

Gleichung 39,  $\sigma_2'' = \frac{M_2}{W''} = \frac{1510}{13} = 116 \text{ kg}$   
 Gleichung 40, Gesamt-Bearbeitung der Querschwellen  
 $\sigma'' = \sigma_1'' + \sigma_2'' = 1590 + 116 = 1706 \text{ kg}$   
 Für  $\gamma = 3$  erhält man ähnlich  
 $c = 22.3 = 66; \varphi = 0.04; C = 6500; P_1 = 0.676 \cdot 7000 = 4730 \text{ kg}$   
 $P_1 = 48.2 \text{ kg}; \pi_1 = 2.2 \text{ kg}; \gamma_1 = 0.73 \text{ cm}$   
 $M_a = \frac{4730 \cdot 32^2}{204} \cdot 0.98 = 23180 \text{ cmkg}; \sigma_1'' = \frac{23180}{13} = 1780 \text{ kg}$   
 Gesamt-Spannung  $\sigma'' = \sigma_1'' + \sigma_2'' = 1780 + 116 = 1896 \text{ kg}$   
 Mit wachsendem  $\gamma$  nimmt nach vorstehenden Ergebnissen die Spannung der Schwelle sowie die Senkung  $y$  ab, während der Bodendruck  $\pi$  zunimmt. Die Verwendung guter Bettung gestattet somit geringere Querschnitte und geringere Längen der Schwellen auszuführen; letzterer Umstand wirkt nochmals, wie aus Gleichung 33 hervorgeht, mindernd auf die Querschnittsgrösse ein.

Die Werthe von  $\pi$  und  $M$  sind, nach Gleichung 30 und 33  $(1 + \varphi)$  mal bzw.  $(1 - \frac{\varphi}{2})$  mal so gross, wie diejenigen Werthe, welche einer gleichmässigen Druckvertheilung entsprechen würden. Die Grösse  $\varphi$  nimmt mit abnehmendem  $\gamma$  ebenfalls ab, so dass für sehr pressbaren Boden ( $\gamma = 3$ ) die Abweichungen von gleichmässiger Druckvertheilung nur gering sind (4 bzw. 2%), während sie für harten Boden ( $\gamma = 30$ ) bis auf 34 bzw. 17% steigen.

Schienen. Im neuen Zustande ist  $J' = 1000 \text{ cm}^4; W' = 150 \text{ cm}^3$  (Kopf),  $= 161 \text{ cm}^3$  (Fuss).

Für  $\gamma = 30$  ist nach Gleichung 41  
 $\psi = \frac{6E'J'}{Cl^3} = \frac{6 \cdot 20000000 \cdot 1000}{50000 \cdot 90^3} = 0.33$

Nach Gleichung 63a ist  $\lambda_1 = 1 \sqrt[4]{\psi} = 90 \sqrt[4]{0.33} = 70 \text{ cm}$   
 Da dieser Werth grösser als  $\frac{3}{4} l = 67.5 \text{ cm}$ , so ist  $M_1$  nach Gleichung 64 zu bestimmen.

$M_1 = \frac{P}{48} \left( 11\lambda_1 + 1.31 \frac{l^2}{\lambda_1} \right) = \frac{7000}{48} \left( 11 \cdot 70 + \frac{1.31 \cdot 90^2}{70} \right) = 134400 \text{ cmkg}$

Setzt man, mit Rücksicht auf das breite Schienenlager, in Gleichung 64 die Grösse  $l$  nur = 84 cm, so wird

$M_1 = \frac{7000}{48} \left( 11 \cdot 70 + \frac{1.31 \cdot 84^2}{70} \right) = 131600 \text{ cmkg}$

Nach Gleichung 43 ist die Spannung  
 $\sigma_1' = \frac{M_1}{W'} = \frac{131600}{150} = 877 \text{ kg}$  (Kopf)  
 $\frac{131600}{161} = 817 \text{ kg}$  (Fuss)

Die wagerechten Kräfte erzeugen nach Gleichung 47 ein Moment  $M_2 = 0.17 \beta P l = 0.17 \cdot 0.2 \cdot 7000 \cdot 88 = 20944 \text{ cmkg}$ , wobei als Stützweite  $l = 88 \text{ cm}$  gesetzt wurde.

Gleichung 48,  $\sigma_2' = \frac{M_2}{W_0'} = \frac{20944}{33} = 635 \text{ kg}$  (Fuss)

Für den Schienenkopf vermindert sich die Spannung im Verhältnisse der Kopfbreite zur Fussbreite

$\sigma_2' = 635 \cdot \frac{6}{10.5} = 363 \text{ kg}$  (Kopf)

Gesamt-Spannung  $\sigma' = \sigma_1' + \sigma_2' = 877 + 363 = 1240 \text{ kg}$  (Kopf)  
 $= 817 + 635 = 1452 \text{ kg}$  (Fuss)

Für  $\gamma = 3$  erhält man  
 $\psi = 2.54; \lambda_1 = 110 \text{ cm}; M_1 = 190400 \text{ cmkg}$  für  $l = 90 \text{ cm}$   
 $= 188600$  für  $l = 84 \text{ cm}$   
 $\sigma_1' = \frac{188600}{150} = 1257 \text{ kg}$  (Kopf), und  $\frac{188600}{161} = 1171 \text{ kg}$  (Fuss)  
 Gesamt-Spannung  $\sigma' = 1257 + 363 = 1620 \text{ kg}$  (Kopf)  
 $= 1171 + 635 = 1806 \text{ kg}$  (Fuss)

Ein Vergleich der Ergebnisse zeigt, dass gute Bettung mit grossem  $\gamma$  die Spannungen der Schiene wesentlich herabmindert. Ist die Schiene um 1 cm abgefahren, so wird  $J' = 738, W' = 112$  (Kopf) = 140 (Fuss);  $W_0' = 30$   
 Für  $\gamma = 3$  erhält man

$\psi = 1.87; \lambda_1 = 105 \text{ cm}; M_1 = 183100 \text{ cmkg}$  bzw.  $181300 \text{ cmkg}$   
 $\sigma_1' = \frac{181300}{112} = 1619 \text{ kg}$  (Kopf),  $\frac{181300}{140} = 1293 \text{ kg}$  (Fuss)  
 $\sigma_2' = \frac{20944}{30} = 696 \text{ kg}$  (Fuss); für den Kopf wird  $\sigma_2' = 696 \cdot \frac{6}{10.5} = 398 \text{ kg}$ .

Totale Spannung  $\sigma' = 1619 + 398 = 2017 \text{ kg}$  (Kopf)  
 $= 1293 + 696 = 1989 \text{ kg}$  (Fuss)

Mit fortschreitender Abnutzung der Schiene wachsen die Spannungen derselben weit rascher im Kopfe als im Fusse; letztere, welche bei den breitfüssigen Querschnitten hauptsächlich in Betracht kommen, nehmen verhältnissmässig langsam zu, so dass die Sicherheit der Schiene sich viel weniger verringert, als der Abnahme des Trägheitsmomentes entsprechen würde.

**Schienenbefestigung mittels Bolzen und Klemmplättchen.**

Bolzendurchmesser  $d = 1.9 \text{ cm}$ ; Gesamt-Querschnitt  $F = 2.8 \text{ qcm}$   
 Querschnitt im Gewinde  $F_1 = 2 \text{ qcm}$

Zugkraft im Bolzen nach Gleichung 55  
 $Z = \frac{P(2\beta h - 0.7e)}{q} \cdot \frac{g}{c} = 7000 \frac{(2 \cdot 0.2 \cdot 12 - 0.7 \cdot 4)}{9.7} \cdot \frac{2.9}{5.8} = 2884 \text{ kg}$

Zugspannung im Gewinde  $\sigma = \frac{Z}{F_1} = \frac{2884}{2} = 1442 \text{ kg}$

Schubkraft im Bolzen nach Gleichung 57

$T = P(2\beta - 0.1) = 7000(2 \cdot 0.2 - 0.1) = 1400 \text{ kg}$

Schubspannung  $\tau = \frac{T}{F} = \frac{1400}{2.8} = 500 \text{ kg}$

**Spannungs-Werthziffern.**

Beim Gebrauche der oben entwickelten Formeln kann man folgende Grösstwerthe der Spannungszahlen zu Grunde legen:

- Schwellen von Flusseisen  $k = 1500 \text{ kg}$  für 1 qcm (Längsfaser)
- $k = 1400 < < 1 < <$  (Querfaser)
- von Schweisseisen  $k = 1200 < < 1 < <$  (Längsfaser)
- $k = 900 < < 1 < <$  (Querfaser)
- Schienen von Stahl  $k = 1800 <$

Bei der Bettung kommt in Betracht, dass weder die Einheitspressung  $\pi$  noch die Senkung  $y$  einen gewissen Betrag überschreiten soll. Ersteres wird bei harter Bettung mit grossem  $\gamma$ , letzteres bei sehr pressbarer Bettung mit kleinem  $\gamma$  massgebend sein. Als zulässige Werthe kann man annehmen

für  $\gamma = 30, \pi = 3 \text{ kg}$  für 1 qcm;  $y = 0.1 \text{ cm}$  im Mittel für  $\gamma = 8,$   
 $\gamma = 3, \pi = 1.5 < < 1 < < y = 0.5 < \left\{ \pi = 2 \text{ kg u. } y = 0.25 \text{ cm.} \right.$

Karlsruhe, im November 1887. Fr. Engesser.

# Centralblatt der Bauverwaltung.

Herausgegeben im Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

VIII. Jahrgang.

Berlin, 21. Juli 1888.

Nr. 29.

Redaction: SW. Zimmerstrasse 7<sup>II</sup>. Geschäftsstelle und Annahme der Anzeigen: W. Wilhelmstrasse 90. Erscheint jeden Sonnabend.

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

**INHALT: Amtliches:** Circular-Erlass vom 9. Juli 1888. — Personal-Nachrichten. — **Nichtamtliches:** Preisbewerbung für das Ausstellungsgebäude in Dresden (Schluss). — **Knickfestigkeit von Ringen und Röhren.** — Bau der Eisenbahngeleise. — **Vermischtes:** Preisbewerben, betr. Entwürfe zu einer Synagoge in Berlin — zu einem Krankenhaus in Cassel — zu einem Kaiser-Wilhelm-Denkmal in Mannheim — zu einer Allgem. Versorgungsanstalt in Brünn. — Louis Boissonnet-Stiftung. — Technische Hochschule in Charlottenburg. — Technische Hochschule in Darmstadt. — Preisschrift über die Anwendung der Gesundheitslehre beim Hochbau in Niederland. Ostindien. — Kraft- und Arbeitsmaschinen-Ausstellung in München. — Die Allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Garnisonbauten. — Abgeordnetenhans in Rom. — Kosten der Façade von S. Maria del Fiore in Florenz. — Inhalt der Zeitschrift für Bauwesen. — Bücherschau.

## Amtliche Mittheilungen.

**Circular-Erlass**, betreffend die an Schiedsrichter zu gewährenden Vergütungen.

Berlin, den 9. Juli 1888.

Zur Beseitigung von Zweifeln hinsichtlich der Vergütungen, welche den in Gemässheit der Bestimmungen unter Abschnitt II § 19 des Circular-Erlasses vom 17. Juli 1885, betreffend das Verdungswesen, (Minist. Bl. S. 147 ff., Centralbl. d. Bauverw. S. 319 ff.) als Schiedsrichter zur Schlichtung der Streitigkeiten berufenen Personen zu gewähren sind, bestimme ich für das Ressort der allgemeinen Bauverwaltung das Nachstehende:

1. Beamte der allgemeinen Bauverwaltung, welche in Streitigkeiten, bei denen eine Königliche Behörde theilhaftig ist, von letzterer als Schiedsrichter berufen werden, dürfen für die Abgabe des Schiedsspruches eine Vergütung weder ausbedingen, noch annehmen. Die Uebernahme des Schiedsrichteramts darf in solchen Fällen nur mit Zustimmung der vorgesetzten Dienstbehörde (Regierungs-Präsident usw.) abgelehnt werden. Wird ausnahmsweise die Gewährung einer Vergütung für angemessen erachtet, so ist hierzu in jedem Falle meine Genehmigung unter Darlegung des näheren Thatbestandes einzuholen. Die Erstattung barer Auslagen und die Gewährung der gesetzlichen Reisekosten und Tagegelder sind als Vergütung nicht anzusehen.

2. Beamte der allgemeinen Bauverwaltung dürfen in Streitigkeiten der eingangs erwähnten Art das Schiedsrichteramt als Berufene der Gegenpartei bzw. bei Streitigkeiten zwischen zwei Privatparteien für eine derselben nur mit besonderer Genehmigung der vorgesetzten Dienstbehörde (Regierungs-Präsident usw.) annehmen und haben sich in diesem Falle mit derjenigen Vergütung zu begnügen, welche die letztere nach Maßgabe der Circular-Erlasse vom 18. April und 31. August 1886\* für angemessen erachtet und festsetzen wird. Die Erlaubnis zur Uebernahme derartiger Functionen kann ohne Angabe von Gründen verweigert und die einmal ertheilte jederzeit widerrufen werden.

3. Wenn in Streitigkeiten der gedachten Art der Fiscus zur Tragung der Kosten des Schiedsspruches ganz oder theilweise verurtheilt wird, so hat vor Uebernahme der Kosten für den von der Gegenpartei bestellten Schiedsrichter stets und zwar auch in dem Falle, wenn erstere sich mit letzterem bereits durch vorbehaltlose Zahlung oder in sonstiger rechtsverbindlicher Weise geeinigt hat, eine Prüfung der Forderung desselben durch die betreffenden technischen Organe der Regierungen usw. (Regierungs- und Bauräthe) stattzufinden und sind die betreffenden Rechnungsbeläge mit einer Bescheinigung der gedachten Beamten über die erfolgte Prüfung und die Angemessenheit der liquidirten Beträge zu versehen, wobei je nach Lage der Sache auf ein etwa vorher getroffenes Abkommen oder auf die sonstige Grundlage der Prüfung Bezug zu nehmen ist. Ergeben sich hierbei Anstände, so ist nur der für angemessen erachtete Betrag zur Zahlung anzuweisen und es dem Liquidanten zu überlassen, seine Mehrforderung im ordentlichen Rechtswege geltend zu machen. Im übrigen bleibt es unbenommen, in zweifelhaften Fällen meine Entscheidung einzuholen.

4. Bei der Auswahl der Schiedsrichter sowohl, wie bei der Festsetzung der denselben zu gewährenden Vergütungen sind die bauleitenden Behörden, soweit nicht vorstehend in letzterer Beziehung etwas anderes bestimmt ist, zwar im übrigen unbeschränkt; Schiedsrichtern, welche dem Ressort der allgemeinen Bauverwaltung nicht angehören, dürfen indessen höchstens diejenigen Sätze zugebilligt werden, welche durch die von dem Verbands deutscher Architekten und Ingenieur-Vereine unter dem 4. September 1868 angenommene Norm zur Berechnung des Honorars für architektonische Arbeiten (sogenannte „Hamburger Normen“) in den §§ 6 und 7 — im ersteren speciell für Revisionen — festgestellt worden sind. Hinsichtlich der Prüfung und Bescheinigung der bezüglichen Liquidationen finden die

Bestimmungen unter Ziffer 3 dieses Erlasses mit der Maßgabe gleichmässige Anwendung, dass sich solche sowohl auf die Forderung des eigenen Schiedsrichters, wie auf diejenige des Schiedsrichters der Gegenpartei zu erstrecken hat.

Es empfiehlt sich im allgemeinen, thunlichst darauf hinzuwirken, dass zwischen den Parteien vor Berufung der Schiedsrichter hinsichtlich der denselben zu gewährenden Vergütungen eine Vereinbarung getroffen wird.

Er. . . ersuche ich ergebenst, vorstehende Bestimmungen zur Kenntniss der beteiligten Beamten zu bringen und in künftigen Fällen dementsprechend zu verfahren.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.  
 v. Maybach.

An sämtliche Herren Regierungs-Präsidenten und Königlichen Regierungen, die Herren Chiefs der Strombau-Verwaltungen und die Königliche Ministerial-Baucommission hieselbst.

III. 11 925.

## Personal-Nachrichten.

### Preussen.

Seine Majestät der Kaiser haben Allergnädigst geruht, dem Königlich Preussischen Regierungs-Baumeister Wille die Stelle eines Mitgliedes der Kaiserlichen Normal-Aichungs-Commission zu verleihen.

Seine Majestät der König haben Allergnädigst geruht, den bisherigen Land-Bauinspector Hinckeldeyn in Berlin zum Regierungs- und Baurath zu ernennen, dem Regierungs- und Baurath Taeger, Director des Königlichen Eisenbahn-Betriebs-Amtes (Stadt- und Ringbahn) in Berlin, die Erlaubnis zur Annahme und Anlegung des ihm verliehenen Kaiserlich Russischen St. Stanislaus-Ordens II. Klasse zu ertheilen, sowie bei dem Uebertritt in den Ruhestand dem Baurath Voss, seither Vorsteher der Eisenbahn-Bauinspektion in Emden, den Rothen Adler-Orden III. Klasse mit der Schleife und dem Eisenbahn-Maschineninspector Turner, seither Vorsteher der Hauptwerkstätte in Potsdam, den Rothen Adler-Orden IV. Klasse zu verleihen.

Dem Regierungs- und Baurath Hinckeldeyn ist die Stelle des Vorstehers des technischen Bureaus der Bau-Abtheilung des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten verliehen worden.

Angestellt sind: der Regierungs-Baumeister Horn in Merseburg als Königlicher Land-Bauinspector und technischer Hilfsarbeiter bei der dortigen Königlichen Regierung, der Regierungs-Baumeister Steinbrecht, zur Zeit bei den Wiederherstellungsbauten am Hochschlosse in Marienburg W./Pr. beschäftigt, als Königlicher Land-Bauinspector dortselbst, der Regierungs-Baumeister Franz Scholz in Bunzlau als Königlicher Kreis-Bauinspector daselbst, der Regierungs-Baumeister Angelroth in Schleswig als Königlicher Land-Bauinspector und technischer Hilfsarbeiter bei der dortigen Königlichen Regierung und der Regierungs-Baumeister Georg Messerschmidt in Posen als Königlicher Bauinspector bei der dortigen Königlichen Ansiedelungs-Commission für Westpreussen und Posen.

Zu Königlichen Regierungs-Bauameistern sind ernannt: die Regierungs-Bauführer Theodor Mente aus Hannover, Gustav Eggert aus Burg bei Magdeburg, Fritz Niemann aus Niehagen (Mecklenburg-Schwerin) und Wilhelm Beukenberg aus Werne, Kreis Bochum (Maschinenbauhand).

Der Königliche Regierungs-Baumeister Schumann in Weferlingen, Kreis Gardelegen, ist infolge seiner Wahl zum Stadtbaumeister in Aschersleben aus dem Königlichen Staatsdienste geschieden. Dem bisherigen Königlichen Regierungs-Baumeister Mühlenfeld ist die behufs Uebernahme einer Stellung als Landes-Baumeister der Hannoverschen Provinzialverwaltung nachgesuchte Entlassung aus dem Staatsdienste ertheilt worden.

\* Centralblatt der Bauverwaltung 1886, Seite 157 und Seite 367.



Das Moment der inneren Kräfte kann bei kleinen Verdrückungen gesetzt werden  $= -EJ \frac{d^2 \eta}{ds^2}$  sodafs man als Differentialgleichung der verdrückten Ringachse erhält  $-EJ \frac{d^2 \eta}{ds^2} = p r \eta$ ; die Integralgleichung derselben lautet  $\eta = A \cos \sqrt{\frac{p r}{EJ}} s$ ; für  $s = 0$  wird  $\eta = \eta_0$ , für  $s = \frac{r \pi}{2}$  wird  $\eta = -\eta_0$ . Hieraus ergibt sich:

$$A = \eta_0; \cos \sqrt{\frac{p r}{EJ}} \cdot \frac{r \pi}{2} = -1; \sqrt{\frac{p r}{EJ}} \cdot \frac{r \pi}{2} = \pi; p = \frac{4EJ}{r^3} \quad 1)$$

$$\eta = \eta_0 \cos \frac{2s}{r} = \eta_0 \cos 2\varphi. \quad 2)$$

Schreibt man die Gleichung für den Knickungsdruck  $p$  in der Form  $P = p r = \frac{4EJ}{r^2} = \frac{\pi^2 EJ}{(r \pi)^2}$  so er-

sieht man, dafs der Ring ohne zu knicken dieselbe Druckkraft  $P$  aushalten kann wie ein gerader Stab von der Länge des Viertelkreises,  $l = \frac{r \pi}{2}$ , welcher an den Enden drehbar befestigt ist.

II. Eine an den Enden offene Röhre, welche den Druck  $p$  auf die Flächeneinheit auszuhalten hat, kann bezüglich ihrer Knickfestigkeit nach den gleichen Formeln beurtheilt werden. Man hat hier ebenfalls  $p = \frac{4EJ}{r^3}$ , wo sich jetzt  $J$  auf die Längeneinheit bezieht,

$$J = \frac{1}{12} \cdot \frac{J^3}{r^3}, \text{ somit } p = \frac{E}{3} \left( \frac{J}{r} \right)^3. \quad 3)$$

III. Werden die Endquerschnitte eines Röhrenstückes von der Länge  $l$  auf irgend eine Weise (Abschlusswand, Verstärkungsbund) vor Verdrückungen gesichert, so kann das Röhrenstück einen höheren Knickungsdruck  $p$  ertragen, als Gleichung 3 angiebt, da hierbei auch noch der Widerstand der Längsfasern gegen die Verdrückung zu überwinden ist. Besitzen die Endquerschnitte keine Widerstandsfähigkeit gegen Verwinden, so wird die Verdrückungskurve der Längsfasern nebengezeichnete Gestalt (Abb. 2) annehmen. Ein jedes Röhrendifferential (Ringscheibe von der Breite  $dx$ ) erleidet eine ellipsenähnliche Verdrückung, die von ihrem Größtwerth in der Mitte ( $x=0$ ),



nach den Enden ( $x = \frac{l}{2}$ ) bis auf Null abnimmt, und leistet hierbei dem jeweiligen äußeren Kraftmoment  $P \eta$  mit dem Betrage  $-EJ \frac{d^2 \eta}{ds^2}$

Widerstand. Eine Unterstützung erfolgt hierbei durch das Bestreben der Längsfasern, sich wieder gerade zu richten, wodurch radiale Kräfte auf die Ringscheiben ausgeübt werden, welche den äußeren Kraftmomenten entgegenwirken. Ist die Breite einer Längsfaser  $= ds = rd\varphi$ , so kann der radiale Druck, den dieselbe auf eine Ringscheibe ausübt und welcher proportional der zugehörigen Fahrstrahländerung  $\eta$  ist, gesetzt werden  $dQ = c \cdot \eta ds$ , wo  $c$  eine später noch zu bestimmende Verhältniszahl bezeichnet. Unter der Einwirkung zweier, an den Enden des gleichen Durchmessers angreifenden Druckkräfte  $dQ$  entstehen im Ring an deren Angriffspunkten Momente  $dM = \frac{dQ \cdot r}{\pi}$  und an den um den Winkel  $\varphi$  entfernten Scheiteln der

Verdrückungslinie Momente  $dM_0 = dQ \cdot r \left( \frac{1}{\pi} - \frac{\sin \varphi}{2} \right)$ . Somit Gesamtmoment, welches die Druckkräfte  $dQ$  im Scheitel hervorrufen,

$$M_0 = \int_0^\pi dQ \cdot r \left( \frac{1}{\pi} - \frac{\sin \varphi}{2} \right) = \int_0^\pi c \eta r^2 \left( \frac{1}{\pi} - \frac{\sin \varphi}{2} \right) d\varphi$$

$$= \int_0^{\frac{\pi}{2}} 2 c \eta r^2 \left( \frac{2}{\pi} - \sin \varphi \right) d\varphi.$$

Nimmt man an, dafs sich das Gesetz der Verdrückungslinie auch jetzt noch näherungsweise durch Gleichung 2,  $\eta = \eta_0 \cos 2\varphi$ , darstellen lasse, so erhält man

$$M_0 = \int_0^{\frac{\pi}{2}} c \eta_0 \cos 2\varphi r^2 \left( \frac{2}{\pi} - \sin \varphi \right) d\varphi = -c \eta_0 r^2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos 2\varphi \sin \varphi d\varphi$$

$$= -\frac{c \eta_0 r^2}{3}; -EJ \frac{d^2 \eta}{ds^2} = -\frac{EJ}{r^2} \frac{d^2 \eta}{d\varphi^2} = -\frac{EJ}{r^2} \frac{d^2 (\eta_0 \cos 2\varphi)}{d\varphi^2} =$$

$$\frac{4EJ \eta_0}{r^2} \cos 2\varphi; = \frac{4EJ \eta_0}{r^2} \text{ für den Scheitel, wo } \varphi = 0.$$

Damit nun für den Scheitel die Bedingung: Summe aller Drehmomente gleich Null, erfüllt ist, mufs sein:

$$p r \cdot \eta_0 = \frac{4EJ \eta_0}{r^2} + \frac{c \eta_0 r^2}{3},$$

$$\text{also } p = \frac{4EJ}{r^3} + \frac{c r}{3}. \quad 4)$$

Zur Bestimmung des Beiwerths  $c$  betrachten wir einen auf zwei Stützen aufliegenden Balken (Abb. 3), dessen Belastung jeweils proportional der Durchbiegung ist,  $q = cy$ . Die Differentialgleichung lautet hierfür  $-EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = -cy$ . Mit

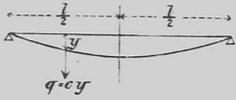


Abb. 3.

Rücksicht auf die symmetrische Gestalt der Durchbiegungslinie erhält man als Integralgleichung  $y = A(e^{kx} + e^{-kx}) + C \cos kx$ ,

wenn man mit  $k$  die Gröfse  $\sqrt{\frac{c}{EJ}}$  bezeichnet.

$$\text{Für } x = \frac{l}{2} \text{ wird } y = 0 \text{ und } M = 0, \text{ d. h. } \frac{d^2 y}{dx^2} = 0;$$

$$\text{also } A(e^{\frac{kl}{2}} + e^{-\frac{kl}{2}}) + C \cos \frac{kl}{2} = 0$$

$$\text{und } A(e^{\frac{kl}{2}} - e^{-\frac{kl}{2}}) - C \cos \frac{kl}{2} = 0.$$

$$\text{Hieraus folgt } A = 0 \text{ und } \cos \frac{kl}{2} = 0, \text{ d. h. } \frac{kl}{2} = \frac{\pi}{2}, k = \frac{\pi}{l};$$

$$c = EJ k^4 = \frac{EJ \pi^4}{l^4}. \quad 5)$$

Nach Einsetzen vorstehenden Werthes von  $c$  in Gleich. 4) erhält man

$$p = \frac{4EJ}{r^3} + \frac{\pi^4 EJ r^4}{3 l^4} = \frac{EJ}{r^3} \left( 4 + \frac{\pi^4 r^4}{3 l^4} \right) = E \frac{J^3}{r^3} \left( \frac{1}{3} + \frac{100 r^4}{36 l^4} \right) =$$

$$E \left( \frac{J}{d} \right)^3 (2,67 + 1,4 \left( \frac{d}{l} \right)^4) \quad 6)$$

wo  $d = 2r =$  Röhrendurchmesser.

Sind die Längsfasern an den Endquerschnitten der Röhre wagrecht eingespannt, so ergeben die beiden Bestimmungsgleichungen

$$y = 0 \text{ für } x = \frac{l}{2}, \text{ d. h. } A(e^{\frac{kl}{2}} + e^{-\frac{kl}{2}}) + C \cos \frac{kl}{2} = 0 \text{ und}$$

$$\frac{dy}{dx} = 0 \text{ für } x = \frac{l}{2}, \text{ d. h. } A(e^{\frac{kl}{2}} - e^{-\frac{kl}{2}}) - C \sin \frac{kl}{2} = 0$$

$$\text{den Ausdruck } \operatorname{tg} \frac{kl}{2} = \frac{e^{\frac{kl}{2}} - e^{-\frac{kl}{2}}}{e^{\frac{kl}{2}} + e^{-\frac{kl}{2}}}. \quad 7)$$

Dieser Gleichung entspricht annähernd

$$k = \frac{3\pi}{2l}, \text{ somit } c = EJ k^4 = \frac{EJ 81 \pi^4}{16 l^4} = \text{ca. } \frac{5EJ \pi^4}{l^4}, \quad 8)$$

$$\text{Knickungsdruck } p = \frac{EJ}{r^3} \left( 4 + \frac{5 \pi^4 r^4}{3 l^4} \right) = \frac{EJ^3}{r^3} \left( \frac{1}{3} + \frac{500 r^4}{36 l^4} \right) =$$

$$= \frac{EJ^3}{r^3} (2,67 + 7 \frac{d^4}{l^4}). \quad 9)$$

IV. Ist eine längere Röhre in Abständen von  $l$  cm mit je einem Versteifungsbund versehen, so mufs, damit die Röhre, als Ganzes betrachtet, knicksicher sei, Gleichung 1) erfüllt sein, wenn man unter  $J$  das Trägheitsmoment auf  $l$  cm Länge versteht, Bund und freie Röhre zusammengerechnet, und wenn man als äußeren Druck  $p l$  statt  $p$  einführt.

Ferner mufs aber auch das Röhrenstück zwischen zwei Bündeln für sich allein knicksicher sein, d. h. es mufs Gleichung 6) bzw. Gleichung 9) erfüllt werden, je nachdem die Widerstandsfähigkeit der Bunde gegen Verwinden  $= 0$  oder  $= \infty$  anzunehmen ist. In der Regel wird es sich um zwischenliegende Werthe der Widerstandsfähigkeit handeln und ist sodann der Beiwert von  $\left( \frac{d}{l} \right)^4$  schätzungsweise zwischen 1,4 und 7 zu wählen.

V. Beispiel. Ein Blechcylinder von 4 m Durchmesser und 1,5 cm Wandstärke ist einem äußeren Wasserdruk von 1 kg auf 1 qcm ausgesetzt. Zur Sicherung gegen Knicken sind Versteifungsbunde anzuordnen, deren Entfernung und Stärke bei 10facher Sicher-

\*) Die Werthe  $\frac{kl}{2} = \frac{3\pi}{2}, \frac{5\pi}{2} \dots$  kommen, der Natur der Aufgabe nach, hier nicht in Betracht.

heit berechnet werden soll. Setzt man den Beiwert von  $\left( \frac{d}{l} \right)^4$  in Gleichung 6) bzw. 9) schätzungsweise gleich 3, so ergibt sich  $p = E \left( \frac{J}{d} \right)^3 (2,67 + 3 \left( \frac{d}{l} \right)^4)$

$$\frac{d}{l} = \sqrt[4]{\frac{p d^3}{3 E J^3}} = 0,9, \text{ wo } p = 10 \cdot 1 = 10 \text{ kg einzuführen ist.}$$

$\frac{d}{l} = \sqrt[4]{\frac{10 \cdot 400^3}{3 \cdot 2000000 \cdot 1,5^3}} = 0,9 = 2,35; l = \frac{d}{2,35} = \frac{400}{2,35} = \text{rund } 170 \text{ cm.}$   
Das erforderliche Gesamtträgheitsmoment auf 170 cm Länge ist nach Gleichung 1), wenn man  $p l$  statt  $p$  setzt,  $J = \frac{p l r^3}{4 E} = \frac{10 \cdot 170 \cdot 200^3}{4 \cdot 2000000} = 1700 \text{ cm}^4$ . Rechnet man die freie Länge zwischen zwei Bündeln zu 160 cm, so ist das entsprechende Trägheitsmoment des Blechs  $J_1 = 160 \cdot 1,5^3 = 45 \text{ cm}^4$ ; es mufs daher das Trägheitsmoment des Bundes betragen  $J_2 = J - J_1 = 1700 - 45 = 1655 \text{ cm}^4$ .

VI. Von einschlägigen Versuchen sind nur die von Fairbairn vor etwa 30 Jahren mit besonderer Rücksicht auf eiserne Heizröhren angestellten bekannt geworden, welche sich auf Röhren von 10—48 cm

Durchmesser, 48—155 cm Länge und 1,1—6,4 mm Wandstärke erstreckten. Die Ergebnisse der Versuche sind von Grashof (Festigkeitslehre S. 329) durch die empirischen Formeln  $p = \frac{7790 J^{0,245}}{l^{0,256}} \text{ kg}$  bzw.  $p = \frac{325 J^{0,204}}{r^{0,24} l^{0,206}} \text{ kg}$  wiedergegeben worden, wobei die zweite Formel sich für die größeren Wandstärken besser den Versuchen anschmiegt als die erste;  $d$  und  $l$  sind in cm,  $\delta$  in mm einzuführen.

Die Grundlagen der Versuche weichen insofern wesentlich von den oben gemachten Voraussetzungen ab, als die Kreisform der Röhren infolge der Ueberblattung des Bleches an der Längsnietfuge nicht genau eingehalten war, und aufser dem äußeren Druck senkrecht zur Röhrenfläche auch noch eine Zugkraft in der Längsrichtung der Röhre wirkte. Die Versuchsergebnisse können daher nicht wohl zur Prüfung der theoretischen Formeln benutzt werden, und es dürften zu diesem Zwecke die Ergebnisse weiterer, entsprechend anzustellender Versuche abzuwarten sein. Namentlich wäre es wünschenswerth, wenn die Grundformel 1), auf welche sich Fairbairns Versuche nicht beziehen, einer eingehenden Prüfung durch das Experiment unterzogen würde.

Karlsruhe, im Februar 1888.

Fr. Engelfser.

### Ueber den Bau der Eisenbahngeleise.

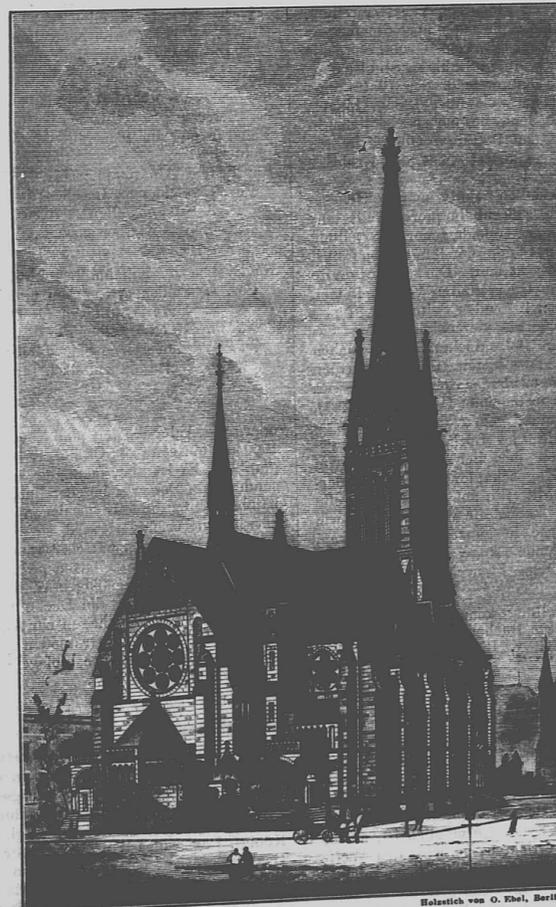
Das Centralblatt Nr. 9 d. J. brachte S. 102 einen kleinen Aufsatz, in welchem empfohlen wird, die

Bahnkrone behufs Vermeidung des durch die fahrenden Züge aufwirbelnden Staubes mit Grassoden zu decken. Die Ausführung dieser Decke ist indessen überall da nicht thunlich, wo die Schwelle in der Oberfläche der Bettung liegt, wie dies jetzt meistens, sowohl bei eisernen wie bei Holzschwellen, der Fall ist. Ferner setzt die Unterhaltung einer Sodendecke voraus, dafs das Geleise ruhig liegt, was leider vielfach, namentlich bei Anwendung eiserner Schwellen in der jetzt üblichen Weise, nicht zutrifft. Die Erkenntnis, dafs das Geleise ruhig liegen müsse, ist auch jetzt durchgedrungen. Hiervon legt u. a. die Verwendung der sogenannten Goliath-Schiene in Belgien Zeugnis ab; man giebt der Schiene durch Verstärkung des Profils gröfsere Steifigkeit und gröfseres Gewicht, um dem Durchbiegen und dem gleich bedeutenden Aufbiegen entgegenzuwirken, das heifst: um die ruhige Lage des Geleises zu sichern. Die Steifigkeit der Schiene kann übrigens auch ohne Abänderung des Profils dadurch erhöht werden, dafs ein Stahl von höherer Festigkeit, als sie der jetzt übliche besitzt, zur Verwendung kommt, dafs also nicht Flusseisen — bei welchem die Streckgrenze, der Anfang der bleibenden Dehnung, fast ebenso niedrig liegt und die elastische Durchbiegung noch gröfsere ist, als beim alten Schweifeseisen, — sondern ein Stahl, dessen Streckgrenze, der hohen Bruchfestigkeit folgend, hoch liegt, als Schienenmaterial genommen wird, wie solches in der ersten Zeit der Stahlschiene geschah. Damals beabsichtigte man freilich hierbei hauptsächlich nur dem Verschleifse entgegenzuwirken. Die Gewichtserhöhung des Geleises kann auch dadurch

erreicht werden, dafs das Gewicht der Schwelle erhöht wird; dabei

wird dann zugleich der Vortheil gewonnen, dafs der Schwerpunkt des Geleises — Schienen und Schwellen als ein Ganzes betrachtet — tiefer liegt, als wenn die Gewichtsvermehrung nur durch Vergröfserung des Schienenprofils erreicht wird. Die Gewichtsvermehrung der Schwelle kann — und zwar mit Beibehaltung der gleichen Beschaffungskosten — dadurch erreicht werden, dafs die Schwelle in Gufs anstatt in Walz-Eisen hergestellt wird. Es ist jetzt den Hüttenwerken nicht schwer, einen genügend dichten Gufs herzustellen, der nicht spröde, genügend biegsam ist und den Schlag der Stopfhaeke erträgt\*), und der Marktpreis des Gufsstückes ist nur etwa halb so grofs wie der Preis eines Walzstückes von gleichem Gewicht. Mithin kann die Schwelle in Gufs das doppelte an Gewicht erhalten wie die Schwelle in Walzeisen von gleichem Preise. Das Gufseisen jedoch läfst sich nicht stanzen, überhaupt nicht bei einer Massenerzeugung mit der erforderlichen Genauigkeit bearbeiten wie das Walzeisen; zur Herstellung der beim Geleisbau vorkommenden verschiedenen Spurweiten hat daher bei Anwendung der gufseisernen Querschwellen eine hölzerne Schwelle als Spurhalter zu dienen.

Der volkswirtschaftliche Gewinn bei Verwendung von Eisenbahnschwellen, die zum Theil aus Holz, zum Theil aus Eisen hergestellt sind, ist des näheren bereits in einem Aufsatz der „Annalen für Gewerbe und Bauwesen“, Heft vom 15. Januar 1886, erörtert, auf den hier Bezug genommen wird. Haarmann hat neuerdings den Gedanken angeregt,



Dritte evangelische Kirche für Köln a. Rh.  
Entwurf von Hartel u. Neckelmann in Leipzig. (Erster Preis.)  
(Vergleiche hierzu die Mittheilung auf Seite 298.)

\*) Siehe auch das Januarheft der Zeitschrift „Stahl und Eisen“, Jahrgang 1888, Seite 53.

die Geleisebettung mittels Dachpappe zu decken. Zweifelsohne ist hierbei gedacht, die Pappe auf den Schwellen zu nageln bzw. festzuschrauben. Freilich würde hierdurch der Anordnung, daß die Schwellenoberfläche verdeckt sein soll, Genüge geleistet und zwar in besserer Weise als jetzt, wo eine nach oben gewölbte Kiesschicht vorgeschrieben zu werden pflegt. Diese mondsicheldünne Kiesschicht kann auf der Schwelle, mag sie aus Holz oder aus Eisen sein, nicht festliegen, wird durch die Erschütterung des Geleises gelockert und verfliegt im Zugwinde. Die schwarzgetheerte, dachpappene Decke würde aber dem Bahngeleise ein sehr trübseliges Ansehen geben. Die eben erwähnte, auf den Schwellen liegende Kiesschicht gewinnt an Stärke bei Anwendung von Unterlagsplatten unter den Schienen, ebenso wie sie im Stahlschienengeleise durch die Dicke der gußeisernen Stuhlplatte eine zweckentsprechende Stärke erhält. Wenngleich jetzt allgemein anerkannt wird, daß die Vignolschiene nicht allein auf den Schwellen am Stofs und in Geleiskrümmungen, sondern an allen Auflagern Unterlagsplatten haben muß, so wird doch bisher, wohl in der Absicht, Ersparnisse zu erzielen, diesen Platten eine nur geringe Dicke gegeben und werden sie dieser geringen Stärke wegen nicht, wie der Schienenstuhl, aus Guß, sondern aus Walzeisen hergestellt. Die Unterlagsplatten am Stofs müssen Rippen haben zur Anlage der gekrüppelten Laschen, welche das Wandern des Gestänges verhindern sollen, die Platten sind deshalb sämtlich in Richtung der Schienenlänge gewalzt. Als diese Platten aus Schweifeseisen gewalzt wurden, zerspalten sie unter dem Drucke der stets etwas convexen Schienenfußfläche zu Tausenden, weil das Schweifeseisen quer zur Walzrichtung keinen genügenden Zusammenhang hat; hoffentlich wird jetzt überall Flußeisen zur Herstellung solcher Unterlagsplatten verwendet, aber nirgends noch kommt die Dicke derselben höher als 12 mm. Es liegt kein Grund vor, die Unterlagsplatte der Vignolschiene nicht wie den Stuhl der Stahlschiene aus Guß herzustellen. Dabei würde naturgemäß der Platte eine größere Dicke zu geben sein, eine Höhe weit über 12 mm hinaus, bis etwa 60 mm, und würde dann die Schwelle um so viel tiefer in der Bettung liegen. Je tiefer unter der Bettungs-Oberfläche die Schwelle, das Fundament der Schiene, gebettet wird, desto ruhiger liegt das Geleise.

Die im obigen geäußerten Gedanken sind in der Geleiseconstruction niedergelegt, welche als „Eisenbahnquerschwellen aus Gußeisen und Holz“ auf der diesjährigen Kopenhagener Ausstellung durch ein, freilich nur in der halben Länge der 9 m-Schiene ausgeführtes Geleisestück zur Anschauung kommt. Die gußeiserne Schwelle, von einfach rechteckigem Querschnitt: 175 × 43 mm, und 2,5 m lang, hat an der nach unten liegenden Seite eine 15 mm tiefe, 30 mm breite Nuth zur Aufnahme des viereckigen Kopfes des Verbindungsbolzens, und hat 2 Paar Bolzenlöcher, von welchen das eine länglich ist, nämlich in der Schwellenlängsrichtung um den Betrag der größten Spurerweiterung länger als der Bolzendurchmesser. Durch die auf der gußeisernen Schwelle liegende Holzschwelle\*, 2,5 m lang, 150 × 80 mm im Querschnitt, gehen die Verbindungsbolzen ohne Spielraum hindurch. Die vier Löcher in dieser getränkten Buchenschwelle werden nach der bei Anwendung von Schienenschrauben üblichen Lehre (Kapschablone) der veränderten Spurweite entsprechend vorgebohrt. Die auf der Holzschwelle aufliegenden zwei Unterlagsplatten haben die gleiche Breite wie die Schwelle, 150 mm, sodaß sie diese in ganzer Breite decken, eine Höhe von 60 mm und eine genügende Länge — etwa 180 mm — um eine Knagge zu tragen, die dem Flansch der gekrüppelten

\* Die in Kopenhagen zur Ausstellung kommenden Schwellen mit Chlorzink und Carbonsäure getränkte Buchenschwellen aus dem Sachsenwalde sind von der Fürstlich v. Bismarck'schen Forstverwaltung geliefert.

### Vermischtes.

Eine Preisbewerbung zur Erbauung einer neuen Synagoge auf dem Grundstück Lindenstraße 48—50 in Berlin schreibt auf Antrag der jüdischen Gemeinde der Berliner Architekten-Verein unter seinen Mitgliedern aus (vgl. den Anzeigetheil dieser Nummer). Wenn es der Wunsch der Gemeinde ist, auf der Straßenseite des Grundstückes, falls dies ohne Schädigung der Synagoge möglich ist, außer derselben auch noch ein Wohnhaus zu errichten, so wird den Wettbewerbern doch freigestellt, Entwürfe ohne oder mit einem solchen einzuschicken. Je nachdem dies oder jenes geschieht, dürfen die Baukosten 650 000 oder 750 000 Mark betragen und werden Preise von 5000 Mark und 2500 Mark bzw. 4000 Mark und 2000 Mark zur Verteilung gelangen. Besonderer Werth wird auf die Einhaltung der baupolizeilichen Vorschriften gelegt, namentlich soweit dieselben die Anzahl und Breite von Gängen, Treppen, Ausgängen usw. betreffen. Als Ablieferungsfrist ist der 24. October d. J. festgesetzt.

Lasche eine seitliche Anlage bietet und hoch genug ist, daß nicht, wie dies jetzt bei den walzeisernen Platten oft vorkommt, der Flansch sich in die Plattenkante einfrisst oder auf der Platte aufsteigt. In jeder Ecke dieser gußeisernen Platte steht eine solche Knagge. Der untere Theil des Verbindungsbolzens ist aus einem Rohrstück von 25 mm äußerem Durchmesser und 18 mm lichter Weite hergestellt. Das untere Ende ist warm umgebörtelt und zu einem vierseitigen Kopfe gestanzt, im oberen Ende sind Gewinde eingeschnitten. Der obere Theil des Bolzens gleicht einer Schienenschraube, jedoch bildet dessen Schaft keine Holzschraube, sondern greift in das etwa 1/2 mm tiefe Gewinde des Rohrstückes hinein, welches gleichsam die Bolzenmutter bildet. Der Bolzen faßt mithin gleichzeitig den Schienenfuß, die Unterlagsplatte, die hölzerne und die eiserne Schwelle. Die Schienenbefestigung entspricht derjenigen durch Schienenschrauben. Die Schiene kann gelöst, das dem Verschleiß ausgesetzte obere Stück des Bolzens kann ausgewechselt werden, ohne die Lage der Schwelle und der Unterlagsplatte zu stören.

Zur vergleichenden Gewichts-Aufstellung diene das im „Organ“, diesjähriges Heft II, veröffentlichte, auf Elsass-Lothringischen, verkehrsreichen Eisenbahnen gelegte Geleise, System Haarmann, dessen Gewicht für 9 m Länge mit 1456,8 kg angegeben ist. Schiene, Lasche und Laschenbolzen des nämlichen Profils bzw. Gewichts ergeben für das System „Eisenbahnquerschwellen aus Gußeisen und Holz“ auf eine Schienenlänge von 9 m:

Pos. 1.	2 Schienen, 2 Paar Laschen, 8 Laschenbolzen, zusammen	695,2 kg
2.	20 Unterlagsplatten in Guß zu 20,5 kg	410,0 „
3.	10 Holzschwellen zu 23 kg	230,0 „
4.	10 gußeiserne Schwellen zu 143 kg	1430,0 „
5.	40 Verbindungsbolzen zu 0,63 kg	25,2 „
		2790,4 kg

oder 91,5 pCt. Mehrgewicht gegenüber den oben angegebenen 1456,8 kg

Bei der vergleichenden Kostenberechnung sind die Preise aus den Lieferungen von 1886 (auf dem Werke lagernd) entnommen und ergeben sich:

Pos. 1.	Schienen, Laschen und Bolzen rund	100,00 M
2.	10 Schwellen zu 70,96 kg 122,00 M für 1000 kg	86,57 „
3.	das Kleinteilezeug	13,66 „
		200,23 M

für System „Eisenbahnquerschwellen aus Gußeisen und Holz“

Pos. 1.	Schienen, Laschen und Bolzen, wie vor, rund	100,00 M
2.	Unterlagsplatten für 1000 kg 75,00 M	30,75 „
3.	Holzschwellen für das Stück 2,00 M	20,00 „
4.	Gußeiserne Schwellen für 1000 kg 70,00 M	100,10 „
5.	Verbindungsbolzen für 1000 kg 215,00 M	5,42 „
		256,27 M

mithin mehr 56,04 M

oder, die Anlagekosten sind (bei einem Schienenpreis: 135,50 M für 1000 kg) um etwa 28 pCt. höher, bei einem 91,5 pCt. betragenden Mehrgewicht. Es ist aber auch durchaus nicht beabsichtigt, ein Billigeres, sondern ein Besseres herzustellen, eine Construction, bei welcher das häufige Unterstopfen vermieden und die Veranlassung zum Staubeinwickeln vermindert wird, so wie das Aufwirbeln des Staubes durch Decken der Bettung mittels Grassoden verhindert werden kann. Die 6 cm hohen Unterlagsplatten gestatten dabei, die Sodendecke nicht allein in vorschrittmäßiger Wölbung zwischen den Schienen festzulegen, sondern auch die Decke unter den Schienen durchgehen zu lassen. Das in Kopenhagen zur Ansicht kommende Geleisestück dieser Construction wird mit Grassoden gedeckt und zugleich die Constructionweise durch Schnitte bloßgelegt sein.

Hamburg, Juni 1888.

Baggesen.

**Preis Ausschreiben.** Aus Anlaß des bevorstehenden vierzigjährigen Regierungs-Jubiläums Kaiser Franz Josefs hat die Stadt Brunn die Erbauung einer Allgemeinen Versorgungsanstalt beschlossen. Für die Erlangung eines Bauplanes wird von der Stadt eine Wettbewerbung ausgeschreiben. Die drei ausgesetzten Preise betragen 1200, 800 und 400 Gulden. Das Preisgericht besteht aus den Herren Stadtbaudirector F. Berger in Wien, Professor A. Prokop in Brünn, dem Vorstände des Stadtbaumeisters dieser Stadt und vier Nichttechnikern. Die Unterlagen für die Wettbewerbung sind vom Stadtbauamt zu beziehen, die Entwürfe bis zum 31. October d. J. 12 Uhr mittags an den Bürgermeister einzureichen.

**Das Stipendium der Louis Boissonnet-Stiftung** für Architekten und Bau-Ingenieure für das Jahr 1888 ist nach einer Bekanntmachung des Rectors und Senats der Königl. technischen Hochschule in Berlin mit Genehmigung des Herrn Ministers der geistlichen, Unterrichts- und Medicinal-Angelegenheiten an den Königl. Regierungsbaumeister Gustav Kemmann verliehen worden. Als fachwissenschaftliche Aufgabe für die mit dem gen. Stipendium auszuführende Studienreise ist nach dem Vorschlage der Abtheilung für Bau-Ingenieurwesen das eingehende örtliche Studium der Eisenbahnanlagen Londons gestellt worden.

**Das Lehrfach „Perspectivisches Architekturzeichnen“**, welches für das Jahr 1888/89 in dem Studienplane der Abtheilung I für Architektur an der Königl. technischen Hochschule in Charlottenburg Aufnahme gefunden hat, ist durch Erlaß des Herrn Ministers der geistlichen, Unterrichts- und Medicinal-Angelegenheiten vom 3. dieses Monats für die Zeit vom 1. October dieses Jahres ab dem Königl. Regierungsbaumeister Otto Raschdorff übertragen worden.

An der **technischen Hochschule in Darmstadt** ist für das Studienjahr 1888—89 von Sr. Königl. Hoheit dem Großherzoge Herr Professor Dr. Kittler gemäß der Wahl des Professoren-Collegiums zum Director ernannt worden. Die Vorstände der Abtheilungen sind für dieses Studienjahr die Herren: Geheimer Baurath Prof. Wagner für die Bauschule, Prof. Landsberg für die Ingenieurschule, Prof. Brauer für die Maschinenbauschule, Prof. Dr. Staedel für die chemisch-technische Schule, Prof. Dr. Gundelfinger für die mathematisch-naturwissenschaftliche Schule und Prof. Dr. Henneberg für die elektrotechnische Schule.

