

INHALT: Ueber Gitterträger. — Die Gruppen 17 und 18 an der schweiz. Landesausstellung in Genéve. — Exkursion der Ingenieurschule des eidg. Polytechnikums nach Oberhausen vom 22. bis 27. Juni 1896. — Miscellanea: Jungfrauabahn. Elektrische Bahn Budapest-Püme. Umbau des Bahnhofes Zürich. — Konkurrenzen: Zwei evangelische Kirchen für den Vorort Gross-Lichterfelde bei Berlin. Bürgerspitalgebäude in Laibach.

Pariser Weltausstellung. — Litteratur: Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen. Reliefpläne der Gotthardbahn. — Nekrologie: † Dr. Arnold Meyer. — Vereinsnachrichten: Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein. Gesellschaft ehemal. Polytechniker: Programme pour la XXIV^{ème} Réunion 7. 8. 9 et 10 Août à Genève. Stellenvermittlung. Exposition nationale à Genève, Rendez-vous hebdomadaire.

Ueber Gitterträger.

I.

Unter Gitterträgern werden im Folgenden Träger vielfachen (mindestens vierfachen) Strebensystems, mit festen Verbindungen der Stäbe an den Knoten- und Kreuzungspunkten verstanden. Die Gurten sind in der Regel geradlinig (Parallelträger), die beiden Strebenscharen von der gleichen Neigung gegen die Gurten (Abb. 2). In Folge der festen Stabverbindungen, insbesondere der Kontinuität der Gurten, werden die äusseren Belastungen, auch bei unregelmässiger Anordnung von Einzellasten, mehr oder minder gleichmässig auf die einzelnen Strebensysteme verteilt, unter gleichzeitigem Auftreten entsprechender Biegungsspannungen (Nebenspannungen) in den betr. Stäben. Es entsteht hierbei ein wesentlich anderes Kräftespiel, als sich nach der gewöhnlichen Fachwerktheorie, welche reibungslose Knotengelenke voraussetzt, ergibt. Als obere Grenze ist die vollständig gleichmässige Verteilung der Lasten auf sämtliche Strebensysteme anzusehen, wie dies auch bei dem üblichen Näherungsverfahren in praxi angenommen wird. Man erhält hierfür, mit geringer Vernachlässigung:

Gurtkraft $S = \frac{M}{h}$, wo M = Moment der äussern Kräfte um den Gegenpunkt des Gurtstabs (d. h. den der Stabmitte gegenüberliegenden Punkt der andern Gurtung), h = Trägerhöhe;

Strebenkraft $D = \frac{Q}{\sin \delta}$, wo Q = Querkraft für einen Schnitt durch Strebenmitte parallel der andern Strebenschar, δ = Neigungswinkel der Strebe.

Eine vollständig genaue Berechnung unter Berücksichtigung sämtlicher Nebeneinflüsse ist wohl kaum durchführbar. Man kommt jedoch der Wahrheit sehr nahe, wenn man nur den Einfluss der Kontinuität der Randstäbe (Gurten und Endständer) in Rechnung stellt, gelenkartige Verbindungen zwischen Streben und Gurtstäben voraussetzt und von der gegenseitigen Verbindung der Streben an den Kreuzungspunkten, soweit es sich um Deformationen in der Trägerebene handelt, absieht. Bezüglich der Querdeformationen (seitliches Ausbiegen der Streben) kommt die gegenseitige Verbindung der Streben selbstverständlich in Anrechnung.

Unter den angegebenen Voraussetzungen handelt es sich um ein System von $(m - 1 + k)$ -facher statischer Unbestimmtheit, wo m die Zahl der Strebensysteme, k die Zahl der Knotenpunkte bezeichnet. Als statisch unbestimmte Grössen seien gewählt: Die Biegemomente der Randstäbe an den Knotenpunkten $X_1, X_2, \dots, X_k$ (k Stück) und die Differenzen zwischen den wirklichen Vertikal- und die Komponenten der linken Endstreben und denen, die sich bei der üblichen Zerlegung des Gesamtsystems in m einzelne statisch bestimmte Systeme ergeben, $X_1, X_2, \dots, X_k$. Da zwischen letzteren Grössen die Beziehung $\sum X + C_0 - C_k = 0$ herrscht, so ist die Zahl der Unbekannten nur $= m - 1$. C_0 und C_k bezeichnen hierbei die von den Gurten auf die Endknoten ausgeübten Vertikaldrücke.

Die Stabkräfte und Stabmomente lassen sich nun in folgender Weise als Funktionen der Unbekannten darstellen (Abb. 1).

Moment im Punkte x, z eines Gurtstabs

$$M = \frac{X_r \cdot z + X_{r+1} \cdot x}{e}$$

Die Momente werden als positiv angesehen, wenn sie den betreffenden Randstab konkav nach aussen krümmen.

$$\text{Knotendruck } C_r = \frac{X_{r-1} \cdot 2 X_r + X_{r+1}}{e}$$

$$\text{Endknoten, vertikaler Druck } C_0 = \frac{-X_0 + X_1}{e}$$

$$\text{horizontaler Druck } H_0 = \frac{-X_0 + X_k}{h}$$

C und H sind positiv, wenn sie von aussen nach innen gerichtet sind.

$$\text{Strebenkraft } D = \vartheta + \Delta D = \vartheta + \frac{X_m - \sum C}{\sin \delta}$$

wo ϑ = Strebenkraft, die bei der üblichen Zerlegung in m statisch bestimmte Teilsysteme erhalten wird,

X_m = derjenigen der Unbekannten $X_1, X_2, \dots$, die zum betreffenden Strebensysteme gehört.

Die Summation erstreckt sich über alle Knotendrucke C des betreffenden Strebensystems, die links von der fraglichen Strebe liegen. Dabei sind die C der unteren Knoten mit umgekehrtem Vorzeichen in Rechnung zu stellen.

Gurtkraft $S = \mathcal{E} - H + \sum \Delta D \cos \delta$, wo $\mathcal{E}$ = Gurtkraft, die bei der üblichen Zerlegung in m statisch bestimmte Teilsysteme erhalten wird, H = linker horizontaler Knotendruck, der zur betreffenden Gurtung gehört.

Die Summation erstreckt sich auf alle Streben, die links vom Gurtstab angreifen. Die innere Arbeit des Gesamtsystems ist nun innerhalb der Elasticitätsgrenze

$$A = \sum \frac{D^2 d}{2 E F} + \sum \frac{S^2 s}{2 E F} + \sum \frac{M^2 s}{2 E J}$$

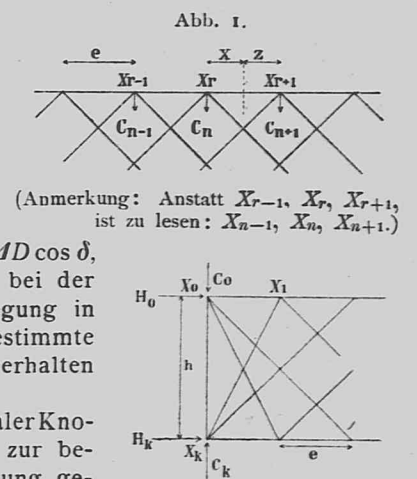
Die Gleichungen zur Bestimmung der $(m - 1 + k)$ Unbekannten erhält man schliesslich in bekannter Weise, indem man die Gleichung $\frac{dA}{dX} = 0$ für alle $(m - 1 + k)$ Unbekannte X aufstellt.

II.

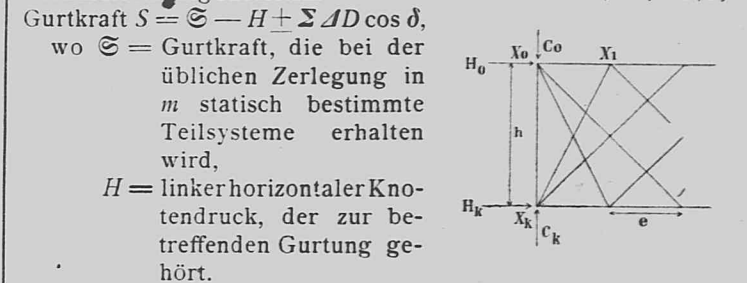
Die Ausführung des vorstehend angegebenen, genaueren Verfahrens ist äusserst umständlich und wird nur für besondere wissenschaftliche Untersuchungen in Frage kommen. Für die Zwecke der Praxis ist eine einfachere, wenn auch weniger genaue Methode wünschenswert, die für die Bestimmung der Dimensionen ausreicht und wenigstens ein annäherndes Bild über die Kraftverteilung liefert.

Für die folgende Untersuchung wird vorausgesetzt, dass keine lastverteilenden Vertikalen ausgeführt sind, und dass die Fahrbahn ohne Vermittlung besonderer Fahrbahnträger unmittelbar auf der Gurtung aufliegt. Die gesamte ruhende Last verteilt sich hierbei gleichmässig auf die einzelnen Strebensysteme, so dass es nur erforderlich wird, die bei der Verkehrsbelastung, die i. A. ungleichmässig verteilt ist, eintretenden Verhältnisse zu untersuchen.

Es wird zunächst angenommen, dass jeweils jeder zweite Knotenpunkt durch die Verkehrslast belastet sein möge (Abb. 2). Der Radstand r der Fahrzeuge ist somit = doppelte Knotenweite, $r = 2e$, vorausgesetzt. Bezeichnet man mit p die durchschnittliche Verkehrsbelastung für die Längeneinheit, so ist die Knotenlast $P = 2pe$. Durch die Kontinuität der Gurten wird ein Teil von P ($= X$) auf



(Anmerkung: Anstatt X_{r-1}, X_r, X_{r+1} , ist zu lesen: X_{n-1}, X_n, X_{n+1} .)



Blumen und die nach denselben mit grosser Naturtreue und Geschmack gestickten, bunten Blumenstücke. Auch die Abteilung für „Musterkomponieren“ zeigt sehr schöne Sachen, welche richtig zu würdigen man Fachmann sein sollte. Dem Nichtfachmann fällt vielleicht auf, dass die naturalistische Behandlung der Blumenstickerei so sehr vorwiegt und ein direkter Uebergang zur Anwendung für industrielle Zwecke weniger gezeigt wird. Ein kleines Pannau vertritt die dekorative Holzschnitzerei, die in der gezeigten Weise sich der dortigen Specialindustrie glücklich anzuschliessen scheint. Aus dem Kanton Neuenburg sind die *Ecoles d'Industrie de Neuchâtel, du Locle* und von *La Chaux-de-fonds* zu nennen, welche Zeichnungen und Schülerarbeiten ausstellten. Besonders die Arbeiten der letztgenannten machen einen günstigen Eindruck, mit ihren schönen Werkzeugen und Werkzeugmaschinen, denen man die korrekte Hand des Uhrmachers ansieht. Auch die kunstgewerbliche Richtung ist, aus La Chaux-de-Fonds namentlich, stark vertreten; sie sucht eine direkte Anwendung auf Emailmalerei im Anschlusse an die Uhrenindustrie.

Zuletzt der Reihenfolge nach, unbestritten aber zuerst an Bedeutung kommt nun Genf und zwar mit der *Ecole centrale des Arts industriels* und in dieser wieder in erster Linie mit den Metallarbeiten. Die Kunstschlosserei führt uns in Schülerarbeiten den Lehrgang der verschiedenen Jahrgänge in Zeichnung sowohl als in Technik bis zur vollendeten freien Beherrschung des Materials vor. Ebenso schön sind die getriebenen Arbeiten. Dann die Bildhauerei in Stein, in Bronze und für edle Metalle; die Emailmalerei, die Holzschnitzerei u. s. w., nur die Dekorationsmalerei erinnert für unseren Geschmack zu sehr an die Nähe der französischen Grenze. Auch die andern Genfer Anstalten, die *Ecole de Modelage*, die *Ecole d'art appliqué à l'industrie* und die *Ecoles municipales d'art* haben reich und schön ausgestellt. Die *Ecole de Mécanique* bringt viele Werkzeuge, Werkzeugmaschinen und Apparate als Schülerarbeit, aber auch Modelle von Maschinen in verkleinertem Masstabe, mit deren Anfertigung durch die Schüler in grösserer Zahl sich wohl nicht jedermann wird befreunden können.

An die offizielle Abteilung der Gruppe 18 schliessen sich noch in kleiner Zahl Darstellungen von systematischen Lehrmethoden einzelner an den genannten Anstalten tätiger Lehrer an, sodann Ausstellungen über kommerzielles Bildungswesen, von bezüglicher Litteratur und schliesslich von den durch den schweizerischen Gewerbeverein prämierten, letztjährigen Lehrlingsprüfungsarbeiten, auf welche hier nicht eingegangen werden kann.

Wir wiederholen zum Schlusse die Einladung an alle die Landesausstellung besuchenden Techniker, sich Zeit und Mühe nicht reuen zu lassen und den Gruppen 17 und 18 auch einige Stunden zu schenken; sollte ihnen diese Uebersicht dabei zur Wegleitung dienen, so ist deren Zweck erfüllt.

A. J.

Exkursion der Ingenieur-Schule des eidg. Polytechnikums nach Oberhausen vom 22. bis 27. Juni 1896.

Am 22. Juni traten die Studierenden des III. Kurses der Ingenieurschule, unter Leitung der Herren Professoren Gerlich und Ritter, eine sechstägige Exkursion nach Deutschland an. Die Zahl der Teilnehmer betrug 37. Es sei einem derselben gestattet, über diese durch besondere Reichhaltigkeit ausgezeichnete Studienreise kurz zu berichten. Am Mittag des ersten Reisetages trafen wir in Kehl ein, wo die von der Firma *Ph. Holzmann & Cie.* übernommenen Fundierungsarbeiten der neuen Strassenbrücke über den Rhein besichtigt wurden. Die Brücke überschreitet den Fluss mit drei Öffnungen von 88, 59 und 88 m Spannweite. Diese Anordnung ist in der Situation der nahe-
liegenden Eisenbahnbrücke begründet, welche drei grössere, und an den Ufern je eine kleine, mit einer Drehbrücke überspannte, Öffnung besitzt. Nun wurde die mittlere

Öffnung der Strassenbrücke entsprechend der mittleren Öffnung der Eisenbahnbrücke dimensioniert, so dass die steinernen Pfeiler beider Brücken in die gleiche Linie fallen. Die Fundierungen der Pfeiler und Widerlager werden pneumatisch ausgeführt, und zwar war der Stand der Arbeiten bei unserem Besuche so weit fortgeschritten, dass man im Caisson des Strompfeilers gegen Strassburg einen Ueberdruck von 1,5 Atmosphären, im Caisson des anderen Strompfeilers 0,5 Atmosphären und am Widerlager auf der Kehler Seite 1,7 Atmosphären hatte. Die Widerlager sind mittels zwei Caissons fundiert, die zwei Teile werden durch ein Gewölbe, welches sich über N.W. befindet, mit einander verbunden. Die Tiefe der Widerlager geht, um den Unterwaschungen vorzubeugen, bis auf 15 m unter Null (N.W. = +1,217 m). Das Widerlager auf der Strassburger Seite geht der Vollendung entgegen; dasjenige am rechten Ufer ist noch in Arbeit. Man ist hier auf Faschinenlager gestossen, deren Mächtigkeit nach den ausgeführten Sondierungen auf 3 m geschätzt wird und deren Alter 60—70 Jahre betragen soll.

Die Installationen, die sich am linken Ufer befinden, bestehen aus zwei Arbeitsmaschinen zu je 50 P. S., drei Luftkompressoren, zwei Dynamos für Kraft und Beleuchtung, zwei Mörtelmaschinen und zwei Förderungsmaschinen. Die Caissons sind elektrisch beleuchtet und der Oekonomie wegen mit je einem einzigen Einsteigschacht versehen, der sowohl für Personen, wie auch für das Material dient. Die Transportstege sind sehr solid gebaut und bestehen aus hölzernen Hängwerken von 18 und 12 m Spannweite. Beim Versenken wurde die eigentümliche Beobachtung gemacht, dass der Caisson flussaufwärts wandert; man erklärt diese Erscheinung damit, dass der Kies des Flussgrundes an der Spitze des Pfeilers ausgekolkelt und hinter demselben abgelagert wird, wodurch ein gegen die Strömung gerichteter Druck entsteht. Die Brücke erhält eine Breite von 16,4 m und zwar 9,6 m für die Strasse und auf beiden Seiten je 3,4 m breite Fussgängerwege, die sich auf Konsolen stützen. Auf der einen Seite der Strasse soll noch das Geleise der von Strassburg nach Kehl führenden Dampfbahn gelegt werden.

Um 4 1/4 Uhr verliessen wir Kehl und erreichten gegen 8 1/2 Uhr abends Frankfurt a. M., wo uns die Herren Direktoren Ritter und Lauter von der Firma *Ph. Holzmann & Cie.* und mehrere ehemalige Zürcher Polytechniker begrüsst. Noch derselbe Abend wurde zu einem Besuch des Palmengartens und der Halle mit den 20 m hohen Palmen benutzt. Am folgenden Morgen besichtigten wir die Stadt und die Bahnhofanlagen. Bewundernswert sind bei letzteren die hydraulischen Aufzüge für die Poststücke im Empfangsgebäude. Es gibt deren 20, die sämtlich von einem Manne bedient werden.

Ein Vormittagszug des nächsten Tages brachte uns nach Mainz. Hier waren zunächst die Hafenanlagen und die an deren Eingang gelegene Drehbrücke zu besichtigen. Nachmittags besuchten wir die Brückenwerkstätte der *Nürnberger Maschinenbau-Aktiengesellschaft* bei Gustavsburg. In zwei Gruppen geteilt, wurden wir von den Ingenieuren der Gesellschaft durch die Kesselschmiede und verschiedene Abteilungen der Brückenwerkstätte geführt. Ausser den verschiedenen Maschinen, die zum Biegen, Bohren, Stanzen, Nieten, Kröpfen, Hobeln, Scheeren etc. der Bleche und Profile dienen, sahen wir noch verschiedene Konstruktionsteile, die bald ihrer Vollendung entgegengehen, so ein für die Müngstener Brücke bestimmtes Bogenstück von etwa 80 m Länge, einen Parallelträger für eine Eisenbahnbrücke in Mexiko, bei dem vielfach statt Nieten konische Bolzen zur Anwendung kommen, eine Brücke für Bulgarien u. a.

Am dritten Tage stand uns eine schöne Reise bevor. Programmgemäss schifften wir uns um 9 1/2 Uhr in Mainz ein. Das Wetter war prächtig und die Rheinufer huschten in schönster Beleuchtung an unsern Augen vorüber. Burg um Burg, Ruine um Ruine, reihen sich auf den Uferanhöhen wie Kettenglieder aneinander und scheinen den Vorüberfahrenden freundlich zuzuwinken. Doch Zweck dieser

Zeilen ist nicht die Rheinreise zu beschreiben, und ich will deshalb die Strecke Mainz-Coblenz schneller zurücklegen, als unser Schnelldampfer, der uns um 1 1/4 Uhr ans Ziel brachte.

Der Nachmittag war der Besichtigung der Denkmalebauten am „Deutschen Eck“ in Koblenz gewidmet; Reg.-Baumeister Sandmann hatte die Güte, uns die Pläne und die im Gange befindlichen Bauten zu erklären. Es wird an der Mündung der Mosel dem Kaiser Wilhelm I. ein Denkmal errichtet. Die Höhe soll bis auf 43 m über Null gehen. Der vor alter Zeit an der Mosel existierende Sicherheitshafen wurde allmählich verschüttet und der Fluss einer Regulierung unterworfen; nun wird an der Mündung die Regulierung fortgesetzt und zwischen den zwei Flüssen das vom Architekt Bruno Schmitz entworfene grossartige Bauwerk errichtet. Die Ausführung des Baues erfolgt durch die Firma *Ph. Holzmann & Cie.* Mit dem Abendzug fuhren wir nach Solingen.

Am vierten Tag wanderten wir früh morgens der neuen Bahnlinie nach Remscheid entlang bis Müngsten, wo eine Riesenbrücke über die Wupper im Bau begriffen ist. Herr Reg.-Baumeister Jkenhans, sowie die Ingenieure Möbus & Bobny von der *Nürnberger Maschinenbau-Aktiengesellschaft* gaben uns ihr Geleite und erteilten uns alle wünschenswerten Erläuterungen. Zunächst war die auf der neuen Eisenbahnlinie befindliche Wülfeln-Brücke Gegenstand der Besichtigung. Sie liegt 40 m hoch über der Thalsohle und besteht aus drei Öffnungen von 50, 55 und 50 m Spannweite. Die Trägerhöhe beträgt 5 m, die Fachlänge 5 m, die Entfernung der zwei Tragwände 3 m. Das Ende der Brücke gegen Solingen ist verankert und hat sämtliche Längskräfte (Bremskräfte) aufzunehmen. Am Widerlager gegen Remscheid befindet sich ein Rollenschuh, die Dilatation wird durch eine spitz auslaufende Schiene ähnlich einer Weichenzunge bewerkstelligt. Die Brücke macht den Eindruck eines kontinuierlichen Fachwerks, doch ist die Kontinuität durch blinde Gurtstäbe an den Pfeilerauflagern aufgehoben. Ueber den schlanken gemauerten Pfeilern wird die Beweglichkeit nicht durch Rollen, sondern durch Pendelstützen erzielt. Die Schienen ruhen nicht auf hölzernen Schwellen, sondern auf Zoresen, deren Entfernung 37 cm von Achse zu Achse beträgt. Beim jeweiligen Stoss der Schienen beträgt die Entfernung 50 cm und die so entstandene Lücke wird mit einer Platte bedeckt, die mit den Nachbar-Zoresen vernietet ist. Die Pfeiler und Widerlager sind für zwei Geleise, die Eisenkonstruktion für ein Geleise konstruiert. Bei der Müngstener Brücke angelangt, erklärte uns zunächst Herr Ingenieur Bobny (ehemal. Zürcher Polytechniker) an Hand von Plänen das Bauwerk. Von den drei eingereichten Projekten: der *Gutehoffnungshütte* (Gerüstbrücke), der *Aktiengesellschaft für Brückenbau* vormals *J. C. Pankort* (Auslegerbrücke) und der *Maschinenbau-Aktiengesellschaft* in Nürnberg (Gerüstbrücke mit einem Bogen in der Mitte) wurde das letztgenannte angenommen. Es handelte sich nur noch um die Frage, ob man für den Bogen Kämpfgelenke oder flache Auflager anwenden sollte; für den Scheitel war nach Vorschrift ein Gelenk unzulässig. Nach sorgfältigen Studien wurden flache Auflager gewählt, da bei dem Bogen mit zwei Gelenken die grössten Gewichte in der Nähe des Scheitels liegen, was die Montage bedeutend erschwert hätte. Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 478 m, und es liegt die auf zwei Parallelträgern ruhende Fahrbahn 107 m hoch über dem tiefsten Punkt der Thalsohle. Der Bogen hat eine lichte Weite von 160 m und eine lichte Höhe von 70 m. Die theoretische Spannweite beträgt ungefähr 170 m. An den Bogen reihen sich auf jeder Seite je drei Öffnungen an, deren lichte Weiten auf der Remscheider Seite 45, 45 und 30 m auf der Solinger Seite 45, 30 und 30 m betragen. Je zwei Öffnungen sind durch einen 45 m breiten Gerüstpfeiler getrennt. Auch hier wurde die Kontinuität vermieden und zwar ebenfalls teils durch blinde (an den Enden mit Schlitzlöchern versehene) Gurtstäbe teils durch Rollenlager und pendelartige Joche. Die Entfernung der Träger ist oben 5 m, die seitliche Neigung der Wände 1:7, sodass die Entfernung an den Kämpfern

etwa 25 m beträgt. Die Brücke soll zwei Geleise tragen. Für die Aufnahme der Bremskraft wurde die Brücke in drei Strecken geteilt, die sich über den Bogenkämpfern trennen. Auf jeder dieser Strecken wird der Obergurt ununterbrochen durchgeführt. Die Bremskraft wird in drei Stellen aufgenommen, über dem Bogenscheitel und am ersten und letzten der Gerüstpfeiler (Ankerpfeiler); infolge ihrer geringeren Höhe waren letztere hiezu besonders geeignet. Der Bogen ist an den Kämpfern durch zwei vertikale und zwei horizontale Ankerbolzen von je 12 cm Durchmesser verankert. Diese Anker haben eine Zugkraft von 500 t aufzunehmen. Die Montage der Brücke geschah folgendermassen: Zunächst wurden hölzerne Gerüstpfeiler zwei Etagen hoch gebaut und rings herum die eisernen Pfeiler montiert. Hatten diese die Höhe von zwei Etagen erreicht, so wurde der hölzerne Kern daran befestigt und das Gerüste um zwei Etagen erhöht. So konnte dem Winddruck mehr Widerstand geleistet werden. Die eisernen Gerüstpfeiler dienten sodann zur Stütze für das Gerüste der Fahrbahnträger. Bei den Öffnungen von 30 m lichte Weite wurde an den Pfeilern eine Konsole, bestehend aus einer Holzstrebe (zur Aufnahme der Druckkräfte) und einem Eisenstab (für die Zugkräfte) befestigt und dieser ein zweites Dreieck aus zwei neuen Stäben angefügt, sodass die lichte Weite auf 4 m reduziert war. Auf diese Konsolen wurde dann eine Gerüstbrücke gelegt. Bei den Öffnungen von 45 m l. W. begnügte man sich mit den ersten Konsolen und legte darüber einen fachwerkförmigen Rüstträger von 28 m Spannweite. Der Rüstträger war 4 m hoch, 6 m breit und hatte ein Gewicht von 22 t. Die Brücke wird von beiden Enden gegen die Mitte aufgebaut. Gegenwärtig ist die Arbeit so weit vorgerückt, dass auch die Bogenkämpfer mit den Verankerungen festsitzen. Es fehlt nur noch der eigentliche Bogen. Um diesen zu montieren, wird Dreieck an Dreieck gereiht und rückwärts verankert, so dass der Bogen frei schwebend zur Ausführung kommt. Zur Rückverankerung dienen auf jeder Seite vier Drahtseile von je 90 mm Durchmesser, von denen je zwei in einen Stollen zu liegen kommen. Die Befestigung derselben geschieht folgendermassen: Die Drähte eines jeden Seiles werden blank geputzt, verzinkt, auseinander gespreizt, in einen Stahlring eingelassen und dann vergossen. Je zwei dieser Stahlkörper stützen sich auf einen Rost, der im Stollen, in einem Betonklotz eingebettet ist. Das andere Ende dieser Drahtseile ist am Ankerpfeiler (Bremspfeiler) befestigt und zwar am Obergurt des Parallelträgers, welcher als seine Fortsetzung dient. Am andern Ende des Obergurts werden jeweilen die letzten Dreiecksteile der vorrückenden Arbeit mittels Drahtseile befestigt. Um die Drahtseile und die ersten Stäbe des Bogens, sowie auch den Schluss desselben zu regulieren, sind hydraulische Pressen in Anwendung. Erwähnt sei noch, dass unten im Thale als Transportsteg ein eisernes Fachwerk mit zwei Geleisen aufgestellt worden ist. An den Ufern werden die Wagen mittels 30 mm starker Drahtseile auf einer 283 m langen Bahn hinaufgezogen. Die Maschinenstation verfügt über zwei Kessel von je 35 P. S.; der Betrieb ist elektrisch. Schliesslich sei noch erwähnt, dass der zum Versetzen der Eisenteile dienende Krahnwagen 40 t wiegt.

Nach dem, im hübsch gelegenen Müngsten, eingenommenen Mittagessen führte uns unser Weg nach Solingen zurück und von da per Bahn nach Oberhausen. In letzterem Orte erwartete uns Herr Ing. Kinkel (ehem. Assistent am eidg. Polytechnikum). Wir teilten uns in drei Gruppen und besichtigten unter der Führung der Ingenieure der *Gutehoffnungshütte* die dortigen Hütten- und Walzwerke. Obwohl der Himmel bedeckt war, hatten wir doch einen heissen Tag; denn bei der Hochofentemperatur und in der Nähe der glühenden, zum Walzen bereitliegenden Eisenblöcke, konnte sich Niemand über kühle Witterung beklagen.

Für Freitag, den 26. Juni, hatten wir noch den Besuch von Sterkrade und Ruhrort auf dem Programm. In Sterkrade führten uns die Herren Prof. Direktor Krohn, Ing. Kinkel und andere Ingenieure durch die Brückenbauanstalt

der *Gutehoffnungsbütte*. Neben den vortrefflichen Einrichtungen dieser Werkstätten interessierte uns, die aus der Schweiz kamen, besonders ein gerade in der Auslage befindlicher Bogen der Berner Kornhausbrücke.

Der Nachmittag traf uns in den Rheinischen Stahlwerken in Ruhrort, wo wir unter Führung des Herrn Direktors die verschiedenen Werke in Augenschein nahmen. Besonderes Interesse boten hier die grossartigen Gebläsemaschinen und die Fabrikation der Radbandagen. Nach einem Spaziergange am Hafen, unter dessen von uns besichtigten Anlagen eine kleine, für Fussgänger eingerichtete und aus zwei Teilen bestehende Drehbrücke erwähnt sein möge, bestiegen wir wieder die Eisenbahn, welche uns nach Köln brachte, von wo wir nach einer lehr- und genussreichen Wanderung durch die Stadt mit dem Schnellzug nach Zürich zurückkehrten.

Wenn ich auf diese sechstägige Exkursion einen Blick zurückwerfe, so muss ich sagen, dass in der kurzen Frist gar Vieles geleistet, gesehen und gelernt wurde. Der Rückblick bringt aber auch die Liebenswürdigkeit und Gastfreundschaft, mit der wir überall empfangen worden sind, in Erinnerung und der Berichterstatter glaubt deshalb im Sinne aller Teilnehmer zu handeln, wenn er den Herren, die uns auf unsrer Fahrt so freundlich unterstützt haben, auch an dieser Stelle unseren warmsten Dank ausspricht.

Zürich, den 4. Juli 1896.

Maximilian Marcus,

Assistent am eidg. Polytechnikum.

Miscellanea.

Jungfraubahn. In der Sitzung des Bundesrats vom 7. Juli sind die Detailpläne für den Bau der ersten Sektion der Jungfraubahn, sowie der Finanzausweis für die Strecke bis zum Tunnelportal am Eigerothstock und die Wasserkraftanlage genehmigt worden. Wie aus den in den «Schweizer Bahnen» veröffentlichten Bestimmungen des Pflichtenheftes für den anzustellenden Bahnarzt hervorgeht, soll die diesjährige Bauperiode am 1. August mit etwa 100 Arbeitern beginnen. Den Verhandlungen der letzten Sitzungen der wissenschaftlichen Kommission, welche am 4. d. M. in Zürich tagte, ist in Kürze noch folgendes zu entnehmen: Die zur Verfügung stehenden Wasserkräfte der beiden Lütichinen sind doppelt so stark, als früher angenommen wurde. Was die wichtige Frage des Tracés betrifft, so konnte Prof. Becker mit der von ihm empfohlenen Variante, nicht durchdringen, obwohl zugegeben wurde, dass dieser Variante gegenüber dem konzessionierten Tracé wegen der wesentlichen Verkürzung der Linie vom technischen und ökonomischen Standpunkte gewisse Vorzüge nicht abzuspüren seien. Nach derselben bleibt der Tunnel ausschliesslich auf der Berner Seite der Jungfrau, geht unter dem Eigergletscher hindurch und mit einer einzigen Zwischenstation (Guggi) direkt bis zum Jungfraujoch, wo er in das ursprüngliche Tracé einmündet. Für das längere Tracé wurden in erster Linie landschaftliche Gesichtspunkte geltend gemacht, wie die den Reisenden gebotene mehrfache Abwechselung im Bilde des Hochgebirges; ferner die Rücksicht auf die Konkurrenz einer eventuellen Eiger- oder Monchbahn, und schliesslich auch hygienische Gründe, z. B. die leichtere Gewöhnung des Reisenden an die veränderten Luftdruckverhältnisse und die Möglichkeit für die Passagiere, die Fahrt auf den vier Zwischenstationen bequem unterbrechen zu können. Wie bemerkt, wurde der Antrag Becker mit 8 gegen 2 Stimmen abgelehnt. Dir. Strub legte die Detailpläne für die erste Bausektion vor und berichtete über eine Terrainbegehung für die Stationsanlage auf der kl. Scheidegg, welche neuerdings stattgefunden. Gegenüber der Station kl. Scheidegg (an der Lauberhornseite) wird gegenwärtig ein transportables Gebäude für die Ingenieure aufgestellt und verankert, desgl. eine Baracke für 50 Arbeiter zwischen Hotel Bellevue und Eigergletscher; die Errichtung einer zweiten, gleich grossen Baracke ist in der Nähe der Station Eigergletscher vorgesehen. Dir. Strub legte auch die Pläne für einen Hochbau bei der Station kl. Scheidegg vor, in welchem der Transformator, die Reparaturwerkstätte, die Lokomotivremise, ein Magazin und Wohnungen für die Betriebsbeamten Platz finden sollen. Die Finanzierung des Unternehmens soll den bezüglichen Mitteilungen des Herrn Guyer-Zeller zufolge demnächst stattfinden. Bekanntlich läuft der Termin für den internationalen Wettbewerb am 1. August ab. Behufs Vertheilung dieser Arbeiten unter die einzelnen Subkommissionen wird sich die Gesamtkommission im Monat August wieder versammeln.

Elektrische Bahn Budapest-Fiume. In einer Reihe ausländischer Fachblätter wird neuerdings über das Projekt einer elektrischen Vollbahn

Budapest-Fiume berichtet, für deren Anlage die «Compagnie de l'Industrie Electrique» in Genf von der ungarischen Regierung die Konzession erhalten habe. Auch soll von der genannten Unternehmung bereits eine grössere Kauton zu diesem Zweck hinterlegt worden sein. Wie wir von authentischer Seite erfahren, steht die Genfer Elektrizitäts-Gesellschaft mit diesem Bahnprojekt in gar keinem Zusammenhang und es ist demnach die erwähnte Nachricht in ihrem ganzen Umfang auf eine Mystifikation zurückzuführen.

Umbau des Bahnhofes Zürich. Herr Architekt Chiodera in Zürich schreibt uns, dass er schon vor etwa acht Jahren im Begriffe stand, ein Bahnhofprojekt auszuarbeiten, das in seinen Grundzügen dem Ernst'schen Projekt sehr ähnlich war. Damals wäre die Ausführung viel leichter gewesen als heute, denn weder der Oerlikoner Viadukt noch die Einführung der rechtsufrigen Linie waren gebaut.

Konkurrenzen.

Zwei evangelische Kirchen für den Vorort Gross-Lichterfelde bei Berlin. (Bd. XXVII S. 47). Unter den rechtzeitig eingegangenen 67 Entwürfen wurden folgende Preise verteilt. a. *Kirche auf der Dorfstrasse*: I. Preis (2000 M.) Arch. Fritz Gottlob in Berlin; II. Preis (1500 M.) Arch. Heinrich Arnolt in Metz; III. Preis (1000 M.) Arch. Fritz und Wilhelm Hennings in Charlottenburg. b. *Kirche auf dem Wilhelmsplatz*: I. Preis (1200 M.) Reg. Bmstr. Ernst Goldbach in Berlin; II. Preis (800 M.) Arch. Alfred Heubach und Theo Schlieben in Hannover; III. Preis (500 M.) Reg. Bmstr. Carl Wilde in Kolonie Grunewald bei Berlin.

Bürgerspitalgebäude in Laibach. (Bd. XXVII S. 54). Eingegangen sind neun Entwürfe. Da sich nach der Begutachtung des Preisgerichts keiner der Entwürfe zur Ausführung eignet, wurden die ausgeschriebenen Preise von 2000 und 1200 Kr. in je zwei gleiche Preise zerlegt und diese folgendermassen verteilt: Je 1000 Kr. an Arch. Jos. Schranitz, Bmstr. in Prag und an Arch. Wüh. Jelinek in Wien. Je 600 Kr. an Arch. A. Heinzel jun. in Agram und an Prof. Leopold Theyer in Graz.

