätze beträgt:

- a. Im unteren Theile 962
- b. Auf den Seiteneemporen 450

zusammen 1412

- c. Auf der Orgelempore 108

Sitzplätze für Kinder

zusammen 1520 Sitzplätze;

- d. in den Gängen 380 Stehplätze,

sodafs im ganzen 1900 Plätze

vorhanden sein würden, wodurch den Anforderungen vollkommen genügt wird.

Bezüglich der Sacristei, welche bei 3,60 m Länge und 2,70 m Breite eine Grundfläche von nur 9,72 qm hat, wird bemerkt, daß dieselbe zwar für den Prediger genügenden Raum gewährt, für die von dem Gemeinde-Kirchenrath nach Ausweis der Verhandlung vom 9. Mai 1889 beabsichtigte Benutzung als Versammlungslocal der Gemeindevertretung usw., wofür eine Grundfläche von 50 qm beansprucht ist, aber unzureichend erscheint. Es wird zur Erwägung gestellt, ob nicht dem auf Beschaffung einer größeren Sacristei gerichteten Wunsche der Gemeinde in geeigneter Weise Rechnung zu tragen sei.

Die architektonische Gestaltung der Kirche, welche im Aeußeren den Ziegelfugengebäude zeigt, ist bei aller Einfachheit der Formgebung durchaus wirkungsvoll und ansprechend. Die auf dem freien, 10 ha großen Marktplatz gelegene, gegen die Umgebung mehrere Meter hervorragende Baustelle ist für die Erscheinung des Bauwerks sehr günstig. Mit Rücksicht auf diese Höhenlage wird eine geringe Höherführung des unteren, rechteckigen Thurmeiles, und eine Verstärkung des achtseitigen Dachreiters empfohlen.

Die vor den Eingängen zu den Seitenschiffen zu beiden Seiten des Thurmes gelegenen Vorhallen haben eine Breite von 1,5 m. Es wäre erwünscht, dieses Maß zu erhöhen, wodurch auch die Entfernung zwischen den davorliegenden, sehr nahe aneinander stehenden Pfeilervorlagen angemessen vermehrt werden würde. Die einspringenden Winkel zwischen den (östlichen) Seitenwänden der Emporentreppen und dem ersten Strebepfeilerpaare am Chor werden zu be-

Königliche Akademie des Bauwesens.
Schneider.

[Alle Rechte vorbehalten.]

Nichtamtlicher Theil.

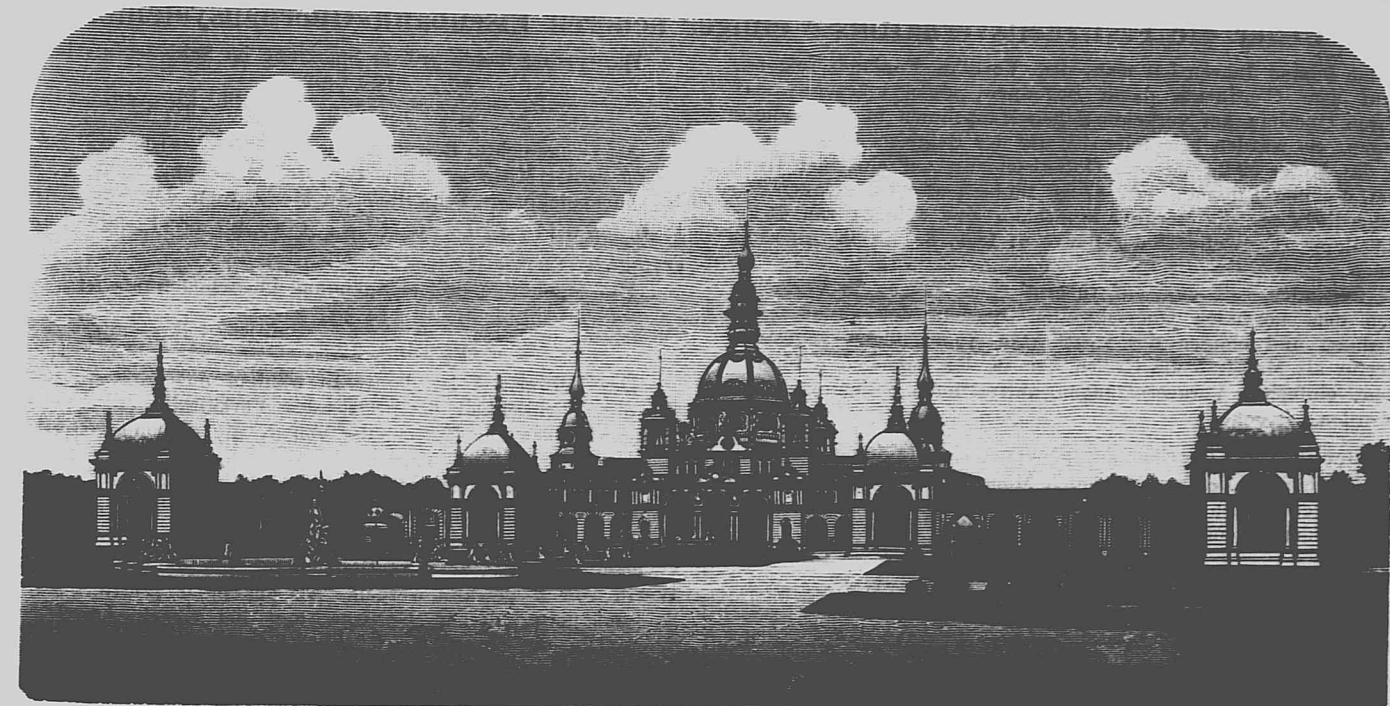
Redacteurs: Otto Sarrazin und Oskar Hofsfeld.

Die Bauten der Nordwestdeutschen Gewerbe- und Industrie-Ausstellung in Bremen.

(Schluß.)

Im Rücken des mit Baumpflanzungen umgebenen Parkhauses haben wir das zweite Hauptbild, den eigentlichen Ausstellungsplatz, vor uns, welcher im Geiste des vorigen Jahrhunderts erschaffen und durchgeführt ist. War der Architekt hier auch gezwungen, wegen der nothwendigen Einfügung der Anlage in den vorhandenen Baubestand die Achse zu brechen, so ist diese Abweichung von der geraden Richtung mit so viel künstlerischem Geschick durchgeführt, daß der Erfolg Bewunderung erregt. Die Mitte wird wieder von einer stattlichen Wasseranlage eingenommen; die durch mehrere große Springbrunnen und zahlreiche, von Tritonen emporgeschleuderte Einzelstrahlen reich belebt wird. Zur Rechten

der mächtigen niederländischen und nordischen Handelsgebäude aus der Zeit der alten Hansa durchgeführt ist. Ein schön ausgebildeter Renaissance-Giebel krönt den durch eine Bogenvorhalle zugänglichen und mit achteckigen Seitenthürmen abgeschlossenen Mittelbau. Diesen sind basilikal behandelte Flügel angefügt, bei denen das dem Mittelalter entlehnte, in der Renaissancezeit jedoch consolenartig behandelte Motiv der das Mittelschiff stützenden Streben besonders eigenartig und belebend wirkt. Den Eintretenden nimmt eine prächtig durchgebildete Flurhalle auf, an die sich die weiteren Innenräume mit ihren Quergalerien und stattlichen Treppenanlagen gut und wirkungsvoll anschließen. Am Ende dieses reich mit Pavillons und Erholungs-



Ansicht.

Holzstich v. O. Ebel.

Hauptgebäude der Bremer Ausstellung.

erhebt sich, ihrem Inhalt entsprechend in würdigen Verhältnissen und edlen Formen, die Kunsthalle. Offne Säulenhallen mit Nachbildungen antiker Statuen vor warm abgetöntem Hintergrunde, der nach oben durch einen Fries tüchtig gemalter Landschaften abgeschlossen wird, fügen sich zu beiden Seiten an das Eingangsportal. Durch dieses tritt man in einen Vorraum von so prächtiger Wirkung in Form und Farbe, daß man nur bedauern kann, daß die technische Ausführung, dem vorübergehenden Zweck entsprechend, etwas derb und flüchtig ausgefallen ist. Ähnlich verhält es sich mit der gegenüberliegenden Marinehalle. Sie zeigt mit ihrer elliptischen, säulenträgernen Vorhalle die Formen eines freien Rococo. Schiffsschnäbel geben das vorherrschende Decorationsmotiv ab, den Kuppelabschlufs bildet das phantastische Modell eines alten Orlogschiffes. Den Hintergrund dieses reichen Bildes schließt das prächtige, kuppelbekrönte Haupt-Ausstellungsgebäude ab, und es bietet sich durch diese Gruppierung auch hier wieder ein einheitliches, architektonisches und durch kleinere zierliche Pavillons, Musikbühnen usw. vervollständigtes Ganzes dar. Wir dürfen bezüglich des Hauptgebäudes auf unsere Abbildung verweisen und müssen aus Mangel an Raum auf seine Beschreibung verzichten. Mag man über das Zurückgreifen unserer Zeit auf das Rococo verschiedener Meinung sein, es drängt sich der dem Beschauer die Ueberzeugung auf, daß sich dem vorliegenden Zwecke kaum eine andere Bauweise besser angepaßt haben würde.

Zwischen Kunsthalle und Haupt-Ausstellungsgebäude hindurch gelangt man zu einer dritten Gruppe von Baulichkeiten, mit welcher die symmetrische Anordnung verlassen ist, und die im Gegensatz dazu durch freie malerische Wirkung anspricht. Ins Auge fällt hier insbesondere gegenüber der Seitenfront des Hauptausstellungsgebäudes der stattliche Bau der Handelsausstellung, welcher in der Weise

localen besetzten Platzes trifft man auf die trefflich gelungene Nachbildung eines altbremischen Kaufmannshauses mit der ihm eigenthümlichen hohen, von reich geschnitzten Gallerien umgebenen Diele und den daranstoßenden Zimmern, deren Ausstattung zum großen Theil aus echten alten Sachen zusammengestellt ist, ähnlich der reizvollen Nachbildung einer alten Hamburger Diele, deren wir uns noch von der vorigjährigen Ausstellung erinnern. Dem Bremer Hause gegenüber befindet sich die treue Nachbildung eines hier kürzlich abgebrochenen malerischen Treppenthurms, und an diese beiden, eine Straßeneinführung darstellenden Bauten schließen sich die Fronten einer alten Bremer Straße an, die leider etwas coulissenartig wirkt. Es gilt dies umsomehr, als bekanntlich jede gemalte Plastik im Freien den größten Theil ihrer Wirkung verliert, und man muß hier schon ziemlich viel Phantasie zu Hilfe nehmen, um sich wirklich im Geiste in eine alte Bremer Straße zu versetzen.