Für die Erlangung eines praktischen Leitfadens zur Anwendung der Gesundheitslehre beim Hochbau im Niederländischen Ostindien wird seitens der Abtheilung „Nederlandsch Indië“ des Königl. niederländischen Instituts der Ingenieure in Batavia eine allgemeine Preisbewerbung ausgeschreiben. Der Preis beträgt 1000 Gulden (1668 Mark) und wird zur Hälfte von der genannten Abtheilung, zur anderen Hälfte von dem Vereine zur Förderung der medicinischen Wissenschaften im niederländischen Ostindien ausgesetzt. In das Preisgericht werden von der erstangeführten Körperschaft drei, von dem Vereine zwei Mitglieder bestellt. Der Leitfaden kann in niederländischer, hochdeutscher, englischer oder französischer Sprache geschrieben werden und muß bis zum 1. October 1889 an den Secretär der „Nederlandsch Indië“-Abtheilung in Batavia postfrei eingereicht werden. Die Beurtheilung der Preisbewerbung, bei welcher den Bewerbern unbedingte Namensverschweigung zur Pflicht gemacht wird, soll vor dem 1. April 1890 erfolgen und die eingegangenen Arbeiten nach derselben einen Monat lang öffentlich ausgelegt werden.

Die **Kraft- und Arbeitsmaschinen-Ausstellung für das deutsche Reich**, welche bekanntlich im Anschlusse an die Münchener Kunstgewerbe-Ausstellung in diesem Jahre in der Isarstadt unternommen worden ist, wird am Freitag den 27. dieses Monats durch Seine Königl. Hoheit den Prinzregenten Luitpold von Bayern eröffnet werden. Man giebt sich der Hoffnung hin, die Ausstellung bis zur Eröffnungsfrist, welche 5 Tage früher, als ursprünglich angenommen, angesetzt ist, vollständig fertig zu stellen.

Die **Allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Garnisonbauten**, welche in Nr. 20A dieses Jahrganges seitens der Königl. Intendantur des Garde-Corps zur öffentlichen Kenntniß gebracht worden sind, finden auch im Bereiche des 15. Armeecorps (Elsass-Lothringen) Anwendung, jedoch mit folgenden Zusätzen oder Veränderungen:

1. In dem von der Erfüllung der Verbindlichkeiten, welche dem Unternehmer Handwerkern und Arbeitern gegenüber obliegen, handelnden § 9 ist Absatz 3 wie folgt verändert:

„Der Unternehmer trägt sämtliche durch die Krankenversicherung der von ihm beschäftigten Personen entstehenden, nach dem Gesetze vom 15. Juni 1883 nicht den Versicherten zur Last fallenden Kosten selbst dann, wenn in Gemäßheit der §§ 69 ff. des angezogenen Gesetzes eine Baukrankenkasse errichtet wird.“

Bei Gesamt-Verdingung von Leuten, bei deren Ausführung nach dem Ermessen der den Zuschlag ertheilenden Behörde voraussichtlich

50 oder mehr versicherungspflichtige Personen beschäftigt werden, ist Unternehmer gehalten, unter Uebernahme aller dem Bauherrn nach §§ 69 ff. des obigen Gesetzes obliegenden Verpflichtungen eine Baukrankenkasse auf Verlangen der Militär-Verwaltung zu gründen.

Wenn eine Baukrankenkasse seitens der Militär-Verwaltung errichtet wird, haben die beteiligten Unternehmer, nach Maßgabe der Zahl der von ihnen beschäftigten Personen und der Dauer der Beschäftigung, alle durch die Versicherung entstehenden Kosten zu tragen bzw. der Militär-Verwaltung zu ersetzen, mit der alleinigen Einschränkung, daß die Geschäfte des Kassen- und Rechnungsführers seitens dieser Verwaltung unentgeltlich besorgt werden. Ueber die Verteilung der hiernach bzw. nach § 65 Absatz 3 des Gesetzes vom 15. Juni 1883 etwa zu leistenden Zuschüsse zur Kasse auf die verschiedenen Unternehmer entscheidet das Königl. Kriegsministerium (zunächst durch Bestätigung des Kassenstatuts).

Für die richtige Erfüllung der Versicherungsverpflichtungen, sowie für alle Nachteile, welche der Militär-Verwaltung durch Unterlassungen seitens eines Unternehmers in Beziehung auf die Versicherung entstehen, haftet jeder Unternehmer dieser Verwaltung mit der von ihm nach § 22 der allgemeinen Bedingungen zu stellenden Caution.“

2. Nach dem das „Schiedsgericht“ betreffenden Paragraphen ist als § 26 ein von der „Aufgrabung von Alterthümern“ handelnder Abschnitt folgenden Wortlautes eingeschoben:

„Der Unternehmer ist verpflichtet, sofern bei Bauausführungen, Ausschachtungen oder Ausbaggerungen auf dem Bau terrain Ueberreste der Vorzeit, als: Stein- oder Erdmonumente, Gräber, Urnenfriedhöfe, Steinhäuser, Hünen- oder Riesenbetten, Pfahlbauten usw. zu Tage treten, dies sofort dem bauleitenden Beamten bzw. der beteiligten Localbehörde anzuzeigen, auch geeignete Maßregeln zu ergreifen, um der Verschleppung oder Zerstörung der Fundstücke, wie: Geräte, Gefäße, Waffen, Münzen usw. oder der Veränderung ihrer Gesammtanordnung vorzubeugen. Alle Fundgegenstände müssen sofort an den bauleitenden Beamten oder in Abwesenheit desselben an die beteiligte Localbehörde abgeliefert werden. Der Unternehmer hat hiernach seine Leute mit entsprechender Weisung zu versehen.“

3. Absatz 3 des nunmehrigen § 27 ist verändert und lautet: „Die Kosten der Einregistrirung des Vertrages und des Vertragsstempels, sowie alle Abgaben für die zu liefernden Materialien und Arbeiten trägt der Unternehmer nach Maßgabe der gesetzlichen Bestimmungen.“

Auch die „Bestimmungen für die Bewerbung um Leistungen für Garnisonbauten“ haben für das 15. Armeecorps insofern eine Aenderung erfahren, als § 3, Absatz 1 ergänzt ist durch die Sätze: „Zur Vermeidung von Stempelstrafen wird darauf aufmerksam gemacht, daß die Angebote nach den in Elsass-Lothringen geltenden Gesetzen auf Dimensions-Stempelpapier zu schreiben sind. Bei Anwendung von Formularen hat der Bewerber die Stempelung zu veranlassen.“

Straßburg i. E., 28. Juni 1888.

Königliche Intendantur 15. Armeecorps.

Für den Sitz der **italienischen Volksvertretung** hat der Ministerpräsident Crispi von der Kammer die Bewilligung von 6 Millionen verlangt. Für diese Summe soll zunächst der Bau eines neuen Sitzungssaales und die bessere Instandsetzung des jetzt als Sitz der Landesvertretung dienenden alten Palastes am Montecitorio in Aussicht genommen werden, falls die anzustellenden Untersuchungen überhaupt nur die Möglichkeit ergeben, in dem alten Bau ein der gesetzgebenden Körperschaft würdiges Unterkommen zu schaffen. Anderenfalls würde die Summe als ein erster in den Staatshaushalt eingestellter Betrag für den Bau eines neuen Hauses dienen, mit welchem dann so schnell als möglich vorgegangen werden soll. Der Gesetzentwurf hat nach mehreren Ausschussberatungen die Genehmigung der Kammern erhalten.

Die **Kosten der Façade von S. Maria del Fiore in Florenz**, welche bekanntlich in den letzten 10 Jahren neu hergestellt worden ist, belaufen sich, der „Foce della Verità“ zufolge, auf 1 260 057 Lire. Da die durch freiwillige Beiträge und Sammlungen aufgebrachtene Baugelder die Höhe von 1 371 813 Lire erreicht hatten, so ist dem ausführenden Ausschusse noch ein Restbetrag von 111 756 Lire zur Verfügung verblieben. Letzterer wird den Mitteln zur Herstellung und zum Gusse der neuen Bronceportalen zugeschlagen, sodaß diese mit den durch eine besondere Subscription bereits aufgebrachtene 139 516 Lire bis jetzt also die Höhe von 251 272 Lire erreicht hat.

F. O. S.

Die **Zeitschrift für Bauwesen** enthält in Heft VII bis IX des Jahrganges 1888 folgende Mittheilungen: Städtisches Wasserhebewerk für den Südwesten von Berlin, mit Zeichnungen auf Blatt 41 im Atlas, von den Regierungs-Bau-meistern Herren H. Hartung und R. Schultze in Berlin.

- Das Fürstenhaus und die alte Münze am Werderschen Markt in Berlin, mit Zeichnungen auf Blatt 42 und 43 im Atlas, von den Regierungs-Baumeistern Herren A. Messel und R. Borrman in Berlin.
- Backsteinbauten in Mittelpommern. III. Klosterkirche Colbatz, mit Zeichnungen auf Blatt 44 bis 46 im Atlas, von Herrn Regierungs-Baumeister H. Lutsch in Breslau.
- Szene der Alten und Bühne der Neuzeit. Ein Beitrag zur Lösung der Volkstheaterfrage, zugleich ein Versuch zur Raumgestaltung großer Zuschauerräume, aus den bisher üblichen Theaterformen entwickelt, von Herrn Stadt-Baurath a. D. A. Sturmhoefel in Berlin.
- Katholische Kirche in Groschowitz, mit Zeichnungen auf Blatt 47 im Atlas.
- Zusammenstellung der bemerkenswerteren preussischen Staatsbauten aus dem Gebiete des Landbaues, welche im Laufe des Jahres 1886 in der Ausführung begriffen gewesen sind.
- Die Eisbrecharbeiten im Weichselstrom, mit Zeichnungen auf Blatt 48 und 49 im Atlas, von Herrn Wasser-Bauinspector M. Görz in Danzig.
- Hafenanlage bei Oppeln, mit Zeichnungen auf Blatt 50 bis 52 im Atlas, von Herrn Baurath, Wasser-Bauinspector E. Cramer in Breslau.
- Ueber die Beobachtung bleibender Formveränderungen an eisernen Trägerbrücken mittels Höhen- und Wärmemessungen. Mittheilungen über die Ergebnisse derartiger Messungen an der Rheinbrücke bei Hünningen, mit Zeichnungen auf Blatt 53 im Atlas, von Herrn Eisenbahn-Betriebsdirektor L. Kriesche in Straßburg i. E.
- Ueber Gefällverhältnisse auf Ablaufgleisen, von Herrn Geheimen Regierungsrath A. Schübler, Mitglied der Kaiserlichen General-direction in Straßburg i. E.
- Untersuchungen über das Zuschlagen der Schleusenthore im strömenden Wasser, von Herrn Wasser-Bauinspector G. Tolkmitt in Kiel.
- Die Verbesserung der Boden- und Gesundheitsverhältnisse des Agro Romano.
- Statistische Nachweisungen, betreffend die in den Jahren 1881 bis einschließlich 1885 vollendeten und abgerechneten preussischen Staatsbauten aus dem Gebiete des Hochbaues. Im Auftrage des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten aufgestellt von Herrn Land-Bauinspector Wiethoff in Berlin.

### Bücherschau.

**Lehrbuch der Hochbau-Constructions.** Von Rudolph Gottgeu, Architekt und ordentlicher Professor an der technischen Hochschule in München. Vierter Theil. Der innere Ausbau. Mit einem Atlas von 25 Tafeln in Folio sowie 607 in den Text eingedruckten Holzschnitten. Berlin 1888. Verlag von Ernst u. Korn. Preis 32 M.

Mit dem vorliegenden vierten Bande beschließt der Verfasser ein Werk, dessen Bedeutung bereits wiederholt und in den weitesten Kreisen die gebührende Würdigung erfahren hat (in diesem Blatte sind die beiden ersten Theile auf Seite 86 des Jahrganges 1884, der dritte auf Seite 144 des Jahrganges 1885 eingehend besprochen worden). In gleich vorzüglicher Weise, wie in den früheren Abschnitten des Buches aus der Menge des Vorhandenen das Gute ausgewählt wurde, ist es dem Verfasser auch bei diesem Theile gelungen, das zum vollen Verständniß Nothwendige in möglichster Knappheit zu geben. Der vierte Band des „Lehrbuches der Hochbau-Constructions“ behandelt in einem ersten Hauptabschnitte den inneren Ausbau bezüglich der Thür- und Fensterconstructions und enthält dann eine Abhandlung über Heizung und Lüftung städtischer Gebäude. In dem ersteren sind zunächst die betreffenden Tischlerarbeiten behandelt. Nach einer kurzen geschichtlichen Einleitung, welche ein übersichtliches Bild von der Herstellung der Thüren in älterer und ältester Zeit giebt, und nach Mittheilung der in heutiger Zeit zumeist üblichen Abmessungen der Thüren, Thore, Fenster, Schaufenster usw. wird kurz und klar die Herstellungsweise derselben an der Hand trefflicher Holzschnitte erläutert. Von der schlichten Latten- und Bretterthür bis zum reichen verdoppelten und verzierten Thore, von dem einfachen einflügeligen Wohnungsfenster bis zur schwierigen Schauladeneconstruction werden die verschiedenen Gattungen durchgesprochen, und neben diesem und jenem der Vollständigkeit wegen mehr im geschichtlichen Sinne Erwähnten wird das Mustergültige hervorgehoben. Eine Reihe besonders bemerkenswerther ausgeführter Beispiele hat in den Atlastafeln mit allen Einzelheiten Darstellung gefunden. In richtiger Erkenntniß der

wesentlichsten Grundbedingungen einer gesunden Tischlerconstruction wird u. a. wiederholt darauf hingewiesen, daß das Augenmerk unausgesetzt auf den Verlauf der Längsfasern im Holze zu richten und die Zusammensetzung der einzelnen Hölzer derart zu wählen sei, daß ein Schwinden in diesem oder jenem Theile der ausgeführten Arbeit thunlichst verhindert werde. Wenn wir dabei trotz der Zurückhaltung, mit der der Verfasser sich über die in neuerer Zeit so beliebt gewordene Ausbildung der Tischlerconstructions in den Formen von Steinarchitekturen ausspricht, aus der Art, wie dies geschieht, doch seine Mißbilligung zu erkennen glauben, so hätten wir hierzu nur den Wunsch gehabt, daß das Verkehrte dieser Behandlung von Holzconstructions entschieden betont worden wäre. Und neben diesen aus Stilrücksichten allerdings nicht ganz zu vermeidenden Lösungen wäre willkommen gewesen, wenn durch einzelne auf gesunder mittelalterlicher Ueberlieferung fußende Beispiele gezeigt worden wäre, in welchem Sinne die Constructionsweise und die damit zusammenhängende Formentwicklung anzustreben sei. Ausgesprochener finden wir dergleichen Hinweise in dem weiteren, von den Schlosserarbeiten handelnden Unterabschnitte. Sehr verdienstvoll ist hier der geschichtliche Rückblick auf die Herstellung der Thür- und Fensterbeschläge im Mittelalter, und wir fühlen, wie sich der Fülle werthvollsten Stoffes gegenüber der Verfasser wohlwogene Beschränkung auferlegt hat, um nicht über das gesteckte Ziel hinauszuschieseln. Aber auch der die jetzt üblichen, den gesteigerten Anforderungen der Gegenwart Rechnung tragenden Schlosserconstructions aufs gründlichste behandelnde Theil verdient uneingeschränktes Lob, und sein Studium kann nicht eindringlich genug empfohlen werden in der Erwägung, daß es grade dieser Theil des inneren Ausbaues ist, welchem gegenüber der ausführende Techniker sich oft in einer gewissen Hilflosigkeit befindet.

Den zweiten Hauptabschnitt bilden die Heizungs- und Lüftungsanlagen. Unter Einflechtung einiger Hauptsätze der wissenschaftlichen Theorie werden die technischen Vorrichtungen bei der Verbrennung: der Feuerraum, die verschiedenen Rostarten, Züge, Schornsteine usw. beschrieben. Daran reihen sich beherzigenswerthe Bemerkungen über die Feuerungsanlagen in unseren Gebäuden, über die Anordnung der Rauchröhren, die Ursachen des „Rauchens“ der Feuerungen und über Schornsteinaufsätze verschiedenster Construction und Güte. Es wird dann übergegangen zu den verschiedenen Arten von Heizungen, zunächst zu den örtlichen: Die Kaminheizung, die Oefen von Eisen und Thon in ihren mannigfachen Ausgestaltungen, mit ihren Vorzügen, ihrer Leistungsfähigkeit und ihren Nachtheilen werden erörtert. Dann folgt das ausgiebige Capitel der „Central-“ oder Sammelheizungen: Neben der einfachen Canalheizung und den zusammengesetzten Sammelheizungen enthält dasselbe in eingehender Behandlung die Luftheizung, die Warmwasserheizung in ihren verschiedenen Abarten, die Heißwasser- und Dampfheizung, sämtlich durch lehrreiche Beispiele, meist durch bewährte Ausführungen erläutert. Den Schluß bilden die Lüftungsvorrichtungen, die Erläuterung des Wesens der natürlichen und künstlichen Lüftung und die Beschreibung der zu letzterer verwandten Einrichtungen und Maschinen.

Wenn in dem hiermit abgeschlossenen Werke der Leser desselben vielleicht diesen und jenen Gegenstand vermissen wird, der sonst wohl als selbständiger Theil der Hochbauconstructionslehre behandelt zu werden oder in einem der Abschnitte desselben nicht zu fehlen pflegt, so möchten wir ihn an die Schranken erinnern, die sich der Verfasser nach seinem wiederholten Ausspruche ziehen zu müssen glaubte: Er hatte vor ein Lehrbuch zu schreiben und mußte vermeiden, einerseits dasselbe bei dem sich täglich anhäufenden Stoffe zu einem Sammelwerke werden zu lassen und andererseits auf Sondergebiete zu gerathen, die den Gegenstand selbständiger Lehrzweige auf den technischen Hochschulen bilden und aus dem Rahmen gefallen wären, welchen der Verfasser sich vorgezeichnet hatte\*). Die Art aber, wie dieser sein umfangreiches Werk durchgeführt hat, bürgt dafür, daß die Hoffnung, welche er an dasselbe geknüpft hat, sich erfüllen wird, die Hoffnung nämlich, daß es, wie die Arbeiten Rondellets und Gillys, noch auf lange Zeit hinaus seinen Werth behalten werde.

Hd.

\*) Im Begriffe, diese Zeilen dem Drucke zu übergeben, geht uns die Nachricht zu, daß der unermüdete Verfasser auf mehrseitige Aufforderung sich trotz seines vorgeschrittenen Lebensalters entschlossen hat, seinem Buche in einem besonderen Nachtrage auch noch eine Abhandlung über Hauswasserleitungen, Entwässerungen, Abortanlagen und Haustelegographie folgen zu lassen. Gewiß wird es überall freudig begrüßt werden, daß durch diesen Entschluß auch auf den genannten Gebieten die reichen Erfahrungen des auf eine nahezu 40jährige Lehrthätigkeit zurückblickenden, allgemein verehrten Mannes zum Gemeingut gemacht werden sollen.

# Ueber die Nebenspannungen der Fachwerkstäbe bei steifen Knotenverbindungen.

Von Fr. Engesser in Karlsruhe.

(Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, Band XXXII, Seite 813.)

## I.

Die Berechnung der Fachwerkträger erfolgt in praxi ganz allgemein unter der Voraussetzung reibungsloser Knotenpunktgelenke, obgleich die Bestimmung der bei steifen Knotenverbindungen entstehenden Nebenspannungen theoretischen Schwierigkeiten nicht unterliegt. Der Grund hierfür liegt einerseits in den umfangreichen, leicht zu Irrungen Anlass gebenden Zahlenrechnungen, andererseits in der trotzdem nur unvollständig erreichten Zuverlässigkeit der Ergebnisse, da die Voraussetzungen der Theorie nicht völlig mit der Wirklichkeit übereinstimmen, bzw. nicht sämtliche Einflüsse entsprechend in Rechnung gestellt werden können. Nicht berücksichtigt bleiben u. a. die teilweise Beweglichkeit der Nietverbindungen, die Querschnittsvergrößerungen durch Knotenbleche, die Verschiedenheit des Elastizitätsmoduls der einzelnen Stäbe, die Ausbiegung von Flachstäben und exzentrisch befestigten Stäben aus der Trägerebene, die Montirungsspannungen, d. h. diejenigen Nebenspannungen, welche durch Fehler bei der Herstellung der Träger verursacht werden und unter Umständen eine beträchtliche Höhe erreichen können.

Eine gewisse Schwierigkeit bietet ferner die Frage, in welcher Weise die Nebenspannungen zahlenmäßig berücksichtigt werden sollen. Da das gebräuchliche Rechnungsverfahren, die Querschnitte auf grund der Hauptspannungen und der entsprechenden erfahrungsgemäßen Spannungszahlen (normale Spannungszahlen) zu bestimmen, im großen und ganzen genügende Ergebnisse liefert, so bleibt es selbstverständlich ausgeschlossen, die Stabquerschnitte für die Summe von Haupt- und Nebenspannung unter Beibehaltung der normalen Spannungszahlen zu berechnen. Andererseits wäre eine Erhöhung der Spannungszahlen um den Mittelwert der fraglichen Nebenspannungen nur dann völlig gerechtfertigt, wenn gleichzeitig sämtliche übrigen zusätzlichen Spannungen der Stäbe auf ähnliche Weise in Rechnung gezogen würden. Geschieht dies nicht, so bleibt das Verfahren unvollständig, und der Genauigkeitsgrad des Ergebnisses steht nicht im Verhältnis zur aufgewendeten Arbeit. Es ist sogar der Fall denkbar, dass hierbei die Sicherheit einzelner Stäbe, deren Nebenspannungen in folge steifer Knoten sehr gering, deren sonstige Nebenspannungen jedoch bedeutend sind, unter das sonst übliche Maß herabgedrückt wird. Unter allen Umständen muss daher bei einseitiger Erhöhung der Spannungszahlen mit größter Vorsicht vorgegangen werden, falls ein wirklicher Vorteil für die Konstruktion erzielt werden soll.

Schließlich möge noch darauf hingewiesen werden, dass der Bruch eines vorübergehend überlasteten Fachwerkstabes in weit höherem Maße durch die Hauptspannung als durch Nebenspannungen bedingt wird. Letztere sind unter Annahme des Elastizitätsgesetzes  $\sigma = E \epsilon$  berechnet, welches nur bis zur Elastizitätsgrenze Gültigkeit besitzt; nach Ueberschreitung der letzteren ergeben sich andere, wesentlich kleinere Werte der Nebenspannungen.

Bei gleicher rechnungsmäßiger Gesamtspannung ist daher ein Stab mit großer Hauptspannung und kleiner Nebenspannung von geringerer Bruchsicherheit als ein Stab unter entgegengesetzten Verhältnissen (siehe No. III).

Zieht man aus vorstehenden Ausführungen die Schlussfolgerung, so erscheint es vollkommen gerechtfertigt, die Nebenspannungen für gewöhnlich nicht zahlenmäßig in Rechnung zu

bringen, sondern, wie üblich, in den normalen Spannungszahlen zu berücksichtigen. Nur in solchen Fällen, wo außerordentlich hohe Nebenspannungen zu erwarten sind (z. B. über den Mittellagern durchgehender Träger), wird man schätzungsweise, auf grund veröffentlichter Zahlenangaben oder besonders angestellter Berechnungen, die normalen Spannungszahlen herabmindern. Zu diesem Zwecke soll nachstehend das betr. Rechnungsverfahren sowie einige Näherungsformeln zur Bestimmung der bei steifen Knotenverbindungen auftretenden Nebenspannungen angeführt werden.

## II.

In folge der Längenänderungen, welche die Stabachsen durch Belastung und Temperaturveränderung erleiden, nimmt das Knotenpunktsnetz eines Fachwerkträgers geänderte Gestalt an, welche bei reibungslosen Knotenpunktgelenken durch einfache Betrachtungen bestimmt werden kann.

Legt man die gewöhnliche Dreiecksanordnung für das Knotenpunktsnetz zu grunde und bezeichnet mit

- $s$  die Länge eines Stabes,
- $S$  die Kraft „ „
- $F$  den Querschnitt eines Stabes,
- $J$  das Trägheitsmoment eines Stabes,
- $t$  die Temperaturänderung eines Stabes,
- $\alpha$  den Beiwert der Temperaturausdehnung,
- $E$  den Elastizitätsmodul,
- $\epsilon$  die Aenderung der Längeneinheit,
- $\varphi$  die Größe eines Dreieckswinkels,
- $\Delta \varphi$  die Aenderung von  $\varphi$ ,

so sind die Seitenlängen des geänderten Netzes

$$s^1 = s \cdot (1 + \epsilon), \text{ wo } \epsilon = \frac{S}{EF} + \alpha t \quad (1),$$

die entsprechenden Aenderungen der Dreieckswinkel  $\varphi_1 \varphi_2 \varphi_3$  ergeben sich zu

$$\left. \begin{aligned} \Delta \varphi_1 &= \text{ctg } \varphi_2 (\epsilon_1 - \epsilon_2) + \text{ctg } \varphi_3 (\epsilon_1 - \epsilon_2) \\ \Delta \varphi_2 &= \text{ctg } \varphi_3 (\epsilon_2 - \epsilon_1) + \text{ctg } \varphi_1 (\epsilon_2 - \epsilon_3) \\ \Delta \varphi_3 &= \text{ctg } \varphi_1 (\epsilon_3 - \epsilon_2) + \text{ctg } \varphi_2 (\epsilon_3 - \epsilon_1) \end{aligned} \right\} \quad (2).$$

Bei steifen Knotenverbindungen kann man für die Aenderungen der Netzseiten ( $= \epsilon s$ ) und der Netzwinkel ( $= \Delta \varphi$ ) genau genug die gleichen Zahlenwerte einführen, wie bei reibungslosen Gelenken, da auch hier die Gleichungen (1) und (2) Gültigkeit besitzen und die Stabkräfte  $S$  in beiden Fällen nur äußerst wenig von einander abweichen.

Während jedoch bei Gelenkknoten die Stäbe zwanglos ihre neue Lage einnehmen, indem sie sich um die Gelenke drehen und ihre gegenseitige Neigung um  $\Delta \varphi$  ändern, können sich die Stäbe bei steifen Knotenverbindungen nicht in die geänderten Richtungen der neuen Netzseiten einstellen, da ihre gegenseitige Neigung an den

Fig. 1.

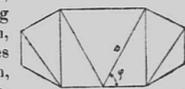
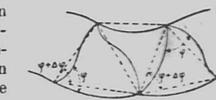


Fig. 2.



Fig. 3.



Knotenpunkten unverändert = q bleibt; sie müssen sich infolge dessen verbiegen und erleiden hierbei Biegungsspannungen, d. h. die fraglichen Nebenspannungen, deren Bestimmung nachstehend erfolgen soll.

Denkt man sich einen beliebigen Stab 12 herausgeschnitten und bezeichnet mit M<sub>12</sub> und M<sub>21</sub> die Biegemomente an den Enden (pos. wenn den Stab umgekehrt wie der Uhrzeiger,

Fig. 5.

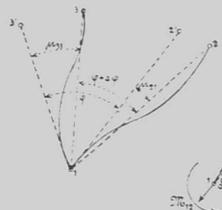
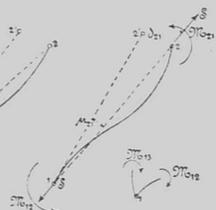


Fig. 6.



bezw. wenn den Knotenpunkt im Sinne des Uhrzeigers drehend) mit S die Stabkraft, mit y die Ordinaten der elastischen Linie gegen die Sehne 12, so ist das Moment für einen beliebigen um x von Punkt 1 entfernten Punkt

M = M12(s-x) +/- M21x +/- Sy.

Die Durchbiegung des Endpunktes 2 gegen die Tangente im Punkte 1 ist bekanntlich proportional dem statischen Moment der Momentenfläche bezüglich des Punktes 2, d. h.

delta\_21 = 1/EJ12 integral M(s-x) dx, bezw., wenn man das nur geringen Einfluss ausübende Glied Sy vernachlässigt.

delta\_21 = 1/EJ12 integral M12(s-x) + M21x(s-x) dx = s^2/6 EJ12 (2M12 - M21).

Der Winkel zwischen Sehne 12 und Endtangente 12' ergibt sich zu

mu\_21 = delta\_21/s = s^2/6 EJ12 (2M12 - M21).

In gleicher Weise erhält man für Stab 13

mu\_31 = s^2/6 EJ13 (2M13 - M31).

Nun ist die Änderung des Netzwinkels

delta mu\_213 = mu\_21 - mu\_31 = s^2/6 EJ12 (2M12 - M21) - s^2/6 EJ13 (2M13 - M31),

wobei jeweils das u des rechtsseitigen Stabes das positive, das des linksseitigen Stabes das negative Vorzeichen erhält.

Zur bequemeren Zahlenrechnung kann man auch schreiben:

6EJ delta mu\_213 = phi\_213 = s^2/12 (2M12 - M21) - s^2/12 (2M13 - M31) (A).

Gleichung (A) lässt sich für jeden Knotenpunkt so oft aufstellen, als Dreieckswinkel daselbst vorhanden, d. h. (n-1) mal, wenn man mit m die Zahl der im Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe bezeichnet.

Eine weitere Gleichung liefert für jeden der n-Knotenpunkte die Bedingung: Summe aller Drehmomente gleich Null.

Fig. 7.



sum M = 0 (B).

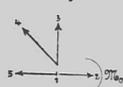
Man hat also für jeden Knotenpunkt gerade soviel Gleichungen als Stäbe bezw. als unbekannte Spannungsmomente M, und (B) bestimmt werden können.

Schneiden sich alle Stäbe eines Knotenpunktes, wie dies gewöhnlich vorausgesetzt wird, in einem Punkte, so sind in sum M der Gl. (B) nur Spannungsmomente M12 M13 M14...

enthalten, ist dies nicht der Fall, so kommt noch das hierbei entstehende Kräftepaar der Stabkräfte = M0 hinzu.

Zur rechnerischen Lösung der Aufgabe ist es meist bequemer, statt der Spannungsmomente M die Winkelgrößen mu oder deren Vielfache (= 6E mu = N) als Unbekannte einzuführen.

Fig. 8.



Die Gleichungen (A) gehen dann über in

phi\_213 = N12 - N13, phi\_214 = N12 - N14, phi\_215 = N12 - N15.

Hieraus lassen sich unmittelbar sämtliche m-Unbekannte eines Knotenpunktes auf eine einzige zurückführen.

N13 = N12 - phi\_213, N14 = N12 - phi\_214, N15 = N12 - phi\_215 (C).

Zur Bestimmung der noch verbleibenden n-Unbekannten N dienen die Gl. (B), nachdem die M durch N ersetzt worden.

Man hat: N12 = s12/J12 (2M12 - M21)

N21 = s21/J21 (2M21 - M12)

woraus, da s12 = s21; J12 = J21 ist, folgt

M12 = J12/3s12 (2N12 + N21)

M21 = J12/3s12 (2N21 + N12)

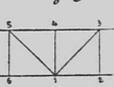
Gl. (B) geht hiernach über in:

sum (J12/2s12) (2N12 + N21) + M0 = 0 (D),

wobei sich die Summierung jeweils auf alle Stäbe des Knotenpunktes bezieht.

Bei symmetrischen Verhältnissen (Trägerform, Belastung, Temperatur) vereinfacht sich die Rechnung wesentlich. Symmetrisch gelegene M und N besitzen gleiche Zahlenwerte; für die Symmetrieachse sind die M und N unmittelbar bekannt. Z. B. M4 = M41 = 0; N4 = N41 = 0; N12 = -N16, somit

Fig. 9.



phi\_216 = N12 - N16 = 2N12; N12 = phi\_216/2, N43 = -N43 = -phi\_345/2.

Um für die Nebenmomente M eines Stabes s Näherungsformeln aufzustellen, wird angenommen, die Stäbe sa, sb, sc, sd bzw. sa', sb', sc', sd', welche mit dem betrachteten Stabe s zusammenstoßen, seien jeweils in den anderen Knotenpunkten ge-

Fig. 10.

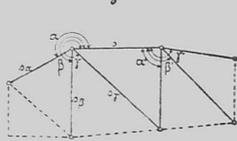


Fig. 11.

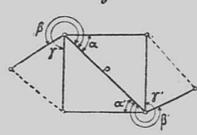


Fig. 12.

lenkartig mit den übrigen Stäben verbunden. Die Nebenmomente M und M' seien der früheren Festsetzung nach positiv, wenn sie den Stab umgekehrt wie der Uhrzeiger drehen.

Die Winkel von s mit den benachbarten Stäben alpha beta gamma alpha' beta' gamma' werden, wie in den Figuren dargestellt, nach links hin gemessen.

Die Gl. (A) lauten nun:

6EJ delta alpha = phi\_alpha = s/J (2M - M') - sa/Ja \* 2Ma

6EJ delta beta = phi\_beta = s/J (2M - M') - sb/Jb \* 2Mb

6EJ delta gamma = phi\_gamma = s/J (2M - M') - sc/Jc \* 2Mc

Setzt man zur Abkürzung J/s = i, sa/Ja = ia usw., so erhält man für die Nebenmomente Ma Mb Mc der Stäbe sa sb sc, die Werte:

Ma = ia/2i (2M - M') - phi\_alpha ia/2

Mb = ib/2i (2M - M') - phi\_beta ib/2

Mc = ic/2i (2M - M') - phi\_gamma ic/2

Gl. (B) liefert M + Ma + Mb + Mc = 0, d. h.

M (1 + ia/2i + ib/2i + ic/2i) - M' ia/2i - phi\_alpha ia/2 + phi\_beta ib/2 + phi\_gamma ic/2

oder abgekürzt Ma - M'b = c;

Aehnlich erhält man:

M (1 + ia'/2i + ib'/2i + ic'/2i) - M' ia'/2i - phi\_alpha' ia'/2 + phi\_beta' ib'/2 + phi\_gamma' ic'/2

oder abgekürzt M'a' - M'b' = c'.

Aus beiden Gleichungen folgt

M = (ac + b'c') / (aa' - bb'), M' = (a'c' + bc) / (aa' - bb') (3).

Wenn die Wandstäbe gegenüber den Gurtstäben geringes Trägheitsmoment besitzen, so kann man bei Berechnung der Nebenmomente der Gurtstäbe den Einfluss der Wandstäbe vernachlässigen; man erhält dann dieselben Gleichungen wie für einen durchgehenden Träger auf gesenkten Stützen. Be-

Fig. 13.

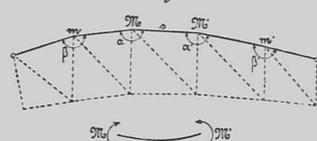


Fig. 14.

rücksichtigt man, um geschlossene Formeln zu erhalten, auf jeder Seite des Stabes s nur noch zwei weitere Stäbe, bezeichnet mit mM'm' die Stützenmomente bei beta alpha' beta' (positiv wenn nach außen drehend), mit beta alpha' beta' die inneren Randwinkel, so lauten die Gl. (A), mit Rücksicht auf die geänderten Vorzeichen:

6EJ delta beta = phi\_beta = 2m sb^2/Jb^2 + sa/Ja (2m + M) = 2m (1/ib + 1/ia) + M/ia

6EJ delta alpha = phi\_alpha = sa/Ja (2M + m) + s/J (2M + M') = m/ia + 2M (1/ia + 1/i) + M'/i

Aus beiden Gleichungen folgt:

M (2/i + 4ia/2ia + 3ib/2ia) + M'/i = phi\_alpha - phi\_beta/2 (ia + ib)

oder abgekürzt Ma + M'b = c.

Aehnlich ergibt sich

M' (2/i + 4ia'/2ia' + 3ib'/2ia') + M'/i = phi\_alpha' - phi\_beta'/2 (ia' + ib')

oder abgekürzt M'a' + M'b' = c'.

Schließlich erhält man:

M = (ac - b'c') / (aa' - b'b'), M' = (a'c' - bc) / (aa' - b'b') (4).

Sehr häufig können sämtliche i gleich groß gesetzt werden; dann wird a = a' = 2/i + 7/4i = 15/4i; b = 1/i;

aa' - b'b^2 = 209/16i^2; c = phi\_alpha - phi\_beta/4; c' = phi\_alpha' - phi\_beta'/4, somit

M = i/209 [60 phi\_alpha - 15 phi\_beta - 16 phi\_alpha' + 4 phi\_beta'], M' = i/209 [60 phi\_alpha' - 15 phi\_beta' - 16 phi\_alpha + 4 phi\_beta] (5).

Fig. 15.

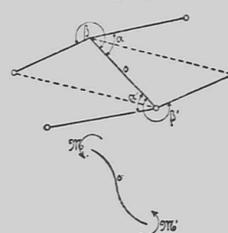


Fig. 16.

Was die Nebenmomente eines Wandstabes s bei überwiegendem Gurtquerschnitt anbelangt, so hat man zu deren Bestimmung die Gl. (A)

6EJ delta alpha = phi\_alpha = s/J (2M - M') - sa/Ja \* 2Ma

6EJ delta beta = phi\_beta = s/J (2M - M') - sb/Jb \* 2Mb

Näherungsweise kann man hier setzen:

sa/Ja \* 2Ma = -sb/Jb \* 2Mb

so dass man erhält: 2M - M' = 3EJ/s (delta alpha + delta beta).

Ebenso ergibt sich:

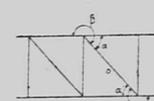
2M' - M = 3EJ/s (delta alpha' + delta beta').

woraus

M = EJ/s (2 delta alpha + 2 delta beta + delta alpha' + delta beta'), M' = EJ/s (2 delta alpha' + 2 delta beta' + delta alpha + delta beta) (6).

Fig. 17.

Bei Parallelträgern erhält man für eine Diagonale, wenn man setzt alpha = 45°, Dehnung epsilon gleich groß für Diagonale und untere Gurtung, Dehnung der oberen Gurtung = -epsilon, Dehnung der Ständer = -2/3 epsilon:



delta alpha = -5 epsilon/3; delta beta = -11/3 epsilon; delta alpha' = -2/3 epsilon; delta beta' = + epsilon/3

M = EJ/s (-10/3 epsilon - 22/3 epsilon - 2/3 epsilon + epsilon/3) = -12EJ epsilon/s

= -12J sigma/s, wo sigma die der Dehnung epsilon entsprechende Hauptspannung bezeichnet.

Die zugehörige Nebenspannung  $\nu$  ergibt sich zu  $\nu = \pm \frac{M e}{J}$   
 $= \pm \frac{12 e}{s} \cdot \sigma = \pm \frac{6 b \sigma}{s}$ , wo  $b = 2 e =$  Stabbreite gesetzt

Fig. 18. wurde. Diese Näherungsformel wurde bereits in der Zeitschrift für Baukunde 1879 vom Unterzeichneten aufgestellt.

Bei Stäben unsymmetrischen Querschnittes, deren Aufsenfaserabstände  $e_1$  und  $e_2$  ungleich groß sind, treten 4 Größtwerte der Nebenspannungen, je zwei für jeden Endquerschnitt, auf; sie lauten  $\nu_1 = \frac{M e_1}{J}$ ,  $\nu_2 = -\frac{M e_2}{J}$ ,  $\nu_3 = \frac{M' e_1'}{J}$ ,  $\nu_4 = -\frac{M' e_2'}{J}$ , wo sich  $e_1$  und  $e_1'$  auf diejenigen Aufsenfasern beziehen, welche bei positiven Momenten  $M$  und  $M'$  Zugspannungen erleiden. Von diesen 4 Größtwerten von  $\nu$  ist derjenige maßgebend, welcher, bei gleichem Vorzeichen mit der Hauptspannung  $\sigma$ , den größten Zahlenwert aufweist.

III.

Für den Fall, dass die Stabspannungen die Elastizitätsgrenze überschreiten, machen wir die Annahme, dass sich die Beziehungen zwischen Spannung  $\sigma$  und Dehnung  $\epsilon$  durch die Gleichungen zweier Geraden  $OC$  und  $CB$  ausdrücken lassen, wie nebststehend dargestellt. Der Schnittpunkt  $C$  entspricht der Elastizitätsgrenze, für welche Dehnung und Spannung mit  $\epsilon_0$  und  $\sigma_0$  bezeichnet werden mögen. Für

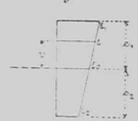
$$\begin{aligned} \epsilon < \epsilon_0 & \text{ lautet die Gleichung } \sigma = E \epsilon \\ \epsilon > \epsilon_0 & \text{ } \sigma = D(\epsilon + \lambda), \end{aligned}$$

wo  $E = \text{tg } \alpha =$  Elastizitätsmodul,  
 $D = \text{tg } \beta$ ,  
 $\lambda =$  Strecke  $AO$ .

Das Verhältnis  $\frac{\sigma}{\epsilon}$  ist

innerhalb Elastizitätsgrenze unveränderlich  $= E$   
 außerhalb veränderlich  $= D \left(1 + \frac{\lambda}{\epsilon}\right)$ .

Fig. 20.



Macht man die Annahme, dass die ursprünglich ebenen Querschnitte eines gleichzeitig gebogenen und gezogenen bzw. gedrückten Stabes auch nach Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze noch eben bleiben, so erhält man für eine beliebige Faser im Abstand  $v$  von der Schwerpunktschse

$$\begin{aligned} \epsilon &= \epsilon_0 + \frac{v}{e_1} (\epsilon_1 - \epsilon_0); \\ \sigma &= D(\epsilon + \lambda) = D(\epsilon_0 + \lambda) + D \frac{v}{e_1} (\epsilon_1 - \epsilon_0); \end{aligned}$$

wobei vorausgesetzt wird, dass sämtliche  $\epsilon$  größer als  $\epsilon_0$  sind.

Wirkt auf den Querschnitt die Stabkraft  $S$  und das Biegemoment  $M$ , so fordert das Gleichgewicht:

$$S = \int \sigma dF = \int \left\{ D(\epsilon_0 + \lambda) + D \frac{v}{e_1} (\epsilon_1 - \epsilon_0) \right\} dF = D(\epsilon_0 + \lambda) F = \sigma_0 F,$$

$$M = \int \sigma v dF = \int \left\{ D(\epsilon_0 + \lambda) v + D \frac{v^2}{e_1} (\epsilon_1 - \epsilon_0) \right\} dF = D(\epsilon_0 + \lambda) J = (\sigma_1 - \sigma_0) \frac{J}{e_1} = \frac{\nu_1 J}{e_1};$$

sind dies dieselben Gleichungen, welche auch innerhalb der Elastizitätsgrenze gültig sind.

Zur Bestimmung des Krümmungsradius  $\rho$  dient die bekannte Beziehung  $(\epsilon_1 - \epsilon_0) ds = \epsilon_1 = ds : \rho$ , woraus  $\frac{1}{\rho} = \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_0)}{e_1}$   
 $= \frac{(\sigma_1 - \sigma_0)}{D e_1} = \frac{M e_1}{J \cdot D e_1} = \frac{M}{J D}$ ;  $\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{1}{\rho} = \frac{M}{J D}$ .

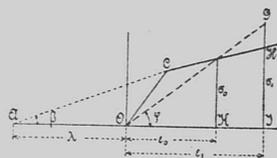
Diese Differentialgleichung der elastischen Linie unterscheidet sich von der innerhalb der Elastizitätsgrenze gültigen  $\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{E J}$  nur dadurch, dass der Wert  $D$  an die Stelle des Elastizitätsmoduls  $E$  getreten ist.

Wir können somit die Gleichungen (B) bis (D) (Seite 814) unmittelbar auch für unseren Fall, wo die Dehnungen und Spannungen außerhalb der Elastizitätsgrenze liegen, benutzen, wenn wir einfach  $E$  durch  $D$  ersetzen.

Löst man die Gleichungen (A) und (B) auf, so erhält man die Nebenmomente in der Form  $M = \Sigma c D \epsilon_0$ , wo sich die  $\Sigma$  auf sämtliche Stäbe bezieht,  $c$  einen Beiwert bezeichnet, der im allgemeinen für jeden Stab verschieden ist.

Wenn die Dehnung  $\epsilon_0$  jeder Stabachse gleichen Zahlenwert besitzt, so kann man auch schreiben  $M = D \epsilon_0 \Sigma c$ .

Fig. 21.



Würde die Dehnung nach der Geraden  $OC$ , d. h. nach dem Elastizitätsgesetz verlaufen, wobei  $\sigma_0 = \text{tg } \alpha \cdot \epsilon_0 = E_x \cdot \epsilon_0$ , so erhielte man aus der Gl. (A) und (B) für das Nebenmoment den Ausdruck  $M' = \Sigma c E_x \epsilon_0$ , bezw. für gleichbleibendes  $\epsilon_0$ ,  $M' = E_x \epsilon_0 \Sigma c$ .

Das Verhältnis  $M : M'$  ist hiernach  $= \Sigma c D \epsilon_0 : \Sigma c E_x \epsilon_0$ , bezw. für gleichbleibendes  $\epsilon_0$ ,  $M : M' = D \epsilon_0 \Sigma c : E_x \epsilon_0 \Sigma c = D : E_x$ , also stets kleiner als die Einheit.

Das Verhältnis  $M : M' = D : E_x$  lässt sich unmittelbar der Figur entnehmen; es ist  $D : E_x = \text{tg } \beta : \text{tg } \alpha = \frac{\epsilon_0}{\epsilon_0 + \lambda} = \frac{OK}{AK}$ .

Stellt ferner  $OJ$  die größte Randfaserdehnung  $\epsilon_1$  dar, so ist die entsprechende größte Randfaserdehnung  $\sigma_1 = \sigma_0 + \nu = JH$ . Bei Gültigkeit des Elastizitätsgesetzes wäre die Spannung  $\sigma_1' = JG$ .

Hiernach ist stets  $\sigma_1 < \sigma_1'$ , die Bruchsicherheit somit tatsächlich größer als unter Annahme des Elastizitätsgesetzes sich ergeben würde.

IV.

Das nächstliegende Mittel zur Herabminderung der bei steifen Knotenverbindungen auftretenden Nebenspannungen besteht in der Anwendung von Gelenkbolzen; doch wird der beabsichtigte Zweck infolge der Bolzenreibung nur unvollkommen erreicht. Zur Ueberwindung der Bolzenreibung bedarf es eines Drehmomentes  $= \frac{\mu S d}{2}$ , wo  $S =$  Stabkraft,

$d =$  Bolzendurchmesser,  $\mu =$  Reibungsziffer (mindestens  $= 1/6$ ). So lange  $M < \frac{\mu S d}{2}$ , bleibt das Gelenk unwirksam, der Stab

hat das volle Nebenmoment  $M$  auszuhalten; für  $M > \frac{\mu S d}{2}$  tritt eine kleine Drehbewegung ein, und das Nebenmoment des Stabes wird auf den Betrag des Reibungsmomentes  $\frac{\mu S d}{2}$  herabgemindert. Trotz dieser unvollkommenen Wirksamkeit haben die Gelenke jedoch den unleugbaren Vorteil, dass sie außergewöhnlich hohe Nebenspannungen verhüten und durchgehends den Gebrauch der normalen Spannungszahlen gestatten.

Mehrfach wird zu gunsten der Gelenkbolzen noch geltend gemacht, dass durch die Erschütterungen des Betriebes

kleine Drehungen eintreten, so dass nach einiger Zeit die Nebenspannungen des Eigengewichtes fortfallen und nur diejenigen der Verkehrslast übrig bleiben. Es dürfte dies jedoch, auch wenn man derartige Drehbewegungen zugibt, nicht in allen Fällen zutreffend sein. Handelt es sich beispielsweise um einen Träger mit unten liegender Fahrbahn, dessen obere Gurtung durch die Sonne stärker erwärmt wird als die untere, so krümmt sich der Träger nach oben, und es entstehen hierbei negative Nebenspannungen. Werden letztere im Laufe des Tages durch die Betrieberschütterungen aufgehoben, so treten nach der am Abend erfolgten Rückbiegung des Trägers positive Nebenspannungen auf, welche bei kleinen Brücken die Nebenspannungen des Eigengewichtes sogar noch übersteigen können.

Eine Herabminderung der Nebenspannungen kann ferner durch besondere Arten der Montage hervorgerufen werden, worauf im folgenden, unabhängig von der praktischen Durchführbarkeit, kurz eingegangen werden möge. Die Nebenspannungen entstehen, wie früher auseinandergesetzt, dadurch, dass im belasteten Zustande die neuen Stablängen mit den alten unverändert bleibenden Winkeln  $\varphi$  nicht mehr zusammenstimmen und infolge dessen Verbiegungen der Stäbe eintreten müssen. Wird nun derart montiert, dass die Stablängen und Winkel später, im belasteten Zustand, einander genau entsprechen werden, so fällt dort der Grund für die Verbiegung der Stäbe fort. Es setzt dies voraus, dass im unbelasteten Zustande die Stäbe um das Maß der späteren Verlängerungen zu kurz (bezw. zu lang) bemessen werden, wodurch eine der späteren Trägerdurchbiegung entsprechende Ueberhöhung entsteht und negative Nebenspannungen, gleich und entgegengesetzt den Nebenspannungen der Belastung, hervorgerufen werden<sup>1)</sup>.

Selbstverständlich ist es nur für einen einzigen Belastungsfall (z. B. volle Belastung) theoretisch möglich, die Nebenspannungen unschädlich zu machen; bezüglich der übrigen Belastungsfälle trifft dies nur teilweise zu.

Auf grund derartiger Erwägungen wird in Amerika die Montage von Trägern, deren Obergurt aus einzelnen stumpf gestoßenen Stücken besteht, vielfach in der Weise bewirkt, dass der Obergurt um die spätere Zusammenpressung zu lang, der Untergurt entsprechend zu kurz hergestellt wird, so dass der Träger im unbelasteten Zustande sich nach oben krümmt und die oberen Gurtstücke nur in den unteren Kanten sich berühren.

Fig. 22.