Pariser Weltausstellung. Zwei Palais auf den Elysäischen Feldern. (Bd. XXVII S. 125.) Am 4. Juli ist der Termin für diesen Wettbewerb abgelaufen. Von 261 eingeschriebenen Bewerbern sind 59 Entwürfe eingegangen.

Litteratur.

Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen. Verlag: Gebr. Jänecke in Hannover. — Unter obigem Titel ist mit Beginn des Monats Juli das neugeschaffene, gemeinsame Organ des Sächsischen Ingenieur- und Architekten-Vereins und des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover erschienen, welches sich als eine Verschmelzung der bisherigen Zeitschriften beider Vereine, der Hannover'schen Zeitschrift und des Civilingenieur darstellt. Aus dem von Prof. Barkhausen entwickelten Programm des neuen Unternehmens geht hervor, dass die Herausgabe der Zeitschrift mit den auf die Begründung einer «Verbandszeitschrift» hienzielenden, bisher resultatlos gebliebenen Bestrebungen im Schosse des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine zusammenhängt und sich mit der Zeit wahrscheinlich zu einer solchen auswachsen dürfte. Die gemeinsame Zeitschrift umfasst zwei Publikationen, eine in acht Jahreshäften erscheinende Ausgabe und eine Wochenschrift. Aufgabe der Wochenschrift ist neben der Veröffentlichung der Vereins- und Verbandsmitteilungen, der in den Vereinen gehaltenen Vorträge und wichtiger amtlicher Nachrichten, die Erörterung fachlicher Tagesfragen in kleineren Aufsätzen und solcher technischer Gegenstände, die eine schnelle Besprechung erfordern; umfangreichere wissenschaftliche Abhandlungen und mit Zeichnungen auszustattende Darstellungen von Bauten werden in der Jahresausgabe Platz finden. Die Redaktion der Jahreshäfte liegt in den Händen von Prof. A. Frühling in Dresden für die bauwissenschaftlichen Mitteilungen, und von Geh. Reg.-Rat W. Keck in Hannover für die Auszüge aus technischen Zeitschriften und die Beurteilung technischer Werke; die Wochenausgabe bearbeitet Architekt Chr. Nussbaum, Dozent an d. technischen Hochschule in Hannover.

Relief-Pläne der Gotthardbahn von Prof. F. Becker. Von diesen Plänen sind nun auch die in Lichtdruck ausgeführten Nachbildungen der beiden Tessiner Entwicklungen (Dazio grande und Giornico) erschienen. Masstab 1:5000. Blattgrösse 30/50 cm. Preis beim Verfasser beträgt Fr. 1.50 per Blatt.

Nekrologie.

† Dr. Arnold Meyer. Am 7. d. M. starb in Zürich, im Alter von 52 Jahren, Dr. Arnold Meyer, Professor der Mathematik an der hiesigen

Ueber die Elasticitäts- und Festigkeits-Verhältnisse von Stäben mit veränderlichem Elasticitätsmodul.

In einem Nachtrage zu der Abhandlung von Mandl über Beton-Eisenconstruktionen in Nr. 46 d. Bl. weist Melan darauf hin, dass die in solchen Construktionen auftretenden Spannungen sich berechnen lassen, wie für einen homogenen Betonkörper, dessen Querschnittsfläche um die $v = E_1 : E_0$ fachen Flächen-elemente*) der Eiseneinlage vergrößert wurde. Dieser Satz lässt sich verallgemeinern; er gilt, entsprechend modificirt, für Stäbe, die aus beliebig vielen Theilstäben verschiedener Elasticität zusammengesetzt sind, im Grenzfall für Stäbe, deren Elasticität in jedem Querschnittspunkte verschieden groß ist und durch eine beliebige Function $E = \gamma E_0$ dargestellt werden kann, wo E_0 eine Constante, γ eine Function der Coordinaten x, y der Querschnittspunkte bezeichnet.

Ein einfacher derartiger Fall wurde vom Unterzeichneten in der «Deutschen Bauzeitung» 1889, Seite 487 und 496, behandelt, wo die Beanspruchung eines einseitig erhitzten Balkens auf excentrischen Druck, bezw. auf Biegung, in Frage stand. Der Elasticitätsmodul E des Eisens wurde als Function der für die einzelnen Querschnittsstreifen veränderlichen Temperatur eingeführt ($E = \gamma E_0$), die Höhe der einzelnen Streifen im Verhältnisse $E : E_0 (= \gamma)$ geändert, wodurch der ursprüngliche Querschnitt F in einen neuen, verzerrten Querschnitt Φ übergeführt wurde, und schliesslich die Spannungen der erhitzten Säule unter Zugrundelegung des Querschnitts Φ ermittelt.

In diesem Falle, ebenso wie bei den von Mandl behandelten Beton-Eisenconstruktionen, handelt es sich um symmetrische Verhältnisse, d. h. der Stabquerschnitt ist nach Gestalt und Elasticitäts-Verhältnissen symmetrisch zur Belastungsebene angeordnet. Etwas umständlicher wird das Verfahren für den allgemeinsten Fall, bei beliebiger Richtung der Belastungsebene, bei beliebiger Anordnung des Querschnitts nach Gestalt und Elasticität.

In nebenstehender Figur 1 sei der gegebene Stabquerschnitt F dargestellt; für jedes Querschnittselement $dx \cdot dy$ sei der Elasticitätsmodul $E = \gamma E_0$ gegeben. Als Constante E_0 wird, je nach Umständen, der grösste, der kleinste, oder am meisten vorkommende oder der mittlere Werth von E zu wählen sein. Wir denken uns nun in jedem Querschnittselement eine Parallelkraft $dP = \gamma \cdot dx \cdot dy$ wirksam und bestimmen zunächst den Angriffspunkt S der Resultanten der Parallelkräfte für veränderliche Kraftrichtung. Dieser Punkt heiße der Spannungspunkt**) des Querschnitts F ; für constantes γ fällt er mit dem Schwerpunkt des Querschnitts zusammen. Die Coordinaten x_0, y_0 des Spannungspunktes S , auf ein beliebiges Coordinatensystem XY bezogen, berechnen sich aus den Gleichungen:

$$x_0 = \frac{\int \int \gamma x dx dy}{\int \int \gamma dx dy} \quad y_0 = \frac{\int \int \gamma y dx dy}{\int \int \gamma dx dy}$$

Wenn die vorstehenden Integrationen nur schwer oder gar nicht auszuführen sind, so können x_0 und y_0 in folgender Weise graphisch bestimmt werden.

Man denke sich zur Bestimmung von x_0 den gegebenen

*) Hierin bezeichnet E_1 den Elasticitätsmodul des Eisens, E_0 den des Betons.

**) Spannungspunkt = Angriffspunkt der Resultanten der Spannkraft, analog wie Schwerpunkt = Angriffspunkt der Resultanten der Schwerkraft.

Querschnitt F in lothrechte Streifen von der Breite dx getheilt, deren Höhen die veränderliche Grösse v besitzen.

Die Höhe dy der Elemente jedes Streifens ist nun im Verhältnisse $\gamma : 1$ zu ändern, wodurch die Streifenhöhe v in η übergehen möge und aus dem ursprünglichen Querschnitt F der verzerrte Querschnitt Φ_1 entsteht. Der Werth von η ist durch die Gleichung $\eta = \int_0^v \gamma dy$ gegeben. Zur graphischen Ermittlung von η sind in den einzelnen Punkten der Strecke v die zugehörigen Werthe

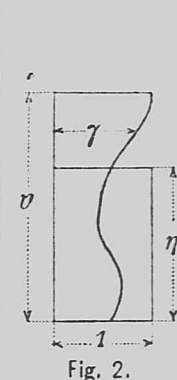


Fig. 2.

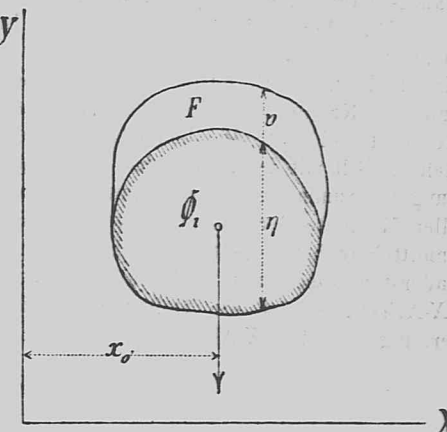


Fig. 3.

von γ aufzutragen (Fig. 2) und die entsprechende Fläche f in ein Rechteck von der Breite 1 zu verwandeln; die Höhe des Rechtecks ist $= \eta$.

Der Schwerpunkt der Fläche Φ_1 (Fig. 3) hat die gleiche Abscisse x_0 wie der gesuchte Spannungspunkt der Querschnittsfläche F und ist nach bekannten graphischen Verfahren zu ermitteln.

In gleicher Weise ergibt sich die Ordinate y_0 des Spannungspunktes als Schwerpunktsabstand einer verzerrten Fläche Φ_2 , die aus der Querschnittsfläche F durch analoge Aenderung der wagrechten Streifen $u \cdot dx$ erhalten wird.

Die geänderte Streifenlänge ist:

$$\xi = \int_0^u \gamma \cdot dx$$

Nebenbei bemerkt, sind die verzerrten Flächen Φ_1 und Φ_2 an Inhalt gleich groß ($= \Phi$), da:

$$\Phi = \int \int \gamma dx dy \quad \text{sowohl} \quad \int dx \int \gamma dy = \int \gamma dx = \Phi_1 \\ \text{als} \quad \int dy \int \gamma dx = \int \xi dy = \Phi_2$$

Nach Bestimmung der Coordinaten x_0 und y_0 des Spannungspunktes S sind die Richtungen der auf einander senkrechten Hauptachsen der Elemente $\gamma dx dy$ und die zugehörigen Trägheitsmomente J_1 und J_2 zu ermitteln.

Bezeichnet man mit J_x und J_y die Trägheitsmomente der Elemente $\gamma dx dy$ (Spannmomente des Querschnitts F) bezüglich der durch den Spannungspunkt beliebig gelegten X - und Y -Achse, mit J_s das entsprechende Trägheitsmoment (Spannmoment) bezüglich einer um 45° gegen die X -Achse geneigten Achse, so sind die Winkel φ der zwei Hauptachsen mit der X -Achse gegeben durch die Gleichung:

$$\tan 2\varphi = \frac{J_x - J_y}{J_x + J_y}$$

Die Werthe der Haupt-Spannmomente J_1 und J_2 bezüglich der zwei Hauptachsen I und II sind:

$$\frac{J_1}{J_2} = \frac{J_x + J_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(J_x - J_y)^2 + (2J_s - J_x - J_y)^2}$$

Die Größe J_x ergibt sich aus der Gleichung:

$$J_x = \int \int \gamma y^2 dx dy.$$

Graphisch erhält man J_x als Trägheitsmoment der verzerrten Fläche Φ_2 um die X-Achse, da das vorstehende Doppelintegral auch geschrieben werden kann:

$$J_x = \int y^2 dy \int \gamma dx = \int \gamma y^2 dy.$$

In gleicher Weise sind die Werthe der Spannungsmomente J_y und J_z als Trägheitsmomente der entsprechenden verzerrten Querschnitte zu ermitteln. Sind die X-Achse oder Y-Achse vollkommene Symmetrie-Achsen, so fallen die Hauptachsen mit ihnen zusammen, und die Größen J_x und J_y stellen unmittelbar die Haupt-Spannungsmomente J_1 und J_2 dar.

Wir betrachten nun einen auf Biegung in Anspruch genommenen Stab, dessen Belastungsebene durch eine der beiden Hauptachsen, z. B. durch Achse II gehen möge. Das Moment der äußeren Kräfte für die Achse II ist sodann = 0; das für die Achse I sei mit M_1 bezeichnet. Die Biegungsachse (neutrale Achse) fällt mit der Hauptachse I zusammen, wie aus den Bedingungen, Summe aller Spannungskräfte gleich Null und Summe aller Momente der Spannungskräfte um die Achse II gleich Null, unmittelbar hervorgeht. Bezeichnet man mit ε' die Dehnung der äußersten Faser, mit e' deren Entfernung von der Hauptachse I (X-Achse), so ist die Dehnung in einem Punkte, dessen Entfernung von der X-Achse gleich y ist:

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon' y}{e'}$$

und die zugehörige Spannung:

$$\sigma = E\varepsilon = E_0 \gamma \varepsilon = \frac{E_0 \varepsilon' y \gamma}{e'}.$$

Die Summe aller Spannungskräfte ist:

$$\int \int \sigma dx dy = \frac{E_0 \varepsilon'}{e'} \int \int y \gamma dx dy = \frac{E_0 \varepsilon'}{e'} \cdot St.$$

Die Summe aller Spannungsmomente um die Y-Achse:

$$\int \int \sigma x dx dy = \frac{E_0 \varepsilon'}{e'} \int \int \gamma x y dx dy = \frac{E_0 \varepsilon'}{e'} \cdot C.$$

Da nun das statische Moment St und das Centrifugalmoment C für die Hauptachsen gleich Null sind, so sind die oben genannten beiden Bedingungen erfüllt; die Biegungsachse fällt daher mit der Hauptachse I zusammen.

Aus der Bedingung, dass die Summe aller Spannungsmomente um die X-Achse (Hauptachse I) gleich dem äußeren Kraftmoment M_1 sein muss, ergibt sich:

$$M_1 = \int \int \sigma y dx dy = \frac{E_0 \varepsilon'}{e'} \int \int \gamma y^2 dx dy = \frac{E_0 \varepsilon'}{e'} J_1.$$

Hieraus folgt die Dehnung der äußersten Faser:

$$\varepsilon' = \frac{M_1 e'}{E_0 J_1},$$

die Dehnung einer beliebigen Faser (xy):

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon' y}{e'} = \frac{M_1 y}{E_0 J_1},$$

die Spannung einer beliebigen Faser (xy):

$$\sigma = E\varepsilon = E_0 \gamma \varepsilon = \frac{M_1 y \gamma}{J_1}.$$

In ähnlicher Weise erhält man für den Fall, dass die Belastungsebene durch die Haupt-

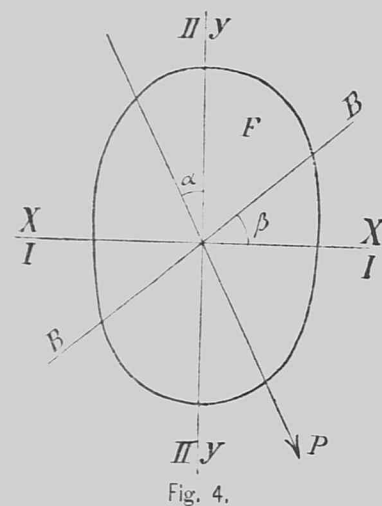


Fig. 4.

achse I hindurch geht und das Moment der äußeren Kräfte = M_2 ist, die Spannung im Punkt (xy):

$$\sigma = \frac{M_2 x \gamma}{J_2}.$$

Wenn die Belastungsebene durch keine der beiden Hauptachsen geht und einen Winkel α mit der Achse II bildet (Fig. 4), so zerlege man das äußere Kraftmoment M in die zwei Componenten $M_1 = M \cos \alpha$ senkrecht zur Achse I und $M_2 = M \sin \alpha$ senkrecht zur Achse II. Die Dehnung in einem beliebigen Punkte xy wird sodann als Summe der Einflüsse von $M \cos \alpha$ und $M \sin \alpha$ erhalten zu:

$$\varepsilon = \frac{M}{E_0} \left(\frac{\cos \alpha \cdot y}{J_1} + \frac{\sin \alpha \cdot x}{J_2} \right),$$

und die zugehörige Spannung zu:

$$\sigma = E\varepsilon = E_0 \gamma \varepsilon = M \left(\frac{\cos \alpha \cdot y}{J_1} + \frac{\sin \alpha \cdot x}{J_2} \right) \gamma.$$

Für die neutrale Achse (BB) wird $\sigma = 0$. Diese Bedingung gibt für den Winkel β , den die neutrale Achse mit der Achse I bildet, die Beziehung:

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \alpha \frac{J_1}{J_2}.$$

Die größten Dehnungen ε' und ε'' finden in den äußersten Querschnittspunkten statt, d. h. in den Berührungspunkten der Umfangslinie und der Parallelen zur Biegungsachse. Das Verhältnis der Spannung σ zur zulässigen Beanspruchung K des betr. Flächenelements ist:

$$\frac{\sigma}{K} = \left(\frac{M_1 y}{J_1} + \frac{M_2 x}{J_2} \right) \frac{\gamma}{K}.$$

Der Größtwerth dieses Verhältnisses, das für die Sicherheit der Construction maßgebend ist, beziehungsweise die Coordinaten x_m, y_m des zugehörigen Querschnittspunktes, lassen sich im Allgemeinen nur empirisch, nach Ausrechnen verschiedener Einzelwerthe von $\sigma:K$ bestimmen. In besonderen Fällen sind jedoch die gefährdeten Punkte von vornherein bekannt; dies trifft zum Beispiel zu, wenn sie nach den obwaltenden Verhältnissen entweder mit den äußersten Querschnittspunkten (max ε) oder mit den Punkten geringster Festigkeit (min K) zusammenfallen müssen, bzw. wenn für ein und denselben Punkt max ε und min K stattfindet.

Für den Fall einer excentrisch, d. h. im Abstand a vom Spannungspunkt S wirkenden Druckkraft P erhält man in ähnlicher Weise für die Spannung eines Punktes xy den Werth:

$$\sigma = P \left(\frac{1}{\Phi} + \frac{a_1 y + a_2 x}{J_2} \right) \gamma.$$

Hierin bezeichnen a_1 und a_2 die Abstände der Kraft P von den beiden Hauptachsen I und II, J_1 und J_2 die Haupt-Spannungsmomente des Querschnitts, Φ die verzerrte Querschnittsfläche $\int \int \gamma dx dy$.

Da Spannungspunkt und Schwerpunkt eines Querschnitts bei veränderlichem γ im Allgemeinen nicht zusammenfallen, so werden, wie aus dem Ausdruck von σ hervorgeht, bei einer durch den Schwerpunkt gehenden Kraft P i. A. Biegungsspannungen auftreten. Dieser Fall findet beispielsweise bei einer centrisch belasteten und ungleich erhitzten Eisensäule statt.

Geht die Druckkraft P durch den Spannungspunkt S , so liegt reine Druckbeanspruchung, bzw. bei Säulen Knickbeanspruchung vor.

Für eine Säule constanten Querschnitts (nach Gestalt und Elasticität) mit der freien Länge l und einem kleinsten Haupt-Spannungsmoment J_2 berechnet sich die Knickkraft P_0 , vorausgesetzt, dass sämtliche Spannungen innerhalb Elasticitätsgrenze bleiben, nach der Formel:

$$P_0 = \frac{\pi^2 E_0 J_2}{l^2}.$$

Dividirt man ein Spannungsmoment J durch die verzerrte Fläche Φ , so erhält man das Quadrat des zugehörigen Spannungshalbmessers $i^2 = J:\Phi$, woraus folgt $i = \sqrt{J:\Phi}$. Insbesondere erhält man die Haupt-Spannungshalbmesser zu:

$$i_1 = \sqrt{J_1:\Phi} \text{ und } i_2 = \sqrt{J_2:\Phi}$$

Mit Hilfe von i_1 und i_2 kann sodann in bekannter Weise der Spannkern bestimmt werden, der, ähnlich wie der gewöhnliche Kern bei constanter Elasticität, hier bei veränderlicher Elasticität diejenigen Angriffspunkte der excentrischen Druckkraft P angibt, für welche die neutrale Achse den Querschnitt F berührt.

Die absolute Größe des Spannungsmoments J hängt von der Wahl der Constanten E_0 ($= E:\gamma$) ab. Will man einen bestimmten Zahlenwerth mit dem Begriff Spannungsmoment verbinden, so muss

für E_0 eine ganz bestimmte Annahme gemacht werden. Am besten eignet sich hierfür der Mittelwerth aller E , d. h. $E_0 = \int \int E dx dy:F$. Gleichzeitig wird dann auch der verzerrte Querschnitt Φ dem Inhalt nach gleich dem wirklichen Querschnitt F .

Die vorstehenden Entwicklungen haben zur Voraussetzung, dass die ursprünglich ebenen Querschnitte auch nach der Biegung noch eben sind, dass also keinerlei Verschiebungen verschiedenartiger Stabtheile gegeneinander stattfinden. Sie gelten nicht nur, wenn γ eine stetige, sondern auch, wenn es eine sprunghafte veränderliche Function der Querschnitts-Coordinationen xy ist, das heißt wenn der Stab aus einzelnen Theilen verschiedenartiger Elasticität besteht, wie dies beispielsweise bei Beton-Eisenconstruktionen der Fall ist.

Karlsruhe, im November 1896.

Fr. Engesser.

INHALT: Ueber die Angriffe eiserner Balkenbrücken auf Pfeiler und Widerlager. — Staubfreies Verladen von Hausmüll in Schiffe. — Vermischtes: Wettbewerb um Entwurf für einen Diemenschuppen. — Preisbewerbung um Pläne für ein neues Stadttheater in Bern. — Ehrenbezeugung. — Dom in Naumburg. — Karl Hammer in Nürnberg f. — Bücherschau.

[Alle Rechte vorbehalten.]

Ueber die Angriffe eiserner Balkenbrücken auf Pfeiler und Widerlager.

Von Fr. Engesser in Karlsruhe.

Unter dem Einflusse der Belastungen (Eigengewicht, Verkehrslast, Wind) und der Temperaturänderungen übt das Eisenwerk auf die Pfeiler und Widerlager Kräfte in lothrechter und wagerechter Richtung aus. Erstere, die lothrechten Lagerdrucke, sind einfach zu ermitteln und in ihrer Wirkungsweise leicht zu übersehen; sie bedürfen daher keiner besonderen Betrachtung. Die wagerechten Kräfte sind theils quer zur Brückenachse, theils parallel derselben gerichtet; sie sind entweder eigentliche Lagerdrucke oder Reibungskräfte, die durch die wagerechten Verschiebungen des Eisenwerks an den Lagerstellen hervorgerufen werden. Durch geeigneten Bau der Lager können die Reibungskräfte auf ein geringes Maß herabgemindert werden (Rollenlager, Pendellager usw.). Von ihrem Einflusse soll zunächst abgesehen und die Untersuchung auf die wagerechten Lagerdrucke beschränkt werden.

Die Lager sind entweder fest oder nach einer Richtung verschieblich (querverschieblich oder längsverschieblich) oder nach zwei Richtungen verschieblich (quer- und längsverschieblich). Im ersten Falle kann das Eisenwerk nach der Quer- und nach der Längsrichtung Lagerdrucke ausüben (zwei Unbekannte); im zweiten Falle ist nur ein Längsdruck bzw. Querdruk möglich (je eine Unbekannte); im letzten Falle übt das Eisenwerk keinerlei wagerechten Druck auf die Lager aus.

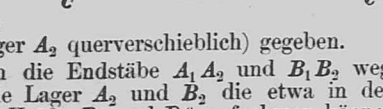
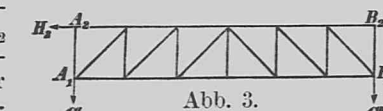
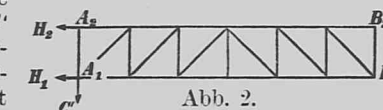
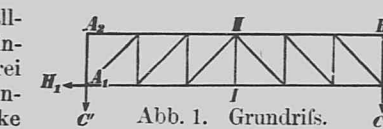
Mit Hülfe der drei allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen lassen sich nur drei der von vornherein unbekannten wagerechten Lagerdrucke bestimmen; ist deren Zahl größer als drei, so ist die Lagerung statisch unbestimmt. Eine rein statische Anordnung, wie sie für die Ausführung am zweckmäßigsten erscheint, ist in Abb. 1 dargestellt. Hierbei ist Lager A_1 fest und ermöglicht wagerechte Quer- und Längsdrucke (C' und H_1) gegen das Mauerwerk. Lager B_1 ist längsverschieblich; ein Lagerdruck ist nur in der Querrichtung möglich (C''). Lager A_2 und B_2 sind quer- und längsverschieblich; es treten hier keinerlei wagerechte Lagerdrucke auf.

Andere statisch bestimmte Anordnungen der Lagerung sind in Abb. 2 (Lager A_1 fest, Lager A_2 querverschieblich und in Abb. 3 (Lager A_1 und B_1 längsverschieblich, Lager A_2 querverschieblich) gegeben.

Anmerkung. Läßt man die Endstäbe $A_1 A_2$ und $B_1 B_2$ weg, so müssen an deren Stelle die Lager A_2 und B_2 die etwa in den Endstäben sich entwickelnden Kräfte D' und D'' aufnehmen können und müssen dementsprechend constructiv ausgebildet werden. Man hat dann im allgemeinen fünf wagerechte Lagerdrucke. In Abb. 4 ist ein derartiger Fall, der sich aus Abb. 1 ableiten läßt, dargestellt.

Bei statisch unbestimmten Lagerungen müssen die fehlenden Gleichungen mit Hülfe der durch die elastischen Formänderungen gegebenen Bedingungen beschafft werden. Der hauptsächlich in Betracht kommende Fall ist der in Abb. 5 dargestellte, wo Lager A_1 fest, Lager A_2 querverschieblich, Lager B_1 längsverschieblich, Lager B_2 quer- und längsverschieblich angeordnet ist. Es treten hierbei vier wagerechte Lagerkräfte an. Es treten hierbei vier wagerechte Lagerkräfte an, die in Abb. 5 als Gegenkräfte, d. h. als die von den Pfeilern gegen das Eisenwerk gerichteten Kräfte eingezeichnet sind. Die Lagerdrucke, die vom Eisenwerk gegen die Pfeiler ausgeübt werden, sind den eingezeichneten Gegenkräften (Reactionen) gleich und entgegengesetzt.

Es bezeichnen C', C'', H_1 diejenigen Gegendrucke, die bei der in Abb. 1 dargestellten statisch bestimmten Anordnung, wo $H_2 = 0$, unter den gleichen Belastungsverhältnissen auftreten würden; X die Änderung, die der Gegendruck bei B_1 dadurch erfährt, daß das Lager A_2 aus einem quer- und längsverschieblichen in ein nur quer-



verschiebliches verwandelt wird. Die thatsächlich auftretenden Gegendrucke sind dann durch folgende Gleichungen gegeben:

$$C' = C - X; C'' = C + X; H_1 = H - \frac{Xl}{b}; H_2 = \frac{Xl}{b}.$$

Die Werthe von C', C'', H_1 sind im gegebenen Falle in einfacher Weise mit Hülfe der drei allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen zu ermitteln. Zur Bestimmung von X ist auszudrücken, daß, den Bedingungen der Aufgabe gemäß, die Querverschiebung des Lagerpunktes B_1 gleich Null*) ist,

$$\sum \Delta s \delta = 0. \quad 1)$$

In dieser auf sämtliche Stäbe des Eisenwerks auszudehnenden Summe bezeichnet Δs die wirkliche Dehnung eines Stabes, δ diejenige Kraft, die in einem Stabe dadurch entsteht, daß auf das bei A_1 und A_2 bedingungsgemäß gelagerte Eisenwerk eine Kraft $X=1$ bei B_1 wirkt.

Bezeichnet man mit S die in einem Stabe thatsächlich vorhandene Kraft, mit ϵ die bei statisch bestimmter Anordnung, wo $H_2 = 0$, auftretende Stabkraft, mit s die Stablänge, mit F den Stabquerschnitt, mit E den Elasticitätsmodul, mit t die Temperaturerhöhung eines Stabes, mit ω die Wärmedehnungszahl, so ist

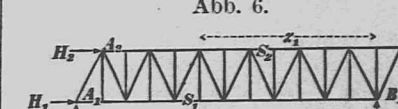
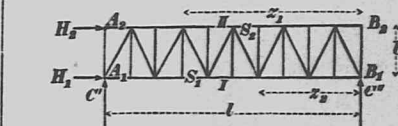
$$S = \epsilon + X\delta; \Delta s = \frac{Ss}{EF} + \omega ts = \frac{(\epsilon + X\delta)s}{EF} + \omega ts;$$

$$\sum \Delta s \delta = s \left[\frac{(\epsilon + X\delta)}{EF} + \omega t \right] \delta = 0.$$

Hieraus folgt

$$X = - \sum \left(\frac{\epsilon}{EF} + \omega t \right) s \delta : \sum \delta^2 = - \sum \epsilon s \delta : \sum \delta^2, \quad 2)$$

wobei die dem statisch bestimmten Zustande entsprechende Dehnung ϵ $\frac{S}{EF} + \omega t$ gleich ϵ gesetzt wurde. Bei Bestimmung der Stabkräfte ϵ , die in bekannter Weise erfolgt, sind sämtliche Belastungen, auch die lothrechten (Eigengewicht, lothrechte Verkehrslast), zu berücksichtigen. Die Größe der Stabkräfte δ hängt von der besonderen Anordnung des Eisenwerks ab. Für die weiteren Entwicklungen soll angenommen werden, daß nur ein einziger Längsverband, und zwar in der Ebene der geradlinig vorausgesetzten Untergerade der Hauptträger I und II vorhanden sei. Bezüglich anderer Anordnungen wird auf des Verfassers Buch „Die Zusatzkräfte eiserner Fachwerkbrücken“ S. 50 u. ff.** verwiesen.



bezw. in Abb. 7 für schiefe Brücken dargestellt. Man erhält hierfür:

Gurtstäbe I: $\delta = z_1 : b$, wo z_1 = wagerechte Entfernung des Gegenpunktes des betr. Stabes von dem Lagerdruck C' bzw. von X .

Gurtstäbe II: $\delta = -z_2 : b$, wo z_2 = wagerechte Entfernung des Gegenpunktes des betr. Stabes von dem Lagerdruck C'' bzw. von X .

Steigende Streben: $\delta = d_s : b$, wo d_s = Länge der steigenden Strebe.

Fallende Streben: $\delta = -d_f : b$, wo d_f = Länge der fallenden Strebe.

Steigend und fallend ist hierbei im Sinne eines von links nach rechts den Strebenzug durchlaufenden Punktes verstanden.

Die Ständer und der Endstab $B_1 B_2$ (Abb. 7) liegen außerhalb des eigentlichen Strebenzuges; für sie ist $\delta = 0$.

Setzt man vorstehende Werthe von δ in Gleichung 2) ein und hält in den Summen die einzelnen Stabklassen auseinander, so erhält man

*) Ist ein Spielraum δ vorhanden, sodaß die Querverschiebung den Betrag δ erreichen kann, so nimmt Gl. 1) die Form $\sum \Delta s \delta = \delta$ an. Bei den üblichen Anordnungen darf δ gleich Null gesetzt werden.

**) Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 316.

$R_1' = \mu A_2$, $R_2' = \mu B_2$, $R_1 = \mu B_1$ in positiver Richtung (Bewegung nach außen) eingezeichnet. Dieselben sind als Belastungen des Eisenwerks aufzufassen; sie erzeugen am festen Lager A_1 den Längsgegen-
druck $\mathfrak{S}_1 = R_1 - R_2' + R_2''$ und den Quergegendruck $\mathfrak{G}' = (R_2' - R_2'') b : l$ und am Lager B_1 den Quergegendruck $\mathfrak{G}'' = -\mathfrak{G}' = (R_2 - R_2'') b : l$. Die auf das Mauerwerk wirkenden Drucke sind den Größen $\mathfrak{S}_1$, $\mathfrak{G}'$, $\mathfrak{G}''$, R_1 , R_2' , R_2'' gleich und entgegengesetzt. Bei gleichmäßiger lothrechter Belastung wird $R_2' = R_2''$ und somit $\mathfrak{G}' = \mathfrak{G}'' = 0$.

Die Größe der Reibungsziffer ist unter günstigen Verhältnissen für Plattenlager $\mu = 0,2$, für Rollenlager $\mu = 2 : d$ anzunehmen, wo d den Rollendurchmesser in Millimetern bezeichnet. Bei schlechter Unterhaltung kann μ wesentlich größer ausfallen. Mit Rücksicht hierauf empfiehlt es sich, bei Spannweiten über 20 m Rollenlager anzuwenden.

Für die in dem früheren Beispiele behandelte Brücke erhält man mit $d = 225$ mm bei Belastung durch Eigengewicht und Verkehrslast

$$R_1 = R_2 = \frac{2}{225} (90\,000 + 135\,000) = 2000 \text{ kg.}$$

ein Betrag, der gegenüber den sonstigen wagerechten Lagerkräften von geringer Bedeutung ist.

Wird die Längsverschieblichkeit des Lagers A_2 aufgehoben, so treten nur noch bei B_1 und B_2 Längsverschiebungen und entsprechende Reibungskräfte R_1 und R_2 auf. Wäre die Lagerung nach Abb. 2 statisch bestimmt angeordnet, so würden bei A_1 und A_2 die entsprechenden Gegenkräfte $\mathfrak{S}_1 = R_1$ und $\mathfrak{S}_2 = R_2$ hervorgerufen. Durch die seitliche Festhaltung des Lagerpunktes B_1 entstehen dann noch weitere (zusätzliche) Lagerkräfte, die mit Hilfe der Gleichung 3) berechnet werden können. Die Spannungen $E\epsilon$ sind hierbei bei den belastenden Reibungskräften R_1 und R_2 entsprechend einzuführen. Bei vollkommen symmetrischen Verhältnissen werden die zusätzlichen Lagerkräfte gleich Null, anderenfalls erhalten sie bestimmte, wenn auch sehr kleine Werthe.

Anmerkung. Ausnahmsweise kann noch eine weitere Reibungskraft, die Flanschenreibung R_0 , am Lager B_1 auftreten, wenn nämlich unter dem Einflusse sehr starker Querbelastungen die Brückenconstruction in den seitlichen Rand des Lagers (Flansch) angepreßt wird. Die Größe der Flanschenreibung P ist gleich demjenigen Theil des quergerichteten Lagerdrucks C'' , der nicht durch die auf der wagerechten Lagerfläche auftretende Querreibung aufgezehrt wird. Sie kann mittels der statischen Gleichungen nicht bestimmt werden und hängt von den besonderen Verhältnissen der Lagerung ab. Wenn sich zwischen der Brückenconstruction und dem Flansch ein, wenn auch äußerst kleiner Spielraum befindet, so daß die zur Erzeugung der vollen Reibung nötige Bewegung vor sich gehen kann, so ist die Flanschenreibung $P = C'' - \mu_1 B_1 - \mu_2 B_2$ bzw. $P = 0$, falls wie gewöhnlich $\mu_1 B_1 + \mu_2 B_2 > C''$. Hierin bezeichnen μ_1 und μ_2 die Reibungsziffern, die bei einer Querverschiebung auf den Lagern B_1 und B_2 zur Wirkung kommen. Gewöhnlich ist $\mu_1 = \mu_2$ gleich dem Beiwert der gleitenden Reibung; ausnahmsweise, bei Anwendung eines zweiten Rollensatzes bei Lager B_2 , wird $\mu_2 =$ Beiwert der rollenden Reibung. In dem anderen Grenzfalle, wenn die Querreibung gar nicht zur Geltung kommt, ist $P = C''$. Dieser Fall könnte nur dann eintreten, wenn völlig unpreßbare Lagerplatten ohne den geringsten Spielraum an völlig unpreßbaren Flanschen anliegen würden. In der Regel wird der erstgenannte Grenzfall der Wirklichkeit am besten entsprechen oder ein mittlerer Zustand, bei welchem nur die Querreibung des Lagers B_1 zur vollen Wirkung kommt, während auf die des Lagers B_2 wegen der Dehnung des Verbindungsstabes nur in geringerem Maße oder aber gar nicht gerechnet werden kann. Es ist dann $P = C'' - \mu_1 B_1$ bzw. $P = 0$, wenn wie gewöhnlich $\mu_1 B_1 > C''$.