Um unsern Gegenstand einigermaßen zu erschöpfen, sei die Aufmerksamkeit auf einige kleinere, hier umherstehende Baulichkeiten gelenkt. Neben dem altbremischen Hause ist Castans Irrgarten, ein kleiner Bau in orientalischen Formen, errichtet. Weiterhin eine sehr zierliche Forsthausanlage, und in der Nähe leider die sich in den Weg schiebenden, plumpen und ungefügen Gegenstände einer Stampfmörtelfabrik, die die Gruppe in störender Weise beeinträchtigen und überdies auch technisch kaum etwas bemerkenswerthes bieten. Den am Ausgang der Bremer Straße liegenden Mefsbudenplatz zur Seite lassend, wenden wir uns nunmehr der links von dem Hauptgebäude liegenden Hälfte des Ausstellungsgeländes zu. Dort treffen wir zuerst auf die hübsche Nachbildung eines strohgedeckten westfälischen Bauernhauses, welches sich mit allen seinen bekannten Hauptzügen: der von Stallungen eingefassten Tenne, dem Herde im

Hintergründe, dem Quergang, den Zimmern dahinter usw. darstellt, und bei dem auch das Storchnest auf dem Giebel, die Scheunen und sonstigen Aufengebäude nicht vergessen sind. Die übrigen Bauten der Ausstellung, die sich an dieser Seite des Hauptplatzes befinden, wie Theater, Fischkosthalle, Monier-Bauten, eine im japanischen Stile durchgeführte offene Blumenhalle usw., seien nur einfach erwähnt. Auch das Maschinenausstellungsgebäude bietet, abgesehen von seiner Größe, baulich wenig bemerkenswerthes. Besonders gedacht muß nur noch des von dem Architekten Rauschenberg entworfenen Architektenhauses werden, schon weil es in seinem Innern außer den Entwürfen und Modellen verschiedener hannoverscher, Oldenburger und Bremer Architekten die vortrefflich gearbeiteten Modelle der Behörde für öffentliche Arbeiten zur Freihafenanlage und Weser correction enthält. Dem diese Ausstellung enthaltenden Theile des Architektenhauses ist ein in schweren, altromanischen Bauformen gehaltener Kreuzgang angefügt, der den mit reichem Baumwuchs besetzten Klosterhof, einen schattigen und zu behaglichem Genuß einladenden Garten, umzieht. Die sich hieran anschließende Bierstube ist durch die Hand des hierfür noch im letzten Augenblick gewonnenen Berliner

Ueber die Festigkeitsverhältnisse einiger neueren Eisenbahn-Oberbausysteme.

In den letzten Jahren hat man, dem Vorbilde Englands folgend, auch auf dem Continente damit begonnen, einen stärkeren und schwereren Oberbau auf verkehrsreichen Hauptlinien in Anwendung zu bringen. So wurden beispielsweise auf der Belgischen Staatsbahn die auf das Meter 52 kg schwere Goliathschienen, auf einzelnen französischen Bahnen Schienen von 47 kg Einheits-Gewicht eingeführt, und neuerdings für die Berliner Stadtbahn eine Schiene von 41 kg auf das Meter (Centralblatt der Bauverw. 1889, S. 182) in Aussicht genommen.

Im folgenden soll nun auf theoretischem Wege ein Vergleich zwischen dem normalen Querswellen-Oberbau der preussischen Staatsbahnen und einigen der verstärkten Anordnungen angestellt und hierfür als Maßstab die Größe der in den Schienen unter bestimmten, einfachen Voraussetzungen auftretenden Spannungen benutzt werden.

1. Der normale Oberbau der preussischen Staatsbahnen.

Zur Berechnung des maßgebenden Moments der Schiene bezüglich der senkrechten Lasten wird folgende, am Schluss dieses Aufsatzes näher begründete Gleichung benutzt

$$M_1 = Pl \left(0,226 \sqrt[3]{\psi} + \frac{0,171}{1 + 4,5 \sqrt[3]{\psi}} \right).$$

Hierin bedeutet

P den größten Raddruck im Ruhezustand = 7000 kg,

l den mittleren Achsabstand der Querswellen = 93 cm (unter Nichtberücksichtigung des Stofschwellenabstands),

ψ den Ausdruck $\frac{6 EJ}{C l^3}$,

E den Elasticitätsmodul = 2 000 000 kg/cm²,

J das Trägheitsmoment der Schiene = 1037 cm⁴ (neu),

C die Bettungsziffer für die halbe Querschwelle.

Sieht man von dem unter gewöhnlichen Verhältnissen geringen Einfluß der Querswellenbiegung auf die Druckvertheilung ab,^{*)} so

kann man setzen $C = 8600 = \frac{6 u \gamma}{2}$, wo

b = Schwellenbreite = 25 cm,

u = Länge der Unterstopfung (mit Rücksicht auf die schwächere Unterstopfung in Schwellenmitte sei $u = 250 - 20 = 230$ cm gesetzt),

γ = Bettungsziffer f. d. qcm. Entsprechend den Versuchen der Reichseisenbahnen (Org. 1889, Heft 4), welche für Holz- und Eisenschwellen annähernd die gleichen Werthe ergeben; setzen wir für den ungünstigsten Fall (Kies auf Lehmbohlen) $\gamma = 3$.

Hiermit ergibt sich C zu $\frac{25 \cdot 230 \cdot 3}{2} = \text{rund } 8600$.

Mit Hilfe vorstehender Zahlenwerthe erhält man

$$\psi = \frac{6 \cdot 2 000 000 \cdot 1037}{8600 \cdot 93^3} = 1,8; \sqrt[3]{\psi} = \sqrt[3]{1,8} = 1,16$$

$$M_1 = 7000 \cdot 93 \left(0,226 \cdot 1,16 + \frac{0,171}{1 + 4,5 \cdot 1,16} \right) = 651 000 \cdot 0,29 = 188 790 \text{ kg/cm}$$

^{*)} Der Einfluß der Schwellendurchbiegung kann nach Gl. 35b der Abhandlung „Zur Berechnung des Eisenbahn-Oberbaues“, Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1888, Heft 3, berücksichtigt werden.

Malers Karl Becker mit leicht hingeworfenen, aber außerordentlich wirkungsvollen Darstellungen voll köstlichen Humors belebt, während eine benachbarte Weinstube als sogenannte Hundingshalle im Sinne Richard Wagners herausgeputzt ist.

Nach der Betrachtung dieser Erzeugnisse lustiger Laune überblicken wir noch einmal die Gesamtheit der Ausstellungsbauten. Das Innere aller Hallen zeichnet sich durch schöne, hohe Verhältnisse und lichte, luftige Bauweise aus. Der einheitliche künstlerische Zug, welcher durch alle Hauptgebäude der Anlage geht, wirkt äußerst wohlthuend. Die äußeren und inneren Vorhallen sind zum Theil in reichster Anordnung, mit feinem Formen- und Farbensinn erdacht und durchgeführt. Die reiche Anordnung des Haupt-Ausstellungsplatzes mit seinen Wasserkünsten ist, namentlich unter dem Zauber elektrischer Beleuchtung, von geradezu märchenhafter Wirkung, und man würde in Bezug auf den Architekten unwillkürlich an den Spruch am Gewölbe der Londoner Paulskirche „Si monumentum quare circumspice“ erinnert, wenn das vorliegende „Monument“ nicht leider ein so vergängliches wäre. G. R.

Die entsprechende größte Spannung im Schienenfuß ist

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} = \frac{188 790}{154} = 1226 \text{ kg/qcm.}$$

Als wagerechte Belastung der Schiene werde ein Seitenstoß $= \beta P$ in der Mitte zwischen zwei Schwellen angenommen, welcher bei unverrückbaren Schwellen ein Moment an der Angriffsstelle von $M_2 = 0,171 \beta Pl = 0,171 \beta \cdot 7000 \cdot 93 = 111 321 \beta \text{ kg/cm}$ erzeugt.

Die zugehörige größte Spannung im Schienenfuß ist

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{W_2} = \frac{111 321 \beta}{29} = 3838 \beta \text{ kg/qcm.}$$

Der Beiwerth β ist derart zu wählen, daß sich für σ_2 und σ_1 ein der Wirklichkeit entsprechendes Verhältniß ergibt. Ebenso wenig wie oben zur Berechnung von σ_1 die allerungünstigsten Voraussetzungen gemacht wurden, die Größe von σ_1 vielmehr in Wirklichkeit den berechneten Werth von 1226 kg infolge von senkrechten Stößen, Schwankungen in den Achsbelastungen, mangelhafter Unterstopfung einzelner Schwellen usw. beträchtlich übersteigen kann, ebensowenig darf hier zur Berechnung von σ_2 der größtmögliche Werth von β gewählt werden. Als passender Werth von β dürfte bei gut unterhaltenen Geleisen und bei Geschwindigkeiten von 60–100 km die Stunde $\beta = 0,2$ bis $0,3$ anzunehmen sein.

Man erhält hiermit für

$$\begin{aligned} \beta = 0,2. \quad \sigma_2 &= 768 \text{ kg/qcm} \\ \beta = 0,3. \quad \sigma_2 &= 1152 \text{ kg/qcm.} \end{aligned}$$

Die für den theoretischen Vergleich in Betracht zu ziehende Gesamtspannung ergibt sich für

$$\begin{aligned} \beta = 0,2 \text{ zu } \sigma &= 1226 + 768 = 1994 \text{ kg/qcm} \\ \beta = 0,3 \text{ zu } \sigma &= 1226 + 1152 = 2378 \text{ kg/qcm.} \end{aligned}$$

2. Der neue Oberbau der Berliner Stadtbahn.

$$P = 7000 \text{ kg; } l = 90 \text{ cm; } J = 1352 \text{ cm}^4; C = \frac{25(270 - 20) \cdot 3}{2} = \text{rund } 9700$$

$$\psi = \frac{6 \cdot 2 000 000 \cdot 1352}{9700 \cdot 90^3} = 2,29; \sqrt[3]{\psi} = 1,23$$

$$M_1 = 7000 \cdot 90 \left(0,226 \cdot 1,23 + \frac{0,171}{1 + 4,5 \cdot 1,23} \right) = 630 000 \cdot 0,304 = 191 520 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{191 520}{193} = 992 \text{ kg/qcm}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= 0,171 \cdot \beta \cdot 7000 \cdot 90 = 107 730 \beta \text{ kg/cm} \\ &= 21 546 \text{ kg/cm für } \beta = 0,2 \\ &= 32 319 \text{ kg/cm für } \beta = 0,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{21 546}{39} = 552 \text{ kg für } \beta = 0,2 \\ &= \frac{32 319}{39} = 828 \text{ kg für } \beta = 0,3. \end{aligned}$$

Gesamtspannung:

$$\begin{aligned} \sigma &= 992 + 552 = 1544 \text{ kg für } \beta = 0,2 \\ &= 992 + 828 = 1820 \text{ kg für } \beta = 0,3. \end{aligned}$$

3. Der Oberbau der englischen Midlandbahn.

(Stuhlschienen; siehe Centralblatt der Bauverwaltung 1890, S. 137).

$$P = 7000 \text{ kg; } l = 85 \text{ cm; } J = \text{rd. } 1320 \text{ cm}^4; W_1 = \text{rd. } 170;$$

$$C = \frac{(272 - 22) 25,4 \cdot 3}{2} = 9500$$

$$\psi = \frac{6 \cdot 2 000 000 \cdot 1320}{950 \cdot 85^3} = 2,71; \sqrt[3]{\psi} = 1,28$$

$$M_1 = 7000 \cdot 85 \left(0,226 \cdot 1,28 + \frac{0,171}{1 + 4,5 \cdot 1,28} \right) = 595 000 \cdot 0,314 = 186 830 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{186 830}{170} = 1100 \text{ kg/qcm}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= 0,171 \beta \cdot 7000 \cdot 85 = 101 750 \beta \text{ kg/cm für } \beta = 0,2 \\ &= 30 520 \text{ kg/cm für } \beta = 0,3 \end{aligned}$$

$$\sigma_2 = \frac{20 350}{47} = 433 \text{ kg/qcm für } \beta = 0,2$$

$$= \frac{30 520}{47} = 650 \text{ kg/qcm für } \beta = 0,3.$$

Bei Bildung der größten Gesamtspannung σ ist zu berücksichtigen, daß wegen der besonderen Form des unteren Schienenkopfs σ_1 und σ_2 nicht in dem gleichen Punkte auftreten und daher nicht einfach addirt werden dürfen. Die größte Spannung σ tritt in einem zwischen den zu σ_1 und σ_2 gehörigen Punkten gelegenen Punkte auf und ergibt sich annähernd zu

$$\sigma = 0,93 \sigma_1 + 0,95 \sigma_2 = 0,93 \cdot 1100 + 0,95 \cdot 433 = 1434 \text{ für } \beta = 0,2$$

$$= 0,93 \cdot 1100 + 0,95 \cdot 650 = 1640 \text{ für } \beta = 0,3.$$

Streng genommen treten auch bei den früher betrachteten breitfüßigen Schienen, mit Rücksicht auf die kleine Eckabrundung des Fußes, ähnliche Verhältnisse ein. Von einer zahlenmäßigen Berücksichtigung dieses günstigen Umstandes konnte jedoch bei seiner Geringfügigkeit um so eher abgesehen werden, als andererseits auch bei der Stuhlschiene der günstige Einfluss der theilweisen Schienen einspannung durch den Keil außer Betracht blieb.