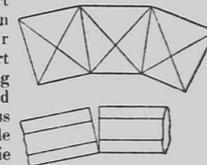
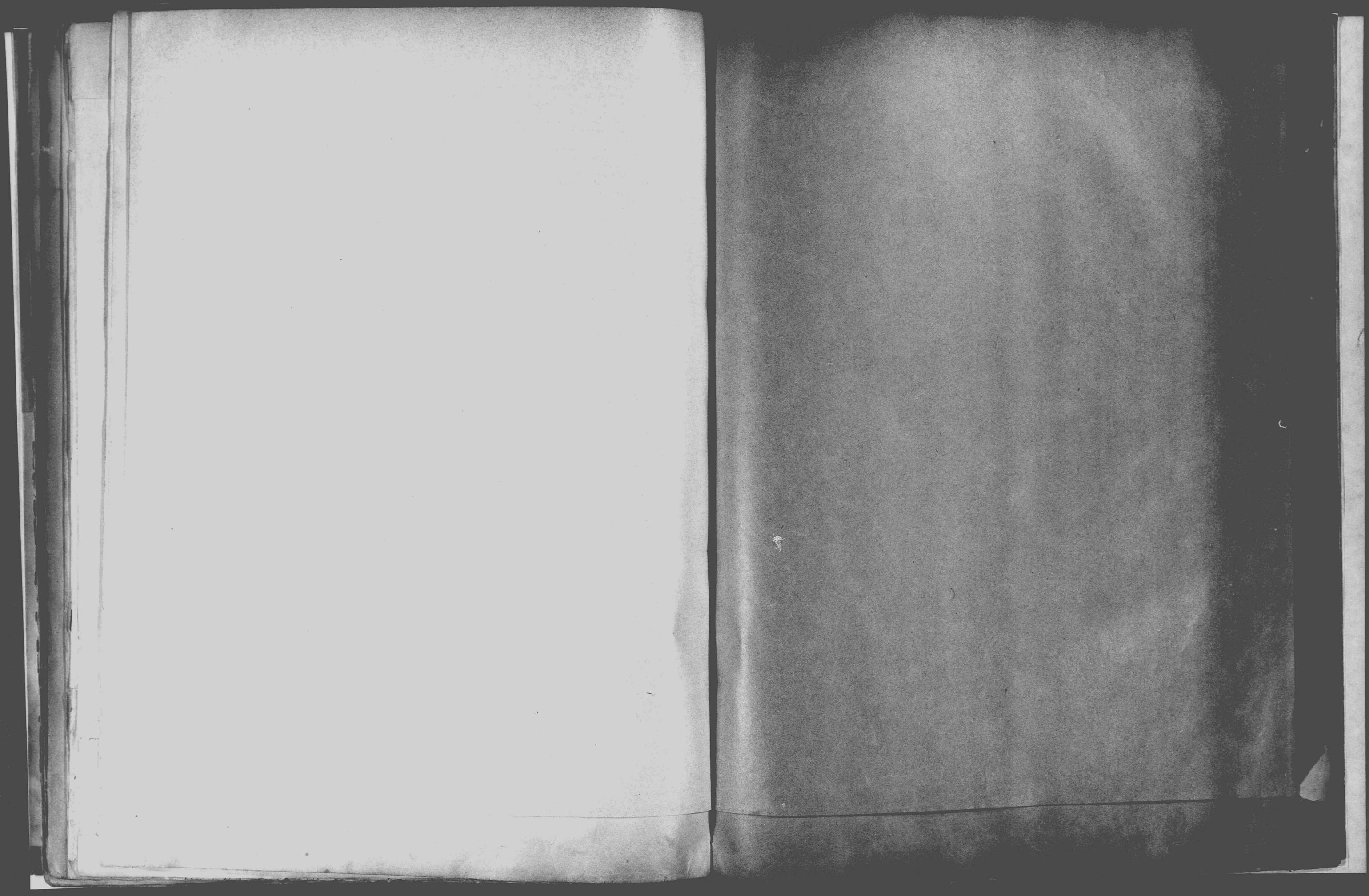


Fig. 23.

Auch bei dem in Europa öfters angewendeten Verfahren, die Zugstreben so stark anzuspinnen, bis sich der Träger von dem Montirungsgerüst abzuheben beginnt, treten ähnliche Verhältnisse auf. Die Streben werden tatsächlich nicht mit ihrer planmäßigen Länge, sondern um das Maß der Eigengewichtverlängerung zu kurz eingesetzt, so dass hier die oben aufgestellte Bedingung zum teil erfüllt wird und die Nebenspannungen nicht in ihrer vollen rechnermäßigen Größe auftreten können.

<sup>1)</sup> Erwärmt man die einzelnen Stäbe derart, dass sie ihre planmäßigen Längen erhalten, so wird der Träger im unbelasteten Zustande gerade und frei von Nebenspannungen.



## Ueber die Spannungszahlen bei Eisenbauten.

(Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, Band XXXIII, Seite 324.)

Bei der großen Bedeutung, welche die richtige Wahl der Spannungszahlen für die Praxis besitzt, möge es gestattet sein, im folgenden das Verfahren mitzuteilen, welches von Unterzeichnetem im Jahre 1884 für die badische Eisenbahnverwaltung aufgestellt wurde. Hierbei konnten die mannichfachen Erfahrungen, wie sie innerhalb einer großen Verwaltung an ausgeführten Bauten sowie im Konstruktionsaal sich ergeben, zu Rate gezogen werden. Es wurde versucht, allen wesentlichen Einflüssen bei Bemessung der Spannungszahlen möglichst gerecht zu werden, wobei jedoch in solchen Fällen, wo z. Z. ausreichende Erfahrungen nicht vorlagen, schätzungsweise vorgegangen werden musste. Selbstverständlich bleibt eine der vorschreitenden Erfahrung entsprechende Verbesserung solcher Schätzwerte vorbehalten.

Die Spannungszahlen stellen bekanntlich nicht sowohl die zulässigen höchsten Werte der tatsächlichen Spannungen dar, als diejenigen gedachten Spannungswerte, welche bei bestimmten Belastungsverhältnissen und Berechnungsarten nicht überschritten werden sollen. Je feiner die Rechnungsweise, je größer die maßgebende Belastung, desto höher können die Spannungszahlen unter sonst gleichen Umständen festgesetzt werden. Für den praktischen Gebrauch muss daher gleichzeitig mit der Spannungszahl auch noch die Angabe von Belastung und Berechnungsweise erfolgen, wie dies bei nachstehenden »Bestimmungen« geschehen ist.

Anmerkung 1. Derartige Bestimmungen über die gleichzeitig in Anwendung zu bringenden Spannungszahlen, Belastungen und Rechnungsmethoden sind namentlich dann erforderlich, wenn nicht nur die eigentlichen Herstellungsarbeiten einer Eisenkonstruktion, sondern auch die ganze Planverfassung zur Vergebung ausgeschrieben werden, damit die Bewerber auf thunlichst gleicher Grundlage ihre Angebote stellen können. Die betreffenden Vorschriften sind dann in gleicher Weise wie die »Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken und Hochbauten«<sup>1)</sup> dem Ausschreiben als Sonderbedingungen anzuschließen.

### I.

#### Belastungen und Berechnungsweise.

- Als normale Verkehrslasten werden in Rechnung gestellt:
- bei Brücken in Hauptbahnen: ein Bahnzug, bestehend aus 3 gleichgerichteten schwersten Lokomotiven und beladenen Güterwagen;
  - bei Brücken in Nebenbahnen: ein Bahnzug, bestehend aus 2 Lokomotiven und Güterwagen;
  - bei Brücken in städtischen Straßen: Menschengedränge von 480 kg/qm (bzw. 540 kg/qm für die Fußwege) und Lastwagenzüge, bestehend aus 1 Wagen von 20 t Gewicht und Wagen von 10 t Gewicht;
  - bei Brücken in Landstraßen: Menschengedränge von 400 kg/qm (bzw. 450 kg) und Lastwagen von 10 t Gewicht;
  - bei Brücken in Nebenwegen: Menschengedränge von 400 kg/qm und Lastwagen von 6 t Gewicht.

Zur Erleichterung der Rechnung sind die den Normalzügen entsprechenden Größtwerte der Momente  $M$  und Querkkräfte  $Q$  für frei aufliegende Balkenträger von 1 bis 100 m Spannweite tabellarisch zusammengestellt (s. Anm. 2).

In dieser Weise wurde s. Z. (1885) bei Vergebung der zwei neuen Drehbrücken im Mannheimer Hafen verfahren.

Bei gekrümmtem Bahngleise ist die ungleiche Lastverteilung auf die Träger, unter Berücksichtigung der Schiefstellung der Fahrzeuge und der Zentrifugalkraft, in Rechnung zu ziehen (s. Anm. 3).

<sup>1)</sup> Z. 1886 S. 325.

Bei Bogenträgern und kontinuierlichen Trägern ist den Einflüssen der Temperatur auf die äußeren Kräfte Rücksicht zu tragen.

Zur Berechnung der Querverbindungen werden folgende Werte des Winddruckes angenommen:

auf 1 m Eisenbahnzug, der eine mittlere Höhe von 3,5 m besitzt . . . . .	450 kg
auf 1 qm Druckfläche der Brücke im belasteten Zustande . . . . .	150 »
auf 1 qm Druckfläche der Brücke im unbelasteten Zustande . . . . .	250 »

Die Druckfläche ist mit Rücksicht darauf festzusetzen, dass der Wind bei etwas schiefer Richtung auch noch Teile der hinteren Träger treffen kann. Der Einfluss des Windes auf die Spannungen der Hauptträger wird in normalen Fällen außer acht gelassen; nur in besonderen Fällen (z. B. bei Endständern, welche die Windlast des oberen Horizontalverbandes auf die Lager übertragen) ist er zu berücksichtigen.

Die Zentrifugalkraft der Fahrzeuge in Bahnkurven wird sowohl bei den Querverbindungen als auch bei den Hauptträgern in Rechnung gezogen.

Der Bremskraft der Eisenbahnfahrzeuge wird nur in besonderen Fällen (wo der Einfluss der übrigen Belastungen verhältnismäßig klein ist) schätzungsweise Rücksicht getragen.

Bei Trägern mit vollen Wandungen (Blechträger, gewalzte Barren) werden die Spannungen in üblicher Weise nach den Formeln der Biegungs-Elastizität und -Festigkeit ermittelt.

Bei Fachwerkträgern wird die gewöhnliche Annahme reibungsloser Gelenkverbindungen und zentraler Befestigung der einzelnen Stäbe gemacht, so dass letztere nur auf Zug oder Druck, nicht aber auf Biegung (Nebenspannungen) beansprucht werden.

Fachwerkträger  $n$ -fachen Systemes werden für die Berechnung in  $n$ -Träger einfachen Systemes zerlegt.

Sind die Bahnschwellen unmittelbar auf die Gurtungen von Fachwerkträgern aufgelegt, so ist die hierdurch bedingte Mehrbeanspruchung der Gurtungen zu ermitteln. Desgleichen ist auch bei Blechträgern die durch unmittelbare Schwellenauflagerung hervorgerufene Erhöhung der Beanspruchung der Halsnieten zu bestimmen. Hierbei kann angenommen werden, dass der Raddruck ( $P = 7000$  kg) sich gleichmäßig auf 30 cm Trägerlänge verteilt.

Nietverschwächung wird sowohl in gezogenen wie in gedrückten Konstruktionsteilen berücksichtigt.

Die Größtmomente der Fahrbahnquer- und Längsträger werden unter Annahme freier Lagerung, ohne Rücksicht auf Einspannung oder Kontinuität, berechnet.

### II.

#### Bestimmung der Querschnitte bei Schmiedeeisenkonstruktionen.

##### Allgemeines.

Bezeichnet man mit

$S_1$  den Größtwert der Stabkraft (stets positiv angenommen);

$S_2$  den Kleinstwert der Stabkraft (positiv, wenn gleichen Sinnes wie  $S_1$ );

$D$  die Differenz  $S_1 - S_2$ ;

$k_1$  die Spannungszahl für ruhende Last;

$k_2$  die Spannungszahl für bewegte Last;

$l$  in m gemessen;

so erhält man den erforderlichen Querschnitt  $F$  aus der Gleichung:

$$F = \frac{S_2}{k_1} + \frac{D}{k_2} \dots \dots \dots (1).$$

Die Werte der Spannungszahlen  $k_1$  und  $k_2$  sind je nach Brückenart, Trägersystem usw. verschieden. Beispielsweise für statisch bestimmte Fachwerke gesetzt:

- $k_1 = 1000 \text{ kg/qcm}$ 
 $k_2 = 600 \text{ kg}$ , wenn  $l > 10$ 
 $= 500 + 10l$ , wenn  $l < 10$  } Eisenbahnbrücken,
 $k_2 = 700 \text{ kg}$ , wenn  $l > 10$ 
 $= 600 + 10l$ , wenn  $l < 10$  } Strafsenbrücken.

Gl. (1) lässt sich auf folgende Form bringen:

F = (S1 + D(k1/k2 - 1)) / k1 = (S1 + alpha D) / k1 (2)

Gl. (2) liefert annähernd dieselben Ergebnisse wie Gl. (1), wenn man den Beiwert alpha konstant = 0,5 setzt und die Verkehrslast (Fahrzeuge) mit einem etwas größeren Betrage (beta-fach) in Rechnung stellt.

- beta = 1,3 - 0,02 l m, wenn l < 10 } bei gewöhnlichen Eisenbahnbrücken,
beta = 1,1, wenn l > 10 }
beta = 1,15 - 0,015 l, wenn l < 10 } bei Strafsenbrücken und Lokalbahnbrücken.
beta = 1 }

Wird bei Eisenbahnbrücken das Schotterbett mit übergeführt, so kann der Wert von beta wie bei Strafsenbrücken angenommen werden.

Die Multiplikation der Verkehrslast mit beta wird zweckmäßig schon bei Aufstellung der Tabellen für M und Q vorgenommen. (s. die eingeklammerten Werte der Tabelle zu Anmerkung 2.)

Die Größe S1 + 0,5 D stellt diejenige einer gedachten ruhenden Belastung entsprechende Stabkraft dar, welche den gleichen Querschnitt verlangt wie die der wirklichen Belastungsweise entsprechenden Stabkräfte. Diese gedachte Stabkraft wird »Ersatzkraft« genannt und mit (S) bezeichnet. Man kann hiernach Gl. (2) auch schreiben:

F = (S1 + 0,5 D) / k1 = (S) / k1 (3)

Die folgenden Zahlenangaben beziehen sich auf Gl. (3), während in den ursprünglichen Bestimmungen die Werte von k1 und k2 für Gl. (1) aufgestellt worden waren.

Statisch bestimmte Trägerarten.

1. Zug- und Druckbeanspruchung (bezw. Biegebungsbeanspruchung).

Fachwerkträger k1 = 1000 kg/qcm oder = 1 t/qcm, somit

F = (S) / 1000 qcm, wenn (S) in kg
= (S) / 1000 t

Vollwandige Träger k1 = 1150 kg oder = 1000 / 0,85 kg, somit

W = (M) / 1150 oder = (0,85 M) / 1000

Hierin bezeichnet

- J das Trägheitsmoment;
e den Abstand der äußersten Faser;
(M) die Größe M1 + 0,5 D (Ersatzmoment);
M1 den Größtwert des Kraftmomentes (stets positiv angenommen);
D die Differenz zwischen Größtwert und Kleinstwert des Momentes;

Gewaltete I- und C-Träger von aufsergewöhnlichen Verhältnissen, namentlich solche mit sehr breiten Flanschen (breiter als die Normalprofile), sind geringer zu beanspruchen, und zwar je nach den Verhältnissen bis zu 15 pCt., also

W = 0,85 bis 1,0 \* (M) / 1000

Vorprofile (Profile b, c, d) sind möglichst zu vermeiden; erforderlichenfalls sind sie um 10 bis 25 pCt. geringer zu beanspruchen

W = 0,95 bis 1,1 \* (M) / 1000

Bei Blechträgern ist das Stegblech mit wagerechter Walzfaser anzuordnen, da quer zur Walzfaser Festigkeit und Elastizität geringer sind. In Ausnahmefällen, wo die senkrechte Stellung der Faser nicht zu vermeiden, ist zu setzen:

W = 0,95 \* (M) / 1000

(Will man die Formeln F = S1/k und W = M1/k anwenden, wo die

Größtwerte S1 und M1 mit den wirklichen Lasten (beta = 1) berechnet wurden, k eine veränderliche Spannungszahl bezeichnet, so kann man in normalen Fällen setzen: (Bei Eisenbahnbrücken) für die Gurtungen von k = 510 + 14 l kg, wenn l < 10
Fachwerkträgern k = 640 + 1,5 l > 10 < l < 100
für vollwandige Träger k = 600 + 16 l > l < 10
= 740 + 1,7 l > 10 < l < 100.

Die Stäbe des Windverbandes sollen im allgemeinen nicht höher als mit k = 900 kg/qcm beansprucht werden. Bei Eisenbahnbrücken soll die Spannung des zunächst der Fahrbahn gelegenen Verbandes nicht mehr betragen als k = 600 + 3 l kg.

Der Querschnitt ergibt sich aus F = S1/k

2. Sicherheit gegen Knicken.

A) Im allgemeinen soll zur Sicherheit gegen Ausknicken sein:

J >= n S s^2 / alpha E

Sicherheit n bei Eisenbahnbrücken = 5,
> Strafsenbrücken = 4,
E = 2000 000 für qcm,

somit bei Eisenbahnbrücken J >= (S s^2) / (alpha 400 000)
> Strafsenbrücken J >= (S s^2) / (alpha 500 000)

Hierin bedeutet

J das erforderliche Trägheitsmoment des vollen Stabquerschnittes bezogen auf die Schwerpunktsachse senkrecht zur Richtung des Ausknickens;

S den Größtwert der Stabkraft (unter Berücksichtigung, dass die Verkehrslast beta-fach in Rechnung zu ziehen ist),

s die Stablänge von Knotenpunkt zu Knotenpunkt, alpha einen Beiwert, welcher von der Befestigung abhängt und zu setzen ist: bei den Gurtungen alpha = 10; bei den Diagonalen, gegen Ausknicken in der Trägerebene alpha = 15 bis 30 je nach der Steifigkeit der anschließenden Gurtstücke, gegen Ausknicken senkrecht zur Trägerebene, bei mangelnder oberer Querverbindung alpha = 10, bei vorhandener oberer Querverbindung alpha = 10 bis 20, je nach der Steifigkeit der Querverbindung.

Bei den Vertikalen sind im allgemeinen die gleichen Werte wie bei den Diagonalen für alpha maßgebend; nur für den Fall offener Brücken sind für das Ausknicken senkrecht zur Trägerebene die folgenden Formeln unter B) anzuwenden.

B) Insbesondere bei offenen Brücken (mangelnde obere Querverbindung) muss das Trägheitsmoment der Vertikalen, um ein Ausknicken der ganzen Tragwand (Gurtung und Wandstäbe) senkrecht zur Trägerebene zu verhindern, sein 1):

J >= n^2 O^2 s^3 c / 10 E^2 J1 + n S s^2 / 6 E

wo O = Druckkraft der anschließenden oberen Gurtstäbe (im mittel);

c = Länge der anschließenden oberen Gurtstäbe (im mittel);

J1 = Trägheitsmoment der anschließenden oberen Gurtstäbe, bezogen auf eine Achse senkrecht zur Richtung des Ausknickens. J1 muss mindestens den Wert n O c^2 / 10 E besitzen, ist jedoch womöglich 3 bis

4 mal größer zu wählen;

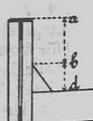
S = Druckkraft der Vertikalen;

s = freie Länge der Vertikalen, von Querträgeroberkante bis oberem Knotenpunkt gerechnet. Sind Endstücke vorhanden, so ist für s Mittelwert zwischen a b und einzuführen; s. Figur 1.

Für den Endständer gilt die Gleichung

J >= n^2 O^2 s^3 c / 2,5 E^2 J1 + n S s^2 / 6 E

Fig. 1



1) Zentralbl. d. Bauverwaltung 1884 S. 415.

Gewöhnlich wird der Größtwert von J bei voller Belastung erhalten, wo O seinen Größtwert erreicht.

Für die Stabilität ist es vorteilhaft, möglichst hohe Querträger zu verwenden.

3. Schubbeanspruchung.

Im allgemeinen ist die Spannungszahl für Schub senkrecht zur Walzfaser t1 = 0,8 k1
parallel > > t1 = 0,8 k1 bei Blechen
= 0,6 k1 bei Flach- und Façoneisen.

Insbesondere für Nietten ist zu setzen:
Spannungszahl für Schub t1 = 0,9 k1
> für den Nietlochdruck k' = 2,5 t1 = 2,25 k1.
Konische Schrauben sind wie Nietten zu behandeln.
Für gewöhnliche Schrauben ist t1 = 0,8 k1
k' = 2,5 t1 = 2 k1.

Statisch unbestimmte Träger.

Bei Bogenträgern und kontinuierlichen Trägern ist dem Einfluss von Temperaturänderungen, Senkungen der Pfeiler, Ausweichen der Widerlager durch ausreichende Annahmen rechnermäßig Rücksicht zu tragen. Außerdem sind die Spannungszahlen, je nach der Schärfe der Rechnungsweise, 5 bis 20 pCt. niedriger zu wählen als bei statisch bestimmten Trägern unter sonst gleichen Verhältnissen. Die durch Temperaturänderungen hervorgerufenen Kräfte sind nur bei Bildung des Größtwertes S1, nicht aber bei Bildung der Differenz D zu berücksichtigen.

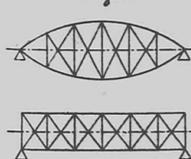
Fachwerkträger n-fachen Systemes werden für die Berechnung in n einteilige Träger zerlegt. Der Ungenauigkeit dieser Rechnungsweise ist durch entsprechende Minderung der Spannungszahlen Rücksicht zu tragen.

Schätzungsweise kann man etwa als Minderung von k1 annehmen:

- bei den Wandstäben am Trägerende 5 bis 10 pCt.
in Trägermitte 5 bis 15 >
bei den Gurtstäben am Trägerende 5 bis 10 >
in Trägermitte 0 bis 5 >

(Bei Trägern doppelten Systemes mit Ständern und Kreuzstreben werden beide Einzelsysteme durch Lasten gleich stark in Anspruch genommen, falls der Träger vollständig symmetrisch zur Fahrbahnebene angeordnet ist (nach Form, Querschnittsgröße, Lagerung). Bei Parallelträgern, wo die Lagerung stets außerhalb der Symmetrieebene stattfindet, ist eine gleich große Beanspruchung beider Einzelsysteme nur dann möglich, wenn die Endständer übermäßigen Querschnitt besitzen.)

Fig. 2



Nebenspannungen und sonstige, die Querschnittsgrößen beeinflussende Umstände.

Nebenspannungen, wie sie durch feste und exzentrische Verbindung der einzelnen Stäbe entstehen, werden für gewöhnlich nicht berücksichtigt, da ihnen bereits durch die Wahl der Spannungszahlen Rechnung getragen ist. Nur in solchen Fällen, wo aufsergewöhnlich hohe Nebenspannungen stattfinden (wie z. B. über den Mittelstützen kontinuierlicher Träger) sind die Spannungszahlen schätzungsweise zu erniedrigen. Auch bei den Vertikalen geschlossener Brücken, welche durch feste Verbindung mit den Querträgern starke Biegunsspannungen erleiden, ist eine Minderung der Spannungszahlen (bis zu 40 pCt.) angezeigt.

In ähnlicher Weise ist zu verfahren, wenn Querschnittsformen oder Profilsorten von besonders ungünstiger Art zur Verwendung gelangen.

Bei Verbindungen, bei welchen eine gleichmäßige Kraftverteilung auf sämtliche Nietten nicht zu erwarten steht (große Nietzahl, sehr verschiedene Nietstärke der zu verbindenden Stäbe usw.), ist die Nietbeanspruchung schätzungsweise zu vermindern. Desgleichen bei Verbindungen, welche starke Stöße auszuhalten haben, Längsspannungen erleiden oder sehr schwierig zu schlagen sind (z. B. die Befestigungsnieten der Längsträger und der Querträger).

Aufsergewöhnliche Belastungen.

Sofern aufsergewöhnlichen Belastungen, welche nur ausnahmsweise auftreten (z. B. Panzerplattentransporte), Rechnung

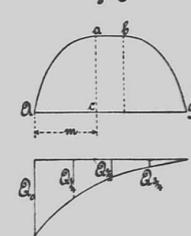
getragen werden soll, müssen die Querschnitte auch nach folgenden Gleichungen genügen:

F = S1/k1 bzw. W = M1/k1

wobei die Größtwerte S1 u. M1 für die aufsergewöhnlichen Lasten unter Berücksichtigung des Beiwertes beta zu berechnen sind.

Anmerkung 2. Die Größtwerte der Momente M der Verkehrslast können nach dem Vorgang von Oberingenieur Gernet

Fig. 3

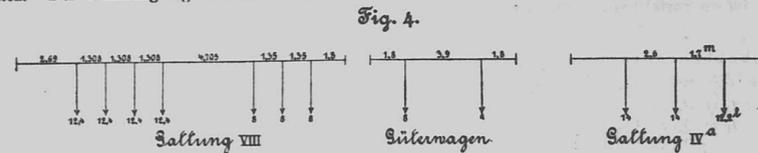


2 Parabelstücke mit den Scheiteln a und b und durch eine verbindende Gerade ab dargestellt werden. In der folgenden Tabelle sind die Werte ac = Mn und Ac = m für Hauptbahnen und für Spannweiten 1 bis 100 m zusammengestellt. Bezüglich der Querkraft Q sind die Größtwerte für x = 0, l/4, 2/4, 3/4 angegeben, mit deren Hilfe die Q-Linie aufgezeichnet werden kann. Die eingeklammerten Zahlen bezeichnen jeweils die mit dem Beiwert beta multiplizierten Werte von M und Q, wie sie in Gl. (3) zur Berechnung von S1 und D gebraucht werden. Die 2 letzten Spalten der Tabelle geben für die ruhende Last das Moment in der Trägermitte und die Querkraft am Trägerende.

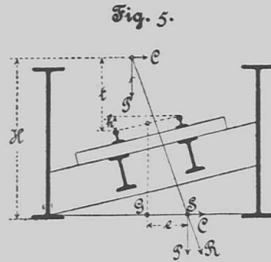
Tabelle der Größtwerte der Momente und Querkraften für Hauptbahnen für 1 Geleis, für freiaufliegende Einzelträger von 1 bis 100 m Stützweite.

Table with columns: Stützweite l, Verkehrs last Mn, Abzesse m, Verkehrslast (Q0, Qi, Qi, Qi), Ruhende Last (M, Q). Rows 1 to 100.

Für zwischenliegende Stützweiten sind die Zahlenwerte proportional einzuschalten. Der Belastungszug besteht aus 3 Lokomotiven, Gattung VIII, und beladenen Güterwagen, bezw. aus 1 Lokomotive, Gattung IVa (für  $l < 2,5$  m).



Anmerkung 3. Lastverteilung in Eisenbahnkurven.



Die Resultante  $R$  der Last  $P$  und der Zentrifugalkraft  $C$  trifft die Ebene des Windverbandes in einem Punkte  $S$  und zerlegt sich daselbst in ihre beiden Komponenten  $P$  und  $C$ . Letztere wird vom horizontalen Querverband aufgenommen, erstere verteilt sich nach dem Hebelgesetz auf die Hauptträger. Die Entfernung des Punktes  $S$  vom Geleismittel  $G$  ergibt sich zu

$$e = H \cdot \frac{C}{P} = \frac{h \cdot t}{s} = \frac{H \cdot v^2}{g \cdot r} = \frac{h \cdot t}{s}$$

wo  $h$  = Schienenüberhöhung,  
 $s$  = Spurweite,  
 $t$  = Höhe des Fahrzeugschwerpunktes über den Schienen,  
 $H$  = » » » dem Querverbande,  
 $v$  = Geschwindigkeit des Fahrzeuges,  
 $g$  = Beschleunigung der Schwere,  
 $r$  = Kurvenradius.

Für  $s = 1,5$  m;  $t = 1,5$  m;  $v = 7$  m (Güterzüge) folgt  $e = \frac{5H}{r} - h$ .  
 Bei kleinen Spannweiten, wo die Belastung durch Personenzüge (Gattung IVa) in betracht kommt, ist  $v = 20$  m,  $e = \frac{40H}{r} - h$ .

Der Grenzfall  $v = 0$ ,  $e = -h$ , braucht in normalen Fällen nicht in betracht gezogen zu werden, da er nur ausnahmsweise vorkommt, und außerdem eine ruhende Last nicht so ungünstig wirkt, als eine bewegte Last, für welche letztere die Spannungszahlen bemessen sind.

Nach Bestimmung von  $e$  kann die Kurve  $SS$  als konzentrische Linie zur Geleismittellinie aufgetragen werden. Die Lastverteilung



Fig. 4.

motiven, Gattung VIII, und beladenen Güterwagen, bezw. aus 1 Lokomotive, Gattung IVa (für  $l < 2,5$  m).

auf die beiden Hauptträger I und II ist vorzunehmen, als ob die Lasten  $P$  in der Kurve  $SS$  wirkten. Von einer in  $x$  wirkenden Last  $P$  entfällt auf Träger I der Belag  $P' = \frac{P \cdot y''}{b}$

$$P' = \frac{P \cdot y''}{b}$$

$$P'' = \frac{P \cdot y'}{b}$$

wo  $b$  die Hauptträgerentfernung,  $y'$  und  $y''$  die Ordinaten der Kurve  $SS$  bezeichnen.

Den Teillasten  $P'$  und  $P''$  entsprechen Querkraften  $Q'$  und  $Q''$  und Momenten  $M'$  und  $M''$ , welche aus den Querkraften  $Q$  und Momenten  $M$  der vollen Lasten  $P$  mit Hilfe folgender Gleichungen erhalten werden können:

$$\text{für } x = 0 \quad Q_0' = \left(\frac{1}{2} + \frac{3a-f}{3b}\right) Q_0; \quad Q_0'' = \left(\frac{1}{2} - \frac{3a-f}{3b}\right) Q_0$$

$$x = \frac{1}{4}l \quad Q_{\frac{1}{4}}' = \left(\frac{1}{2} + \frac{8a-f}{8b}\right) Q_{\frac{1}{4}}; \quad Q_{\frac{1}{4}}'' = \left(\frac{1}{2} - \frac{8a-f}{8b}\right) Q_{\frac{1}{4}}$$

$$\text{für } x = \frac{1}{2}l \quad Q_{\frac{1}{2}}' = \left(\frac{1}{2} + \frac{6a-f}{6b}\right) Q_{\frac{1}{2}}; \quad Q_{\frac{1}{2}}'' = \left(\frac{1}{2} - \frac{6a-f}{6b}\right) Q_{\frac{1}{2}}$$

$$x = \frac{3}{4}l \quad Q_{\frac{3}{4}}' = \left(\frac{1}{2} + \frac{2a-f}{2b}\right) Q_{\frac{3}{4}}; \quad Q_{\frac{3}{4}}'' = \left(\frac{1}{2} - \frac{2a-f}{2b}\right) Q_{\frac{3}{4}}$$

Hierin bedeutet  $a$  den Abstand des Kurvenscheitels von der Brückenachse,  $f$  den Kurvenpfeil.

Die Werte von  $Q_0$ ,  $Q_{\frac{1}{4}}$ ,  $Q_{\frac{1}{2}}$ ,  $Q_{\frac{3}{4}}$  sind vorstehender Tabelle zu entnehmen.

Für die Momente in Trägermitte erhält man

$$M_{\frac{1}{2}}' = \left(\frac{1}{2} + \frac{6a-f}{6b}\right) M_{\frac{1}{2}}; \quad M_{\frac{1}{2}}'' = \left(\frac{1}{2} - \frac{6a-f}{6b}\right) M_{\frac{1}{2}}$$

Dieselbe Verteilungsweise kann annähernd für sämtliche übrigen Momente behalten werden. Genauer wäre zu setzen

$$\text{für } x = \frac{1}{4}l \quad M_{\frac{1}{4}}' = \left(\frac{1}{2} + \frac{24a-5f}{24b}\right) M_{\frac{1}{4}}; \quad M_{\frac{1}{4}}'' = \left(\frac{1}{2} - \frac{24a-5f}{24b}\right) M_{\frac{1}{4}}$$

und zum Zwecke des Interpolirens

$$\text{für } x = 0 \quad M_0' = \left(\frac{1}{2} + \frac{3a-f}{3b}\right) M_0; \quad M_0'' = \left(\frac{1}{2} - \frac{3a-f}{3b}\right) M_0$$

Die vorstehenden Gleichungen wurden unter Voraussetzung gleichförmig verteilter Verkehrslast entwickelt; bei Berücksichtigung der tatsächlich wirkenden Einzellasten würde man nur unwesentlich davon abweichende Ergebnisse erhalten.

Karlsruhe, im Oktober 1888.

Fr. Engesser.

## Versuche über die Festigkeit von Nietverbindungen.

(Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, Band XXXIII, Seite 393.)

Die nachstehenden Mitteilungen über die Festigkeit von Nietverbindungen beruhen auf Versuchen, welche in den Jahren 1884 und 1885 durch den Unterzeichneten in der Hauptwerkstätte der Badischen Eisenbahnen, unter Mitwirkung des großherzogl. Ingenieurs Hrn. Reinau, angestellt wurden, um über den Einfluss der verschiedenen bei Vernietungen in betracht kommenden Faktoren näheren Aufschluss zu erhalten. Die Versuche mussten leider, ehe das Programm vollständig ausgeführt werden konnte, abgebrochen werden und erstrecken sich in folge dessen nur auf Verbindungen mit einem einzigen Niet. Außer der Verbindung mittels warmer Nietung wurden auch solche mittels kalter Nietung und Verschraubung in betracht gezogen und für jede dieser Verbindungsarten die Festigkeit des Bolzens, der Lochwand und der verbundenen Stäbe getrennt untersucht. Sämtliche Löcher waren gebohrt, die Nietungen durch hand hergestellt; die Schraubenbolzen hatten cylindrische Gestalt.

### I.

Die Kraftübertragung von Stab zu Stab wird im allgemeinen durch die Scheerfestigkeit des Verbindungsbolzens (Niet, Schraubenbolzen) vermittelt; außerdem kommt bei warmer Nietung noch die Reibung zwischen den Stäben in betracht, welche durch die Längsspannung des Nietbolzens hervorgerufen wird. Es sollte nun zunächst festgestellt werden, welchen Einfluss die verschiedenen Herstellungsweisen der Verbindung auf die Scheerfestigkeit besitzen, namentlich, in wie weit bei warmer Nietung die Stabreibung zur Mitwirkung gelangt.

Zu diesem Zwecke wurden je 3 Versuchsstücke hergestellt:

1. mittels gewöhnlicher warmer Nietung, einschnittig,
2. » » » » » zweisechnittig,
3. mittels warmer Nietung u. aufgehobener Reibung, einschnittig,
4. » » » » » zweisechnittig,
5. mittels kalter Nietung, einschnittig,
6. » » » » » zweisechnittig,
7. mittels Verschraubung, einschnittig,
8. » » » » » zweisechnittig.

Die Bolzenstärke war durchgehends 15 mm, die Stärke der Flachstäbe bei einschnittiger Verbindung 12 mm, bei zweisechnittiger 10 mm.

Die Versuchsstücke Ord.-Zahl 3 und 4 wurden in der Weise angefertigt, dass ein etwa 3 mm starkes, in der Mitte geteiltes Blechstück unter dem Setzkopfe mit zur Vernietung gelangte, sodann herausgeschlagen und durch ein dünneres Stück ersetzt wurde, so dass schliesslich eine Pressung bezw. Reibung zwischen Nietkopf und Blech nicht mehr stattfand.

Zur Ermittlung der bei warmer Nietung auftretenden Reibung wurde 9. ein zweisechnittiges Probestück angefertigt, dessen Mittelstab, mit grösserer Bohrung versehen, dem Niete keine Anlagefläche bot, so dass die Reibung allein die Zugkraft von Stab zu Stab übertragen musste.

Schliesslich wurde noch die Zugfestigkeit des Bolzenmaterials an 3 Probestücken von 15 mm Dmr. bestimmt.

Die Versuchsergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt. Es ist hierzu zu bemerken, dass als Scheerfestigkeit  $t$  der Quotient aus der Bruchlast  $P$  und dem Bolzenquerschnitt  $F$  gesetzt wurde.  $t = P:F$ , da im Augenblicke des Bruches eine gleichmäßige Verteilung der Kraft  $P$  über den ganzen Bolzenquerschnitt angenommen werden darf.

Die ungleichmäßige Kraftverteilung, welche die Elastizitätstheorie angiebt, findet nur innerhalb der Elastizitätsgrenze statt und ist ausserhalb derselben, namentlich im Augenblicke des Bruches, ohne Bedeutung.

Aus nachstehender Zusammenstellung ergibt sich zunächst die wichtige Thatsache, dass bei der warmen Nietung die ursprüngliche Reibung im Augenblicke des Bruches gar nicht zur Mitwirkung gelangte, da für warme Nietung (O.-Z. 1 und 2) und kalte Nietung (O.-Z. 5

Ord.-Zahl	Art des Probestückes	Querschnitt in qmm = F	Bruchbelastung in kg = P	Bruchfestigkeit in kg/qmm = t	Mittelwert von t in kg/qmm
1	Gewöhnliche warme Nietung, einschnittig	177	6 300 7 100 6 800	35,6 40,1 38,4	38,0
2	Gewöhnliche warme Nietung, zweisechnittig	354	12 100 12 800 12 800	34,2 36,1 36,1	35,5
3	Reibungslose warme Nietung, einschnittig	177	6 100 6 800 6 800	34,5 38,4 38,4	37,1
4	Reibungslose warme Nietung, zweisechnittig	354	12 100 12 100 11 000	34,2 34,2 31,1	33,2
5	Kalte Nietung, einschnittig	177	6 700 7 050 6 600	37,9 40,0 37,3	38,4
6	Kalte Nietung, zweisechnittig	354	13 900 11 800 11 500	39,2 33,3 32,5	35,0
7	Verschraubung, einschnittig	177	5 700 5 500 5 600	32,2 31,1 31,6	31,6
8	Verschraubung, zweisechnittig	354	10 900 11 500 11 400	30,8 32,5 32,2	31,8
9	zweisechnittige Verbindung durch Reibung	354	3 150	8,9	8,9
10	Rundeisen	177	6 900 6 600 6 800	39,0 37,3 38,4	38,2

u. 6) annähernd die gleichen Festigkeitszahlen auftreten. Für warme Nietung mit aufgehobener Reibung (O.-Z. 3 u. 4) zeigt zwar die Tabelle etwas geringere Werte; doch sind letztere insofern nicht völlig zutreffend, als in folge der Herstellungsweise der Probestücke die Nietköpfe z. t. nicht völlig anlagen, ein geringes Auseinanderklaffen der Stäbe beim Festigkeitsversuche eintrat und hierdurch eine zusätzliche Biegespannung der Nietbolzen verursacht wurde.

Hiernach findet ein nennenswerter Festigkeitsverlust eines sonst gut geschlagenen Nietes beim Losewerden nicht statt, und das vielfach übliche Verfahren, bei Bestimmung des Scheerwiderstandes warm geschlagener Nietten die Stabreibung (O.-Z. 9) von der beobachteten Festigkeit (O.-Z. 1 u. 2) in Abzug zu bringen, um einem späteren Losewerden der Nietten Rechnung zu tragen, liefert viel zu ungünstige Ergebnisse.

Bei zweisechnittiger Vernietung zeigt sich die Festigkeit durchgehends geringer (etwa 10 pCt.) als bei einschnittiger. Diese schon öfters beobachtete Thatsache wird gewöhnlich mit ungleicher Lastverteilung auf die beiden Nietquerschnitte zu erklären versucht. Dem widerspricht jedoch das beobachtete Verhalten der Schraubenverbindungen (O.-Z. 7 u. 8), welche, ein- oder zweisechnittig, die gleiche Scheerfestigkeit aufweisen. Die Erklärung dürfte vielmehr der Hauptsache nach in der ungleichartigen Beschaffenheit des Nietmaterials nach in der ungleichartigen Beschaffenheit des Nietmaterials nach in den beiden Querschnitten zu suchen sein; durch das Nietverfahren wird das Material gestaucht, und zwar in der Nähe des Schliesskopfes mehr als in der Nähe des Setzkopfes, so

dass der eine Querschnitt in weniger gestauchtem und somit minder festem Materiale liegt.

Hiermit stimmt auch das Ergebnis überein, dass die Schraubenbolzen — welche eine derartige Bearbeitung nicht erleiden — eine wesentlich geringere Scheerfestigkeit als die Niete aufweisen (etwa 20 pCt. bei einschnittiger Verbindung). Die Festigkeit der ersteren entspricht dem natürlichen Zustande des Bolzenmaterials, die der letzteren dem durch das Nietverfahren hervorgerufenen Zustande.

Zur weiteren Prüfung dieser Hypothese wurden zwei einschnittige Nietverbindungen mit aufgelegtem Futterblech hergestellt. Letzteres lag das einemal am Schließkopf, das anderemal am Setzkopf an. Obgleich das Futterblech durch ein Versehen nur 5 mm statt 15 mm stark ausgeführt worden war, zeigte der dem Schließkopf benachbarte Nietquerschnitt immerhin eine um 5 pCt. grössere mittlere Festigkeit als der dem Setzkopf benachbarte Querschnitt, wie aus der folgenden Tabelle hervorgeht. Hierbei war die Metallstärke = 5 mm, der Nietdmm. = 12 mm.

Ordnungs-Zahl	Art des Probestückes	Querschnitt in qmm = F	Bruchbelastung in kg = P	Bruchfestigkeit in kg/qmm = t	Mittelwert von t in kg/qmm
1	Futterblech am Setzkopf anliegend	113	4350	38,5	36,9
			4150	36,7	
			4000	35,4	
2	Futterblech am Schließkopf anliegend	113	3950	35,0	35,1
			3950	35,0	
			4000	35,4	

Selbstverständlich wird die durch das Nietverfahren bewirkte Festigkeitserhöhung, je nach den Verhältnissen des Einzelfalles, ziemlich verschieden ausfallen können; namentlich dürfte hierbei der Umstand, ob Handnietung oder Maschinen-nietung, von Bedeutung sein.

### II.

Zur Beobachtung der Einwirkung des vom Niet auf die Lochwand ausgeübten Druckes (Stauchdruck) diente eine zweischnittige Verschraubung, deren Mittelstab 120 mm breit (= b) und 5 mm stark (= δ), deren Bolzen 20 mm stark (= d) war. Sie wurde wachsenden Belastungen P ausgesetzt und hierbei jeweils, nach Lösung der Verbindung, der Zustand der Lochwandung im Mittelstab untersucht. Der spezifische Stauchdruck wurde wie üblich  $s = \frac{P}{d\delta}$  gesetzt.

Bei P = 6000 kg, s = 60 kg/qmm, zeigte sich das Loch etwas weniger verlängert, die Wand unverletzt; bei P = 7500 kg, s = 75 kg/qmm, zeigte sich eine schwache Einpressung am Bolzen; bei P = 9000 kg, s = 90 kg/qmm, begann der mittlere Stab sich zu stauchen; bei P = 10 800 kg, s = 108 kg/qmm, war das Loch von 20 mm auf 30 mm verlängert, der Mittelstab in der Nähe des Loches von 5 mm auf 7,5 mm gestauch, die Lochwand sonst unverletzt.

Ferner wurde eine zweischnittige Vernietung mit 10 mm starkem Stahl-niet und Mittelstab 80 mm × 5 mm warm hergestellt (2 Versuchsstücke). In beiden Fällen wurde bei P = 8200 kg, d. h. s = 164 kg/qmm, die Verbindung durch Abspringen der Nietköpfe und Abscheeren der Nietquerschnitte zerstört. Es zeigte sich hierbei eine starke Stauchung des Mittelstabes, welche die Seitenstäbe nach aufsen drückte und hierdurch die Köpfe der Niete absprengte. Die Scheerfestigkeit der Niete betrug hierbei t = 52 kg/qmm.

Ein dritter Versuch wurde mit einer kalt hergestellten zweischnittigen Vernietung, d = 16 mm und δ = 5 mm, an gestellt. Nachdem sie eine Belastung P = 12 200 kg ohne zu brechen ausgehalten, wurde sie gewaltsam gelöst; trotz

des Stauchdruckes s = 152,5 kg/qmm ergab sich die Lochwand völlig unverseht, während das Nietloch von 12 mm auf 19 mm verlängert war.

Vorstehende Ergebnisse zeigen, dass die Gefährdung einer Verbindung durch den Stauchdruck wesentlich geringer ist als durch die Scheerkräfte. Für die Anwendung erscheint es jedoch, um Formänderungen in der Nähe der Lochwand möglichst zu vermeiden, angezeigt, den zulässigen Stauchdruck nicht allzu hoch zu bemessen. Jedenfalls geht man sicher genug, wenn man nach dem Vorgange Gerber's den zulässigen Stauchdruck gleich der 2,5 fachen zulässigen Scheerspannung der Bolzen setzt.

### III.

Um die Zugfestigkeit der mit einander verbundenen Stäbe zu ermitteln, wurden einschnittige Verbindungen mit 20 mm starkem Niet und Stäben 54 mm × 5 mm hergestellt. Zum Vergleiche wurden außerdem noch unvernietete gebohrte Stäbe 54 mm × 5 mm und volle Stäbe 47 mm × 5 mm geprüft. Die Versuche ergaben die in folgender Tabelle zusammengestellten Festigkeiten K, welche durch Division der Bruchlast P mit dem nutzbaren Querschnitt F erhalten wurden.

Ordnungs-zahl	Art des Probestückes	Nutzbarer Stab-querschnitt in qmm = F	Bruch-be-lastung in kg = P	Bruch-festigkeit des Stabes in kg/qmm = K	Mittel-wert von K in kg/qmm	Beanspruchung des Nietes im Mittel in kg/qmm = t
1	WarmeNietung, einschnittig	170	7800	44,7	44,2	24,2
			7500	44,0		
			7500	44,0		
2	Kalte Nietung, einschnittig	170	6000	35,3	35,7	19,3
			6200	36,5		
			6000	35,3		
3	Verschraubung, einschnittig	170	5500	32,3	33,1	17,9
			5600	33,0		
			5800	34,1		
4	Gebohrter Stab	170	6100	35,9	35,3	—
			6100	35,9		
			5800	34,1		
5	Voller Stab	235	8300	35,3	34,3	—
			8000	34,0		
			7900	33,6		

Hiernach erlitten die Stäbe weder durch Bohrung noch durch kalte Nietung eine Minderung der Festigkeit; es ist vielmehr in beiden Fällen eine kleine Erhöhung derselben bemerkbar.

Bei warmer Nietung trat in folge der Stabreibung eine wesentliche Vermehrung der Festigkeit ein; sie beträgt gegenüber der kalten Nietung im mittel 1500 kg, somit auf 1 qmm Nietquerschnitt = 1500 : 314 = 4,8 kg. Da nur die Hälfte der Reibung vor dem Bruchquerschnitt zur Wirksamkeit gelangt, so ist der ganze Betrag derselben, = 2 · 4,8 = 9,6 kg auf 1 qmm Nietquerschnitt, in guter Uebereinstimmung mit I O.-Z. 9, woselbst 8,9 kg erhalten wurden.

Es ist bemerkenswert, dass die Stabreibung nur hier bei dem Bruch der Stäbe, nicht aber auch bei dem Bruch der Niete (siehe I) zur Mitwirkung gelangte. Der Grund hierfür liegt wohl darin, dass in letzterem Falle die Niete derartige Formänderungen in der Nähe des Bruches erlitten, dass die ursprüngliche Stabreibung nicht mehr wirksam sein konnte, während im vorliegenden Falle, wo die Nietbeanspruchung τ nur bis auf 24,2 kg/qmm (= etwa  $\frac{2}{3} t$ ) stieg, die Formänderungen des Nietes noch zu gering waren, um die Stabreibung merkbar zu beeinträchtigen.

Nach O.-Z. 3 erfuhren die Stäbe bei der Schraubenverbindung eine geringe Festigkeitsminderung (etwa 7 pCt.), welche z. T. durch den weniger genauen Anschluss des Bolzens an die Lochwand erklärt werden dürfte.

Fr. Engesser.

# Die Brücke über die Ravenna-Schlucht

in der

## Zahnstangen-Strecke der Höllenthal-Bahn

in Baden

Mitgeteilt von

Baurath, Prof. Fr. Engesser zu Karlsruhe

Mit Zeichnungen.

(Sonder-Abdruck aus der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereines zu Hannover, Band XXXV, Jahrg. 1899.)

## Brücke über die Ravenna-Schlucht in der Zahnstangen-Strecke der Höllenthal-Bahn (Baden);

mitgetheilt von Baurath, Prof. Fr. Engesser zu Karlsruhe.

Mit Zeichnungen.

Die in den Jahren 1884—1887 von der Badischen Staatsbahnverwaltung nach dem Entwürfe des inzwischen verstorbenen Baudirektors Gerwig erbaute Höllenthal-Bahn zweigt von der Station Freiburg der Bahnlinie Mannheim-Basel ab, zieht durch das Dreisam-Thal und dessen Seitenthal, das Höllenthal, überschreitet die Wasserscheide von Dreisam und Wutach in einer Höhe von 893,53 m über dem Meere und folgt sodann dem Thale der Wutach (hier Gutach genannt) bis zur Station Neustadt, dem einstweiligen Endziele der Bahn. Die ganze Länge der Bahnlinie beträgt rund 34,9 km, der Höhenunterschied zwischen Freiburg und der Wasserscheide 624,91 m, zwischen Freiburg und Neustadt 536,38 m. Die Bahn ist von Freiburg bis Hirschsprung (18,2 km) und von Hinterzarten bis Neustadt (9,5 km) als Reibungsbahn mit 2 1/2 % stärkster Steigung, von Hirschsprung bis Hinterzarten (7,2 km) als Zahnstangenbahn mit 5 1/2 % stärkster Steigung angelegt. Der kleinste Halbmesser beträgt bei beiden Bahnarten 240 m.

Während die Reibungs-Strecken in der Hauptsache den Charakter gewöhnlicher Thalbahnen tragen, zeigt die Zahnstangen-Strecke das Bild einer rechten Gebirgsbahn, bei welcher eine große Anzahl bedeutender Bauten nothwendig wurde. Von diesen Bauten verdient die 222 m lange Brücke über die Ravenna-Schlucht ein besonderes Interesse, sowohl ihrer Größe wie ihrer baulichen Eigenthümlichkeiten wegen, welche durch Hinüberführen des Zahnstangen-Oberbaues über die Brücke bedingt wurden.

### Beschreibung der Brücke.

Die Bahn überschreitet die Ravenna-Schlucht in 37 m Höhe über der Sohle des Baches; sie liegt in 5 % Steigung und am unteren Widerlager, sowie in einem Theile der ersten Oeffnung in der Geraden, im Uebrigen im Bogen von 240 m Halbmesser. Die Brücke hat 4 Oeffnungen von je 35 m mittlerer Stützweite, welche durch eiserne Träger überdeckt sind, und Pfeiler von 27 m, 30,5 m, 27,5 m Höhe über dem Boden. Die

Höhe des unteren Widerlagers, in der Stirnfläche gemessen, beträgt 15 m, die des oberen 10 m über Boden (Fig. 1 u. 2, Bl. 27).

**Pfeiler und Widerlager.** Die Pfeiler sind radial gestellt und haben rechteckigen Querschnitt (Fig. 3 und 4, Bl. 27). Die Abmessungen sind am Pfeilerkopfe 2,6 m × 5,5 m, am 24 m tieferen Sockelgurte 4,2 m × 7,1 m. Die ganze Pfeilerhöhe beträgt 34,4 m bezw. 35,6 m und 32,8 m, von Fundamentsohle bis Oberkante. Zur besseren Druckvertheilung sind in den Pfeilerschäften auf je 3 m Höhe durchgehende Quaderschichten von 0,65 m Höhe angeordnet.

Der ganze Bau steht auf zerklüftetem Gneißfelsens, mit Ausnahme des 2. Pfeilers, welcher auf dicht gelagertem Gerölle, 2 m unter Bachsohle gegründet ist.

Die an die Widerlager anschließenden Stützmauern, sowie das Fundament-Mauerwerk der beiden ersten Pfeiler sind aus Gneiß und Granit in cyklopischem Verbands ausgeführt. Das Schichten- und Quadermauerwerk der Widerlager und Pfeiler ist aus rothem Buntsandstein aus den Brüchen von Lahr und Kenzingen hergestellt, mit Ausnahme der 3 obersten Pfeilerschichten und der Auflagerquader der Widerlager, welche aus hellgrauem Granit von Schluchsee bestehen, und mit Ausnahme des größten Theiles des Füllmauerwerkes der Pfeiler, zu welchem Buntsandstein von Röthenbach und Oberbränd verwendet werden konnte.

Nach den Untersuchungen des mechan.-techn. Laboratoriums zu München zeigte das Steinmaterial folgende Eigenschaften:

Sandstein von Lahr: spec. Gewicht 2,2;  
Druckfestigkeit ± Lagerfläche 703 at,  
" = " 636 at.

Sandstein von Kenzingen: spec. Gewicht 2,26;  
Druckfestigkeit ± Lagerfläche 615 at,  
" = " 651 at.

Granit von Schluchsee: spec. Gewicht 2,6; Druckfestigkeit = 1432 at.