Der Beiwert μ_0 der Flanschenreibung ist bei Plattenlagern gleich dem der gleitenden Reibung $= \mu$. Bei Rollenlagern hängt μ_0 von der Form der Flanschen und Lagerplatten ab. Sein Werth ist mit Hilfe der Bedingung zu bestimmen, daß die Arbeit der Reibung zwischen der oberen bzw. unteren Lagerplatte und den entsprechenden Flanschen theilen gleich sein muß der Arbeit der überwindenden Kraft. Für lothrechte Berührungsebenen zwischen Platten und Flanschen erhält man näherungsweise $\mu_0 = \mu \cdot 1,2 \frac{d_1}{d} \sqrt{d_1 t}$ oder vereinfacht

$$\mu_0 = 1,2 \mu \sqrt{\frac{t}{d}}. \text{ Es bedeutet hierbei } d \text{ den Rollendurchmesser, } t \text{ die nutzbare Höhe des Flansches, } d_1 \text{ den äußeren Durchmesser } = d + 2t, \mu \text{ den Beiwert der gleitenden Reibung.}$$

Bei konischen Flanschen und entsprechend geformten Seitenflächen der Platten findet die Berührung theoretisch nur in einer Geraden statt. Man erhält hierfür $\mu_0 = \mu \frac{2t}{d}$.

Betrachten wir nunmehr den Fall, wo nur Querverschiebungen, und zwar an den Lagern A_2 und B_2 auftreten. Es wirken dann

Reibungskräfte $R' = \mu A_2$ und $R'' = \mu B_2$ auf das Eisenwerk in dem der Bewegung entgegengesetzten Sinne (Abb. 11). Die statisch bestimmte Lagerung nach Abb. 1 vorausgesetzt, entstehen dann an den Lagern A_1 und B_1 Quergegendrucke

$$\mathfrak{G}' = R' \frac{l - \lambda}{l} - \frac{R'' \lambda}{l}, \quad \mathfrak{G}'' = \frac{R' \lambda}{l} + R'' \frac{l + \lambda}{l}.$$

Bei gerader Brücke wird $\lambda = 0$ und somit $\mathfrak{G}' = R'$, $\mathfrak{G}'' = R''$. Wird durch Aufhebung der Längsverschieblichkeit des Lagers A_2 die Lagerung statisch unbestimmt, so lassen sich die zusätzlichen Lagerdrucke mit Hilfe der Gleichung 3) bestimmen. Bei gerader Brücke werden dieselben gleich Null oder doch nur ganz unwesentlich davon verschieden.

In weitaus den meisten Fällen besteht die Querverschieblichkeit eines Lagers darin, daß die obere Lagerschale längs dem Drehbolzen oder die untere längs den Rollen hingleiten kann. Es handelt sich hier um gleitende Reibung mit $\mu = 0,2$. Nur bei sehr großen Brückenbreiten wird ein besonderer (zweiter) Rollensatz angeordnet, so daß rollende Reibung mit $\mu = 2 : d$ in Betracht kommt.

Anmerkung. Unter Umständen sind R' und R'' so groß, daß keine Bewegung eintreten kann. Es liegt dann der gleiche Fall vor, wie wenn die Lager A_2 und B_2 überhaupt keine Querverschieblichkeit zuließen. Die Lager A_2 und B_2 müssen dann Quergegendrucke D' und D'' ausüben, zu deren Bestimmung die Gleichung 1), $\sum \mathfrak{S} \cdot s = 0$, zweimal anzuwenden ist. Unter s sind dabei diejenigen Kräfte zu verstehen, die durch $D' = 1$ bzw. $D'' = 1$ in den Stäben des statisch bestimmt gelagerten Längsverbandes hervorgerufen werden. Bei gerader Brücke ist für die beiden Endstäbe $s = 1$, für alle übrigen Stäbe $s = 0$.

Wenn gleichzeitig Längs- und Querverschiebungen auftreten, so hängt Größe und Richtung der Reibung von der Anordnung des betr. Lagers B ab. Entweder erfolgen die beiden Verschiebungen in zwei verschiedenen über einander liegenden Ebenen oder in einer und derselben Ebene. Im ersten Falle geht die Längsverschiebung auf quergestellten Rollen, die Querverschiebung längs dem Drehbolzen oder auf besonderen längsgestellten Rollen vor sich. Diesen beiden unabhängig von einander sich vollziehenden Bewegungen wirken die Reibungskräfte $R_1 = \mu_1 B$ und $R_2 = \mu_2 B$ entgegen, wo μ_1 und μ_2 die zugehörigen, im allgemeinen verschiedenen großen Reibungsziffern bezeichnen. Die Größe der Gesamtreibung ist

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2} = B \sqrt{\mu_1^2 + \mu_2^2};$$

ihre Richtung (Winkel mit der Brückenachse $= \beta$) ist unabhängig von der Richtung α der Gesamtverschiebung, nämlich $\text{arctg } \beta = \mu_2 : \mu_1$. Für $\mu_1 = \mu_2$ wird $\beta = 45^\circ$. Die Richtungen der Gesamtreibung und der Gesamtverschiebung bilden mit einander den veränderlichen Winkel $\beta - \alpha$.

Der gesamte Einfluß der Reibung auf das Eisenwerk bzw. auf die Pfeiler wird gefunden, indem man nach einander die Einzeleinflüsse von R_1 und R_2 in der früher dargelegten Weise bestimmt und dann zusammenzählt.

Anmerkung. Auch hier kann neben der gewöhnlichen Längsreibung $\mu_1 B$ noch eine Flanschenreibung $\mu_0 P$ auftreten, so daß $R_1 = \mu_1 B + \mu_0 P$ zu setzen ist. Der Flanschendruck P hilft mit dazu, die Querverschiebung auf den Rollen der Längsbewegung zu verhindern und dieselbe den hierzu bestimmten, oberhalb gelegenen Lagerkörpern zuzuweisen. In der Regel kann sich die Querverschiebung auf den Rollen entgegenwirkende Reibungskraft μB voll entwickeln. Es ist dann $P = B(\mu_2 - \mu)$, falls $\mu_2 > \mu$; für $\mu > \mu_2$ wird $P = 0$.

Wenn die Längsverschiebung und die Querverschiebung in der gleichen Ebene vor sich gehen, so setzen sie sich zu einer Gesamtbewegung, die den Winkel α mit der Brückenachse bildet, zusammen. Bei einer gewöhnlichen Gleitplatte, die nach allen Richtungen hin gleiche Rauigkeit besitzt, wirkt die Gesamtreibung in der Richtung α und hat die Größe $R = \mu B$. Ihre beiden Seitenkräfte sind $R_1 = \mu B \cos \alpha$ und $R_2 = \mu B \sin \alpha$. Die Berechnung kann hier nur dann genau durchgeführt werden, wenn die Bewegungsrichtung α vorher ermittelt worden ist. Für praktische Zwecke wird es meist genügen, die denkbar größten Werthe von R_1 und R_2 , nämlich μB , in die Rechnung einzuführen.

In den meisten Fällen handelt es sich um eine schräge Bewegung der Brückenconstruction auf dem gewöhnlichen Rollenlager; es tritt hierbei im allgemeinen an der betr. Lagerfläche gleichzeitig gleitende und rollende Reibung auf und außerdem an der Unterseite der Rollen auf der Grundplatte rollende Reibung. In welcher Weise sich die gleitende und rollende Reibung mit einander zusammensetzen, ist m. W. durch Versuche noch nicht festgestellt worden. Voraussicht-

lich gelangt trotz der gemeinsamen Bewegung jede der beiden Reibungsarten für sich allein voll zur Wirkung, so daß, wie im erstbeschriebenen Falle, die beiden Seitenkräfte der Reibungskraft $R_1 = \mu_1 B$ und $R_2 = \mu_2 B$ und letztere selbst $R = B \sqrt{\mu_1^2 + \mu_2^2}$ zu setzen sind. Nur für sehr große Winkel α , $\text{tg } \alpha > \frac{\mu_2}{\mu_1}$, verschwindet die rollende Bewegung und tritt bei feststehenden Rollen nur gleitende Bewegung ein, für die $R = \mu_2 B$, $R_1 = \mu_2 B \cos \alpha$, $R_2 = \mu_2 B \sin \alpha$ oder angenähert $R_1 = 0$, $R_2 = \mu_2 B$.

Anmerkung. Wenn nur eine einzige Bewegungsrichtung α in Frage käme, so würde es sich empfehlen, die Rollen unter dem Winkel $\frac{\pi}{2} - \alpha$ schräg gegen die Brückenachse zu stellen, weil dann ausschließlich rollende Reibung auftreten würde. Dies wäre beispielsweise der Fall, wenn es sich nur um die durch gleichmäßige Wärmeänderung bewirkten Bewegungen handelte, wobei für Lager B_2 $\text{tg } \alpha = l : b$ zu setzen wäre. Mit Rücksicht auf die bei Brücken außerdem noch vorkommenden anderen Bewegungen, insbesondere infolge der Verkehrslast, scheint jedoch aus einer solchen Schrägstellung mehr Nachtheil als Vortheil zu erwachsen. Gerade für die zahlreichsten und am raschesten verlaufenden Bewegungen, welche die Verkehrslast hervorruft, wird hierdurch ein erhöhter Reibungswiderstand geschaffen, da nicht nur die Reibungsziffer größer ausfällt, sondern auch der gleichzeitig herrschende lothrechte Lagerdruck, den der Wärmebewegung, die meist bei unbelasteter Brücke stattfindet, übertrifft.

Durchgehender (continuirlicher) Längsverband.

Ein über n -Öffnungen durchgehender Längsverband hat im einfachsten Falle für die wagerechten Kräftewirkungen ($n+1$) Lager, wovon 1 fest und n längsverschieblich. Dieselben sind sämtlich an dem einen Hauptträger (z. B. I) angebracht; bei Hauptträger II können sich alle Lagerpunkte längs und quer verschieben. Die Berechnung der Stützspannungen bzw. der Lagerdrucke kann mit Hilfe der in der Zeitschrift für Bauwesen 1893, Seite 305 u. ff. entwickelten Formeln erfolgen.

In den Fällen der Anwendung wird in der Regel auch bei Träger II die Längsverschieblichkeit an einem Lager aufgehoben, und zwar auf demjenigen Pfeiler, wo sich das feste Lager des Trägers I befindet. Es entsteht hierdurch ein wagerechter Längsauflagerdruck H_0 an dem festgemachten Lager bzw. ein Pfeiler-Einspannungsmoment $M_0 = H_0 b$, zu deren Bestimmung in ähnlicher Weise wie beim einfachen Längsverband die Gleichung 1), $\sum \mathfrak{S} \cdot s = 0$, herangezogen werden muß. Ohne auf die Ausführung dieser Entwicklungen näher einzugehen, möge hier nur angeführt werden, daß die Größe von H_0 und M_0 , d. h. der Einwirkung des Eisenwerks auf den Pfeiler, kleiner ausfällt als bei einem einfachen Längsverband über eine Öffnung unter sonst gleichen Verhältnissen.

Die Berücksichtigung der Reibung erfolgt ähnlich wie beim einfachen Längsverband. Bei Anwendung von Rollenlagern ist die Reibung nur von sehr geringer Bedeutung für die Standfestigkeit der Pfeiler.

Beanspruchungen der Pfeiler und Widerlager.

Nachdem die Lagerdrucke mit Hilfe der vorstehenden Verfahren ermittelt worden sind, kann zur Bestimmung der Standfestigkeit der Pfeiler und Widerlager bzw. der in denselben auftretenden Spannungen geschritten werden.

Bei einem Pfeiler handelt es sich um vier Lager; an jedem greift im allgemeinen ein lothrechter Lagerdruck, ein wagerechter Längsdruck und Querdruck an.

Der Einfluß der Längsreibung auf die wagerechten Lagerdrucke kann in der Regel als unbedeutend vernachlässigt werden, da hier fast immer rollende Reibung in Betracht kommt. Die Querreibung ist zwar meist gleitende Reibung und als solche wesentlich größer; doch ist ihre Einwirkung auf den Pfeiler nur von örtlicher Bedeutung und kann daher zunächst außer Rechnung bleiben. Im Bedarfsfalle ist die nachträgliche Berücksichtigung der Reibung sehr leicht durchzuführen. Sieht man hiernach von den Reibungseinflüssen vorläufig ab und setzt als Grundfall die in Abb. 5 dargestellte Lagerung voraus, so hat man es bezüglich der wagerechten Lagerdrucke mit den in Abb. 12a, b, c dargestellten Fällen zu thun, je nachdem sich auf dem betr. Pfeiler 2, 1 oder 0 feste Lager befinden. Anordnung c ist selbstverständlich für den Pfeiler am günstigsten. Bei Anordnung a sind die durch Bremskräfte hervorgerufenen Lagerdrucke H' und H'' gleichgerichtet und summieren sich in ihrer Wirkung; die bei Wärmeänderungen entstehenden Lagerdrucke H' und H'' sind entgegengesetzt und heben sich infolge dessen in ihrer Wirkung auf den

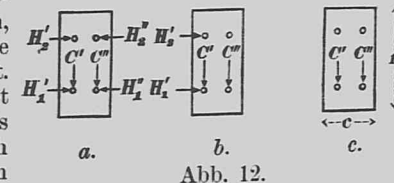


Abb. 12.

Pfeiler mehr oder weniger auf. Bei Anordnung b ist der Einfluß der Bremskräfte kleiner als bei a; dagegen ist der Einfluß von Wärmeänderungen größer, da hierbei die Lagerdrucke H und C Drehmomente gleichen Sinnes bilden. In den meisten Fällen der Anwendung hat Anordnung a die ungünstigsten Beanspruchungen des Pfeilers zur Folge.

Bei eisernen Pfeilern sind die Lagerdrucke in einfacher Weise auf die vier Seitenwände des Pfeilers zu vertheilen und sodann die Stabspannungen in bekannter Weise zu ermitteln. Die Querreibung Q wird hauptsächlich durch Verschiebungen infolge von Wärmeänderungen hervorgerufen. Wegen des gleichen Materials von Ueberbau und Pfeiler treten meist gleiche Ausdehnungen und demnach keine gegenseitigen Verschiebungen bzw. Reibungskräfte Q auf. Andernfalls sind die entstehenden Kräfte Q als zwei gleiche und entgegengesetzte Belastungen des Pfeilers in Rechnung zu stellen, die nur auf die Stäbe der Pfeilerkrone von Einfluß sind.

Von den wagerechten Lagerdrucken sind besonders die Längskräfte H von Wichtigkeit; sie können unter Umständen (schiefe Brücken, ungleiche Wärmegrade) sehr bedeutend werden. Hier sind die breiten Gerüstpfeiler entschieden im Vortheil vor den schmälern Thürmpfeilern. Ergiebt die nähere Berechnung allzu ungünstige Beanspruchungen der einzelnen Pfeilerstäbe, so erscheint es angezeigt, von der statisch unbestimmten Lagerung (Abb. 5) zu einer statisch bestimmten (Abb. 1 oder 2) überzugehen, wo dann unter H nur noch die durch Bremskräfte hervorgerufenen Lagerdrucke erscheinen.

Bei durchgehenden (continuirlichen) Längsverbänden mit festen Lagern auf den Widerlagern treten an den Pfeilern, abgesehen von den Reibungskräften, überhaupt keine wagerechten Längsdrucke H auf. Die Beanspruchungen in den Stirnwänden der Pfeiler fallen dementsprechend sehr gering aus.

Anmerkung. Zur Bestimmung der Lagerdrucke bei statisch unbestimmter Lagerung war davon ausgegangen worden, daß sich die einzelnen Lager vollkommen bedingungsgemäß verhalten, d. h. je nach ihrer Bestimmung Querbewegungen, Längsbewegungen oder beide zugleich völlig verhindern. Diese Voraussetzung trifft nun bei eisernen Pfeilern nicht vollständig zu, indem sich die Pfeilerstäbe unter dem Einfluß der Lagerdrucke kürzen und dehnen, so daß unbeabsichtigte Verschiebungen der Lagerpunkte eintreten. Infolge davon fallen die wagerechten Lagerdrucke, soweit sie Folgen der statisch unbestimmten Anordnung sind ($= X, XI : b$ usw.), kleiner aus, als die bisherigen Formeln ergeben, und zwar um so mehr, je höher und schmaler die Pfeiler sind. Will man diesem günstigen Umstande Rechnung tragen, so sind in die Gleichung 1), $\sum \mathfrak{S} \cdot s = 0$, nicht nur die Stäbe des betreffenden Längsverbandes bzw. des betreffenden Ueberbaues, sondern auch die der beiden zugehörigen Pfeiler einzubeziehen. Da die Kräfte der Pfeilerstäbe jeweils von zwei Längsverbänden, d. h. von zwei Unbekannten X abhängig sind, so erscheinen in jeder einzelnen Gleichung mehrere Unbekannte. Die einzelnen X können nicht mehr unabhängig von einander ermittelt werden, sondern bedürfen zu ihrer Bestimmung der gleichzeitigen Lösung sämtlicher Gleichungen. In Gleichung 1) ist gleichzeitig auch den Wärmedehnungen der Pfeilerstäbe Rechnung zu tragen.

Die Berechnung der steinernen Pfeiler wird allgemein unter der Annahme durchgeführt, daß es sich um gleichartigen Baustoff von demselben Elasticitätsmodul für Zug und Druck handle, was allerdings in Wirklichkeit nicht vollkommen der Fall ist. Für die folgende Untersuchung soll die gleiche Voraussetzung gemacht und dabei auch der sonst vernachlässigte Einfluß der bei statisch unbestimmter Lagerung auftretenden wagerechten Lagerdrucke und der Schubspannungen in Betracht gezogen werden. Als Pfeilerquerschnitt wird ein Rechteck angenommen, dessen Seitenlängen, in der Tiefe s unter der Pfeilerkrone, c parallel der X -Achse (Stirnseite) und f parallel der Y -Achse (Querseite) sein mögen. Die oberhalb des Querschnitts wirkenden äußeren Kräfte lassen sich durch drei im Schwerpunkt angreifende, auf einander senkrechte Kräfte V, H, C und drei Momente M_0, M_1, M_2 ersetzen.

V , lothrecht in der Z -Achse wirkend, = Summe aller lothrechten Kräfte (Lagerdrucke, Eigengewicht des Pfeilers, u. U. Erddruck);

H , parallel der X -Achse, = Summe aller wagerechten Längskräfte (Längs-Lagerdrucke, u. U. auch Winddruck auf den Pfeiler);

C , parallel der Y -Achse, = Summe aller wagerechten Querkkräfte (Quer-Lagerdrucke und Winddruck auf den Pfeiler);

M_0 = Summe aller Drehmomente um die Z -Achse (herrührend von den Quer- und Längs-Lagerdrucken);

M_1 = Summe aller Drehmomente um die X -Achse (herrührend von den Quer-Lagerdrucken und lothrechten Lagerdrucken);

M_2 = Summe aller Drehmomente um die Y -Achse (herrührend von den Längs-Lagerdrucken und lothrechten Lagerdrucken).

Durch V, M_1, M_2 werden Normalspannungen, durch H, C, M_0 Schubspannungen hervorgerufen.

Für einen Punkt xy ist die Normalspannung (Abb. 13)

$$\sigma = \frac{V}{cf} + \frac{M_1 y}{J_1} + \frac{M_2 x}{J_2} = \frac{1}{cf} \left(V + \frac{12 M_1 y}{f^2} + \frac{12 M_2 x}{c^2} \right).$$

Der größte und kleinste Werth von σ finden in zwei gegenüberliegenden Eckpunkten für

$$x = \pm \frac{c}{2} \text{ und } y = \pm \frac{f}{2} \text{ statt, } \sigma_m = \frac{1}{cf} \left(V \pm \frac{6 M_1}{f} \pm \frac{6 M_2}{c} \right);$$

Schubspannungen treten in diesen Eckpunkten nicht auf.

Die Kraft H erzeugt Schubspannungen parallel der X-Achse, die unabhängig von der Ordinate y die Werthe

$$\tau_1 = \frac{1.5 H}{cf} \left(1 - \frac{4x^2}{c^2} \right) \text{ haben.}$$

Desgleichen ruft die Kraft C Schubspannungen parallel der Y-Achse

$$\tau_2 = \frac{1.5 C}{cf} \left(1 - \frac{4y^2}{f^2} \right) \text{ hervor.}$$

Infolge des Drehmoments M_0 entstehen Schubspannungen nach beiden Richtungen

$$\tau_2 = \frac{9 M_0}{f c^3} x \left(1 - \frac{4y^2}{f^2} \right), \quad \tau_1 = \frac{9 M_0}{f^3 c} y \left(1 - \frac{4x^2}{c^2} \right).$$

Die größten Werthe von τ_1 und τ_2 treten in Mitte der Seiten c (für $x=0$ und $y=\pm \frac{f}{2}$) und f (für $y=0$ und $x=\pm \frac{c}{2}$) auf,

$$\tau_1 = \frac{1.5 H}{cf} \pm \frac{4.5 M_0}{cf^2}; \quad \tau_2 = \frac{1.5 C}{cf} \pm \frac{4.5 M_0}{c^2 f}.$$

Gleichzeitig finden in diesen Punkten die Normalspannungen

$$\sigma_1 = \frac{V}{cf} \pm \frac{6 M_1}{cf^2} \text{ und } \sigma_2 = \frac{V}{cf} \pm \frac{6 M_2}{c^2 f} \text{ statt.}$$

Unter dem gleichzeitigen Einfluß von τ_1 und σ_1 entsteht in der Mitte der Seite c in zwei unter α' gegen den Horizont geneigten Flächenelementen ($\tan 2\alpha' = -\sigma_1 : 2\tau_1$) ein Größtwerth der Schubspannung

$$\xi_1 = \sqrt{\tau_1^2 + (0.5\sigma_1)^2} = \frac{1}{cf} \sqrt{\left(1.5 H + \frac{4.5 M_0}{f} \right)^2 + \left(\frac{V}{2} + \frac{3 M_1}{f} \right)^2}.$$

Die Größtwerthe der Normalspannung treten bezüglich zweier geneigten, auf einander senkrecht stehenden Flächenelemente, deren Winkel α'' durch die Beziehung $\tan 2\alpha'' = 2\tau_1 : \sigma_1$ gegeben sind, auf,

$$\xi_1 = \frac{\sigma_1}{2} \pm \sqrt{\tau_1^2 + (0.5\sigma_1)^2} \text{ (Hauptspannungen).}$$

Unter dem Einfluß der beiden Hauptspannungen ξ_1 entsteht eine größte Dehnung, die auch von einer einzigen Spannung σ_1 (Ersatzspannung) hervorgerufen werden könnte. Diese Ersatzspannung hat den Werth

$$\sigma_1 = \frac{3}{8} \sigma_1 + \frac{5}{4} \tau_1^2 + (0.5\sigma_1)^2 = \frac{3}{8cf} \left(V + \frac{6 M_1}{f} \right) + \frac{5}{4cf} \sqrt{\left(1.5 H + \frac{4.5 M_0}{f} \right)^2 + \left(\frac{V}{2} + \frac{3 M_1}{f} \right)^2}.$$

In gleicher Weise ergibt sich für die Mitte der Seite f

$$\tan 2\alpha' = -\sigma_2 : 2\tau_2; \quad \xi_2 = \sqrt{\tau_2^2 + (0.5\sigma_2)^2} =$$

$$\frac{1}{cf} \sqrt{\left(1.5 C + \frac{4.5 M_0}{c} \right)^2 + \left(\frac{V}{2} + \frac{3 M_2}{c} \right)^2}.$$

$$\tan 2\alpha'' = 2\tau_2 : \sigma_2; \quad \sigma_2 = \frac{3}{8} \sigma_2 + \frac{5}{4} \tau_2^2 + (0.5\sigma_2)^2 =$$

$$\frac{3}{8cf} \left(V + \frac{6 M_2}{c} \right) + \frac{5}{4cf} \sqrt{\left(1.5 C + \frac{4.5 M_0}{c} \right)^2 + \left(\frac{V}{2} + \frac{3 M_2}{c} \right)^2}.$$

Im gegebenen Falle ist zu untersuchen, ob die Normalspannungen σ in den Eckpunkten oder die Ersatzspannungen in den Seitenmitten die größeren sind. Meist werden es die ersteren sein, doch können auch die letzteren in Frage kommen, namentlich für niedere Pfeiler und großes Drehmoment M_0 , wie solches beispielsweise bei statisch unbestimmter Lagerung und ungleichmäßiger Erwärmung des Eisenwerks entstehen kann.

Besondere Verhältnisse treten an der Pfeilerkrone auf, da die äußeren Kräfte (Lagerdrucke) mehr oder minder concentrirt daselbst angreifen und nicht stetig nach dem Vertheilungsgesetze der Span-

nungen σ und τ , wie dies die Theorie streng genommen erfordert. Hierdurch entsteht an der Pfeilerkrone eine abweichende Spannungsvertheilung, die erst in einer gewissen Tiefe in die theoretisch normale übergeht. Insbesondere handelt es sich um erhöhte Spannungen in der Nähe der Auflager, da die Lagerdrucke auf verhältnismäßig kleine Flächen des Mauerwerks einwirken. Dazu kommt, daß gleich große und entgegengesetzt gerichtete wagerechte Lagerdrucke, wie sie insbesondere durch Querreibungskräfte hervorgerufen werden, besondere Spannungen in der obersten Schicht verursachen, während sie auf tiefer gelegene Schichten ohne Einwirkung sind, da ihre Resultante gleich Null ist. Die genannten Spannungen lassen sich im allgemeinen nur näherungsweise ermitteln, indem man über die Art der Spannungsvertheilung passend scheinende Annahmen macht. Je nach den vorliegenden Verhältnissen werden unter die Auflager-

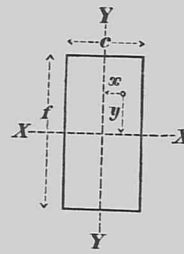


Abb. 13.

quader noch eine oder mehrere Quaderschichten angeordnet werden müssen, bis man diejenige Tiefe erreicht hat, in welcher die Spannungen σ die normale Größe oder wenigstens ein unschädliches Maß erreicht haben. Ferner wird es sich häufig empfehlen, bei bedeutenden wagerechten Lagerdrücken die obersten Schichten durch Verdübelung und Verklammerung zu einem festen Ganzen zusammenzufassen und durch Eisentheile den gegen Zug und Schub weniger widerstandsfähigen Mörtel zu entlasten.

Die beste Sicherung des Mauerwerks besteht in einer statisch bestimmten Lagerung des Eisenwerks, wie dies bei der neuen Rheinbrücke Kehl-Straßburg geschehen ist.

Ähnlich wie an der Pfeilerkrone findet auch am Pfeilerfundament eine von der normalen abweichende Spannungsvertheilung statt, die durch die Beschaffenheit und die besonderen Eigenschaften des Baugrundes bedingt wird. Abgesehen von zufälligen Ungleichmäßigkeiten des Untergrundes, wobei die widerstandsfähigeren Theile naturgemäß stärkere Gegendrucke auf das Mauerwerk ausüben, treten auch bei vollkommen gleichmäßigem Untergrund an den Punkten des Umfanges stärkere Spannungen bzw. Pressungen σ auf, als der üblichen Theorie entspricht (s. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 308). Ein näheres Eingehen hierauf sowie auf die Vertheilung der Schubspannungen τ über die Fundamentfläche kann an dieser Stelle unterlassen bleiben, da der betreffende Gegenstand nicht in den Rahmen der vorliegenden Abhandlung gehört. Der Uebergang der Spannungsvertheilung an der Grundfläche zu der normalen des Pfeilerschaftes vollzieht sich in einer mehr oder minder hohen, theoretisch nicht bestimmbareren Uebergangsstrecke.

Für die Widerlager kommt als wesentliche äußere Kraft noch der Erddruck der Hinterfüllung hinzu. Die Grundrißgestalt ist entweder ganz oder annähernd rechteckig, oder sie ist zusammengesetzter Natur, meist hufeisenförmig (Abb. 14). Im ersten Falle kann die Berechnung in ähnlicher Weise wie bei den Pfeilern durchgeführt werden; im zweiten Falle muß man sich bezüglich einzelner Kräftewirkungen (insbesondere des Drehmoments M_0) mit Näherungs- bzw. Schätzungsverfahren begnügen. Je nach Umständen wird man die Seitenflügel entweder gar nicht oder nur für bestimmte Kräftewirkungen in Rechnung stellen (z. B. für die Längskräfte H und deren Biegemomente). Besonders gefährdet erscheinen die Fugen ab bzw. ac . Entweder muß daselbst eine sehr kräftige Verbindung stattfinden, um die hier auftretenden Spannungen aushalten zu können, oder aber es wird eine vollständige Trennung von Stirn- und Flügelmauern längs der Fuge ab hergestellt, sodaß sich beide Theile unabhängig von einander bewegen können. Jeder einzelne Theil ist dann für sich allein standfest zu gestalten.

Abb. 14.

Bei schiefen Brücken wird das Mauerwerk besonders ungünstig beansprucht. Einerseits sind, wie früher dargelegt, die wagerechten Lagerdrucke bei den üblichen Anordnungen größer als bei geraden Brücken; andererseits ist auch in vielen Fällen die Widerstandsfähigkeit des Mauerwerks infolge seiner besonderen Grundrißgestalt geringer. Hierher gehören beispielsweise die spitzen Ecken hufeisenförmiger Grundrisse (Abb. 15) und die im Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 277 dargestellte Anordnung mit vortretenden schmalen Halbpfeilern. In solchen Fällen muß entweder die Widerstandsfähigkeit des Mauerwerks erhöht werden durch Verstärkung bzw. Abänderung der Grundrißform, durch Quader, eiserne Anker usw., oder es muß durch Ausführung einer statisch bestimmten Lagerung der äußere Kraftangriff so viel als möglich verringert werden, wie dies bei der vorerwähnten Brücke der Berliner Ringbahn nachträglich geschehen ist.

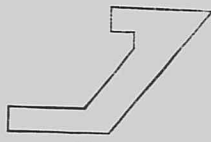


Abb. 15.

Karlsruhe, im December 1896.

Staubfreies Verladen von Hausmüll in Schiffe.

Die Gesellschaft m. b. H. „Staubschutz“, die es sich zur Aufgabe gemacht hat, gemäß der Berliner Polizeiverordnung vom 30. Januar 1895 das Einladen und Abfahren der Hausabfälle unter Vermeidung von Staub, üblen Gerüchen und Straßenverschmutzung nur in völlig dichten eisernen Behältern zur Ausführung zu bringen, hatte Vertreter des Königlichen Polizei-Präsidiums, des Magistrats, der Fach- und Tagesblätter am 20. v. M. durch ihren Vorstand, Herrn Kleinwächter, zu einer Probe-Vorführung der staubfreien Verladung von Hausmüll in ein für diesen Zweck besonders hergerichtetes Schiff eingeladen. Es sollte durch diese Vorführung der Beweis erbracht werden, daß das Verladen des in den eisernen Sammelwagen der Gesellschaft — System Kinsbruner*) — herangebrachten Mülls in geeignete Schiffe zur Weiterbeförderung außerhalb der Stadt ohne Staubentwicklung, also ohne Belästigung und Gefährdung der etwa in der Nähe befindlichen Personen sowie der hierbei beschäftigten Arbeiter möglich sei.

Die vollständig aus Eisen erbauten Sammelwagen der Gesellschaft fassen z. Z. 5 cbm Müll mit einem Gewichte von 2500 bis 3000 kg, später soll ihr Fassungsraum auf 6 cbm vergrößert werden. Zum Zwecke der Entleerung in Schiffe oder Eisenbahnwagen ist dem für die Aufnahme des Mülls bestimmten, von dem Fahrgestell abhebbaren Wagenkasten ein trichterförmiger Boden gegeben, dessen untere Oeffnung für gewöhnlich durch zwei mit Riegeln gehaltene Klappen verschlossen ist. Das Schiff, in welches der Müll ohne Staubentwicklung verladen werden sollte, war mit einem rechteckigen eisernen Aufbau versehen, der oben durch zwei Klappen verschlossen wird. Je zwei an den Enden der Klappen angebrachte Gegengewichte drücken diese stets nach oben, sodaß sie nur dem durch den aufgesetzten Wagenkasten ausgeübten Drucke weichend sich nach unten öffnen, um sich beim Abheben des Kastens wieder selbstthätig zu schließen. Der Aufbau kann von Hand auf Schienen in der Längsrichtung des Schiffes verschoben werden und ist, um mittels Krans von einem Schiff auf das andere versetzt werden zu können, mit vier kräftigen Haken versehen. Die Oeffnung in der Decke des Schiffes wird, soweit sie nicht durch den beweglichen Aufbau eingenommen wird, mit halbgespundeten Brettern zugedeckt, die je nach Bedarf verlegt werden können. Im Innenraum des Schiffes sind zwei ebenfalls in der Längsrichtung desselben verschiebbare, bis auf den Boden reichende Quervorhänge aus Segeltuch angebracht, die den durch die Entleerung des aufgeführten Wagenkastens nicht in Anspruch genommenen Raum abschließen, und hinter die der unten stehende Bedienungsmann während des Hinabfallens des Mülls zurücktritt.

*) Centralblatt der Bauverw. 1896, S. 120. — Näheres über die Bauart der Wagen s. in der bezüglichen Schrift der Gesellschaft „Staubschutz“, Berlin W., Linkstr. 11.

Vermischtes.

In dem Wettbewerbe für einen Diemenschuppen, den die Deutsche Landwirtschafts-Gesellschaft veranstaltet hatte (s. S. 520 d. v. Bl.), ist der erste Preis Herrn Max Schrödter in Berlin zuerkannt worden. Den zweiten Preis erhielt der Architekt A. Schubert in Hexter a. W. Angekauft zum Preise von 75 Mark wurde der Entwurf des Zimmermeisters Kifse in Güstebiese.

Zur Erlangung von Plänen für ein neues Stadttheater in Bern hat der Verwaltungsrath der Actiengesellschaft Berner Stadttheater eine Preisbewerbung unter schweizerischen und in der Schweiz ansässigen Architekten eröffnet. Die Unterlagen können von dem Secretär des Aufsichtsrathes Advocat Zeerleder in Bern bezogen werden. Für Preise sind dem aus den Herren Prof. Bluntschli in Zürich, Architekt Gos in Genf, Architekt Vischer in Basel, Maschinen-director Lautenschläger in München und Architekt Stettler in Bern bestehenden Preisgerichte 6000 Franken zur Verfügung gestellt. Die Entwürfe sind bis zum 15. November d. J. dem städtischen Bauamt in Bern einzusenden.

Ehrenbezeichnung. Der um die Erforschung altägyptischer Kunstdenkmäler verdiente Regierungs-Baumeister Ludwig Borchardt in Berlin ist von der philosophischen Facultät der Berliner Friedrich-Wilhelms-Universität zum Ehrendoctor ernannt worden.

Der Dom in Naumburg a. d. Saale. Der Verfasser des Aufsatzes in Nr. 22 d. Bl. (S. 246) nennt sich den örtlichen Leiter des Dombaues in den Jahren 1872 bis 1877. Dies ist er jedoch nicht gewesen, vielmehr habe ich ihn als Bauführer theils zur Ausführung von Detailzeichnungen theils zur Aufsicht der zumeist im Tage-lohn ausgeführten Arbeiten beschäftigt, die Leitung des Baues ist von mir selbst bewirkt worden. Im Sonntagsblatt der Halleschen Zeitung schrieb Herr Memminger im Herbst 1878 Aufsätze über den Dombau, welche die Königliche Regierung in Merseburg wegen der

Das Entleeren des Sammelwagenkastens in den Schiffsraum geht in folgender Weise vor sich. Sobald der oben wie unten fest verschlossene, mit Haken versehene Wagenkasten mittels Uferdrehkrahnes von seinem Fahrgestell abgehoben und über dem Aufbau eingestellt ist, wird er zunächst soweit hinabgelassen, daß die Verschlussklappen des Aufbaues sich etwa zur Hälfte öffnen. Dann werden zwei an den Verschlussriegeln der Bodenklappen des Kastens befestigte Ketten durch zwei in den Seitenwänden des Aufbaues befindliche Löcher geführt und mittels Splinte festgelegt. Beim weiteren Hinabsinken des Wagenkastens spannen sich die Ketten straff und ziehen die Bodenklappenriegel soweit zur Seite, daß die Klappen sich öffnen. Dies geschieht indessen nicht früher, als bis der Wagenkasten sich fest auf den oberen Rand des Aufbaues aufgesetzt und so die obere Oeffnung dicht verschlossen hat. Etwa an den Wagenkastenwänden haften gebliebene Müllreste beseitigt der Arbeiter im Schiffsraume, der dann auch den Wagenkasten mit Carbollösung ausspritzt. Auf ein Zeichen dieses Arbeiters wird sodann der Wagenkasten wieder abgehoben, und seine Bodenklappen werden von Hand geschlossen, während die Verschlussklappen des Aufbaues sich durch die Gegengewichte schließen.