4. Der Oberbau der belgischen Staatsbahn (Goliathschienen).

$$P = 7000 \text{ kg; } l = 80 \text{ cm; } J = 1890 \text{ cm}^4; W_1 = 262 \text{ (Fuß);}$$

$$C = \frac{25 \cdot (260 - 20) \cdot 3}{2} = 9000;$$

$$\psi = \frac{6 \cdot 2 000 000 \cdot 1890}{9000 \cdot 80^3} = 4,93; \sqrt[3]{\psi} = 1,49$$

$$M_1 = 7000 \cdot 80 \left(0,226 \cdot 1,49 + \frac{0,171}{1 + 4,5 \cdot 1,49} \right) = 560 000 \cdot 0,359 = 201 040 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{201 040}{262} = 767 \text{ kg/qcm}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= 0,171 \beta \cdot 7000 \cdot 80 = 95 760 \beta \text{ kg/cm für } \beta = 0,2 \\ &= 28 730 \text{ kg/cm für } \beta = 0,3 \end{aligned}$$

$$\sigma_2 = \frac{19 150}{65} = 295 \text{ für } \beta = 0,2$$

$$= \frac{28 730}{65} = 442 \text{ für } \beta = 0,3.$$

Gesamtspannung:

$$\begin{aligned} \sigma &= 767 + 295 = 1062 \text{ kg/qcm für } \beta = 0,2 \\ &= 767 + 442 = 1209 \text{ kg/qcm für } \beta = 0,3. \end{aligned}$$

Zusammenstellung der Werthe von σ .

	$\beta = 0,2$	$\beta = 0,3$
1. Preussische Staatsbahn	$\sigma = 1994$	2378
2. Berliner Stadtbahn	1544	1820
3. Englische Midlandbahn	1434	1640
4. Belgische Staatsbahn	1062	1209.

Die vorstehenden Größtwerte von σ beziehen sich auf das Neuprofil der Schienen, und zwar auf den Schienenfuß. Bei abgefahrenen Schienen sind diese Spannungen naturgemäß größer, jedoch nicht in dem Maße, wie es die Abnahme des Trägheitsmoments erwarten ließe, weil durch die Abnutzung hauptsächlich das Widerstandsmoment des Kopfes, weit weniger aber das hier in Betracht kommende Widerstandsmoment des Fußes geschwächt wird. Außerdem nimmt auch das äußere Kraftmoment M_1 mit kleiner werdendem Trägheitsmoment ab, wie der Ausdruck für M_1 unmittelbar erkennen läßt.

Beispielsweise ergibt sich für die Schiene der preussischen Staatsbahn bei einer Abnutzung von 10 mm Höhe, $J = 796 = 0,77$ des bisherigen Werths, $W = 120$ (Kopf) $= 0,77$ des bisherigen Werths, $W = 137$ (Fuß) $= 0,89$ des bisherigen Werths, $W_0 = 25,6 = 0,89$ des bisherigen Werths.

$$\begin{aligned} M_1 &= 651 000 \cdot 0,273 = 177 723; \sigma_1 = 177 723 : 137 = 1297 \\ \sigma_2 &= 768 : 0,89 = 863 \text{ für } \beta = 0,2 \\ &= 863 \cdot 1,5 = 1294 \text{ für } \beta = 0,3 \\ \sigma &= 1297 + 863 = 2160 \text{ kg/qcm für } \beta = 0,2 \\ &= 1297 + 1294 = 2591 \text{ kg/qcm für } \beta = 0,3. \end{aligned}$$

Im Mittel nimmt hiernach die größte Spannung infolge der Abnutzung von 10 mm Höhe um rund 9 pCt. und einschließlich der Schwächung durch seitliche Abnutzung um rund 10 pCt. zu.

Soll nun die Spannung σ der abgenutzten Schiene den Betrag von 1800 bis höchstens 2000 kg/qcm nicht überschreiten, so muß der Oberbau, namentlich für schnellfahrende Züge ($\beta = 0,3$), verstärkt werden. Diese Verstärkung kann durch Vermehrung der Schwellenzahl oder durch Vergrößerung des Schienenquerschnitts erfolgen.

Legt man auf eine Schienenlänge von 9 m zwei weitere Querswellen ein, so wird $l = 76$ cm, d. h. $= 0,817$ des bisherigen Werths von 93 cm.

$$\psi = 3,3; \sqrt[3]{\psi} = 1,35$$

$$M_1 = 7000 \cdot 76 \cdot 0,33 = 175 560; \sigma_1 = 1140 = 0,93 \text{ des bisherigen Werths}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= 0,817 \text{ des bisherigen Werths} = 627 \text{ für } \beta = 0,2 \\ &= 940 \text{ für } \beta = 0,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_1 + \sigma_2 = 1767 \text{ für } \beta = 0,2 \\ &= 2080 \text{ für } \beta = 0,3. \end{aligned}$$

Bei abgenutzter Schiene steigen die Spannungen um rund 10 pCt., d. h. auf 1940 bzw. 2290 kg/qcm.

Will man für die Schienenverstärkung den gleichen Geldbetrag aufwenden wie für die Schwellenvermehrung, und rechnet man 1 Querschwelle = 40 kg Schienengewicht, so trifft auf 1 m Schiene $40 : 9 = 4,4$ kg Mehrgewicht und 5,6 qcm Querschnittsvergrößerung. Gegenüber dem bisherigen Querschnitt von 42,5 qcm bedeutet dies eine Verstärkung von 1 auf 1,1318. Unter der Annahme, daß der neue Querschnitt dem alten ähnlich sei, findet eine Vergrößerung der linearen Abmessungen von 1 auf $\sqrt[3]{1,1318}$ d. h. 1 auf 1,063, des Trägheitsmoments von 1 auf $1,063^4 = 1,28$, des Widerstandsmoments

von 1 auf 1,2 statt. $\sqrt[3]{\psi}$ vergrößert sich im Verhältniß 1 zu 1,063 und erhält den Werth $1,063 \cdot 1,16 = 1,23$. Ferner wird

$$M_1 = 651 000 \cdot 0,304 = 197 904$$

$$\sigma_1 = 1070 = 0,87 \text{ des bisherigen Werths}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{1}{1,2} \text{ des bisherigen Werths} = 640 \text{ für } \beta = 0,2 \\ &= 960 \text{ für } \beta = 0,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_1 + \sigma_2 = 1710 \text{ für } \beta = 0,2 \\ &= 2030 \text{ für } \beta = 0,3. \end{aligned}$$

Für den abgenutzten Zustand erhält man Spannungen von 1880 bzw. 2230 kg/qcm.

Auf beiden Wegen wird hiernach die Spannung in annähernd gleicher Weise herabgemindert; doch bleibt sie immer noch auf solcher Höhe, daß für Hauptlinien mit großen Zuggeschwindigkeiten eine noch weiter gehende Verstärkung des Oberbaues, etwa nach Art von O. Z. 2 oder 3, angezeigt erscheint.

Der Oberbau der belgischen Staatsbahn bietet gegenüber den anderen Anordnungen eine ganz hervorragende Stärke, welche durch die Forderungen der Betriebssicherheit allein wohl kaum vollständig begründet sein dürfte. Inwieweit die sonstigen, hiermit verknüpften Vorzüge (geringer Unterhaltungsaufwand, ruhiges Fahren usw.) die größeren Herstellungskosten rechtfertigen, darüber kann allein die Erfahrung die Entscheidung bringen.

Anmerkung. Die Ableitung der Formel

$$M_1 = Pl \left(0,226 \sqrt[3]{\psi} + \frac{0,171}{1 + 4,5 \sqrt[3]{\psi}} \right)$$

ist kurz folgende:

Denkt man sich die Querswellen durch zwei Langschwellen von der gleichen wirksamen Bodenfläche ersetzt, so ist die Bettungsziffer f. d. cm bei den Langschwellen offenbar $c = \frac{C}{l}$. Das größte Moment, welches in dem Langschwellenstrang unter einer ruhenden Einzellast entsteht, ist bekanntlich,^{*)} wenn man von dem unter

^{*)} Siehe die Abhandlungen von Zimmermann und von Schwedler in der Ztschr. für Bauwesen 1887 u. 1889.

normalen Verhältnissen geringfügigen Einflusses des Abhebens der Längswelle vom Boden ab, ab, ab,

$$M_0 = \frac{P}{4} \sqrt{\frac{4 EJ}{c}} = 0,25 P \sqrt{\frac{4 EJ}{c}} = 0,25 Pl \sqrt{\frac{4 EJ}{Cl^3}}$$

$$\text{oder} = 0,226 Pl \sqrt{\frac{6 EJ}{Cl^3}} = 0,226 Pl \sqrt{\psi}$$

wenn zum besseren Vergleich mit den Formeln des Trägers auf mehreren nachgiebigen Stützen die Ziffer 4 unter dem Wurzelzeichen durch die Ziffer 6 ersetzt wird.

J bezeichnet hierbei das Trägheitsmoment der Schiene.

Vorstehende Formel gilt annähernd auch für die Belastung durch eine unendliche Reihe gleich großer, in gleichen Abständen a befindlicher Lasten P , wenn a und c groß gegenüber J (Winklers Gleichung).

Das Moment M_1 der Schiene, welches durch eine in der Mitte zwischen zwei Schwellen aufgebraute Einzellast P hervorgerufen wird, ist nun jedenfalls größer als M_0 , und zwar ist der Unterschied am größten für $\psi=0$ (feste Stützen).

Ueber zweckmäßige Einrichtungen von Kliniken.

(Fortsetzung.)

11. Die Waschküchen.

Auch die Waschkücheneinrichtungen weichen nicht wesentlich von denen in anderen Anstalten ab, und es bleibt deshalb hier ebenfalls nur das weniger Bekannte bzw. besonders für Kliniken Wichtige hervorzuheben. Hinsichtlich der Lage, Größe, Bauart, Heizung und Lüftung gilt das bei den Kochküchen (Nr. 10 auf S. 305) in dieser Beziehung Gesagte. Bei Kliniken von geringem Umfange, in welchen Dampf zu anderen Zwecken nicht Verwendung findet, erfolgt die Reinigung der Wäsche in der Regel mit Handbetrieb, bei größeren Kliniken dagegen mit Dampftrieb und Maschinenkraft.

Als Beispiel einer zweckmäßigen Waschküchen-Einrichtung in größerem Maßstabe kann auch hier die im Wirthschaftsgebäude der neuen klinischen Institute in Breslau ausgeführte dienen (Abb. 21 S. 306). Zu der aus dieser Abbildung ohne weiteres verständlichen allgemeinen Anordnung ist im besonderen folgendes zu bemerken. Neben der großen Waschküche befindet sich ein kleiner Raum zur Reinigung inficirter Wäsche, und im Kellergechoß außerdem ein größerer Raum für die Desinfection von Wäsche, Kleidungsstücken, Betten, Matratzen usw. mit dem hierzu erforderlichen, eigenartig construirten Apparate. Die Desinfection hat den Zweck, die in den bezeichneten Gegenständen enthaltenen Ansteckungsstoffe, Ungeziefer usw. zu vernichten, ohne die Stücke stark anzugreifen oder für eine fernere Verwendung unbrauchbar zu machen. Nach neueren Erfahrungen geschieht dies am besten durch eine combinirte Behandlung der Gegenstände mit trockener und feuchter Hitze (heiße Luft und strömende Wasserdämpfe) in Verbindung mit kräftiger Lüftung. Der Desinfectionsapparat ist, wenn thunlich, so groß herzustellen, daß erforderlichenfalls ein ganzes Bett eingebracht werden kann. Es ist dafür Sorge zu tragen, daß der Weg, auf welchem die inficirten Stücke in den Apparat gebracht werden, von demjenigen gänzlich getrennt ist, auf welchem die desinfectirten Gegenstände fortgeschafft werden.