Um Verschiebungen des Steinbaues unter Einwirkung des Eisenwerkes zu verhüten, sind jeweils die oberen Quaderschichten durch Eisentheile fest mit einander verbunden und außerdem die Auflagerquader des oberen Widerlagers durch Flacheisen rückwärts verankert (Fig. 6, Bl. 27).

Der Eisenbau besteht aus frei aufliegenden Parallelträgern doppelten Fachwerksystems, mit oben liegender Fahrbahnkonstruktion. Auf den Widerlagern und dem 2. Pfeiler sind feste Lager, auf dem 1. und 3. Pfeiler Rollenlager angeordnet.

Die Hauptträger haben 4,03 m Höhe innerhalb der Gurtplatten und sind von Mitte zu Mitte 3,5 m entfernt (Fig. 1, Bl. 28). Die Länge der äußeren Träger ist mit Rücksicht auf die Radialstellung der Pfeiler etwas größer als die der inneren Träger, und zwar beträgt der Unterschied in der 1. Oeffnung 0,398 m, in den übrigen Oeffnungen 0,51 m. Die mittlere Trägerlänge ist in allen 4 Oeffnungen gleich 35,5 m (Fig. 2, Bl. 27).

Die Ständer des Fachwerkes sind des Aussehens wegen vollkommen senkrecht gestellt und nehmen die ebenfalls senkrecht stehenden Querträger auf, welche die polygonal, von Querträger zu Querträger gerade angeordneten Schienenträger durch Vermittelung keilförmiger (1:20) Unterlagsplatten tragen (Fig. 2, 8 und 9, Bl. 28).

Der äußere Schienenträger ist zur Herstellung der Schienenüberhöhung um 18 mm höher ausgeführt als der innere (Fig. 1, Bl. 28).

Die Schienenträger werden durch die, rechtwinklig zur Bahnrichtung (Neigung 1:20) angeordneten Zahnstangen-Querträger verbunden, auf welchen der nach der Bahnachse gekrümmte Zahnstangenträger befestigt ist (Fig. 7, Bl. 27; Fig. 1, 3 u. 10, Bl. 28).

Das Windkreuznetz liegt in der Ebene der Querträgeroberkanten und ist sowohl mit den oberen Gurtungen der Hauptträger, wie mit den Querträgern und Schienenträgern verbunden, so dass eine vollkommen steife Fahrbahnebene gebildet wird (Fig. 1, 3 und 8, Bl. 28).

Die Schienen ruhen durch Vermittelung keilförmiger, die Schienenneigung herstellender Plättchen auf den Schienenträgern und sind mit dem gewöhnlichen Kleineisenzeuge (nach Roth & Schüler) auf denselben befestigt. An den beweglichen Brücken-Enden sind zur Ueberbrückung der daselbst entstehenden größeren Temperatur-Zwischenräume überhöhte Laschen für die Schienenverbindung verwendet (Fig. 12, Bl. 27).

Bei der Zahnstange müssen, der gleichen Zahntheilung wegen, größere Temperatur-Spielräume vermieden werden. Es ist zu diesem Zwecke die Zahnstange jeweils nur an den festen Brücken-Enden fest mit dem Zahnstangenträger verbunden, im Uebrigen mittels federnder Klemmplättchen verschieblich aufgelagert. Die Temperatur-Ausdehnung findet hierbei ähnlich wie auf der freien Strecke statt; jedes ein-

zelne Zahnstangenstück (3 m lang) dehnt sich für sich aus, unter Benutzung der gewöhnlichen Spielräume, während der Zahnstangenträger, welcher an der Bewegung der Hauptträger theilnimmt, darunter hingeleitet. Der Bahnkrümmung wegen findet diese gegenseitige Verschiebung von Zahnstange und Zahnstangenträger nicht nur in der Längsrichtung, sondern auch in der Querrichtung statt, so dass die Bolzenlöcher in der Zahnstange nach beiden Richtungen hin erweitert werden mussten; die Erweiterung beträgt in der Längsrichtung 33 mm, in der Querrichtung 2 mm (Fig. 11, Bl. 27).

Da nach Vorstehendem die Zahnstange nur an den festen Brücken-Enden mit dem Zahnstangenträger fest verbunden ist (u. zw. auf 1 Feldlänge = 3,922 m), so muss der auf die Zähne durch die Fahrzeuge ausgeübte Druck in der Zahnstange selbst bis zu diesen Festpunkten fortgeleitet werden. Hierbei nimmt die Zahnstange eine derartige Lage ein, dass ihre einzelnen Stücke (3 m lang) sich in dem, dem unteren Festpunkte benachbarten Theile vollständig berühren, während sie im oberen Theile um das stärkste Maß der Spielräume von einander entfernt sind. Das Längenverhältnis beider Theile ist je nach der herrschenden Temperatur verschieden. Die Kraft der Fahrzeuge wird nun im unteren Zahnstangentheile als Druck auf den unteren Festpunkt, im oberen Theile als Zug durch Vermittelung von Laschen auf den oberen Festpunkt fortgeleitet. Ausser den gewöhnlichen Laschen seitlich der Zargen sind zur Sicherheit noch besondere Laschen an der unteren Seite der Zargen von 20 mm Stärke angebracht; dementsprechend mussten zwischen Zahnstange und Zahnstangenträger durchgehends 20 mm starke Gleitplatten eingeschaltet werden (Fig. 8, 9 u. 11, Bl. 27).

Die von der Zahnstange an den festen Verbindungsstellen auf den Zahnstangenträger ausgeübte Kraft wird mittels 3 Paar schräger Flacheisen auf die Schienenträger übergeführt; letztere geben die Kraft durch Vermittelung der mit ihnen vernieteten Windkreuze an die Hauptträger und sodann an den Steinbau ab (Fig. 10, Bl. 28).

Das Holzgedeck wird innerhalb der Schienen durch die Zahnstangen-Querträger, ausserhalb derselben durch besondere Gedeckträger, welche an den Schienenträgern und Hauptträgern befestigt sind, getragen (Fig. 1, Bl. 28).

Das Gelände ist auf den Gedeckträgern befestigt und parallel den Hauptträgern angeordnet, so dass in Folge der Bahnkrümmung der für das Ausweichen der Mannschaft erforderliche Raum theils auf der Außenseite (über den Pfeilern) theils auf der Innenseite (in Brückenmitte) geboten wird (Fig. 1 und 3, Bl. 28).

An den festen Lagern ruhen die Hauptträger auf Unterlagsplatten, an den verschieblichen auf je 4 Rollen, ohne Vermittelung von Kippbolzen, — eine Anordnung, welche auch an den Brücken der Gotthard-Bahn zur Verwendung gelangte und hier, wo es sich

nur um eine Nebenbahn handelt, um so mehr für ausreichend erachtet werden durfte. Zur Sicherung gegen seitliche Schwankungen und zur seitlichen Führung der Brücke bei Längsbewegungen wurden besondere Anordnungen getroffen. An den Rückmauern der Widerlager sind in der Höhe der oberen Hauptträgergurtungen wagerechte Konsolen angeschraubt, welche die Gurtungen seitlich vollkommen fest halten; auf den Pfeilern sind besondere Führungsständer angebracht, welche die Endständer der Hauptträger in 1,2 m Höhe seitlich fassen, bezw. führen (Fig. 4 u. 5, Bl. 28).

Bei der Berechnung der Brücke wurde als Belastung eine Reihe schwerster Hauptbahn-Lokomotiven vorausgesetzt, damit später, nach erfolgter Durchführung der Bahn bis Donaueschingen und Anschluss an die Bahnstrecke Offenburg-Donaueschingen-Konstanz, auch Lokomotiven der Hauptbahn anstandslos über die Brücke geführt werden können. Die zugehörigen Spannungszahlen durften hierbei, mit Rücksicht auf das nur ausnahmsweise Auftreten solcher großer Lasten, bis zu 25 % höher als bei Hauptbahnen angenommen werden. Tatsächlich erreichen die Spannungen bei stärkster Belastung nur folgende Beträge: 750<sup>kg</sup> bei den Gurtungen, 700<sup>kg</sup> bei den Wandstäben der Hauptträger, 660<sup>kg</sup> bei den Fahrbahnträgern, u. zw. unter Anwendung der üblichen Berechnungsweise, ohne Berücksichtigung der Nebenspannungen und des Einflusses des Windes. Die Gleismittellinie wurde derart gelegt, dass die stärksten Auflagerdrücke in allen 4 Lagern gleich groß werden; es konnten dann die Wandstäbe in beiden Trägern ohne wesentlichen Mehraufwand gleich stark ausgeführt werden, während dem Unterschiede in den Gurtquerschnitten beider Träger durch verschiedene Stärke der Kopfplatten Rücksicht getragen wurde (beim äußeren Träger  $\delta = 12$  mm, beim inneren  $\delta = 9$  mm) (Fig. 1, Bl. 28).

#### Ausführung.

Mit Herstellung des Steinbaues wurde im Sept. 1884 begonnen, und im Laufe des Jahres (bis 13. Nov.) wurden noch das Fundament und ein Theil des Sockels der Pfeiler (800<sup>cbm</sup> Mauerwerk) ausgeführt, sowie die Baugruben der Widerlager theilweise ausgegraben. Mitte Febr. 1885 nahm man die Grabarbeiten, am 25. März die Mauerarbeiten wieder auf; es wurden dann am 1. Juli der erste (untere), am 1. Aug. der zweite Pfeiler und das untere Widerlager, Ende Sept. der 3. Pfeiler und das obere Widerlager, Ende Okt. die Stützmauern vollendet. Durchschnittlich waren 105 Maurer, Steinhauer und Grabarbeiter auf der Baustelle beschäftigt.

Die Auflieferung des Eisenwerkes an der Baustelle begann im Juli 1885, die Aufstellung der ersten (unteren) Oeffnung am 1. August. Als Aufstellengerüst benutzte man das entsprechend hergestellte Arbeitsgerüst des Steinbaues, wofür dem Uebernehmer des letzteren 17 000 M vergütet wurden. Am 1. Sept.

waren die beiden unteren Oeffnungen, die 4. und 3. im Laufe der Monate Sept. und Okt. aufgestellt. Vollständig fertig gestellt war das Eisenwerk Ende Nov. Beim Aufstellen waren im Durchschnitt täglich 44 Arbeiter beschäftigt. Die Brücke erhielt außer dem Grundanstriche noch zwei weitere Anstriche im Mai 1886. Der letzte derselben ist braunroth und hebt sich in wirkungsvoller Weise von dem tannengrünen Hintergrunde ab.

#### Baukosten und Gewichte.

Die Herstellung des Steinbaues hatte das Geschäftshaus Eisenhofer & Rödder mit 1 % Abgebot gegenüber dem Kostenvoranschlage übernommen. Die Ueberschlagspreise betragen:

	Mark
Für Aushub und Förderung von 1 <sup>cbm</sup> Geröll und Bergschutt .....	1,50;
für Lösen und Fördern von 1 <sup>cbm</sup> Gneißfels .....	2,50;
für 1 <sup>cbm</sup> gewöhnliches Mauerwerk (Rauhmauerwerk) aus Gneiß mit Traßmörtel, in cyklopischem Ver-	
bande, bei den Fundamenten .....	16,
bei den Stützmauern .....	17;
für 1 <sup>cbm</sup> Schichtenmauerwerk, im Sockel .....	32,
im Schaft, je nach der Förderhöhe .....	35—38;
Aufbesserung für 1 <sup>qm</sup> Sichtfläche des Mauerwerkes in cyklopischem Verbande .....	3,50;
Aufbesserung für 1 <sup>qm</sup> Sichtfläche des Schichtenmauerwerkes .....	7;
für 1 <sup>cbm</sup> Granitquader, je nach der Bearbeitung .....	105—120;
für 1 <sup>cbm</sup> Sandsteinquader .....	73—90;
für 1 <sup>qm</sup> Fugenverstrich .....	0,6.

Der Kubikinhalt des Mauerwerkes beträgt im Ganzen 6258<sup>cbm</sup>, wovon 3159<sup>cbm</sup> Rauhmauerwerk, 2469<sup>cbm</sup> Schichtenmauerwerk, 630<sup>cbm</sup> Quader.

Die Herstellung des Eisenwerkes war zu 40 M für 100<sup>kg</sup> fertig aufgestellte Brücke (Schmiedeeisen, Gusseisen, Stahl zusammengenommen) veranschlagt. Das Geschäftshaus „Eisenwerk Kaiserslautern“ übernahm die Ausführung mit 7,6 % Abgebot.

Das Gewicht des Eisenwerkes beträgt:	
für die Tragkonstruktion .....	248 087 <sup>kg</sup> ,
für Auflagerkonstruktion .....	5 653 <sup>kg</sup> ,
für Führungskonstruktion .....	2 567 <sup>kg</sup> ;
zusammen ... 256 307 <sup>kg</sup> .	

Auf 1 m Brückenlänge entfällt von der Tragkonstruktion ein Betrag  $g = \frac{248087}{4 \cdot 35,5} = 1747$  kg.

#### Die Baukosten belaufen sich:

für den Steinbau, einschl. aller Nebenarbeiten, auf .....	232 680 M,
für das Eisenwerk, ausschl. Schienen und Zahnstange .....	96 000 M,
für das Holzgedeck .....	2 750 M,
zusammen ... 331 430 M.	

Die Kosten für Schienen und Zahnstange auf der Brücke betragen 7440 M.

1<sup>cbm</sup> fertig hergestellter Steinbau kostet im Durchschnitt einschl. aller Nebenarbeiten  $s = \frac{232680}{6258} = 37,18$  M; dies ist der 2,35fache Betrag des Vertragspreises für Rauhmauerwerk  $r$  ( $r = 16 [1 - 0,01] = 15,84$  M;  $s = 37,18 = 2,35 \cdot 15,84 = 2,35 r$ ).

Die Gesamt-Aufrissfläche misst 4640 qm. Auf 1 qm Auf-  
rissfläche trifft ein Kostenbetrag  $k = \frac{331\,430}{4640} = 71,4 \mathcal{M}$ , oder,  
nach Unterbau ( $k'$ ) und Ueberbau ( $k''$ ) getrennt,

$$k = k' + k'' = \frac{232\,680}{4640} + \frac{98\,750}{4640} = 50 + 21,4 = 71,4 \mathcal{M}$$

Drückt man  $k'$  und  $k''$  durch die entsprechenden Einheitskosten  
aus, so kann man auch setzen  $k' = \frac{50}{37,18} \cdot s = 1,345 s$ , oder auch

$$k' = 1,345 \cdot 2,35 r = 3,16 r; \quad k'' = \frac{21,4}{36,96} \cdot e = 0,579 e, \quad \text{wo } e = \text{Kosten}$$

von 100 kg Eisenwerk = 40 (1 - 0,076) = 36,96  $\mathcal{M}$ .

Man erhält somit schliesslich als Kostenbetrag  
f. d. qm Aufrissfläche  $k = 1,345 s + 0,579 e$ ,

bezw.  $k = 3,16 r + 0,579 e$ , worin  $s$  die Kosten von  
1 cbm des Steinbaues,  $r$  die Kosten von 1 cbm Rau-  
mauerwerk,  $e$  die Kosten von 100 kg Eisenwerk.

**Baubeamte.**

Der Entwurf für das Bauwerk wurde unter Bau-  
direktor Gerwig durch den Verfasser aufgestellt und  
unter Mitwirkung von Ingenieur Hauger im Einzel-  
nen ausgearbeitet. Die Bauleitung wurde unter Bahn-  
bauinspektor Hof durch Ingenieur Tegeler besorgt.  
Die Oberleitung des gesammten Bahnbaues lag nach  
dem Tode von Baudirektor Gerwig in den Händen  
von Baudirektor von Würthenau.

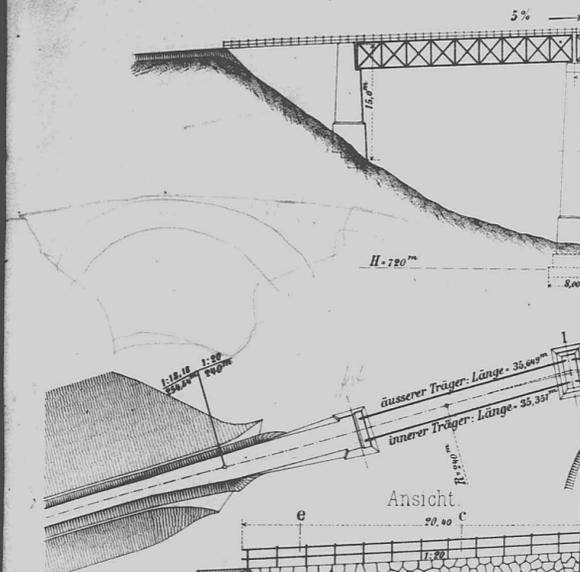


Fig. 6.  
Verankerung der  
Auflager-Quader  
am oberen  
Widerlager.

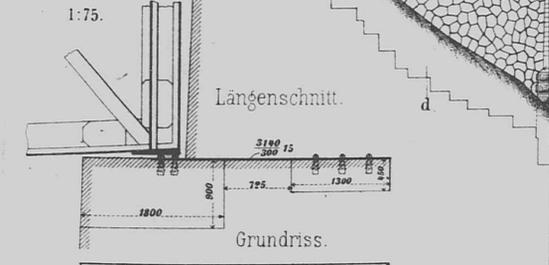


Fig. 7. Stofsverbindung des Zahnstangen-Trägers. 1:15.

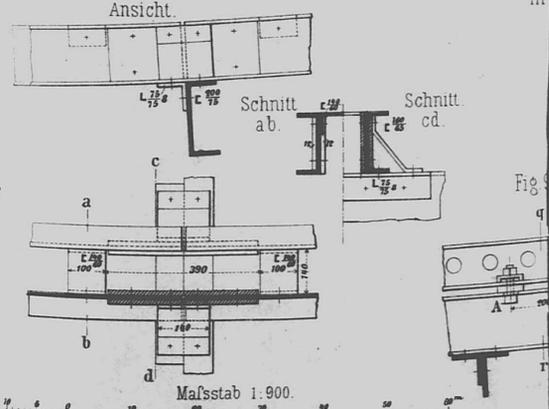


Fig. 8. in

# Brücke über die Ravenna-Schlucht in der Zahnstangen-Strecke der Höllenthal-Bahn (Baden), von Fr. Engesser.

Fig. 1. Gesamt-Ansicht. 1:900.

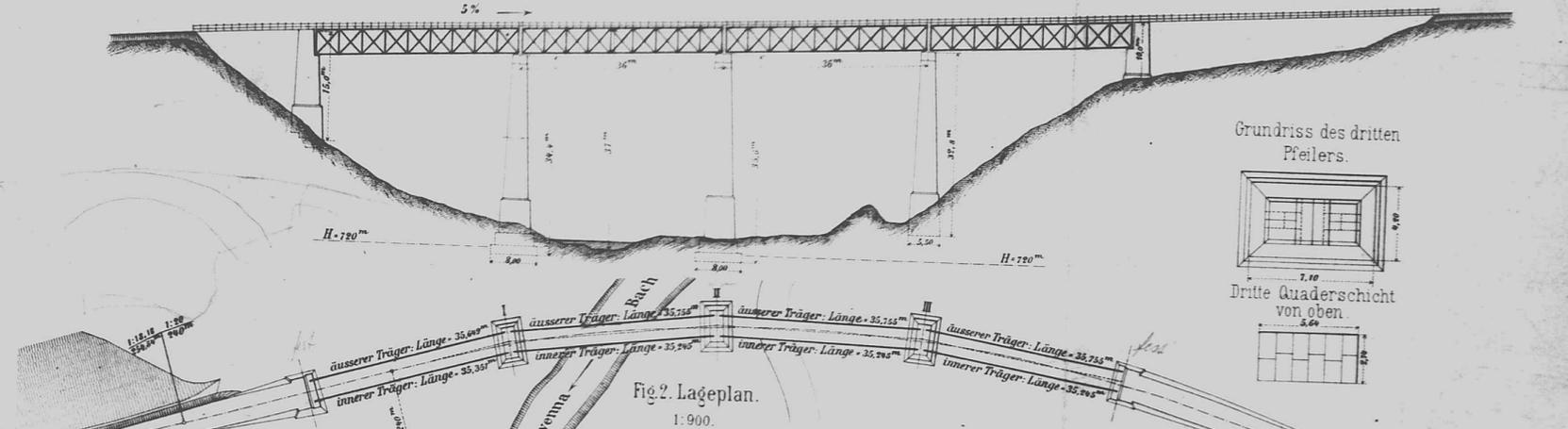


Fig. 2. Lageplan. 1:900.

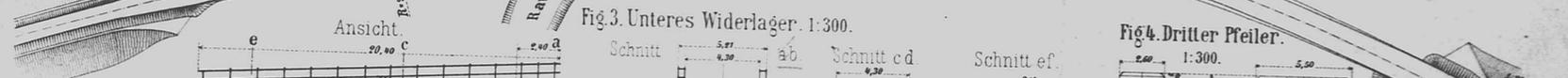


Fig. 3. Unteres Widerlager. 1:300.

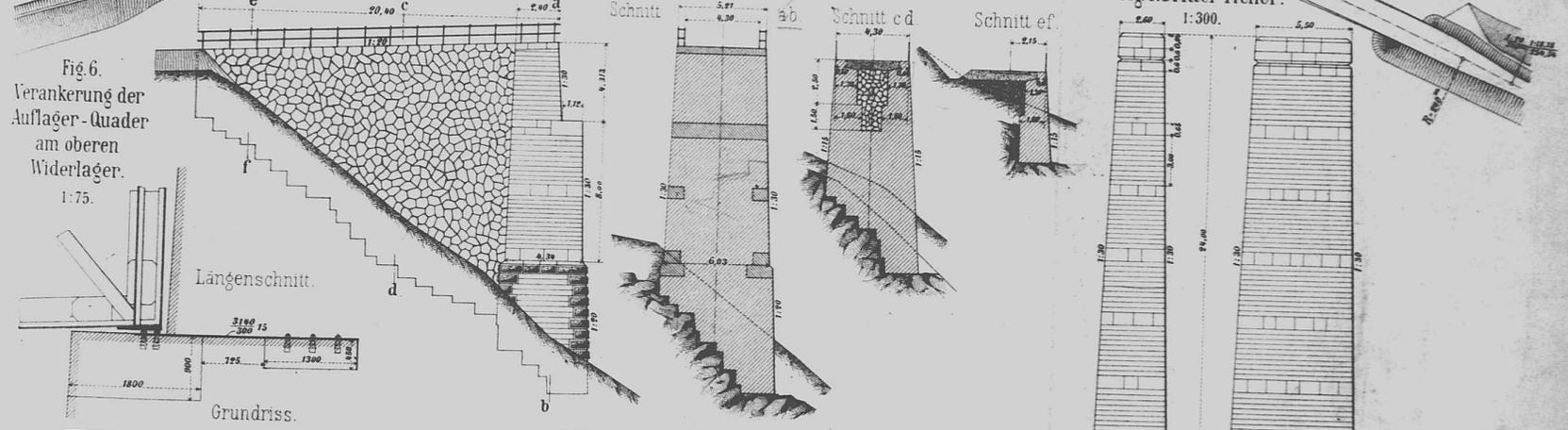


Fig. 4. Dritter Pfeiler. 1:300.

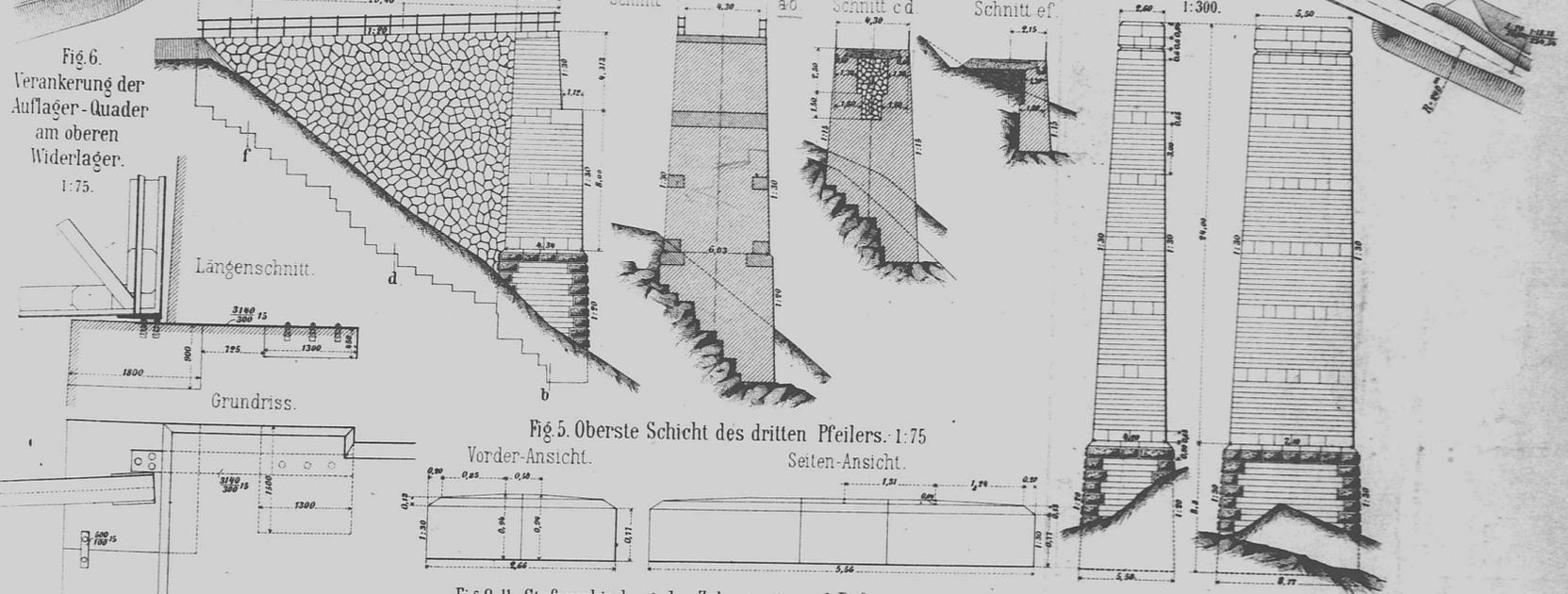


Fig. 5. Oberste Schicht des dritten Pfeilers. 1:75.

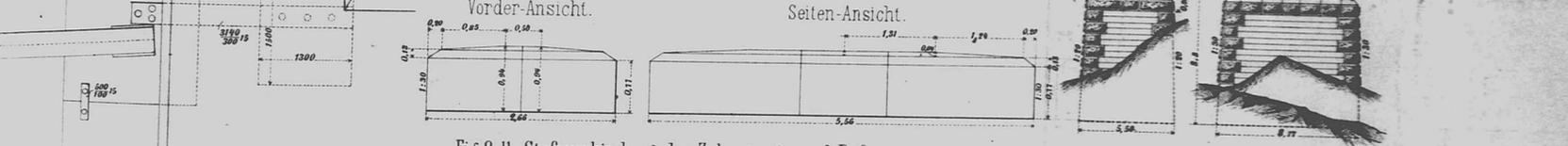


Fig. 8-II. Stoßverbindung der Zahnstange und Befestigung derselben auf dem Längsträger.

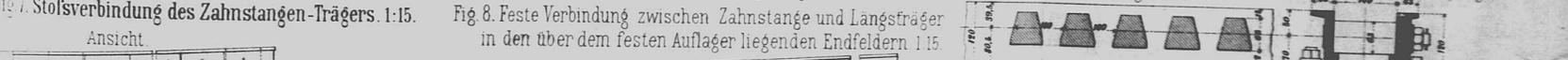


Fig. 8. Feste Verbindung zwischen Zahnstange und Längsträger in den über dem festen Auflager liegenden Endfeldern 1:15.

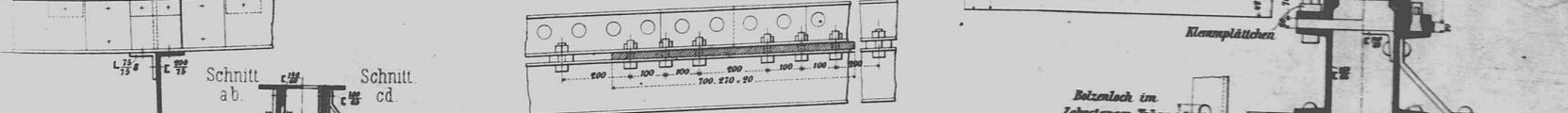


Fig. 9. Verschiebliche Verbindung in allen übrigen Feldern 1:15.

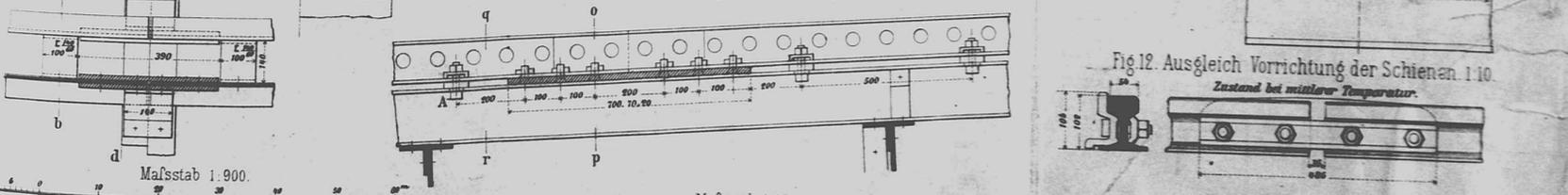


Fig. 10. Längenschnitt der Zahnstange 1:10.

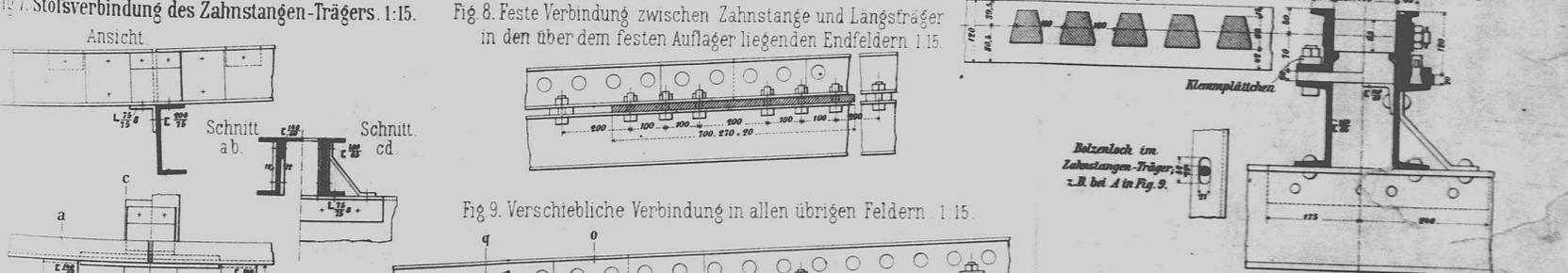
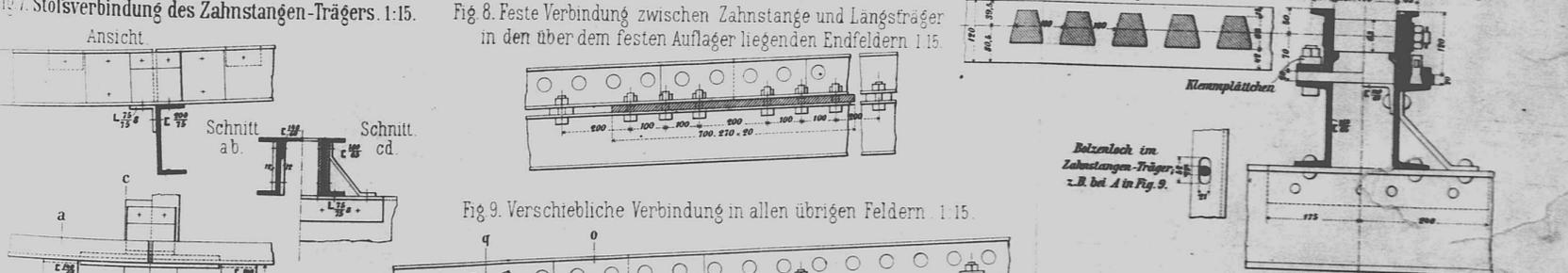


Fig. 11. Querschnitt 1:10. Schnitt qr. Schnitt op (Fig. 9).



Reizloch im Zahnstangen-Träger, z.B. bei A in Fig. 9.

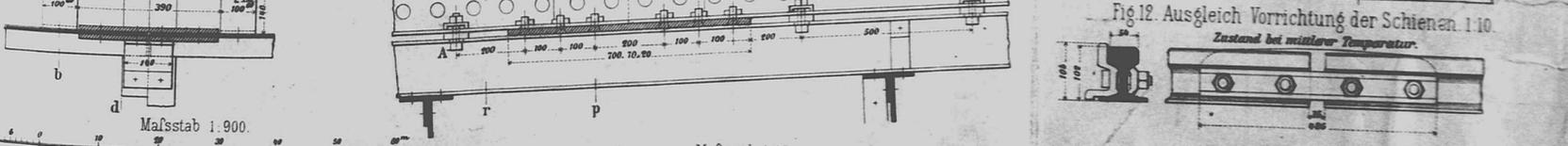
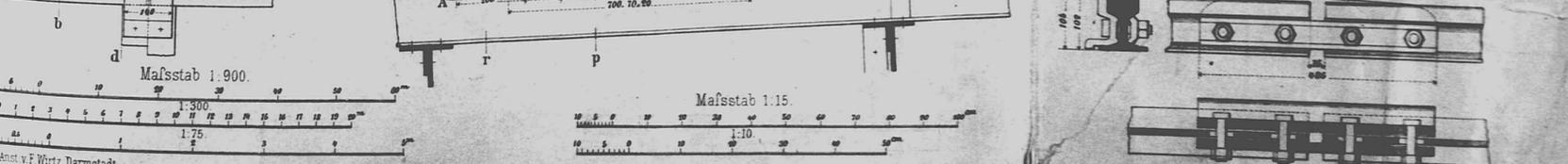


Fig. 12. Ausgleich Vorrichtung der Schienen 1:10. Zustand bei niedriger Temperatur.



Die Gesamt-Aufrissfläche misst 4640 qm. Auf 1 qm Aufrissfläche trifft ein Kostenbetrag  $k = \frac{381430}{4640} = 71,4 \text{ M.}$ , oder, nach Unterbau ( $k'$ ) und Ueberbau ( $k''$ ) getrennt,

$$k = k' + k'' = \frac{232680}{4640} + \frac{98750}{4640} = 50 + 21,4 = 71,4 \text{ M.}$$

Drückt man  $k'$  und  $k''$  durch die entsprechenden Einheitskosten aus, so kann man auch setzen  $k' = \frac{50}{37,18} \cdot s = 1,345 s$ , oder auch  $k' = 1,345 \cdot 2,35 r = 3,16 r$ ;  $k'' = \frac{21,4}{36,96} \cdot e = 0,579 e$ , wo  $e = \text{Kosten von } 100 \text{ kg Eisenwerk} = 40 (1 - 0,076) = 36,96 \text{ M.}$

Man erhält somit schliesslich als Kostenbetrag f. d. qm Aufrissfläche  $k = 1,345 s + 0,579 e$ ,

bezw.  $k = 3,16 r + 0,579 e$ , worin  $s$  die Kosten von 1 cbm des Steinbaues,  $r$  die Kosten von 1 cbm Rohmauerwerk,  $e$  die Kosten von 100 kg Eisenwerk.

## Baubeamte.

Der Entwurf für das Bauwerk wurde unter Baudirektor Gerwig durch den Verfasser aufgestellt und unter Mitwirkung von Ingenieur Hauger im Einzelnen ausgearbeitet. Die Bauleitung wurde unter Bahnbauinspektor Hof durch Ingenieur Tegeler besorgt. Die Oberleitung des gesamten Bahnbaues lag nach dem Tode von Baudirektor Gerwig in den Händen von Baudirektor von Würthenau.



Brücke über die Ravenna-Schlucht in der Zahnstangen-Strecke der Höllenthal-Bahn, von Fr. Engesser.

Fig. 1. Querschnitt in der Mitte eines Feldes. 1:30.

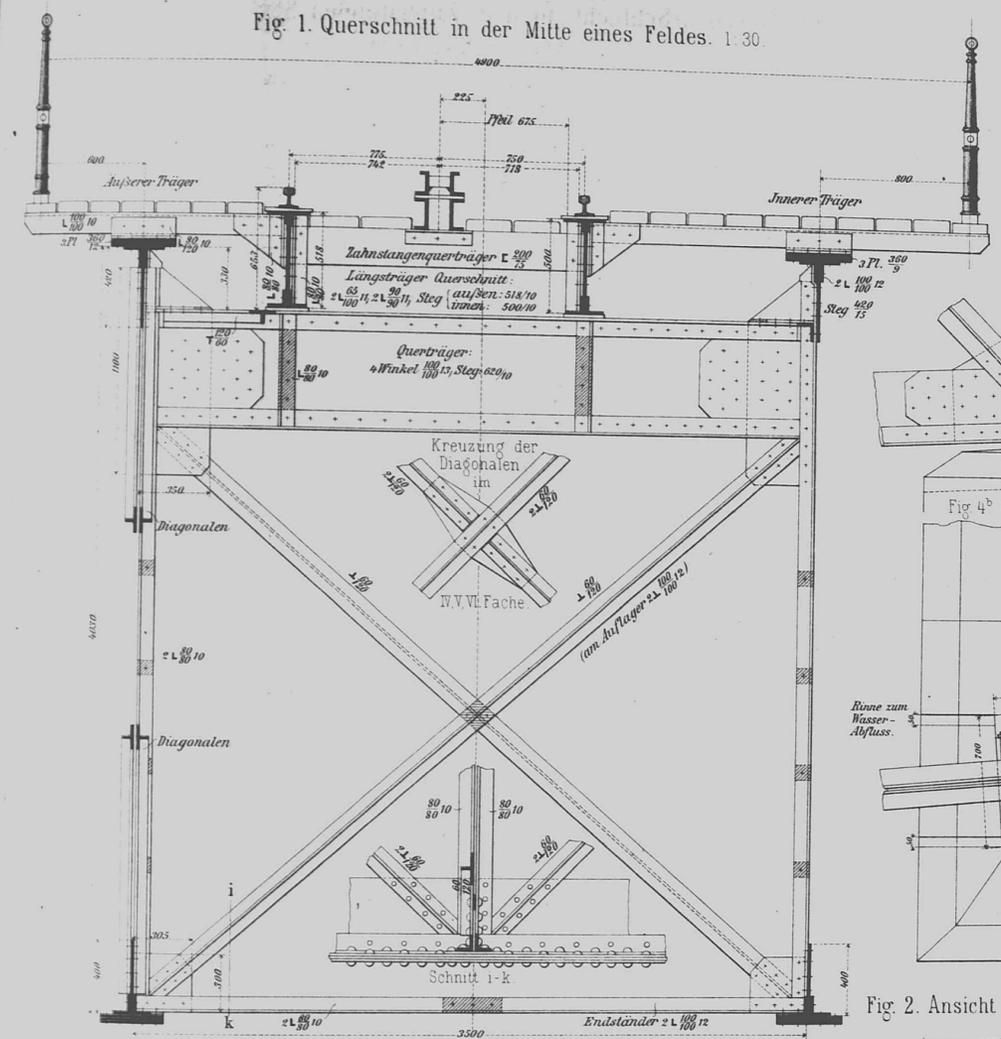


Fig. 4<sup>a</sup>, 4<sup>b</sup>, 4<sup>c</sup> Führungs-Ständer auf den Pfeilern. 1:30.

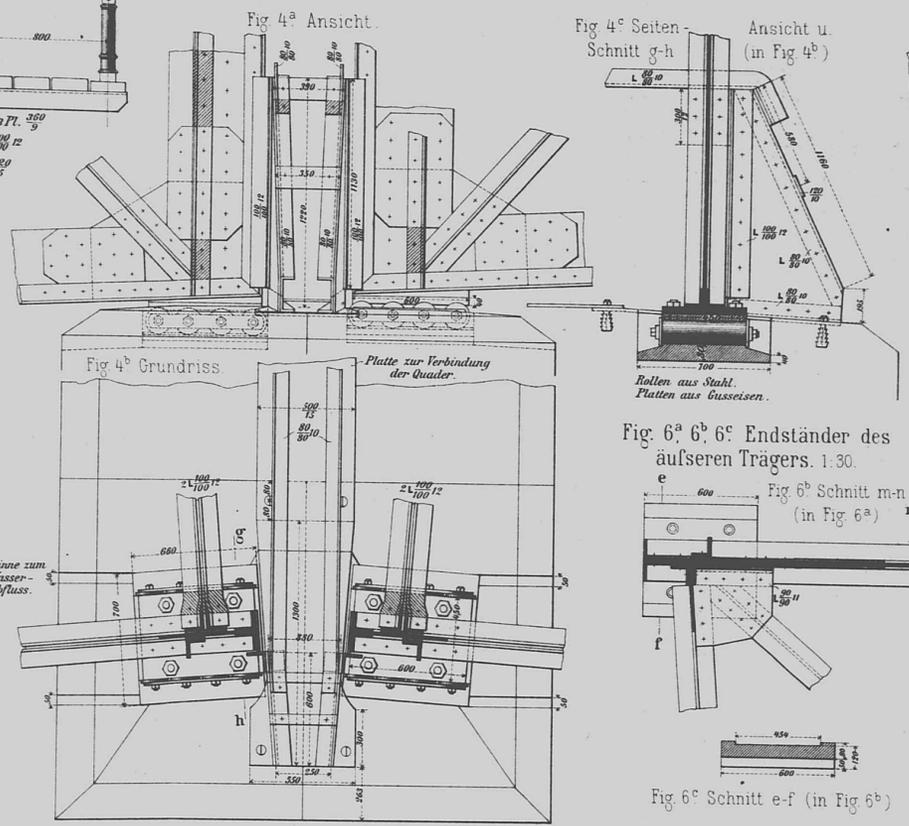


Fig. 5. Festhaltung des Hauptträgers am Widerlager. 1:30.

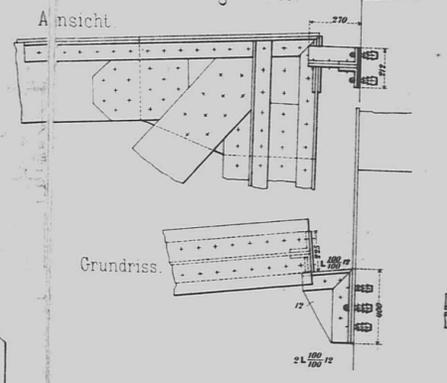


Fig. 6<sup>a</sup>, 6<sup>b</sup>, 6<sup>c</sup> Endständer des äußeren Trägers. 1:30.

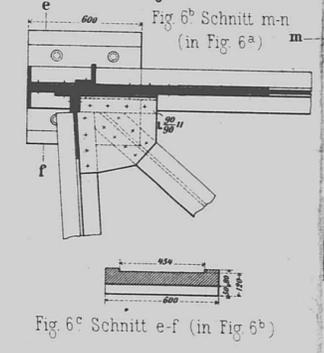


Fig. 2. Ansicht des inneren Trägers. 1:75.

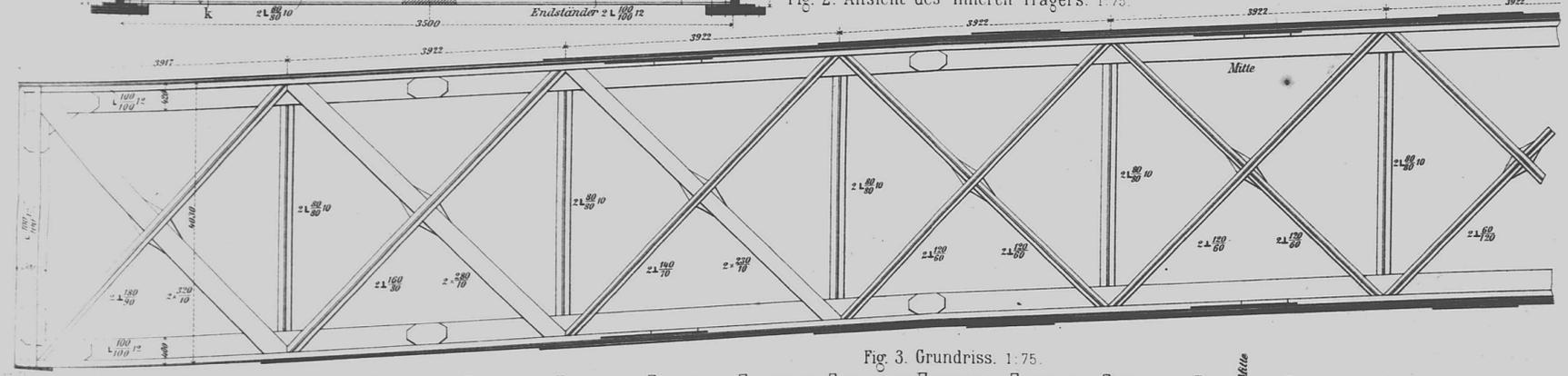


Fig. 3. Grundriss. 1:75.

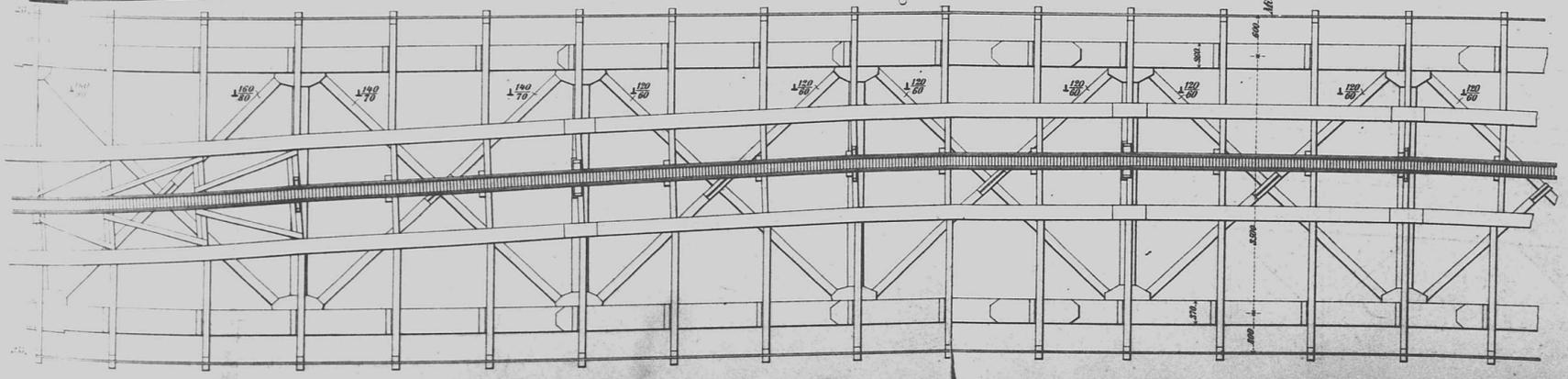


Fig. 8<sup>a</sup> u. 8<sup>b</sup> Knotenpunkts-Verbindung. 1:30.

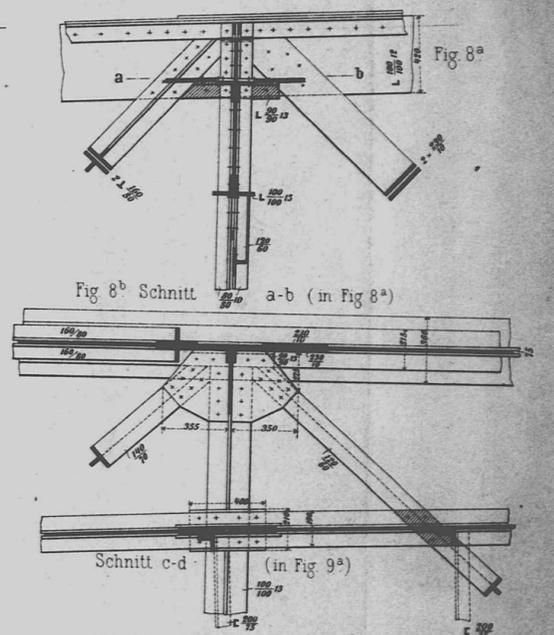


Fig. 9<sup>a</sup> u. 9<sup>b</sup> Stofsverbindung der Längsträger und Befestigung der Zahnstangen-Querträger. 1:30.

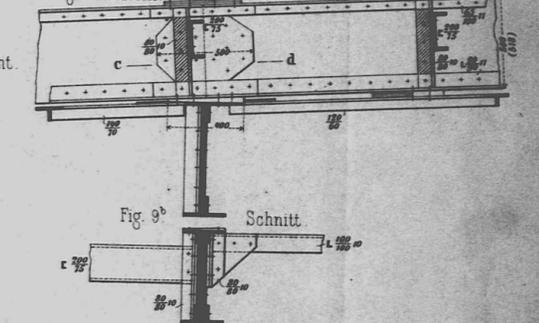


Fig. 7. Endständer des inneren Trägers. 1:30.