Es darf wohl angenommen werden, daß der Austritt von Staub aus dem Schiffsraum durch den dichten Anschluss des Wagenkastens an den Aufbau verhindert wird. Die Probevorführung gestattete hierüber aber ein sicheres Urtheil nicht, weil der verladene Müll infolge der feuchten Witterung der letzten Tage nicht staubtrocken war. Im übrigen erschien das Öffnen und Wiederverschließen der Bodenklappen des Wagenkastens noch verbesserungsfähig; namentlich das Verschließen von Hand, da bei der vorgeführten Einrichtung eine sehr sorgfältige Reinigung der Anschlussflächen für schnellen Schluß erforderlich ist, und weil der Riegelverschluss zu viele Handgriffe erfordert. Es wird der Gesellschaft, der man die Anerkennung nicht versagen kann, daß sie keine Mühe scheut, den polizeilichen Vorschriften für staubfreie Müllabfuhr zu genügen, gewiss gelingen, auch diese Unvollkommenheit noch zu beseitigen.

Uebrigens möchte ich noch auf einen Punkt hinweisen, der zur Erzielung staubfreier Müllabfuhr vielleicht Beachtung verdient. Wie erwähnt, trat bei der vorbeschriebenen Probevorführung eine Staubentwicklung darum nicht ein, weil der verladene Müll feucht war. Dieser Umstand legt den Gedanken nahe, ob sich nicht eine Polizeiverordnung empfehlen würde, welche bestimmt, daß der Müll aus den Häusern, ebenso wie der Bauschutt von Abbrüchen, nur in angefeuchtetem Zustande abgefahren werden darf. Wenn von einer Verbrennung des Mülls abgesehen wird, scheinen mir der Ausführung dieses Gedankens erhebliche Schwierigkeiten nicht entgegenzustehen, da das nöthige Wasser überall zur Verfügung stehen dürfte. Die Bauart der Sammelwagen könnte in diesem Falle aber wohl erheblich einfacher sein, als das System Kinsbruner und ähnliche. Dr.

darin enthaltenen unzutreffenden Angaben persönlicher Art zu folgender Bekanntmachung veranlaßten:

Die Nachrichten über die Restauration des Naumburger Domes in den beiden letzten Sonntagsblättern geben zu dem Bemerkten Veranlassung, daß der Bauinspector Werner die Restaurationsbauten unter (Oberaufsicht der Regierung geleitet und dabei den Herrn Memminger nur als Bauführer beschäftigt hat. Alle wichtigen Anordnungen sind nur vom Bauinspector Werner getroffen.

Steinbeck,
Reg.- und Baurath.*

(S. Sonntagsblatt. Beilage zu Nr. 216 der Halleschen Zeitung, Nr. 37 v. 15. September 1878.)

Die Veröffentlichungen in den Programmen des Domgymnasiums von 1876 und 1877 sind ohne mein Vorwissen erfolgt. Aus dieser Sachlage dürfte zur Genüge hervorgehen, daß ich auf den fraglichen Aufsatz überhaupt nicht einzugehen vermag.

J. G. Werner,
Königlicher Baurath.

Karl Hammer †. Freitag, den 16. Juli, starb nach kurzem, schwerem Leiden Karl Hammer, der verdienstvolle Director der Königl. Kunstgewerbeschule in Nürnberg, wenige Monate nach Vollendung des von ihm und Konradin Walther in den edelsten Formen der deutschen Renaissance erbauten neuen Schulgebäudes, das bei dem bedeutenden Aufschwunge, den die im 17. Jahrhundert gegründete Malerakademie im Laufe unseres Jahrhunderts als Pflegstätte des Kunstgewerbes genommen hatte, schon längst ein dringendes Bedürfnis war. Am 6. März des Jahres 1845 in Nürnberg geboren und an der damals von v. Kreling geleiteten Nürnberger Kunstgewerbeschule zum Künstler erzogen, übernahm Hammer deren Leitung im Jahre 1885, nachdem er eine Reihe von Jahren (1872 bis 1878) als Beamter der Vorbildersammlung des bayerischen Gewerbe-

museums in Nürnberg und nachher als Professor der Großherzoglich-Kunstgewerbeschule in Karlsruhe thätig gewesen war. Hier wie in den zwölf Jahren seiner Nürnberger Lehrthätigkeit war es ihm vornehmlich darum zu thun, die Schüler dazu anzuregen, in liebevoller Anlehnung an die Werke der Vergangenheit, vor allem an die muster-gültigen Schöpfungen der deutschen Renaissance, in frischer und unmittelbarer Weise selbstschöpferisch thätig zu sein. Das Hauptgewicht legte er auf die Farbe, und seinen eigenen Schöpfungen ist eine besonders malerische Wirkung eigen. Er war eine echt decorative Kraft und da am größten, wo es sich um rein decorative Aufgaben handelte. Bei Festzügen und Saalaus schmückungen hatte man Gelegenheit, seine Kunst auf diesem Gebiete zu bewundern. Von seinen Arbeiten, welche den verschiedensten Zweigen des Kunstgewerbes angehören, seien die in großer Zahl geschaffenen Diplome und Ehrenurkunden, die in den letzten Jahren für das Germanische Museum, das Rathhaus und die Christuskirche in Nürnberg ausgeführten Glasmalereien und die Wandmalereien zur inneren Ausstattung des Nürnberger Hofes (Tucherbräu) in Berlin besonders hervorgehoben. Die Stadt Nürnberg hat mit Karl Hammer, den sie mit Stolz den Ihren nennt, eine ihrer tüchtigsten künstlerischen Kräfte verloren, und mit ihr beklagt das deutsche Kunstgewerbe den frühen Heimgang des Verewigten.

Bücherschau.

Neu erschienene, bei der Schriftleitung eingegangene Bücher:

- Architektonische Rundschau, herausgegeben von **Ludwig Eisenlohr u. Karl Weigle**. Stuttgart 1897. J. Engelhorn. In Folio. XIII. Jahrgang. 9. u. 10. Lief. Je 2 S. Text mit Abb. und 8 Tafeln Aetzungen. Preis der Lief. 1,50 M.
- Architektonische Studien. Entwürfe von Studierenden der Königlichen technischen Hochschule in Stuttgart. Herausgegeben unter Leitung von Prof. S. Neckelmann. Neue Folge. Stuttgart Konrad Wittwer. 25 Lichtdrucke in Folio. Preis 16 M.
- Boysen, C.** Hamburgs Schlachthof- und Viehmarkt-Anlagen. Herausgegeben im Auftrage der Schlachthof-Deputation. Hamburg 1897. Otto Meißner. 101 S. in 8° mit 35 Abb. und 4 graphischen Darstellungen. Geb. Preis 4 M.
- Bräuning.** Veränderungen in der Lage und Form des Eisenbahngestänges. Sonderdruck aus der Zeitschrift für Bauwesen 1896. Berlin 1897. Wilh. Ernst u. Sohn. 14 S. in 4° mit 8 Abb. im Text und 3 Steindrucktafeln. Preis 3 M.
- Brockhaus' Conversations-Lexikon.** 14. Auflage. In 16 Bänden. Leipzig, Berlin, Wien 1897. F. A. Brockhaus. In gr. 8°. 17. Band. Supplement. 1040 S. mit 59 Tafeln (darunter 8 farbigen Tafeln); 22 Karten u. Plänen u. 144 Text-Abb. Geb. Preis 10 M.
- Crugnola, G.** Il nuovo acquedotto del Croton per alimentare l'acqua potabile la città di New-York. Seconda memoria. Sonderdruck aus L'ingegneria civile e le arti industriali. 23. Band. Turin 1897. Camilla e Bertolero. 27 S. in 8° mit 2 Tafeln.
- Entwürfe von Studierenden der Königlichen technischen Hochschule in Berlin. Herausgegeben vom Akademischen Architekten-Verein Berlin. 2. Heft. Berlin 1897. Ernst Wasmuth. 30 Lichtdrucke in 4°. Preis 10 M.
- Ergebnisse der Untersuchung der Hochwasserverhältnisse im deutschen Rheingebiet. Bearbeitet und herausgegeben von dem Centralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Großherzogthum Baden. Berlin 1897. Ernst u. Sohn. In 4°. 3. Heft. Die Anschwellungen im Rhein, ihre Fortpflanzung nach Maß und Zeit unter der Einwirkung der Nebenflüsse. Bearbeitet von M. v. Tein. 91 S. mit Abb. im Text u. 10 Steindrucktafeln. — 4. Heft. Auftreten und Verlauf des Hochwassers vom März-April 1895. Bearbeitet von M. v. Tein. 57 S. mit 5 Steindrucktafeln. Beide Hefte in einem Bande. Preis 24 M.
- Föppl, August.** Mittheilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der Königl. technischen Hochschule München. Begründet von J. Bauschinger. Neue Folge. 25. Heft. Dauerversuche von Bauschinger, ausgeführt in den Jahren 1886 bis 1893. — Prüfung der Werdenschen Festigkeitsmaschine. — Knickversuche mit Winkel-eisen. — Härteversuche. München 1897. Theodor Ackermann. In 4°. 48 S. Text mit Abb. und 4 Doppelblättern in Steindruck. Preis 10 M.
- Fortschritte auf dem Gebiete der Architektur. Ergänzungshefte zum Handbuch der Architektur. Stuttgart 1897. Arnold Bergsträsser. In gr. 8°. — Nr. 11. Das städtische Schwimmbad in Frankfurt a. M. Von Dr. Karl Wolff. 26 S. mit 16 Abb. im Text und 4 Tafeln. Preis 3 M.
- Girndt, Martin.** Raumlehre für Baugewerkschulen und verwandte gewerbliche Lehranstalten. 2. Theil. Körperlehre. Leipzig 1897. B. G. Teubner. VIII u. 55 S. in 8° mit 64 Abb.
- Gründling, Paul.** Moderne Wohnhäuser und Villen. Weimar 1897. Bernh. Friedr. Voigt. In 4°. 8 S. Text u. 30 Tafeln. In Mappe. Preis 7,50 M.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Für den nichtamtlichen Theil verantwortlich: O. Hofsfeld i. V. Berlin. Druck von J. Kerskes, Berlin.

Haase, Heinrich. Das Grundgesetz des Horizontalschubs versteifter Tragbögen continuirlichen Systems, statisch, mathematisch und experimentell nachgewiesen. Regensburg 1897. Commissionsverlag von H. Bauhof. VIII u. 102 S. in 8° mit Autotypen des Autors und des Versuchsapparates, Text-Abbildungen u. 5 Blättern graphischer Darstellungen nach Handzeichnungen des Verf. Preis 3 M.

Haase, Heinrich. Kritische Betrachtungen über die Naviersche Bogentheorie und die neuere Elasticitätstheorie continuirlicher Fachwerktragbögen. Regensburg 1897. Commissionsverlag von H. Bauhof. IV u. 74 S. in 8° mit einem Blatte graph. Darstellungen. Preis 1,80 M.

Hack, G. Was der Kaufmann vom Bürgerlichen Gesetzbuch wissen muß. Verlag der Handelsakademie Leipzig. (Dr. jur. Ludwig Huberti.) 79 S. in 8°. Geh. Preis 2 M.

Hartung, Hugo. Motive der mittelalterlichen Baukunst in Deutschland. In photographischen Originalaufnahmen. In 6 Lief. Berlin 1897. Ernst Wasmuth. 2. Lief. 25 Blatt Lichtdrucke. Preis der Lief. 25 M.

Dr. v. Hase, P. Soll ich mir ein Haus bauen? Berlin 1897. Ernst Wasmuth. 30 S. in gr. 8°. Preis 0,60 M.

v. Haselberg, E. Baudenkmäler des Regierungsbezirks Stralsund, herausgegeben von der Gesellschaft für pommersche Geschichte und Alterthumskunde. Bearbeitet von E. v. H. 4. Heft. Der Kreis Rügen. Stettin 1897. Saunier. 370 S. in 8° mit Abb. Preis 2,50 M.

Hirth, Georg. Der Formenschatz. München u. Leipzig. G. Hirth. Jahrg. 1897. 3. bis 6. Heft. In gr. 8°. Preis des Jahrg. (12 Hefte) 15 M.

Hohenegg, C. Anordnung und Bemessung elektrischer Leitungen. 2. Auflage. 1897. Berlin, Julius Springer; München, R. Oldenbourg. VIII u. 214 S. in 8° mit 42 Textabbildungen. Preis 6 M.

Jahres-Bericht des Centralbureaus für Meteorologie und Hydrographie im Großherzogthum Baden für das Jahr 1896. I. Theil. Jahresbericht 1896. — II. Theil. Die Ergebnisse der meteorologischen Beobachtungen im Jahre 1896. Bearbeitet von Prof. Dr. Ch. Schultheiss. — III. Theil. Die Wasserstands-Bewegungen des Rheins und seiner größeren Nebenflüsse im Großherzogthum Baden im Jahre 1896. Bearbeitet durch Bauingenieur E. v. Schilling. Mit einem Anhang über das Hochwasser der badischen Schwarzwaldflüsse vom 8. bis 10. März 1896. Bearbeitet durch Bezirksingenieur E. Meythaler. Karlsruhe 1897. G. Braunsche Hofbuchhandlung. IV u. 117 S. in 4° mit 11 Steindruck. Preis 6 M.

Kaiser Wilhelm-Brücke. Größte Eisenbahnbrücke des Continents, in der Bahnlinie Solingen-Remscheid gelegen. Remscheid 1897. W. Witzel. 15 S. in 8° mit einer Karte und drei Ansichten. Preis 0,80 M.

Kick, Friedrich. Vorlesungen über mechanische Technologie der Metalle, des Holzes, der Steine und anderer formbarer Materialien. 1. Heft. Leipzig u. Wien 1897. Franz Deuticke. 190 S. in gr. 8° mit 147 Abb. Preis 3,50 M.

Kloss, Rudolf. Der Bergarbeiterschutz. Wien u. Leipzig 1897. Wilh. Braumüller. VI u. 93 S. in 8°. Preis 1,60 M.

Koenig, Aug. Wilh. Die Praxis in den verschiedenen Techniken moderner Wandmalerei. Berlin 1897. Otto Elsner. IV u. 84 S. in 8°. Preis geb. 2,25 M.

Kohlfürst, Ludwig. Beitrag zur Entwicklungsgeschichte der elektrischen Eisenbahn-Einrichtungen in Oesterreich-Ungarn. Ein Erinnerungsbild zum halbhundertjährigen Bestand der österreichischen Eisenbahn-Betriebs-Telegraphen. Sonderabdruck aus den „Technischen Blättern“, 29. Jahrg. Prag 1897. Verlag des deutschen polytechnischen Vereins in Böhmen. In Vertriebe der J. G. Calveschen Hof- u. Universitätsbuchhandlung (Josef Koch). 40 S. in 8°.

Dr. Kühner, A. Die Hygiene. Abriss des Wissenswerthen für Verwaltungs- und Gemeindebeamte, Ingenieure, Architekten usw. Leipzig 1897. C. G. Naumann. 506 S. in 8°. Preis 5 M.

Meurers Pflanzenbilder. Ornamental werthbare Naturstudien für Architekten, Kunsthandwerker, Musterzeichner usw. Dresden. Gerhard Kühtmann. In 4°. 3. bis 6. Heft. Je 10 Tafeln in Lichtdruck. Preis des Heftes 6 M.

Dr. Mittermaler. Das Heidelberger Tonnensystem, seine Begründung und Bedeutung. 1. Heft der Sammlung von Abhandlungen, Gutachten und Vorträgen über Städtereinigung und Verwerthung städtischer Abfallstoffe für die Landwirtschaft. Halle a. d. Saale 1897. F. Leineweber. 29 S. in 8°. Preis 0,60 M.

Musil, Alfred. Die Motoren für Gewerbe und Industrie. Dritte neubearbeitete Auflage der „Motoren für das Kleingewerbe“. Braunschweig 1897. Friedr. Vieweg u. Sohn. XIII u. 311 S. in 8° mit 138 Abb. Preis 6 M.

Prokop, August. Ueber österreichische Alpen-Hotels mit besonderer Berücksichtigung Tirols. Wien 1897. Selbstverlag des Verfassers, im Commissionsverlag von Spielhagen u. Schurich. In Folio. II u. 32 S. Text mit 76 Abb. und 24 Tafeln mit Aetzungen. Preis 6 M.

Reinhardt, Karl. Steuerungstabellen für Dampfmaschinen mit Erläuterungen nach dem Müllerschen Schieberdiagramme usw. für einfache und Doppel-Schiebersteuerungen. Berlin 1897. Julius Springer. VIII u. 112 S. in gr. 8° mit 29 Abb. im Text u. 2 Tafeln. Geb. Preis 6 M.

INHALT: Zur Schienenstossfrage. — Moderne Glasmalerei. — Ueber Gitterträger. — Das neue Maschinen-Laboratorium für die mechanisch-technische Abteilung des eidg. Polytechnikums. I. — Miscellanea: Aegypten. Die elektrische Zugbeleuchtung der Jura-Simplon-Bahn. Ausgrabungen in Athen. — Konkurrenzen: Neubau einer reformierten Kirche in der Kirchgemeinde Aussersihl in Zürich. Nouveau Casino de Morges.

Zur Schienenstossfrage.

Von Ingenieur **A. Trautweiler** in Strassburg i. E.

Nachdruck nur bei genauer Quellenangabe gestattet.

Alle Eisenbahntechniker in leitender Stellung haben sich von jeher mit der wichtigen Aufgabe der Herstellung eines dauerhaften Schienengeleises befasst. Obschon aber die Bedingungen, denen in den einzelnen Fällen das Geleise genügen soll, nicht sehr verschieden sind, wird doch das Problem des soliden Oberbaues mittelst zahlloser verschiedener Konstruktionsarten zu lösen gesucht. Die „Systeme“, die sich bewährt haben sollen, zählen zu Hunderten. Neue Vorschläge entstehen fortwährend in unübersehbarer Anzahl und die Leser der Fachzeitschriften werden mit den Beschreibungen all' der erfundenen Variationen in den Einzelheiten der Geleisbauart ermüdet. Bei dieser Sachlage muss notwendigerweise vieles Geringwertige produziert werden und man nimmt deshalb alle neuen Ideen sehr skeptisch auf.

Dieser Verhältnisse sind wir uns vollständig bewusst, wenn wir im folgenden einige, wie uns scheint, neue Anregungen machen. Wir hoffen aber, dass dieselben mit mehr Vertrauen aufgenommen werden, weil es sich dabei nicht um neue Konstruktionsarten des Geleises handelt, sondern nur um gewisse Vorkehrungen beim Verlegen des Oberbaues.

Wir dürfen die charakteristischen und ausschlaggebenden Umwandlungen, welche der Bau der Eisenbahngeleise in neuerer Zeit durchgemacht hat, als bekannt voraussetzen. Die wichtigste derselben ist unzweifelhaft die allgemeine Einführung der Stahlschienen. Sodann spielt eine wesentliche Rolle die Einführung schwererer Profile und die Verminderung der Anzahl der Stösse durch die Anwendung längerer Schienen. Eine besonders grosse Aufmerksamkeit ist der Ausbildung der Stossverbindungen zugewendet worden. Einzelne Punkte sind noch umstritten, so die Anwendung der eisernen Querschwellen an Stelle der hölzernen, die geeignetste Beschaffenheit des Schienenstahls u. s. w.

Aber auch bezüglich der Wünschbarkeit einer möglichst grossen Gewichtserhöhung des Oberbaues herrscht keine Einstimmigkeit. Abgesehen von ökonomischen Gründen, durch die der Gewichtsvermehrung berechnete Grenzen gezogen werden, wird sogar behauptet, schwere Schienen seien direkt ungünstig für die Stabilität und Dauerhaftigkeit der Geleise, auch fahre es sich „hart“ auf einem solchen Oberbau.

Bezüglich dieser Streitfragen darf nie vergessen werden, dass es eine allgemein gültige Entscheidung überhaupt nicht giebt, dass vielmehr die besonderen Verhältnisse einer Bahn stets eine wichtige Rolle spielen und dass ihnen Rechnung getragen werden muss.

Besonders interessant ist der fortwährende Widerstreit zwischen der Forderung der Elasticität und der Widerstandsfähigkeit des Geleises. Es muss zugegeben werden, dass man mit der steigenden Tendenz für schwerere Geleise sich immer mehr von der wünschbaren Elasticität entfernt. Dennoch möchte ich glauben, dass im Princip das schwerere Geleise den Vorzug verdient. Die Elasticität ist nämlich offenbar bei einem bezüglich der Stabilität und exakten Lage idealen Geleise gar nicht mehr notwendig. Der ideale Stabilität können wir uns aber nur durch die Gewichtserhöhung nähern, sei es, dass das Metallgewicht des Oberbaues erhöht werde, sei es, dass man das Geleise mit gutem Mauerwerk oder Beton zu einem solidarischen Körper verbindet. Eine solche Befestigung des Oberbaues war auch in neuerer Zeit für Bahnen in Aussicht genommen, bei welchen ausserordentlich grosse Fahrgeschwindigkeiten erreicht werden sollten.

Neubau der Hannoverschen Bank in Hannover. — Litteratur: Prof. Gladbach's Publikationen. — Vereinsnachrichten: Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein. Technischer Verein Winterthur. Stellenvermittlung.

Hiezu eine Tafel: Glasgemälde für die Gnadenkapelle des Klosters Mariastein im Kanton Solothurn.

Es versteht sich, dass die Lage der Schienen hiebei eine ausserordentlich exakte sein müsste, denn nur unter dieser Voraussetzung darf auf die Elasticität verzichtet werden. Stets kommt aber dabei noch das „harte“ Fahren in Frage, von dem schon oben die Rede war. Was ist eigentlich diese Härte? Sie besteht nach unseren Beobachtungen darin, dass an Stelle des Schaukelns der Fahrzeuge ein Vibrieren fühlbar wird, dessen Einzelbewegungen zwar kleiner sind, das aber für unsere Nerven unter Umständen unangenehmer wird als stärkere Schwankungen von grösserer Wellenlänge. Diese Erscheinung ist ganz natürlich und hat Analogien in Erscheinungen des täglichen Lebens.

Bei ganz auf Beton liegendem Oberbau von Strassenbahnen kann man beobachten, dass die erwähnten Vibrationen in einen eigentlichen Ton übergehen, ein Beweis, dass man es mit wirklichen Schwingungen von gewisser Regelmässigkeit zu thun hat.

Mit einer geeigneten Federung der Wagen liesse sich wahrscheinlich das harte Fahren bedeutend mildern. Die Federn müssen schwächer und elastischer sein. Dem ist aber der Umstand im Wege, dass die Fahrzeuge in der Regel auch auf Strecken mit weniger gut liegendem, nachgiebigem Oberbau durchkommen müssen.

Die Stösse, denen sie dort ausgesetzt sind, erfordern weit festere Federn als sie die blosser Belastung durch das Wagengewicht, die bei dem ideal liegenden Oberbau allein in Frage kommt, erfordern würde.

Im allgemeinen dürfte es sich jedoch, wenn vom harten Fahren die Rede ist, sehr oft um ein Schlagwort handeln, welches vorsichtig aufgenommen werden muss. Vor allem muss man sich hüten, auffallendes Rütteln und Rasseln der Wagen und das Auftreten heftiger Stösse mit dem harten Fahren zu verwechseln, da diese Erscheinungen dann irrtümlich auf Rechnung des schweren oder besonders fest liegenden Oberbaues gesetzt würden.

Der Umstand, dass diese Verwechslung nicht selten gemacht wird, spricht indirekt zu Gunsten des schweren Oberbaues.

Von den Einzelheiten des Geleises hat die Stosskonstruktion die Eisenbahntechniker stets am meisten beschäftigt. Hier ist die Tendenz, alles zu verstärken, am meisten zu Tage getreten. Man muss aber gestehen, dass der Erfolg bis jetzt ein unbefriedigender geblieben ist.

Ursprünglich hatte man bekanntlich den „festen“ Schienenstoss. Um aber den Schlag, welchen man beim Uebergang des Rades von einer Schiene auf die andere wahrnimmt, zu mildern, wurde der „schwebende“ Stoss eingeführt.

Dabei rechnete man auf ein, die Härte des Schlages beim Uebergang von einer Schiene auf die andere mildern des Federn der Schienenenden. Mit der Zeit kam man aber zu der Einsicht, dass dieses Federn selbst wieder eine Quelle neuer Beschädigungen des Geleises werde. Das Niveau der Schienen zeigte am Stoss eine Einsenkung, die mit der Zeit immer grösser wurde und immer rascher der vollständigen Zerrüttung der Stossverbindung entgegenführte.

Jetzt sah man ein, dass der Stoss in möglichst solider Weise unterstützt werden müsse. Indem man die dem Stosse benachbarten Schwellen immer näher zusammenrückte und immer stärkere Laschen verwendete, wurde thatsächlich wieder ein nicht federnder, fest aufliegender Stoss geschaffen. Mit dem sog. Brückenstoss sind wir wieder vollständig zum festen Stoss zurückgekehrt, und es ist eigentlich nicht zu verstehen, warum man, statt den komplizierten Brückenstoss anzuwenden, nicht einfach wieder eine Schwelle direkt unter den Stoss legt und die Nachbarschwellen noch hinreichend an sie heranrückt.

So stehen wir heute auf dem Punkte, wo der Stoss

mit gewaltigen Kräften zusammengehalten wird, und man hat den Eindruck, dass, wenn diese moderne Verbindung nicht fest genug ist, man an der Aufgabe, einen soliden Schienenstoss zu schaffen, verzweifeln müsse.

Und in der That begegnet man nirgends einer Befriedigung über das Erreichte.

Ueber neue Geleise fährt es sich sehr gut, aber nach kaum einem Jahr hört man wieder das Klopfen der Stösse beim Darüberrollen der Räder und bald nachher beginnt man es im Wagen zu fühlen — das Zerstörungswerk ist dann eingeleitet und wird unaufhaltsam fortschreiten.

Ein rationelles Mittel gegen dieses Uebel wäre ungeheuer wertvoll. Leider ist es noch nicht gefunden.

Ein Blick in's künftige Jahrhundert zeigt uns das Ideal des stosslosen Oberbaues, das ganz sicher kommen wird, wenn wir auch gegenwärtig noch weit davon entfernt sind.

Wir müssen unterdessen jede Kleinigkeit wahrnehmen, die dem Geleise zum Besten dienen kann. Und um hierin stets das Richtige zu treffen, müssen wir uns darüber klar werden, warum der Schienenstoss so sehr der Deformation ausgesetzt ist.

Lange Zeit glaubte man, es sei hauptsächlich die Lücke daran Schuld, durch welche der Schienenstrang unterbrochen ist. Das belastete Rad falle gewissermassen in diese Lücke hinunter und pralle im Aufsteigen wieder gegen den Schienenkopf an, der auf diese Weise „gehämmert“ werde.

Praktische Beobachtungen haben aber gezeigt, dass Lücken, die in eine Schiene eingehauen wurden, schon eine bedeutende Breite haben mussten, bis sie beim Darüberfahren verspürt werden konnten. Die gewöhnlichen Stosslücken sind nur wenige mm weit, und die Senkung eines Rades von 1 m Durchmesser kann bei einer Lücke von 6 mm erst ungefähr 1/100 mm ausmachen, ein Betrag, der offenbar nicht von Bedeutung ist.

Es geht hieraus hervor, dass den Bestrebungen, die Stosslücke durch schräg abgeschnittene Schienenenden, Verblattung oder Verwendung der Lasche zur Bildung einer Lauffläche zu überbrücken, keine grosse Bedeutung zukommen kann.

Die Erfolge, die man mit dem Blattstoss erzielt hat, sind nur der soliden Verbindung der Schienenenden, nicht aber der Ueberbrückung der Stosslücke zu verdanken.

Nachdem man die Stossstellen so nahe zusammengerückt und die Laschen so weit verstärkt hat, dass die Durchbiegung des Schienenstranges am Stoss zum mindesten keine grössere ist, als an den andern Stellen und nachdem die Rolle, welche die Stosslücke spielt, als unwesentlich erkannt wurde, bleibt eigentlich die Gebrechlichkeit des Schienenstosses ziemlich rätselhaft.

Man hilft sich, um die missliche Erscheinung zu erklären, mit dem Hinweis auf den Umstand, dass die Laschen, wenn der Schiene die Möglichkeit zu dilatieren gewahrt bleiben soll, doch nicht zu fest gegen letztere angepresst sein dürfen, dass also die Stossverbindung stets mehr oder weniger locker bleibt und dabei kleine Bewegungen entstehen, die ein Einfressen an den Anlageflächen zwischen Lasche und Schiene zur Folge haben.

Das absolut feste Anziehen der Laschenschrauben ist glücklicherweise bei Geleisen, die bis zur Schienenoberkante in den Boden versenkt sind, nach neueren Feststellungen durchaus zulässig und dieser Umstand kommt besonders den Strassenbahnen zu gute. Es kann nämlich in diesem Falle auf den Spielraum für die Dilatation verzichtet, d. h. diese einfach unterdrückt werden. Ist in diesem Umstande nicht auch der Weg angedeutet, auf dem wir dem Ideal des stosslosen Oberbaues entgegengehen müssen? Auch der Umstand, dass die Laschen und ihre Anlageflächen nicht hinreichend genau zusammen passen, um eine gute, der Theorie entsprechend arbeitende Verbindung zu erhalten, spielt eine bedeutende Rolle.

Man kann über diesen Punkt nicht sprechen, ohne der klassischen Untersuchungen Dr. Zimmermanns zu erwähnen, der mit besonderem Nachdruck das Erfordernis genau pas-

sender und nachstellbarer Arbeitsflächen an den Laschen hervorgehoben hat. Bei seinen Berechnungen hat Zimmermann, wie auch die älteren Forscher auf diesem Gebiete, sich im wesentlichen nur mit den Spannungen befasst, welche im Eisenbahnbau infolge der Nachgiebigkeit der Bettung durch das Befahren hervorgerufen werden. Diesen Spannungen entsprechen die Bewegungen, welche — ausreichende, ursprüngliche Festigkeit vorausgesetzt — auf die Zerstörung des Oberbaues hinarbeiten.

Wenn nun zugegeben werden muss, dass die Untersuchung der Art und Weise wie die verschiedenen Oberbaukonstruktionen bei der Durchbiegung arbeiten, in erste Linie zu stellen ist, so darf man deswegen doch nicht annehmen, dass die Zerstörungserscheinungen am Oberbau ausschliesslich auf diese Biegearbeit zurückzuführen seien. Es sind auch andere Zerstörungsursachen vorhanden, die sogar mit der grösseren Biegefestigkeit der Geleisestränge zunehmen.

Insbesondere möchten wir im folgenden auf einen wenig beachteten Umstand hinweisen, der in der vorzeitigen Zerstörung der Stossverbindungen, wie uns scheint, eine bedeutende Rolle spielt.

Bei den theoretischen Untersuchungen über die Beanspruchung der Geleise ist noch stets die Lauffläche als eine stetig verlaufende Fläche ohne Ecke oder Absatz vorausgesetzt worden.

Dies ist nun thatsächlich, auch beim neuen Geleise, so wenig zutreffend, dass den Beanspruchungen, welche aus dieser Unvollkommenheit entstehen, eine ganz wesentliche, wenn nicht vorwiegende Bedeutung zukommt.

Die Schienen sind nie genau gleich hoch und zwar auch beim neuen Geleise. Die Lauffläche des neuen Geleises lässt sich durch folgende Längenprofilsskizze charakterisieren.

Fig. 1.

Dabei sind die Absätze bei den Stössen grösser als man gewöhnlich annimmt. Wir haben verschiedene Schienenlieferungen, verschiedener Werke darauf untersucht und gefunden, dass Höhenunterschiede von 1 mm durchaus gewöhnlich und sogar solche von 2 mm nicht selten sind. Wir haben solche Differenzen bei Schienen konstatiert, bezüglich deren man uns versicherte, „dass so etwas nicht vorkomme“.

Nun ist beim schwebenden Stoss die Höhe der Schienen zwar nicht ohne weiteres massgebend für das Zusammenpassen der Laufflächen. Dieses ist vielmehr von den Anlageflächen der Laschen abhängig. Es liegt aber auf der Hand, dass da, wo die ganze Schienenhöhe solche Differenzen, wie die erwähnten, aufweist, dasselbe auch bezüglich der Genauigkeit der übrigen Dimensionen des Schienenprofils der Fall sein wird.

Man macht zwar in der Regel Vorschriften für die genaue Ausführung des Schienenprofils, pflegt aber dabei nicht unter 1/2 mm als zulässige Abweichung vom vorgeschriebenen Profil zu gehen. Dazu kommt dann in der Regel noch eine gewisse Toleranz bei der Abnahme der Schienen. Da im Geleise nun öfters Schienen zusammen treffen können, die in entgegengesetztem Sinne vom angenommenen Profil um 1/2 mm und mehr abweichen, so führt dies dazu, dass Absätze von 1 mm und mehr oft vorkommen.

Um nun den Einfluss der so entstehenden Staffeln im neuen Geleise zu beurteilen, wollen wir ihre Wirkung vorerst vergleichen mit derjenigen der Stosslücken.

Wir dürfen annehmen, dass die Wirkung eines Absatzes von einer gewissen Höhe gleich derjenigen einer Stosslücke sei, aus welcher das eingesunkene Rad ebenso hoch aufsteigen muss, wie bei dem Absatz, d. h. die Wir-

Fig. 2



kung des Höhenunterschiedes b bei ungleich hohen Schienen wird ungefähr gleich derjenigen der Einsenkung b bei der

Stosslücke sein. Auf Grund dieser Annahme ergibt sich für einen Raddurchmesser von 1 m folgende Gegenüberstellung:

Eine Lücke von 5 mm	Weite entspricht einem Absatz von 0,006 mm	Höhe.
» » » 10 »	» » » 0,025 »	»
» » » 20 »	» » » 0,100 »	»
» » » 50 »	» » » 0,625 »	»
» » » 63 »	» » » 1 »	»
» » » 89 »	» » » 2 »	»

Diese Zusammenstellung macht die ungünstige Wirkung der Absätze recht augenscheinlich. Die bisweilen vorkommenden Höhendifferenzen der Schienen von 2 mm wirken ebenso ungünstig wie Lücken von 89 mm Weite.

Hieraus geht aber auch hervor, wie gering die relative Bedeutung ist, welche der Lücke als solcher zukommt.

Um den Einfluss des Hämmerns der Räder an den vorstehenden Schienenenden beurteilen zu können, ermitteln wir die lebendige Kraft, welche beim Aufsteigen der Räder zur Wirkung kommt. Dieselbe ist abhängig von der Höhe des Absatzes, dem Raddruck, dem Raddurchmesser und der Fahrgeschwindigkeit. Nehmen wir an, die Höhendifferenz betrage 1 mm, der Raddruck sei = 5000 kg, der Raddurchmesser = 1 m, die Fahrgeschwindigkeit = 50 km in der Stunde, so wird der Absatz von 1 mm vom Rad im Zeitraume von 0,00227 Sekunden erstiegen. Es entspricht dies einer Fallgeschwindigkeit in der Sekunde von $v = 0,44$ m. Die in Frage kommende lebendige Kraft ist dann gleich

$$\frac{5000 \cdot 0,44^2}{2} = 49 \text{ kg.}$$

Die nämliche lebendige Kraft hat ein aus der Höhe von 1,5 m auf die Schiene herabfallendes Gewicht von 33,5 kg.

Wenn nun täglich 50 Züge zu je 50 Achsen über eine solche Stelle fahren, so haben wir mit 2500 solcher Schläge zu rechnen.

Dieses Hämmern des Schienenkopfes lässt sich somit vergleichen mit der fortwährenden Bearbeitung des letztern durch einen Rammenklotz von 33,5 kg Gewicht mit 1,5 m Hubhöhe.

Durch diese Betrachtung werden die Einwirkungen, denen der Schienenstoss ausgesetzt ist, recht augenscheinlich.