Ein zweckmäßig eingerichteter Desinfectionsapparat (System Schimmel) mit combinirter Behandlung der zu reinigenden Gegenstände, in der vorangegebenen Größe und Construction, ist in Abb. 23 dargestellt. Er hat eine Länge von 2 m bei 1 m Breite und 1,2 m Höhe, ist von Blech in elliptischer Form hergestellt, mit schlechten Wärmeleitern umhüllt und mit einem zur Aufnahme der zu desinfectirenden Gegenstände bestimmten ausfahrbaren Wagen ver-

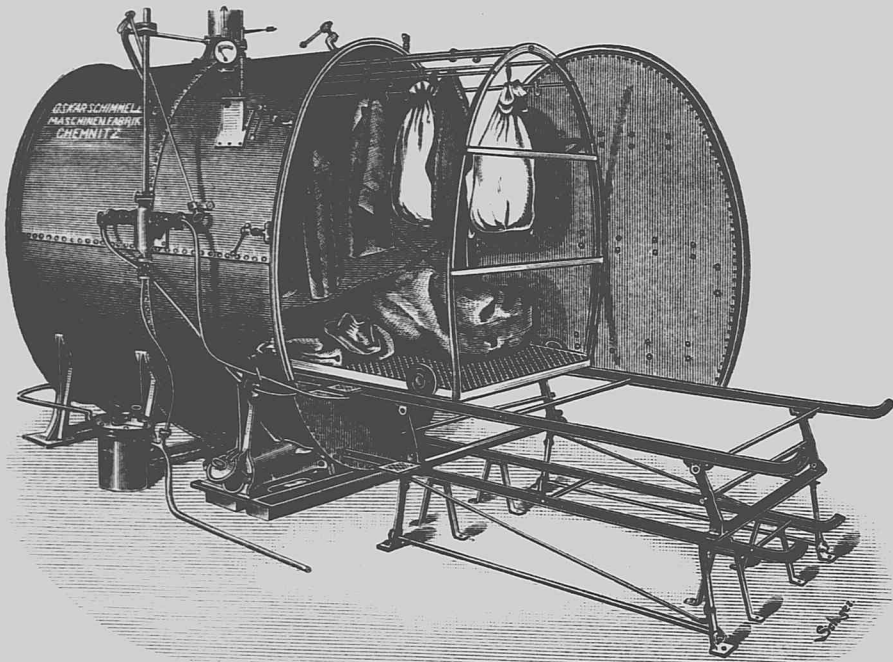


Abb. 23. Desinfectionsapparat in elliptischer Form.

Hierfür ist $M_0=0$, $M_1=0,171 Pl$, somit Unterschied $U=0,171 Pl$. Mit wachsendem ψ nimmt U ab und kann für $\psi=\infty$ gleich Null gesetzt werden.

Diesen Bedingungen genügt die Function

$$U = 0,171 Pl : (1 + \alpha \sqrt{\psi})$$

Wählt man $\alpha=4,5$, setzt also

$$M_1 = \left(0,226 \sqrt{\psi} + \frac{0,171}{1 + 4,5 \sqrt{\psi}} \right) Pl$$

so stimmen die hiermit berechneten Werthe von M_1 sehr gut mit anderweitig bestimmten Zwischenwerthen von M_1 überein, wie aus folgender Zusammenstellung ersichtlich ist, in welcher die von Schwedler für einen Balken auf acht nachgiebigen Stützen berechneten Werthe angeführt sind (siehe Ztschr. f. Bauwesen 1889).

	$\psi=4$	2	1	0,5	0
Formel	$M_1=0,342$	0,296	0,257	0,225	0,171 Pl
Swedler	$M_1=0,337$	0,294	0,255	0,226	0,173 Pl

Karlsruhe, im Juni 1890.

Fr. Engelfser.

sehen. Im unteren Theile liegt ein System von geschlossenen Dampfrohren zur Erzeugung der trocknen Hitze, und darüber ein mit kleinen Löchern versehenes Rohr, durch welches freier Dampf in den Apparat eingelassen werden kann.

Hinsichtlich des Ganges des Reinigungsverfahrens der Wäsche in den Küchenräumen mit Dampftrieb und Maschinenkraft ist folgendes zu bemerken. Die in den einzelnen Stationen gesammelte unreine Wäsche wird in Drillichbeuteln nach einem neben der Waschküche belegenen Raum geschafft und hier sortirt. Von dort gelangt die Wäsche in die Einweichbottiche und von diesen in die Waschmaschinen, oder bei stark verunreinigtem Zustande in besondere

Kochfässer. Nach Entnahme der Wäsche aus diesen Apparaten wird dieselbe in die Spülmaschinen und von dort in die Ausschleudermaschinen (Centrifugen) geschafft, sodann im Winter in sogenannten Schnelltrockenapparaten, im Sommer auf Trockenböden vom Wasser gänzlich befreit, hierauf gerollt bzw. geplättet und alsdann in die Wäschekammern gebracht. Diesem Gange des Reinigungsverfahrens entsprechend sind die einzelnen Apparate so aufzustellen, daß der Betrieb in ununterbrochener Reihenfolge stattfinden kann.

Von den zahlreichen Wäsche-Reinigungsapparaten für größere Betriebe verdienen die in letzter Zeit vervollkommenen Waschmaschinen und Schnelltrockenapparate Erwähnung. Unter den

Waschmaschinen haben sich besonders die Hammermaschinen (System Schimmel) und neuerdings die Trommelmaschinen (System ter Welp) gut bewährt. In ersteren (vergl. Abb. 24) erfolgt die Reinigung durch die Bewegung messingener Walkhämmer, welche entsprechend ihrer Befestigung an einer doppelt gekrümmten Welle nach verschiedenen Seiten ausschlagen. Auf jeder Seite der Hämmer bilden sich in besonderen Ausbuchtungen des Apparates zwei Wäscheknäuel, welche beim jedesmaligen Vorwärtsgange der Hämmer gegen die Wände des Troges gepreßt werden, beim Rückwärtsgange der Hämmer aber zurückfallen und sich wenden. Durch das dabei stattfindende abwechselnde Auspressen und Aufsaugen der Waschlauge wird der Schmutz in den Stücken gründlich gelöst.

In den Trommelmaschinen (Abb. 25) erfolgt die Reinigung der Wäsche durch die Bewegung einer um etwa 20 Grad geneigten Trommel von gewelltem Blech um eine wagerechte Achse. Die mit Lauge zur Hälfte gefüllte Trommel macht mit Hilfe eines Wende-

getriebes 15 Drehungen nach rechts und 15 nach links. Durch diese Bearbeitung der Wäsche geht die Lösung des Schmutzes gut vor sich, was noch dadurch befördert werden kann, daß die Waschlauge durch Zuleitung von Dampf zum Kochen gebracht wird. Diese Maschinen gewähren den Vortheil, daß die Wäsche darin auch gespült werden kann, was in den beiden zur Hälfte durchlochten Böden erreicht wird. Durch die gelochte Hälfte wird bei tiefer Stellung das Wasser abgefangen, während es aus der geschlossenen Hälfte in hoher Stellung nach dem hohlen Drehzapfen abfließt, wodurch die Wäsche während des Ganges der Maschine von der Schmutzlauge befreit und in der Hauptsache rein gespült wird. Den Trommelmaschinen wird von den klinischen Verwaltungen im allgemeinen der Vorzug gegeben, weil die Wäsche in denselben mehr geschont wird als in den Hammermaschinen.

Unter den Trockenapparaten verschiedener Construction sind für kleinere Betriebe solche mit Ausziehschiebern (Coulissen) ohne Maschinenkraft (Abb. 26), und für größere Betriebe die eigenartigen Schim-

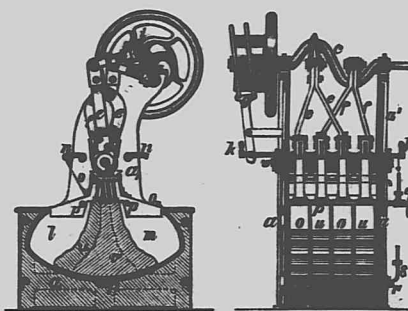


Abb. 24. Schimmels Hammer-Waschmaschine.

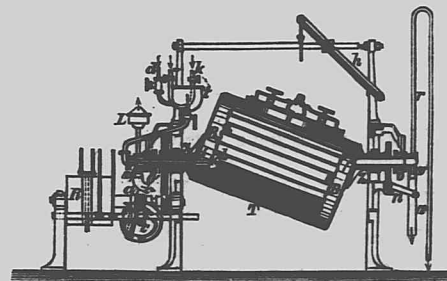


Abb. 25. Schimmels Trommel-Waschmaschine (System ter Welp).

melschen Maschinen (Abb. 27) bemerkenswerth. Während die ersteren einer Erläuterung nicht weiter bedürfen, ist hinsichtlich der letzteren zu erwähnen, daß in ihnen das Trocknen der Wäsche in großen (7 bis 12 m langen, 2 bis 3 m breiten) Gehäusen aus Eisenblech erfolgt, in welchen auf beiden Seiten mit Ausschnitten versehene Ketten ohne Ende laufen. Die Wäsche, auf Holzstäben in den Ausschnitten der Ketten liegend, wird langsam durch die Maschine geführt und fällt am Ende derselben in dort aufgestellte Kästen. Die Erwärmung des Inneren erfolgt durch ein System von geschlossenen Dampfrohren, unter welche von außen frische Luft tritt, während die mit Wasserdunst gesättigte Luft an der Decke entweicht. An den Langseiten des Apparates sind verglaste Oeffnungen angebracht, welche die notwendige Zuführung des Tageslichts während des Trockenvorganges ermöglichen.

Die Trockenböden, welche für den Sommerbetrieb zur Verwendung kommen, sind durch Oeffnungen in den Wänden und im First, die mit Jalousien versehen werden, gut zu lüften, auch gegen Rufs und Staub thunlichst zu schützen.

Die auf dem Gebiete der Wäscherei-Einrichtungen besonders bekannte Firma O. Schimmel u. Co. in Chemnitz liefert nicht nur Apparate der in den Abb. 23 bis 27*) dargestellten Constructionen mit Maschinenbetrieb, sondern für kleinere Anstalten, in denen ein Motor zum Betriebe fehlt, jedoch Dampf und billige Arbeitskräfte zur Verfügung stehen, auch ähnlich construirte Apparate für Handbetrieb. Die Wascheinrichtungen in kleinen Kliniken ohne Dampftrieb und Maschinenkraft weichen von den sonst üblichen wenig ab, und es kann deshalb von einer Beschreibung derselben abgesehen werden.

*) Diese Abbildungen sind der von der genannten Maschinenfabrik veröffentlichten Broschüre entnommen.