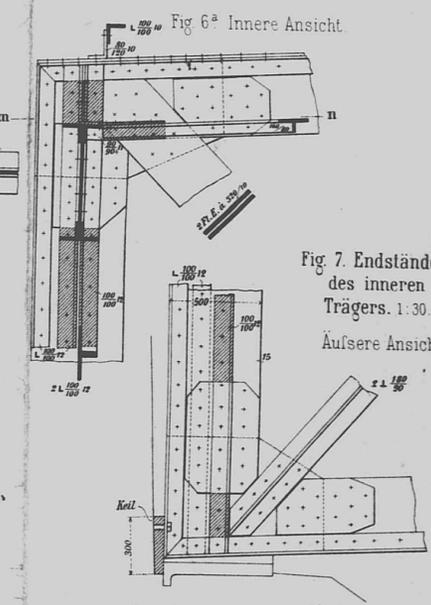
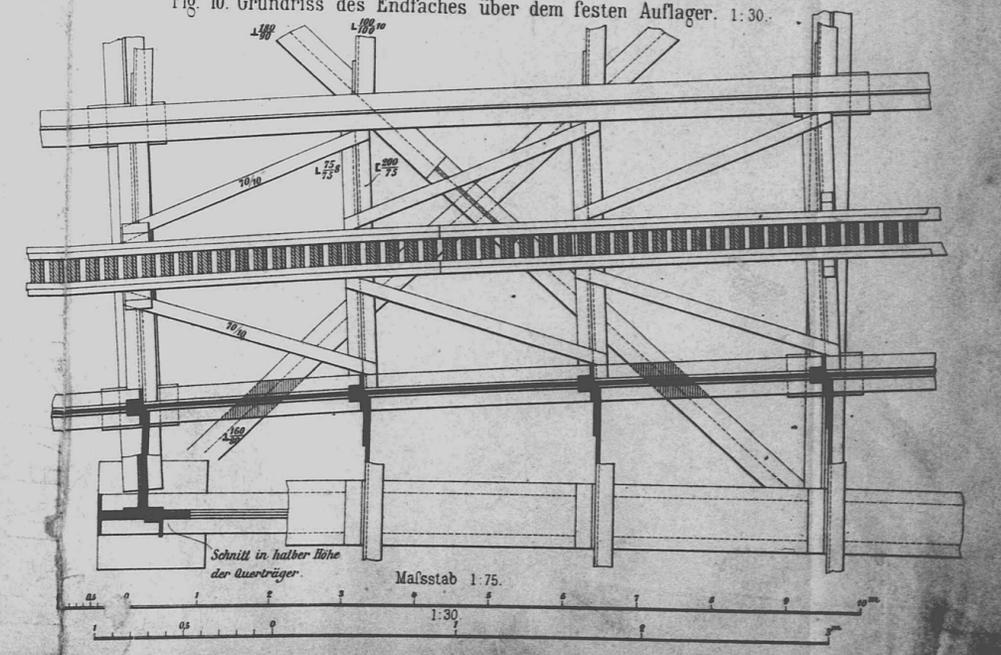
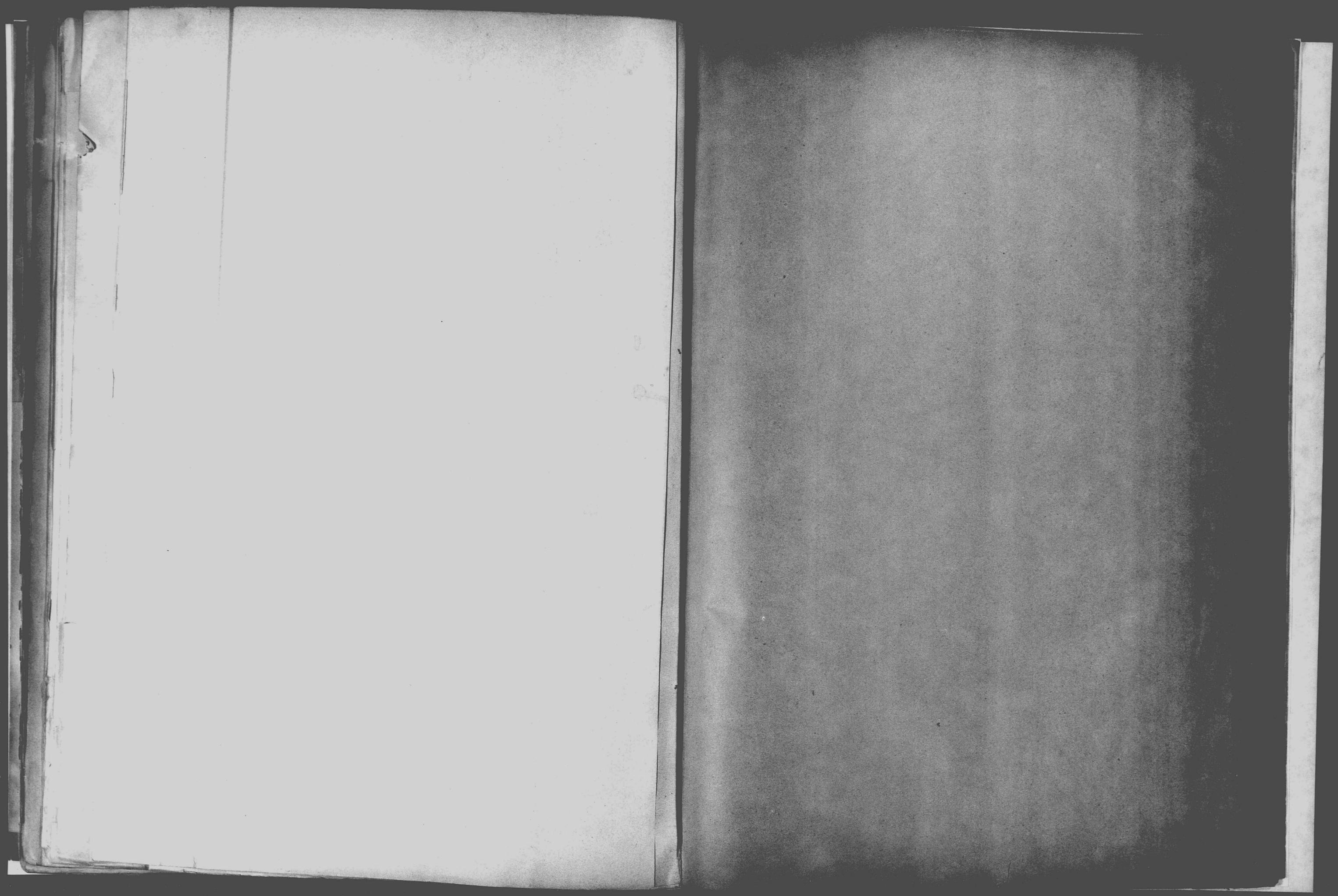


Fig. 10. Grundriss des Endfaches über dem festen Auflager. 1:30.





# Ueber die Knickfestigkeit gerader Stäbe.

Vom

Baurath Prof. Fr. Engesser zu Karlsruhe.

(Sonder-Abdruck aus der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover, Band XXXV, Jahrg. 1889, Heft 4.)

Die Theorie der Knickfestigkeit liefert bekanntlich für den Druck  $S$ , welchen ein gerader Stab konstanten Querschnitts, ohne auszuknicken, aushalten kann, den Werth  $S = \alpha \frac{EJ}{l^2}$  (Euler'sche Formel). (1)

Durch Division mit der Querschnittsgröße  $F$  erhält man die Knickfestigkeit

$$s = \frac{S}{F} = \frac{\alpha EJ}{Fl^2} = \frac{\alpha Ei^2}{l^2} = \frac{\alpha E}{\lambda^2}. \quad (2)$$

Hierin bezeichnet

$E$  den Elasticitätsmodul,

$J$  das Trägheitsmoment des Querschnitts ( $= Fi^2$ ),

$i$  den Trägheitshalbmesser,

$l$  die Stablänge,

$\lambda$  die spezifische Länge ( $= \frac{l}{i}$ ),

$\alpha$  einen Zahlenwerth, welcher vom Zustande der Stabenden abhängt; derselbe ist für drehbare Enden  $= \pi^2 =$  rund 10, für eingespannte Enden  $= 4\pi^2 =$  rund 40.

Die Euler'sche Formel ist unter Voraussetzung vollkommener Elasticität des Materials entwickelt und hat demgemäß nur so weit Gültigkeit, als Spannung  $\sigma$  und Dehnung  $\varepsilon$  einander proportional sind, d. h. als sich die Knickfestigkeit  $s$  kleiner als der Grenzwert  $g$  an der Elasticitätsgrenze (Proportionalitätsgrenze) ergibt. Für größere Spannungen, für welche die Beziehung  $\sigma = E\varepsilon$  nicht mehr gültig ist, ist auch die Euler'sche Formel nicht mehr zutreffend; dieselbe ergibt in derartigen Fällen zu große Werthe für die Knickfestigkeit  $s$  und wird für die Anwendung vielfach durch empirische Formeln ersetzt, welche den Versuchs-Ergebnissen mehr oder weniger gut angepasst sind.

Die folgende Untersuchung bezweckt nun, auch für solche Fälle, in welchen die Spannungen die Elasti-

citätsgrenze  $g$  überschreiten, bezw. die Gleichung  $\sigma = E\varepsilon$  keine Gültigkeit besitzt, die Größe der Knickfestigkeit als Funktion der Elasticitäts- und Festigkeits-Ziffern theoretisch zu bestimmen.

Zu diesem Ende sei die gegenseitige Abhängigkeit von Spannung  $\sigma$  und Dehnung  $\varepsilon$  analytisch durch eine Gleichung oder graphisch durch eine Kurve gegeben (Fig. 1).  $k$  bezeichne die Druckfestigkeit,  $\delta$  die Bruchdehnung.

Wir denken uns nun den Stab um die sehr kleine Größe  $\Delta$  seitlich ausgebogen und suchen diejenige Druckkraft  $S$ , welche im Stande ist, den Stab in dieser Ausbiegung zu erhalten.

Unter der Annahme, dass die Stabquerschnitte auch nach der Biegung noch Ebenen bilden, lässt sich die Dehnung  $\varepsilon$  eines Faserelementes, welches um  $v$  von der durch den Schwerpunkt gehenden Biegungsachse entfernt ist, ausdrücken durch

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{v}{\rho},$$

wo  $\varepsilon_0$  = Dehnung des Achselementes,  $\rho$  = Krümmungsradius desselben.

Aus Fig. 1 folgt für kleine Biegungen, d. h. für wenig von einander verschiedene Dehnungen:

$$\frac{\sigma - \sigma_0}{\varepsilon - \varepsilon_0} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \text{tg } \varphi = T, \text{ also } \varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{\sigma - \sigma_0}{T},$$

somit nach Einsetzen in obigen Ausdruck von  $\varepsilon$ :

$$\sigma = \sigma_0 + \frac{Tv}{\rho}.$$

Fig. 1.

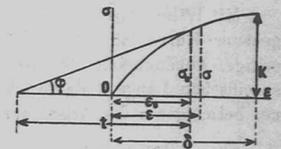
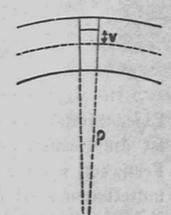


Fig. 2.



Das Gleichgewicht der inneren Kräfte eines Querschnitts mit den äußeren Kräften verlangt:

$$S = \int \sigma dF = \int \left( \sigma_0 + \frac{Tv}{\rho} \right) dF = \sigma_0 F, \text{ da } \int v dF \text{ für die Schwerpunktsachse} = 0; \text{ und}$$

$$M = \int \sigma v dF = \int \left( \sigma_0 + \frac{Tv}{\rho} \right) v dF = \int \frac{Tv^2}{\rho} dF = \frac{TJ}{\rho}.$$

Vorstehende Gleichungen unterscheiden sich von den innerhalb der Elasticitätsgrenze gültigen nur dadurch, dass der Werth  $T = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$  an Stelle des Elasticitätsmoduls  $E$  getreten ist. Man kann somit die unter Voraussetzung des Elasticitätsgesetzes  $\sigma = E\varepsilon$  abgeleiteten Gleichungen unmittelbar benutzen, wenn man nur  $E$  durch  $T$  ersetzt. Hiernach treten an Stelle der Euler'schen Formel die Ausdrücke:

$$S = \frac{\alpha TJ}{l^2} = \frac{\alpha J}{l^2} \frac{d\sigma}{d\varepsilon}, \quad (3)$$

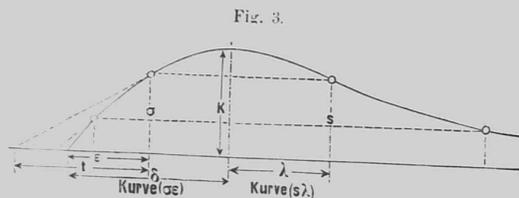
$$\text{bzw. } s = \frac{S}{F} = \frac{\alpha T i^2}{l^2} = \frac{\alpha T}{\lambda^2} = \frac{\alpha}{\lambda^2} \frac{d\sigma}{d\varepsilon}. \quad (4)$$

Da  $s = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$  Subtangente  $t$  (Fig. 1), so kann letztere Gleichung auch geschrieben werden:

$$t = \frac{\alpha}{\lambda^2}, \text{ oder } \lambda = \sqrt{\frac{\alpha}{t}}. \quad (5)$$

Mit Hilfe vorstehender Gleichungen ist es bei gegebener Kurve ( $\sigma\varepsilon$ ) (Arbeitskurve) leicht, die gegenseitige Abhängigkeit der Knickfestigkeit  $s$  und der spezifischen Länge  $\lambda$  darzustellen. Man bestimmt für ein beliebiges  $\sigma$  der Arbeitskurve die zugehörige Subtangente  $t$  und berechnet den Werth  $\lambda = \sqrt{\frac{\alpha}{t}}$ ; die

Werthe  $s = \sigma$  und  $\lambda = \sqrt{\frac{\alpha}{t}}$  sind sodann 2 zusammengehörige Koordinaten der Festigkeitskurve ( $s\lambda$ ) (s. Fig. 3).



Die Festigkeitskurve ( $s\lambda$ ) hat folgende allgemeine Eigenschaften: Je steiler die Arbeitskurve, desto flacher ist die Festigkeitskurve, d. h. desto größer ist die Festigkeit  $s$  bei gegebener Länge  $\lambda$ ; es folgt dies unmittelbar aus Gl. 5. Hiernach ist im Allgemeinen die Knickfestigkeit eines Stabes um so höher, je größer die Druckfestigkeit  $k$ , die Spannungen an der Elasticitätsgrenze und Quetschgrenze  $g$  und  $q$ , und je kleiner die Bruchdehnung  $\delta$  ist.

Da nach Gleich. 4  $s = \frac{\alpha}{\lambda^2} \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ , so entspricht einer Stetigkeits- Unterbrechung der Arbeitskurve vom  $n$ ten

Grade eine solche der Festigkeitskurve vom  $(n-1)$ ten Grade. Somit entspricht einem Sprunge

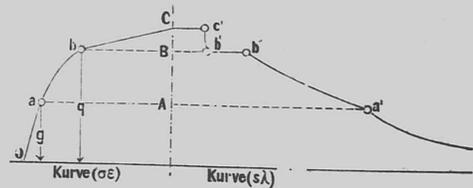
von  $\frac{d^2\sigma}{d\varepsilon^2}$  ein solcher von  $\frac{ds}{d\lambda}$  (Punkte  $aa'$  der Fig. 4),

"  $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$  " " " "  $s$  (Punkte  $bb'b''$  der Fig. 4).

Hat die Arbeitskurve für  $\sigma = k$  eine wagerechte Tangente, so ist bei der Festigkeitskurve für  $s = k$  sowohl  $\lambda = 0$  als auch  $\frac{ds}{d\lambda} = 0$  (Fig. 3).

Nach vorstehenden Entwicklungen ist die Festigkeitskurve ( $s\lambda$ ) von dem ganzen Verlaufe der Arbeitskurve ( $\sigma\varepsilon$ ) abhängig — nicht nur, wie innerhalb der Elasticitätsgrenze, von einer Konstanten, dem Elasticitätsmodul  $E$ . Da nun die Arbeitskurve bei verschiedenen Stäben des gleichen Stoffes, je nach Herstellung und Bearbeitung, sehr verschiedenartigen

Fig. 4.



Verlauf zeigen kann, so ist ersichtlich, dass die Aufstellung einer allseitig zutreffenden Festigkeitsformel unmöglich ist, und dass im Einzelfalle mehr oder minder große Abweichungen eintreten können.

Bei Schweißseisen hat die Arbeitskurve im Wesentlichen die in Fig. 4 dargestellte Form. Sie besteht aus 2 Geraden  $Oa$  und  $bC$  und aus einem Kurvenstücke  $ab$ , welches bei  $a$  tangential in  $Oa$  übergeht, bei  $b$  entweder ebenfalls tangential, oder mit einem Knick an  $bC$  anschließt. Der weiteren Behandlung legen wir letztere Annahme zu Grunde.

Punkt  $a$  entspricht der Elasticitätsgrenze, mit  $\sigma = g$ ,  
"  $b$  " " Quetschgrenze, mit  $\sigma = q$ .

Für die Strecke  $Oa$  ist  $t = \frac{\sigma}{E}$  bzw.  $= \frac{s}{E}$ ,

$$t = \frac{\alpha}{\lambda^2} = \frac{s}{E}, \text{ woraus } s = \frac{E\alpha}{\lambda^2}.$$

Die dem Werthe  $g$  entsprechende Abscisse der Festigkeitskurve ergibt sich zu  $Aa' = \lambda_0 = \sqrt{\frac{E\alpha}{g}}$ .

Für die Strecke  $bC$  ist  $t = \frac{\sigma}{D}$  bzw.  $= \frac{s}{D}$ , wo  $D =$  Tangente des Neigungswinkels von  $bC$ , annähernd  $D = \frac{k-q}{\delta}$ ,

$$t = \frac{\alpha}{\lambda^2} = \frac{s}{D}, \text{ woraus } s = \frac{D\alpha}{\lambda^2}.$$

Die den Werthen  $k$  und  $q$  entsprechenden Abscissen der Festigkeitskurve ergeben sich zu

$$Cc' = \lambda_0 = \sqrt{\frac{D\alpha}{k}}, \quad Bb' = \lambda_1 = \sqrt{\frac{D\alpha}{q}}.$$

Was das Kurvenstück  $ab$  anbelangt, so möge die Subtangente  $t_2$  des Punktes  $b$  als Vielfaches derjenigen Subtangente ausgedrückt werden, welche bei Gültigkeit des Elasticitätsgesetzes bis zur Quetschgrenze vorhanden wäre, d. h.  $t_2 = \beta \frac{q}{E}$ . Es ist dann

$$Bb'' = \lambda_2 = \sqrt{\frac{E\alpha}{\beta q}}.$$

Das Kurvenstück  $a'b''$  nimmt bei verschiedenen Stäben, je nach der besonderen Natur der Kurve  $ab$ , verschiedene Gestalt an. Für mittlere Verhältnisse wird  $a'b''$  nicht wesentlich von einer Geraden abweichen, deren Gleichung (weil jene durch die Punkte  $a'$  und  $b''$  geht) lautet:

$$s = g + \frac{q-g}{\lambda_3 - \lambda_2} (\lambda_3 - \lambda).$$

Für  $\alpha = 10$  (drehbare Enden) und für die Mittelwerthe

$$k = 3500 \text{ at}, \quad E = 2000000 \text{ at}, \\ q = 2500 \text{ at}, \quad \delta = 12,5\% = 1/8, \\ g = 1600 \text{ at}, \quad \beta = 2$$

erhält man  $D = (3500 - 2500) 8 = 8000$ ,

$$Cc' = \lambda_0 = \sqrt{\frac{8000 \cdot 10}{3500}} = 4,8, \quad Bb' = \lambda_1 = \sqrt{\frac{8000 \cdot 10}{2500}} = 5,7,$$

$$Bb'' = \lambda_2 = \sqrt{\frac{2000000 \cdot 10}{2 \cdot 2500}} = 63,2, \quad Aa' = \lambda_3 = \sqrt{\frac{2000000 \cdot 10}{1600}} = 111,8$$

$$\text{Gleichung von } Cc' \quad s = 3500, \quad \text{Gleichung von } c'b' \quad s = \frac{80000}{\lambda^2},$$

$$\text{Gleichung von } b'b'' \quad s = 2500,$$

$$\text{Gleich. von } b'a' \quad s = 1600 + \frac{2500 - 1600}{111,8 - 63,2} (111,8 - \lambda) = 3670 - 18,5\lambda,$$

$$\text{Gleichung von } a'a' \quad s = \frac{2000000}{\lambda^2}.$$

Bei Baugliedern wird  $\lambda$  meist zwischen  $\lambda_1$  und  $\lambda_2$  liegen, so dass für dieselben nur die beiden Geraden  $b'b''$  und  $b'a'$  in Betracht kommen. Es wird hierbei die Widerstandsfähigkeit gegen Knicken hauptsächlich durch die Höhe der Elasticitäts- und Quetschgrenze bedingt, während die Druckfestigkeit  $k$  und die Bruchdehnung  $\delta$  meist ohne Belang sind.

Sehr weiches Flusseisen, dessen Quetschgrenze niedrig liegt, wird deshalb, trotz höherer Druckfestigkeit, innerhalb gewisser Grenzen geringere Knickfestigkeit aufweisen, als Schweißseisen mit hoher Quetschgrenze.

Wird das Material vor der Verwendung in geeigneter Weise Druckbelastungen ausgesetzt, welche die Elasticitätsgrenze bzw. Quetschgrenze überschreiten, so werden die genannten Grenzen nach den Versuchen Bauschinger's (Mittheilungen des mech.-techn. Lab. in München, 13. Heft) gehoben und dem entsprechend die Knickfestigkeit erhöht.

Wenn bei wechselnder Zug- und Druckbeanspruchung der Stab einer, die Zug-Elasticitätsgrenze überschreitenden Belastung ausgesetzt wird, so sinkt

die Druck-Elasticitätsgrenze bis auf Null herab; die Knickfestigkeit eines solchen Stabes wird demgemäß ganz wesentlich gegenüber der normalen herabgemindert.

Um die Festigkeitskurve durch eine einzige Gleichung darstellen zu können, müsste die Arbeitskurve ebenfalls durch eine Gleichung gegeben sein. Näherungsweise kann man setzen:

$$\sigma = k \left( 1 - \left( \frac{\delta - \varepsilon}{\delta} \right)^n \right), \text{ wo der Exponent } n \text{ später entsprechend zu bestimmen ist;}$$

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{kn}{\delta} \left( \frac{\delta - \varepsilon}{\delta} \right)^{n-1} = \frac{kn}{\delta} \left( \frac{k - \sigma}{k} \right)^{\frac{n-1}{n}};$$

$$t = s = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{s\delta}{kn} \left( 1 - \frac{s}{k} \right)^{\frac{1-n}{n}} = \frac{\alpha}{\lambda^2}.$$

$$\text{Hieraus folgt } \lambda = \sqrt{\frac{\alpha kn}{s\delta} \left( 1 - \frac{s}{k} \right)^{\frac{n-1}{n}}}.$$

Der Werth von  $s$  kann im Allgemeinen nicht als entwickelte Funktion von  $\lambda$  dargestellt werden. Speciell für große  $n$  kann man jedoch näherungsweise setzen

$$\left( 1 - \frac{s}{k} \right)^{\frac{n-1}{n}} = 1 - \frac{s}{k} + \frac{s}{nk},$$

$$\text{somit } \frac{s\delta}{kn \left( 1 - \frac{s}{k} + \frac{s}{nk} \right)} = \frac{\alpha}{\lambda^2}, \text{ also}$$

$$s = \frac{\alpha kn}{\delta \lambda^2 + \alpha(n-1)} = k \frac{1}{1 + \frac{\delta \lambda^2}{\alpha n} - \frac{1}{n}}.$$

Bestimmt man nun  $n$  derart, dass die Tangente des Neigungswinkels  $\left( \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right)$  für  $\sigma = 0$  gleich  $E$  wird, so erhält man  $E = \frac{kn}{\delta}$ ,  $n = \frac{E\delta}{k}$ , somit

$$s = k \frac{1}{1 + \frac{k\lambda^2}{E\alpha} - \frac{k}{E\delta}}, \text{ näherungsweise } = k \frac{1}{1 + \frac{k\lambda^2}{E\alpha}} \quad (a)$$

Diese Gleichung liefert für kleine  $\lambda$  zu große Werthe von  $s$ , weil bei dem großen Werthe des Exponenten  $n$  ( $= \frac{E\delta}{k} =$  etwa 70) die angenommene Arbeitskurve oberhalb der Quetschgrenze die wirkliche Kurve weit überragt. Eine entsprechende Berichtigung lässt sich erreichen, indem man statt  $k$  einen derart verkleinerten Werth  $c$  einführt, dass die Flächeninhalte beider Arbeitskurven gleich groß werden. Dies wird annähernd der Fall sein, wenn man setzt  $c = \frac{k+q}{2}$ .

Für  $k = 3500 \text{ at}$ ,  $q = 2500 \text{ at}$  wird hiernach  $c = 3000 \text{ at}$ , also

$$s = c \frac{1}{1 + \frac{c\lambda^2}{E\alpha}} = 3000 \frac{1}{1 + 0,00015\lambda^2}. \quad (b)$$

Vorstehende Formel stimmt bis auf die Zahlenwerthe mit den bekannten Formeln von Rankine, Schwarz,

Laisle & Schübler, überein, welche in dieser Uebereinstimmung ihre theoretische Begründung finden dürften.

Die von Grashof in seiner Theorie der Elasticität und Festigkeit, zweite Aufl., 1878, S. 174 aufgestellte Formel, welche eine Vermittelung zwischen der Eulerschen Formel und dem Ausdrucke für reine Druckfestigkeit (s=k) bezweckt, ist vollkommen gleich mit obiger Formel a.

Bei Kupfer ähnelt die Arbeitskurve einer Viertel-

Ellipse von der Gleichung:  $(\delta - \varepsilon)^2 + \left(\frac{\sigma \delta}{k}\right)^2 = \delta^2$ .  
Man erhält hieraus

$$t = \frac{\sigma^2 \delta^2}{k^2(\delta - \varepsilon)} = \frac{\sigma^2 \delta}{k\sqrt{k^2 - \sigma^2}} \text{ bzw. } = \frac{s^2 \delta}{k\sqrt{k^2 - s^2}} = \frac{\alpha}{\lambda^2};$$

$$s = \sqrt{\frac{-\alpha k^2}{2\delta^2 \lambda^4} + \sqrt{\left(\frac{\alpha^2 k^2}{2\delta^2 \lambda^4}\right)^2 + \frac{\alpha^2 k^4}{\delta^2 \lambda^4}}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{\alpha k \sqrt{k^2 - s^2}}{\delta s^2}}$$

Hofbuchdruckerei der Gebrüder Jänecke, Hannover.

Inhalt: Die Preisbewerbung für Entwürfe zu dem National-Denkmal Kaiser Wilhelms I. (Fortsetzung). — Ueber die Tragfähigkeit von Eisenbauten bei hohen Wärmeradien. — Ober-Baudirektor Heinrich Herrmann ? — Der preisgekürnte Ent-

wurf der Wettbewerbung um eine Kirche für das Bläsi-Quartier zu Basel. — Vermischtes. — Offene Stellen.

Die Preisbewerbung für Entwürfe zu dem National-Denkmal Kaiser Wilhelms I. (Fortsetzung.)

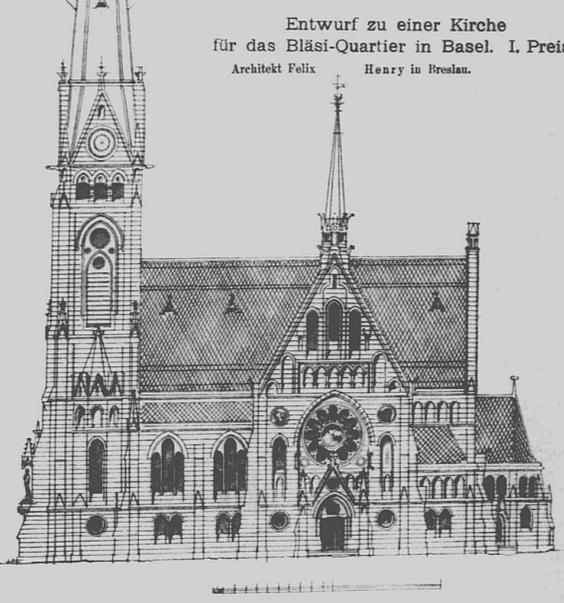
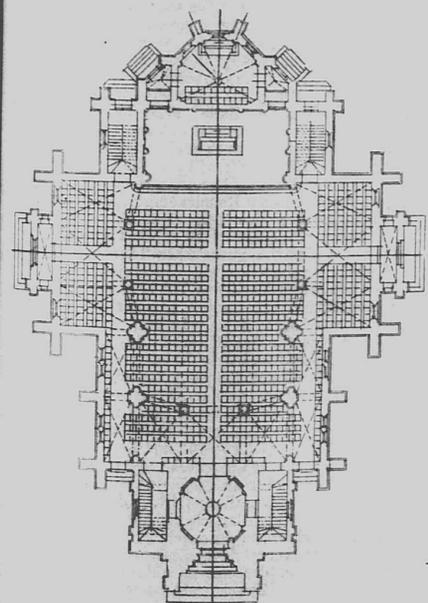
Am Thiergarten sind es insbesondere der Platz vor dem Brandenburger Thor, das Gelände zwischen diesem und der Sieges-Allee, sowie die Kreuzung zwischen letzterer mit der Charlottenburger Chaussee, auf welche die Wahl der Bewerber sich gelenkt hat.

Am nächsten lag es natürlich, das Denkmal in möglichst unmittelbarer Verbindung mit der inneren Stadt, also auf dem noch halb zu dieser gehörigen Platz vor dem Brandenburger Thor zu errichten. Doch erwachsen seiner Anordnung gerade hier eigenartige, kaum zu überwindende Schwierigkeiten, die zur Hauptsache aus den Verkehrs-Verhältnissen des Platzes hervor gehen. Derselbe bildet z. Z. bekanntlich eine unregelmäßige, halbbrunde Erweiterung der Ringstraße, in deren Axe sich als Fortsetzung der „Linden“ die Charlottenburger Chaussee öffnet, während unter einem Winkel von 45° links der Haupt-Promenadenweg durch den Thiergarten, rechts die Friedens-Allee sich abzweigen. Der Fußgänger-Verkehr, der zu gewissen Tagen und Stunden auf allen 3 Linien stattfindet, sowie nicht minder der Fußgänger- und Wagen-Verkehr im Zuge der Ringstraße und aus dieser, bezw. vom Pariser Platz nach der Charlottenburger Chaussee ist ein außerordentlich starker und wird sich in Zukunft unzweifelhaft noch stetig vermehren. Dabei handelt es sich bei dem Wagen-Verkehr nicht blos um Luxus-Wagen und Droschken, sondern gleichzeitig um Lastfuhrwerk und die Wagen der Pferdebahn.

Dass es nicht wohl angeht, das National-Denkmal Kaiser Wilhelms auf einer kleinen Insel mitten in diesen Verkehr hinein zu setzen, weil

weiter zu erwähnenden Arbeiten, durch völlige oder theilweise Freilegung des Brandenburger Thores meist ein unmittelbarer Zusammenhang des äußeren Platzes mit dem Pariser Platz angestrebt worden. — In dem Entwurf No. 136: „Wahrheit ohne Dichtung“ ist jener Abschluss durch einfache Hallen mit Eckbauten bewirkt, die erst hinter den beiden Diagonal-Straßen beginnen. Der fast nur durch Zeichnungen winzigsten Maassstabs dargestellte Entwurf No. 108: „Kaiserplatz“, welcher einen Theil des seitlich gelegenen Thiergarten-Landes zur Erbauung eines, als Gegenstück zum Reichshauses gedachten, neuen Kaiserpalastes verwendet wissen will, verbindet die beiderseitigen, noch bis in die Königgrätzer-, bezw. Sommerstraße fortgesetzten Hallen durch Triumph-Thore über den Diagonal-Straßen, denen der Verfasser der Arbeit No. 30: „Roma-Skizze“ zum vollständigen Abschluss des Platzes noch ein großes, die Charlottenburger Chaussee überbrückendes, mittleres Triumphthor von 5 Oeffnungen hinzu fügt. —

Noch stärkere Bedenken gegen einen derartigen Standort des Denkmals erregen diejenigen Arbeiten, in denen das letztere nicht als Bildwerk von vergleichsweise kleiner Grundfläche, sondern seiner Hauptmasse nach als eine Architektur mächtigen Maassstabs gestaltet ist. Zu den Unzuträglichkeiten, die aus den Verkehrs-Verhältnissen entstehen, gesellt sich alsdann der schon mit Bezug auf den Pariser Platz erörterte Nachtheil, dass ein solches Bauwerk den freien Ausblick durch das Brandenburger Thor sperren und die großartige Axen-Entwicklung des vornehmsten Straßenzuges der Stadt gewaltsam zerschneiden würde. — Der Platz



Entwurf zu einer Kirche für das Bläsi-Quartier in Basel. I. Preis. Architekt Felix Henry in Breslau.

bei einem solchen Standort auf eine ruhige Würdigung des Werks, geschweige denn auf eine weihvolle Stimmung des Beschauers nicht wohl gerechnet werden könnte, bedarf keiner weiteren Darlegung. Trotzdem weist eine nicht geringe Zahl von Entwürfen diese Stellung auf. In mehr von ihnen, die das Denkmal selbst als ein reicher entwickeltes Reiterbild üblicher Art gestaltet zeigen, ist dem Platze im wesentlichen seine bisherige Form gelassen worden; nur dass derselbe, wie schon in einigen Plänen der vorher besprochenen Gruppe, nach dem Thiergarten hin durch dekorative Hallenbauten abgeschlossen ist und zum Theil einen etwas größeren Durchmesser erhalten hat. Dabei ist, wie auch in den

muss in diesem Falle natürlich eine etwas veränderte Form, insbesondere eine größere Tiefe erhalten. Als die hervorragendste unter den bezgl. Arbeiten darf wohl der Entwurf No. 47: „Ein Stück Weltgeschichte“ bezeichnet werden. Der in der Breite des Pariser Platzes angelegte, nach Westen im Halbrund schließende Platz wird nach außen wiederum von Hallen umsäumt, deren Oeffnung nach dem schräg von ihm ausgehenden Wege allerdings von vorn herein darüber aufklärt, dass wir es trotz der geschickten Behandlung der architektonischen Formen doch nicht mit dem Werke eines Architekten zu thun haben. Der eigentliche Denkmalbau ist auf eine hohe, durch Freitreppen zugänglich gemachte Terrasse

gestellt. Er besteht aus einer von der Siegesgöttin bekrönten offenen Ruhmeshalle, die nach den Seiten durch 2 Absiden mit je einer Reihe sitzender Fürstenbilder sich erweitert, und 2. jene Absiden in einem gewissen Abstände umgebenden, nach außen rechtwinklig abgeschlossenen Nischenbauten, die für je eine Reihe stehender Figuren den Hintergrund bilden. Auf einem vorderen Vorsprung der Terrasse, umgeben von der mit reichstem bildnerischen Schmuck ausgestatteten Freitreppe hat das Reiterbild des Kaisers seinen Platz erhalten. Das Ganze von überschwinglichem Reichthum der Ausgestaltung, aber so eigenartig in der Erfindung und so wohl abgewogen im Aufbau, dass es als künstlerische Leistung hohes Interesse erweckt.

Das letztere darf auch 2. für den vorliegenden Zweck freilich verfehlten Entwürfen nicht versagt werden, die den schwierigen Versuch gemacht haben, als Grundform ihres Denkmals Aufbaues die Pyramide zu wählen. Der Verfasser des Entwurfs No. 71: „Deutschland“, der jenseits der Ringstraße einen nur von Bäumen umschlossenen, dem Pariser Platz in den Abmessungen genau entsprechenden Platz annimmt, stellt die in ziemlich steiler Linie ansteigende, von einem Adler bekrönte Pyramide auf einen hohen, mit Reliefs geschmückten Unterbau, dessen Ecken durch Säulen mit Victorien bekrönt werden. 3 an den Seiten vorspringende zweisäulige Giebelbauten mit Nischen, über denen plastische Gruppen angeordnet sind, enthalten je eine Figur; vor der entsprechenden Nische der Vorderseite steht das Reiterbild des Kaisers. — Reicher gestaltet sich der Aufbau in dem Entwurf No. 99: „Aere perennius“, der als Standort des Denkmals einen Platz von der Form des Dreiviertelkreises, annähernd in der Axe des Reichshauses angenommen hat. Hier bildet das Reiterbild des von der Siegesgöttin geleiteten Kaisers die Krönung der in flacherem Winkel gehaltenen Pyramide, an deren 4 Ecken Obelisk auftragen. Auf den Nebenseiten öffnen sich im Unterbau Hallen; über denselben entspringen aus der Pyramide je ein kleiner, von zwei Triumphsäulen eingeschlossener Tempel. Auf der Vorder- und Hinterseite sind 2 große, von dem Hauptkörper losgelöste Triumph-Thore angeordnet, welche Zugang in das Innere des Bauwerks gewähren. — Das Gepräge eines Mausoleums, das beiden Entwürfen zu eigen ist, tragen mehr oder weniger auch die Entwürfe No. 76 und No. 93: „Alle für Einen“, die wir hier nur beiläufig erwähnen können; gemeinschaftlich mit der zuletzt besprochenen Arbeit ist ihnen im übrigen die Anordnung, dass das hierdurch im wesentlichen zu einem Dekorations-Stück herab gesetzte Kaiserbild auf der Höhe des mittleren Aufbaues der architektonischen Gruppe sich erhebt. —

Um ihr Denkmal der unmittelbaren Berührung mit dem Verkehr des Platzes zu entziehen, sind mehre Bewerber auf den Ausweg verfallen, innerhalb des entsprechend erweiterten großen Platzes einen engeren, gegen jenen möglichst abgeschlossenen Bezirk sich zu schaffen, in welchem der Beschauer Schutz und Ruhe zur Würdigung des Werkes finden könnte. Nebenbei lag einer solchen Anordnung wohl auch noch die Absicht zugrunde, die bezgl. hallenartigen Abschlüsse zu dem Denkmal in innere Beziehung setzen und sie in ihrer Ausstattung mit bildnerischem, bzw. sogar malerischem Schmuck zu einem wesentlichen Theile desselben machen zu können.

Eine selbständige Stellung behauptet unter den bezgl. Plänen der Entwurf No. 33: „Kaiserplatz“. Der Umfang des äußeren, im Halbrund abgeschlossenen Platzes, dessen lange Axe etwa in die Queraxe des Reichshauses fällt, entspricht einem nach N. bis zu letzterem reichenden Halbmesser. Innerhalb dieses Platzes ist eine große Insel von der Form einer flachen Ellipse gebildet, die von 4 breiten, offenen, in Flachkuppel-Pavillons endigenden Hallen eingeschlossen wird, zwischen denen in den beiden Axen weite Lücken frei bleiben. In der Mitte des inneren, mit Gartenanlagen und 2 großen Springbrunnen geschmückten Bezirks steht das Reiter-Standbild des Kaisers auf hohem, sarkophagähnlichem Sockel, dessen Reliefs ihn als Friedensfürst feiern. Die Lösung, welche die Axe der Linden ausreichend frei hält und dem Reichshause einen gebührenden Theil an dem Gesamtbilde zuweist, hat künstlerisch sehr viel Ansprechendes, ist jedoch nicht zu verwirklichen, weil ein mal schwerlich so viel, wie hierzu erforderlich wäre, von dem Baumbestand des Thiergartens geopfert werden wird und weil es als unzulässig angesehen werden dürfte, dem Wagen-Verkehr von den Linden nach der Charlottenburger Chaussee einen solchen Umweg aufzunöthigen.

Beide Bedenken dürften bis zu gewissem Grade auch gegen 2 Entwürfe geltend zu machen sein, die in ihrer Anordnung den am Eingang besprochenen nahe verwandt, das Halbrund des Platzes, wie jene, durch Hallen mit Eckpavillons und Triumphthoren abschließen, sich von ihnen aber dadurch unterscheiden, dass auf der Außenseite dieser Hallen eine breite Straße für den Wagen-Verkehr frei gehalten ist. Zwar ist diese Straße anscheinend nur für die Pferdebahn- und Lastwagen bestimmt, während die übrigen Wagen, an dem mittleren Reiter-Denkmal vorbei, durch das, die Charlottenburger Chaussee überbrückende Triumphthor sich bewegen sollen. Aber wenn letzteres frei gegeben wird, so verliert der durch die Hallen abgegrenzte

Bezirk wiederum ein Namhaftes von seiner Weihe und Würde und es sind annähernd dieselben Uebelstände vorhanden, wie in jenen erstgenannten Arbeiten. — Der Entwurf No. 39: „Friede“, offenbar wiederum die Arbeit eines hervorragenden Bildhauers, führt seine beiden in Viertelkreise gestalteten Hallen ohne Durchbrechung von dem mittleren Triumphthore bis zu den beiden Pylonen-Bauten, die sie an der Königgrätzer bzw. Sommer-Straße abschließen, bedingt also, dass die ganze Anlage bis über die beiden Diagonalstraßen hinaus verlegt werden müsste. Die Hallen selbst sind dem Thiergarten zugekehrt; an der festen Rückwand derselben, aus welcher in der Mitte jeder Seite tempelartige Vorhallen mit Inschrifttafeln entspringen, soll nach der Innenseite des Platzes große Mosaik-Gemälde angeordnet werden. Vor den Seitenpfeilern des von einer Germania auf dem Adlerwagen bekrönten Triumphthors, sowie vor den vorderen Pylonen stehen die Reiterbilder der 4 fürstlichen Feldherren des französischen Krieges; vor den Vorbauten der Hallenwände die Standbilder des Fürsten Bismarck und des Grafen Moltke, in Wandnischen diejenigen anderer Heerführer usw. Inmitten des abgegrenzten Platzes das schlichte Reiterbild des Kaisers. — Der Entwurf No. 142: „Augusta“ hält mit seinen in ansprechenden Barockformen gestalteten Hallenbauten annähernd die Grenzen des jetzigen Platzes ein. Von den 2 Triumphthoren soll je eines dem Andenken eines der 3 siegreichen Kriege bestimmt sein, die Kaiser Wilhelm geführt hat. Das auf einen hohen Sockel gestellte Reiterbild des Kaisers, vor dem 2 Säulen zum Andenken der Gefallenen sich erheben, sieht nach dem Thiergarten. —

Am folgerichtigsten erscheint der den letztbesprochenen Plänen zugrunde liegende Gedanke in einigen Entwürfen entwickelt, bei welchen der bezgl. Platz auch dem Durchgangs-Verkehr der Fußgänger gänzlich entzogen ist und die Hallen, welche denselben nach der Thiergarten-Seite hin abschließen, lediglich als Hintergrund des eigentlichen Denkmals bzw. zur Aufnahme der dasselbe ergänzenden Bildwerke und Wandgemälde zu dienen haben. Der Künstler gewinnt dadurch den an sich nicht zu unterschätzenden Vortheil, die ganze Anlage auf einen hohen Unterbau stellen und hier somit nicht nur wirkungsvoller und bedeutender ausbilden, sondern auch bis zu einem gewissen Grade dem profanen Treiben des Tages entziehen zu können. Leider wird dieser künstlerische Vorzug durch den ungleich schwerer wiegenden Nachtheil erkauft, dass das derartig gestaltete Denkmal nur um so entschiedener die Axe des großen, in den Thiergarten führenden Straßenzuges durchschneidet und den Eingang zu jenem versperrt, was unserer Empfindung nach als völlig unzulässig angesehen werden muss.

In dem Entwurf No. 10: „Aus Liebe für König und Vaterland“ sind für den Platz, der durch eine im zusammenhängenden Flachbogen geführte Halle abgeschlossen wird, nahezu die Abmessungen des jetzt vorhandenen Platzes festgehalten worden. Die Halle reicht auch nicht bis an die Ringstraße, sondern schließt mit 2 Eckpavillons, die in der Axe der beiden Diagonal-Wege liegen. Bestände jenes ästhetische Bedenken nicht, das für einen dem Brandenburger Thor so nahe liegenden Bau um so stärker sich geltend macht, so würde gegen die Anlage kaum ein Einwand zu erheben sein. Denn weder findet der neben dem Langhans'schen Thor heraus geleitete Wagen-Verkehr an derselben ein Hindernis, noch beansprucht sie einen namhaften Theil des Thiergartens. Die in meisterhafter Federzeichnung vorgetragene künstlerische Durchbildung derselben ist von hohem Reize. In der Axe der Halle erhebt sich als Hintergrund für das Reiterbild des Kaisers eine offene, mit einer Flachkuppel überdeckte Ruhmeshalle; auf den Stirnseiten der gleichfalls offenen Eckpavillons sind reich ausgestattete Brunnen angeordnet. Die zur Aufnahme von Standbildern dienenden Zwischenhallen sind doppelt (mit fester Mittelwand) gestaltet. — Ebenso bescheidene Abmessungen zeigen die in den Entwürfen No. 83: „Drei Kronen“ und No. 143: „Dem Reichsbegründer“ dargestellten Bauwerke, deren Grundform ein nach dem Brandenburger Thor zu geöffnetes, die Länge des letzteren nicht überschreitendes Halbrund ist. Die an zweiter Stelle genannte Arbeit stellt künstlerisch nicht ganz zufrieden. Dagegen ist der in Barockformen durchgebildete, in ziemlich skizzenhaften Zeichnungen vorgeführte Entwurf No. 83 eine nicht uninteressante Leistung, der eine Ausföhrung an anderer Stelle und für einen anderen Zweck wohl zu wünschen wäre. Die auf einem hohen Unterbau stehende, nach hinten ganz geschlossene Halle umgibt ein größeres Wasserbecken, an dessen Rande eine Rampe zur Höhe des Hauptgeschosses empor führt. Hier steht auf einem Sockel-Vorsprung, aus dessen Fulse sich Brunnen in das Becken ergießen, das kaiserliche Reiterbild vor einer Nische, über der ein Thurm mit schlanker Spitze sich erhebt.

Zu gewaltigen Abmessungen ist das Grundmotiv dieser Anlagen gesteigert in der durch ein großes Modell dargestellten Arbeit No. 78: „Vom Fels zum Meer“, deren bildnerischer Theil wenn auch nicht die glücklichste, so doch die am sorgfältigsten abgewogene und ausgereifteste Leistung des bezgl. Gebietes sein dürfte, welche die Preisbewerbung überhaupt aufweist. Vor dem (frei gelegten) Brandenburger Thor ist zunächst ein großer

Vorplatz mit Inselform angelegt, der das Denkmal von dem Verkehr der Ringstraße scheidet. Hinter demselben liegt eine zweite, aus 2 Halbkreisen mit geradem Mittelstück gebildete Insel, deren Breite etwa derjenigen des Pariser Platzes entspricht. Ihre vordere Hälfte wird von einer Terrasse eingenommen, die sich mit Freitreppen zur Straßengleiche herab senkt; die hintere wird von dem, aus einem mittleren Triumphbogen und 2 viertelkreisförmigen Hallen bestehenden Bauwerke abgeschlossen, welches das inmitten der Innenfläche stehende Reiterbild umgibt. 2 Pylonen-Thürme, durch die bekrönenden Gruppen und die nach innen, vor ihnen angeordneten Standbilder des Fürsten Bismarck und des Grafen Moltke, bzw. als der Thurm des Friedens und der Thurm des Krieges bezeichnet, bilden die vorderen Endpunkte der offenen Hallen, deren Hinterwände monumentale Malereien enthalten, während sie im übrigen zur Aufstellung der Standbilder von Staatsmännern und Feldherren dienen sollen. Den als Reiterfiguren dargestellten Bildern der 4 fürstlichen Feldherren des letzten Krieges ist ihr Platz vor den Seitenaxen des Bogens, bzw. im Vordergrund der Terrasse angewiesen. Ueber den Säulen des Triumphbogens, der von einer Germania mit 2 allegorischen Figuren bekrönt wird, sowie über denjenigen der Hallen sollen an der Attika Verkörperungen der deutschen Staaten angeordnet werden. Auf den Außenseiten der Eckpylone charakterisiren Brunnenfiguren die 4 deutschen Hauptströme. —

Bedingt schon dieser Entwurf, dem gegenüber man den Fehler in der Platzwahl nur auf's aufrichtigste bedauern kann, die Abholung einer nicht unbedeutenden Fläche des Thiergartens, so hält er hierin doch noch Maas im Vergleich zu einigen anderen, geradezu in's Ueberschwengliche abschweifenden Arbeiten, die ihm in der Anlage insofern verwandt sind, als auch bei ihnen die Kaiserfigur durchweg von einem hufeisenförmig gestalteten nach Osten offenem Bauwerk eingerahmt wird.

In dem Plane No. 28: „Gewaltige Zeiten in Stein zu deuten“ sehen wir wieder einmal das Brandenburger Thor von seiner alten Stelle entfernt und über der Charlottenburger Chaussee, nahe der Sieges-Allee, auf's neue aufgebaut. Das ganze Zwischengebiet ist mit bemerkenswerthem Geschick zu einem riesigen Platze umgewandelt, der sich seitlich nach dem Thiergarten durch 2 halbe Achtecke mit Brunnen-Anlagen usw. erweitert. In der Axe der letzteren und derjenigen der Linden steht das Kaiserdenkmal auf hoher, von einer hufeisenförmigen Halle abgegrenzten Terrasse. — Der Verfasser des Entwurfs No. 26: „Dem Kaiser“, legt seiner Halle, die in der Axe einen jonischen Tempel, an den 4 Ecken pylonenartige Thürme mit durchbrochenen Kuppelhauben enthält, einen gewaltigen Vorhof vor, dessen Abschluss-Hallen nach dem Muster der St. Peters-Kolonnaden in Rom in Bogenform geschwungen sind. Er gestaltet die Anlage somit zu einem großen, nach hinten geschlossenen Forum, innerhalb dessen das Gelände allmählich bis zu der Terrasse mit Kaiserbild ansteigt. Ein ähnlicher Gedanke, jedoch in sehr trockener architektonischer Ausbildung, liegt dem Plane No. 100: „Erst Ort, dann Wort“ zugrunde, der seinem vergleichsweise schmalen, von Hallen auf hohem Unterbau umgebenen, nach Osten zwischen 2 Gebäuden sich öffnenden Forum den vorderen Theil der Charlottenburger Chaussee anweist.

Am wenigsten können wir uns mit denjenigen Entwürfen befassen, in welchen dem zweigeschossigen, hufeisenförmigen Bauwerke im Hintergrunde des Kaiser-Denkmal's so gewaltige Breiten-Abmessungen gegeben sind, dass die Verfasser, um dem Verkehr in der Richtung der Charlottenburger Chaussee nicht zu weite Umwege zuzumuthen, zur Durchleitung desselben durch jenes Bauwerk genöthigt waren. In dem Plane No. 59: „Pro summa fide summus amor“, welcher das Denkmal hart vor die mittlere Triumphbogen-Nische der hinteren, bis zur doppelten Breite des Pariser Platzes erstreckten Abschluss-Halle anordnet, sowie in dem Plane No. 121: „Das einige Deutschland seinem Einiger!“, der die mittlere Terrasse, auf welcher das Kaiserbild steht, noch durch besondere Treppen mit den als Triumphthore gestalteten Mittelbauten der Seitenhallen verknüpft, werden die betreffenden Straßenzüge durch thorgewartige Öffnungen im Unterbau der Hallen zu beiden Seiten des Denkmals durchgeführt. Eine Verirrung, die um so mehr in Erstanen setzen muss, als beide Arbeiten — abgesehen von der Ueberschwenglichkeit der Gesamt-Anlage — in der künstlerischen Ausgestaltung der Einzelheiten nicht ohne Verdienst sind. — Würdiger ist die Lösung, welche der durch ein großes Modell dargestellte Entwurf No. 57: „Dem deutschen Kaiser und dem deutschen Heere“ giebt. Hier durchbrechen die beiden Straßenzüge das Gebäude wenigstens mittels je eines großen 3theiligen Thorbaues, der in voller Höhe desselben angelegt ist und den mittleren Theil von den beiden Flügeln vollständig trennt. Die Arbeit, welche zum Zwecke der Anlage eine Abholung des ganzen Thiergarten-Stücks zwischen Brandenburger Thor und Sieges-Allee in einer bis zur dreifachen Breite des Pariser Platzes sich erweiternden Breite voraussetzt, nimmt im übrigen auch insofern eine Sonderstellung ein, als sie der Architektur einerseits, der monumentalen Malerei

andererseits ein weiteres Feld einräumt, als der Bildneri. Letztere ist auf das eigentliche Denkmal, Reiterfiguren vor dem Eckpavillon des umschließenden, hufeisenförmigen Gebäudes und je 7 Feldherrn-Statuen vor den Seitenflügeln, beschränkt. Der Architektur ist in der Herstellung dieses gewaltigen, in schöner Hochrenaissance ausgestatteten Bauwerks eine Aufgabe gestellt, die nicht nur die Gewinnung eines Fassadenbildes, sondern auch die Anordnung bedeutsamer Innenräume umfasst; denn in dem Mittelbau soll ein Kaiser-Wilhelm-Museum, in den Flügeln eine Kaiser-Wilhelm-Gallerie Platz finden. Der Malerei endlich würde es zufallen, die Wandflächen dieser Gallerie mit einer langen Reihe monumentaler Bilder aus dem Leben des Kaisers zu schmücken. — Schade, dass auch der in dieser Arbeit vorliegende Aufwand an Kraft und Kunst von vorn herein vergeblich war! Schwer verständlich erscheint es, wie der Verfasser sich dabei beruhigen konnte, dass die lange Hinterseite seines Gebäudes schräg zur Sieges-Allee stehen würde. —

Bevor wir der nächsten, zusammenhängenden Gruppe von Entwürfen uns zuwenden, sei es gestattet, einiger Arbeiten zu erwähnen, die inbetriff des im Thiergarten gewählten Platzes ganz vereinzelt dastehen. Ueberwiegend handelt es sich dabei leider um Verirrungen, die nur um ihrer Seltsamkeit willen genannt werden können. So will der Verfasser des mit einem Dreieck bezeichneten Entwurfs No. 27 sein in Form einer flachbogig geschwungenen, im Mittelbau mit einer Pyramide bekrönten Halle gestaltetes Denkmal in der Axe des links vom Brandenburger Thore schräg abführenden Promenaden-Wegs errichten; als Gegenstücke sollen auf der rechten Seite des Platzes, neben dem Eingange zur Friedens-Allee, ein Denkmal Kaiser Friedrich's III. und ein Brunnen-Denkmal theil. — In dem Entwurf No. 98: „Dem unsterblichen Deinen“ ist für die in sehr bizarrer und gesuchter Architektur gestaltete Anlage das Dreieck zwischen Charlottenburger Chaussee und Friedens-Allee verwendet. — Der Plan No. 118: „Ein kecker Muth ist ein guter Harnisch“ überbrückt die Charlottenburger Chaussee mit einem lang gestreckten, auf den Seiten durch Treppen zugänglichen Bauwerk, das 3 Thoröffnungen enthält; das Kaiserbild steht auf der Spitze eines Aufbaues über der Mittelöffnung. — In der Arbeit No. 75: „48. W. 88“ ist der „Kleine Stern“ zu einem kreisförmigen Platz erweitert, auf dem das Denkmal als eine flachbogig geschwungene, seitlich mit Obelisk, in der Mitte mit einer Kuppel bekrönte Halle dargestellt ist.