Diese Wirkungen sind auch bei geringeren Höhendifferenzen, wie sie die Regel bilden, noch recht bedeutend.

Sie sind dies um so mehr, als, genau besehen, die Schiene für das einzelne Rad eigentlich nicht eine Lauffläche, sondern nur eine Lauflinie darbietet, denn bei der

ungleichmässigen Abnutzung der Radreife haben diese niemals ein mit dem Schienenkopf übereinstimmendes Profil.

Die Folgen entsprechen der Grossartigkeit des Arbeitsaufwandes; aber es muss uns eigentlich bei diesen Verhältnissen in Erstaunen setzen, dass die Geleise doch so lange halten.

Die Beschädigungen am Schienenstoss bestehen im Abplatteten der Schienenköpfe, Verbiegen der Schienen, Lockern der Befestigung, Einfressen der Laschen, abgesehen von den häufig genug entstehenden Schienen- und Laschenbrüchen.

Diese Beschädigungen sind bei den einzelnen Stössen sehr ungleich und es geht auch hieraus hervor, dass die zufällige Beschaffenheit der Stossverbindung eine wichtige Rolle spielt.

Die Abplattung der Schienenenden hat eigentlich direkt eine wohlthätige, das Hämmern mildernde Wirkung. Durch sie erhält das in Fig. 1 skizzierte Längenprofil allmählich folgende Form.

Fig. 3.

Die Zeit, welche das Rad zum Aufsteigen auf die höhere Schiene braucht, wird dadurch verlängert, z. B. in dem angeführten Falle, wenn der Absatz von 1 mm einmal auf eine Länge von 100 mm ausgeglichen ist von 0,00227 auf 0,00715 Sekunden. Der Schlag, welchen das höher liegende Schienenende dabei erhält, ist um etwa das 12fache gemildert. Allein bis die Schiene soweit abgeplattet ist, dürften in den meisten Fällen die andern Beschädigungen schon weit gediehen sein. Namentlich das Verbiegen der Schienenenden wird schon begonnen und eine Bedeutung erreicht haben, welche den Wert der Abplattung überholt. Das Längenprofil der Schienen hat jetzt in Wirklichkeit folgende Gestalt.

Fig. 4.

In vielen Fällen erstreckt sich das Verbiegen der Schienen nicht nur auf die Enden, sondern auf ihre ganze Länge. Wir geben in Fig. 5 die durch genaues Nivellement und Abformen der Stösse bestimmten wirklichen Längenprofile verschiedener Geleise von Voll- und Schmalspurbahnen in einhundertfacher Verzerrung. Diese Profile geben ein erschreckendes Bild von der Beschaffenheit der Geleise.

Wir wollen nun keineswegs behaupten, dass die eben geschilderten Beschädigungen und Verbiegungen der Schienen lediglich eine Folge der Höhendifferenzen seien, aber wir stehen nicht an, zu behaupten, dass sie darin ihre Hauptursache haben.

Das verbreitetste Mittel zur Befestigung der Stossverbindung ist die Anwendung starker Laschen. Diese würden ihren Zweck vollständig erfüllen, wenn es sich einfach darum handelte, den nötigen Widerstand zu schaffen für die Biegebeanspruchung des Schienenstranges. Beim Hämmern der Schienenenden infolge von Höhenunterschieden handelt es sich aber um einen fast unelastischen Stoss, bei dem die lebendige Kraft zu einer Arbeitsleistung verwendet wird. Diese besteht in Deformation der Schiene und Materialzerstörung. Da aber die Arbeitsleistung um so grösser

wird, je unelastischer der Stoss ist, so folgt, dass mit der Gewichtsvermehrung der Stossverbindung die nachteiligen Angriffe empfindlicher werden müssen. Ihre Wirkungen können unter Umständen dennoch weniger nachteilig sein, weil die Vorteile der Verstärkung sie überholen.

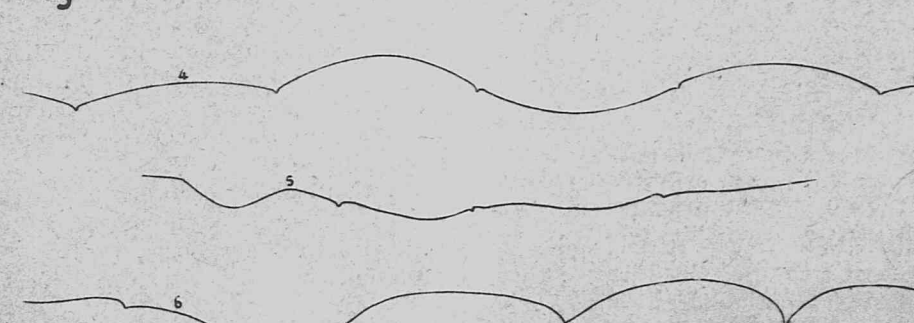
Im allgemeinen aber erklärt sich hieraus, warum mit der Verstärkung des Stosses doch ein verhältnismässig geringer Erfolg erzielt wird.

Dem gegenüber scheint es uns auf der

Hand zu liegen, dass die Verbesserung eher auf dem Wege einer Beseitigung des Hämmerns an den Schienenenden durch möglichst sorgfältige Ausgleiche der Niveauunterschiede bei den neuen Schienen gesucht werden müsse.

Dieses Ziel wird zwar nie vollständig, aber doch annähernd auf folgenden Wegen erreicht werden können.

Fig. 5.



Ausnahmen abgesehen, wenig oder nichts für die Ausbildung der maschinen-technischen Untersuchungsmethoden gethan.

Es bedurfte einer von aussen kommenden Anregung, wie eine solche vor allem durch die kolumbische Weltausstellung in Chicago geboten wurde, um die europäischen Unterrichtsverwaltungen zu einer Reformthätigkeit anzu-spornen. Die grosse Ausdehnung, welche Laboratoriums-übungen an den amerikanischen Lehranstalten gegeben ist, hat den fast gänzlichen Mangel derselben bei den europäischen technischen Hochschulen in um so grellerem Licht gestellt und das allseitige Verlangen geweckt, diesem Uebelstande abzuhefen.

So hat denn der führende technische Verein Deutschlands: der Verein deutscher Ingenieure, in Gemeinschaft mit den angesehensten Fachlehrern der deutschen Hochschulen die energische Förderung des Unterrichts durch Maschinen- oder wie sie neuerdings in Deutschland geheissen werden Ingenieur-Laboratorien an die Hand genommen und der Angelegenheit bereits zu bedeutenden Erfolgen verholten. Im preussischen Jahresetat sind namhafte Kredite für die Einrichtung, bezw. Komplettierung von solchen Laboratorien in Berlin und Hannover bewilligt; ein gleiches Vorgehen ist dem Vernehmen nach in Dresden und Stuttgart zu erwarten. Die technische Hochschule in Darmstadt hat zweckmässiger Weise die zentrale Beleuchtungs- und Beheizungsstation ihres neuen grossen Gebäudekomplexes zugleich zu einem grossen Laboratorium ausgestaltet. In München gelang es der nach dieser Richtung bahnbrechenden Wirksamkeit von Prof. Schröter schon seit Jahren, ein ansehnliches Laboratorium zu schaffen und in Verbindung mit einer Centralanlage für elektrische Beleuchtung der Gebäude der technischen Hochschule weiter zu entwickeln.

An unserer technischen Hochschule war zwar schon bald nach ihrer Gründung der Grund zu einem Maschinen-Laboratorium gelegt worden, mit einer Dampfmaschinen-anlage und Einrichtungen für hydraulische Demonstrationen und Versuche; allein indem auch bei uns der Unterricht der Maschineningenieure eine Richtung nahm, bei welcher die Vorlesungen und die Arbeiten im Hör- und Zeichensaale ganz vorherrschten, gelangte die erste Anlage nicht zu weiterer Entwicklung. Inzwischen ist die Dampfmaschinen-anlage veraltet, und der Anlauf, der in neuester Zeit mit zunehmender Erkenntnis der Notwendigkeit eines Maschinen-Laboratoriums zur Erweiterung der vorhandenen Anlage gemacht worden ist, musste sich aus Mangel an Raum und Mitteln auf die Beifügung eines Gas- und eines Petrol-motors beschränken. Der starke Zudrang der Studierenden zu den Übungen mit diesen Motoren beweist, wie sehr auch seitens der Studierenden für ihre Ausbildung das Bedürfnis nach einem Maschinenlaboratorium empfunden wird. Nicht weniger hat sich auch seitens der Maschinen-Ingenieure und -Techniker des Landes die Anerkennung dieses Bedürfnisses kundgegeben durch mannigfache, aus diesen Kreisen laut gewordene Anregungen und durch die begeisterte Aufnahme, welche an der Jubiläumsversammlung der Gesellschaft ehemaliger Studierender des eidg. Polytechnikums 1894 ein Vortrag von Prof. Dr. Ritter*) mit seinen auf die Einrichtung von Maschinenlaboratorien hinzielenden Ideen gefunden hat. (Schluss folgt.)

Miscellanea.

Acetylen. Zuzufolge der in Bd. XXVIII S. 184 besprochenen Acetylenexplosion in Berlin hat das dortige Polizeipräsidium, dem Vorgehen der Pariser Behörde folgend, vorbehaltlich der Zustimmung des Magistrats, Vorschriften betreffend die Herstellung und den Gebrauch des Acetylens veröffentlicht. Dieselben verpflichten jeden, der Acetylen aus Calciumcarbid mittels Wasser darstellen will, vorher der Ortspolizeibehörde Anzeige zu erstatten. Die zur Darstellung und zum Auffangen des Gases zu benutzenden Apparate müssen bestimmten Voraussetzungen genügen.

*) Siehe «Das techn. Unterrichtswesen der Vereinigten Staaten Amerikas». Band XXIV Nr. 2 und 3 der «Schweiz. Bauzeitung».

Ausgeschlossen von der Anzeigepflicht sind die staatlichen wissenschaftlichen Institute, die solches Gas nur zu Lehr- und Studienzwecken verwenden. Ausserdem wird in dem Erlass auf die grosse Explosionsfähigkeit flüssigen Acetylens warnend hingewiesen¹⁾. Dieselbe komme der Schiessbaumwolle gleich und soll z. B. schon durch einen glühenden Metalldraht, durch Schlag und zu rasches Öffnen der Behälter hervorgerufen werden können. Flüssiges Acetylen wird deshalb als «Sprengstoff» zu behandeln sein. Auf die Herstellung, den Vertrieb und den Besitz von flüssigem Acetylen, sowie auf die Zuführung desselben aus dem Auslande werden künftig die Vorschriften des Gesetzes gegen den verbrecherischen und gemeingefährlichen Gebrauch von Sprengstoffen Anwendung finden. — Auch eine Schweizer Behörde, der Regierungsrat von St. Gallen, hat durch eine vorläufige Verfügung folgenden Wortlauts den Standpunkt der öffentlichen Verwaltung gegenüber der Gefährlichkeit des Acetylens kundgegeben: Die Verwendung von komprimiertem Acetylen in Stahl- oder Eisencylindern, sowie von Acetylenlampen, welche das Gas aus einem mit der Lampe verbundenen Recipienten entwickeln, ist bis auf weiteres untersagt. Das Vergasungsmaterial (Calcium-Carbid) muss in einem abgeschlossenen trockenen Raum, in luftdicht und wasserdicht geschlossenen Gefässen aufbewahrt, das Aufbewahrungsort darf mit Licht nicht betreten werden. Der Gasentwicklungsapparat und der Gasometer müssen in einem vom Hauptgebäude separierten, verschliessbaren und gut ventilierbaren Lokale aufgestellt werden. Die Beschickung des Gasentwicklungsapparates mit Calcium-Carbid darf nicht bei Licht geschehen. Die Bedienung des Apparates hat durch zuverlässige, mit der Konstruktion desselben wie mit den Eigenschaften des Gases und des Vergasungsmaterials vertraute Personen zu erfolgen. Bei der Konstruktion der Beleuchtungsapparate ist die Anwendung von metallischem Kupfer untersagt. Vor Inbetriebsetzung einer neuen Anlage ist durch die Lokalfirepolizeibehörde dem Finanzdepartement Anzeige zu machen und die Bewilligung bei demselben für den Betrieb speziell nachzusuchen. — Besonderer polizeilicher Aufsicht ist die Installation und der Gebrauch von Acetylenapparaten gleichfalls im Gebiete des Kantons Zürich unterstellt. Ueber bezügliche Gesuche entscheidet die Justizdirektion. Die kantonalen Gemeindebehörden wurden neuerdings eingeladen, Erhebungen über den Betrieb solcher Apparate zu veranlassen und Bericht zu erstatten.

Die elektrische Zugsbeleuchtung der Jura-Simplon-Bahn, über welche wir bereits früher ausführlich berichtet haben²⁾, soll auf Grund der damit erzielten befriedigenden Resultate demnächst eine weitere Ausdehnung erhalten. Die genannte Bahn hat bis jetzt 323 Personenwagen und 65 Gepäckwagen, insgesamt 388 Fahrzeuge, mit elektrischer Beleuchtung mittelst Accumulatoren ausgerüstet; im Laufe dieses Jahres wird die Zahl der elektrisch beleuchteten Wagen auf etwa 450 ansteigen. Die Ladung der Accumulatorenstationen für das ganze Bahnnetz von etwa 1000 km geschieht bekanntlich in Biel und Freiburg, von wo aus mittelst besonderer Sammelwagen die Verteilung nach andern Hauptstationen erfolgt. Die vorhandenen und noch wesentlich vergrösserungsfähigen elektrischen Anlagen, zu deren Betrieb billige Wasserkraften benutzt sind, dienen gleichzeitig zur Licht- und Kraftversorgung der betreffenden Bahnhöfe und Werkstätten. In der dritten Werkstatt der Jura-Simplon-Bahn, derjenigen von Yverdon, wird binnen kurzem der elektrische Betrieb ebenfalls eingeführt werden.

Ausgrabungen in Athen. Bei den von der griechischen archäologischen Gesellschaft vorgenommenen Ausgrabungen in Athen wurde eine alte, vom Dipylon nach der Akademie des Plato führende Strasse blossgelegt. Da die Gräber von Sophokles, Perikles und andern namhaften Athenern an dieser Strasse gelegen waren, so verspricht man sich von der Fortsetzung der Ausgrabungen interessante Ergebnisse.

Konkurrenzen.

Neubau einer reformierten Kirche in der Kirchgemeinde Aussersihl in Zürich. Zur Erlangung von Entwürfen für obgenannten Kirchenbau eröffnet die Kirchenbankkommission der Kirchgemeinde Aussersihl-Zürich einen allgemeinen Wettbewerb, dessen Programm wir folgende Einzelheiten entnehmen: Einlieferungsfrist: 15. Mai 1897. Dem aus den HH. Prof. Bluntschli in Zürich, Stadtbaumeister A. Geiser in Zürich, Reg.-Rat H. Reese, Arch. in Basel, H. Segesser-Crivelli, Arch. in Luzern, Pfarrer C. Densler in Zürich bestehenden Preisgericht steht eine Summe von 5000 Fr. zur Prämierung der drei bis vier besten Projekte zur Verfügung.

¹⁾ V. Bd. XXVIII S. 148.

²⁾ Vgl. Bd. XVIII S. 121, 125.

figung. Erster Preis Min. 2000 Fr. Vierzehntägige öffentliche Ausstellung aller eingelangten Entwürfe nach dem preisgerichtlichen Entscheid, der ebenso wie die Zeit der Ausstellung in der «Schweizerischen» und «Deutschen Bauzeitung», der «Neuen Zürch. Ztg.» und im «Tagblatt der Stadt Zürich» bekannt gegeben wird. Die preisgekrönten Entwürfe werden Eigentum der Kirchgemeinde Aussersihl, welche sich bezüglich der Anfertigung definitiver Pläne und der Ausführung des Baues freie Hand vorbehält. Laut dem von den Preisrichtern geprüften und gutgeheissenem Programm ist für den Standort der Kirche der von der Badener-, Staufacher-, Jakobstrasse und Friedhofweg begrenzte Platz gewählt worden; die südöstliche Hauptfront des Bauwerks würde gegen die Badenerstrasse gerichtet sein. Der Neubau ist derart zu placieren, dass die auf genanntem Platze zur Zeit vorhandene Kirche bis zur Vollendung der neuen ohne Störung der kirchlichen Funktionen benutzt werden kann. Die Wahl des Stils und die Gesamtanordnung des Baues ist den Bewerbern freigestellt in der Voraussetzung, dass die als Hauptfassade bezeichnete Gebäudesite eine entsprechende Ausgestaltung erhält. Für die Architekturteile ist Haustein, für die Bekleidung der äusseren Wandflächen Spitzstein, Tufstein oder Verputz in Aussicht zu nehmen. Die Kirche soll zu ebener Erde und auf den Emporen insgesamt 1400 feste Sitzplätze ausschliesslich Anhäng- oder Schiebsitze erhalten. Ausserdem ist eine Sakristei von etwa 12 m² Grundfläche vorzusehen, sowie zwei je 80—100 Sitzplätze enthaltende Unterrichts-räume, die im Bedarfsfalle mit dem Hauptraum der Kirche vereinigt werden können. Die letzterwähnten Sitzplätze sind in der Gesamtzahl von 1400 inbegriffen. Das Innere der Kirche ist mit thunlichster Berücksichtigung guter Akustik und Beleuchtung zu disponieren; Kanzel und Taufstein sollen möglichst von allen Sitzen gesehen werden. Altar und erhöhter Chorraum sind nicht erforderlich. Behufs rascher Entleerung der Kirche ist auf zugfreie Ein- und Ausgänge in genügender Zahl und Dimension, die Anordnung ausreichender Gänge und möglichst geradliniger, mit Podesten versehener Emporentreppen Bedacht zu nehmen. Vor der Orgel, deren Stellung dem Bewerber anheimgegeben ist, müssen für Sängerköre mindestens 200 Sitzplätze (in der Gesamtzahl inbegriffen) vorgesehen werden. Die Baukosten der Kirche mit Ausschuss der Kosten für Orgel, Glocken, Uhr, Kanzel, Taufstein, Kommunionisch und Umgebungsarbeiten dürfen 350 000 Fr. nicht übersteigen. Verlangt werden: ein Lageplan i. M. 1:500, zwei Grundrisse mit Angabe der Bestuhlung, zwei, eventuell drei Fassadenpläne und die zum Verständnis notwendigen Schnitte, alles i. M. 1:200, ferner eine Kostenberechnung nach dem kubischen Inhalt, eine kurze Beschreibung der projektierten Beheizung unter Angabe des Rauchaustritts und eventuell ein Erläuterungsbericht. Das Programm, welches übrigens fast in allen wesentlichen Punkten demjenigen der für die St. Leonhardskirche in Basel kürzlich ausgeschriebenen Konkurrenz entspricht (V. Bd. XXVIII, S. 185), kann nebst Lageplan (1:500) kostenfrei vom Akteur der Kirchenbaukommission Aussersihl-Zürich Herrn A. Büchi bezogen werden.

Nouveau Casino de Morges. (Voir Vol. XXVIII P. 129). Le Jury (Alfred Rychner, président, et H. Juvet, rapporteur) vient de se prononcer sur le concours ouvert par la commune de Morges pour la construction d'un Casino.

Conformément au programme, il a accordé trois prix:

Le 1^{er}, de mille francs, à Messieurs Jacques Kégamey et A. Heydel, architectes à Lausanne.

Les 2^{me} et 3^{me}, ex-aequo, de cinq cent francs chacun à Mr. C. Mauerhofer, architecte à Lausanne, et à Mr. S. Ott-Roniger, architecte à Zurich.

Les plans sont exposés au Casino dès aujourd'hui jusqu'au 29 ct.

Le Jury a regretté de ne pouvoir attribuer un plus grand nombre de prix, plusieurs des projets étant d'une réelle valeur artistique, sans toutefois remplir toutes les conditions imposées par le programme.

Morges, le 21 Janvier 1897.

Le greffe-municipal.

Neubau der Hannoverschen Bank in Hannover. Auf deutsche Architektur beschränkter Wettbewerb. Termin: 1. Mai 1897. Preise: 4000, 2000, 1000 M. Preisrichter: Geh. Baurat Schuster, kgl. Baurat Unger, kgl. Hofrat Arch. Frühling, sämtlich in Hannover, kgl. Baurat Schmiedel in Berlin und drei Nichttechniker. Die Unterlagen des Wettbewerbes sind gegen Vergütung von 3 M. durch die Direktion genannter Bank zu beziehen.

Litteratur.

Prof. Gladbach's Publikationen. Anschliessend an den in unserer letzten Nummer erschienenen Nekrolog über Prof. Gladbach lassen wir

nachstehend eine Übersicht über die Veröffentlichungen des verstorbenen Meisters folgen:

Denkmäler deutscher Baukunst, III. Teil, begonnen von Dr. Georg Möller, fortgesetzt von Ernst Gladbach. Darmstadt. Verlag von C. W. Leske. (Ohne Datum, muss schon Ende der vierziger Jahre erschienen sein.) Folio.

Die Klosterkirche zu Hirzenhain, aufgenommen, radiert und erläutert von Ernst Gladbach, Kreisbaumeister zu Mainz. Folio. Mainz. 1855. (Separatabdruck aus den Denkmälern des Grossherzogtums Hessen.)

Der Schweizer Holzstil, in seinen kantonalen und konstruktiven Verschiedenheiten vergleichend dargestellt, mit Holzbauten Deutschlands, von Ernst Gladbach, Prof. am eidg. Polytechnikum in Zürich, Druck und Verlag von Carl Köhler in Darmstadt. Folio. 1866.

Desgl. **Neue Folge,** erschienen bei Cäsar Schmidt in Zürich, in dessen Verlag das vorübergehende Werk ebenfalls überging. Beides jetzt in neuer Auflage. 1897.

Vorlegeblätter zur Baukonstruktionslehre, von E. Gladbach, Prof. am eidg. Polytechnikum in Zürich. Eigenhändige Autographen. Zürich, Verlag von Meyer & Zeller. 8 Hefte zu 4 Tafeln. Quart. 1868.

Die Holzarchitektur der Schweiz, von E. Gladbach, Prof. am eidg. Polytechnikum in Zürich. Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage, mit 111 in den Text gedruckten Originalzeichnungen. Zürich und Leipzig. Verlag von Orell Füssli & Co. Quart. 1885.

Charakteristische Holzbauten der Schweiz, vom 16. bis 19. Jahrhundert, von E. Gladbach. 32 Tafeln Lichtdruck und zahlreiche Illustrationen im Text. Zweite Auflage. Folio. Berlin, Bruno Hessling. 1897.

Redaktion: A. WALDNER
32 Brändchenstrasse (Selnau) Zürich.

Vereinsnachrichten.

Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein.

III. Sitzung vom 2. Dezember 1896.*)

Vortrag von Professor F. Becker über

das Vermessungswesen der Schweiz.

Die Landesausstellung in Genf hat wieder einmal Anlass gegeben, Nachschau zu halten, wie es auf den verschiedenen Gebieten technischen Wirkens in der Schweiz steht. Hervorragend hat sich an dieser Ausstellung das Vermessungswesen präsentiert, einmal in der Gruppe 20 (Kartographie), dann auch in praktischer Anwendung in der Gruppe 33 (Ingenieurwesen). In der letztern Gruppe machte sich in den Operaten naturgemäss ein gewisses Streben nach wirkungsvoller äusserer Erscheinung geltend; ein gewisser Hauch der Kunst ging durch die Arbeiten. Es zeigte sich dabei, dass wenn es auch nicht allen gegückt ist, Eleganz und Feinheit der Zeichnung mit plastisch kräftiger Wirkung zu verbinden — entweder litt das eine oder das andere, oft auch beide — doch meistens, wo das Kolorit ein geschmackvolles war, auch die Zeichnung befriedigte. Das Feld der topographischen Darstellung ist ein solches, das für die Feinheiten der Kunst sehr zugänglich ist, und es dürfen die schweizerischen Zeichner mit Befriedigung auf ihre Leistungen blicken, wie sie auch in dem Bestreben nicht nachlassen sollen, die Kunst immer noch mehr in ihre Dienste zu nehmen. Störend wirkte in Genf der Umstand, dass für die Arbeiten einer Kollektivausstellung aus äusseren Rücksichten für Format, Beschreibung und Einrahmung einheitliche Vorschriften aufgestellt wurden; diese Dinge haben sich jeweils nach dem darzustellenden Objekte zu richten und wie diese letztern die mannigfaltigsten sind, musste auch ihre äussere Erscheinung mannigfaltig werden. Schade, dass soviel Kunst in einer durch die Organisation der Ausstellung verschuldeten, so ungünstigen Anordnung vergraben blieb!

In Bezug auf **Methoden und Hilfsmittel** unseres Vermessungswesens waren keine grossen Neuerungen oder gar Umwälzungen zu konstatieren. Die wichtigste Bereicherung der Messkunde bildet die Photogrammetrie. Das eidgen. topogr. Bureau hatte in dieser Richtung sehr instruktive Arbeiten ausgestellt, die im Einklang mit den Erfahrungen, welche auch private Vermessungstechniker gemacht hatten und mit den Anschauungen, welche sich bei diesen über die Bedeutung dieser neuen Methode gebildet, bewiesen, dass die Hoffnungen, die vielfach in Bezug auf die allgemeine Verwendbarkeit derselben und ihre Resultate gehegt wurden, sich nicht in gleich hohem Masse erfüllt haben. Wenn im Auslande es vielleicht nicht recht verstanden wurde, dass die schweizerischen Topographen hinsichtlich der Photogrammetrie sich etwas reserviert verhielten, lag der Grund dieser Reserve nicht darin, dass unseren Technikern das

*) Siehe Band XXVIII S. 195.

Verständnis für die neue Methode gefehlt hätte, sondern im Gegenteil darin, dass sie dieselbe von Anfang an nach ihren mutmasslichen Leistungen richtig erkannt, durchschaut haben. Das Kriterium für eine Aufnahmehmethode bilden in der Praxis immer die Kosten, welche eine bestimmte Arbeit erfordert, und da ergibt sich, dass das photogrammetrische Verfahren mit Ausnahme von Specialfällen teurer arbeitet als die gewohnten direkten Messmethoden. In solchen speciellen Fällen leistet die Photogrammetrie allerdings Vorzügliches und es muss ihre Einführung als eine sehr erfreuliche Bereicherung der Messkunst bezeichnet werden.

Was die Ausbildung der Methoden anbetrifft, macht sich ein Streben nach immer grösserer Genauigkeit und wissenschaftlich korrekterer Durchführung bemerkbar und zwar auf dem Gebiete der Feldmessung wie bei den grössern Arbeiten der Landesvermessung; dabei wird indessen das Heil nicht vor allem in den Methoden und technischen Hilfsmitteln gesucht, sondern vielmehr und zunächst in der persönlichen Befähigung und Fertigkeit des Ausübenden. Da wirkt vielfach die Schule Wild's nach, welche das Einfache nicht kompliziert und das Schwierige möglichst einfach zu lösen sucht, welche die höchsten Anforderungen an das eigene Können stellt. So rufen denn auch unsere Techniker nicht nach immer «sinnreicher» ausgeführten Instrumenten, die mit ihren vielen speciellen Einrichtungen die Arbeit fast selber machen und alle Dienste zu leisten versprechen, sondern begnügen sich mit einfachen, aber bewährten Konstruktionen. Es werden heutzutage vielfach Instrumente konstruiert, die mit ihren subtilen Organen viel zu empfindlich für den richtigen Feldgebrauch sind; auch das Instrument will seine gesunde Konstitution, dass es nicht jeden Augenblick den Dienst versagt oder mit Scheingenaugigkeit trügt.

Auf die Ausbildung des schweizerischen Vermessungswesens hat der Boden unseres Landes einen bestimmenden Einfluss ausgeübt. Wir haben es nicht mit grossen Ausdehnungen, mit Messungen über weite Länderstrecken zu thun, dafür aber mit einem schwierigen Terrain; wohl nirgends anderswo dringen Anlagen der Industrie und des Verkehrs so weit und so intensiv in's Gebirge ein, wie bei uns. Diese grossen Terrainschwierigkeiten wiesen vor allem auf die Anwendung und Entwicklung der graphischen Verfahren und bedingten eine höhere Kunst in der zeichnerischen Wiedergabe der Terrainformen. Auch da schätzen wir uns glücklich, in Prof. Wild einen Meister besessen zu haben, der mit der Kunst in der Handhabung der Methoden und Instrumente ein wunderbares Geschick verband, das messend Aufgenommene im Bilde zu gestalten. Unsere polytechnische Schule wird gut daran thun, Wild'schen Sinn und Wild'sche Auffassung beizubehalten und fortzupflanzen und in der Ausbildung der jungen Techniker das artistische Element nicht zu vernachlässigen. Das topographische Zeichnen ist ein angewandtes Kunstzeichnen; mit der grössten Feinheit muss zugleich die höchste Genauigkeit verbunden, mit feinen Mitteln ein doch kräftig klares Bild erstellt werden; das verlangt ein gebildetes Auge und eine kunstfertige Hand und in der Anwendung der Mittel die ausgesuchteste Oekonomie. Wer auf diese Art fein zeichnen gelernt hat, der wird auch ein sorgfältiger Rechner und Beobachter, in allem ein «sauberer» Arbeiter, und so kommt diese Schulung im Zeichnen auch den andern Disziplinen der Ingenieurkunde zu gute. Es wäre zu wünschen, dass bei Anlass der Reorganisation des Studienplanes der Ingenieurschule dem Plan- und topographischen Zeichnen eine etwas würdigere Stellung angewiesen würde. Zur Zeit muss das Planzeichnen getrieben werden, bevor demselben ein Unterricht im Vermessen vorausgegangen ist, ein Verfahren, das sonst in keinem andern Fache eingehalten wird. Es ist ausserordentlich schwierig, dem Studierenden einen richtigen Begriff von der Zeichnungsgenauigkeit beizubringen, wenn er noch keinen Begriff von einem Unterricht im Linearzeichnen herab, ohne dass dabei der Schüler einen rechten Begriff davon hat, was diese Linien bedeuten; an einer Hochschule sollte aber das, was gearbeitet wird, doch mit Verständnis gethan werden. Wir räumen auch sonst dem topographischen Zeichnen weniger Zeit ein als andere polytechnische Schulen, während ja gerade der höheren Anforderungen wegen, welche an den Techniker in der Schweiz gestellt werden, wir eher mehr Zeit dafür aufwenden sollten. Da gehen uns die Geometerschulen mit gutem Beispiel voran.

Wir wollen allerdings nicht einer zeitraubenden oder unfruchtbaren Schönzeichnerei das Wort reden, wohl aber dem guten, sichern und damit raschen Zeichnen. Uns ärgert jedenfalls nicht eine schlechte Zeichnung, wohl aber der Gedanke, dass darauf gerade so viel und oft noch mehr Zeit verwendet wurde, als bei besserem Können eine gute Darstellung verlangt hätte.

Werfen wir einen Blick auf die einzelnen Zweige des Vermessungswesens, so können wir konstatieren, dass für Vermessungsarbeiten zu

Baus zwecken, wo der Projektierung des Baues ein topographischer Plan zu Grunde gelegt werden muss, sich unser gewohntes topographisches Verfahren immer noch als das rationellste erwiesen hat. Wo das tachymetrische Verfahren neben dem topographischen angewendet wurde, wie beispielsweise für die Aufnahmen am Simplon und Splügen, hat sich immer die grosse Ueberlegenheit des letztern ergeben. Je schwieriger der Bau ist, desto notwendiger wird eine möglichst naturgetreue Aufnahme, desto notwendiger wird es, diese Aufnahme so weit als möglich angesichts der Natur zu vollenden. Muss die Zeichnung, wenigstens in Bleistift, an Ort und Stelle fertig ausgeführt werden, so ist der Zwang von selber gegeben, die richtigen Punkte und die richtige Zahl derselben aufzunehmen; da giebt es keine Wahl — die Zeichnung muss fertig werden und da müssen eben die Punkte eingemessen werden, die dazu nötig sind. Mit solchen Aufnahmen ist man aber dann sicher, etwas anfangen zu können. Wir thun daher auch hierin gut, an unserer Tradition festzuhalten.

Wie steht es auf dem Gebiete der Landesvermessung? Da werden wir keine bedeutenden Aenderungen oder Neuerungen erwarten dürfen; es wird wacker an der Vollendung der in Ausführung begriffenen Arbeiten gearbeitet. Ein besonderes Augenmerk wird der Durchführung der Landes-triangulation gewidmet, im Sinne der Stellung immer höherer Anforderungen an die strengwissenschaftliche Durchführung derselben. Das gleiche gilt auch von den topographischen Aufnahmen, in deren Betrieb eine festere Organisation gelegt wurde. Im übrigen ist jede Landesvermessung konservativ und muss es auch sein; ihre Arbeiten erstrecken sich über lange Jahre und da kann, einmal in einer bestimmten Weise angefangen, nicht mehr zwischen hinein beliebig gewechselt werden. Auch das Personal ist in solchen Verwaltungen ein stehenderes, wobei sich dann eine bestimmte Richtung ausgebildet und erhält. So wird auch auf dem eidgen. topographischen Bureau aus guten Gründen die Schule beibehalten, wie sie durch die ersten Arbeiten der eidgen. Ingenieur-Topographen inaugurirt und durch die Nachfolger derselben weiter ausgebildet wurde. Sehr interessant waren die vergleichenden Untersuchungen über die Leistungsfähigkeit der photogrammetrischen Methode gegenüber dem gewohnten Messischverfahren. Wir verweisen hiebei auf den Bericht, welchen Herr Ingenieur Rosenmund darüber erstattet hat und machen speziell aufmerksam auf die praktische Lösung der Fälle, wo mit geneigter Platte gearbeitet werden muss.

Ueber den Stand unserer Landesvermessung orientieren wir uns am besten, wenn wir deren Leistungen vergleichen mit den Arbeiten der uns benachbarten Staaten. Der Vortragende wirft der Reihe nach einen Blick auf die Landesvermessung von Frankreich, Italien, Oesterreich und Deutschland, sowie England und Amerika. Die Vergleiche ergeben, dass wir Grund haben, mit recht wachsamem Auge zu verfolgen, was im Auslande vorgeht und dass der Staat, ähnlich wie es auch auf andern Gebieten geschieht, seine Topographen hie und da auf Reisen, Kongresse mit Fachausstellungen schicken sollte, um sich zu orientieren, was andernorts gemacht wird und daraus Anregungen zu schöpfen.

Was schliesslich das Katasterwesen anbetrifft, so möchte man angesichts der eigentümlichen Verhältnisse, unter welchen dasselbe in der Schweiz steht, befürchten, dass die Leistungen auf diesem Gebiete nicht sehr grosse sind. Glücklicherweise ist das Gegenteil der Fall, wenigstens in qualitativer Beziehung. Dort wo ein Kataster durchgeführt wird, geschieht es meist in vorzüglichster Weise. So bildeten auch die Arbeiten, wie sie beispielsweise von den Städten Zürich und St. Gallen und einzelnen Kantonen, vor allen Bern, in Genf ausgestellt waren, geradezu einen Glanzpunkt der Ausstellung des Vermessungswesens. Die Vermessung der Stadt Zürich in ihrer Durchführung von der Triangulation an bis zum Reimplan und den Nachführungen ist wohl das schönste Werk, das in dieser Art existiert. Hoch interessant und verdienstlich sind auch die Untersuchungen des kantonalen Vermessungsamtes Bern über die Anwendung neuer Aufnahmehmethoden in gebirgigem Terrain, des tachymetrischen Verfahrens mit Messischergänzungen und der Photogrammetrie. Auch hiebei hat sich in Bezug auf das letztere Verfahren gezeigt, dass es einmal nicht durchgehend mit Vorteil anzuwenden ist und auch dort, wo die Fälle für die Anwendung desselben günstig liegen, es teurer arbeitet als die bisherigen Methoden. Was man scheinbar an Zeit auf dem Felde gewinnt, geht nachher beim Auftragen im Bureau vielfach verloren.