12. Die Theeküchen.

Die allgemein mit dem Namen „Theeküchen“ bezeichneten Räume dienen nicht nur zur Bereitung von Thee, sondern auch zum Kochen von Milch, Hafergrütze usw., desgleichen für die Zubereitung der während der Nacht etwa erforderlichen warmen Getränke und Speisen; außerdem finden dieselben zur Reinigung und Aufbewahrung der für die einzelnen Krankenabtheilungen bestimmten Es- und Trinkgeschirre Verwendung. In den neueren Kliniken in Göttingen und Breslau sind besondere Theeküchen nicht eingerichtet worden; an deren Stelle treten dort Räume zum Anrichten und Vertheilen der aus dem Wirthschaftsgebäude eingelieferten Speisen und Ge-

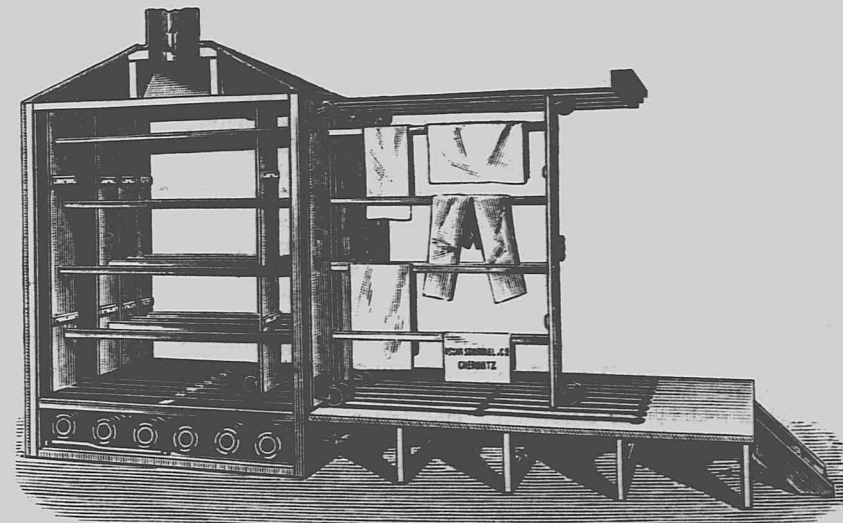


Abb. 26. Wäschetrocknenapparat mit Ausziehschiebern (Coulissen).

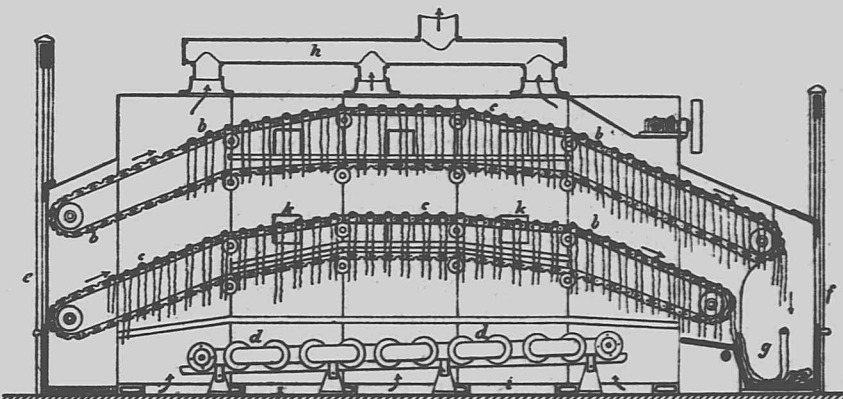


Abb. 27. Schimmels Wäschetrocknenmaschine (Patent).

tränke, welche mit der im Untergeschoß belegenen Anrichte- bzw. Spülküche durch kleine Aufzüge in Verbindung stehen.

Für die Theeküchen genügen Räume mit bescheidenen Abmessungen, welche am zweckmäßigsten in unmittelbarer Nähe der Krankensäle anzuordnen sind. In der Regel genügt eine Theeküche für je 10 bis 15 Kranke. Die häufig mit indirecter Beleuchtung vom Flurgange oder einem anderen Raume aus (vgl. Abb. 15, S. 40) hergestellten Theeküchen sind nicht zu empfehlen; zweckmäßiger ist eine Anordnung wie in Abb. 17 (S. 305) dargestellt, mit unmittelbarer Beleuchtung von außen, wegen der wünschenswerthen Lüftung dieser Räume und des bequemeren Gebrauchs bei Tage. Die Theeküchen sind sehr sauber zu halten und dementsprechend mit einem Steinfußboden (Terrazzo oder Fliesen) auszustatten, auch mit Oelfarbenanstrich auf den Wänden zu versehen; für ausreichende Heizung und Lüftung ist gleichfalls zu sorgen. Ihrer Bestimmung entsprechend sind diese Räume mit folgenden Gegenständen auszustatten: a) mit einem Spül-

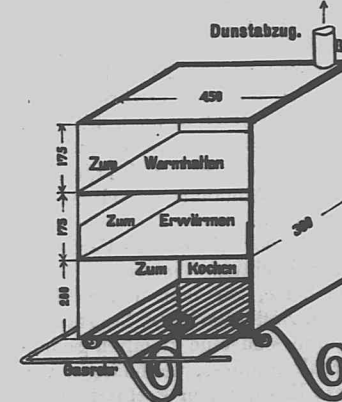


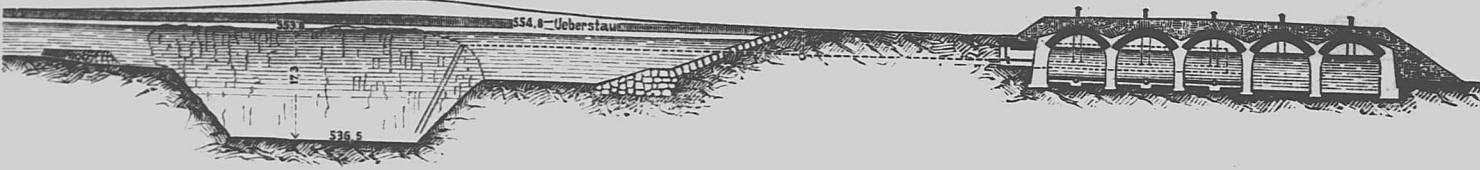
Abb. 28. Wärmeschrank mit Gaskocher.

tisch, welcher Zuleitungen für kaltes und warmes Wasser erhält; b) mit einem kleinen Wärmeschrank; c) mit einem Gaskochapparat; d) mit einem Geschirrschrank; e) einem Wandschränken für Theebüchsen und Arzneien; f) bisweilen auch mit einem kleinen Eisschrank. Eine zweckmäßige Verbindung des Wärmeschrankes mit

Der Kühltisch der neuen Wasserleitung in Iglau (Mähren).

Die etwa 23 000 Einwohner zählende Stadt Iglau in Mähren besaß seit längerer Zeit eine alte Wasserleitung, welche das Trink- und Gebrauchswasser aus mehreren Teichen außerhalb der Stadt entnahm und in hölzernen Röhren den Verbrauchsstellen zuführte. Die Beschaffenheit dieses Wassers liefs sowohl hinsichtlich der chemischen Zusammensetzung, wie bezüglich der Wärme, welche letztere zwischen mehr als 20° C. im Sommer und 1—3° C. im Winter schwankte, sehr viel zu wünschen übrig.

Man entschloß sich zur Anlage einer neuen Wasserleitung, welche man aus den Quellen des die Stadt umgebenden Waldgebietes zu speisen beabsichtigte. Untersuchungen ergaben zwar die vorzügliche Beschaffenheit des Quellwassers, indessen auch die unzureichende Menge desselben während der trockenen Jahreszeit. Man mußte sich schließlich überzeugen, daß die einzige, jederzeit für die Versorgung der Stadt genügende Wassermenge nur in eben jenen Teichen zu finden war, welche schon die alte Wasserleitung gespeist hatten. Bei näherer Prüfung fand man, daß das den Teichen zufließende Wasser in seiner chemischen Zusammensetzung durchaus den Anforderungen entspricht, welche an ein gutes Trinkwasser gestellt werden, und daß die Verschlechterung des Wassers somit erst in den Teichen und in der Rohrleitung eingetreten war, weil man



Schnitt durch den Kühltisch.

die ersteren seit undenklichen Zeiten nicht gereinigt hatte, und das Holz der letzteren größtentheils in Fäulnis übergegangen war.

In der Erwägung, daß der schlimmste Uebelstand durch gründliche Ausräumung und zukünftige Reinhaltung der Teiche sowie durch zweckentsprechende Erneuerung der Rohrleitung sich beseitigen ließe, entschloß man sich daher, die alte Wasser-Entnahmestelle beizubehalten. Es verblieb freilich noch der oben erwähnte, auch anderwärts so oft empfundene Uebelstand, daß die Wärme des Wassers großen Schwankungen ausgesetzt war, sich zu allen Jahreszeiten der Luftwärme näherte. Auf Anregung des Entwurfs-Verfassers, Oberbaupraktikers Oelwein der K. K. Generaldirection der österreichischen Staatseisenbahnen, ist zur Behebung bzw. Milderung dieses Uebelstandes eine von demselben „Kühltisch“ genannte Anlage ausgeführt worden, unseres Wissens zum ersten Male.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß in stehenden Gewässern die Wasserwärme in der Tiefe weit beständiger ist, als an der Oberfläche. Besondere Beobachtungen in dieser Hinsicht lagen von einigen österreichischen Alpenseen vor, von welchen der Atter- und Mondsee nur geringe, der Gmündener und Hallstädter See dagegen starke Zuflüsse besitzen. Nach diesen Beobachtungen fand sich im Atter- und Mondsee (geringer Zufluß) bei 14—19° C. Wasserwärme in der Oberfläche bis 10 m Tiefe nur eine geringe Abnahme derselben; in 15 m Tiefe sinkt die Wasserwärme aber auf 8—9° und in 20 m Tiefe auf 5,3—7°. In größerer Tiefe vermindert sich die Wasserwärme dann wieder nur sehr unbedeutend und beträgt bei 189,6 m noch 4,25° C. Wesentlich anders ergeben sich die Verhältnisse bei dem Gmündener und Hallstädter See, welche starke Zuflüsse besitzen. Bei 11,5—16° Wasserwärme in der Oberfläche konnte eine Abnahme derselben auf etwa 5° erst in 60 m Tiefe festgestellt werden.

Aus diesen Wahrnehmungen, welche der Entwurfs-Verfasser durch anderweitige Beobachtungen in Schächten, Cisternen, Thal-sperrern und Teichen bestätigt gefunden hatte, zog man den Schluß, daß in stehenden Gewässern mit geringen Zuflüssen bzw. langsamem Wasserwechsel in einer Tiefe von 15—20 m sich eine ziemlich gleichmäßige Wasserwärme von 5—6,5° C. erhalten müsse, unabhängig von der Wärme an der Oberfläche. Auf diese Erwägungen gestützt wurde in dem untersten der Teiche, aus welchem das Wasser entnommen wird, eine mit dem Namen „Kühltisch“ belegte Vertiefung ausgeführt, deren Sohle 17,3 m unter dem normalen Teichwasserspiegel liegt (vgl. vorstehende Abbildung). Dieser Kühltisch hat einen Fassungsraum

dem Gaskocher zeigt die im Kinderhospital in Berlin getroffene Anordnung (Abb. 28); dort befindet sich der bezeichnete Apparat im Zimmer der Wärterin, da eine Theeküche fehlt. Für eine vollkommene Abführung der Verbrennungsproducte und Dünste aus dem Gaskochapparat ist jedenfalls Sorge zu tragen.

(Schluß folgt.)

von 10 500 cbm erhalten, gleich dem 17fachen gegenwärtigen Tagesbedarf, welcher etwa 600 cbm beträgt, sodafs der Wasserwechsel ziemlich langsam sich vollzieht. Mit Hilfe zweier Rohre wird das Wasser aus den tiefsten Schichten des Schachtes entnommen und auf die Filter geleitet. Es sei bemerkt, daß die örtlichen Verhältnisse der Anlage des unter der Teichsohle 11,4 m tiefen Schachtes insofern außerordentlich günstig waren, als größtentheils fester Gneis gebrochen wurde, welcher sogleich zur Mauerung der Filterkammern usw. verwendet werden konnte.