Ein Entwurf von hohem künstlerischen Werth, der namentlich das Laien-Publikum mächtig anzieht, ist der mit No. 16 und dem Kennwort: „Vivos voco“ bezeichnete; er wird durch eine Anzahl Zeichnungen und durch ein großes Modell zur Darstellung gebracht. Der nicht sehr glücklich gewählte, weil einer Axenbeziehung entbehrende Platz, ist rechts an der Charlottenburger Chaussee, in der Mitte zwischen Thor und Sieges-Allee angenommen. Auf einer, mit fester niedriger Hinterwand abgeschlossenen terrassenförmigen Ausbuchtung der Chaussee, der eine schmalere Erweiterung jenseits derselben entspricht, ist eine etwa 30 m im Quadrat messendes Mausoleum römischen Stils errichtet, neben dem 2 Rossebändiger stehen. Den Kern des Gebäudes bildet ein als Quadrat mit abgeschrägten Ecken gestalteter, von einer Flachkuppel mit Oberlicht erleuchteter Innenraum, an dessen Hinterwand in einer Nische, einsam und majestätisch das sitzende Bild des Kaisers thront. Hallen, die auf 3 Seiten nach dem Kuppelraum sich öffnen und deren vordere durch eine Karyatiden-Stellung auch nach außen erschlossen ist, bilden die Außenseiten. Das Ganze, in erster Schönheit der Formen und Verhältnisse durchgebildet, athmet Würde und Hoheit, trägt aber in zu ausgesprochenen Sinne das Gepräge eines Grufthaues, als dass es für den vorliegenden Zweck in Frage kommen könnte.

Wenn wir schließlich noch einmal des Entwurfs No. 128: „Orbi et urbi“ gedenken, der für 2 Standorte, an der Schlossfreiheit und am „Großen Stern“ angelegt ist, so veranlasst uns hierzu nicht die wenig bedeutsame architektonische Form dieser Arbeit, sondern lediglich die Wahl des letztgenannten Standortes, der zwar im Programm nicht mit angeführt war, aber es gewiss verdient, von der Denkmal-Kommission bzw. dem Preisgericht noch nachträglich in Erwägung gezogen zu werden, falls sich das Letztere für ein großes architektonisches Denkmal in der Art der diesmal besprochenen entscheiden sollte — für ein Denkmal also, in welchem das Kaiserbild vor einer nach vorn geöffneten, als Hintergrund desselben dienenden Hallen-Anlage steht. So unpassend diese Form für ein in der Axe der Charlottenburger Chaussee errichtetes Denkmal ist, weil es hier die große Verkehrs-Straße sperrt und überdies den vom Thiergarten her kommenden Personen einen wenig günstigen, unorganischen Anblick darbietet, so glücklich und naturgemäß wäre sie, wenn das Denkmal am Großen Stern, in der Axe des bedeutsamen Zuges der Maafsen-Str., Friedrich-Wilhelm-Str. und Hofjäger-Allee mit dem Rücken gegen den eingehegten Bellevue-Park aufgeführt würde. Freilich ist dieser Standort heute noch etwas entgegen; aber der Schwerpunkt Berlins rückt so schnell nach Westen vor, dass jener nach wenigen Jahrzehnten wohl schon im Herzen der Stadt, nicht nur im Herzen des Thiergartens sich befinden würde. —

(Fortsetzung folgt.)

Ueber die Tragfähigkeit von Eisenbauten bei hohen Wärmegraden.

Wird ein Eisenstab stark erhitzt, so zeigt sich neben einer Aenderung der Form gleichzeitig eine Minderung der Elastizitäts- und Festigkeitsgrößen. Die Folge davon ist eine, je nach Art und Größe der Wärmeeinwirkung verschieden große Abnahme der Tragkraft, welche bei Temperaturen über 1000° (Gusseisen), bzw. 1300° (Schmiedeeisen) bis auf Null herab sinkt, so dass bei starken Brandfällen die Zerstörung der dem Feuer unmittelbar ausgesetzten Theile und der Zusammensturz des Eisenbaues eintreten muss.

Die Sicherung des Bauwerks gegenüber den Angriffen des Feuers kann nun auf zweierlei Weise erstrebt werden: einerseits dadurch, dass man das Eisen durch Umhüllung mit feuerbeständigen, schlechten Wärmeleitern vor allzu starker Erhitzung schützt, andererseits durch Verstärkung der Querschnitts-Abmessungen des Eisenwerks gegenüber den Verhältnissen bei gewöhnlicher Temperatur. Das erstgenannte Verfahren wird in den meisten Fällen für sich allein zum Ziele führen, da die Temperatur-Zunahme sorgfältig ummantelter Stäbe trotz mehrstündiger Feuereinwirkung nur gering ist. Bei sehr heftigen, lang andauernden Bränden erscheint allerdings eine stärkere Erhitzung des Eisens nicht ausgeschlossen, so dass in solchen Fällen, wo derartige Brände in Betracht zu ziehen sind, neben der Ummantelung der Stäbe auch noch eine Verstärkung ihrer Abmessungen vorzunehmen ist. In welcher Weise hierbei die Temperatur des Eisens von der Stärke und Dauer des Feuers, von der Art und Stärke des Schutzmittels usw. abhängt, darüber fehlt z. Zt. noch ausreichendes Erfahrungsmaterial.

Die Querschnitts-Verstärkung für sich allein, ohne Ummantelung des Stabs, erscheint nur in solchen Fällen angezeigt, wo die örtlichen Verhältnisse das Entstehen heftiger Brände bezw. starker Hitzgrade ausschließen.

Um nun festsetzen zu können, in wie weit die Abmessungen des Eisenwerks bei gegebener Höchsttemperatur gegenüber denjenigen bei gewöhnlicher Temperatur zu verstärken sind, bedarf es der Kenntniss der Beziehungen, welche zwischen der Tragfähigkeit der verschiedenen Konstruktions-Arten A, der Temperatur des Eisens bestehen. Die folgenden Untersuchungen mögen dazu dienen, einen Beitrag zur Lösung der genannten Aufgabe zu liefern.

1. Zugstäbe.

Ein gleichmäßig erwärmter Stab, vom Querschnitt F, welcher den axialen Zug P auszuhalten hat, erleidet in allen Punkten die gleiche Längsspannung  $\sigma = P:F$ ; dieselbe ist unabhängig vom Temperaturgrad t, wenn man von der Querschnitts-Aenderung in Folge der Wärme-Ausdehnung absieht, bezw. wenn man die Spannung auf die ursprüngliche Querschnittseinheit bei gewöhnlicher Temperatur bezieht.

Bei den bekannten Versuchen von Müller und Lümann stieg die Temperatur einer durch einen 6cm starken Betonmantel geschützten Stäbe, welche etwa 2 Stunden lang sehr heftigem Feuer ausgesetzt war, nur bis auf 150°.

Die von der Kgl. Prüfungsanstalt zu Charlottenburg vorgenommenen Feuerproben mit Konstruktionen nach Patent Röhitz ergaben, dass nach 1 1/2 stündigem heftigen Brande (Temperatur 900—1000°) eine ummantelte Stäbe nur bis auf 100° erwärmt wurde, bezw. bis auf 300° an denjenigen Stellen, wo in Folge von Ausführungsmängeln der Mantel Risse erhalten hatte. (Zentralbl. d. Bauw. 1888 S. 44 u. 265.)

Ober-Baudirektor Heinrich Herrmann †.

Am 30. September ist nach längerer Krankheit, die wider Erwarten plötzlich eine gefährliche Wendung nahm, der oberste Beamte der preussischen Hochbau-Verwaltung, Ober-Baudirektor Heinrich Herrmann, aus dem Leben geschieden.

Der Verstorbene, der i. J. 1821 als Sohn eines fürstlich Thurn- und Taxis'schen Beamten zu Krotoschin in der Provinz Posen geboren war, also ein Alter von 68 Jahren erreicht hat, fand nach Zurücklegung des für das damalige preussische Baubeamtentum üblichen Studienganges und der vorgeschriebenen Prüfungen, sowie nach mehrjähriger Beschäftigung bei einzelnen Bau-Ausführungen und als technischer Hilfsarbeiter (Bau-Referendar) der Kgl. Regierung zu Köslin, i. J. 1852 seine erste feste Anstellung als Kreisbaumeister zu Greifenhagen i. P. Es durfte als eine Auszeichnung für ihn gelten, dass er schon i. J. 1855 zum Bauinspektor in Düsseldorf befördert wurde und i. J. 1856 die noch wichtigere Stellung eines Bauinspektors in Stettin erhielt. I. J. 1862 erfolgte seine Berufung an die Kgl. Regierung zu Liegnitz, zunächst — nach damaliger Sitte — mit dem Titel eines Ober-Bauinspektors. 1865 zum Regierungs- und Bau Rath ernannt, ward er noch in demselben Jahre als Hilfsarbeiter in die Bauabtheilung des Ministeriums für Handel, Gewerbe und öffentliche Arbeiten gezogen, vertauschte diese Stellung aber schnell mit derjenigen eines Regierungs- und Bau Rath's und Mitdirigenten an der Kgl. Ministerial-Baukommission zu Berlin, die nach der Verabschiedung des Geh. Reg.-Raths Nietz eine Wiederbesetzung erheischte. 2 Jahre später, i. J.

Bezeichnet man mit K<sub>t</sub> die Zugfestigkeit des Materials bei der Temp. t, so muss, wenn der Stab nicht reißen soll,  $\sigma < K_t$  sein. Ueber die Werthe von K<sub>t</sub> sind nur wenige Angaben vorhanden. Nach den Versuchen von Fairbairn, dem Franklin-Institut und von Kollmann kann man im Mittel bei Schmiedeeisen folgende Werthe von K<sub>t</sub> in Prozenten von K (Festigkeit bei gewöhnlicher Temperatur) annehmen.<sup>2</sup>

Table with 2 rows: t = 200 300 400 500 600 700 800 900 1000° and K<sub>t</sub> = 100 95 80 40 25 20 15 10 6%.

Da in der Regel die bei Hochbauten gewählten Beanspruchungen 30 Prozent der Zugfestigkeit K nicht überschreiten, so sind die entsprechenden Querschnitte (normale Querschnitte) bis zu Erwärmen von 500° nach vorstehender Tabelle noch bruch sicher. Eine Verstärkung der normalen Querschnitte mit Rücksicht auf die Bruchsicherheit wird erst für t > 500° erforderlich.

Stellt man die Forderung, dass der Stab nach dem Erkalten keine bleibenden Verlängerungen aufweise, so darf  $\sigma$  die Elastizitätsgrenze G<sub>t</sub> bei erwärmtem Zustande nicht überschreiten. Nach den Angaben von Kollmann scheint näherungsweise G<sub>t</sub> = 0,5 K<sub>t</sub> gesetzt werden zu können; die normalen Querschnitte genügen sodann bis etwa t = 400° der gestellten Forderung.

Ungleichmäßige Erwärmung und in Folge davon Krümmung der Zugstäbe kommt bei den geringen Metallstärken derselben nur in geringem Maasse vor. Die hierbei auftretenden Biegunspannungen sind im allgemeinen dem Bestande der Konstruktion weniger gefährlich, da sie die Zugspannungen nur in den kälteren und somit festeren Querschnittstheilen erhöhen, in den stärker erhitzten Theilen dagegen eine Spannungsverminderung hervorbringen. Es kann daher von einer näheren Betrachtung dieses Falles abgesehen werden.

2. Druckstäbe (Stützen).

Bei den verhältnissmäßig großen Querabmessungen der Stützen ist neben vollständig gleichmäßiger Erwärmung derselben auch noch der Fall einer einseitigen Erwärmung in Betracht zu ziehen.

Der erste Fall gehört in das Gebiet der Knickfestigkeit und ist nach den hierfür maassgebenden Gesichtspunkten zu beurtheilen. Nach der von Unterzeichnetem in der Zeitschr. des Arch.- u. Ingen.-Vereins zu Hannover 1889 veröffentlichten Theorie ist die Knickkraft P, welche ein Stab vom Querschnitt F, Trägheitsmoment J, Länge l, auszuhalten kann, ohne auszuknicken:

P = alpha \* T \* J / l^2 = alpha \* T \* F^2 / l^2

und die Knickfestigkeit: s = P / F = alpha \* T / l^2

wo alpha einen von der Befestigungsweise abhängigen Beiwerth bezeichnet. Für drehbare Enden ist beispielweise alpha = pi^2 = 10, und für eingespannte Enden ist alpha = 40.

2 Siehe Verhandl. des Vereins zur Beförd. des Gewerbl., 1880, S. 92 (Kollmann) u. Ztschr. des Ver. Deutsch. Ingen. 1883, S. 127 (Martens).

1867, trat Herrmann als vortragender Rath endgiltig in das Ministerium für Handel usw. ein, wo er neben dem Geschäftsbereich der Postbauten die früher von Busse geführte, obere Leitung des Bauwesens der Justiz- und allgemeinen Verwaltung übernahm, während er als Mitglied der Technischen Baudeputation gleichzeitig an den Geschäften dieser Behörde betheiligt war. 1872 stieg er zum Geh. Ober-Baurath auf. Als dann i. J. 1880, nach dem Ausscheiden des Ober-Bau- und Ministerial-Direktors Weishaupt, jene veränderte Einrichtung der Bauabtheilung des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten in's Leben trat, nach welcher dem mit der obersten Leitung dieser Abtheilung beauftragten Verwaltungs-Beamten zwei mit dem Range eines Rathes I. Klasse ausgestattete Techniker als Ober-Baudirektoren zur Seite gestellt wurden, ward Herrmann als Ober-Baudirektor für den Hochbau berufen. Er hat als solcher die obere Leitung sämmtlicher Hochbau-Geschäfte des Staates, sowie die Verwaltung der Personal-Angelegenheiten der in der allgemeinen Verwaltung beschäftigten Staats-Baubeamten zu führen gehabt. Im Nebenamt hat er überdies, seitdem nach Aufhebung der Technischen Baudeputation die Leitung des Prüfungswesens der Baubeamten auf das technische Ober-Prüfungsamt übergegangen war, als Mitglied dieser Behörde und der ständigen Kommission für technisches Unterrichtswesen, sowie seit Gründung der Akademie des Bauwesens auch als Mitglied dieser Körperschaft gewirkt, in welcher er seit Hitzig's Tode der Hochbau-Abtheilung vorstand. — Eine außerordentliche Thätigkeit erwuchs ihm zeitweise als Mitglied von Kommissionen, die zur Ausführung großer, ausserhalb des Rahmens der gewöhnlichen Bauverwaltung stehender Bauausführungen des Staates eingesetzt wurden; so hat er — für den Bereich der Verwaltungs-

Die Größe T ergibt sich aus der Arbeitskurve des Materials, deren Ordinaten die Spannungen und deren Abscissen die zugehörigen Dehnungen bezw. Zusammenpressungen darstellen. Zieht man im Punkte (sigma, E) die Tangente an die Arbeitskurve, welche den Winkel phi mit der Abscissenaxe bilden möge, so ist T = tg phi. Liegt die Spannung sigma innerhalb der Elastizitätsgrenze, so ist T konstant gleich dem Elastizitätsmodul E; die obige Formel geht sodann in die bekannte Eulersche Formel über:

P = alpha \* E \* J / l^2 bezw. s = alpha \* E / l^2

Um mit Hilfe der Formel 1 die Knickfestigkeit bei der Temperatur t zu erhalten, müssen die entsprechenden Werthe von t, l und T eingesetzt werden. Für den Trägheitshalb i und die Länge l können ohne wesentlichen Fehler die der normalen Temperatur entsprechenden Werthe gewählt werden. T ist für die Temperatur t gültigen Arbeitskurve zu entnehmen. Leider sind z. Z. die Arbeitskurven der verschiedenen Eisenarten nur für normale Temperatur bekannt; für höhere Wärmegrade fehlen darauf bezügliche Beobachtungen fast vollständig. So weit es aufgrund des vorhandenen lückenhaften Materials möglich ist, soll im Folgenden versucht werden, den Werth der Knickfestigkeit s<sub>t</sub> bei höheren Temperaturen wenigstens im rohen fest zu legen.

Wie in der oben genannten Abhandlung näher ausgeführt, kann für Schmiedeeisen bei normaler Temperatur näherungsweise gesetzt werden:

s = K / (1 + alpha \* K^2 / E^2) oder besser s = beta \* K / (1 + alpha \* beta \* K^2 / E^2)

wo beta einen Beiwerth bezeichnet, welcher vom Volligkeitsgrad des Inhalts der Arbeitskurve abhängt und etwa = 6/7 angenommen werden kann. K, alpha, i, l und E haben die frühere Bedeutung.

Bei Ableitung der Formel 2 wurde voraus gesetzt, dass sich die Arbeitskurve näherungsweise durch eine Parabel höherer Ordnung mit einer unter dem Winkel tg phi = E geeigneten Anfangstangente darstellen lasse. Diese Formel stimmt in ihrem Bau vollständig mit den bekannten Formeln von Rankine, Laissle und Schübler usw. überein und unterscheidet sich nur durch die Beiwerthe von denselben. Für K = 3500 kg/qcm, alpha = 10, E = 2 000 000 kg/qcm erhält man:

s = 1 / (1 + 0,00015 lambda^2) kg/qcm, wo lambda = l/i = spezif. Länge.

Bei höheren Temperaturen lässt sich in gleicher Weise für die Knickfestigkeit folgende Näherungsformel aufstellen:

s\_t = beta \* K\_t / (1 + alpha \* beta \* K\_t^2 / E\_t^2) = beta \* K\_t \* lambda^2 / (1 + alpha \* beta \* K\_t^2 / E\_t^2)

Man darf wohl annehmen, dass die Druckfestigkeit K<sub>t</sub> in

Geschäfte und der konstruktiven Fragen — neben Strack an der Ausführung der Siegesthule und neben Hitzig am Umbau des Zeughauses Theil genommen. —

Dass Herrmann als Beamter Ungewöhnliches geleistet hat, wird von allen Seiten anerkannt. Ein Schatz reicher Erfahrung in allen Geschäften der Bauverwaltung und große Gewandtheit der Form, gepaart mit einer unermüdeten Arbeitskraft, selbstloser Hingabe an den Dienst und peinlichster Gewissenhaftigkeit ließen ihn geradezu als das Muster eines Beamten erscheinen. Seine Pflichttreue ist noch um so bemerkenswerther, als sein schwächerer und kränklicher Körper ihm die Ausübung der Obliegenheiten seines Berufs von jeher erschwerte.

Wenig hervor getreten ist der Verstorbene als schaffender Architekt; doch wird kein Einsichtiger ihm daraus einen Vorwurf machen. Die Einrichtungen des preussischen Bauwesens gestalten ein Sichabheben des Einzelnen aus dem Rahmen des Ganzen nur wenigen, vom Glück begünstigten Persönlichkeiten; insbesondere galt dies, bevor die ungeahnte Entwicklung der Verkehrs-Verhältnisse und der wachsende Wohlstand des Landes ein Aufblühen der Bau thätigkeit auch des Staates herbei führten. Doch beweisen die Bauten, die Herrmann als jüngerer Beamter, z. B. während seiner Thätigkeit in Stettin, entworfen und geleitet hat, und welche bei aller Einfachheit und Anspruchslosigkeit unter den gleichzeitigen Werken des Staates doch äußerst ansprechend wirken, immerhin zur Genüge, dass es ihrem Urheber an künstlerischer Begabung und Geschick nicht gefehlt hat. — Dass er — zu einer leitenden Stellung gelangt — seine Macht nicht dazu ansunzte, um sich für den einstigen Mangel an Aufgaben schadlos zu halten und nunmehr mit seinen künstlerischen Leistungen in den Vordergrund sich zu drängen, ist

ähnlicher Weise mit wachsender Temperatur abnimmt wie die Zugfestigkeit, so dass die für letztere mitgetheilte Tabelle auch hier benutzt werden kann.

Ueber die Größe von E<sub>t</sub> fehlen direkte Angaben vollständig. Schätzwerthe derselben erhält man, wenn man die Quotienten K<sub>t</sub> : E<sub>t</sub> näherungsweise proportional den Bruchdehnungen delta<sub>t</sub> setzt, über deren Größe mehrfache Beobachtungen von Kollmann vorliegen. Unter Benutzung dieser Beobachtungen erhält man nach Ausgleichung verschiedener Unregelmäßigkeiten als wahrscheinliche Werthe von K<sub>t</sub> : E<sub>t</sub> und von E<sub>t</sub> in Prozenten der normalen Werthe:

Table with 2 rows: t = 0 200 300 400 500 600 700° and E\_t = 100 100 73 47 20 12 9% and K\_t : E\_t = 100 100 130 170 200 210 220%

Beispielsweise ergibt sich hieraus für die oben angeführten Werthe K = 3500, alpha = 10, E = 2 000 000:

Table with 2 rows: s\_t = 3000 / (1 + 0,00015 lambda^2) kg/qcm and s\_t = 2850 / (1 + 0,00032 lambda^2) kg/qcm

Die Abnahme der Knickfestigkeit mit wachsender Temperatur ist bei kleiner spezifischen Länge lambda proportional der Abnahme von K<sub>t</sub> bei großer spezif. Länge der Abnahme von E<sub>t</sub>. Man erhält hiernach für die Knickfestigkeit s<sub>t</sub> in Prozenten der normalen Knickfestigkeit s:

Table with 2 rows: t = 200 300 400 500 600 700° and kleines lambda, s\_t = 100 95 80 40 25 20% and großes lambda, s\_t = 100 73 47 20 12 9%

Die Standfestigkeit von schmiedeeisernen Stützen, welche für normale Temperatur berechnet sind, reicht nach vorstehender Tabelle etwas über 400° (große spezif. Länge lambda) bezw. über 500° (kleines lambda).

Für Gusseisen fehlen Angaben über die Elastizitäts- und Festigkeitsgrößen bei erhöhter Temperatur vollständig, so dass die Konstanten in den Gl. 1 und 3 nicht weiter bestimmt werden können.

Was den 2. Fall: einseitige Erwärmung der Stütze, anbelangt, so werde angenommen, die Temperatur nehme gleichmäßig von der am stärksten erwärmten Seite (t = t<sub>1</sub>) nach der gegenüber liegenden Seite (t = t<sub>2</sub>) ab. Die Stütze würde sich sodann in unbelastetem Zustande nach einem Halbmesser r = d : omega (t<sub>1</sub> - t<sub>2</sub>) krümmen (wo d = Querdimension, omega = Wärmeausdehnungs-Ziffer) ohne innere Spannungen zu erleiden. Der Elastizitäts-Modul nimmt entsprechend der wachsenden Temperatur von 2 nach 1 hin ab. Die Zusammendrückung E des Flächenelements dF, welches unter dem Drucke p steht, ist innerhalb der Elastizitäts-Grenze E = p / (dF \* E\_t) = p / (E \* d \* phi)

wenn man mit d phi die Größe dF \* E\_t bezeichnet. Hiernach ist E ebenso groß, wie bei einem, im Verhältniss E<sub>t</sub> : E verklei-

ein Verhalten, für welches ihm die Fachwelt nur Dank und Anerkennung schuldig ist. Baubeamte an der Spitze großer Behörden, die dies thun — und die Beispiele dafür sind leider (intra muros et extra) nicht gerade selten! — verfahren nicht anders als Feldherrn, die sich nicht enthalten können, bei jeder Gelegenheit den Säbel zu ziehen und mit ihren Soldaten in den Feind einzuhauen. Trotzdem ist der persönliche Einfluss Herrmanns auf die unter seiner obersten Leitung und Verantwortung entstandenen Staats-Hochbauten gewiss nicht gering gewesen. Dafür sprechen nicht nur die großen Justiz-, Verwaltungs- und Gefängnis-Bauten, an denen er s. Z. als vortragender Rath unmittelbar mitzuwirken hatte, sondern dafür spricht auch der erfreuliche künstlerische Aufschwung, den die gesammte Hochbau-Thätigkeit des preussischen Staates im letzten Jahrzehnt unleugbar genommen hat. —

Als Mensch war Herrmann durch hervor ragende Eigenschaften ausgezeichnet. Wenn der amtliche Nachruf, den der Kgl. Pr. Staats-Anzeiger ihm gewidmet hat, seine Bescheidenheit und Milde, sowie die Liebenswürdigkeit und Vornehmheit in Charakter und Gesinnung rühmt, die ihn Vorgesetzten und Kollegen wie Untergebenen gleich werth und theuer machten, so wird Jeder, der dem Verstorbenen jemals im Leben nahe getreten ist, dies gern bestätigen. Wohl wusste er strenge konnte Niemand rücksichtslos streng zu üben; aber diese Strenge konnte Niemand verletzen, weil sie mit Gerechtigkeit und Strenge gegen sich selbst verbunden war. Die Liebe, die er sich dagegen durch sein Wohlwollen erungen hat, wird ihm in vielen Herzen für lange überleben. Er ruhe in Frieden!

nernten Flächen-Element bei normaler Temperatur. Verkleinert man nun die Höhe sämtlicher Flächenstreifen  $dF$  im Verhältnis  $E_1 : E$ , so erhält man eine neue Querschnitts-Fläche  $\phi$ , welche bei normaler Temperatur innerhalb Elastizitäts-Grenze das gleiche elastische Verhalten aufweist, wie die ursprüngliche Fläche  $F$  bei den vorausgesetzten Temperatur-Verhältnissen (schraffierte Fläche in nebenstehender Figur). Die Strecke, um welche der Schwerpunkt  $S_1$  der Fläche  $\phi$  von dem Schwerpunkt  $S$  der Fläche  $F$  entfernt ist, werde mit  $c$  bezeichnet.

Die Dehnungen der äußersten Fasern, unter dem gleichzeitigen Einfluss der Temperatur-Veränderungen und der Druckkraft  $P$ , sind:  $E_1 = \omega t_1 + \frac{\sigma_1}{E} = \omega t_1 - \frac{P}{E\phi} + \frac{M e_1}{E Y}$   
 $E_2 = \omega t_2 + \frac{\sigma_2}{E} = \omega t_2 - \frac{P}{E\phi} - \frac{M e_2}{E Y}$

wo  $M$  = Moment der Kraft  $P$ , positiv wenn bei 1 Zug erzeugend.  $Y$  = Trägheits-Moment des Querschnitts  $\phi$ .  
 $e_1$  u.  $e_2$  die Abstände der äußersten Fasern von  $S_1$ ;  $e_1 + e_2 = d$ .  
 Nun ist:  $\frac{1}{\rho} = \frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{E_1 - E_2}{d} = \omega \frac{(t_1 - t_2)}{d} + \frac{M}{E Y}$   
 Greift die Druckkraft im Schwerpunkt  $S$  des gegebenen Querschnitts  $F$  an, und bezeichnet man mit  $y$  die Ordinaten der gedrehten Axe (positiv, wenn nach der nicht erwärmten Seite 2 ausschlagend), mit  $\delta$  den Größtwerth von  $y$  für  $x = \frac{l}{2}$ , so ist  $M = P(\delta - c - y)$ , also:

**Der preisgekrönte Entwurf der Wettbewerung um eine Kirche für das Bläsi-Quartier zu Basel.**

Das Ergebnis der in Rede stehenden Wettbewerung ist auf S. 454 d. Bl. durch Hrn. Baumeister Louis Müller in Frankfurt a. M. einer Erörterung unterzogen worden, bei der insbesondere der seitens der Preisrichter durch den 1. Preis ausgezeichnete Entwurf des Architekten F. Henry in Breslau eine sehr scharfe Beurtheilung erfuhr. Hr. Henry, der sich durch diesen Angriff verletzt fühlt, hat uns in Folge desselben eine Pause seiner Arbeit übersandt und ersucht, diese durch Veröffentlichung in u. Bl. dem Urtheile der gesammten Fachgenossenschaft zugänglich zu machen. Wir entsprechen diesem Wunsche um so lieber, als wir für unser Theil schon nach flüchtigem Eingehen auf die Zeichnungen uns überzeugen mussten, dass die wider den Plan erhobenen Vorwürfe in der That übertrieben, bezw. ungerechtfertigt waren.

Das Letztere gilt für die Behauptung, dass eine unmittelbare Lichtzuführung in den Chor durch Einschachtelung des letzteren zwischen Anbauten unmöglich sei. Es ist allerdings richtig, dass der Entwurf nur eine mittelbare Beleuchtung des Chors aus dem Haupt- und Querschiff angenommen hat, aber es ist leicht ersichtlich, dass der Architekt sich für eine solche Anordnung nur entschieden hat, weil er so wollte, nicht weil er so musste. Die zur Verfügung stehenden geringen Baumittel verboten es, wie er uns mittheilt, an die Ausführung von Glasmalereien zu denken; in das blendende Licht eines in gewöhnlicher Weise verlasteten Ostfensters zu blicken, sollte der Gemeinde aber erspart werden. Andernfalls wäre es, wie die Seiten-Ansicht zeigt, ein Leichtes gewesen, durch Anordnung eines niedrigeren Daches über der Sakristei Raum für eine Fensterrose über dem Altar zu schaffen; ebenso liesse sich, wenn die bequemen, zu den Emporen führenden Treppenhäuser neben dem Chor durch Treppenthürmchen mit Wendelstiegen ersetzt

**Vermischtes.**

Statistik der Handwerker- und Kunstgewerbe-Schulen des Großherzogthums Hessen. Nach Inhalt der als Beilage zum „Gewerbebl.“ erschienenen Zusammenstellung waren um Mitte dieses Jahres — 79 Handwerker-Schulen vorhanden, welche von etwa 5200 Schülern besucht wurden; darunter von rd. 3500 Bauhandwerkern. Die Schulen in Mainz und Darmstadt hatten mit 656, bezw. 548 die höchsten Besucherzahlen. Mit 381 Schülern folgten Worms, mit 395 Offenbach, mit 268 Giessen, mit 149 Langen, mit 136 Bensheim, mit 129 Bingen, mit 114 Höchst, mit 110 Friedberg, mit 100 Groß-Gerau usw. Von der Gesamtzahl der Schüler genossen etwa 1200 nur Abendunterricht.  
 Das hessische gewerbliche Schulwesen zeigt nach diesen Zahlen und den denselben beigefügten Erläuterungen eine sehr hohe Entwicklung, die wohl insbesondere durch die sorgfältige Pflege, welche die Großherzogl. Zentralstelle und der „Landesgewerbe-Verein“ derselben widmen, herbeigeführt ist. Einen wesentlichen Antheil an dem Erfolge darf man aber auch der großen Mannichfaltigkeit zuschreiben, welche in Bezug auf den Unter-

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \omega \frac{(t_1 - t_2)}{d} + P \frac{(\delta - c - y)}{E Y}$$

Die Integration dieser Differential-Gleichung liefert, unter Berücksichtigung, dass  $y = 0$  und  $\frac{d y}{d x} = 0$  für  $x = 0$ ,

$$y = \left\{ \omega \frac{(t_1 - t_2)}{d} \frac{E Y}{P} + \delta - c \right\} \left( 1 - \cos \sqrt{\frac{P x}{E Y}} \right);$$

für  $x = \frac{l}{2}$  wird  $y = \delta \left\{ \omega \frac{(t_1 - t_2)}{d} \frac{E Y}{P} + \delta - c \right\} \left( 1 - \cos \sqrt{\frac{P l}{E Y}} \cdot \frac{l}{2} \right)$  woraus folgt:

$$\delta = \left\{ \frac{(t_1 - t_2) E Y}{d P} - c \right\} \left( \sec \sqrt{\frac{P l^2}{4 E Y}} - 1 \right) \quad (4)$$

$\delta$  wird =  $\infty$  für  $\sqrt{\frac{P l^2}{4 E Y}} = \frac{\pi}{2}, \frac{3\pi}{2}, \frac{5\pi}{2}, \dots$

Dem ersten Werthe  $\frac{\pi}{2}$  entspricht der in der Abbild. dargestellte Fall: Stütze mit freiem Ende. Man erhält hieraus  $P = \frac{\pi^2 E Y}{l^2}$  (5)

Es ist dies die gleiche Kraft, welche im Schwerpunkt  $S_1$  eines geraden Stabs vom Trägheits-Moment  $Y$  wirkend, denselben zum Knicken bringt. Der Werth von  $P$  wird am kleinsten, wenn  $Y$  seinen kleinsten Werth erreicht, d. h. wenn sämtliche Stabtheile die Höchst-Temperatur  $t_1$  annehmen. Gl. 5 wird dann mit Gl. 1 identisch, wenn man dort  $T$  gleich  $E_1$  setzt:  
 $P = \frac{\pi^2 E_1 J}{l^2}$  oder allgemein  $P = \frac{\alpha E_1 J}{l^2}$  (6)

(Schluss folgt.)

würden, ohne weiteres seitliches Licht zur Beleuchtung des Chorraums gewinnen. Das Wesen des Entwurfs würde durch beide Aenderungen in keiner Weise berührt werden.

Was die Vorwürfe gegen die architektonische Gestaltung des Aeusseren, namentlich gegen die Anordnung „unnützer und unmotivirter“ Blendfenster an den Giebeln und gegen die „ungeschickte und unreife“ Thurmlosung betrifft, so wird man der persönlichen Anschauung und Empfindung des Einzelnen in derartigen Fragen allerdings einen weiten Spielraum gestatten müssen. Indessen gestehen wir gern, durch Einsichtnahme in den derartig verurtheilten Entwurf einigermaßen in Erstaunen versetzt worden zu sein. Wenn derselbe sich auch weniger durch besondere künstlerische Originalität auszeichnet, sondern seinen Sieg vor allem wohl dem Umstande verdankt, dass der Architekt in sorgfältiger Abwägung des Bedürfnisses und der Mittel mit verhältnissmäßig geringem baulichen Aufwande ein für den Gebrauch geeignetes, der monumentalen Würde nicht entbehrendes Gotteshaus zu schaffen wusste, so ist es doch gerade die Reife, welche der in seiner künstlerischen Durchbildung an bewährte Vorbilder sich anschließende Plan gewiss nicht vermissen lässt. Dass das nach ihm aufgeführte Bauwerk nicht den Beifall jedes Einzelnen finden wird, sondern dass Dieser der einen und Jener einer anderen Lösung den Vorzug gegeben hätte, ist eine Gefahr, welche wohl bei der Wahl eines jeden Planes in gleicher Weise droht, die aber nicht gerade schwer genommen zu werden braucht.

Die Gemeinde wird im vorliegenden Falle sicher nicht schlecht fahren, wenn sie dem Urtheile der von ihr berufenen Vertrauensmänner folgend, sich zur Ausführung des von diesen bevorzugten Planes entschließt.

richtsstoff und die Unterrichtszeit in den hessischen Schulen besteht. Denn in dem weiten Rahmen, welchen die Behörde diesen Schulen lässt, finden ein- und mehrklassige, Sonntags-, Nachmittags-, Abends- und Tages-Schulen Raum zur Entwicklung. Wie sie aus den natürlichen Bedürfnissen eines Ortes gleichsam heraus wachsen, können sie den etwaigen Wechseln desselben sich leicht anschmiegen und tragen damit die Grundlagen dauernden Gedeihens in sich. Hier ist nichts Künstliches, nichts von einem Schema wahrzunehmen, wie es in Preussen fast als Bleigewicht auf die gewerblichen Schulen sich legt — wie wir hinzu fügen wollen, keineswegs durch die Schuld der Staatsverwaltung allein. Denn als einen Hemmschuh für die Entwicklung dieser Schulen betrachten wir nicht allein die Bedingungen, welche vom Staate den betr. Gemeinden auferlegt werden, sondern, mit besonderem Bezug auf die Baugewerkschulen z. B., auch den von Seiten der Baugewerke-Innungen ausgeübten Druck auf Schulen mit weniger als vier Klassen. Das Großherzogthum Hessen besitzt eine Landes-Baugewerkschule mit nur zwei Klassen, an der ein Mangel uns nur darin zu bestehen

scheint, dass sie über zu geringe Räumlichkeiten verfügt, um mehr als etwa 100 Schülern aufnehmen zu können. In Preussen andere als 4-klassige Baugewerkschulen zu führen, ist aus mehreren Gründen kaum angängig. Wir verschließen uns den Vorzügen dieser Schulen keineswegs, erkennen aber als Schattenseite derselben ihre Ausschließlichkeit. Denn wenn man neben einer Anzahl 4-klassiger Schulen auch einige 3- und 2-klassige hätte, so würden heute nicht nur mehr Baugewerkschulen bestehen, als tatsächlich vorhanden sind, sondern es würden diese Schulen auch von mehr Schülern besucht werden, als es heute der Fall ist und es würde fachliche Bildung ihr Umfanggebiet erheblich vergrößern; der verkürzte Besuch wirkt ja in doppelter Richtung anziehend auf den jungen Nachwuchs der Baugewerke. Dass aber auch Schulen mit weniger als 4 Klassen Ausreichendes leisten können, dafür dürfte das datierende Bestehen der zweiklassigen Darmstädter Landes-Baugewerkschule neben nur 4-klassigen in den anderen deutschen Staaten wohl einen schlagenden Beweis bilden.

Nordwestdeutsche Gewerbe- und Industrie-Ausstellung 1890. Die Ausführung des Empfangs- und Konzert-Gebäudes, welches an die Stelle des bisherigen „Parkhauses“ im Bremer Bürgerpark treten wird und seit längerer Zeit Gegenstand vielfacher und verschiedener Unterhandlungen gewesen ist, hat feste Gestalt durch ein Geschenk von 300 000 M. gewonnen, welches ein Bremer Bürger, Hr. Gustav Deetjen, dem Bürgerpark-Vereine dargebracht hat. Da der Ausstellungs-Verein einen Beitrag von 75 000 M. für Benutzung des neuen Gebäudes während der Dauer der Ausstellung zugesichert hat, kann der allen berechtigten Ansprüchen genügende Plan, das sogen. Ideal-Projekt, zur Ausführung gebracht werden und der Bauvertrag darüber ist auch bereits mit Hrn. F. W. Rauschenberg abgeschlossen. Es wird nunmehr der Bau für Rechnung des Bürgerpark-Vereins ausgeführt. Der prächtige Neubau, voraussichtlich der größte Stolz des Bremer Bürgerparks, wird nicht bloß das Gedächtniss an die Freigebigkeit eines Bremers würdig bewahren, sondern auch zu einem ehrenvollen Andenken an die erste, große, in Bremen veranstaltete Gewerbe- und Industrie-Ausstellung werden.

Die Ehrengaben für die Nordwestdeutsche Ausstellung haben durch Spenden Bremischer Bierbrauer einen erfreulichen Zuwachs erhalten. Es sind ausgesetzt worden:

- 750 M., davon 500 M. als 1. Preis für einen hervor ragend guten Flaschenwagen, möglichst mit Heizvorrichtung; die Aussteller sollen jedoch nicht an die Anbringung einer Heizvorrichtung gebunden sein. 250 M. als 2. Preis für denselben Gegenstand. — 500 M. für eine wirklich gut wirkende selbstthätige Lüftung für Restaurations-Räume mit Einschluss einer solchen für Aborte usw. — 500 M. für einen Etiquetten-Klebestoff, welcher auf kalten beschlagenen Flaschen, rasch trocknend, keine Flecken an Glas und Papier hinterlässt und nicht theurer ist als verdünnter Stärkekleister. — 450 M., davon 300 M. als 1. Preis für hervor ragende Böttcherei-Erzeugnisse für das Brauergewerbe; 150 M. als 2. Preis ebenso. — 300 M. für einen vorzüglich konstruirten und ausgeführten Federwagen für Brauer- und Arbeitszwecke. — 150 M. für den besten Anzug für Arbeiter in feuchten und kalten Räumen; Bedingung: Wasserdichte, ohne die Ausdünstung des Körpers zu verhindern. — 100 M. für ein hervor ragend gutes zweispänniges Arbeits-Pferdegeschirr. — 100 M. für ein desgleichen, einspännig. — 100 M. für die beste Kollektion für Pferde-Hufbeschlag unter besonderer Berücksichtigung von Sicherheits-Vorrichtungen für Glatteis usw. — 50 M. für einen wirklich guten, allen Anforderungen entsprechenden Flaschen-Korkzieher.

Der höchst gelegene Eisenbahn-Viadukt der Erde ist der in der Eisenbahn, welche vom Hafen Autogasta in Chile beginnend, in nordöstlicher Richtung bis in das Innere von Bolivia führen soll; über 400 km dieser, große technische Schwierigkeiten bietenden Bahn sind vollendet. Der Viadukt führt über den Rio Loa (früher Grenzfluss zwischen Bolivia und Peru) und liegt in dem wildesten Theile der dortigen Anden in 3000 m H. über dem Meere.

- Die eingleisige eiserne Brücke hat 7 Pfeiler von verschiedener Höhe und jeder Pfeiler ist aus 4 unter sich verbundenen Säulen gebildet. Die Haupt-Abmessungen des Baues sind:

  - Entfernung zwischen den Endpfeilern . . . . . 240,0 m
  - Höhenlage des Gleises über dem Wasserspiegel . . . . . 101,0 „
  - Höhe der grüsten Säule . . . . . 94,1 „
  - Länge der Hauptträger . . . . . 24,0 „
  - Breite der Brückenbahn . . . . . 3,9 „
  - Abstand (von Mittellinie zu Mittellinie) der Hauptträger . . . . . 2,6 „
  - Trägerhöhe . . . . . 2,3 „
  - Spurweite der Bahn . . . . . 0,75 „
  - Gewicht der Eisentheile des Baues . . . . . 1175 t

Der Bau wurde ohne Holzgerüst aufgeführt. Man legte zuerst eine Luftbahn an, welche aus zwei Stahlkabeln hergestellt ist, nach dem System der von Fowler für den Betrieb der Dampfzüge angewendet. Auf diesem Wege ging und kam

von einer zur andern Seite, mittels Dampfwinden, die auf den Brücken-Pfeilern standen, ein Karren, welcher alle Metalltheile herbei schaffte.

Varen dieselben an der passenden Stelle über dem Pfeiler angelangt, so wurden sie gesenkt und sofort eingefügt. Durch diese Luftbahn wurden auch die Materialien zum Weiterbau der Bahn auf der andern Seite des Thaies über dasselbe geschafft; es gelang sogar, die Theile einer Lokomotive so zu befördern. Auch die abnorme Last des Kessels der Lokomotive wurde von dem Kabel getragen.

Nachdem die Pfeiler errichtet waren, wurden die Hauptträger durch einen von Menschenkraft bewegten Krahn aufgebracht. Eine provisorische Bahn, die in dem Maasse als die Arbeit fortschritt, verlängert wurde, schaffte alle Stücke herbei.

Die schwierige Aufgabe der Standfähigkeits-Sicherung dieses Baues der Gewalt der Stürme gegenüber musste ohne die geringsten vorherigen Daten und Anhaltspunkte gelöst werden. Man hat angenommen, dass Stürme vorkommen, die stark genug sind, einen leeren Eisenbahnzug von der Brücke hinab zu wehen und es ist die Brücke so konstruirt, dass sie solchen Stürmen widerstehen kann. Der barometrische Druck ist um ein Drittel geringer als an der Küste und entsprechend geringer ist der Druck des Windes; nur dadurch ist die Standfähigkeit des Baues in diesem Gebirgsthaie gesichert. — Der Bau wurde am 2. Mai 1887 begonnen und am 28. Januar 1888 vollendet. Der erste Zug ging am 16. Febr. über den Viadukt.

Schou's Zimmer-Thürschließer ist ein, hinsichtlich seines Zweckes mit den, unter dem etwas umständlichen Namen „Thürzuschlags-Hinderer“ bekannten Beschlagtheilen einer Thür übereinstimmender Apparat. Ein Unterschied besteht aber dennoch: der neue Apparat soll nur an inneren Thüren zur Verwendung kommen und er ist, entsprechend der dadurch ermöglichten Verringerung seiner Kraftleistung kleiner und schwächer als jener gebaut. Während die Thürzuschlags-Hinderer mit gepresster Luft (zuweilen auch wohl mit starken Federn) arbeiten und die Luftzylinder, bezw. die Federgehäuse, sowie die Schubstangen bei schweren Thüren eine Größe annehmen, bei der sie sehr in die Augen fallen, arbeitet der neue Apparat — so viel aus einer in die Oeffentlichkeit gebrachten Abbildung erkennbar ist — mit einem mehr zierlichen Feder-Mechanismus. Er hat deshalb eine wenig große Gesammtform, die bei einem mit der Thürfärbung übereinstimmenden Anstrich auch wenig auffällig sein wird.

Der Erfinder verspricht sich von demselben eine vielfache Anwendung für innere Thüren. Gewiss sind die Belästigungen durch Zug, Geräusch und Küchengerüche, welche bei offen stehenden Thüren sich ereignen, groß und große Unannehmlichkeiten sind auch mit dem heftigen Zuschlagen von Thüren verbunden. Obwohl man sich alle diese Missstände durch Anbringung eines selbstthätigen Thürschließers vom Halse schaffen kann, ohne, wie hinzu gefügt werden muss, sich der Herrschaft über die Thür irgendwie zu begeben, scheint uns eine große Verbreitung des neuen Apparats zunächst in dem Preise desselben (12 M. bezw. 14 M. bezw. 18 M.) auf Schwierigkeiten zu stoßen.

Vertreten wird der Gegenstand durch Franz Henning, Berlin S., Dresdener Straße 34.

Berliner Wasserwerke. Wir entnehmen dem Verwaltungs-Berichte, dass das neu erbaute, kleine Wasserhebewerk auf dem Tempelhofer Berge Ende Juni vorigen Jahres dem Betriebe übergeben worden ist. Da der durch dasselbe zu versorgende Stadttheil nur schwach bebaut ist, war die Thätigkeit bis zum Schluss des Winters eine sehr geringe. Die in dem Werke verwendeten Worthington Duplex-Wasserhebe-Maschinen haben, trotz der schwierigen technischen Bedingungen, unter welchen dieselben arbeiten müssen, den gehegten Erwartungen entsprochen.

Was die neuen Anlagen am Müggelsee anlangt, für welche die Geldmittel im April d. J. durch die Stadtverordneten-Versammlung bereit gestellt worden sind, ist zu berichten, dass die Regierung zu Potsdam die Genehmigung zur Entnahme von 2,0<sup>em</sup> Nutzwasser in 1 Sek. aus dem Müggelsee genehmigt hat und dass ferner, da trotz der Bemühungen der Direktion der Städtischen Wasserwerke die Verhandlungen mit den Grundbesitzern wegen Erwerbung des erforderlichen Geländes auf der Strecke Müggelsee-Lichtenberg zu keinem befriedigenden Ergebnisse führten, dem Magistrate auf Antrag das Enteignungsrecht seitens der kgl. Regierung ertheilt worden ist. Diese Schwierigkeiten haben die Inangriffnahme des Baues verzögert, so dass es kaum möglich erscheint, die Anlagen in dem angenommenen Zeitraume zu beenden. Die Verdingung der gusseisernen Röhren für die beregte Strecke fand im August des Jahres an drei der angesehensten Gießereien: Halbergerhütte in Saarbrücken, Friedrichs-Wilhelmshütte in Mühlheim a. Ruhr und Berliner Aktien-Gesellschaft für Eisengießerei vorm. Freund & Co. zu Charlottenburg, zu fast gleichen Theilen der annehmbaren Preisen statt.

Im verflossenen Haushaltsjahre hat ferner eine Instandsetzung der maschinellen Anlagen des Stralauer Werkes, so weit solches irgend möglich war, stattgefunden.

Die Zahl der an das Rohrnetz der Stadt angeschlossenen Grundstücke betrug am 31. März 1888 19 775; der Zugang belief sich auf 628, somit die Gesamtzahl am 31. März 1889 20 403. Alle Wasser-Abnehmer — mit Ausnahme von 124 Bedürfnisanstalten — erhalten das Wasser nach Wassermessern. Der Wasser-Verbrauch hat sich pr. Kopf und Tag im Jahresdurchschnitt zu 64,45 l; im Maximum zu 93,80 l, im Minimum zu 46,89 l ergeben.

Bezüglich der Wasserversorgung ist die Bürgerschaft Berlins nicht gänzlich von den städtischen Wasserwerken abhängig, da auch aus der Spree oder aus dem Untergrunde durch Privat-Wasserhebewerke Wasser zu den verschiedensten Zwecken entnommen wird, und zwar in der Menge von nahe 50% des Gesamt-Verbrauchs. Am Schluss des Haushalts-Jahres 1888/89 waren 606 Privat-Hebewerke mit einer täglichen Wasserabgabe von rd. 67 000 cbm im Betriebe.

Das Vertheilungsnetz bestand am 31. März aus: 661 246 m Rohren, 1875 Schiebern, 4406 Hydranten, 27 Luftventilen.

Die Haupt-Ausgaben haben sich wie folgt gestellt: 1. Verwaltungskosten rd. 143 000 M., 2. Betriebskosten rd. 1 080 000 M., 3. Aussergew. Ausgaben 11 200 M., 4. Tilgung und Zinsen rd. 2 330 000 M., 5. Pensionen und Unterstützungen rd. 3 400 M. An Ueberschüssen sind rd. 2 440 000 M. erzielt worden. Ausserordentlich sind rd. 1 000 000 M. für Erweiterungs- und Neubauten verausgabt worden.

Eine eigenartige Gründungsweise ist von Litster beim Bau einer Erziehungs- und Unterrichts-Anstalt zu Indore für die Söhne eingeborener indischer Fürsten angewendet worden. An der für das Daly-College verfügbaren Baustelle fand sich, wie in Indore vielfach, ein Baugrund von über Beschaffenheit, der Black-Cotton-Soil, welcher 2,5—3,0 m Dicke hat und eine tragfähige Geröllschicht überlagert. Die üblen Eigenschaften jenes Grundes kommen insbesondere in seiner großen Wasseraufnahme-Fähigkeit zum Ausdruck, welche 10—12 Prozent beträgt und entsprechend große Volumen-Aenderungen hervor ruft. Dieselben sind so bedeutend, dass auch eine Hinabführung der Fundamente auf den festen Grund keinen Schutz gegen Verschiebungen und Zerreißen der Mauern gewährt. Denn es ist in trockener Jahreszeit der innerhalb der Umfassungsmauern liegende Grund nass, der außerhalb derselben liegende trocken, so dass die Mauern einer von innen nach außen gerichteten Druckwirkung ausgesetzt sind. Da in der Regenzeit die umgekehrten Verhältnisse bestehen, ist an eine unversehrte Haltbarkeit der Mauern nicht leicht zu denken. Mr. Litster hat nun durch eine besondere Ausführung beim Bau der oben bezeichneten Anstalt nicht nur das Gebäude in seinem Bestande gesichert, sondern diesen Zweck auch noch mit geringeren Mitteln erreicht, als die bei einem Hinabgehen auf den festen Grund aufzuwendenden gewesen sein würden.