Fassen wir unsere Betrachtungen in einem Gesamturteil zusammen, so ergibt sich, dass wir, entsprechend einer guten Tradition in Bezug auf die Auffassung des Vermessungswesens und dem praktischen Geschick, das der Schweizer besitzt, sowie der im allgemeinen guten Schulung, immerhin mit Befriedigung auf den Stand unseres Vermessungswesens blicken dürfen; die unsern Lande eigentümlichen Schwierigkeiten fordern die Vermessungskunst zu immer neuer Anstrengung heraus. Auf alle Fälle haben wir keinen Grund, unsern spezifisch schweizerischen Standpunkt aufzugeben oder ver-

Centralblatt der Bauverwaltung.

Herausgegeben im Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

XVII. Jahrgang.

Berlin, 27. Februar 1897.

Nr. 9.

Erscheint jeden Sonnabend. — Schriftleitung: W. Wilhelmstr. 89. — Geschäftsstelle und Annahme der Anzeigen: W. Wilhelmstr. 90. — Bezugspreis: Vierteljährlich 3 Mark. Einschliesslich Abtragen, Post- oder Streifbandzusendung 3,75 Mark; desgl. für das Ausland 4,30 Mark.

INHALT: Amtliches: Dienst-Nachrichten. — Nichtamtliches: Die neue Synagoge in Königsberg i. Pr. — Die Abzweigung der alpirischen Eisenbahn durch die Mandschurei. — Architektur und Kunstphilosophie. — Die mittlere Geschwindigkeit im Stromquerschnitt. — Zum Begriff der Elasticität. — Vermischtes: Wettbewerb um Pläne zu einem Concertsaal in Iserlohn. — Preisbewerbung um Entwürfe zu einem Placat für eine Parfümeriefabrik in Berlin. — Beuthpreisbewerbung im Berliner Verein deutscher Maschineningenieure. — Wettbewerb für den Bebauungsplan des Loberfeldes in Erfurt. — Wettbewerb um Entwürfe für die Neuanneuerung der Stadt Troppau. — 26. Abgeordnetenversammlung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine in Rothenburg o. T. — Preussischer Beamtenverein in Hannover. — Bücherschau. — Neue Patente.

Amtliche Mittheilungen.

Preussen.

Seine Majestät der König haben Allergnädigst geruht, dem Staatsminister und Minister der öffentlichen Arbeiten Thielen die Erlaubnis zur Anlegung des ihm verliehenen Großherzoglichen badischen Ordens Bertholds des Ersten von Zähringen zu erteilen.

Baden.

Seine Königliche Hoheit der Großherzog haben sich Gnädigst bewogen gefunden, dem Königlichen preussischen Staatsminister und Minister der öffentlichen Arbeiten Thielen das Großkreuz Höchstihres Ordens Bertholds des Ersten zu verleihen.

[Alle Rechte vorbehalten.]

Nichtamtlicher Theil.

Schriftleiter: Otto Sarrazin und Oskar Hofsfeld.

Die neue Synagoge in Königsberg i. Pr.

Am 25. August v. J. ist in Königsberg die neue, von den Berliner Architekten Cremer u. Wolfenstein erbaute Synagoge in der Lindenstraße eingeweiht worden. Als Platz für das Bauwerk war ursprünglich der im Süden der Stadt belegene Jahrmarktsplatz anseheren. Nachdem dieser aber als für Verkehrszwecke unentbehrlich bezeichnet worden war und sich mehrere andere geplante Platzzerwerbungen zerschlagen hatten, kaufte man das nunmehr bebaute Grundstück für 120 000 Mark an. Der Vorzug dieses Grundstücks besteht in seiner Lage an der breiten, platzartigen Uferstraße, und in den günstigen Standpunkten, die sich dem Beschauer über den Pregelarm hinweg auf der Honigbrücke und den an diese anschließenden Uferstraßen bieten. Dagegen sind als Nachtheile die Nothwendigkeit des Einbaues in eine Häuserreihe, die Nachbarschaft von Speichern und der dort ungemüthliche Baugrund anzusehen.

Der Bau ist auf Grund eines Entwurfes ausgeführt, mit dem Cremer u. Wolfenstein siegreich aus einer öffentlichen Preisbewerbung hervorgegangen sind. Auf S. 86 des Jahrg. 1893 d. Bl. ist dieser Entwurf abgebildet. Sein Vergleich mit den hier gegebenen, der Ausführung entsprechenden Abbildungen zeigt, dass der erste Plangedanke zwar beibehalten, aber wesentlich ausgereift ist. Am eigentlichen Synagogenhause haben sich nur geringfügige Einzelheiten geändert, dagegen ist das Vorderhaus erheblich umgestaltet, und zwar verbessert worden. Vor allen Dingen ist durch Verschiebung der Hauptachse Symmetrie der Straßenseite hergestellt und durch die hierdurch ermöglichte Ausnutzung der ganzen Frontbreite von 40 m für das Hauptmotiv eine bedeutendere, geschlossenere Wirkung erzielt worden. Im einzelnen ist dies dadurch bewirkt, dass die Treppenthürme dicht an den in der Front die Kuppel vorbereitenden

Mittelbau herangeschoben sind. Die Breite der damit ausfallenden Zwischenstücke ist dazu benutzt worden, symmetrisch zu dem nördlichen, früher zur Aufnahme des Trausaales und des Sitzungssaales bestimmten und dem Hauptbau nur lose angehängten Flügel einen Bautheil auf der Südseite zu gewinnen, derart, dass nunmehr beide dem Hauptbau organisch angehören.

Wie die Außenseite, so ist auch der Grundriß (Abb. 2 u. 3) durch diese Aenderungen erheblich verbessert worden. Er hat im ganzen an Klarheit und Großräumigkeit gewonnen. Die Zersplitterung der Vorhalle ist vermieden, die Vorsynagoge nicht mehr in dem Sinne Durchgangsraum wie früher; die Kleiderablagen haben unmittelbares Licht erhalten, und mehrere nutzbare Räume (Confirmandensaal, Synagogendienerwohnung) sind hinzugekommen. In dem Vorderbau befinden sich jetzt, durch drei gleichwerthige Portale zugänglich, die geräumige, gewölbte Vorhalle, dahinter die Vorsynagoge; im Erdgeschoss vorn links der Trausaal, rechts die Wohnung des Synagogendieners, dahinter Kleiderablagen und Aborte. Ueber die in den Fronttürmen angeordneten Emporentreppen gelangt man im Obergeschoss links in den Confirmandensaal, rechts in den Sitzungssaal und in die Bücherei. Vor diesen Räumen liegen breite Flure, auf die die Treppen münden und die, Kleiderablagen und Aborte zur Seite, den unmittelbaren Zugang bilden geradeaus zu den Emporen des Hauptsynagogenhauses, seitlich, den Kleidergelenken gegenüber, zu demjenigen Theile dieser Frauenempore, der sich, treppenförmig aufsteigend, unter der Kuppel bis an die mit einem großen Rosenfenster durchbrochene Hauptfront vorschiebt.

Das eigentliche Gotteshaus gliedert sich bei einer Länge von



Abb. 1. Ansicht von Südwesten.

26 m in drei Schiffe, von denen das mittlere 14,5 m breit und 18 m bis zum Scheitel hoch, die Seitenschiffe je 4,5 m im lichten breit sind. Zu ebener Erde befinden sich 712, mit den Plätzen der Vornagoge 760 Sitzplätze für Männer, auf den Emporen 600 Sitzplätze für Frauen. Die Wirkung des Raumes ist eine sehr bedeutende. Kühn schwingen sich auf gedungenen Sandsteinsäulen die Sternengewölbe empor, und in guten Verhältnissen sind die mit Zwergsäulenbrüstungen abgeschlossenen Emporenreihen zwischen jene Säulen eingegliedert. Die durch die schon erwähnte Rose und durch die großen Fenster über und unter den Emporen des Langhauses einströmende Lichtmasse ist durch reichfarbige Verglasung gedämpft und ruft im Verein mit der auf die Einwirkung dieses Lichtes berechneten Farbengebung des Raumes eine sehr weihvolle Stimmung hervor. Durch den mit einem reichen Ornamentbande umrahmten

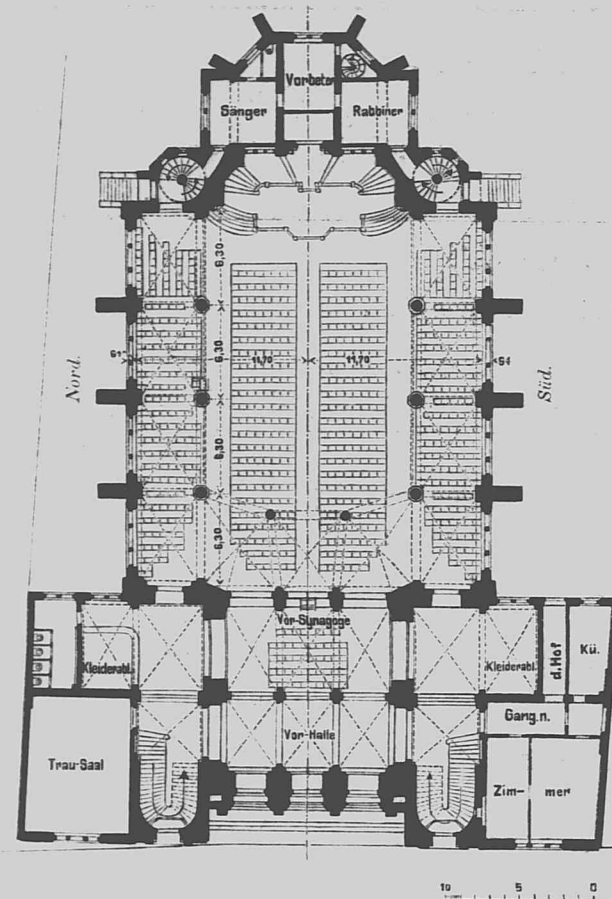


Abb. 2. Erdgeschoss.

Triumphbogen getrennt, erhebt sich in der chorartigen Erweiterung des Mittelschiffes das Allerheiligste, das durch seinen reichen, in lichten Tönen gehaltenen architektonischen Schmuck, durch farbenprächige Teppiche, seidene Vorhänge, reich verzierte Beleuchtungskörper und silberne Geräte das Auge des Beschauers fesselt. Auf der ersten Estrade befindet sich der Platz für den Vorsänger; auf der zweiten, etwa 2,50 m emporgehoben, der Thorschein mit der ewigen Lampe, vor dem Allerheiligsten die Kanzel. Hinter der Bekrönung des Allerheiligsten und durch diese gedeckt, befindet sich der Platz für die Sänger, und darüber baut sich bis zur Höhe des blauen, sternbesetzten Nischengewölbes die mächtige Orgel auf. Im Rücken des Allerheiligsten zu ebener Erde sind Räume für Rabbiner, Sänger und Vorbeter untergebracht, zu seinen Seiten liegen zwei kreisrunde Emporentreppen. Wie die Tagesbeleuchtung, so ist auch die Erhellung des Gebäudes am Abend bestens gelungen. Alle Räume haben elektrisches Licht erhalten; die Beleuchtungswirkung ist infolge der wohl abgewogenen Verteilung der reichen eisernen Kronen im Hauptraum und der fein ausgebildeten bronzenen Beleuchtungskörper vor dem Allerheiligsten eine sehr glückliche. Die Beheizung des Hauptraumes erfolgt durch eine Umlauf-Luftheizung, deren Heizkörper sich unter dem Allerheiligsten befinden; die Vornagoge und die übrigen im Vorderbau befindlichen Räume werden durch eine Warmwasserheizung erwärmt.

Die in abgewandelten gothischen Formen entworfene und in dunkelrothen Backsteinen und mit grünglasirten Dachungen ausgeführte Front, von der Abb. 1 eine Vorstellung giebt, zeigt eine sehr wohl abgewogene Verteilung der Baumassen, kündigt in be-

zeichnender Sprache die Bestimmung des Gebäudes und gereicht dem Stadtbilde, in das sie eingefügt ist, zur Zierde.

Von besonderem technischen Interesse sind die schwierige und in gewisser Hinsicht eigenartige Gründung sowie die Gewölbeconstruction des Gebäudes. Sorgfältige Untersuchungen des schlechten Baugrundes und die mit einer Dampfzange angestellten Versuche ließen keinen Zweifel darüber, daß man mit der im vorliegenden Falle allein in Betracht kommenden Pfahlrostgründung durch die alluvialen, mit alten Holzstämmen durchsetzten Bodenschichten in den 15 m unter Bodengleiche anstehenden, festen blauen Thon etwa 2 m tief eindringen müsse. Unter Anwendung eines 1000 kg schweren Bären und einer Fallhöhe von 3 m zogen die 30 cm starken Versuchspfähle bei 14 m Tiefe in einer Hitze von 60 Schlägen nur 60 bis 80 mm. Hiernach wurde mit Hilfe

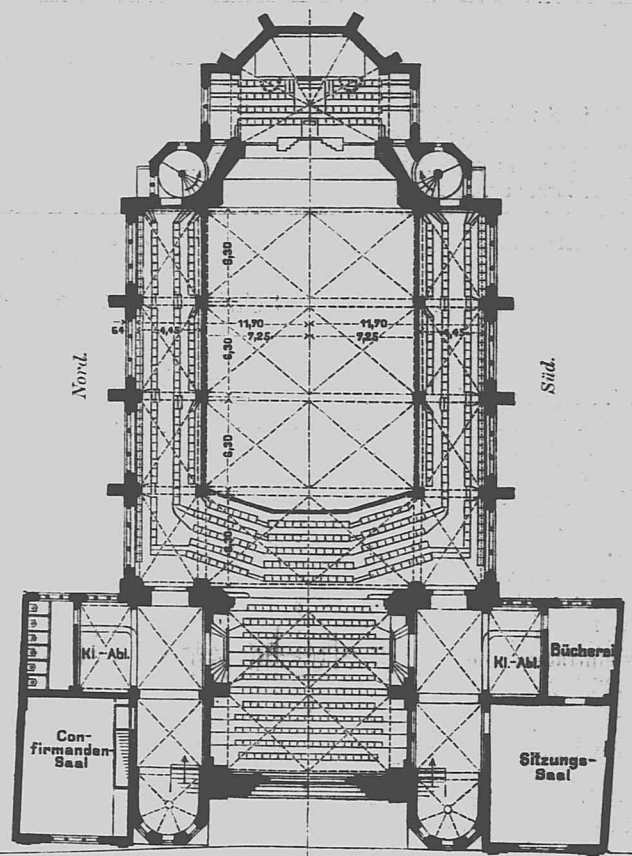


Abb. 3. Emporengeschoss.

der Redtenbacherschen Formel die Tragfähigkeit eines Pfahls zu 258 000 kg ermittelt und die zulässige Belastung zu etwa $\frac{1}{18}$ hiervon, also zu 14 t angenommen. Die Anwendung des Pfahlrosts ist insofern keine gewöhnliche, als dieser nicht unter den Umfassungsmauern durchläuft, sondern in einzelne, den Bogenwiderlagern entsprechende Pfahlbündel aufgelöst ist. Dabei sind die Pfähle unter den Mauerpfählern so angeordnet, daß der Schwerpunkt des Pfahlgrundrisses lothrecht unter dem Schwerpunkte der Last liegt, und daß diese sich möglichst gleichförmig auf die Pfähle vertheilt, daß ferner 1 qm Bodenfläche am unteren Ende der Pfähle mit nicht mehr als 2,5 bis 3 kg beansprucht wird. Auf den Pfahlköpfen sind Kieferne Holme von 18/24 cm Stärke in zwei Reihen übereinander in Diagonalverband, darüber 8 cm starke Bohlen angeordnet. So ergeben sich für die Thurm-Eckpfähle $\frac{476 \text{ t}}{14 \text{ t}} = 34$ Pfähle und die Inanspruchnahme des Bodens zu

$\frac{476 \text{ 000 kg}}{144 \text{ 000}} = \text{rd. } 3 \text{ kg.}$
(Pfahlbündelgrundfläche) 144 000
für die Längsfrontpfähle

$\frac{171 \text{ t}}{14 \text{ t}} = 12 \text{ bis } 13 \text{ Pfähle}$

(wegen der Verschiebung der Mitteldrucke sind 16 gewählt)

und $\frac{171 \text{ 000}}{73 \text{ 100}} = 2,3 \text{ kg/qm}$ Inanspruchnahme des Bodens. Die Pfahlbündel zweier gegenüberliegenden Strebe Pfeiler sind durch kräftige eiserne Anker verbunden.

Die Oberkante des Bohlenbelages ist 25 cm unter das M.W. des nahe vorbeifließenden Pregelflusses, d. i. 4,15 m unter Bodengleiche

gelegt. Eine Tieferlegung bis auf N.W. erschien nicht notwendig, weil der über N.W. anstehende Boden sich bei den oft wechselnden Wasserständen stets feucht erhält und auch der alte, in einer Tiefe von nur 2 m unter Erdoberfläche angetroffene, etwa 150 Jahre alte Pfahlrost vollständig gesundes Holz in den Pfahlköpfen zeigte. Die Kosten der Pfahlrostgründung bis Oberkante Bohlenbelag betrugen etwa 42 600 Mark, das ergibt bei einer bebauten Fläche von rund 1530 qm 28 Mark für 1 qm. Die Ausführung der Gründung dauerte unter Anwendung von 3 bis 4 Dampfzangen etwa 3 Monate; sie ist im allgemeinen glatt von statten gegangen; wenn in einigen Bündeln einzelne Pfähle stärker zogen, als der Rechnung zu Grunde gelegt war, so wurde zum Theil eine entsprechende Vermehrung der Pfähle, zum Theil durch Schlagen von Schrägpfählen eine Vergrößerung der Grundfläche vorgenommen.

Was die Gewölbeconstruction betrifft, so ist die Decke des zwischen den Säulenachsen 14,5 m weiten und 25,2 m langen Mittelschiffes durch 64 cm breite und in der Mitte ebenso hohe Gurtbögen von 6,74 m innerem Halbmesser in vier 6,30 m breite, durch Rippen sternförmig gestaltete Kreuzkappen getheilt. In der Längsrichtung des Gebäudes heben sich die Seitenschiffe der Kappen gegenseitig auf oder sie werden von der Apsis und von dem Kuppelthurn aufgenommen. In der Querrichtung dienen die Seitenschiffbögen und die Strebe Pfeiler als Widerlager. In die Kappen, als Ganzes angesehen, läßt sich eine passende Stützlinie eintragen, die die Säulenachse 5,1 m unter dem Stützlinienscheitel und 3 m über dem Kämpfer trifft. Damit die Säule am Kämpfer ganz frei von Seitenkräften bleibe, ist der von den Kappen und Bögen des nur 4,45 m breiten Seitenschiffs her fehlende Gegenschub durch die in Abb. 4 angedeutete anderweite Führung der Wölblinie im Seitenschiffgurtbogen erfolgt. Der Gurtbogen ist der Höhe nach getrennt in einen unteren, lediglich der inneren Gewölbeform dienenden Theil und in einen oberen, größeren, der nach Art eines einhäutigen, stark belasteten Strebebogens überwiegend zur Aufnahme des Seitenschubes lasteten Strebebogens überwiegend zur Aufnahme des Seitenschubes vom Mittelschiff her dient. Die Ablenkung der Stützlinie durch den Horizontalschub machte die Anordnung von 2 m weit vorspringenden

Strebe Pfeilern notwendig, wobei die Vorderkante derselben mit nicht mehr als 7 kg beansprucht wird. — Für die aus bestem Miltenberger und Rackwitzer Sandstein hergestellten Ober- und Erdgeschosssäulen von 65 bzw. 80 cm ergibt sich eine verhältnismäßig sehr geringe

Inanspruchnahme von 18,6 bzw. 16,7 kg/qcm.

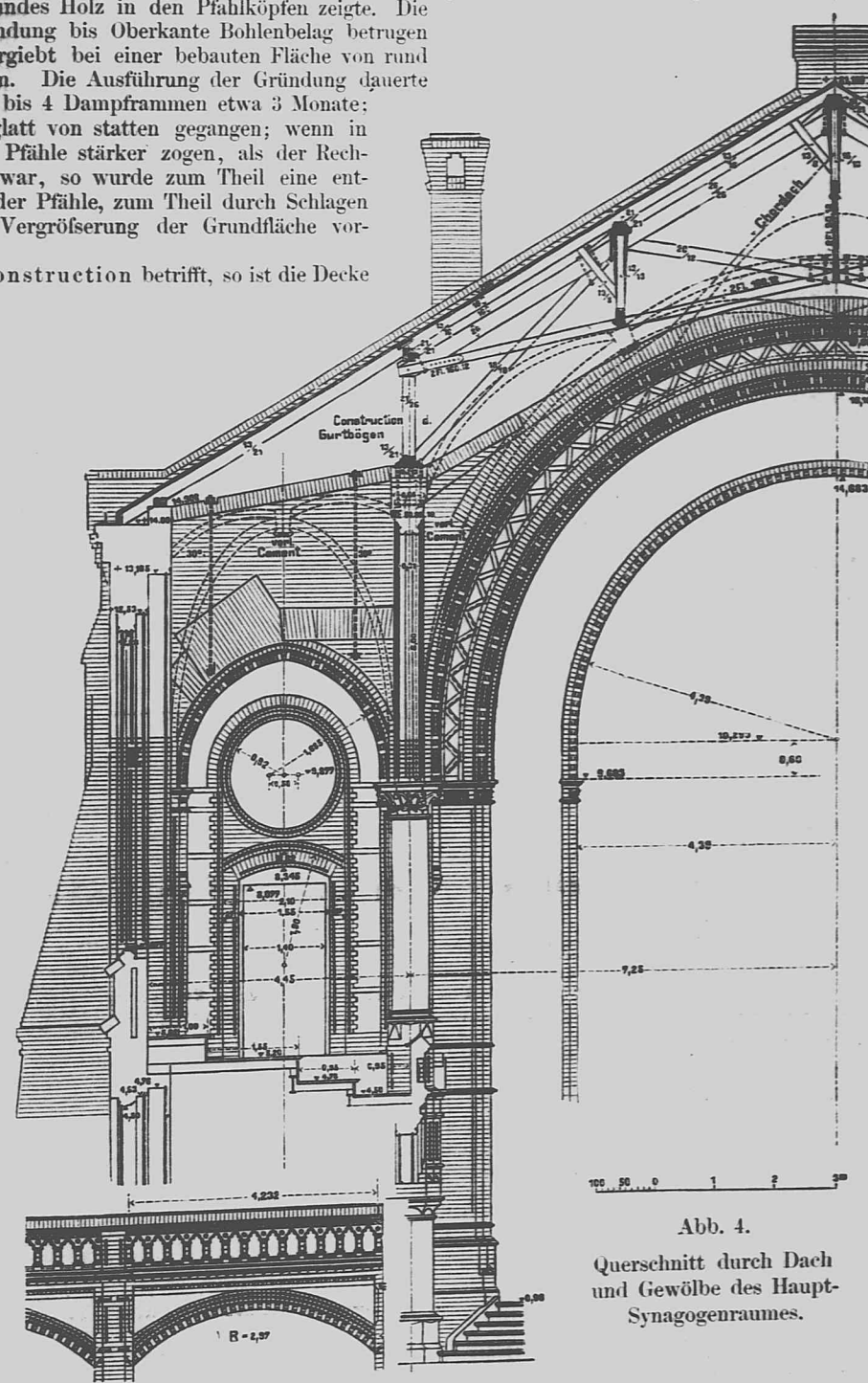
Die 10 m im lichten hohe und 13,10 m im unteren Durchmesser weite, in Eisenconstruction ausgeführte Kuppel hat 16 Seitenflächen und ist auf Holzsparren und Latten darüber mit rothbraunen, glasirten Ludovicischen Falzziegeln gedeckt. Die profilierten Grate haben einen dunkelblauen Ton erhalten, während sich von der mit einem vergoldeten Davidschilde gezielten Kuppelspitze aus ein sternförmiges in grüner, gelber und blauer Farbe gehaltenes Muster über den oberen Theil der Kuppel in ansprechender Wirkung ausbreitet.

Die Gesamtkosten des Synagogenbaues betragen einschließlich der inneren Ausstattung und der Gründung 544 000 Mark, ausschließlich der letzteren 454 000 Mark. Bei einer bebauten Fläche von 1467 qm und einem umbauten Raume von 23 218 cbm (vom Fußboden bis Oberkante Hauptgesims 14 m und mit dem darüber gelegenen Kuppelraum gerechnet) ergeben sich die Kosten für 1 qm zu $\frac{544 \text{ 000}}{1467} = 309$ Mark und

für 1 cbm zu $\frac{454 \text{ 000}}{23 \text{ 218}} = 19,5$ Mark. Die Kosten der inneren Ausstattung, und zwar für Sitzplätze, Allerheiligstes, Orgel, elektrische Lichtanlage, Beleuchtungskörper, Teppiche usw. betrugen 65 750 Mark.

Entwurf und Berechnungen der Constructionen einschl. der Gründung sind von dem Ingenieur Cramer in Berlin

ausgeführt. Die örtliche Bauleitung für die Architekten Cremer u. Wolfenstein führte in umsichtiger Weise der Architekt Brostowski; als Begutachter und technischer Berater stand der Synagogengemeinde der Regierungs- und Baurath Launer zur Seite. L.

Abb. 4.
Querschnitt durch Dach
und Gewölbe des Haupt-
Synagogenraumes.

Die Abzweigung der sibirischen Eisenbahn durch die Mandschurei.

Die ostsibirische Eisenbahn, welche ursprünglich die Stadt Tschita über Stretensk (Ost-Transbaikal-Linie) in der Richtung der Schilka und nördlich vom Amur (Amur-Linie) mit Chabarowsk verbinden sollte, wird nach den Berichten russischer Blätter bei der Station Onon der Transbaikal-Eisenbahn abzweigen und durch die Mandschurei über Alt-Zuruchaitu, Zizikar, Hu-Lan-Tschen und Ninguta nach der Station Nikolskoje der Süd-Ussuri-Eisenbahn geführt werden (vgl. die Karte).

Durch die Vorarbeiten auf der Strecke Stretensk-Chabarowsk wurde festgestellt, daß hier große Bauwierigkeiten zu überwinden sind, welche ungefähr 198 000 Mark (90 000 Rubel) Baukosten für das

Kilometer erfordert hätten. Man war daher bestrebt, zur Vermeidung so großer Kosten eine Aenderung der Linie auf der Strecke Stretensk-Chabarowsk vorzunehmen, und brachte für diesen Zweck eine Abzweigung der Bahn durch die Mandschurei in Vorschlag. Im Einverständnis mit China wurden von russischen Ingenieuren in der Mandschurei in aller Stille Vorarbeiten vorgenommen, die sehr günstige Ergebnisse für eine in Aussicht gestellte Veränderung der Linie zu Tage förderten und zu Verhandlungen über den Bahnbau zwischen Rußland und China führten. Gerüchte, die über diese Vorarbeiten nach Europa drangen und in der englischen und deutschen Presse auftauchten, wurden wiederholt von russischen Blättern ab-

gelegnet. Um so überraschender wirkte die in den letzten Tagen des verfloßenen Jahres vom russischen Regierungsanzeiger veröffentlichte Nachricht über eine Vereinbarung zwischen der chinesischen Regierung und der russisch-chinesischen Bank über eine in der Bildung begriffene ostchinesische Eisenbahngesellschaft für den Bau einer Mandschuri-Eisenbahn. Dadurch ist jetzt die Abzweigung der ost-sibirischen Eisenbahn durch chinesisches Gebiet auch von der Regierung verkündet worden. Die Actien der in der Bildung begriffenen ostchinesischen Eisenbahngesellschaft können nur von russischen und chinesischen Staatsangehörigen erworben werden. Das Stammcapital ist auf 5 Millionen Rubel (10 000 Actien zu 500 Rubel) festgesetzt. Die zukünftige Mandschuri-Eisenbahn, deren Obligationen von der russischen Regierung gewährleistet werden, wird von russischen Ingenieuren erbaut, vom Finanzministerium verwaltet und kann erst nach 80 Jahren in chinesisches Besitz übergehen. Die Gesellschaft ist verpflichtet, spätestens am 4./16. August 1897 die Arbeiten in Angriff zu

betragen sollte, wird durch die in Aussicht genommene Abzweigung die Hauptlinie nach Wladiwostock um etwa 546 km verkürzt. Die „Torgowo Promischlenaja Gaseta“ macht über das von der neuen Eisenbahn zu durchschneidende Gebiet folgende Angaben: Die Mandschuri-Eisenbahn wird etwa 640 km südlich von der ursprünglichen Linie ein Gebiet durchschneiden, das sich durch günstiges Klima und Fruchtbarkeit des Bodens auszeichnet. Sie wird durch das Sungarigebiet geführt, welches schon jetzt das Amurland theilweise mit Getreide versorgt. Weizen, Gerste, Buchweizen, Reis, Mais, Oel-erbsen, Hirse, Mohn und Tabak werden in der Nordmandschuri angebaut. Mit der Viehzucht beschäftigen sich zahlreiche Nomaden-völker. Viele Naturreichtümer harren der Ausbeutung. In neuerer Zeit hat man auch in der Mandschuri mit der Aufbereitung von Eisenerzen und mit der Goldausbeute begonnen. Unweit der neuen Bahnlinie liegen bedeutende Handelsplätze, wie Zizikar*, Hailar und Girin. Der Gandshurische Jahrmak, unweit Hailar, wird von der



nehmen und den Bau derart zu beschleunigen, daß die Linie Onon-Nikolskoje in sechs Jahren betriebsfähig ist.*)

Die Mandschuri-Eisenbahn, einschließlich der auf sibirischem Gebiet belegenen Theilstrecken, wird eine Gesamtlänge von ungefähr 2050 km besitzen, wovon etwa 1520 km auf chinesisches Gebiet entfallen. Da nach dem ursprünglichen Plane die Strecke von der Station Onon der Transbaikal-Eisenbahn durch das Amurgebiet bis nach der Station Nikolskoje der Süd-Ussuri-Eisenbahn gegen 2596 km

*) Russische Blätter berichteten, daß die Mandschuri-Eisenbahn voraussichtlich schon nach fünf Jahren betriebsfähig sein wird.

Architektur und Kunstphilosophie.

In einer Entgegnung auf meine früheren Ausführungen unter obestehender Aufschrift*) hat Herr Illert auf S. 50 d. J. gegen „irrthümliche und mißverständliche“ Auslegungen verschiedener Stellen seiner Besprechung der Schmarowschen Rede „über das Wesen der architektonischen Schöpfung“ sich verwahrt. Er hat dabei seinen Standpunkt als eines „Anhängers gothischer Architekturgrundsätze“ besonders betont. Dieser Standpunkt, den ich schätze und achte, erklärt mir allerdings, wie Herr Illert selbst annimmt, manche seiner Anschauungen, kann mich aber nicht veranlassen, meine in kunstphilosophischen Fragen über den künstlerischen Parteien eingenommene Stellung aufzugeben.

Wenn nun auch ich zu einer etwas genaueren Kennzeichnung meines Standpunkts nochmals das Wort zu ergreifen mir erlaube, so möchte ich selbstverständlich nicht auf alle einzelnen „mißverständlichen“ Streitpunkte zurückkommen. Ich muß sie als erledigt betrachten, da ich aus früher angedeuteten Gründen eine volle Verständigung nicht erwarten kann. Nur zur Hauptsache noch

*) Jahrg. 1896, S. 550 d. Bl.

Bevölkerung aus der Nordmongolei, aus dem nördlichen Theil der Mandschuri und aus Transbaikalien besucht. Auch Zizikar ist durch seinen Jahrmak berühmt.

Die Mandschuri-Eisenbahn wird in Zukunft die kürzeste und wichtigste Verbindung zwischen Transbaikalien und der Süd-Ussuri-Eisenbahn bzw. Wladiwostok darstellen. Sobald sich die Dampfschiffahrt auf dem Amur weiter entwickelt hat, wird neben der Eisenbahn auch dieser Fluß ein wichtiges Verbindungsstück zwischen der Nord-Ussuri-Eisenbahn bzw. Chabarowsk und Transbaikalien bilden. T.

*) Stadt mit etwa 100 000 Einwohnern.

einige Bemerkungen. Herrn Illert können jene Sätze, die ich als werthvollen Kern der Abhandlung Schmarows herausgehoben habe, „für eine psychologische Begründung des künstlerischen Wesens der baulichen Tätigkeiten des Menschen nicht als besonders überzeugend gelten“. Denn „es wird ja darin gerade ein gewissermaßen willenloses Thun, bei dem die natürliche Organisation des Menschen unbewußt und nothwendig wirkt, eingeräumt“. Der Einwand ist nicht stichhaltig. Auf ein „willenloses Thun“ läuft jene Erklärung nicht hinaus; sie giebt vielmehr einen Hinweis auf das, was unserem künstlerischen Willen zu Grunde liegt. Wir „wollen“ doch nur deshalb „schöne“ Dinge haben und machen, weil die Wahrnehmung dieser Dinge Lustgefühle, die Wahrnehmung anderer Dinge, die wir „häßlich“ nennen, Unlustgefühle in uns erweckt. Diese Lust- und Unlustgefühle — um diese feststehenden „technischen Ausdrücke“ der wissenschaftlichen Psychologie zu brauchen —, auf denen unsere Unterscheidung von „schön“ und „häßlich“ beruht, sind aber nicht von unserem Willen abhängig, sie bedingen vielmehr unseren künstlerischen Willen. Sie sind in unserer natürlichen Organisation begründet, genauer gesagt: in dem Verhältnis

unsere psychischen Organisation zu dem, was auf sie einwirkt. Weitere Auseinandersetzungen über dies immer tiefer in die Psychologie hineinführende Frage muß ich mir hier aus Mangel an Raum versagen. Herr Illert nennt es ferner ein „Jatpensen in unheimlich phantastische Ferne“, wenn Schmarow bei den Urursachen menschlicher baulicher Thätigkeit die Kunst zu künstlerischer Entwicklung sucht und sie in einem Irrwege findet, der an der rein constructiven Bewältigung der aus dem Schutzbedürfnis erwachsenden Aufgaben sich nicht genügen läßt. Wo hier das „unheimlich Phantastische“ liegen soll, kann ich nicht einsehen. Schmarow hat genau dasselbe gethan, was die Kunstwissenschaft ohne auf Widerspruch zu stoßen, längst gethan hat, wenn sie beispielsweise die Tüchtigkeit und Bemalung des Körpers bei wilden Völkern als erste Ausprägungen des Kunsttriebes betrachtet. In der germanischen Zeit beschäftigen sich die Anthropologen und die Kunstgeschichte in eingehendster Weise mit der vorgeschichtlichen Kunst und mit den Anfängen künstlerischer Betätigung bei merkwürdigen Völkern. Es ist demnach nur eine selbstverständliche Pflicht für die Kunstphilosophie, in jene bereits weit ausgebaute Gebiet moderner Wissenschaft zu folgen. Der Schritt aber von den ersten Ausprägungen des Kunsttriebes bei den Naturvölkern niederster Stufe zum sogenannten „Kunsttrieb der Völker“ kann doch in Zehntausend Jahren nicht als gar so „unheimlich phantastisch“ erscheinen. Eine Herabwürdigung der Kunst, eine Verletzung religiöser oder ethischer Gefühle kann ich in dem Aufsuchen solcher Beziehungen umso weniger erblicken, als ja bekanntlich weder Schelling noch Darwin zu einer atheistisch-materialistischen Weltanschauung sich bekannt haben, als auch Goethe Anhänger einer allumfassenden, pantheistischen Naturphilosophie war. Ich verstehe also nicht, wie Herr Illert behaupten kann, daß ich durch solche Auffassung Schmarows Theorie „selbst richte“. Ich sehe vielmehr in dem einseitigen Hervorheben der „rein constructiven Nützlichkeitsgründe“ zur Erklärung von Bauformen keine Möglichkeit, die Architektur als Kunst zu erweisen. Denn die constructiv vollkommenste Lösung einer technischen Aufgabe bedingt, wie Herr Illert selbst zugesteht, nicht im mindesten ihren Kunstwerth. Daraus könnte unter Umständen eine Maschine das größte technische Kunstwerk der Welt sein.