Um die Wirkung des am 20. Juni 1887 in Thätigkeit gesetzten Kühltisches festzustellen, wurden seit dem 1. Mai 1887 regelmäßige Beobachtungen angestellt über:

- a) die mittlere Luftwärme von 7 Uhr früh bis 7 Uhr abends,
- b) die Wärme des Wassers in den Teichen 1 m unter dem Wasserspiegel,
- c) die Wärme des Wassers in den Reinwasserkammern, nachdem dasselbe die Filter durchlaufen hatte.

Diese für das Jahr 1887 mitgetheilten Beobachtungen lassen die vorteilhafte Wirkung des Kühltisches im großen und ganzen erkennen, wenn wegen einiger in der ersten Zeit des Betriebes ein-

getretenen Unregelmäßigkeiten ein ganz zutreffendes Bild auch noch nicht gewonnen werden kann.

Am 20. Juni 1887, dem Tage der Ingebrauchnahme des Kühltisches, zeigte das Wasser im Teiche und in den Reinwasserkammern die gleiche Wärme von 13,5° C. Von hier ab folgt die Temperatur des Teichwassers im allgemeinen der Luftwärme und ist am 3.—5. Juli schon bis auf 22° C. gestiegen. In den Reinwasserkammern war dagegen unter dem Einflusse des Kühltisches die Temperatur innerhalb sechs Tagen auf 9,6° C. gefallen; sie hob sich in den nächsten Tagen zwar wieder bis auf 12° C., blieb aber immer wesentlich hinter der Wasserwärme im Teiche zurück. Der größte Unterschied wurde am 3. Juli 1887 mit 10,5° C. beobachtet. In der ganzen Zeit bis Ende September, in welcher die Wärme des Teichwassers bis zu 23° betrug und beträchtlichen Schwankungen unterlag, zeigte das der Leitung zufließende Wasser stets eine gleichmäßige, bedeutend niedrigere Temperatur. Ein auffallendes Ansteigen der letzteren trat nur in der Zeit vom 4.—24. August ein, während welcher das Teichwasser gerade verhältnismäßig kühl war. Diese Erscheinung wird durch eine Unregelmäßigkeit in der Zuleitung des Wassers erklärt, ein Fall, der nicht mehr eintreten kann, nachdem alle Teiche vorschriftsmäßig gefüllt sind und bei aufmerksamer Bedienung dauernd in diesem Zustande erhalten werden können. In der kälteren Jahreszeit bis Ende des Monats December, in welcher die Wärme des Teichwassers bis unter 2° C. sinkt, ist die vorteilhafte Wirkung des Kühltisches zwar auch noch erkennbar, indessen bewirkt derselbe doch nur eine Erhöhung der Wasserwärme um 1—2° C. Immerhin erscheint der wichtigste Zweck, die Ermäßigung der Wasserwärme während der heißen Sommermonate, in beachtenswerther Weise erreicht. Diese günstige Wirkung ist nach der erteilten Auskunft während des weiteren Betriebes in den Jahren 1888 und 1889 in gleicher Weise hervorgetreten. Die höchste Temperatur des Leitungswassers blieb um 6,8 bis 9,5° C. hinter der größten Wasserwärme in den Teichen zurück. Offenbar würde der Einfluß des Kühltisches sich in noch höherem Maße geltend machen, wenn die Tiefe bis auf etwa 20 m vergrößert würde und auch der Fassungsraum noch erweitert worden wäre, sodafs der Wasserwechsel sich möglichst langsam vollzieht.

Nähere Mittheilungen über die besprochene Anlage finden sich im Jahrgang 1888, Heft III, der Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins.

Die Architektur auf der diesjährigen Berliner Kunstausstellung.

(Schluß.)

Mit der allenthalben und besonders auch in Berlin neuerdings hervorgetretenen Regsamkeit auf dem Gebiete des Kirchenbaues hängt es wohl zusammen, daß nicht weniger als 13 der ausgestellten 24 Arbeiten Kirchenentwürfe sind. Auch von ihnen sind uns verschiedene bereits aus Preisbewerbungen wohlbekannt; so die drei Pläne, mit denen C. Dofflein vertreten ist: eine Kaiserin Augusta-Gedächtniskirche für Berlin, eine preisgekrönte Garnisonkirche für Straßburg und eine katholische Pfarrkirche für das Gartenfeld in Mainz, durchweg sehr verdienstliche Arbeiten, auf die näher einzugehen wir hier aber unterlassen dürfen, da sie ihrer Zeit in diesen Blättern Erwähnung oder Besprechung bereits gefunden haben.*)

Einen Wettbewerbs-Entwurf zur Berliner Kaiserin Augusta-Gedächtniskirche hat auch Joh. Otzen ausgestellt. Im übrigen sind die Kirchenpläne dieses Meisters — er führt deren nicht weniger als acht im Bilde, meist in farbigen Gesamtansichten, vor — wohl durchweg für die Ausführung bestimmt und sprechen beredt von dem ausgedehnten Wirken Otzens auf dem Gebiete der neueren kirchlichen Baukunst. Im Vordergrund steht seine Lutherkirche, die er auf dem Dennewitzplatze in Berlin errichten wird, und deren Grundsteinlegung in nächster Zeit bevorsteht.**)

Ihr schließen sich an die Kirchen für Ludwigshafen, Dessau und Apolda, ferner eine neue Kirche für Altona, eine solche für Bernburg-Waldau und die Wiederherstellung der Peter und Paulskirche in Liegnitz.***) Otzens Verdienste um das evangelische Kirchenbauwesen sind bekannt. Er hat wesentlich an der Entwicklung desjenigen Kirchengrundrisses mitgewirkt, der, ohne die Vorzüge der aus katholischer Zeit überlieferten Vorbilder allesamt über Bord zu werfen, den Programmbedingungen des protestantischen Kirchenbaues gerecht wird und dabei zu ebenso zweckmäßigen wie schönen Raumbildungen geführt hat. Die ausgestellten Pläne geben weitere Beiträge zur Lösung dieses Vorwurfes. Die Kirchen sind zum Theil zweischiffig, d. h. es ist unsymmetrisch neben das Haupthaus ein mit Emporen versehenes Seitenschiff gelegt, meist jedoch ist jene Grundrisanordnung gewählt, bei der eine dreischiffige Anlage zu Grunde liegt, die Seitenschiffe aber zu Gängen, in denen höchstens einige Bänke der Länge nach Aufstellung finden, zusammengedrückt sind. In einem solchen Falle, bei der Gedächtniskirche, sind die Gänge im Obergeschoße zu stark vorgekragten Emporen erweitert. Die Thürme, die gewöhnlich über dem Haupteingange stehen, sind zumeist neben der Westfront, aber auch mitten vor dieser oder zur Seite des Langhauses angeordnet. Die Nebenräume, Sacristei usw., legt Otzen gern in niedrigen Anbauten um den Chor, dessen Aufsenscheinung darunter freilich oft leidet; doch begegnen wir in der auf eingebautem Grundstück errichteten Ludwigshafener Kirche auch einer Lösung, wo die Nebenräume — hier allerdings in unmittelbarer Verbindung mit dem Pfarrhause — der Kirche malerisch und in losem Zusammenhange auf der Nordostseite angeschlossen sind. Im Aufbau zeigen die ausgestellten Entwürfe, bei denen sich ein zielbewusstes Hinarbeiten auf Einfachheit erkennen läßt, fast durchweg die Otzen eigenthümliche Behandlungsweise des Backsteinbaues. In einem Falle, bei der Bernburg-Waldauer Kirche, ist der Künstler von dem gewohnten Wege abgegangen und hat sich, augenscheinlich mit Rücksicht auf den Baustein und die Stilüberlieferung der Gegend, zu einer Hausteinkirche romanischer Bauweise entschlossen. Ein gleicher Entschluß hätte, wenigstens was das Material betrifft, wohl auch bei der Ludwigshafener Kirche mehr den örtlichen Verhältnissen entsprochen. — Mit einem Plane von Löffler-Berlin zu einem evangelischen Gotteshause von 1642 Sitzplätzen für eine Berliner Gemeinde schließt die Reihe der Kirchenentwürfe. Der Bestimmungsort wird nicht angegeben. Ist der Aufbau auch nicht durchweg glücklich in seinen Verhältnissen und im Maßstabe seiner Einzelheiten, so ist der eingeschlagene Weg, die Wahl des alten nordischen Backsteinbaues zur Richtschnur, als der zweifellos richtige zu begrüßen.

Der Rest sind Profanbauten. Mit Wohnhäusern sind O. March-Charlottenburg und Felix Wolff-Berlin vertreten. Ein „Landhaus Linderode“ des letzteren, welches im unklaren darüber läßt, ob es

*) Vgl. Centralblatt der Bauverwaltung 1890, S. 144, bzw. 1889, S. 505 und 109.

**) Der Plan dieser Kirche wird binnen kurzem im Centralblatt der Bauverwaltung zur Veröffentlichung gelangen.

***) Vgl. Centralblatt der Bauverwaltung 1889, S. 107.

Zur Frage der Durchbiegungsmessungen und des Einflusses der Fahrgeschwindigkeit auf die Beanspruchung eiserner Brücken

liefern die in Nr. 12 und 15 des 15. Bandes der Schweizerischen Bauzeitung veröffentlichten Mittheilungen über die Ergebnisse der

in Hausteine oder Putz ausgeführt gedacht ist, bietet nichts bemerkenswerthes. Die Marchschen Häuser, eine „Villa Grünberg“ am Sachsenring in Köln und ein „Herrenhaus Murkwitz“ im Posenschen, geben den Verhältnissen von Stadt bzw. Land gut angepaßte Beispiele für zweckmäßig wohnliches Zusammenfassen der Hauptwohnräume und derjenigen Wirtschaftsräume, die der Hausfrau bequem gelegt werden müssen, in einem Geschoße. Die Architektur beider Gebäude ist in gesunder Schlichtheit entworfen, das Herrenhaus in Backsteinbau mit überhängendem Ziegeldache und geputzten, mit etwas farbigem Schmucke versehenen Nischen am Hauptgiebel, das städtische Haus in barocken Formen, die sich aber für die gewählte mehr malerische Gesamtanordnung des Aufbaues als nicht geeignet erweisen.

Jeder der letztgenannten beiden Architekten bietet auch den Plan zu einem großen Kaufhause, der jetzt der Privatarchitektur in der Großstadt so häufig gestellten, nicht ganz leichten Aufgabe. Wolff giebt den Entwurf zu einer ausgedehnten Bazaranlage, die nahezu das ganze Straßenviertel zwischen Werderschem Markt und Oberwallstraße, Werder- und Jägerstraße in Berlin bedeckt. Die ziemlich ungeschlachten, bis auf einzelne Portalachsen und Rundbauten an den Straßenecken ganz in Oeffnungen aufgelösten Gebäudefronten ziehen wenig an, und auch im Grundrisse vermögen wir keine muster-gültige Lösung zu erkennen für ein derartiges Geschäftshaus, bei dem es Aufgabe ist, das ganze Innere so frei zu gestalten, daß es für die jederzeit leichte und bequeme Unterbringung der häufig wechselnden, mit den verschiedensten Ansprüchen auftretenden einzelnen Geschäftszweige geeignet ist. Weit glücklicher erscheint sowohl in dieser Beziehung als auch was die Architektur anlangt, der Marchsche, bereits in Ausführung begriffene Entwurf für das Berliner Kaufhaus „Zum Hausvoigt“ an der Ecke der Mohrenstraße und des Platzes, von welchem das Haus seinen Namen entlehnt und gegen den es seine hohe Giebel-Hauptfront kehrt. Das Wesen des Kaufhauses ist in der Außenscheinung gut zum Ausdruck gebracht, ohne daß, wie man dies an so vielen neueren Ausführungen der gleichen Gattung beobachtet, das für eine befriedigende ästhetische Wirkung unentbehrliche steinerne Gerüst des Architektursystems der übertriebenen Sucht nach Schaufensterfläche geopfert und durch eine für die Massenwirkung verlorene Eisenconstruktion ersetzt ist. Besondere Schwierigkeiten erwuchsen dem Architekten daraus, daß er sich mit den „Mohren-colonnaden“, hinter deren nördliche sich das zu bebauende Grundstück schiebt, abzufinden hatte. Doch auch für diese heikle Aufgabe ist ihm eine Lösung gelungen, die dem geschichtlichen Bauwerke sein Recht läßt, ohne einen Mißklang in die Gesamterscheinung des Neubaus und des Straßensbildes zu bringen.