Sein Verfahren bestand in einer Art Isolierung der Mauern, durch welche die in den Grund in unmittelbarer Umgebung des Gebäudes eindringende Feuchtigkeits-Menge, und hierdurch unmittelbar auch der Druck auf die Grundmauern gemindert wird. Die Isolierung bewirkte eine fernere Herabminderung des Druckes auch noch in der anderen Weise, dass durch sie das sogenannte Prisma des größten Druckes eine Verkleinerung erlitt.

Dieselbe bestand darin, dass in einem Abstände vom Gebäude gleich der 1/2 fachen Dicke der untragfähigen Schicht ein bis auf den festen Boden hinab reichender Einschnitt von einer Breite, übereinstimmend mit der Mauerdicke gemacht und schichtenweise, mit 22,5 cm Schichtdicke, mit Schottersteinen und Kies wieder gefüllt ward; jede einzelne Schicht ward unter Benutzung von Wasser mit einer 300 Zentner schweren Walze festgewalzt. Indem man nach dem Festwalzen der obersten Schicht die Walze für je 48 Stunden auf jedem einzelnen Flächenheil stehen ließ, ergab sich ein sehr dichter standfähiger Körper, welcher seit nunmehr 5 Jahren dem Gebäude einen vollständigen Schutz gegen Beschädigungen seiner Grundmauern infolge von Wechseln des Erdrucks gewährt hat.

Elektrische Kleinkraft-Maschinen für Gewerbe und Haus. Die Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft zu Berlin verwendet gegenwärtig mehrere Zirkulare, deren Inhalt allgemeinere Beachtung auf sich zu ziehen geeignet ist.

Eins dieser Zirkulare beschäftigt sich mit Elektromotoren, namentlich sog. Kleinkraft-Elektromotoren und legt deren Vorzüge gegenüber Dampf-, Wasser-, Gas- usw. Motoren ausführlich dar. Es werden zunächst die notwendigen Erfordernisse einer Kleinkraft-Maschine aufgezählt als da sind: Dieselbe soll, abgesehen von der Billigkeit der Betriebskosten, von Lage und GröÙe des betr. Raumes unabhängig und dazu von geringem Gewicht sein, damit Wohnung, Werkstatt und Verkaufsraum des Gewerbetreibenden möglichst unmittelbar bei einander liegen

Kommissionsverlag von Ernst Toeche, Berlin. Für die Redaktion verantw. K. E. O. Fritsch, Berlin. Druck von W. Greve, Hofbuchdruck., Berlin.

können. Der Betrieb darf keine Erschütterungen oder Schwingungen hervor rufen, die den Bau schwerer und kostspieliger Fundamente erforderlich machen; Antrieb und Abstellen müssen jederzeit rasch und leicht geschehen können. Sowohl Geräusch-, als Hitze- und Geruchbildungen als Gefahren müssen ausgeschlossen sein; endlich sollen sich die Betriebskosten der wirklichen — wechselnden — Leistung möglichst eng anschließen.

In dem Zirkular wird im Einzelnen nachgewiesen, wie wenig die bisher üblichen Kleinkraft-Maschinen diesen Anforderungen ganz oder theilweise zu entsprechen vermögen und wie nur der Elektromotor befähigt sei, allen aufgezählten Anforderungen zu genügen. Die Gesellschaft hat im Vertrauen auf großen Erfolg den Bau kleiner Elektromotoren veranlasst und stellt bisher solche mit folgenden GröÙen und Abstufungen zur Verfügung.

Table with 4 columns: Pfdkr., V.-A., Umdrehg. in 1 Min., Preis. Rows include various motor specifications like '15 V.-A. 100 Umdrehg. in 1 Min. 2500 Preis 140 M.' and smaller models down to 12 V.-A. 10000 Umdrehg. Preis 2800 M.

Wer die Maschinen nicht zum Eigenthum erwerben will, kann dieselben auch leihweise von den „Berliner Elektrizitätswerken“, welche den Strom liefern, beziehen und zwar zu folgenden, einen 12stündigen Arbeits-Betrieb voraus setzenden festen Monats-Preisen:

Table with 4 columns: Pfdkr., Miethe f. Mot., Stromlieferung, zus. Preis. Rows include '15 u. Regulatoren 6 M.; Stromlieferung 9 M. zus. 15 M.' and other rental options.

Gleichfalls stellen die Berliner Elektrizitätswerke miethweise zur Verfügung: Ventilatoren für Wohnräume sowohl als für größere Räume zu Massen-Ansammlungen von Menschen, sowie Nähmaschinen für elektrischen Betrieb eingerichtet; mit allen diesen Geräthen ist der Elektromotor unmittelbar verbunden. Die für 1 Monat berechneten Mietpreise sind folgende: bei Schrauben-Ventilatoren für Wohnräume:

Table with 4 columns: Pfdkr., Miethe f. Mot., Stromlieferung, zus. Preis. Rows include '20 mm Durchm. mit 200—2500 Umdrehung in 1 Min. u. beförderten Luftmng. bis 400 cbm in 1 Std. Miethe 8 M. Stromliefrg. 9 M. Zus. 17 M.' and other fan specifications.

Es leidet keinen Zweifel, dass bei diesen Preisen des „elektrischen Ventilators“ derselbe sich rasch Eingang verschaffen wird, zumal die Misstände, welche mit der Aufstellung von durch Wasser getriebenen Lüftern unabänderlich verknüpft sind, dabei in Fortfall kommen.

Offene Stellen.

I. Im Anzeigenthail der heutigen Nr. der Dtsch. Bztg sind ausgeschrieben für:

a) Reg.-Bmstr. u. Reg.-Bfhr. 1 Reg.-Bmstr. d. Hochb. als Stadtbmstr.-Rath d. Stadt Zwickau. — Je 1 Reg.-Bfhr. d. Reg.-Bmstr. Polacke-Berlin, Köpenickerstr. 21 III; Bauinsp. Delius-Eisleben; Arch. E. Niewerth-Wernigerode u. H.

b) Architekten u. Ingenieure. Je 1 Arch. d. Stadtbmstr. Wahn-Metz; Fushans & v. Abbema-Düsseldorf; Wasserwerke-Berlin, Neue Friedrichstr. 69; Paul Opitz-Berlin, Hagelsbergerstr. 33 I; L. P. 43 postl.-Mannheim; F. 556 Exp. d. Dtsch. Bztg.; G. 5736, Rud. Mosse-Leipzig. — 1 Gothiker d. Chr. Schramm-Dresden. — Je 1 Arch. od. Bauling, als Lehrer d. d. Direkt. d. Baugew.-Schule-Idstein; Dir. Teerkorn, Bauschule saltus; Dir. Scheerer, Bauschule Roda; Dir. Jenzken, Bauschule Neustadt. — 1 Ingen. f. Eisenkonstr. d. L. 561 Exp. d. Dtsch. Bztg.

c) Landmesser, Techniker, Zeichner, Aufseher usw. Je 1 Bautechn. d. Reg.-Bmstr. Killing-Kattowitz; Fürstl. Bauamt-Arolsen; Reg.-Bmstr. O. March-Charlottenburg; Arch. Jul. Rulff-Berlin, Zimmerstr. 25; Reg.-Bmstr. Braun-Kortau b. Alsenstein; J. 559, K. 560, M. 562, S. 568, Exped. d. Dtsch. Bztg.; — T. 7629, Rud. Mosse-Frankfurt a. M.; E. g. 12 213, Rud. Mosse-Halle. — 1 Baassist. d. Reg.-Bmstr. Köhr-Elberfeld, Kleinstr. 13. — Baassist. u. Zeichner d. Reg.-Bmstr. Lohse-Köln, Frankgasse 23. — Arch.-Zeichner d. G. D. postl.-Mannheim. — 2 Zeichner d. Hafenbau-Direkt.-Bremerhaven. — Je 1 Bauschreiber d. Cleef & Burchard-Berlin, Kleiststr. 5; M.-Mstr. Krone-Berlin, Elsassstr. 59.

II. Aus anderen techn. Blättern des In- u. Auslandes.

a) Reg.-Bmstr. u. Reg.-Bfhr. 1 Reg.-Bmstr. d. Garn.-Bauinsp. Böhm-Schöneberg, Hauptstr. 100. — 1 Reg.-Bfhr. d. d. Reg.-Präsident-Stralsund.

b) Architekten u. Ingenieure. 1 Arch. d. F. 2723, Wilhelm Scheller-Bremen. — 3 Arch. u. Ing. als Lehrer a. d. Baugew.-Schule-Holzwinden d. d. Dir. G. Haarmann. — 1 techn. Lehrer d. d. Direkt. d. Handwerkerschule-Bensheim. — 1 Ing. d. Joseph Vögele-Mannheim.

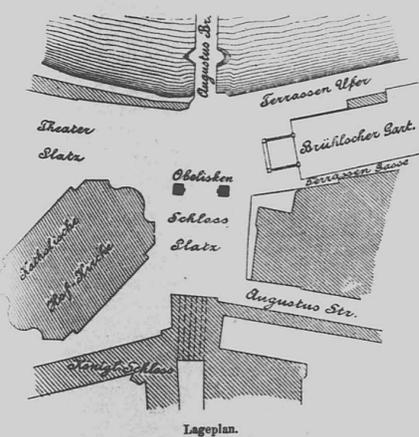
c) Landmesser, Techniker, Zeichner, Aufseher usw. Je 1 Bautechn. d. Landbauinsp. Brückmann-Greifswald; Kristianspekt-Grandenz; Garn.-Bauinsp.-Trier; Arch. K. Baer-Meinigen; Baunternehmer Conr. Bleckmann-Hofstede b. Bochum; d. M.-Mstr. G. Engel-Berlin, Kaiserstr. 8; G. Müller-Spandau; Liesegang-Bernau i. M.; A. Kruss-Peine; O. Garbe-Berlin, Andrasstr. 341; Ferd. Thate-Sangerhausen; Z.-Mstr. W. Arndt-Landsberg a. W.; R. F. 804, Hasenstein & Vogler-Posen; J. 5669, Rud. Mosse-Leipzig; B. 732, Rud. Mosse-Frankfurt a. M. — 2 Bauaufshr. d. Wasserbauinsp. Brth. Habermann-Posen. — 1 Maurerpolier d. d. Baubur.-Berlin, am Mühlendamm.

Inhalt: Die Obelisken auf dem Dresdener Schlossplatze. — Ueber die Tragfähigkeit von Eisenbauten bei hohen Warmegraden. (Schluss.) — Vorschläge zur Vermeidung der durch Theaterbrände und Panik entstehenden Unglücksfälle. — Gemeinnützige Bauvereine. — Die Preisbewerbung für Entwürfe zu dem Nationaldenkmal Kaiser Wilhelms I. (Fortsetzung.) — Vermischtes. — Personal-Nachrichten. — Offene Stellen.

Die Obelisken auf dem Dresdener Schlossplatze.



Ansicht von der Hofkirche nach der Brühl'schen Terrasse.



Lageplan.

Obelisken-Denkmal, errichtet zur Feier des Wettiner Jubelfestes auf dem Schlossplatze zu Dresden.

Architekten Schilling & Graebner.



Seit den Tagen der Wettiner Jubelfeier, über deren künstlerische Veranstaltungen wir in No. 56 u. Bl. kurz berichtet haben, wird in der Tagespresse der sächsischen Hauptstadt über die Frage verhandelt, ob man Dresden nicht ein dauerndes Andenken an jene herrliche Feier dadurch erhalten soll, dass man eine der zum Schmuck der Feststraße errichteten dekorativen Anlagen in unvergänglichen Stoffen zur Ausführung bringt. Und einmüthig hat die Stimme des Volkes von vorn herein das von den Architekten Schilling & Graebner erfundene, von Prof. Dr. Joh. Schilling durch 2 allegorische Figuren geschmückte Obelisken-Paar auf dem Schlossplatz als dasjenige Werk bezeichnet, welches zur Erhaltung für künftige Zeiten am meisten geeignet, bezw. derselben an erster Stelle würdig sei.

Da es unter diesen Umständen den Lesern d. Bl. erwünscht sein dürfte, über die bezgl. Schöpfung etwas Näheres zu erfahren, als wir im Rahmen jenes, mehr die Gesamtleistung ins Auge fassenden Berichts mittheilen konnten, so ergänzen wir unsere damaligen Angaben, indem wir beistehend eine (leider etwas dunkel gerathene) Ansicht des Obelisken-Paars von einem Standpunkte an der katholischen Hofkirche sowie einen, die Stellung desselben erläuternden Lageplan bringen. Diesen Abbildungen eine weitläufige Beschreibung in Worten beizufügen, erscheint überflüssig. Nur das Eine möge nachträglich erwähnt sein, dass die Beziehung des Denkmals zu der Wettiner Feier keineswegs allein mittels der beiden Idealgestalten von Vergangenheit und Gegenwart mit den Inschrift-Tafeln: 1089 und 1889 stattfindet, sondern dass eine solche in sinniger Weise auch durch die Tropfen-Gruppen angedeutet ward, welche den ausgebauten Theil des Schaftes unter dem eigentlichen Obelisken schmücken; jede dieser Gruppen ist nämlich in strenger geschichtlicher Treue aus Waffen zusammen gesetzt, welche einem der 8 Jahrhunderte der Wettiner Herrschaft eigenthümlich gewesen sind. Als Baustoff waren für den Sockel schwarzer, für den oberen Theil malachitgrüner Marmor angenommen, während die bildnerischen Ziertheile vergoldet waren und die beiden Sockel-Figuren die Farbe des Gipses behalten hatten. Die Herstellung war in etwas sorgfältigerer Art bewirkt, als sonst für solche Augenblicks-Dekorationen üblich ist, nämlich mittels einer vollständigen Stuck-Bekleidung über einem festen Holzkern — ein Umstand, der es ermöglicht hat, die betreffenden Werke nach einer Ausbesserung bezw. theilweisen Erneuerung des Anstrichs und der Vergoldung bis heute auf dem Schlossplatz stehen zu lassen.

So wenig die hier mitgetheilte Ansicht auch ausreicht, um die Wirkung des Obelisken-Paars in seiner Umgebung vollständig beurtheilen zu können, so erhellt doch aus ihr, dass es bei demselben in der That um ein künstlerisches Werk von frischester und glücklichster Erfindung sich handelt und dass die Bürgerschaft Dresdens richtig fühlt, wenn sie ihrer Stadt einen solchen Schmuck für immer gewinnen will. Der künstlerische Werth der Schöpfung ist im übrigen u. W. auch von keiner Seite angezweifelt worden. Die Bedenken, welche gegen die endgiltige Herstellung des Werks laut geworden sind, laufen — von dem haarspalternden Einwande, dass ein Denkmal nur aus einer Einheit, niemals aus einem Paar bestehen könne, nicht zu reden — im wesentlichen auch nur auf das eine hinaus, dass das Obelisken-Paar an seiner Stelle aus Verkehrs-Rücksichten nicht geduldet werden könne.

In wie weit dieses Bedenken berechtigt ist, hat man in den Monaten, die seit der Wettin-Feier ver-

flossen sind, zu beobachten wohl ausreichend Gelegenheit gehabt. Wir sollten meinen, dass ein Verkehr, der mit dem Geogenthorse sich abfinden weiß, auch an den beiden, zwischen ihm und der Brücke errichteten Denksteinen kein ernstliches Hinderniss finden kann. Indessen ist es nicht unsere Sache, hierüber eine Ansicht zu äussern. Jedenfalls dürfte es fest stehen, dass derjenige, der diese beiden schönen Zeugen für das glänzendste, bisher vom sächsischen Volke begangene Freudenfest überhaupt erhalten will, sich auch entschliessen muss, sie an ihrer Stelle zu belassen.

Ueber die Tragfähigkeit von Eisenbauten bei hohen Wärmegraden.

(Schluss.)

Unter Umständen kann der gedrückte Stab, schon bevor das eigentliche Ausknicken beginnt, durch allzu hohe Randspannungen zerstört werden. Dieselben nehmen, sofern das Elastizitäts-Gesetz bis zum Bruche gilt, folgende Werthe an:

$$\sigma_1 = -\frac{P}{F} + \frac{P(\delta - c) e_1}{Y}; \sigma_2 = -\frac{P}{F} - \frac{P(\delta - c) e_2}{Y}$$

Die Absolutwerthe von  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  dürfen die Druck- bzw. Zugfestigkeit  $K_t$  nicht überschreiten, aus welcher Bedingung man die Tragkraft  $P$  erhält:

$$P = K_t : \left( \pm \frac{\lambda}{F} + \frac{(\delta - c) e}{Y} \right) \quad (7)$$

Das Zeichen + oder - ist anzuwenden, je nachdem es sich um Druck- oder Zugfestigkeit handelt. Der Biegungspegel  $\delta$  ist der Gl. 4 zu entnehmen, wobei für  $P$  vorläufig ein Schätzwert einzusetzen ist, welcher unter Umständen aufgrund des Ergebnisses von Gl. 7 nachträglich richtig gestellt werden muss.

Die Größe des Biegungspegels  $\delta$  ist anfänglich, so lange  $\frac{\omega(t_1 - t_2) E Y}{\lambda P}$ , positiv; d. h. der Stab krümmt sich nach dem Feuer hin. Für  $P = \frac{\omega(t_1 - t_2) E Y}{c \lambda}$  wird  $\delta = 0$ ; der Stab richtet sich gerade. Wird  $P$  noch größer, so krümmt sich der Stab vom Feuer ab.

Wenn die Kraft  $P$  ursprünglich nicht im Schwerpunkt  $S$  der Fläche  $F$ , sondern um  $a$  (positiv nach der Seite 2 hin) davon entfernt angreift, so erhält man:

$$\delta = \frac{\omega(t_1 - t_2) E Y}{\lambda P} + a \cdot c \left( \sec \sqrt{\frac{P^2}{4 E Y}} - 1 \right) \quad (8)$$

Durch eine positive Exzentrizität  $a$  wird hiernach der positive Werth von  $\delta$  vergrößert, der negative verkleinert. Der Einfluss derselben auf die Tragfähigkeit der Stütze ist entgegengesetzt, je nachdem sich die Stütze gegen das Feuer hin oder von demselben weg krümmt. Im ersten Falle (schlanke Säule) bringt eine positive Exzentrizität, im zweiten eine negative die ungünstige Wirkung hervor. Überschreiten die Spannungen  $\sigma$  die Exzentrizitäts-Grenzen  $G_t$ , so ist eine vollständige Lösung der Aufgabe auf theoretischem Wege nicht mehr durchführbar. Es ist jedoch ersichtlich, dass es auch hier eine gewisse Kraft  $P$  geben muss, für welche  $\delta = \infty$  wird, d. h. ein Ausknicken stattfindet, und dass diese Knickkraft  $P$  am kleinsten ausfällt bei gleichmäßig erhitzter Säule.

Für diesen Fall sind die früher aufgestellten Gleichungen 1 bzw. 3 unmittelbar anwendbar, d. h.

$$P = \frac{\alpha T_1 J}{l^2} \text{ bzw. } P = \frac{\beta K_t}{1 + \frac{\alpha \beta K_t \lambda^2}{F_t}} \quad (\text{Schmiedeeisen}). \quad (9)$$

Die Aufstellung einer der Gl. 7 analogen Gleichung, welche die Tragkraft  $P$  als Funktion der Festigkeit der Randfasern für den Fall, dass das Elastizitäts-Gesetz nicht mehr gültig ist, bestimmt, ist in streng theoretischer Weise nicht möglich. Doch kann man einen Näherungswert für diese Kraft ( $= P_t$ ) erhalten, wenn man annimmt, dieselbe stehe im gleichen Verhältnis zu der Knickkraft der Gl. 1 ( $= P_1$ ), wie die entsprechenden Kräfte, welche bei Gültigkeit des Elastizitäts-Gesetzes, mit Hilfe der Gleichungen 7 u. 6 bzw. der Gl.  $P = F K_t$  erhalten werden. ( $P_1$  u.  $P_t$ ). Man hat alsdann:

$$\text{Tragkraft } P_0 = P_1 \frac{P_t}{P_0} = \frac{\alpha T_1 J}{l^2} \frac{P_t}{P_0} \quad (9)$$

<sup>1</sup> Die Gl.  $P = F K_t$  tritt an Stelle der Gl. 6;  $P = \frac{\alpha E J}{l^2}$ , sobald letztere Werthe für  $P$  liefert, welche größer als  $F K_t$  sind.

Nachdem man früher daran gedacht hatte, zur Verwirklichung des bezgl. Wunsches Sammlungen unter den Angehörigen des Sachsenlandes zu veranstalten, ist in den jüngsten Wochen von einem Mitgliede der Dresdener Stadtverordneten-Versammlung der Antrag eingebracht worden, die Ausführung des Obeliskens-Paares in Syenit, Marmor und Bronze auf Kosten der Stadtgemeinde zu bewirken. Die Entscheidung über die Frage dürfte also in nicht allzu langer Zeit gefällt werden. — Hoffen wir, dass sie zugunsten der Pietät gegen ein denkwürdiges Ereigniss der Gegenwart und der monumentalen Verschönerung Dresdens ausfalle! —

—F.—

Der Werth von  $P_0$  ist selbstverständlich nur dann von Bedeutung, wenn er kleiner ist als  $\frac{\alpha T_1 J}{l^2}$ , d. h. wenn  $P_t < P_0$ .

Nun zeigen aber die eingehenden Versuche von Bauschinger und von Möller u. Lüthmann über die Tragkraft stark erhitzter ( $t_1 = 600^\circ$ ) und einseitig durch Wasserstrahlen abgekühlter Säulen, dass die beobachteten Werthe von  $P$  trotz des ungünstigen Einflusses ungleichmäßiger Abkühlung die aufgrund der Gl. 3 berechneten Zahlenwerthe nicht überschreiten. Man darf hieraus schließen, dass es zur Beurtheilung der Tragfähigkeit erwärmter Säulen aus Schmiedeeisen vollkommen genügt, die Gl. 1 bzw. 3 in Anwendung zu bringen.

Für Gusseisen fehlt z. Zt. noch das erforderliche Versuchsmaterial, um entscheiden zu können, ob auch hier Gl. 1 ausreicht, oder ob unter Umständen Gl. 9 zu Hilfe genommen werden muss.

3. Vollwandige Träger (Barren).

Die Tragfähigkeit eines gleichmäßig auf  $t^\circ$  erhitzten Barrens nimmt im allgemeinen näherungsweise im Verhältnis der Festigkeiten  $K_t : K$  ab. In solchen Fällen, wo nicht sowohl Zug- oder Druckfestigkeit als vielmehr die Knickfestigkeit der Druckgurte oder des Stegs maßgebend ist, muss die Abnahme der Tragfähigkeit mit Rücksicht auf die geminderte Knickfestigkeit beurtheilt werden.

Bei einseitiger Erwärmung des Trägers (untere Gurte  $t_1^\circ$ , obere  $t_2^\circ$ ) und gleichmäßiger Temperaturzunahme von  $t$  bis  $t_1$  krümmt derselbe sich im unbelasteten Zustande nach dem Halb.  $r = h : \omega(t_1 - t_2)$ , wo  $h =$  Trägerhöhe, ohne innere Spannungen anzunehmen. Die Durchbiegungen innerhalb der Elastizitätsgrenze infolge der Belastung sind die gleichen wie die eines Trägers vom Querschnitt  $\phi$  bei normaler Temperatur, wo  $\phi$  in der oben erläuterten Weise aus dem ursprünglichen Querschnitt  $F$  abzuleiten ist. Die Spannungen der äußersten Fasern ergeben sich aus der Gl.  $\sigma = \frac{M e E_t}{Y E}$ ; dieselben dürfen die Festigkeit  $K_t$  nicht erreichen.

Es ist ohne besondern Nachweis klar, dass die Tragfähigkeit eines derart einseitig erwärmten Barrens größer ist, als die eines gleichmäßig auf das höchste Maass erwärmten Barrens. Anders liegen jedoch die Verhältnisse bei ungleichmäßiger einseitiger Erwärmung, wie dies beispielsweise bei Gewölbträgern mit vorstehender unter Gurte eintreten kann. Ist hier die untere Gurte durch unmittelbare Flammeneinwirkung bis zur Glühhitze ( $t_1$ ) erwärmt, während



unter dieser Temperatur ( $t_2$ ) geblieben sind, so müssen infolge davon starke innere Spannungen auftreten, welche den Träger derart umformen, dass die Unterschiede der Temperaturendeckungen von Steg und Untergurte (Fuge  $A$ ) ausgeglichen werden. Je spröder das Trägermaterial, desto weniger leicht kann es die verlangte Formänderung ausführen und desto eher wird ein Bruch längs der Fuge  $A$  eintreten.<sup>2</sup>

Eine theoretische Ermittlung dieser inneren Spannungen ist nicht durchführbar, da sie theilweise die Elastizitätsgrenze überschreiten und für diesen Fall zutreffende Rechnungsverfahren nicht bekannt sind. Ohne Rechnung ist jedoch ersichtlich, dass die Schubspannungen  $\tau$  längs der Fuge  $A$  zunehmen mit der Trägerlänge  $l$  und mit dem Verhältnis  $f : \delta$ , wo  $f =$  Gurtequerschnitt und  $\delta =$  Stegdicke, und dass sie bei gewissen Werthen von  $l$  und  $f : \delta$ , welche durch Versuche zu ermitteln sind, die Schubfestigkeit des Materials erreichen werden. Man sollte es daher, namentlich bei größeren Trägern, nicht unterlassen, die

<sup>2</sup> Es ist hierbei, wie üblich, angenommen, dass die Elastizitätsgleichung bis zum Bruche angewendet werden dürfe.

<sup>3</sup> Ähnliche Verhältnisse finden bei Stützen, infolge einseitiger, ungleichmäßiger Abkühlung durch Anspritzern statt. Bei sprödem Gusseisen können hierbei, wie die Erfahrung lehrt, die inneren Spannungen eine solche Größe erreichen, dass Risse in demselben hervor gerufen werden.

untere Gurte durch Umbüllung vor direkter Feuereinwirkung zu schützen.

Es möge noch bemerkt werden, dass die fraglichen Schubspannungen den durch Belastung hervor gerufenen entgegen gesetzt sind, dass somit bei starker Belastung die Gefahr eines Bruchs längs der Fuge  $A$  verringert wird.

4. Fachwerkträger.

Unter der Voraussetzung reibungsloser Knotengelenke haben die Fachwerkstäbe nur Zug- oder Druckkräfte aufzunehmen; ihre Tragfähigkeit bei erhöhter Temperatur ist nach den in No. 1 u. 2 aufgestellten Regeln zu bemessen.

Was die Stabkräfte  $P_t$  anbelangt, so ist zu beachten, dass es sich meist um Spannungen außerhalb der Elastizitätsgrenze und somit um große Stabverlängerungen handelt. Infolgedessen können die Knotenpunktsnetze und die Kräftepläne des ursprünglichen und des umgeformten Trägers wesentlich von einander abweichen. Man erhält in solchen Fällen die Kräfte  $P_t$  des erwärmten Trägers durch ein Probirverfahren, indem man, von den Kräften  $P$  des normalen Kräfteplans ausgehend, die Stabverlängerungen, bzw. das umgeformte Knotenpunktsnetz bestimmt und sodann für dieses neue Netz die Stabkräfte  $P_t$  ermittelt. Durch Wiederholung des Verfahrens kann man die Annäherung an die genauen Werthe  $P_t$  beliebig weit treiben.

Bei Balkenfachwerken mit geraden und konvexen Gurtenformen ist die Abweichung der Kräfte  $P_t$  von den Kräften  $P$  verhältnismäßig gering, so dass man in der Regel letztere der Rechnung zugrunde legen kann. Bei Balkenfachwerken mit konkaven Gurtenformen (Sichelträger) und namentlich bei Bogenträgern, wo die Auflagerkräfte schiefe gerichtet sind, erscheint jedoch die besondere Ermittlung der Kräfte  $P_t$  angezeigt.

Die bei steifen Knotenverbindungen auftretenden Nebenspannungen fallen bei höheren Temperaturen verhältnismäßig weniger ins Gewicht, weil es sich hier um Dehnungen außerhalb der Elastizitätsgrenze handelt. Es genügt daher, die Abnahme der Tragfähigkeit des Fachwerks bei erhöhter Temperatur nur mit Bezug auf die Hauptspannungen zu beurtheilen.

<sup>4</sup> Bezügl. der Nebenspannungen außerhalb der Elastizitätsgrenze siehe Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ingen. 1888, S. 816.

Vorschläge zur Vermeidung der durch Theater

von Dr. med. Marcus H. (Hirzu die Grund)

Die durch Theaterbrände oder Panik entstehenden Unfälle lassen sich größtentheils auf folgende Umstände zurück führen:

1. Es sind nicht genug Ausgänge vorhanden;
  2. die vorhandenen sind nicht leicht genug zu erreichen;
  3. die Menge staut sich dadurch notwendigerweise in den Gängen und Treppen und findet meistentheils durch Ersticken oder deshalb, dass die Menschen sich gegenseitig erdrücken oder niedertreten, ihren Tod;
  4. der Rauch und die sich bildenden giftigen Gase finden keinen genügenden Abzug;
  5. die Beleuchtung der Gänge und Treppen ist mangelhaft und versagt gewöhnlich im entscheidenden Augenblicke.
- Alle diese Uebelstände, die schon so viel Unglück verursacht haben, werden, wie Verfasser glaubt, durch folgende Einrichtungen, welche in den beigelegten Abbildungen zur Veranschaulichung gebracht sind, vollkommen beseitigt.
- Auf der ganzen Länge und Höhe der den Zuschauertraum zu beiden Seiten begrenzenden Fassaden des Hauses befindet sich eine, entweder ganz in Stein oder vom ersten Rang an in Eisen konstruirte genügend tiefe Terrassen-Anlage, in unserem Falle von 29,80 m Länge und 8,70 m Tiefe. Sie ist zum Schutz gegen Feuer und Regen oben mit einem eisernen Schutzdach und vorn mit genügend hohen Brüstungen versehen, um Unglücksfälle durch Herabfallen zu verhindern.
- In den Logengängen eines jeden Ranges befinden sich an der Außenwand zahlreiche Thüren, welche unmittelbar auf die entsprechende Terrassen-Anlage hinaus führen. Diese Thüren

\* Verfasser ist als Laie zu wenig in der fachmännischen Littérature bewandert, um beurtheilen zu können, in wie weit die folgenden Vorschläge Anspruch auf Neuheit erheben dürfen. Jedenfalls steht so viel fest, dass bis heute kein Theater existirt, welches ihnen entsprechend eingerichtet wäre. Als Augenzeuge der Gerechtigkeit, die sich beim Brande der Opera comique im vorigen Jahre abspielten, sah er sich veranlasst, sein Scherflein zur Lösung dieser im buchstäblichen Sinne leider noch immer brennenden Frage beizutragen.

Nachschr. d. Redaktion. Ein Vergleich mit dem auf S. 384 im Jahrg. 1889 dies. Zeitschr. abgebildeten Entwurfe zeigt die innere Verwandtschaft des von dem Hrn. Verfasser gelieferten Planes mit demjenigen eines Muster-Theaters, welcher s. Z. von dem Hrn. Schmidt & Neckelmann in Hamburg als Konkurrenz-Arbeit geliefert und mit dem 1. Preise bedacht worden ist. In beiden Entwürfen findet sich ein halbes offener Umgang als Begleiter der Logengänge, von dem aus Treppen ins Freie führen. Nur sind in dem Entwurfe des Hrn. Dr. Hirsch die dem Publikum gewiesenen Wege einseitig zahlreicher, andererseits schärfer gesondert, als in jenem älteren Entwurfe, und es führen in jenem die Treppen unmittelbar auf die Straße, während sie in diesem in 4 Höfen endigen, welche Eckausfüllungen des den kreisförmigen Zuschauertraum umschließenden Quadrats bilden. Diese und andere kleinere Abweichungen sichern dem Hrn. Dr. Hirsch eine ansehnliche Eigenart, um eine Wiedergabe derselben immerhin für angezeigt halten zu können.

5. Statisch unbestimmte Träger.

Außer den früheren Gesichtspunkten sind hier auch noch die Aenderungen zu beachten, welche die statisch unbestimmbaren Größen (überzählige Auflagerkräfte bzw. Stabkräfte) infolge davon erleiden, dass die Trägerform bzw. der Ort der Auflager durch die Wärme geändert wird und dass nach Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze die Grundgleichung  $\sigma = E \epsilon$  ihre Gültigkeit verliert. In letzterer Beziehung ist zur Bestimmung der Unbekannten die auferhalb der Elastizitätsgrenze gültige Formänderungs-Gleichung  $\sigma = f(\epsilon)$  zugrunde zu legen; bezüglich des einzuhaltenden Verfahrens wird auf eine demnächst in der Zeitschr. des Hannov. Archit.- u. Ingen. Vereins erscheinende Abhandlung verwiesen.

Die Aenderung der Trägerform bzw. des Auflagerorts kommt bei kontinuierlichen Trägern als Stützen-Senkung bzw. -Hebung zum Ausdruck, sei es, dass der ungleich erwärmte Träger eine Krümmung erleidet, oder dass die die Lager tragenden Säulen infolge verschiedener Temperaturen sich ungleich ausdehnen. Hierdurch wird nicht nur der Kräfteplan des kontinuierlichen Trägers geändert, sondern es können auch den Stützen wesentlich stärkere Belastungen zugewiesen werden als bei normaler Temperatur. Bogenträger haben bei erhöhter Temperatur das Bestreben, ihre Spannweite zu vergrößern; bei festen Widerlagern ist eine Erhöhung des Horizontalschubs die Folge davon. Sind die Bogenanfänge durch eine Zugstange verbunden, so wird eine Mehrerwärmung der letzteren um  $t^\circ$  dieselbe Wirkung wie eine Spannweiten-Vergrößerung von  $\omega t l$  ausüben.

Es ist aus vorstehenden Beispielen ersichtlich, wie viel ungünstiger statisch unbestimmte Träger bei erhöhter Temperatur beansprucht werden können und welch eingehender Untersuchungen es bedarf, um sich von ihrem Verhalten hierbei genügende Rechenschaft zu geben. Man wird daher in solchen Fällen, wo starke Erwärmungen des Eisens in Betracht zu ziehen sind, statisch unbestimmte Träger, namentlich Bogenträger, nur dann in Anwendung bringen, wenn im Einzelfall besondere Gründe für dieselben sprechen.

Karlsruhe, im Juli 1889.

Fr. Engesser.

Brief- und Fragekasten.

Berichtigungen. S. 486 Sp. 12. 37 v. o. lies „und“ statt in; S. 487 lies in den Sp. 1 Z. 6 und in Sp. 2 Z. 1, 3 u. 5 v. u.  $\epsilon$  anstatt  $E$ , desgl. S. 488 Sp. 1 in Z. 17  $\epsilon_1$  statt  $E_1$  und in Z. 18  $\epsilon_2$  statt  $E_2$ . Das Sp. 1 Z. 22 v. o. lies  $\epsilon_1 - \epsilon$  statt  $E_1 - E_2$ , das Sp. 2 Z. 4 desgl.  $x^2$  statt  $x$ , das Z. 5 desgl.  $\delta = \delta$  statt  $\delta^2$ , das Z. 7 desgl.  $\omega(t_1 - t_2)$  statt  $(t_1 - t_2)$ , das Z. 11 desgl.  $l^2$  statt  $l$ , das Z. 18 desgl.  $l^2$  statt  $l$ , S. 486 Sp. 1 Z. 9 v. o. 1 statt  $\lambda$ , das Z. 17, 18 u. 24, desgl.  $d$  statt  $\lambda$ , das Z. 33 desgl. ungünstigere statt ungünstige, das Z. 12 v. u. desgl.  $E_1$  statt  $F_1$ , das Sp. 2 Z. 25 v. o. desgl.  $t_1$  statt  $t$ .

führen, in's Freie. Bei ausbrechenden Bränden asw. hat das Publikum somit nur die Breite der um den Zuschauertraum sich hinziehenden Gänge zu überschreiten, um sich durch die daselbst vorhandenen unmittelbar auf die Terrasse führenden Ausgänge sofort außerhalb des Bereiches des Feuers und ansehnlich jeder Gefahr im Freien, und mit Benutzung der so eben beschriebenen Treppenanlagen in kürzester Zeit auf der Straße zu befinden.

Ein „Andrang“ zu den Treppen ist schon deshalb ausgeschlossen, weil für jeden Rang zwei ganz gesonderte Treppen vorgesehen sind, und es unmöglich ist, von den anderen Rängen aus auf dieselben zu gelangen.

Die Terrassen-Anlagen und Treppen sind mit einer, von der im Innern des Hauses befindlichen unabhängigen, auferhalb geführten und von der Straße aus zu regelnden Gas- oder elektrischen Beleuchtung zu versehen. Sie bleiben dadurch auch erhellt, selbst wenn, wie es so häufig geschieht, die innere Beleuchtung im Augenblicke der Gefahr erlöschen oder versagen sollte.

Einen solchen Fall ins Auge fassend, ist es zweckentsprechend, auch die Logengänge mittels der am Aeußeren angebrachten Beleuchtung zu erhellen. Ueber den von den Gängen aus auf die Terrassen führenden Thüren usw. befinden sich deshalb Fenster, die durch Gas-Reflektoren oder elektrische Lampen von der Terrasse aus beleuchtet, das Licht von außen nach innen in die Gänge werfen und bewirken, dass dieselben unabhängig von der inneren Beleuchtung stets hinlänglich hell bleiben. Außerdem dringt ja auch durch die breiten, im gegebenen Falle offen bleibenden Thüren, von der erleuchteten Terrasse aus reichlich Licht ein.

Eine ähnliche, natürlich entsprechend kleinere Gang- und Terrassen-Anlage usw., zieht sich längs der für die Schauspieler und das Dienst-Personal bestimmten, die Bühne begrenzenden Räume hin. Auch ihnen ist es dadurch ermöglicht, bei ausbrechenden Bränden sich auf kürzestem Wege im Freien, außerhalb des Bereiches der Gefahr, und, mit Benutzung der auf den

Terrassen bzw. Balkons befindlichen Treppen, alsbald auf der StraÙe zu befinden.

Zur Sicherheit des Hauses und der ganzen Terrassen-Anlage sind an den Ausgängen der Treppen auf die StraÙe, überhaupt längs der ganzen Terrassen-Anlage zu ebener Erde eiserner Gitterthüren angeordnet, welche nur während der Vorstellungen geöffnet werden.

Um jedes Fehlgehen zu vermeiden, ist auf allen, von den Gängen auf die Terrassen führenden Thüren, sowie auf den Lichtfenstern mit erleuchteter Schrift „Nothausgang“, ebenso an den Treppen-Anfängen auf der Terrasse mit erleuchteter Schrift „Treppe“ anzubringen.

Auch ist durch in den Gängen befindliche Anschläge das Publikum über die durch diese Anlage ermöglichte schnellste Entleerung des Hauses zu unterrichten.

Durch diese Einrichtungen, zu welchen noch die Benutzung der bisher üblichen und natürlich beizubehaltenden, möglichst für jeden Rang getrennten Ein- und Ausgänge innerhalb des Hauses kommt, glaube ich die im Anfang hervor gehobenen fünf Hauptgefahren bei Theaterbränden usw. vollkommen beseitigt zu haben.

Zu 1. Es sind auf allen Rängen mehr als genügende Ausgänge vorhanden.

Zu 2. Dieselben sind in unmittelbarer Nähe und von jedem beliebigen Platze aus mit größter Leichtigkeit zu erreichen.

Zu 3. Von einer Stauung und Erstickungs-Gefahr usw. kann keine Rede sein, da das Publikum sich mit wenigen Schritten im Freien, auf weiter Terrasse, außer jeder Gefahr befindet und in kürzester Zeit auf die StraÙe gelangt.

Zu 4. Der Rauch und die sich bildenden giftigen Gase finden durch die beim Gebrauch durch Gewichte von selbst offen gehaltenen zahlreichen Thüren genügenden Abzug.

Zu 5. Die Zu- und Abgänge zu den Logen und den übrigen Zuschauer-Räumen, sowie die entleerenden Treppen sind durch die, von außen angebrachten und unabhängig von den Innen-

Beleuchtung wirkenden Beleuchtungs-Apparate stets hinreichend erhellt, auch wenn im entscheidenden Momente die Innen-Beleuchtung versagen sollte.

Die Benutzung der Terrassen und Treppen-Anlagen ist durch die erleuchteten Aufschriften so klar gegeben, dass auch in Momenten größter Kopflosigkeit das Publikum sich zurecht finden muss; von einer Stauung kann bei der Größe der Anlage keine Rede sein.

Sehr wichtig ist es ferner, dass die von den Logengängen auf die Terrassen führenden Thüren keinen eigentlichen Verschluss haben, da dieser im entscheidenden Momente häufig versagt, Schlüssel fehlen, Schlösser verrostet sind usw. Der vorgeschlagene einfache Mechanismus mittels Gewichte ist keiner Störung ausgesetzt und wird immer gangbar sein. Die wenigen, im Zuschauerraum befindlichen beweglichen Gegenstände müssten in diebessicheren Behältern untergebracht werden.

Um zu verhüten, dass die während der Vorstellung geöffneten Gitterthüren als Eingänge benutzt werden, genügen 1—2 Wächter an jeder Terrassen-Anlage.

Den Plänen des Verfassers hat der Musterbau des Frankfurter Opernhauses, allerdings mit mehrfachen Abänderungen, zugrunde gelegen. Die architektonische Anordnung des Ganzen wird sich natürlich nach dem jeweiligen Programme richten müssen. Bedingend wird aber stets 1. das vollkommene Freistehen des Hauses und 2. eine solche Lage des Zuschauer-raumes sein, dass die Gänge unmittelbar von den Umfassungs-Mauern begrenzt werden, an welchen sich die Terrassen-Anlagen befinden. Wo diese Bedingungen erfüllt sind, dürfte sich eine solche Rettungs-Anlage auch bei schon bestehenden Theatern wohl ohne allzu große Schwierigkeiten anbringen lassen. Im Erdgeschoss gehen natürlich stets einige Logen verloren, da dieselben für genügende Ausgänge von den Zuschauer-Plätzen auf die Logengänge gesorgt werden muss.

Gemeinnützige Bauvereine.

(Vergleiche den Aufsatz in No. 99, 102 u. 108 des Jahrganges 1888 d. Ztg.) (Hierzu die Abbildungen auf S. 499.)

Gegen Ende des verflossenen Jahres gestattete ich mir, den Lesern der „Deutschen Bauzeitung“ die Grundsätze darzulegen, auf welchen sich u. a. die Entwicklung einer gemeinnützigen Bauhätigkeit stützen könnte. Ich nahm zu jener Zeit den Standpunkt ein, für die Organisierung einer gemeinnützigen Bauhätigkeit in erster Linie den Verein mit den Rechten einer juristischen Person zu empfehlen. Mittlerweile ist ein Reichsgesetz über das Genossenschaftswesen erlassen, welches Genossenschaften mit beschränkter Haftpflicht einführt. Ob diese Neuerung im Stande ist, meine frühere Behauptung zu erschüttern, will ich jetzt nicht erörtern. Der Zweck meiner heutigen Veröffentlichung gipfelt eben nur darin, den Lesern der „Deutschen Bauzeitung“ den Rechenschafts-Bericht des Remscheider gemeinnützigen Bauvereins im Auszuge mitzutheilen, weil derselbe ein klares Bild von der günstigen Entwicklung des Vereins giebt.

Im Winter 1886/87 wurde der Verein gegründet\*. Derselbe verfügte in sehr kurzer Zeit über ein Baarvermögen von 196 000 M. und über Grundstücke im Taxwerthe von 16766,47 M. Außerdem fiel im Jahre 1888 dem Verein ein Vermächtniss vom Oberbürgermeister a. D. Hoffmeister in der Höhe von 20 000 M. zu.

Aufgrund der in der Vereinssitzung vom 7. Sept. 1887 genehmigten Geschäftsordnung erhebt der Verein für ausschließlich vermietete Häuser eine Miete von 6% des Hauswerthes. (Nach der seiner Zeit aufgenommenen Statistik bezahlt aber stellenweise der Remscheider Arbeiter bis zu 15% des Hauswerthes an Miete.) Wird dagegen ein Vereinshaus gemietet mit der Berechtigung des Erwerbes, so sind 10% des Hauswerthes anzuzahlen; ferner werden 7% des Hauswerthes als Miete erhoben, wovon jedoch 2% dem Miether gutgeschrieben

\* Die Mitgliedschaft wird — um dies kurz zu wiederholen — erworben a) durch ein einmaliges Geschenk von 500 M. oder b) durch Zeichnung eines unkündbaren Darlehens von 1000 M. Ferner ist ein jährlicher Beitrag von 10 M. zu entrichten.

werden. Erreichen dann Anzahlung und Gutschriften, welche mit 3% vom Verein verzinst werden, 1/3 des Hauswerthes, so kann die notarielle Besitz-Uebertragung stattfinden. Von dieser Zeit an bezahlt der Erwerber nur 5% Miete, von denen jedoch 2% gutgeschrieben werden. Steuern und Versicherungs-Prämien sind vom Erwerber selbst zu bezahlen.

Das Ergebnis der beiden verflossenen Bauperioden ist ein sehr günstiges und stellt sich wie folgt: Im ganzen sind 27 Häuser gebaut, von welchen 8 nur vermietet sind; 13 Häuser dagegen sind mit 10% Anzahlung auf Erwerb gemietet, 3 Häuser wurden mit 1/3 Anzahlung gleich notariell übernommen und weitere 3 Häuser sind sofort gekauft und bezahlt worden. Die Erwerbung der 6 letzten Häuser wurde dadurch ermöglicht, dass die Arbeitgeber den Arbeitnehmern gegen leichte Bedingungen Vorschüsse leisteten.

Was die Bauart anbelangt, so sind die Vereinshäuser aus Holzfachwerk mit Ausmauerung erbaut, mit Schiefer bekleidet und mit Dachziegeln gedeckt. Das bergische Wohnhaus (in der Umgebung von Elberfeld, wohin auch Remscheid gehört) mit seiner blaugrauen Schiefer-Bekleidung, mit seinen weiß gestrichenen Fenster- und Thür-Einfassungen, seinen grünen Schlagläden und seinem rothen Ziegeldach — häufig noch mit einer Umgebung von grünen Bäumen — macht einen allerliebsten, traulichen Eindruck. Die beigegebenen Skizzen geben über die Abmessungen der ausgeführten Wohnhäuser genügenden Aufschluss. — Wenn man nun weiter bedenkt, dass jetzt in der 3. Bauperiode 13 Häuser im Bau begriffen sind, so stellt sich das Ergebnis der Vereinsthätigkeit nach Ablauf der 3. Bauperiode auf 40 Arbeiter-Wohnhäuser. Ein Erfolg also, der ohne Zweifel als ein außerordentlich günstiges Zeichen für die gesunde Entwicklung des Vereins gelten darf. Und wahrlich, ein Vorgang, der allerorten Nachahmung und Nacheiferung verdient.

Lübeck, im September 1889.

Direktor Walther Lange.

Die Preisbewerbung für Entwürfe zu dem National-Denkmal Kaiser Wilhelms I.

(Fortsetzung.)

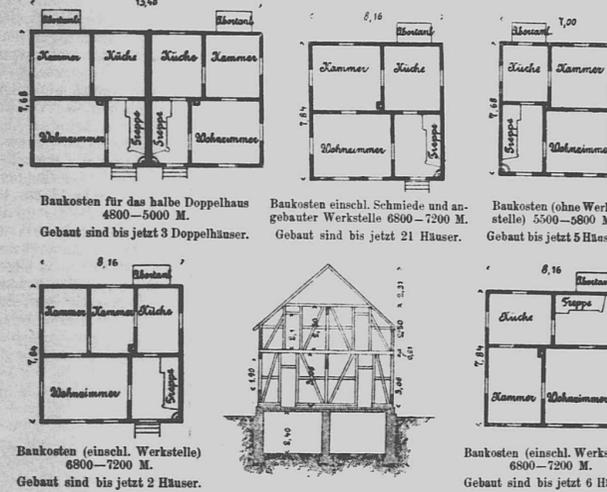
Das der Standort an der Kreuzung der Charlottenburger Chaussee mit der Sieges-Allee erwählte Ort, kann bei den Vorzügen des Platzes nicht Wunder nehmen. Seine Beziehung zu 2 großen, bereits vorhandenen Verkehrs-Axen schien zur Errichtung eines mächtigen, weithin sichtbaren Denkmal-Aufbaues hier gleichsam aufzufordern. Zudem ist derselbe vom Brandenburger Thor bereits so weit entfernt, dass eine Beeinträchtigung des letzteren und der Eindruck einer StraÙen-Versperrung nicht mehr zu fürchten ist, während es allerdings in Frage kommen kann, ob nicht eine zu starke Behinderung des Ausblicks von der Sieges-Allee nach dem Sieges-Denkmal auf dem Königsplatz eintritt. — Freilich war bei der

Wahl eines Platzes eine nicht unerhebliche Schwierigkeit anderer Art zu überwinden: der bereits mehrfach erwähnte Umstand, dass die genannten beiden StraÙen sich nicht in einem rechten, sondern in einem merkbar schiefen Winkel kreuzen. Es ist äußerst wenigen Bewerbern gelungen, diesen Nachtheil in so geschickter Weise auszugleichen, wie wir dies bei dem Entwurfe No. 92 hervor zu heben hatten.