Welche Unklarheit über diese Grundfrage der Architektur-Aesthetik noch immer herrscht, zeigen recht deutlich folgende Gegenüberstellungen. Herr Illert will die Entwicklung der ältesten baulichen Kunstformen „in erster Linie aus rein constructiven Nützlichkeitsgründen“ erklärt wissen. Dabei zeigt er sich als entschiedener Gegner von Sempers Stillehre. Nun beruht aber nach allgemeiner Uebereinstimmung die epochemachende Bedeutung von Sempers „Stil“ darin, daß das Werk in scharfem Gegensatz zu der früheren idealistischen Aesthetik die große Bedeutung von Material und Technik für die Entwicklung tektonischer Kunstformen zum ersten Mal in breiterer Ausführung darlegte. Nur der alte Parteizwist zwischen Klassikisten und Romantikern, hier zwischen dem einseitigen Vorkämpfer der Renaissance und dem Verfechter gothischer Architekturgrundsätze, konnte Herrn Illert das Gemeinsame seiner Ansichten mit Sempers Grundanschauungen übersehen lassen. Auf dieses Gemeinsame weisen auch die folgenden Sätze aus O. Wagners jüngst erschienener Schrift „Moderne Architektur“ hin: „Jede Bauform ist aus der Construction entstanden und successive zur Kunstform geworden“. „Innerhalb also ist es ein constructiver Grund, der die Formen beeinflusst, und es kann daher mit Sicherheit gefolgert werden, daß neue Constructionen auch neue Formen gebären müssen“. „Es ist Sempers unbestrittener Verdienst, uns durch sein Buch „Der Stil“, allerdings in etwas exotischer Weise (?), auf diese Postulate verwiesen zu haben. Wie Darwin aber hatte er nicht den Muth, seine Theorien nach oben und unten zu vollenden, und hat sich mit einer Symbolik der Construction begnügt, statt die Construction selbst als die Urzelle der Baukunst zu be-

zeichnen“. In einer Besprechung des Wagnerschen Buches bemerkt dagegen Herr Illert, daß an der Leichtigkeit des Nachweises und an der Unerschütterlichkeit des Satzes: „Jede Bauform ist aus der Construction entstanden und successive zur Kunstform geworden“, billig zu zweifeln sein dürfte (Deutsche Bauzeit, Nr. 3 d. J.).

Ich brauche nicht zu sagen, daß ich die Ansicht Herr Illerts theile. Ich füge hinzu, daß man die Lehren der Anhänger Sempers, soweit sie papiert sind, als der Papst und einseitig die Entstehung und Entwicklung tektonischer Kunstformen auf Technik und Material zurückführen wollen, neuerdings wohl mit Recht als „Kunstmaterialismus“ bezeichnet hat, und daß Sempers gewiß sehr gut wußte, warum er an der von Wagner bestrittenen Symbolik der „Construction“ festhielt. Das Bauen, das Construiren hat der Architekt mit den Ingenieuren, mit den Maschinentechnikern gemein. Was ihn zum Künstler macht, kann also nicht dies allein sein, sondern nur etwas, was ihn von jenen unterscheidet. Was aber ist dies? Da Herr Illert auf die Frage, wie aus der constructiven Erfüllung eines praktischen Zweckes ein Kunstwerk werden kann, nach wie vor die Antwort schuldig geblieben ist, so habe ich allein Grund, den von mir vertheidigten, von Herrn Illert nicht widerlegten Grundgedanken Schmarows als einen achtenswerthen Beitrag zur Lösung des schwierigen Problems auch fernerhin anzuerkennen. Inwieweit ich sonst mit Schmarow „nicht einig“ fühle, oder vielmehr nicht nicht einig fühle, darüber habe ich keinen Zweifel gehehen; spätere Auseinandersetzungen an einer anderen Stelle sollen hierüber näheren Aufschluß geben.

Das Ergebniß des ganzen Meinungsstreites über die vorliegende Streitfrage scheint mir folgendes zu sein. Allgemeine Einigkeit herrscht darüber, daß zur Erfüllung der constructiven und der sonstigen praktischen Bedingungen noch ein „Höheres“ hinzukommen müsse, um ein tektonische Erzeugniß zum Kunstwerk zu machen. Die Frage ist nun, worin dieses „Höhere“ zu erblicken sei. Schmarow versucht eine Antwort auf die wichtige Frage zu geben; sie wurde angefochten mit Gründen, die weniger die Antwort selbst, als ihre Ableitung betrafen. Es wurde bestritten, daß jenes „Höhere“, das ich, um jeden metaphysischen Beigeschmack zu vermeiden, als die aesthetische Seite des Bauens bezeichnen möchte, schon da zu finden sei, wo Schmarow es sehen will. Nun lassen sich aber die Grenzen, innerhalb denen etwas gesucht werden darf, nicht wohl festsetzen, solange man nicht vollkommen klar ist über das, was gesucht werden soll. Was also ist jenes „Höhere“, wenn Schmarow Unrecht hat? So lange keine befriedigende Antwort auf diese Frage erfolgt, ist wohl jenes weitere Wort überflüssig.

München, 1. Februar 1897.

Dr. R. Streiter.

Vorstehende Aufassung hat Herr Illert vorgelegen. Dieser behauptet auch wie vor die mißverständlichen Auslegungen seines Gegners und verweist darauf, daß er die von diesem einem gestellte Forderung einer eigenen Gegentheorie bereits früher als unbegründet zurückgewiesen habe; er erklärt deshalb auf eine nochmalige Entgegnung verzichten zu wollen.

Der Meinungsstreit hat sich von seinen Ausgangspunkten, der Kritik der Schmarowschen Schrift, mehr und mehr entfernt und sich auf die Fragen nach den Urursachen der Kunst und nach der Bestimmung des Begriffs „Kunst“ überhaupt zugespielt. Fragen, deren allgemein befriedigende Beantwortung bisher noch niemandem gelungen ist und wohl auch niemandem gelingen wird. Bei der grundsätzlichen Verschiedenheit der von den beiden Gegnern vorgelegten Anschauungen wird eine Verständigung über diese Dinge ohne großen Raum- und Zeitaufwand kaum zu erzielen sein, und wir dürfen aus diesem Grunde die Förderung desselben jetzt hier für abgeschlossen erkläre.

D. S.

Die mittlere Geschwindigkeit im Stromquerschnitt.

Auf Seite 251 bis 261 der Hydraulik von Kühmann werden drei Wege angegeben, wie die mittlere Geschwindigkeit im ganzen Querschnitt eines Flusses auf Grund angestellter Geschwindigkeitsmessungen berechnet werden kann:

1) Man addirt die Flächeninhalte der einer jeden Lohndrehen zugehörigen Theile des Querschnitts mit der mittleren Geschwindigkeit dieser Lohndrehen und dividirt die Summe dieser Produkte durch den Flächeninhalt des ganzen Querschnitts.

2) Ein anderes Verfahren (das Brüningsche) besteht, wie es dann z. B. O. weiter heißt, darin: die mittleren Geschwindigkeiten der einzelnen Lohndrehen zu addiren, diese Summe durch die Anzahl der Lohndrehen zu dividiren und den Quotienten als mittlere Geschwindigkeit der ganzen Querschnittsfläche zu betrachten.

3) Das dritte von Kühmann selbst benutzte Verfahren, das er auch von den Studierenden der technischen Hochschule anwen-

det, unterscheidet sich von den unter 2) angegebenen Vorschriften nur dadurch, daß eine genauere Ermittlung der Flächeninhalte des Querschnitts durch Anwendung der Simpsonschen Regel ersetzt wird. Die Ermittlung der mittleren Geschwindigkeiten ist dagegen in derselben Weise erfolgt, wie unter 2) angegeben ist.

Es liegt nahe, daß diese beiden unter 1) und 2) angegebenen Rechnungsweisen ihrer verschiedenen Grundlage entsprechend auch verschiedene Ergebnisse liefern müssen. Kühmann selbst hebt dies hervor und bezeichnet die Maß der Genauigkeit als abnehmend mit der Höhenlage der Abzählung. Die Richtung nach 2) scheint einer etwas Zeit anzugehen, da Kühmann sie als die Brüningsche bezeichnet. In neueren Werken wird die mittlere Geschwindigkeit des Stromquerschnitts an W. sonst immer an der Gleichung $v = \frac{Q}{F}$ d. h. durch Division der Querschnittsfläche in die Wassermenge, als

das gern seine Architekturlinien durch Lichterlinien bezeichnet, so wohl wie beim Geschäftshause und beim Einzeladen, die mit Vorliebe unter Heranziehung anderer Schmuckmittel, wie Pflanzen, Stoffe, Büsten u. dgl., zu geschlossenen Decorationen an den Fronten und in den Schaufenstern übergehen, hat sich an Stelle des Oel- oder Stearinlämpchens und der Gasflamme mehr und mehr das elektrische Glühlicht eingebürgert. Doch meist nicht zum Vortheil der Sache. Zwar hat das elektrische Licht in praktischer Beziehung unzweifelhafte Vortheile. Die Bequemlichkeit seiner Anbringung, seine Unabhängigkeit von Wind und Wetter sichern ihm einen wesentlichen Vorsprung vor den älteren Beleuchtungsarten. Aber in künstlerischer Hinsicht steht es doch nicht unerheblich hinter ihnen zurück, zum wenigsten bei der jetzt meist beliebten Art seiner Anwendung. Die gehäufte Aneinanderreihung weißer und leuchtend farbiger Glühlichter zu Liniengebilden aller Art hat, besonders bei bescheidenem Maßstabe des erleuchteten Objectes, etwas aufdringlich Prahlisches und Verletzendes, oft geradezu Rohes. Wie unendlich viel feiner wirken solche Linienzüge und Lichtgebilde, wenn sie sich aus den milder glänzenden, leicht flimmernden und aufzuckenden Gasflämmchen zusammensetzen; wie weit überlegen ist die prachtfüllende Gasfackel-Flamme der blendend strahlenden Bogenlampe oder der kalten reizlosen Ruhe des elektrischen Glühlichtbüschels! Die Festbeleuchtung vom 22. März gab mehrfach Gelegenheit, dies zu beobachten. Zwar verdienen Beleuchtungen, wie sie der im Sinne der Gartenbauten des siebzehnten Jahrhunderts durch die Bauräthe Kayser u. v. Grozschheim entworfene viel-

farbige Aufbau der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft am Schiffbauerdamm zeigte, oder wie sie die Pommersche Hypothekenbank an der Ecke der Markgrafen- und Behrenstraße und nach altem Brauche auch das Herzogische Kaufhaus in der Breitstraße aufwiesen, volle Beachtung auch vom künstlerischen Standpunkte. Aber wie viel mehr Reiz hatte z. B. das leise zitternde silberne Linienspiel der viel bescheidenen, aber äußerst feinen und durch gewählte farbige Zuthat gehobenen Gasbeleuchtung des Kramerschen Geschäftes unter den Linden, wie bezaubernd wirkten die bengalischen Feuer und die von elektrischen Scheinwerfern beschienene Kuppel am Reichstags Hause, und welche prachtvollen Eindruck machte die erlesene Festbeleuchtung des Lipperheideschen Hauses in der Potsdamer Straße, das mit seinem durch zwei Reihen großer Gasfackelflammen erhaltenen Teppich- und Laubgewindeschmuck an Vornehmheit und seltener Schönheit fast alles in den Schatten stellte, was wir sonst an diesem Abende gesehen haben. — Man hat sich ja bemüht, jener Nachttheile des elektrischen Lichtes Herr zu werden; doch die Erfolge sind noch gering. Mit den farbigen Brettern, die man den Lichtgebilden untergelegt hat, um Flächenwirkung zu erzielen und die Härte der einzelnen Lichter zu mildern, ist wenig erreicht; und der Versuch, diesen Zusammenstellungen dadurch, daß man sie in drehende Bewegung versetzt, ihre kalte Ruhe zu nehmen, ist an der prahlischen Wirkung dieser Einrichtung, die sich z. B. am Palasthotel fand, als gänzlich gescheitert zu betrachten. Mehr Zukunft scheint eine Verwerthung des Glühlichts zu haben, der wir an einigen Stellen, und zwar zum ersten Male begegnet sind: die Lampen bildeten hier den Stempel einer großen farbigen Blüthe, deren blendenartig wirkender Kelch das Licht zerstreute und wohlthuend abschwächte. Solche Blumen waren oft mit vielem Geschick zu Umrahmungen und dgl. zusammengestellt: man sollte den Gedanken weiter verfolgen, unter der Hand des Künstlers lassen sich damit gewiß gute Erfolge erzielen. Am glücklichsten ist uns immer noch die Verwendung des elektrischen Lichtes erschienen in der bei seinem ersten Auftreten häufig ge-

sehenen, neuerdings leider mehr und mehr zurückgedrängten Weise, daß es in Laubgewinde, Zusammenstellungen von Blattpflanzen u. dgl. eingestreut wird und, köstlichen Blumen gleich, halbersteckt aus diesen hervorleuchtet. — Es ist noch viel auf diesem Gebiete zu versuchen und zu lernen, und ohne Zweifel wird auch noch viel erreicht werden. Die altbewährten Festbeleuchtungsmittel aber werden durch den neuen Emporkömmling trotz seines anspruchsvollen Auftretens schwerlich dauernd aus ihren wohlverworbenen Rechten verdrängt werden.

Sehr lehrreich war in dieser Beziehung für den Techniker die durch den Hofbaurath Geyer angeordnete Festbeleuchtung des Königlichen Schlosses, auf die wir zum Schlusse noch etwas näher eingehen wollen. Wenn die nebenstehende Abbildung selbstverständlich auch nur eine ungefähre Vorstellung von der Wirkung der getroffenen Vorkehrungen geben kann, so läßt sie doch die Punkte, auf die es ankommt, im wesentlichen erkennen. Der Lichtschmuck des mächtigen Gebäudes bestand theils in Erleuchtung, theils in Beleuchtung. Erleuchtet waren die sämtlichen Fenster und die Architekturlinien, auch die Hauben der großen Kuppel und der beiden Seitenkuppeln mit ihren Laternen und ihren Kronen sowie die Brüstungen der Hauptgesimse und der Lustgartenterrasse; durch Beleuchtung hervorgehoben waren die große Kuppel, die viertelkreisförmigen Eckanschlüsse des Eosanderschen Portales, die 8 vergoldeten Kartuschen dieses Portals (III), der Portale am Lustgarten (IV und V) und der Risalitecke ebenda; ferner der Adler auf der Lustgartenterrasse, die Standarten und die Hauptgruppe des

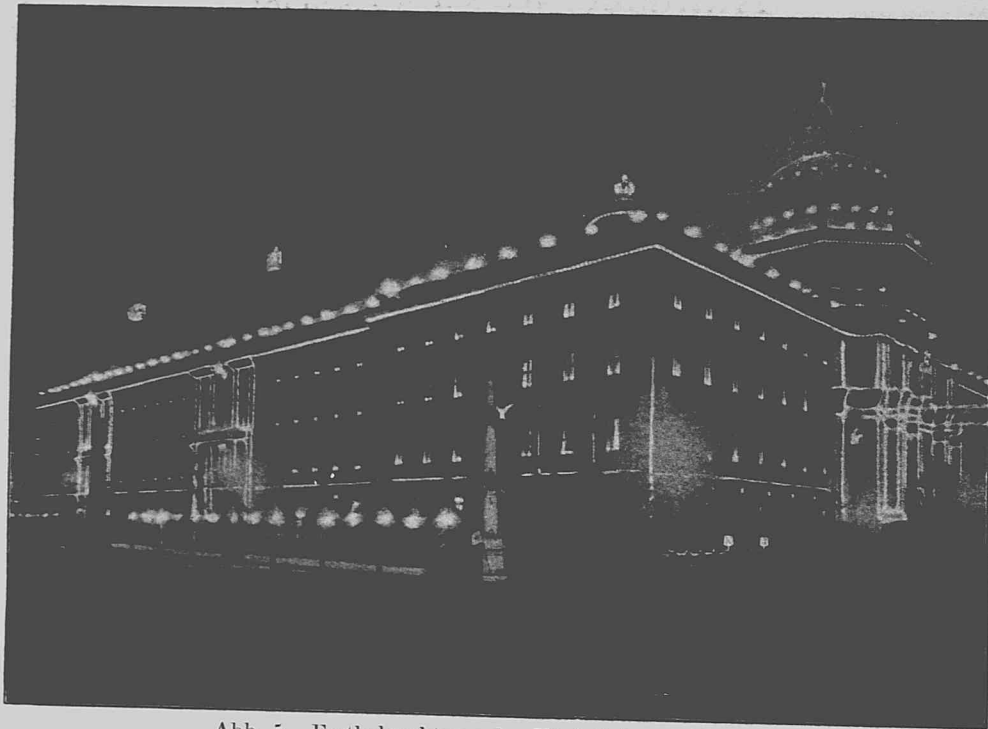


Abb. 5. Festbeleuchtung des Königlichen Schlosses.

Kaiser Wilhelm-Denkmal. Zur Erleuchtung der Frontenfenster waren je acht gewöhnliche Stearinkerzen verwandt; nur in den Fenstern der Kuppel-Unterbaues hatte man diese durch elektrische fünfkerzige Glühlampen ersetzt, um es in dieser Zone, die gegen die glänzende erhellten Bautheile über und unter ihr ohnehin stark zurücktrat, nicht allzusehr an Kraft fehlen zu lassen. Die Architekturlinien des unteren Gebäude-Gurtgesimses und der Portale am Lustgarten und am Schlossplatze waren durch Reihen breiter, niedriger, in Staniolkapseln gefaßter Stearinlichter in Gläsern (13 000 Stück) bezeichnet, diejenigen der Hauptgesimse durch Reihen kleiner Blechbehälter, in denen starke Dochte in Stearinmasse brannten. In größerem Maßstabe und ergänzungsfähig während der Beleuchtung war diese Vorkehrung angewandt, um auf den Brüstungspostamenten des Haupt-Gebäudekörpers und des Kuppelunterbaues große Flammen frei brennen zu lassen, während auf den Postamenten der Terrassenbrüstung am Lustgarten 32 Gasfackelflammen loderten. Von den von dem Architekten sonst bevorzugten Stearinflammen war hier abgesehen worden, um die Bewohner des Schlosses nicht durch überreichenden Qualm zu belästigen. Aus dem gleichen Grunde hatte man auch die Balcongitter-Oberkanten der Portale IV und V nicht mit Stearinlicht-Gläsern, sondern mit fünfkerzigen elektrischen Glühlampen in Kerzenform besetzt. Aus ebenfalls fünfkerzigen elektrischen Glühlampen, aber gewöhnlicher Art (3042 Stück), waren die Architekturlinien des Eosanderschen Portales sowohl wie die Kronen und die Ringreihen der Nebenkuppeln gebildet; 64 Stück hundertkerzige, mit Spiegel belegte Glühlampen enthielten die drei Lichtröhre der großen Kuppelhaube, und aus der Laterne der Kuppel strahlte ein Bündel von zwölf 20 Ampere-Bogenlampen.

Die Beleuchtung war größtentheils mit elektrischen Scheinwerfern bewirkt. Drei solche erhielten, und zwar einer von der Bauakademie, zwei vom Schlossdache her, die Kuppellaterne, zwei aus Oeffnungen im Portal III das Kaiserdenkmal, und drei Doppelscheinwerfer die Königlichen Standarten. In den Viertelkreis-An-

schlüssen des Eosanderschen Portales brannte unten je ein Bündel von sieben Gasfackeln, auf der Kuppelterrasse erglühete bengalisches Rothfeuer, und die vergoldeten Kartuschen der Portale usw. sowie der Adler auf der Lustgartenterrasse waren durch hundertkerzige Glühlampen in kleinen Scheinwerfern beleuchtet, die vor dem zu erhellenden Gegenstande geschickt mit gebogenen Drähten angebracht waren.

Die Schloßbeleuchtung gab ein gutes Bild von der Wirkung und dem Werthe der verschiedenen Be- und Erleuchtungsmittel. Vor allem bestätigte sie das oben über das elektrische Licht Gesagte. So unentbehrlich bei dem Riesen-Maßstabe des Gebäudes das Bogenlicht und die kräftigen Glühlichter für die beabsichtigte und künstlerisch auch berechnete starke Lichtwirkung der Laternen und der Kuppelringe gewesen sein mögen, ebenso hart fielen die in kalter

Die Klosterkirche auf Huyseburg und ihr Verhältniß zum Walbecker Dom und zu den Kirchen auf der Reichenau. (Schluß.)

Was die Capelle anbetrifft, so wird man ein völliges Verschwinden dieses Gebäudes annehmen dürfen, mit Ausnahme des Sanctuariums, das also in dem Neubau wieder verwandt wurde. Ob dies im Westen oder im Osten zu suchen ist, läßt sich aus dem zweideutigen Ausdruck nicht mit Sicherheit erkennen, doch halte ich für das wahrscheinlichere, daß die Westapsis damit gemeint ist, sodafs also die Worte *ex occidentali parte zu reservato sanctuario* zu ziehen sind.²⁾ Denn da das östliche Sanctuarium, worunter überhaupt ein Altarraum zu verstehen ist, wie wir sahen, eine Krypta besafs, so würde diese wohl mit erhalten worden sein, wenn man das östliche Sanctuarium beibehalten hätte. Der jetzige Bestand macht nun wahrscheinlich, daß die Westapsis bis heute erhalten ist. Denn wenn sie mit dem jetzt stehenden Langhause gleichzeitig wäre, so wäre nicht zu verstehen, weshalb die Eckausfüllungen *m* und *n* (Abb. 1) angebracht sind; jetzt sind diese zwecklos. Als Reste der Wände des Mittelschiffs, die man bei dessen Erweiterung wohl oder übel stehen lassen mußte, um die für einen kleineren Bau bestimmte Apsis mit dem größeren unauffällig zu verbinden, sind sie aber wohl zu verstehen. Daraus folgt, daß die Wände des jetzigen Mittelschiffs mit denen des zweiten Baues dieselbe Lage hatten. Für diesen Neubau benutzte man also den Walbecker Dom als Muster, sowohl bei der Gestaltung des Mittelschiffs, dessen Wände also ursprünglich von fünf auf Säulen oder Pfeilern von 3,2 m Achsenabstand ruhenden Bogen getragen wurden, als der des Querhauses und des Altarraumes. Die beiden letzteren werden nebst dem ersten Stützenpaar des Langhauses ursprünglich eine ebenso centrale Anordnung gehabt haben, wie sie jetzt noch in Walbeck vorhanden ist, nur ist der Altarraum in Huyseburg um eine Wandstärke kürzer.

Dieser Bau sollte, wie wir von dem Chronisten erfahren, nicht lange Bestand haben. Wenn es aber bei ihm heißt: *iterum ecclesiam fecit destrui*, so darf man an keinen Neubau von Grund aus denken. Die Grundmauern blieben größtentheils erhalten. Die Westapsis und die Vierung blieben ganz unberührt, und vom Altarraum wurden nur die Apsis und wenigstens der Obertheil der Krypta abgebrochen. Das Langhaus aber erlitt, trotzdem die Grundmauern beibehalten wurden, Länge und Breite der Schiffe also dieselben blieben, eine völlige Umwandlung. In den kurzen Raum von 16,80 m wurden die üblichen, aber für ein Langhaus von 21 m berechneten sechs Bogenstellungen eingezwängt. Bei der geringen Achsenweite, die sich so ergab, mußten die Bogen nun kleinlich wirken, wenn man sie in gewöhnlicher Weise ausführte; sie waren im Verhältniß zur Höhe der Stützen zu niedrig. Der Baumeister wußte sich aber zu helfen und aus der Noth eine Tugend zu machen. Denn indem er je zwei dieser niedrigen, kleinen Bogen zusammenfaßte und mit einem großen Blendbogen überspannte, der die Last der darüber aufstrebenden Wand nun allein trug, vermied er nicht nur jede kleinliche Wirkung, sondern erreichte sogar eine noch bedeutendere, als bei der Achsenweite von 3,5 m möglich gewesen wäre. Die Wände des Mittelschiffs ruhen nun auf je drei kühn gewölbten Bogen, deren zurücktretende Blendwand von je einer Mittelsäule getragen wird. Die weitere Folge davon ist ein besseres Höhenverhältniß, als es im Walbecker Dom selbst vorliegt. Denn während dieser trotz der größeren Weite des Mittelschiffs doch nur 11 m bis zum Gesims des Mittelschiffs hoch ist, ganz wie die übrigen niedersächsischen Kirchen mittlerer Größe, beträgt die Höhe der Huyseburger Klosterkirche mehr als 13 m. Wenn nun auch die Huyseburger Kirche nicht das erste Beispiel ist für die

Ruhe erstrahlenden Linien des Portales III aus der warmen, wohlthuenden Erleuchtung der übrigen Bautheile heraus, obwohl nur fünfkerzige Glühlichter zu ihre Herstellung verwandt waren. Man sieht, die Glühlichtstärke kann für solchen Zweck gar nicht klein genug gewählt werden. Die Portale der Längsfronten waren dem Eosanderschen ohne Zweifel in der künstlerischen Wirkung überlegen; über die Lücken, die durch das Versagen einzelner Lämpchen in ihren Linien entstanden waren, kam das Auge schnell hinweg. Vortrefflich aber vor allem wirkten die Stearinflammen der Hauptgesimslinien und auf den Brüstungspostamenten; sie waren in ihrem warmen, gelben Glanze sogar den Gasfackeln der Terrassenbrüstung überlegen. Alles in allem war die wohlüberlegte Erleuchtung des Königsschlusses bestens gelungen und bildete ohne Zweifel einen der Glanzpunkte der Festbeleuchtung des 22. März. Hd.

Zusammenfassung je zweier Bogen durch einen beide überspannenden Blendbogen, so wird doch die enge Stützenstellung der Anlaß für diese Gestaltung gewesen sein. Wahrscheinlich wäre sie nicht gewählt, wenn die Kirche ein völliger Neubau gewesen wäre, dessen Langhause man dann also die Länge von 21 m gegeben hätte, und nicht ein Umbau, der mit der Länge von 16,80 m rechnen mußte. Diesem Umbau nun gehört offenbar auch die Erweiterung der Kreuzarme des Querschiffs an, sodafs sie sich mehr der Geviertform nähern. Der Altarraum der bisherigen Kirche blieb zwar bestehen, aber weil er bei seiner Kürze der wachsenden Zahl der Brüder nicht mehr genügen konnte, so wurde an ihm die alle Verhältnisse der übrigen Kirche überschreitende Verlängerung angefügt, also auch die sonderbar gestaltete Apsis, die nur so mit den sich östlich in gleicher Flucht mit der Kirche anschließenden Klostergebäuden in Verbindung gebracht werden konnte. Die Thüren, die durch die Apsiswand führen, ermöglichten den Bewohnern des östlichen Gebäudes einen bequemen Zutritt zu ihren Sitzen im Chorraum. Dafs man die in der ersten Capelle vorhandene Krypta nicht beibehielt, kann nur in dem Schema, das man bei der Errichtung der größeren *ecclesia* befolgte, seinen Grund haben; denn die übrigen Kirchen der Umgegend aus derselben Zeit weisen meist eine Krypta auf. Da auch in Walbeck eine solche nicht wahrscheinlich ist, weil der Fußboden des Chorraums sich nur wenig über den der Vierung und des Langhauses erhebt, so ist das ein hinreichender Grund für ihr Fehlen in Huyseburg. Dafs man die vorhandene Krypta abbrach, scheint zu beweisen, daß der Baumeister der *ecclesia* (also des zweiten Baues) von niedersächsischer Art gar keine Ahnung hatte.

Hier drängt sich nun die Frage auf, wo denn dieses Schema, mit dem man in Niedersachsen so wenig anfangen konnte, herstammte. In Sachsen selbst wird man es von vornherein nicht suchen dürfen. Denn die gewaltsame Art und Weise, wie man (hier wie in Walbeck) das niedersächsische Schema mit dem gegebenen Grund- und Aufrifs zu vereinigen suchte, schließt diese Annahme aus. In der That führt denn eine merkwürdige Spur in weite Ferne, nämlich auf die Insel Reichenau, auf welcher drei uralte Kirchen liegen, und zwar in den Dörfern Ober-, Mittel- und Unterzell. Diese Spur sind die in Niedersachsen ganz ungewöhnlichen Kreisfenster, die sich im Walbecker Dom zwischen den gewöhnlichen Rundbogenfenstern befinden. In der Mittelteller Klosterkirche finden wir diese Kreisfenster ebenfalls, aber unvermischt mit Langfenstern. Unvermischt waren solche Kreisfenster wahrscheinlich auch in den Umfassungswänden des Langhauses des Walbecker Domes vorhanden, wie sich aus einer im Jahre 1875 aufgenommenen Photographie ergibt, die die jetzt niederliegende Außenwand des nördlichen Seitenschiffs noch zeigt. Der Grundriß hat freilich nur insofern Ähnlichkeit mit dem ursprünglichen Walbecker Dom, als das Langhaus nur fünf auf Pfeilern ruhende Bogen aufweist, und mit der Huyseburger Kirche, als sie eine westliche Apsis hat, die wir in Walbeck auch als ursprünglich vorhanden annehmen müssen. Wohl aber finden wir ganz ähnliche Grundrisse und -Formen in der Stiftskirche St. Georg in Oberzell und der Stiftskirche St. Peter und Paul in Unterzell.³⁾ Beide sind Säulenbasiliken: die Oberzeller Kirche hat ein Langhaus (mit Westapsis), dessen Länge, soweit es einem Entwurfe angehört, 16,6 m beträgt, und dessen Säulen eine Achsenentfernung von 3,2 m von einander haben, also hierin genau die Verhältnisse von Walbeck wiederholen. Die Breite ist aber in Oberzell bedeutender als in Walbeck; dagegen ist die lichte Breite des ganzen Osttheiles der Unterzeller Kirche — der Westtheil kommt hier, weil später, nicht in Betracht — mit 15,3 m genau gleich dem entsprechenden Stücke des

²⁾ Entgegenstehende Ansichten zu widerlegen läßt der Raum nicht zu. Die Widerlegung ergibt sich aber auch aus meinen Ausführungen von selbst. (Vgl. Kugler, Kl. Schriften I, 611 ff.; F. v. Quast, Zeitschrift für Bauwesen 1852, Sp. 116 ff.; Hartmann, daselbst 1854, Sp. 401; Otte, romanische Baukunst, S. 277.)

³⁾ Adler, Zeitschrift für Bauwesen 1869, Blatt 67.

es besser, auch diesen Bahnhof noch auszusondern. Denn seine in der Mitte von Säulen getragene Zwillingshalle bietet namentlich bei dem längeren Theil über dem Fernbahnsteig der Zugluft freien Zutritt von der Seite.

Somit behalten wir noch drei hohe, weitgespannte Hallen der Fernbahnhöfe und drei niedrige, schmale der Stadtbahnhöfe. Von diesen ist man von vornherein geneigt, die letzteren als ungünstiger angelegt zu betrachten. Und das bestätigt sich, wenn man den Antheil der bisherigen Gesamtauswechslung in Betracht zieht. Er beträgt bei den großen Hallen durchschnittlich 27, bei den kleinen 40 v. H. Nicht damit übereinstimmend ist die Zeit der ersten Auswechslungen, die bei den großen Hallen schon nach sechs, bei den kleinen durchschnittlich erst nach neun Jahren eintrat. Doch ist der v. H.-Antheil wohl ein richtigerer Maßstab.

Was die Länge der Hallen betrifft, so sahen wir schon, daß die kürzeste [Thiergarten (Abb. 1)] sich am besten verhielt. Aber auch im übrigen scheint sich zu zeigen, daß die Erneuerungsbedürftigkeit der Dächer mit ihrer Länge zunimmt. Dies würde sich dadurch erklären, daß die Locomotiven bei den langen Hallen häufiger unter

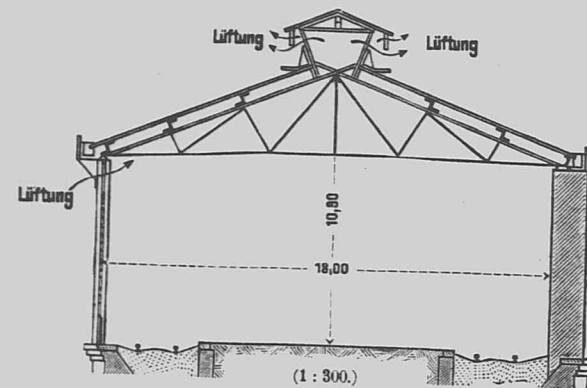


Abb. 2. Potsdamer Ringbahnhof.

dem Dache zum Halten kommen — d. h. bei kurzen Hallen fahren sie durch und halten erst außerhalb —, und daß die langen Hallen bei jeder Durchfahrt mehr Rauchgase unter sich auffangen. Man kann, um den Einfluß der Länge zu sehen, nur im übrigen gleichartige Hallen einander gegenüber stellen. Der Schlesische Bahnhof muß ausscheiden, weil er viel größer im Querschnitt ist als alle anderen. Danach ergibt sich:

	Länge m	v. H. der bisherigen Auswechslung
A) Große Hallen.		
Friedrichstraße . . .	145	24
Alexanderplatz . . .	163	34
B) Kleine Hallen.		
Bellevue	90	22
Börse	100	30
Lehrter Bahnhof . . .	125	69

Die Zahlen scheinen allerdings auf einen ungünstigen Einfluß der Länge der Hallen hinzudeuten.

Eisenbahn-Fährverbindung Stralsund-Rügen.

Am heutigen Tage wird die neue Linie zwischen Berlin und Stockholm über Salsnitz-Trelleborg dem Verkehr übergeben und damit eine Verbindung zwischen den beiden Hauptstädten geschaffen, die es ermöglicht, den zwischen ihnen liegenden Weg in 24 Stunden zurückzulegen. Bis zu dem neuen Bahnhof Salsnitz-Hafen findet von Berlin aus ein Wagendurchgang statt, um die Reisenden bis zur Landungsbrücke der Dampfer zu bringen. Auf den beiden neu erbauten Dampfern „Imperator“ und „Rex“ findet die viertägige Überfahrt von Salsnitz nach Trelleborg und umgekehrt statt.

Außer der Anlage einer Hafenbahn von Crampas-Salsnitz nach Salsnitz-Hafen mit dem Bahnhöfe Salsnitz-Hafen mußte eine weitgehende Veränderung an der seit dem Jahre 1883 bestehenden Fährverbindung über den Bodden zwischen Stralsund und der Insel Rügen*) vorgenommen werden. Diese Fährverbindung wurde seinerzeit mit je einer Landebrücke von 20 m Länge nebst Pfahlwerk in Stralsund-Hafen bzw. in Altefähr auf Rügen und mit den beiden Eisenbahn-Fährschiffen „Prinz Heinrich“ und „Rügen“ in Betrieb genommen. Beide Schiffe sind Schraubendampfer und haben zwei Schrauben von 1,3 m Durchmesser am Heck, die von je einer

*) Ausführliche Mittheilungen über diese Fährverbindung enthielt Jahrg. 1885 der Zeitschrift f. Bauwesen (S. 357 u. f.).