Nach kurzem Blick auf einen Wettbewerbsentwurf von Fingerling-Berlin zu einem Rathhause für Wilhelmshaven, auf eine hübsche Wohnhausfront von O. Sommer in Frankfurt a. M. und auf G. Ebes Modell für die eigenartig gestaltete, doch was die Bühnenwand betrifft noch nicht recht gelöste Prosceniumsecke des unter seiner Leitung umgebauten Concordia-Saaltheaters in der Friedrichstraße wenden wir uns zur letzten der ausgestellten Arbeiten, die übrigens der Architektur nur lose angehört, zu der trefflichen Darstellung des monumentalen Brunnens, den H. Stöckhardt im engeren Wettbewerbe für Erfurt entworfen hat und in Gemeinschaft mit dem Bildhauer H. Hoffmeister jetzt dort zur Ausführung bringt. Die Stadt Erfurt ist zu diesem Brunnen der am Schlusse des „Angers“ Aufstellung findet, und den sie der Beihilfe des preussischen Cultusministeriums verdankt, zu beglückwünschen. In edlen Verhältnissen und wohlhabender Umrisslinie erhebt sich über sandsteinernem Doppelbecken ein 12 m hoher, schlanker Obelisk in schwedischem Granit. Zu Seiten seines schön profilirten Sockels ruhen „Gartenbau“ und „Gewerbe“, verkörpert in den Gestalten eines anmuthigen Weibes und eines kraftvollen, an einen Hephäst erinnernden Mannes. Putten sind schwebend am Sockel befestigt, an dessen Vorderseite ein Delphin und eine Maske breite Wasserstrahlen in die abgestuften Becken speien. An der Ausführung ist bemerkenswerth, daß die Metalltheile soweit als möglich, insbesondere auch die großen Figuren, in Kupfer getrieben sind,*) eine Bedingung, welche in dankenswerther Weise die Kunstcommission des Cultusministeriums stellte, um dieser leider in unserer Zeit so wenig angewandten Technik bei dieser Gelegenheit einmal eine lohnende Aufgabe zu schaffen.

Hd.

*) Durch den Erzgießer H. Howaldt in Braunschweig.

Probabelastung der im ganzen 1455 m langen Eisenbahnbrücke über die Dordogne bei Cubzac einen sehr bemerkenswerthen Beitrag:

Die Belastung sowohl als auch die Messung und die Bestimmung der rechnungsmässigen Durchbiegungen wurden nämlich mit Sorgfalt durchgeführt, wobei sich gute Uebereinstimmung zwischen den Rechnungswerten und den Versuchszahlen ergab. Es wird aber in dem Bericht offen gesagt, daß diese Uebereinstimmung nur einer unrichtigen Annahme hinsichtlich des Elasticitätsmaßes zuzuschreiben sei. Dieses wurde zu 1600 t in die Rechnung eingeführt, während es bis 2200 t betragen kann. „Auf diese Weise wurde also eine von den Füllungsmitgliedern herrührende (in der Rechnung anscheinend vernachlässigte) Einsenkung von möglicherweise bis etwa 27 pCt. des Ganzen durch eine unrichtige Annahme des Elasticitätsmoduls gedeckt. Daß bei diesem allgemein üblichen Verfahren doch noch ordentliche Uebereinstimmung zwischen Rechnung und Beobachtung gefunden wird, beweist nur, daß das Verhältnis, in welchem die den beiden verschiedenen Ursachen zukommenden Einsenkungen zu einander stehen, für das nämliche Trägersystem ein ziemlich gleichbleibendes ist, während man sich freilich beim Uebergang zu anderen Systemen wieder durch eine andere Wahl des Elasticitätsmoduls helfen muß“, um — so ergänzen wir den Wortlaut des Berichtes — die gewünschte Uebereinstimmung zwischen Beobachtung und Rechnung künstlich herbeizuführen. Weiter: „Einen wirklichen Werth für die Beurteilung des Zustandes einer Brücke kann die Beobachtung ihrer Einsenkung nur dann haben — in diesem Falle ist ihr derselbe aber auch durchaus nicht abzustreiten — wenn 1) die Berechnung der Einsenkung mit aller erreichbaren Schärfe geschieht, also jedenfalls mit Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes und der scherenden Kräfte, bzw. der Formänderung der Füllungsglieder, und wenn 2) für den Elasticitätsmodul ein aus den Materialproben, wie sie ja für jedes bedeutendere Bauwerk ausgeführt werden, abgeleiteter Werth eingeführt wird“. Die vorstehenden wörtlichen Ausführungen zeigen, mit welchem Grade von Selbsttäuschung — um nicht eine schärfere Bezeichnung zu brauchen — man die Durchbiegungsmessungen gewöhnlich handhabt. Hierin würde durch die Einhaltung der beiden im Berichte aufgestellten Bedingungen wohl ein gewisser Fortschritt zum Besseren herbeigeführt werden. Daß die Beobachtung der Einsenkungen dann allgemein von großem Werthe sei, müssen wir aber dem Verfasser dennoch bestreiten. Die Gründe, auf die wir uns hierbei stützen, sind schon im Jahre 1883 auf S. 417 und 418 des Centralblattes der Bauverwaltung eingehend erörtert und bisher nicht widerlegt worden.

Hinsichtlich des Einflusses der Fahrgeschwindigkeit auf die Beanspruchung, bzw. die Durchbiegung eiserner Brücken besteht zur Zeit noch keine Uebereinstimmung der Ansichten. Während Einzelne auf diesen Fall die Gesetze des gewichtlosen, unter dem Einflusse einer plötzlichen Belastung schwingenden Stabes anwenden wollen und demgemäß den doppelten Betrag der Durchbiegung für ruhende Last als den oberen Grenzwert ansehen, welchem sich die Durchbiegung um so mehr nähern müsse, je größer die Fahrgeschwindigkeit wird, halten Andere den Einfluß derselben für viel geringer. Die Mehrzahl neigt wohl dazu, die rechnungsmässig zugelassenen Spannungen für höhere Fahrgeschwindigkeiten etwas zu vermindern, womit aber mehr dem bei zunehmender Geschwindigkeit wachsenden Einfluß der Unregelmäßigkeiten des Geleises und der durch sie verursachten Stöße, als der schnellen Belastungszunahme Rechnung getragen werden soll. Demgegenüber ist es nun sehr

beachtenswerth, daß die an der Dordognebrücke ausgeführten Messungen bei 25 und 35 km Fahrgeschwindigkeit wesentlich kleinere und mit wachsender Geschwindigkeit abnehmende Durchbiegungen ergeben haben, als für ruhende Belastung, und daß einer Zunahme der Fahrgeschwindigkeit um 40 pCt. eine Verminderung der Durchbiegung um 53 pCt. entsprach. Der Bericht meint, daß diese Erscheinung auf zweierlei Weise erklärt werden könne: „Erstens nimmt der Druck eines horizontal bewegten Körpers auf seine Unterlage mit zunehmender Geschwindigkeit ab; für unendlich große Geschwindigkeit ist er offenbar gleich Null. Dieser Umstand kann aber hier nicht in Betracht kommen, da die fraglichen Geschwindigkeiten, 7 und 10 m in der Secunde, noch viel zu unbedeutend sind, um eine merkbare Gewichtsabnahme des Zuges zu bewirken. Zweitens aber bedürfen die elastischen Deformationen zu ihrer vollen Ausbildung offenbar einer gewissen endlichen Spanne Zeit, und wenn man bedenkt, durch wie viele Glieder sich diese Formänderungen fortpflanzen haben, so erscheint es in der That begreiflich, daß ein Zeitunterschied von 40 pCt. von Einfluß auf die mehr oder weniger vollständige Ausbildung der Einsenkung sein kann.“ Daß die erstere Erklärung nicht weiter in Betracht gezogen zu werden braucht, der Meinung sind wir auch, da uns scheint, daß dieselbe mit dem Satze vom Parallelogramm der Kräfte unvereinbar, also überhaupt unrichtig ist. Die Brauchbarkeit der zweiten Erklärung wird in der Schweizerischen Bauzeitung selbst (Bd. 15, Nr. 26) unter Hinweis auf die von Professor Ritter in Nr. 9 der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure (1890) veröffentlichten Abhandlung bestritten, laut welcher sich die Spannungen in elastischen Körpern nach den für die Schallgeschwindigkeit gültigen Gesetzen, also außerordentlich schnell (im Eisen z. B. auf 5000 m in der Secunde) fortpflanzen. Hiernach müssen, so wird in der bezeichneten Quelle geschlossen, die an der Dordognebrücke gemachten und ähnliche, etwa weiter noch zu machende Beobachtungen entweder als „falsch“ betrachtet, oder es muß eine andere Erklärung für die auffällige Erscheinung gesucht werden; und diese Erklärung dürfte gefunden werden „in den dynamischen Wirkungen der bewegten Lasten auf die Brücke“. — Es ist nicht recht klar, was der letzte Satz besagen soll; denn die beiden obigen Erklärungen des in Rede stehenden Vorganges stützen sich ja auch auf Erwägungen dynamischer Art. Um das „Wie“ handelt es sich; und diese Frage muß einstweilen als eine offene bezeichnet werden. Daß eine Vermehrung der Fahrgeschwindigkeit auf den eisernen Brücken jedenfalls keine wesentliche Vergrößerung der Durchbiegung, also auch keine bedeutende Erhöhung der Beanspruchung zur Folge hat, ist übrigens durch zahlreiche Beobachtungen erwiesen. Dagegen sind Wahrnehmungen, welche für eine entschiedene Abnahme der Durchbiegung mit wachsender Fahrgeschwindigkeit sprechen, bisher nicht bekannt geworden.* Es ist daher wichtiger, daß weitere Versuche in dieser Richtung angestellt werden, als daß nach einer Erklärung für die an der Dordognebrücke zum ersten Male beobachtete Abweichung geforscht wird.

*) Nur die von der Verwaltung der Reichseisenbahnen an Schienensträngen angestellten Messungen haben Ergebnisse geliefert, welche auf eine geringe Abnahme der Durchbiegung bei wachsender Fahrgeschwindigkeit hindeuten.

Vermischtes.

Das Denkmal für Kaiser Wilhelm I. auf dem Kyffhäuser wird, entgegen den in letzter Zeit in der Tagespresse wiederholt aufgetauchten Gerüchten, auf dem ursprünglich dafür in Aussicht genommenen Platze, auf dem nach dem mit dem ersten Preise gekrönten Entwürfe des Architekten Bruno Schmitz, zur Ausführung gelangen. Für das Reiterstandbild des Kaisers wird noch im Laufe dieses Herbstes eine allgemeine Wettbewerbsunter den deutschen Bildhauern erlassen werden. Die Preisbewerbung nimmt danach den erfreulichsten Verlauf, und es steht nur zu hoffen, daß die zur Vollendung des Werkes berufene deutsche Bildhauerkunst sich mit ihrer Leistung der ausgezeichneten und dem Vaterlande zum Stolze gereichenden Schöpfung B. Schmitz' ebenbürtig an die Seite stellt.