Am unangenehmsten macht derselbe natürlich bei denjenigen Arbeiten sich fühlbar, in denen das in die Axe beider StraÙen gestellte Denkmal als eine größere Anlage von quadratischer oder oblonger Grundform gestaltet ist; denn der mehrfach eingeschlagene, durch seine Einfachheit verblüffende Ausweg, die Kreuzung im Lageplan als rechtwinklig anzunehmen, lässt sich

leider nicht vom Papier in die Wirklichkeit übertragen. Wir begegnen demselben zunächst bei dem Entwurfe No. 22: „Einigkeit macht stark“, einem bildnerischen Modell, das auf hohem 4seitigen Unterbau an den Ecken 4 Reiterfiguren, in der Mitte das von Gruppen usw. umgebene Reiterbild des Kaisers zeigt —

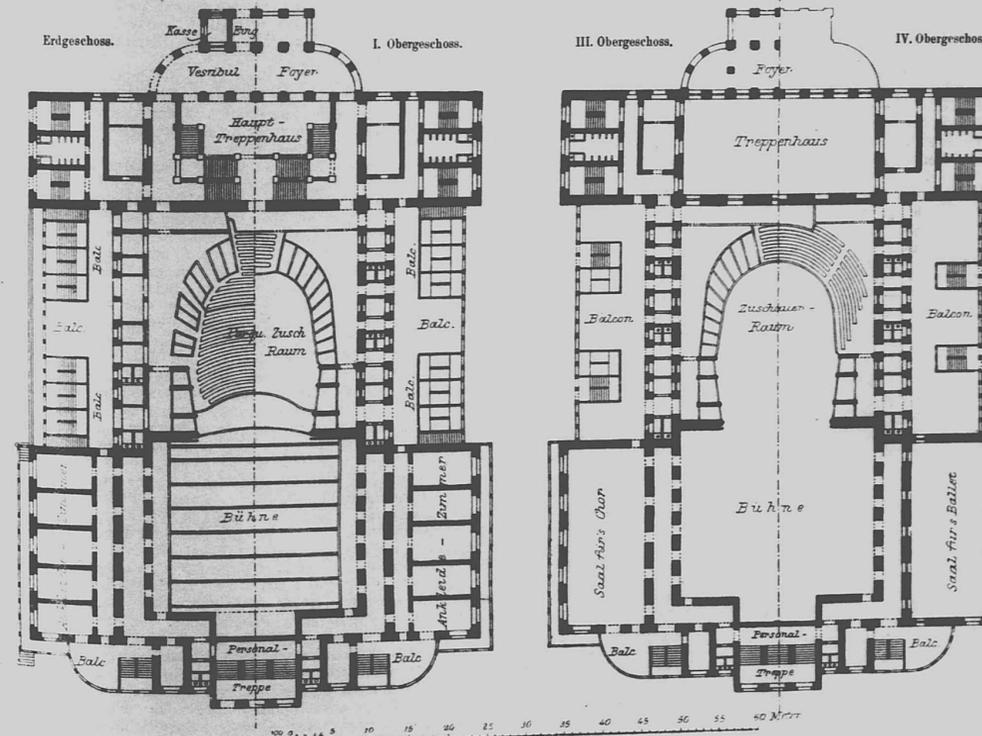
Kaiserkrone bezeichnen die äußeren Ecken. In den Einzelheiten findet sich manches Anmuthige; das Ganze wirkt — von der verfehlten Platzwahl abgesehen — wie fast alle anderen, die Entwicklung eines Terrassen-Baues erstrebenden Arbeiten des Wettbewerbs, fremdartig und gesucht. — Zu der betreffenden Gruppe müssen wir wegen des gewaltigen Unterbaues, der dem eigentlichen Denkmal gegeben ist, auch den Entwurf No. 21: „Barba alba“ rechnen, der durch einen zweiten Lageplan mit gewissen Abänderungen zugleich für den Platz am Brandenburger Thor vorgeschlagen war. Wie in mehreren anderen, demnächst zu erwähnenden Arbeiten soll der Bezirk der Kreuzung durch stattliche Hallen-Abschlüsse nach dem Thiergarten hin als ein Forum ausgebildet werden. An die östliche Ausmündung schließt sich ein entsprechender Vorhof; im Westen sind die Hallen durch einen dreitheiligen Triumphbogen verbunden, der dem Denkmal als Hintergrund dient. Letz-



Häuser des Gemeinnützigen Bauvereins in Remscheid.

ter, auf dessen bildnerischen Theil wir noch zurück kommen, steht auf einer rechteckigen, durch Diagonal-Vorsprünge in den Ecken und Brunnen auf den Seiten erweiterten Terrasse, die durch einen, der bewegten Umrisse derselben folgenden

ter, auf dessen bildnerischen Theil wir noch zurück kommen, steht auf einer rechteckigen, durch Diagonal-Vorsprünge in den Ecken und Brunnen auf den Seiten erweiterten Terrasse, die durch einen, der bewegten Umrisse derselben folgenden



Vorschlag zur Anordnung eines Theaters mit gesicherten Ausgängen. (Unter Anlehnung an den Grundriss des Opernhauses zu Frankfurt a. M.)



Abänderung des Patent-Gesetzes. In aller Kürze steht die Veröffentlichung der Novelle zum Patentgesetz bevor und es ist die Absicht der Regierung, dem zum 22. Oktober einberufenen Reichstage die Vorlage zugehen zu lassen. Ein Comité von Reichstagsabgeordneten, Industriellen und Angehörigen der Wissenschaft, (Geschäftsführer: Ingenieur C. Pieper Berlin, SV. 29) beabsichtigt, die vornehmsten fachwissenschaftlichen Vereine einzuladen, Abgeordnete zu ernennen, welche fröhlichst (wahrscheinlich Anfang November), zu gemeinsamen Sitzungen in Berlin zusammen treten sollen.

Die Redaktion ist um diese Mittheilung der Sachlage ersucht worden, aus dem Grunde, dass die Vorbereitung zu den Einladungen erst mit Veröffentlichung der Gesetzesnovelle beendet werden kann und in Vereinen und Verbänden inzwischen die Delegirtenwahl vorgenommen werden sollte. Auf eine rege Betheiligung aus den sachverständigen, interessirten Kreisen wird gehofft.

Unterhaltung der Nachbarschafts-Straßen in Württemberg. Die Gesamtlänge der Nachbarschaftsstraßen (Vicinalstraßen) in Württemberg beträgt einschl. der Strecken innerhalb der Orte 15 817 km. Der auf diese Straßen entfallende jährliche Aufwand für Unterhaltung ist auf die Summe von 2 614 000 M. berechnet; es würde danach der Jahresaufwand 165 M. für 1 km betragen. Dabei sind sämtliche Kosten persönlicher und sachlicher Natur inbegriffen, so namentlich der Aufwand für Beaufsichtigung und Warten der Straßen, für Wegmeister und Wegknechte an Gehältern, Löhnen, Geschirr- und Hutgeldern, Taggeldern, Prämien u. dergl., der Aufwand für Handarbeiten, Tagelöhne und Fuhrlohn, die Beschaffung und Zerklammerung des Unterhaltungs-Materials, die Kosten der Unterhaltung der Pflaster, Dohlen, Brücken, Durchlässe, Materiallagerplätze u. dergl., die Kosten des Begießens und Bewalzens, sowie der Grabenreinigung, der Aufwand für Anschaffung, Aufbewahrung und Unterhaltung des Inventars.

Württemberg ist in 64 Oberamts-Bezirke eingetheilt. In 47 Bezirken des Landes findet eine Betheiligung der Amts-Körperschaften bei der Unterhaltung der Nachbarschafts-Straßen aufgrund freiwilliger statutarischer Uebernahme statt. Jedoch ist fast in jedem Oberamts-Bezirk Art und Maass dieser Theilnahme verschieden. In einzelnen Bezirken wird der gesammte Unterhaltungsaufwand für alle, oder für alle wichtigeren, oder nur für einzelne bestimmte Straßen von der Amts-Körperschaft getragen; in andern sind die Gehälter des Wärterpersonals oder die Kosten für Anschaffung und Befahren, sowie Zerklammerung des Materials oder beiderlei Arten von Aufwand auf die Amts-Körperschaft übernommen. In andern Bezirken sind es wieder andere Bestandtheile des Unterhaltungsaufwandes, welche die Amts-Körperschaft trägt.

In 17 Bezirken findet eine Betheiligung der Amts-Körperschaft zur Zeit überhaupt noch nicht statt. Eine Ausnahme stellt nun insbesondere die Stadtgemeinde Stuttgart ein, welche nur außerhalb Etters (?) Nachbarschafts-Straßen besitzt und zwar 11,5 km, dagegen auf die Unterhaltung der innerhalb Etters gelegenen Straßenstrecken in der Gesamtlänge von 72 km einen außerordentlich hohen Aufwand, z. B. im Jahr 1886/87 einen solchen von 540 000 M., also 7500 M. für 1 km zu machen hat.

Württemberg hat überdies im ganzen etwa 333 km Etter-Staatsstraßen, welche von der Gemeinde zu unterhalten sind und einen jährlichen Unterhaltungsaufwand von 250 000 M. verursachen, so dass insgesamt für Nachbarschafts-Straßen und Etter-Staatsstraßen ein Unterhaltungsaufwand von 2 864 000 M. jedes Jahr aufgebracht werden muss.

Nachweis wilder Wasser in einer Wasserleitung. Der St. A. f. Württemberg theilt folgende, für weitere technische Kreise interessante Nachweisung wilder Wasser in einer Wasserleitung mit:

Die aus dem kalten Brunnen im Lauterthal gespeiste Wasserleitung in Ulm hatte wiederholt nach starken Regenfällen Trübungen und Verunreinigungen des Wassers gezeigt. Man vermuthete, dass daran zwei auf der Höhe zwischen dem Hohenstein und dem Hochreservoir der 4. Gruppe der Albwasserversorgung befindliche Erdsenkungen wesentlichen Antheil haben. Der Zusammenhang dieser Erdfälle, von denen einer einen Durchmesser von 22 m bei 4 m Tiefe hat, mit den Verunreinigungen der Quellwasserleitung ist nunmehr, wie das Ulm. Tgbl. berichtet, durch einen Versuch des Hofraths Dr. Wacker bestätigt worden.

Zu diesem Versuch wurde die Eigenschaft des Ulmer Trinkwassers benützt, wonach dasselbe nur minimale Spuren von Kochsalz enthält, eines Stoffes, der noch in der allergrössten Verdünnung auf chemischem Wege deutlich nachzuweisen ist. Es wurden einige Zentner Kochsalz, in Wasser gelöst, in die beiden Erdfälle eingeschüttet und mit Wasser, das aus der benachbarten Albwassergruppe herbei geführt wurde, nachgewaschen.

Kommisionsverlag von Ernst Toeche, Berlin. Für die Redaktion verantw. K. E. O. Fritsch, Berlin. Druck von W. Gröve, Hofschdruck, Berlin.

Beim Einschütten wurde jedesmal ein lang andauerndes Geräusch gehört, während das Wasser in wenigen Sekunden von der Oberfläche verschwunden war. An dem Ausfluss der Quelle des kalten Brunnens im Lauterthal wurden von der Zeit des Einschützens der Salzlösung von 5 zu 5 Minuten Versuche auf das Vorhandensein von Kochsalz angestellt. Der erste Nachweis von Kochsalz in grösserer Menge gelang nach 4 1/2 Stunden an der Quelle und nach 7 Stunden in der Wasserleitung in der Stadt. Nach den die Nacht über von Stunde zu Stunde vorgenommenen Wasserproben war der Kochsalzgehalt im Wasser Morgens von 2 bis 4 Uhr am stärksten, während derselbe um 6 Uhr Morgens nahezu wieder verschwunden war. Die Untersuchung hat somit den Nachweis geliefert, dass das Wasser des kalten Brunnens mit den auf der Höhe befindlichen Erdfällen in direkter Verbindung steht, und dass bei Schneegang und starken Regenfällen ein Zufluss von Tagwasser, ohne dass dasselbe durch Bodenschichten filtrirt würde, stattfindet. Man wird deshalb die beiden Erdfälle in solcher Weise ausfüllen oder eindämmen müssen, dass nur filtrirtes Wasser dem Quellenreservoir zufließen kann.

#### Personal-Nachrichten.

Preussen. Dem Eis.-Bau- u. Betr.-Insp. Gier in Kottbus ist d. Stelle eines ständ. Hilfsarb. b. d. kgl. Eis.-Betr.-Amte das. verliehen.

Der hsh. b. d. Elbstrom-Regul.-Bauten beschäft. Wasser-Bauinsp. Plathner in Laueburg a. E. ist nach Münster i. W. versetzt u. d. dort. kgl. Kanal-Komm. als tech. Hilfsarb. überwiesen.

Am 1. Okt. d. J. s. in d. Ruhestand getz.: d. Präse. d. kgl. Eis.-Direkt. in Magdeburg, Loeffler, d. Geh. Reg.-Rth. Hardt, Mitgl. d. kgl. Eis.-Dir. in Magdeburg, d. Reg.- u. Brth. Kahle, Dir. d. kgl. Eis.-Betr.-Amt in Thorn, d. Eis.-Dir. Landgrebe, Mitgl. d. kgl. Eis.-Dir. in Magdeburg, d. Reg.- u. Brth. Piossek, Vorst. d. betr.-techn. Bur. d. kgl. Eis.-Dir. in Breslau u. d. Brth. Wachenfeld, ständ. Hilfsarb. b. d. kgl. Eis.-Betr.-Amte in Koblenz.

Schwarzburg-Rudolstadt. Dem Brth. Junot in Frankenhäusen ist b. s. Versetz. in d. Ruhestand am 1. Okt. d. J. das fürstl. Schwarzburgische Ehrenkreuz II. Kl. verliehen.

Württemberg. Dem Hofbaudirektor von Egle ist die Erlaubniss z. Annahme u. Anlegung der ihm vom Shah von Persien verliehenen Kommandeur-Insigmen des Sonnen- und Löwens-Ordens ertheilt worden.

#### Offene Stellen.

I. Im Anzeigenthail der heutigen Nr. der Dtsch. Bztg. sind ausgeschrieben für:

a) Reg.-Bmstr. u. Reg.-Bfhr.

1 Branddirektor d. d. Magistrat-Frankfurt a. M. — Je 1 Reg.-Bfhr. d. d. kgl. Eis.-Direkt. (rechterh.) Köln; Oberbtrgarmstr. Becker-Köln; Garn.-Bauinsp. Gabe-Rastatt; Bergbau-Akt.-Gesellsch. „Ise“-Grube Ise N.-L.; Havestadt & Contag-Berlin, Vossstrasse 33.

b) Architekten und Ingenieure.

Je 1 Arch. d. Reg.-Bmstr. E. Moller-Schwerin i. Meckl.; Stadtbmstr. Wahn-Metz; Alterthum & Zedek-Berlin, Alexanderstr. 1; Baugeschäft-Berlin, Grützer Ufer 39/40; Z. 5774, Rud. Mosse-Leipzig; Hecht & Siemann-Hannover; Arch. C. Wiese-Elberfeld; Garn.-Bauinsp. Neumann-Potsdam. — Je 1 Gothiker d. Abesser & Krüger-Berlin, Friedrichstr. 250; Chr. Schramm-Dresden. — 2 Arch. als Lehrer d. Dir. Scheerer, Bauschule-Roda S. A. — Arch. und Ing. als Lehrer d. d. Direkt. d. städt. Baugew.-Schule-Idstein. — 1 Ing. f. Kanäle, d. d. Baudop. Abthl. Straussenbau-Bremen. — 1 Bausg. als Lehrer d. Dir. Jensen, Bauschule-Nürnberg. Je 1 Lehrer f. Bankonstrukt. d. Dir. Dr. Bohm, Baugew.-Schule-Nienburg; Dir. Dr. Fiedler, Baugew.-Schule-Breslau.

c) Landmesser, Techniker, Zeichner, Aufseher usw.

Landmesser d. d. kgl. Eis.-Betr.-Amt-Stolp; Kais. Kanal-Kommis., Bauamt III-Bondsburg. — Vermaess.-Gehilfen d. Landm. Rath-Breslau, Tantensteinstrasse 39 b. — 1 Schachtmeister d. W. 572, Exp. d. Dtsch. Bztg. — Je 1 Bantechn. d. d. Bausg.-Süchtigen, Baselerstr. 12; Eis.-Amt (Berg. M.)-Düsseldorf; Eis.-Betr.-Amt-Düsseldorf; Reg.-Bmstr. Lampe-Hiltcher; E. 580, M. 582, Exp. d. Dtsch. Bztg. M. M. 266, Haasenstein & Vogler-Werdau; E. 7721, Rud. Mosse-Frankfurt a. M.; Z. 88, Westf. Post-Hagen i. W.; G. N. 570, Invalidendank Leipzig; W. R. 948, Rud. Mosse-Magdeburg. — Stadtbauamtsgehilfen d. d. Magistrat-Gleiwitz. — Baussist. d. Reg.-Bmstr. Lohse-Köln, Frankgasse 23; Reg.-Bmstr. Köhr-Elberfeld, Köhnerstr. 13. — Zeichner d. Fortifikation-Magdeburg; Depot. f. d. Unterwasser-Korrekt.-Bureau; Städt. Winchenbach-Barmen; Z. 575, D. 579, Y. 574, Exp. d. Dtsch. Bztg. — Arch.-Zeichner d. G. D. postl.-Mannheim. 1 Möbelzeichner d. A. 576, Exp. d. Dtsch. Bztg. — Bauaufseher d. d. Kais. Kanal-Kommis., Bauamt II-Burg i. L. D.; Reg.-Bmstr. Hirsch-Duisburg; Bauamt Hartig-Lüneburg.

II. Aus anderen techn. Blättern des In- u. Auslandes.

a) Reg.-Bmstr. u. Reg.-Bfhr.

Je 1 Reg.-Bmstr. d. Brth. Gummal-Kassel; Garn.-Bauinsp. II-Thorn. — Je 1 Reg.-Bfhr. d. d. kgl. Bauinsp. Delius-Eisleben; Arch. E. Niewerth-Wernigerode a. H. —

b) Architekten u. Ingenieure.

1 Ing. d. Joseph Vögels-Mannheim.

c) Landmesser, Techniker, Zeichner, Aufseher usw.

Je 1 Bantechn. d. Brth. E. Bobrik-Berlin, Garn.-Baubü.; Kreis-Bauinsp.-Gründers; Garn.-Bauinsp.-Linstenburg; Wasserbauinsp. Focher-Tupiza; Arch. A. & E. Giese-Halle a. S.; Arch. Schubert-Herford; Akt.-Gesellsch. f. Bauwesen-Berlin, Genthinerstr. 3; die Z.-Mstr. W. Arndt-Landsberg a. W.; Paul Stolte-Gotha; die M.-Mstr. Lück-Berlin, Urbanstr. 67; Schüler-Spandau, Falkenhagenstr. 24; Brause-Friedberg (Quete); W. Adler-Seidenberg; C. K. postl.-Gotha; L. Z. 361 Rud. Mosse-Berlin, Prützenstr. 41; A. s. 12326 Rud. Mosse-Halle a. S. — 2 Zeichner d. d. Hafenbau-Rekt.-Bremenhaven.

Ueber

# statisch unbestimmte Träger

bei

beliebigem Formänderungs-Gesetze

und über den

## Satz von der kleinsten Ergänzungsarbeit.

Von

Baurath Prof. Fr. Engesser zu Karlsruhe.

(Sonder-Abdruck aus der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover, Bd. XXXIV, Jahrg. 1889, Heft 6.)

## Ueber statisch unbestimmte Träger bei beliebigem Formänderungs-Gesetze und über den Satz von der kleinsten Ergänzungsarbeit;

von Baurath Prof. Fr. Engesser zu Karlsruhe.

Die gebräuchlichen Formeln der Festigkeitslehre beruhen bekanntlich auf der Voraussetzung eines einfachen Verhältnisses zwischen Spannung  $\sigma$  und Dehnung  $\epsilon$ , d. h. auf der Gleichung  $\sigma = E\epsilon$ . Sie besitzen daher keine Gültigkeit mehr, sobald die Spannungen die Elasticitätsgrenze (Proportionalitätsgrenze) überschritten haben, bezw. wenn eine Elasticitätsgrenze, wie beispielsweise bei Gusseisen, überhaupt nicht vorhanden ist. Zur Beurtheilung derartiger Fälle bedarf es besonderer Untersuchungen, und es wurden solche von M. v. Thullie bezüglich der Biegefestigkeit gerader Balken (s. 1888, S. 312; Wochenblatt für Baukunde 1887, S. 365), von dem Verfasser bezüglich der Nebenspannungen von Fachwerkträgern (s. 1889, S. 373; Zeitschr. des Vereins deutscher Ingenieure 1888, S. 813) und bezüglich der Knickfestigkeit gerader Stäbe (s. 1889, S. 455) angestellt.

Die folgenden Betrachtungen beziehen sich auf das Verhalten statisch unbestimmter Träger bei beliebigem Formänderungs-Gesetze; insbesondere werden statisch unbestimmte Fachwerkträger einer eingehenderen Behandlung unterzogen.

Zur Lösung der gestellten Aufgabe bietet der Satz der virtuellen Verschiebungen den bequemsten und sichersten Weg, während der Satz von der kleinsten Formänderungsarbeit sich als unzulänglich erweist, da seine Gültigkeit an bestimmte Formänderungs-Gesetze gebunden ist. An seine Stelle tritt der allgemeinere Satz von der kleinsten „Ergänzungsarbeit“.

### I.

Unter der Voraussetzung so geringer Formänderungen, dass die Kräftepläne des ursprünglichen und des gebogenen Trägers nicht wesentlich von einander abweichen, gilt allgemein die Gleichung der virtuellen Verschiebungen

$$\sum P v = \sum S e + \sum C c, \quad (1)$$

worin die Lasten mit  $P$ , die Auflagerdrücke, d. h. die Drücke des Trägers gegen die Auflager, mit  $C$ , die Stabkräfte mit  $S$  und die zugehörigen virtuellen Verschiebungen mit  $v$ ,  $c$ ,  $e$  bezeichnet sind.

Ist nun bei einem statisch unbestimmten Träger  $m$  die Zahl der überzähligen, statisch unbestimmbaren Größen, welche mit  $X'$ ,  $X'' \dots X^m$  bezeichnet werden mögen, so können die notwendigen Stabkräfte und Auflagerdrücke durch Ausdrücke von der Form

$$\begin{aligned} S &= \mathfrak{S} + s' X' + s'' X'' + \dots + s^m X^m \\ C &= \mathfrak{C} + c' X' + c'' X'' + \dots + c^m X^m \end{aligned} \quad (2)$$

dargestellt werden, wo  $\mathfrak{S}$ ,  $s'$ ,  $s'' \dots$  diejenigen Kräfte bedeuten, welche im betrachteten Stabe nach Entfernung der überzähligen Größen entstehen, wenn man auf das nunmehr statisch bestimmte System nach einander nur die Lasten  $P$  und die Größen  $X' = 1$ ,  $X'' = 1, \dots X^m = 1$  einwirken lässt.  $\mathfrak{C}$ ,  $c'$ ,  $c'' \dots$  bezeichnen die entsprechenden Werthe für die Auflagerdrücke. Für einen überzähligen Stab  $X'$ , bezw. Auflagerdruck  $X'$ , gelten ebenfalls die Gleichungen 2, weil hierfür  $\mathfrak{S}$  bezw.  $\mathfrak{C} = 0$ ,  $s'$  bezw.  $c' = 1$ , sämtliche übrige  $s$  und  $c$  jedoch  $= 0$  sind.

Aus Gl. 2 folgt durch Differenzierung

$$\frac{\partial S}{\partial X} = \epsilon, \quad \frac{\partial S}{\partial X'} = \epsilon', \quad \text{allgemein } \frac{\partial S}{\partial X} = \epsilon \quad (3)$$

$$\frac{\partial C}{\partial X} = c, \quad \frac{\partial C}{\partial X'} = c', \quad \text{allgemein } \frac{\partial C}{\partial X} = c$$

Führt man in die allgemeine Gleichung 1 als virtuelle Verschiebungen die wirklichen Formänderungen des gegebenen Falles, als Kräfte nach einander die der Belastung durch  $X' = 1, X'' = 1, \dots, X^n = 1$  entsprechenden Werte ein, wobei jeweils alle übrigen Größen  $X$ , sowie die Belastungen  $P$  gleich Null angenommen werden, so erhält man die bekannten  $n$  Bedingungengleichungen

$$0 = \sum \epsilon t + \sum c t \quad \text{oder} \quad \sum \frac{\partial S}{\partial X} t + \sum \frac{\partial C}{\partial X} t \quad (4)$$

$$0 = \sum \epsilon' t + \sum c' t \quad \text{oder} \quad \sum \frac{\partial S}{\partial X'} t + \sum \frac{\partial C}{\partial X'} t \quad (5)$$

Wenn, wie gewöhnlich, die Auflagerdrücke  $C$  keine Arbeit verrichten, indem die Lager entweder fest oder ohne Reibung reibungsfrei zur Dehnrichtung verschieblich sind, d. h.  $c = 0$ , so geben die Gleichungen 4 über  $n$

$$0 = \sum \epsilon t = \sum \frac{\partial S}{\partial X} t \quad (6)$$

$$0 = \sum \epsilon' t = \sum \frac{\partial S}{\partial X'} t \quad (7)$$

Zur Bestimmung der Stabverlängerung  $\epsilon$  sei die Beziehung zwischen  $\epsilon$  und  $\sigma$  allgemein durch die Gleichung  $\epsilon = f(\sigma)$  gegeben, Arbeitskurve Fig. 1. Wenn ein Stab von der Länge  $s$  und dem Querschnitt  $F$  die Kraft  $S$  ausüben hat, so dehnt er sich um

$$\epsilon = s \cdot f\left(\frac{S}{F}\right)$$

Erhöht sich gleichzeitig die Temperatur des Stabes gegenüber dem normalen Anfangszustand um  $t$  Grad, so ist

$$\epsilon = \epsilon + \alpha t = s \left( f\left(\frac{S}{F}\right) + \alpha t \right)$$

Nach Einsetzen dieses Wertes von  $\epsilon$  gehen die Gleichungen 4 über in

$$0 = \sum s \left( f\left(\frac{S}{F}\right) + \alpha t \right) t = \sum s f\left(\frac{S}{F}\right) t + \alpha \sum s t^2$$

$$0 = \sum s' \left( f\left(\frac{S'}{F'}\right) + \alpha t \right) t = \sum s' f\left(\frac{S'}{F'}\right) t + \alpha \sum s' t^2$$

Die Gleichungen 4 können schiefenhaft die Form annehmen, wenn die Temperaturänderung des Stabes  $\alpha t$  gleich Null und die Temperaturänderung  $\alpha t$  gleich  $\alpha$  angenommen wird, d. h.  $\alpha t = \alpha$ .

$n$  Größen  $X$  bestimmt werden, sobald die Funktion  $f$  bekannt ist.

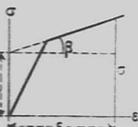
In ähnlicher Weise sind die Gleichungen 4 umzuformen, für den Fall, dass die Auflagerdrücke  $C$  Arbeit leisten.

Die Beziehung zwischen  $\sigma$  und  $\epsilon$  möge beispielsweise durch 2 Gerade dargestellt werden mit den Gleichungen

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (\text{innerhalb der Elastizitätsgrenze}) \quad \text{und}$$

$$\epsilon = \frac{\sigma - \zeta}{D} \quad (\text{außerhalb der Elastizitätsgrenze}),$$

Fig. 2.



wie dies annähernd bei Schmiedeeisen der Fall ist. (S. Fig. 2, wo  $\tan \beta = D$ .)

Wenn es sich durchgehends um Spannungen außerhalb der Elastizitätsgrenze handelt, ist  $\left(\frac{S}{F} - \zeta\right) \frac{1}{D}$  als  $f\left(\frac{S}{F}\right)$  in Gleich. 6 einzuführen, wodurch man erhält

$$0 = \sum s' \left( \frac{\sigma + s' X' + s'' X'' + \dots - \zeta + \alpha t}{D F} \right) s \quad (7)$$

$$0 = \sum s'' \left( \frac{\sigma + s' X' + s'' X'' + \dots - \zeta + \alpha t}{D F} \right) s \quad (8)$$

Diese Gleichungen unterscheiden sich von den innerhalb der Elastizitätsgrenze gültigen nur dadurch, dass das Glied mit  $\zeta$  hinzukommt und dass  $D$  an die Stelle von  $E$  tritt. Schreibt man, konstantes  $E$  und  $D$  vorausgesetzt, die Gleich. 7 in der Form

$$0 = \frac{E}{D} \sum s' \left( \frac{\sigma + s' X' + s'' X'' + \dots - \zeta + \alpha t}{E F} \right) s \quad (7^*)$$

so ist ersichtlich, dass man dieselben Gleichungen erhält, wie bei einem unter dem Elastizitätsgesetze  $\sigma = E \epsilon$  stehenden Träger, dessen Stäbe auf die Längeneinheit um  $\frac{\zeta}{E}$  zu kurz ausgeführt sind, und für welchen die Wärmedehnungsziffer  $\frac{D}{E} \alpha$  statt  $\alpha$  beträgt. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass  $\zeta$  positiv oder negativ ist, je nachdem der betr. Stab Zug- oder Druckspannung erleidet.

Bei normaler Temperatur, d. h. für  $t=0$ , unterscheiden sich die Gl. 7<sup>a</sup> von den entsprechenden des vollkommen elastischen Trägers nur durch das Glied  $\sum \frac{\zeta s}{E}$ . Wird letzteres gleich Null, so erhält man dieselben Gleichungen, bzw. dieselben Größen  $X$ , wie innerhalb Elastizitätsgrenze. Die Bedingung  $\sum \frac{\zeta s}{E} = 0$  geht bei konstantem Absolutwerthe  $\zeta$  über in  $\sum \pm s = 0$  und drückt dann gleichzeitig auch aus, dass das Fachwerk derartig dimensioniert werden kann, dass sämtliche Stäbe bei einer gegebenen Belastung die gleiche

Dehnung,\*<sup>o</sup> bzw. die gleiche Spannung erleiden. Hierher gehört u. A. der zweiteilige, vollkommen symmetrische Fachwerkträger (Fig. 3), dessen senkrechte Lasten in der wagerechten Symmetrieachse angreifen.

Fig. 3.



Bei Bogenträgern haben in der Regel sämtliche Stäbe Spannungen gleichen Sinnes. Die Summe  $\sum \frac{\sigma s \zeta}{E}$  ist dann gleich  $\frac{\zeta}{E} \sum \sigma s = \frac{\zeta l}{E}$ , wenn  $\zeta$  konstant und 2 Kämpfergelenke vorausgesetzt werden. Nach Ueberschreiten der Elastizitätsgrenze ergeben sich daher die gleichen Formeln wie bei der gewöhnlichen Theorie, wenn die Widerlager um  $\frac{-l \zeta}{E}$  ausweichen.

Für  $\zeta = -2400^{\text{at}}$  und  $E = 2000000^{\text{at}}$  folgt  $\frac{-l \zeta}{E} = 0,0012l$ .

Es ist hieraus ersichtlich, dass derartige Bogenträger nach Ueberschreiten der Elastizitätsgrenze wesentlich ungünstiger beansprucht werden als vorher, und dass daher deren Bruchsicherheit, abgesehen von dem weiter unten erwähnten Umstände, weit geringer ist, als auf Grund der üblichen Formeln angenommen werden dürfte.

Liegen die Stabspannungen theils innerhalb, theils außerhalb der Elastizitätsgrenze, so sind die Gl. 7 durch folgende Gleichungen zu ersetzen:

$$0 = \sum s' \left( \frac{\sigma + s' X' + s'' X'' + \dots}{E F} \right) s + \sum s'' \left( \frac{\sigma + s' X' + s'' X'' + \dots - \zeta}{D F} \right) s + \sum s' \alpha t s \quad (8)$$

wo sich  $\sum$  auf die Stäbe innerhalb der Elastizitätsgrenze,  $\sum$  „ „ „ „ außerhalb „ „ bezieht.

Der Umfang der Summen muss im Allgemeinen durch Probiren ermittelt werden. Ist, wie bei Schmiedeeisen,  $D$  wesentlich kleiner als  $E$ , so kann in der Regel  $\sum$  gegen  $\sum$  vernachlässigt werden.

Will man die vorentwickelten Gleichungen auch auf die beim Bruche eintretenden Verhältnisse anwenden, so ist zu berücksichtigen, dass, in Folge der meist großen Formänderungen in der Nähe des Bruches, der Kräfteplan des deformirten Netzes wesentlich von dem des ursprünglichen Netzes abweichen kann und dass dann die Grundbedingung unserer Gleichungen nicht mehr erfüllt ist.

\*<sup>o</sup> Setzt man in Gl. 5  $\epsilon = \epsilon s$ , so erhält man, für den gleichen Absolutwerth der Dehnung ( $\epsilon = \pm \epsilon_0$ ) bei sämtlichen Stäben, die Gleichung  $0 = \sum \sigma s = \epsilon_0 \sum \pm s = \sum \pm s s$ . Dieselbe gilt für jedes beliebige Formänderungs-Gesetz. Der gleichen Dehnung sämtlicher Stäbe entspricht eine gleiche Spannung derselben, sobald das Formänderungs-Gesetz für alle Stäbe, namentlich für Zugstäbe und Druckstäbe, dasselbe ist, also im vorliegenden Falle, sobald  $D$  und  $\zeta$  konstant sind.

Eine allgemeine unmittelbare Behandlung dieser Aufgabe ist mit sehr großen Schwierigkeiten verknüpft. Man kann jedoch auf Umwegen näherungsweise das Ziel erreichen, indem man zuerst unter den bisherigen Annahmen die Stabkräfte und sodann das entsprechende deformirte Knotenpunktsnetz bestimmt. Legt man hierauf einer zweiten Rechnung das neue Knotenpunktsnetz zu Grunde, so werden die Ergebnisse meist wenig mehr von der Wirklichkeit abweichen; nöthigenfalls kann das angegebene Verfahren wiederholt werden.

Ein derartiges Näherungs-Verfahren ist namentlich bei Bogenträgern angezeigt, wenn man deren wirkliche Bruchlast berechnen will, während bei geraden Balkenträgern die unmittelbare Verwendung der aufgestellten Gleichungen in der Regel zulässig sein wird.

II.

Der Satz von der kleinsten Formänderungsarbeit, welchen Castigliano und Fränkel unter Voraussetzung des Elastizitätsgesetzes  $\epsilon = \sigma/E$  abgeleitet haben, hat bei beliebigem Formänderungs-Gesetze  $\epsilon = f(\sigma)$  keine allgemeine Gültigkeit, da die Bedingungengleichungen 5 nur in bestimmten Einzelfällen gleichzeitig als Bedingungen für das Minimum der Formänderungsarbeit angesehen werden können.

Wächst die Stabkraft allmählich von 0 bis  $S$ , so ist deren Arbeit  $a = \int_0^S \sigma de$ , somit die Arbeit aller Stäbe

$$A = \sum a = \sum \int \sigma de \quad (\text{s. Fig. 4}).$$

Würde die Stabkraft  $S$  den Weg  $e$  mit gleichbleibender Stärke zurücklegen, so wäre deren Arbeit, die sogenannte virtuelle Arbeit,  $a_v = S e$  und somit die gesammte virtuelle Arbeit  $A_v = \sum a_v = \sum S e$ . Der Unterschied zwischen virtueller Arbeit  $A_v$  und wirklicher Arbeit  $A$  werde Ergänzungsarbeit genannt und mit  $B$  bezeichnet. Man hat sodann

$$B = A_v - A = \sum a_v - \sum a = \sum b = \sum \int_0^S \sigma de$$

Die Bedingungen, dass die Formänderungsarbeit  $A$  als Funktion der überzähligen Größen  $X' X'' \dots$  ein Minimum darstelle, lauten

$$\frac{\partial A}{\partial X'} = 0, \quad \frac{\partial A}{\partial X''} = 0 \dots, \quad \text{allgemein } \frac{\partial A}{\partial X} = 0,$$

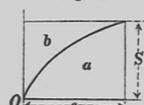
bzw., wenn man  $A = \sum \int \sigma de$ ,  $e = \epsilon s = f\left(\frac{S}{F}\right) s$ ,

$$de = f'\left(\frac{S}{F}\right) \frac{s}{F} dS \quad \text{einführt,}$$

$$0 = \frac{\partial A}{\partial X} = \sum \frac{\partial}{\partial X} \int f'\left(\frac{S}{F}\right) \frac{s}{F} dS = \sum S f'\left(\frac{S}{F}\right) \frac{\partial S}{\partial X} \quad (9)$$

Gl. 9 stimmt mit Gl. 5 allgemein nur dann überein, wenn die Temperatur normal bleibt, d. h.  $t=0$ , und wenn  $f\left(\frac{S}{F}\right) = \frac{1}{C} \left(\frac{S}{F}\right)^n$ , wo  $n$  und  $C$  beliebige Zahlen bezeichnen.

Fig. 4.



Gl. 5 lautet dann

$$0 = \sum \delta e = \sum \frac{\partial S}{\partial X} \cdot \frac{1}{C} \left(\frac{S}{F}\right)^n = \sum \frac{\partial S}{\partial X} \left(\frac{S}{F}\right)^n,$$

Gl. 9 lautet dann

$$0 = \sum S n \left(\frac{S}{F}\right)^{n-1} \frac{\partial S}{C \cdot F \partial X} = \sum \frac{\partial S}{\partial X} \left(\frac{S}{F}\right)^n.$$

Beide Gleichungen sind somit identisch.

Der Satz von der kleinsten Formänderungsarbeit gilt hiernach allgemein nur für Formänderungen nach Parabeln beliebigen Grades,  $\varepsilon = \frac{\sigma^n}{C}$ . Die Elastizitätsgleichung  $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$  stellt den Sonderfall für  $n = 1$  und  $C = E$  dar.

Außerdem kann die Gültigkeit auch noch in besonderen Fällen, bei besonderen Trägerarten und Belastungsarten eintreten; es findet dies beispielsweise für den unter I behandelten Fall  $\varepsilon = \frac{\sigma - \zeta}{D}$  und  $\sum \frac{\delta \zeta}{D} = 0$  statt.

An Stelle des Satzes von der kleinsten Formänderungsarbeit tritt bei beliebigem Formänderungs-Gesetze der Satz von der kleinsten Ergänzungsarbeit.

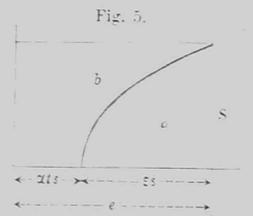
Setzt man die Differentialquotienten von  $B$  nach den Größen  $X$  einzeln gleich Null, so erhält man Gleichungen von der Form

$$0 = \frac{\partial B}{\partial X} = \sum \frac{\partial}{\partial X} \int dS \cdot e = \sum \frac{\partial S}{\partial X} \cdot e. \quad (10)$$

Gl. 10 stimmt mit Gl. 5 vollkommen überein, und zwar für jeden beliebigen Werth von  $e$ , also auch für beliebige Temperaturänderung.

Gl. 10 ist die Bedingung für den kleinsten Werth von  $B$  als Funktion der Größen  $X$ . Die wirklich auftretenden Werthe von  $X$  entsprechen also der kleinsten Ergänzungsarbeit  $B$ .

Die Ergänzungsarbeit  $b$  eines einzigen Stabes kann bei beliebiger Temperaturänderung wie in Fig. 5 dargestellt werden.



Geht die Arbeitskurve in eine Gerade über, d. h. handelt es sich um Formänderungen nach dem Elastizitätsgesetze  $\sigma = E\varepsilon$  bei beliebiger Temperaturänderung, so wird

$$B = \sum b = \sum s \left( \frac{\varepsilon s}{2} + \alpha t s \right) = \sum s \left( \frac{S s}{2 E F} + \alpha t s \right),$$

gleich dem von Müller-Breslau ideelle Formänderungsarbeit  $A$ , genannten Ausdrucke (s. 1884, S. 211). Der Satz vom kleinsten Werthe der ideellen Formänderungsarbeit bildet somit einen besonderen Fall des Satzes vom kleinsten Werthe der Ergänzungsarbeit.

Bildet die Arbeitskurve eine Parabel  $\varepsilon = \frac{1}{C} \sigma^n$ , so wird

$$B = \sum b = \sum \frac{1}{n+1} S \cdot \varepsilon s,$$

$$A = \sum a = \sum \frac{n}{n-1} S \cdot \varepsilon s = n B.$$

Da sonach  $A$  und  $B$  gleichzeitig ihren kleinsten Werth erreichen, so kann hier die Bedingung  $\min A$  an Stelle von  $\min B$  treten, im Einklange mit den früheren Ausführungen.

Bis jetzt war stets auf die Gleichungen 5 Bezug genommen worden, welche  $c = 0$ , d. h. Weg der Auflagerdrücke gleich Null, zur Voraussetzung haben. Der Satz von der kleinsten Ergänzungsarbeit gilt aber auch, wenn die Auflagerdrücke Arbeit leisten, sofern man nur in  $B$  die der Auflagerbewegung entsprechende Ergänzungsarbeit der Auflagerdrücke  $C$  einbegreift, also  $B = \sum \int dS \cdot e + \sum \int dC \cdot c$  setzt, wie aus dem Ver- gleiche von  $\frac{\partial B}{\partial X} = 0$  mit Gl. 4 hervorgeht.

Wenn bei der Auflagerbewegung keine gegenseitigen Verschiebungen von Träger und Stützkörper (Pfeiler, Widerlager) unter Entwicklung von Reibungskräften auftreten, dann ist  $\sum \int dC \cdot c$  gleich der Ergänzungsarbeit der Stützkörper (Fundamente eingeschlossen); unter  $B$  ist also die Ergänzungsarbeit der gesamten Konstruktion, Träger + Stützkörper, zu verstehen. Für diesen Fall lässt sich somit bei beliebigem Formänderungs-Gesetze und bei beliebiger Temperaturänderung der Satz aussprechen:

Die überzähligen Größen  $X$  eines statisch unbestimmten Fachwerkes nehmen diejenigen Werthe an, welche die Ergänzungsarbeit der gesamten Konstruktion zu einem kleinsten Werthe machen.

Bei Anwendung vorstehenden Satzes auf das unter I behandelte Beispiel erhält man als Ergänzungsarbeit des Fachwerkes laut Fig. 6:

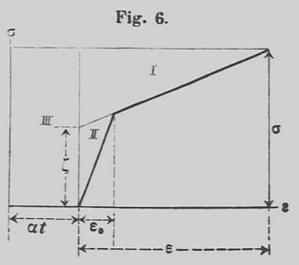
$$B = \sum b = \sum F s (I + II + III) = \sum F s \left\{ \frac{(\sigma - \zeta) \varepsilon}{2} + \frac{\zeta \varepsilon_0}{2} + \alpha t \right\},$$

wo  $\varepsilon_0$  = Dehnung an der Elastizitätsgrenze  $= \frac{g}{E}$ ,  $\varepsilon = \frac{(\sigma - \zeta)}{D}$ , somit

$$B = \sum F s \left\{ \frac{(\sigma - \zeta)^2}{2 D} + \frac{\zeta g}{2 E} + \alpha t \right\} = \sum \frac{(S - F \zeta)^2 s}{2 F D} + \frac{F \zeta g s}{2 E} + S \alpha t s,$$

$$0 = \frac{\partial B}{\partial X} = \sum \left\{ \frac{(S - F \zeta) s}{F D} + \alpha t s \right\} \frac{\partial S}{\partial X} = \sum \delta \left\{ \frac{S}{F D} - \frac{\zeta}{D} + \alpha t \right\} s, \text{ da } \frac{\partial S}{\partial X} = \delta.$$

Diese Gleichung stimmt vollkommen mit Gl. 7 überein, wenn man  $S$  durch seinen Werth  $\varepsilon + \delta X' + \delta'' X' \dots$  ersetzt.



Denkt man sich bei einem beliebig belasteten Fachwerke die Lasten  $P$  um  $dP$  wachsend, wobei sich ihre Angriffspunkte um  $dv$  verschieben mögen, so ist die Aenderung der äußeren Arbeit, wenn die Auflagerdrücke keine Arbeit leisten, gleich  $\sum P dv$ , die Aenderung der inneren Arbeit gleich  $dA$ , somit  $\sum P dv = dA$ .

Ferner ist auch die Aenderung der inneren und äußeren virtuellen Arbeit gleich groß, also  $d \sum P v = dA$ , oder  $\sum P dv + \sum v dP = dA + dB$ , und mit Rücksicht darauf, das  $\sum P dv = dA$ ,  $\sum v dP = dB$ .

Aus letzterem Ausdrucke folgt  $v = \frac{\partial B}{\partial P}$ , d. h. die Verschiebung  $v$  des Angriffspunktes einer Last  $P$  in der Richtung derselben ist gleich dem Differentialquotienten der Ergänzungsarbeit  $B$  nach  $P$ . Leisten die Auflagerdrücke Arbeit, so ist auch hier in  $B$  die Ergänzungsarbeit der Auflagerdrücke einzurechnen.

Für das Elastizitätsgesetz  $\sigma = E\varepsilon$  und normalen Temperaturzustand wird  $A = B$ , somit auch

$$v = \frac{\partial B}{\partial P} = \frac{\partial A}{\partial P}.$$

Aendert sich gleichzeitig die Temperatur, so ist  $B$  gleich der ideellen Formänderungsarbeit  $A_i$ , also  $v = \frac{\partial B}{\partial P} = \frac{\partial A_i}{\partial P}$ . Bei jedem anderen Formänderungs-Gesetze gilt die Gleichung  $v = \frac{\partial A}{\partial P}$  bzw.  $= \frac{\partial A_i}{\partial P}$  nicht mehr allgemein.

Auch der Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen ist an das Elastizitätsgesetz  $\sigma = E\varepsilon$  gebunden. Führt man in Gl. 1 diejenigen Stabkräfte  $\delta_a$  ein, welche einer im Punkte  $a$  wirkenden Last  $P_a = 1$  entsprechen, und diejenigen Verschiebungen, welche einer im Punkte  $b$  wirkenden Last  $P_b = 1$  entsprechen, so erhält man als Verschiebung  $v_a$  des Punktes  $a$  in der Richtung  $P_a$ , hervorgerufen durch die Last  $P_b = 1$ ,  $v_a = \sum \delta_a \cdot e_b$ .

Hierbei ist normale Temperatur und eine Arbeit der Auflagerdrücke = 0 vorausgesetzt. In gleicher Weise ergibt sich die Verschiebung  $v_b$  des Punktes  $b$  in der Richtung  $P_b$ , hervorgerufen durch die Last  $P_a = 1$ , zu  $v_b = \sum \delta_b \cdot e_a$ .

Die Gleichung  $v_a = v_b$  ist im Allgemeinen nur möglich, wenn  $e_a : \delta_a = e_b : \delta_b$ , d. h. wenn Stabkraft und Stabverlängerung einander proportional sind, oder wenn  $\sigma = E\varepsilon$ .

Die Summierung von Einzelwirkungen bei Bestimmung der Größen  $X$  und der Stabkräfte  $S$  ist bei beliebigem Formänderungs-Gesetze nicht zulässig. Bezeichnet man mit  $X_1$  denjenigen Werth einer Größe  $X$ , welcher durch alleinige Wirkung der Last  $P_1$  hervorgerufen wird, mit  $X_2, X_3$  die entsprechenden

Werthe für  $P_2$  und  $P_1 + P_2$ , so gilt die Gleichung  $X_{12} = X_1 + X_2$  im Allgemeinen nur für das Elastizitätsgesetz  $\sigma = E\varepsilon$ . Den Beweis liefert Gl. 6, wenn man  $t = 0$  setzt und der Einfachheit wegen ein System mit einer einzigen Unbekannten  $X$  zu Grunde legt.

$$\text{Gl. 6 geht dann über in } 0 = \sum \delta s f \left( \frac{\varepsilon + \delta X}{F} \right).$$

Bei Belastung durch  $P_1$  wird  $\varepsilon = \varepsilon_1$ ,  
" " " " " " "  $\varepsilon = \varepsilon_2$ ,  
" " " " " " "  $P_1 + P_2$  wird  $\varepsilon_{12} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2$ ,

weil es sich hier um Kräfte eines statisch bestimmten Systems handelt, welche linearer Form sind und daher die Summierung der Wirkungen zulassen. Für die drei angenommenen Belastungsfälle erhält man

$$0 = \sum \delta s f \left( \frac{\varepsilon_1 + \delta X_1}{F} \right), \quad 0 = \sum \delta s f \left( \frac{\varepsilon_2 + \delta X_2}{F} \right),$$

$$0 = \sum \delta s f \left( \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \delta X_{12}}{F} \right).$$

Die dritte Gleichung liefert im Allgemeinen nur dann einen Werth  $X_{12}$ , gleich  $X_1 + X_2$ , wenn  $f$  eine lineare homogene Funktion darstellt, also  $f \left( \frac{\varepsilon + \delta X}{F} \right) = \frac{1}{E} \frac{\varepsilon + \delta X}{F}$

bzw.  $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$ . Außerdem kann noch in besonderen Fällen  $X_{12}$  gleich  $X_1 + X_2$  werden, z. B. wenn  $f$  eine lineare unhomogene Funktion  $f \left( \frac{\varepsilon + \delta X}{F} \right) = \frac{1}{D} \left( \frac{\varepsilon + \delta X}{F} - \zeta \right)$

und gleichzeitig  $\sum \frac{\delta \zeta}{D} = 0$  wird. Es ist dies die unter I aufgestellte Bedingung für die Gültigkeit der gebräuchlichen Formeln auch außerhalb der Elastizitätsgrenze.

Für Vollwand-Träger gilt gleichfalls der Satz von der kleinsten Ergänzungsarbeit. Denkt man sich den Träger aus unendlich vielen Parallelepipedon vom Inhalte  $i$  zusammengesetzt und bezeichnet mit  $\sigma_x \sigma_y \sigma_z \tau_x \tau_y \tau_z$  die Normal- und Tangentialspannungen der Seitenflächen, mit  $\varepsilon_x \varepsilon_y \varepsilon_z \gamma_x \gamma_y \gamma_z$  deren Verschiebungen, so lassen sich die Spannungen  $\sigma$  und  $\tau$  entsprechend den Gl. 2 als lineare Funktionen der statisch unbestimmbaren Größen  $X$  ausdrücken:

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \sigma_0 + \sigma' X' + \sigma'' X'' + \dots \\ \tau &= \tau_0 + \tau' X' + \tau'' X'' + \dots \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Durch Differenzierung folgt hieraus

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma}{\partial X'} &= \sigma', & \frac{\partial \sigma}{\partial X''} &= \sigma'' \dots \\ \frac{\partial \tau}{\partial X'} &= \tau', & \frac{\partial \tau}{\partial X''} &= \tau'' \dots \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Mit Hilfe der Gleichung der virtuellen Verschiebungen erhält man in ähnlicher Weise wie unter I die  $m$  Bedingungsgleichungen in der Form

$$0 = \sum \left( \varepsilon_x \frac{\partial \sigma_x}{\partial X} + \varepsilon_y \frac{\partial \sigma_y}{\partial X} + \varepsilon_z \frac{\partial \sigma_z}{\partial X} + \gamma_x \frac{\partial \tau_x}{\partial X} + \gamma_y \frac{\partial \tau_y}{\partial X} + \gamma_z \frac{\partial \tau_z}{\partial X} \right) i + \sum c \frac{\partial C}{\partial X}. \quad (13)$$

Die Ergänzungsarbeit des Trägers ist

$$B = \sum \int (\varepsilon_x d\sigma_x + \varepsilon_y d\sigma_y + \varepsilon_z d\sigma_z + \gamma_x d\tau_x + \gamma_y d\tau_y + \gamma_z d\tau_z) i.$$

$B$  wird zum Minimum, wenn die Differentialquotienten  $\frac{\partial B}{\partial X}$  gleich Null werden, also

$$\left. \begin{aligned} 0 = \frac{\partial B}{\partial X} = \\ \sum \left( \varepsilon_x \frac{\partial \sigma_x}{\partial X} + \varepsilon_y \frac{\partial \sigma_y}{\partial X} + \varepsilon_z \frac{\partial \sigma_z}{\partial X} + \gamma_x \frac{\partial \tau_x}{\partial X} + \gamma_y \frac{\partial \tau_y}{\partial X} + \gamma_z \frac{\partial \tau_z}{\partial X} \right) i \end{aligned} \right\} (14)$$

Gl. 14 stimmt mit Gl. 13 vollkommen überein, wenn

$$\sum c \frac{\partial C}{\partial X} = 0, \text{ d. h. wenn die Auflagerdrücke keine}$$

Arbeit leisten. Für diesen Fall gilt also der Satz von der kleinsten Ergänzungsarbeit unmittelbar. Ist

$$\sum c \frac{\partial C}{\partial X} \text{ nicht gleich Null, so ist unter } B \text{ auch noch}$$

die Ergänzungsarbeit der Auflagerdrücke ( $= \sum \int c dC$ )

mitzurechnen, damit  $\frac{\partial B}{\partial X} = 0$  mit Gl. 13 identisch wird und auch hierfür der Satz von der kleinsten Ergänzungsarbeit Geltung besitzt. Treten keine Reibungsarbeiten auf, so ist  $B$  gleich der Ergänzungsarbeit der gesamten Konstruktion (Träger + Stützkörper).

Auch der Satz vom Differentialquotienten der Ergänzungsarbeit,  $v = \frac{\partial B}{\partial P}$ , ist für Vollwand-Träger ebenso wie für die Fachwerkträger gültig, d. h. die Verschiebung  $v$  des Angriffspunktes einer Last  $P$  im Sinne derselben ist gleich dem Differentialquotienten der Ergänzungsarbeit  $B$  nach  $P$ .

Da in Vorstehendem keinerlei Voraussetzungen bezüglich der Formänderungen  $\varepsilon$  und  $\gamma$ , abgesehen von entsprechender Kleinheit derselben, gemacht wurden, so gelten die betr. Sätze ganz allgemein für beliebige Formänderungs-Gesetze, für beliebige Temperaturänderungen, für isotrope und für nicht isotrope Körper

N11< 17263784 090

US Karlsruhe