Die 31. Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure findet in diesem Jahre vom 18. bis 20. August in Halle a. S. statt. Von den Angelegenheiten, welche den Verein im letzten Jahre beschäftigt haben und auf dieser Hauptversammlung verhandelt werden, sind die folgenden von allgemeinem Interesse:

Änderung der Vereinssatzungen zum Zwecke der Erwerbung von Körperschaftsrechten; Herausgabe einer Litteratur-Übersicht, d. h. einer monatlich erscheinenden, gedrängten Inhaltsangabe aus etwa 90 technischen Zeitschriften des In- und Auslandes; Bewilligung eines Geldzuschusses zu den Kosten der Umwandlung der Maschinenfachschule der Stadt Köln a. Rh. in eine technische Mittelschule

nach den Vorschlägen des Vereins deutscher Ingenieure; die Belästigung großer Städte durch Rauch und Ruß; Grundsätze und Normen für Anfrage und Angebot auf Lieferung von Dampfkesseln und Dampfmaschinen; die Novelle zum Patentgesetz vom 25. Mai 1877; Entwurf eines bürgerlichen Gesetzbuches. Vorträge sind bis jetzt angemeldet über die Ausnutzung der Brennstoffe, über die Bitterfelder Thonwaren-Industrie, über die Braunkohlen-Industrie und über die Maschinen im Bergwerks- und Hüttenbetrieb der Mansfelder Kupferschiefer bauenden Gewerkschaft.

Die Vormittage werden den Vorträgen und Verhandlungen gewidmet sein, die Nachmittage der Besichtigung von industriellen Anlagen in und bei Halle. Den 21. August beabsichtigt der Verein in Alexisbad zu verleben, der Stätte, wo vor 34 Jahren eine kleine Zahl begeisterter Jünger der Technik den Verein begründete, der jetzt mit fast 7000 Mitgliedern die größte derartige Vereinigung bildet.

Technische Hochschule in Berlin. Besuchsziffer für das Sommer-Halbjahr 1890. An der technischen Hochschule bestehen folgende Abtheilungen:

Abtheilung I für Architektur, II für Bau-Ingenieurwesen, III für Maschinen-Ingenieurwesen mit Einschluss des Schiffbaues, IV für Chemie und Hüttenkunde, V für allgemeine Wissenschaften, insbesondere für Mathematik und Naturwissenschaften.

I. Lehrkörper.*)

	Abtheilung					Summe
	I.	II.	III.	IV.	V.	
1. Etatsmäßig angestellte Professoren bzw. selbständige, aus Staatsmitteln besoldete Dozenten	20	9	9	4	9	63
2. Privatdozenten bzw. zur Abhaltung von Sprachstunden berechnete Lehrer	6	4	4	—	3	13
3. Zur Unterstützung der Dozenten bestellte Hilfsdozenten bzw. Assistenten	34	4	16	1	15	80

II. Studierende.

Im 1. Semester	32	39	33	—	19	—	123
2. „	20	31	93	12	25	—	181
3. „	36	22	28	9	17	—	112
4. „	28	21	70	13	24	—	156
5. „	17	19	17	4	9	—	66
6. „	18	20	45	15	20	—	118
7. „	12	16	10	3	7	—	48
8. „	21	24	34	7	9	—	95
In höheren Semestern	29	30	31	7	12	—	109
Summe	213	222	431	142	—	—	1008

Für das Sommer-Halbjahr 1890 wurden:							
a. Neu eingeschrieben	29	43	36	—	25	—	133
b. Von früher ausgeschiedenen Studierenden wieder eingeschrieben	—	2	4	—	1	—	7

Von den 133 neu eingeschriebenen Studierenden sind aufgenommen auf Grund der Reifezeugnisse:							
a. von Gymnasien	13	22	14	—	6	—	55
b. „ Realgymnasien	9	17	9	—	6	—	41
c. „ Oberrealschulen	1	—	2	—	2	—	5
d. auf Grund der Reifezeugnisse bzw. Zeugnisse von aufserwärtigen Schulen	3	3	8	—	9	—	23
e. auf Grund des § 41 des Verfassungs-Statuts	3	1	3	—	2	—	9
Summe	29	43	36	—	25	—	133

Von den Studierenden sind aus:							
England	1	—	2	—	2	—	5
Griechenland	—	2	—	—	—	—	2
Holland	1	—	1	—	1	—	3
Italien	—	1	—	—	—	—	1
Luxemburg	—	1	—	—	3	—	4
Norwegen	4	6	7	—	3	—	20
Oesterreich-Ungarn	2	1	7	—	1	—	11
Rumänien	1	—	3	—	2	—	6
Rußland	2	1	29	2	26	—	60
Schweden	2	—	—	—	1	—	3
Schweiz	—	1	—	—	1	—	2
Serbien	1	—	—	—	—	—	1
Spanien	—	1	—	—	—	—	1
Türkei	—	—	—	—	1	—	1
Nord-America	4	1	1	—	1	—	7
Süd-America	—	2	—	—	1	—	3
Asien (Japan)	2	3	1	—	2	—	8
Summe	20	19	54	2	45	—	138

III. Hospitanten und Personen, welche auf Grund der §§ 35 und 36 des Verfassungs-Statuts zur Annahme von Unterricht berechtigt bzw. zugelassen sind:

a. Hospitanten, zugelassen nach § 34 des Verfassungs-Statuts: 259. Von diesen hospitieren im Fachgebiet der Abtheilung I. = 96, II. = 6, III. = 126 (einschl. 7 Schiffbauer), IV. = 29, V. = 2. Ausländer befinden sich unter denselben 9 (1 aus Holland, 2 aus Oesterreich, 1 aus Rumänien, 2 aus Rußland, 2 aus Nord-, 1 aus Süd-America).

b. Personen, berechtigt nach § 35 des Verfassungs-Statuts zur Annahme von Unterricht: 68, und zwar: Königliche Regierungs-Bauhilfsarbeiter: 1, Königliche Regierungs-Bauführer: 2, Studierende der

Königlichen Friedrich-Wilhelms-Universität in Berlin: 64, Studierende der Königlichen Bergakademie in Berlin: 1.
c. Personen, denen nach § 36 des Verfassungs-Statuts gestattet ist, dem Unterricht beizuwohnen (darunter 4 commandirte Officiere und 2 Maschinen-Ingenieure der Kaiserlichen Marine): 28.
Summe: 355. Hierzu Studierende: 1008. Gesamtsumme: 1363.
Charlottenburg, den 2. Juli 1890.

Der Rector: Reuleaux.

Zu der Mittheilung „Versuche über die Frostbeständigkeit natürlicher und künstlicher Bausteine“ auf S. 290 d. J. erhalten wir, mit dem Ersuchen um Veröffentlichung, folgende Zuschrift. „In Nr. 28 des Centralblattes der Bauverwaltung vom 12. Juli d. J. unterzieht Herr Gary meine „Versuche über die Frostbeständigkeit natürlicher und künstlicher Bausteine“ einer Besprechung, in welcher er, meinem Verfahren gegenüber, das in der preussischen Prüfungsstation seit vielen Jahren gebräuchliche hervorhebt, bei welchem die Versuchsstücke nur einmal dem Froste ausgesetzt werden und bei welchem es sich gezeigt habe, daß jeder, auch der festeste Stein, schon bei einmaligem Gefrieren einen Festigkeitsverlust erleide, der im Vergleich zu dem Festigkeitsverlust anderer Steine sehr wohl einen Schlufs auf die größere oder geringere Frostbeständigkeit zuläßt, auch wenn die Frosteinwirkung äußerlich an dem Stein selbst nicht erkennbar ist.“

Wie es scheint, werden an der preussischen Prüfungsstation die Druckversuche nach dem Gefrieren an den noch nassen Steinen gemacht (ganz klar geht das auch nicht aus dem Bericht über diese Versuche im II. Ergänzungsheft der „Mittheilungen“ von 1889 hervor). Wenn dem aber so ist, so liegt die Ursache des Festigkeitsverlustes zunächst am Wasser, und in der That erleiden fast alle (wenn auch nicht alle) Steine, selbst die festesten, durch bloße Wasseraufnahme mehr oder weniger beträchtliche Verminderungen ihrer Druckfestigkeit; deswegen aber können sie doch recht wohl frostbeständig sein, wie verschiedene Beispiele unter den von mir veröffentlichten Versuchen zeigen. Durch diese Versuche glaube ich auch bewiesen zu haben, daß einmaliges oder nur einmaliges wiederholtes Gefrieren nicht ausreicht, um die Frostbeständigkeit eines Steines zu constatiren. Es kommen unter jenen Versuchen Beispiele vor, wo Frostwirkungen erst nach 10-, ja 20maligem Gefrieren auftreten.

Allerdings ist mein Verfahren mühevoller und kostspieliger als das in der preussischen Prüfungsanstalt gebräuchliche, aber durchführbar, auch für Versuche, welche der Praxis dienen sollen, ist es doch. Es sind zum Trocknen der Steine (bei 30° C.) 4 Tage, zum Sättigen derselben mit Wasser auch 4 Tage, zum Gefrierverfahren höchstens 13 Tage, zum Wiedertrocknen der gefrorenen Steine etwa 6 Tage, im ganzen also etwa 4 Wochen erforderlich. So lange kann wohl doch und muß eben gewartet werden, wenn es sich um eine so überaus wichtige Eigenschaft wie die Frostbeständigkeit handelt. Auch mit der Kostspieligkeit ist es nicht so weit her, als Herr Gary glaubt. Eis ist heutzutage billig und bequem zu jeder Jahreszeit zu beschaffen, Salz ist auch nicht theuer, und die Mühe des Einsetzens der Steine in den Trockenkasten oder in das Wasser oder in den Gefrierkasten ist auch nicht sehr groß. Nur das wiederholte Wiegen der trockenen und nassen Steine in Luft und unter Wasser und das Bestimmen der Verluste derselben nach dem Gefrieren erfordert ziemlich viel Arbeit bei großer Sorgfalt.

Daß mein Verfahren, wie Herr Gary noch hervorhebt, ein scharfes ist, das nur verhältnismässig wenige Steinsorten vollständig bestehen, ist nicht zu bestreiten, aber zu scharf ist es gewiss nicht. Witterungswechsel, bei denen die zuvor vom Regen durchnässten Mauern usw. einem Froste von —10 bis —15° C. ausgesetzt werden, können in jedem Winter ein oder mehreremale vorkommen. — Uebrigens können Steine, die sich nicht als ganz frostbeständig bei meinem Verfahren erweisen, immerhin noch Verwendung finden. Es kommt das eben auf den Fall an und ist Sache desjenigen, der sie verwendet. Bei monumentalen Bauten werden sie sicher nicht zugelassen werden dürfen.“

Bauschinger.

Ersatz einer hölzernen Eisenbahnbrücke durch eine eiserne während des Betriebes. Bei Saundersville im nordamerikanischen Staate Massachusetts, im Zuge der New-York, Providence und Boston-Bahn wurde unlängst eine doppelgeleisige hölzerne Eisenbahnbrücke Howescher Bauart durch eine neue eiserne Brücke ohne Unterbrechung des Betriebes ausgewechselt. Der hierbei befolgte Arbeitsvorgang erscheint bemerkenswerth genug, um hier (nach den Engineering News) kurz mitgetheilt zu werden.

Die alte Holzbrücke zeigte drei Howe-Träger, von welchen der mittlere zwischen den beiden Geleisen angeordnet war; die Fahrbahn lag in der Höhe der Untergurte. Die neue Brücke erhielt vier Hauptträger von je 28,7 m Stützweite, mit parallelen Gurten. Die Fahrbahn wurde über denselben, auf einer Abdeckung wellenförmiger