Daß gerade die Koksfeuerung so ungünstig und bedeutend ungünstiger als Kohlenfeuerung wirkt, kann man aus obiger Zusammenstellung ersehen, wenn man die Auswechslungen in den Hallen der großen Bahnhöfe vergleicht, je nachdem sie über den Ferngleisen oder den Stadtgleisen stattfanden. Von den Gesamtauswechslungen entfallen auf die Stadtgleisseite:

Schlesischer Bahnhof . . .	84 v. H.
Alexanderplatz	74
Friedrichstraße	62
Zoologischer Garten	62

Bei so ungünstigen Erfahrungen ist es selbstverständlich, daß schon früh auf Abhülfe gesonnen wurde. Als nächstliegendes Mittel wurde Vermehrung und Vergrößerung der Lüftungsöffnungen versucht: zum Theil in etwas roher Weise durch Herausnehmen von Glasscheiben aus den Hallenschürzen, seitlichen Fenstern und Oberlichtern, zum Theil durch Lüftungsaufsätze der verschiedensten Form und Art. Das hauptsächlichste Versuchsfeld in dieser Richtung ist Station Lehrter Bahnhof (Abb. 3), deren Halle von vornherein einen besonders schlimmen Eindruck machte. Hier ist in neuerer Zeit ein recht gründlicher Eingriff unternommen: über dem Weg der Locomotivschornsteine sind Streifen aus der Wellblechfläche herausgeschnitten und an der dem Bahnsteig zugewandten Seite durch

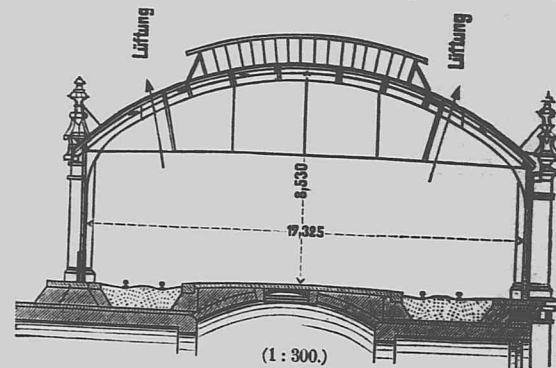


Abb. 3. Lehrter Bahnhof.

herabhängende Schürzenbleche abgeschlossen, sodas der Rauch hier unmittelbar ins Freie tritt. Der Erfolg dieser schon vor vielen Jahren auf englischen Bahnen angewandten Einrichtung läßt sich bei uns der Kürze der Zeit wegen noch nicht nachweisen. Doch ist kaum zu bezweifeln, daß er günstig sein wird. Weniger befriedigt diese bauliche Ausgestaltung des Daches das Schönheitsgefühl. Im übrigen hat sich schon seit langer Zeit die Anschauung aufgedrängt, daß gegenüber den Koksgasen nur das gründlichste Mittel hilft: Vermeidung des Wellblechs und Eindeckung der Dachflächen mit geeigneten anderen Stoffen. Bei neu herzustellenden, namentlich kleineren Dächern würde dies keine Schwierigkeit haben. Im Ersatz schadhafter Wellblechflächen durch Holz- und Pappdeckung sind auf der Stadt- und Ringbahn einige Anfänge gemacht, so auf dem Schlesischen Bahnhof und auf dem Potsdamer Ringbahnhof, wo der Lüftungsaufsatz jetzt mit Holz und Pappe gedeckt ist. Ob es lohnt, im großen Maßstabe mit solcher Umdeckung vorzugehen, hängt von der Kostenfrage ab, die zur Zeit noch erwogen wird. Housselle.

zweicylindrigen Verbunddampfmaschine mit Oberflächencondensator von 75 (oder zusammen 150) Pferdestärken getrieben werden. Jedes Schiff hat eine Länge von 35 m in der Wasserlinie, eine Breite von 7,40 m über den Spanten und einen Tiefgang vorn von 1,40 und hinten von 1,60 m. Zwei Dampfkessel, nach Art der Locomotivkessel gebaut, von je 30 qm Heizfläche und 7 Atm. Ueberdruck liefern den erforderlichen Dampf. Die größte zulässige Belastung beträgt für jedes Schiff 60 t, und jedes hat 300 t Wasserverdrängung. Die Geschwindigkeit des Schiffes beträgt 15 km in der Stunde = 8,1 Knoten. Die Beschaffungskosten betragen für beide Schiffe zusammen 230 000 Mark. Da die Auffahrt der Eisenbahnwagen nur am Bug des Schiffes möglich ist, so muß das Schiff bei jeder Fahrt gewendet werden.

Die Erfahrungen der ersten Betriebsjahre rechtfertigten die Hoffnungen, die an eine bequeme und sichere Verbindung der Insel Rügen mit dem Festlande geknüpft wurden. Doch nahm der Verkehr bis zu dem Jahre 1889 in solchem Maße zu, daß beide Fährschiffe gleichzeitig Verwendung finden mußten, um ihn zu bewältigen. Da aber zu befürchten war, daß beim Schadhafwerden eines Schiffes der Verkehr eine Unterbrechung erleiden würde, und da in Betracht der durch die Eröffnung neuer Bahnlinien zu erwartenden Zunahme des Verkehrs immer größere Anforderungen an die Fähr-

verbindung gestellt werden würden, so wurde das dritte Fährschiff „Stralsund“ von gleicher Bauart, jedoch mit stärkeren Maschinen, und zwar von je 112,5 (oder zusammen 225) Pferdestärken zum Preise von 128 500 Mark beschafft und im Jahre 1890 in Betrieb genommen. Mit den Jahren waren auch die erforderlichen Ausbesserungen an den Pfahlwerken und Landebrücken größere geworden, und je eine Landebrücke in Stralsund-Hafen bzw. Altefähr genügt dem Verkehrsbedürfnisse sehr bald nicht mehr. Daher wurde im Jahre 1894 an jeder Seite eine neue Anlandestelle von gleicher Bauart geschaffen und nur die Brückenlänge, abweichend von der älteren Landebrücke, 25 m lang gemacht.

Wenn schon bei der älteren Brücke bei Hochwasser und Niedrigwasser eine Steigung von 1:15 bzw. ein Gefälle von 1:13 eintrat und dadurch ein Uebersetzen von Wagen mit der Fähranstalt unmöglich machte, so wurde dieser Uebelstand auch nicht durch die neue Landebrücke von 25 m Länge aufgehoben, die bei Hochwasser eine Steigung von 1:20 und bei Niedrigwasser ein Fallen von 1:17 ergab. Diese ungünstigen Neigungsverhältnisse waren auch ein Haupthindernis für einen Uebergang von Personenwagen von dem Festlande nach der Insel, dessen Bedeutung und Annehmlichkeit wohl in erster Linie diejenigen empfinden werden, die den prachtvollen Buchenhain und die stärkende Seeluft Rügens alljährlich während der Sommermonate aufzusuchen pflegen.

Zur dringenden Nothwendigkeit wurde jedoch eine Verbesserung der Fährverbindung, als die bereits seit Jahren angeregte Verbindung Berlin-Stockholm über Salsnitz-Trelleborg in den ersten Monaten des Jahres 1896 eine festere Gestalt gewann. Da dann ein D-Zug geschlossen übergesetzt werden mußte, so mußten zuvörderst die Landebrücken eine Aenderung erfahren, ferner mußte ein entsprechend großes Fährschiff beschafft und endlich die Fahrinne im Bodden von 3,2 auf 4 m unter N. N. vertieft und durchweg auf 50 m verbreitert werden. Diese Aufgaben wurden innerhalb der zur Verfügung stehenden kurzen Zeit gelöst, und heute sieht der Beschauer in Stralsund-Hafen sowohl, wie in Altefähr die großen und eigenartigen neuen Landebrücken und das neue Fährschiff „Salsnitz“.

Um die vorhandenen, im Jahre 1894 beschafften Landebrücken von 25 m Länge, sowie die damit verbundenen Pfahlwerke beibehalten zu können, wurde von dem Unterzeichneten vorgeschlagen, noch eine zweite Brücke gleicher Bauart hinter die vorhandenen zu verlegen und die Mittelunterstützung beider Brücken durch zwei kräftige Schraubenspindeln nebst Antrieb zu stützen und beweglich zu machen. Die auf dem Mittelträger ruhenden Eigengewichte der Brücken sollten durch Gegengewichte, in einem Portalkrahn hängend, ausgeglichen werden. Dieser Vorschlag fand die Genehmigung und wurde von der Maschinenfabrik „Cyklop“ vorm. Mehls u. Behrens in Berlin zur Ausführung gebracht. Durch diese Verbesserung wird der Uebel-

stand, daß bei Hoch- und Niedrigwasser nicht übergesetzt werden konnte, aufgehoben und erreicht, daß bei der größten Steigung von 1:40 und dem größten Gefälle von 1:34 Personenwagen jeder Art anstandslos von einem Ufer zum anderen übergeführt werden können.

Die Länge des zum Uebersetzen vorgesehenen D-Zuges beträgt 61,55 m, und dieser Länge entsprechend ist auch das neue Fährschiff „Salsnitz“ ausgebildet worden. Es hat eine Länge von 65 m zwischen den Perpendikeln, eine Breite über den Spanten von 9,30 m, 2,10 m Tiefgang bei 155 t Belastung und 20 t Kohlen in den Bunkern; die Höhe von Oberkante Kiel bis Oberkante Decksbalken, an der Seite gemessen, beträgt 3,20 m. Der Beschaffungspreis beträgt 258 000 Mark, und das Schiff ist mit allen Verbesserungen der Neuzeit, elektrischem Licht und Scheinwerfer ausgerüstet worden. Da die Auffahrt der Wagen an beiden Enden erfolgen kann, so fällt das namentlich zur Eiszeit beschwerliche Wenden bei diesem Schiffe fort.

Das Schiff „Salsnitz“ ist ein Vierschraubenschiff, seine Geschwindigkeit beträgt gleichfalls 15 km in der Stunde = 8,1 Knoten. Es hat je zwei Schrauben vorn und hinten, welche zu zweien auf je einer durch das ganze Schiff gehenden Welle befestigt sind. Jede Welle wird durch eine zweicylindrige Verbunddampfmaschine mit Dampfsteuerung und Oberflächencondensation von 250 (oder zusammen 500) Pferdestärken angetrieben. Doch ist durch die Anordnung von Kupplungen die Möglichkeit geschaffen, jede Wellenhalbe nach vorn oder hinten oder nach vorn und hinten beliebig aus- und einschalten zu können. Dies kommt namentlich dann zur Anwendung, wenn ein Wellenbruch erfolgen sollte oder wenn bei windstillem Wetter und ruhiger See zum fahrplanmäßigen Fortbewegen des Fährschiffes die beiden hinteren Schrauben genügen. Bei Eisgang und Sturm werden alle vier Schrauben gleichzeitig wirken müssen, und zwar werden im Winter die beiden vorderen Schrauben ansaugend auf die durch den kräftigen Steven zerschnittenen Eisschollen wirken, zugleich aber auch, da sie aus Stahlguß bei 1,80 m Durchmesser und 1,90 m Steigung kräftig hergestellt sind, die Eisschollen zermahlen. An jedem Ende des Fährschiffes „Salsnitz“ befindet sich ein für jede Fahrtrichtung geltendes Ruder, welches durch ein Dampftruderwerk bewegt wird. Durch vier Querschotte wird das Schiff in fünf wasserdichte Abtheilungen getheilt.

Sowohl die älteren Fährschiffe „Prinz Heinrich“, „Rügen“ und „Stralsund“, wie auch das neue Fährschiff „Salsnitz“ wurden von der Maschinenfabrik und Schiffswerft von F. Schichau in Elbing gebaut; das neue Fährschiff „Salsnitz“ unter der besonderen Bauleitung des Unterzeichneten. Gleichwie die älteren, so wird auch das neue Fährschiff „Salsnitz“ den heranretenden Anforderungen voll genügen, dafür birgt der Weltruf des Erbauers. Möge ein gütiges Geschick seine Fahrten geleiten!

Stettin, im April 1897.

Rosenkranz,
Regierungs- und Bauarch.

Vermischtes.

In dem Wettbewerbe um einen Aussichtsturm in Remscheid, den der dortige Verschönerungs-Verein ausgeschrieben hatte (s. S. 59 d. J.), sind 195 Entwürfe eingegangen. Der erste Preis (300 Mark) ist den Architekten Friedrich Pützner u. Herm. Jansen in Aachen, der zweite Preis (200 Mark) dem Architekten Gust. Jänicke in Berlin zuerkannt worden. Angekauft zum Preise von je 100 Mark wurden die Entwürfe der Architekten F. Berger in Berlin, Franz Brantky in Köln a. Rh., R. Kiehl u. W. Thurm in Braunschweig und Adams u. Zander in Halle a. S. Ferner wurde beschlossen, den Arbeiten „Gut Deutsch“, „Däm Lank von usse Aulen, Däm berg'schen Heimothslank“, „Wahrzeichen“, „Lug ins Land“, „Casus belli“, „Belvedere“, „Heimath“, „Patriae inserviendo consumor“, „So grün“, „Dem eisernen Kanzler“, „Rother Kreis“, „Ein deutscher Mann, ein deutscher Thurm“ eine lobende Erwähnung zu Theil werden zu lassen.

Auf ein Preisausschreiben für Entwürfe landwirthschaftlicher Gehöftbauten des Klein- und bäuerlichen Grundbesitzes im Königreich Sachsen, das am 1. August d. v. J. von der königlichen sächsischen Staatsregierung erlassen worden war, sind 83 Entwürfe von 65 Bewerbern eingegangen. In den vier verschiedenen Gruppen (Entwürfe für Wirthschaften von 1 bis 30 ha Größe) hat der Architekt Alwin L. C. Anger in Dresden drei Preise davongetragen. Je zwei Preise erhielten die Architekten Julius Gebler in Trachau und Ernst Kühn in Dresden, je einen Preis die Architekten Constantin Wille in Köln a. Rh., Paul Sauerbom in Niemburg a. d. W., G. Hänichen in Dresden und Richard Hartmann ebendasselbst. Zum Ankauf empfohlen wurden zwei Arbeiten des Architekten Otto Tirstein in Dresden und je eine Arbeit der schon genannten Architekten Gebler, Wille und Hartmann sowie des Architekten Bernhard Vey in Dresden. Der erste Preis in der vierten Gruppe konnte nicht vergeben werden.

Das deutsche Buchgewerbehaus in Leipzig, dessen Plan zum Gegenstande eines allgemeinen Wettbewerbes gemacht worden ist

(vgl. S. 191 d. J.), soll auf einem Eckgrundstück von etwa 2000 qm Fläche unmittelbar neben dem bekannten Leipziger Buchhändlerhause errichtet werden. Beide Gebäude sind derart in enge Beziehung zu einander zu setzen, daß der Raum für einen Austritt und eine Freitreppe des neuen Hauses von dem Nachbargrundstück genommen wird. Auch soll das neue Haus mit dem bereits bestehenden architektonisch eine einheitliche Gruppe bilden. Der Zweck des Buchgewerbehauses ist, den deutschen buchgewerblichen Vereinen eine gemeinsame Heimstätte zu bieten. Durch Aufnahme von Bücherei-, Museums- und Ausstellungsräumen wird die Gemeinsamkeit der verschiedenen Berufsgruppen bekundet werden, während an hervorragender Stelle des Hauses eine bedeutungsvoll zu gestaltende „Gutenberghalle“ auf die Stellung Leipzigs als Mittelpunkt dieser Gruppen hindeuten soll. Die zahlreichen Museums-, Ausstellungs- und Vereinsräume sind in drei Vollgeschossen unterzubringen, wobei auf die nach Bedürfnis durch mehrere Stockwerke führende Gutenberghalle 300 bis 400 qm Fläche entfallen sollen. Für Arbeitsräume ist das hohe Untergeschloß auszunützen; überdies soll das Dachgeschloß ausgebaut werden. Aus den Bedingungen ist noch nachzutragen, daß die Erwerbung nicht preisgekrönter Pläne zum Preise von je 1000 Mark vorbehalten ist.

Ein Wettbewerb für die architektonische Ausgestaltung der Kopfseite des Stadtgrabens am Corneliusplatz in Düsseldorf (Bausumme 5000 Mark, Preise 100 und 50 Mark) ist von dem dortigen Verschönerungsverein unter den Düsseldorfer Künstlern ausgeschrieben worden. Wir nehmen von dem Ausschreiben Kenntniß, können aber nicht umhin die Frage aufzuwerfen, ob nicht in Düsseldorf ein Architekt zu finden gewesen wäre, dem man diese geringfügige Arbeit hätte freihändig übertragen können.

Zur Aufstellung von Denkmälern für Werner Siemens und Alfred Krupp vor dem Gebäude der technischen Hochschule

in Charlottenburg ist nach Mittheilungen der Tagespresse die Allerhöchste Genehmigung erteilt worden. Durch die die Denkmäler errichtenden Körperschaften (Verein deutscher Ingenieure, Nord-westliche Gruppe des Vereins deutscher Eisen- und Stahl-Industrieller und Verein deutscher Eisenhüttenleute) wird ein beschränkter Wettbewerb eingeleitet werden, zu dem fünf deutsche Künstler Einladungen erhalten. Die beiden Denkmäler sollen zu Beginn des Jahres 1899 fertig sein, um der technischen Hochschule gelegentlich der Jahrhundertfeier ihres Bestehens als Geschenk übergeben zu werden.

Die bei der Denkmalpflege in erster Linie betheiligte Oberbehörde, das preussische Cultusministerium, wird, wie wir vernehmen, innerhalb ihres Amtsbereichs das Wort „Denkmalpflege“ fortan ohne Binde-s schreiben. Bisher schwankte der Gebrauch, namentlich auch bei den Provincialstellen, bei denen die Form „Denkmalspflege“ sogar überwogen zu haben scheint. Hoffentlich schliessen sich auch diese der für das Cultusministerium nunmehr festgesetzten Schreibweise und damit unseren an dieser Stelle (S. 181 d. Bl.) vor kurzem dargelegten Ausführungen an.

Zum Nachfolger des verstorbenen Professors an der technischen Hochschule in Darmstadt Heinrich Wagner ist der bisherige Stadtbaumeister von Worms, Baurath Karl Hofmann, berufen worden. Hofmann hat den ehrenvollen Ruf angenommen und tritt bereits am heutigen Tage sein neues Amt an. Es herrscht wohl nur eine Stimme, dass Darmstadt eine glücklichere Wahl nicht treffen konnte. Hofmanns Fachrichtung, seine persönliche Begabung und seine bisherigen Werke bieten die sichere Gewähr dafür, dass der ihm übertragene Architektur-Unterricht an der hessischen Hochschule in gesunden, der Pflege volkstümlicher vaterländischer Kunst gewidmeten Bahnen fortgeführt werden wird.

Zum Begriffe der Elasticität. Gegenüber den Darlegungen des Herrn Kirsch auf Seite 170 d. Bl. muß ich den Satz, dass elastische Dehnbarkeit und Widerstandsfähigkeit zum Wesen eines elastischen Körpers gehören und daher mit Recht als Seiten der Elasticität zu bezeichnen sind, aufrecht halten. Der Elasticitätsgrad für sich allein genügt nicht, um das elastische Verhalten eines Körpers vollständig zu kennzeichnen; es bedarf hierzu noch der elastischen Dehnbarkeit bezw. Widerstandsfähigkeit. In anderer Weise ausgedrückt kann man auch sagen, das elastische Verhalten eines Körpers ist bestimmt durch seine Arbeitslinien, d. h. diejenigen Linien, deren Abscissen die Spannungen und deren Ordinaten die zugehörigen elastischen und gesamten Dehnungen darstellen. Zwei Körper sind nur dann von vollkommen gleicher Elasticität, wenn sie gleiche Arbeitslinien aufweisen, bezw. wenn sie gleichen Elasticitätsgrad und gleiche elastische Dehnbarkeit besitzen.

Herr Kirsch wendet sich sodann dagegen, dass die elastische Widerstandsfähigkeit (Gegenwirkungsfähigkeit) durch den Elasticitätsmodul gemessen werden könne, während er damit einverstanden ist, dass die elastische Dehnbarkeit durch den Dehnungsmodul gemessen werde. Da nun aber beide Eigenschaften reciprok sind, so müssen sie auch durch reciproke Größen (Elasticitätsmodul und Dehnungsmodul) gemessen werden können. Vermuthlich nimmt Herr Kirsch Anstand an dem Worte „Widerstandsfähigkeit“ und hätte wohl weniger einzuwenden gegen den Begriff scharfer wiederergebenden Ausdruck „Gegenwirkungsfähigkeit“, den ich zur Erläuterung in Klammern beigelegt habe, den ich jedoch seiner Unschönheit wegen nicht zur Verwendung empfehlen wollte.

Was schließlich das Maß des Elasticitätsgrades anbelangt, so habe ich, wie auch Hartig, hierfür das Verhältnis der elastischen zur gesamten Formänderung gewählt, während Kirsch hierfür das Verhältnis der elastischen zur bleibenden Formänderung annimmt. Ersteres erscheint wohl zweckmäßiger, da hierbei der Elasticitätsgrad bei unvollkommener Elasticität stets durch einen echten Bruch und bei vollkommener Elasticität durch die Einheit dargestellt wird. Bei dem Verfahren von Kirsch kann dagegen der Elasticitätsgrad alle Werthe von 0 bis ∞ annehmen, und der klare und bestimmte Begriff der vollkommenen Elasticität wird durch das unbestimmte Zeichen ∞ dargestellt. Fr. Engesser (Karlsruhe).

Die Wetterfestigkeit unserer Malereien und Anstriche im Freien bildete den Gegenstand eines Vortrages, den der Chemiker Adolf Keim aus München am 12. d. M. im Berliner Architektenvereine hielt. Nach einem kurzen geschichtlichen Überblick über das in den Kreis der Betrachtung zu ziehende Gebiet bedauerte der Redner, dass in der troien Luft und vor allem in unserem nördlichen Klima alles von Menschenhand Geschaffene verhältnismäßig schneller Zerstörung anheimfalle. Es sei eine bekannte Thatsache, dass verarbeitete Granite und Syenite, die in Aegypten und Italien Jahrhunderte, ja Jahrtausende der Witterung widerstanden haben und noch weiter widerstehen würden, sehr bald der Verwitterung verfallen, sobald sie nach Norden versetzt werden. Wie sollten Einflüsse, die sogar dem Granite verderblich werden, nicht für die zarte Structur bemalter Flächen verhängnisvoll sein. Damit müsse man sich bescheiden;

es komme eben nur darauf an, einen möglichst hohen Grad von Wetterfestigkeit zu erreichen. Die letztere besteht, so führt der Vortragende aus, in dem wirkungsvollen Widerstande des Materials gegen die Einflüsse unserer Atmosphäre. Diese Einflüsse sind sowohl chemische wie mechanische. Die chemischen beruhen in den in der Luft enthaltenen Ausdünstungen, die mechanischen in den Niederschlägen, deren Verdunstung freilich auch wieder chemische Einflüsse zur Geltung bringt, sowie in der abschleifenden Wirkung des Staubes. Wie bei allen im Freien benutzten Baustoffen kommt es auch bei den Farben hauptsächlich auf das Bindemittel an. Dieses ist beim Baustoff gewöhnlich organisch, eisenhaltig, kalkig oder kieselig. Davon widersteht das organische der Witterung fast gar nicht, das eisenhaltige ist unsicher, das kalkige je nach dem kieseligen Kalkgehalt mehr oder weniger haltbar. Sicher ist nur das kieselige, woraus sich der Schluss ergibt, dass man auch die Farbe mit kieseligen Bindemittel durchsetzen muß, wenn sie halten soll.

Nach einer längeren Abschweifung in das Gebiet der Chemie zur Erhärtung des Gesagten erwähnt der Redner, dass in München, Berlin und Wien sowohl auf den technischen Hochschulen wie auf den Maler-Akademien besondere Lehrstühle zur chemischen Kenntniss der Baustoffe, also auch der Farben errichtet sind. Ferner sind in München eine „Gesellschaft zur Beförderung rationeller Malverfahren“ und eine staatlich unterstützte „Versuchsanstalt für Malerei“ unter Leitung des Hofrathes Hilgers entstanden. Die letztgenannten beiden Einrichtungen haben den Zweck, die Verwendung nur chemisch reiner Farben zu fördern. Aber selbst bei der Verwendung der besten Farben sind nach Ansicht Keims unangenehme Zufälligkeiten nicht ausgeschlossen. Zum Beweise dafür zeigte der Redner gestrichene Farben und trockene in Gläsern vor, an denen zu ersehen war, dass z. B. dunkles reines Cadmium wetterbeständiger ist, als genau derselbe Farbstoff in hellerem Zustande, dass Ultramarin, sowohl blaues wie grünes, ganz ebenso wetterbeständig sein wie auch ausbleichen kann, dass dunkler Zinnober wetterbeständig ist, während heller in der Regel „schwarz“ wird. Man muß somit selbst bei guten Farben auf Mißerfolge gefasst sein. Die Hauptsache unliebsamer Mißerfolge ist aber das häufige Vorkommen schlechter und billiger, mit Hilfe von Chemikern hergestellter Ersatzmittel, an dem der maßlose Wettbewerb Schuld hat. Hierfür wurden einige bezeichnende Beispiele angeführt. Die Farbe ist somit vor dem Gebrauche sorgfältig zu untersuchen, was die „Versuchsanstalt für Malerei“ bei München auf Verlangen bei jeder Farbe unentgeltlich übernimmt. Und auf Grund der Untersuchung muß dann gegen gefälschte Ware das Gesetz gegen den unlauteren Wettbewerb zur Anwendung gebracht werden.

Außer der tadellosen Farbe ist zur Sicherung des Erfolges aber auch tadelloser Untergrund von bestem Putz erforderlich, ebenso wie es nothwendig ist, dass dieser Grund bis zur Bemalung durchaus rein erhalten bleibt. Als Beweis hierfür kann u. a. die Thatsache dienen, dass eisenschützender Anstrich nur dann seinen Zweck erfüllt, wenn er auf dem Eisen selbst, nicht aber auf Schmutz und Rost sitzt. Auch die Jahreszeit ist bei der Bemalung keineswegs gleichgültig; es sind für sie, wie für die spätere Fixirung möglichst trockene Sommertage zu wählen.

Schließlich empfiehlt Redner noch, den gemalten Wänden eine ähnliche Fürsorge zu widmen, wie den plastischen Kunstwerken, und sie jährlich nachsehen und erforderlichenfalls nachbessern zu lassen. Nur wenn alles dies erfüllt wäre, könne man auf Dauerhaftigkeit der Bilder in den Grenzen des überhaupt Erreichbaren und auf eine Entwicklung der Wandmalerei rechnen. Zur Erläuterung des Vorgetragenen dienten zahlreiche Farbenproben, sowohl beständige wie verblichene; auch lagen viele nach ausgeführten Wand- und Frontmalereien hergestellte Photographien aus, die, dem Zuge der Zeit folgend, meist in dem Sinne von Staffeleibildern, nicht aber als monumentale, dem architektonischen Rahmen angepasste Schildereien entworfen waren. Ueber die wesentliche Frage der Zeitdauer der Bemalung von Wänden, namentlich von Außenwänden und insbesondere mit Keimfarben, auf deren Erörterung die Zuhörer gehofft hatten, enthielt sich der Vortragende leider jeder bestimmten Aeußerung. — t.

Neue Patente.

Vorhängeschloß für Weichen und Signale. D. R.-P. Nr. 90 827. Paul Bouré in Paris. — Zwei Schlüssel an den beiden mit einander zu verbindenden Schloßtheilen wirken derart auf zwei in festen Schloßtheilen angebrachte Riegel, dass nur bei gesperrtem Zustande des Schlosses der Steckschlüssel des Vorhängeschlosses entfernt werden kann. Diese Vorhängeschlösser können einem Gesamtschloß zugeordnet werden, in welchem die losen Schlüssel der Vorhängeschlösser durch Riegel derart auf einander einwirken, dass die Schlüssel sich gefährdender Weichen und Signale niemals gleichzeitig aus dem Gesamtschloß entfernt werden können.

DEUTSCHE BAUZEITUNG.

XXXII. Jahrgang No. 40. Berlin, den 18. Mai 1898.

Die Eisenbahnbrücken und die künftige Verkehrsentwicklung.

In No. 23 des Jahrgangs 1894 der „Deutschen Bauztg.“ war vom Unterzeichneten auf die Nothwendigkeit hingewiesen worden, bei der Konstruktion und der Berechnung eiserner Bahnbrücken auf die künftige Verkehrsentwicklung in geeigneter Weise Rücksicht zu nehmen und die Belastungen grösser in Rechnung zu stellen, als sie den heutigen Höchstwerthen entspricht, damit man nicht bei dem ständig wechselnden Verkehr in absehbarer Zeit unzureichende Bauten erhält, oder aber in der Bewältigung des Verkehrs behindert wird. Von Seiten des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen wurde die gleiche Frage im Laufe dieses Frühjahrs in einer Kommissions-sitzung behandelt, ohne jedoch zu einer entsprechenden Regelung zu gelangen. Entweder war man der Ansicht, dass die nach den bisherigen Normen ausgeführten Brücken auch für die künftigen Verkehrsverhältnisse ausreichen werden, oder dass sich der künftige Verkehr den bestehenden Normen anpassen müsse. Unter diesen Umständen erscheint es nicht unangebracht, die entsprechenden Maassnahmen amerikanischer Bahnen zu betrachten. Um den Massen-Güterverkehr möglichst billig zu gestalten, sucht man dort sehr schwere Züge mit grossen Wagen von verhältnissmässig geringem Eigengewicht zu bilden. Während bisher die schwersten Wagen bis zu 30 t Tragkraft besaßen (in Deutschland 15 t), erhalten die neuesten Wagen für Erz- und Kohlenverkehr eine Tragkraft von 45–50 t. Für die Berechnung der Brücken werden demgemäss Belastungen eingeführt, welche die bei uns angenommenen ganz erheblich überschreiten. Beispielsweise sind bei der Chicago, Milwaukee & St. Paul-Eisenbahngesellschaft Belastungszüge von folgenden Verhältnissen vorgekommen: 2 Lokomotiven von je 17 m Länge und 145 t Gewicht einschl. Tender, daran anschliessend Lastwagen von 5,960 t für d. lfd. m; der grösste Achsdruck beträgt 22,5 t. Für kleine Spannweiten wird eine zweiachsige Maschine von 2,44 m Radstand und 28,3 t Achsdruck in Rechnung gestellt. Für eine Spannweite von 30 m entspricht dem angegebenen Belastungszug eine gleichvertheilte Belastung von 8,2 t f. d. m. Zum Vergleich hiermit sei erwähnt, dass die preussische Verordnung vom Jahre 1895 2 Lokomotiven von je 16,32 m Länge und 93 t Gewicht einschl. Tender, mit Lastwagen von 3,64 t f. d. m oder eine Einzellast von 16 t Achsdruck vorschreibt. Für eine Spannweite von 50 m ist der entsprechende Belastungsgleichwert 5,47 t, d. i. etwa zwei Drittel des amerikanischen Werthes. Es ist aus dieser Gegenüberstellung ersichtlich, was für eine Steigerung der bei uns z. Zt. üblichen Belastungen noch möglich ist und unter Umständen auch noch für unsere Bahnen gefordert werden kann.

Mittheilungen aus Vereinen.

Arch.- u. Ing.-Verein zu Hamburg. Vers. am 15. April 1898. Vors. Hr. Zimmermann; anwes. 52 Pers.

Der Vorsitzende macht auf ein im Vorzimmer von Hrn. Starkjohann ausgestelltes Modell aufmerksam. — Darauf erhält das Wort Hr. Kofahl zu einem Vortrage „über Schiffshebewerke auf geneigter Ebene“.

Veranlasst durch die an den Redner herangeratene Beglückung eines von den Hrn. Haniel u. Lueg für den Kanal Wismar-Schweriner See ausgearbeiteten Plans für ein Schiffshebewerk, hat sich der Vortragende mit derartigen Anlagen näher beschäftigt und bespricht deshalb zunächst die älteren bisher diesem Zwecke dienenden Einrichtungen. —

Die ersten Versuche, unter Absehung von Schleusenanlagen die grösseren Höhenunterschiede zwischen den Wasserständen verschiedener Kanalhaltungen in einem Hub zu überwinden, führten zu Einrichtungen, bei denen die Fahrzeuge mit einem die erforderliche Wassermenge enthaltenden Troge senkrecht gehoben wurden. Hierher gehören die Hebewerke, bei denen der Trog auf einem hydraulischen Presskolben ruht, worunter das bedeutende Werk dasjenige bei La Louvière ist, wo eine Höhe von 15,4 m für Schiffe von 360 t überwinden wird. Der Trog hat hier Abmessungen von 43 auf 5,8 m und eine Wassertiefe von 2,4 m, er wiegt gefüllt 1050 t. Der hydraulische Presskolben von 2 m Durchm. wird durch 34 Atm. Druck gehoben. Mit diesen Abmessungen dürfte aus praktischen Konstruktionsgründen die Grenze derartiger

In der Hauptversammlung des Vereins der Eisenhüttenleute zu Düsseldorf*), Februar 1898, behandelte Hr. Schrödter eingehend die Gründe der grossartigen Entwicklung der Eisenindustrie in Amerika, sowie des steigenden Wettbewerbs derselben auf dem Weltmarkte, und machte als einen Hauptgrund hierfür die günstigen Transportverhältnisse auf den amerikanischen Bahnen geltend. Durch Einführung schwerer Güterzüge mit grossen Wagen von günstigem Verhältniss der toten Last zur Nutzlast und durch zweckmässige Ladevorrichtungen und Gleisanlagen sind die Selbstkosten des Transports ganz wesentlich herabgemindert worden und es betragen die Frachtkosten der Rohmaterialien für den Tonnenkilometer z. Th. nur 0,64 bis 0,8 Pf.

Gegenüber diesen Thatsachen ist es eine Lebensfrage für unsere Industrie, dass auch bei uns die Frachtkosten für minderwerthige Güter thunlichst verringert werden, theils durch Anlage von Kanälen, theils durch Erhöhung der Leistungsfähigkeit und durch Verbilligung des Betriebs der Eisenbahnen. Es liegt im eigenen Interesse der letzteren, den bezüglichen Anforderungen der Industrie möglichst entgegen zu kommen. Eine unumgängliche Vorbedingung hierfür ist das Vorhandensein entsprechend tragfähiger Brücken. Selbstverständlich wird es sich hierbei nicht um sämtliche Bahnlinien handeln, sondern nur um einzelne, die als Hauptadern des Massenverkehrs zu dienen haben. Alle Neubauten und Umbauten von Brücken, die in derartigen Linien liegen, sollten unbedingt jetzt schon für die Bedürfnisse eines hochentwickelten Zukunftverkehrs bemessen werden; der Umbau von Brücken, die den jetzigen Anforderungen genügen, ist selbstverständlich so lange zu verschieben, als sie ohne Gefahr die gesteigerten Verkehrsbelastungen noch aufnehmen können.

Abgesehen von den fiskalischen Interessen der Bahnverwaltungen liegt hier eine Frage von der allergrössten Wichtigkeit für die Allgemeinheit vor, die zweifellos in den nächsten Jahren in den Einzellandtagen und im Reichstage zur Sprache kommen wird. Es handelt sich darum, die dem Lande gehörenden Verkehrswege in zweckmässigster und ausgiebigster Weise für das Allgemeinwohl nutzbar zu machen. In welcher Weise und in welchem Maasse dies geschehen soll, muss der eingehenden Untersuchung sachverständiger Kommissionen, in welchen alle Interessenrichtungen vertreten sind, überlassen bleiben. Es ist nur zu wünschen, dass hiermit nicht allzu lange gezögert werde. —

Karlsruhe, im Mai 1898.

Fr. Engesser.

Einrichtungen erreicht sein, denn der Versuch, den Trog durch mehr Stempel zu unterstützen, ergibt die grosse Schwierigkeit der Sicherstellung einer gleichmässigen Bewegung.

Es folgen dann Konstruktionen, bei denen der Trog auf Schwimmern ruht, wonach z. B. das grosse Hebewerk bei Henrichenburg ausgeführt ist. Der Trog ist bei diesem Werk 70 m lang und 8,8 m breit und kann Schiffe von 600 t aufnehmen. Das zu hebende Gesamtgewicht von 3600 t ruht auf 5 Schwimmern von 8,3 m Durchmesser und 13 m Höhe. Da auch bei dieser Konstruktion bei Bewegungen des Wassers im Trog ein stets fortschreitendes Schiefstellen desselben zu befürchten ist, so sind Geradeführungen erforderlich, die hier in 4 maschinell bewegten Schraubenspindeln bestehen.

Endlich ist noch eine Type der senkrechten Hebungen zu erwähnen, bei der die zu hebenden Gewichte durch Gegengewichte ausbalanciert werden. Bei diesen Konstruktionen werden die tiefen Schächte für die hydraulischen Zylinder oder die Schwimmerbrunnen vermieden, dafür wachsen aber bei der Grösse der zu überwindenden Gewichte die Widerstände in den Zapfenlagern der Ketten- oder Seilscheiben und in den Trageketten- und Seilen für die Gegengewichte so an, dass auch bei diesen Konstruktionen bald die Grenze praktischer Anwendbarkeit erreicht ist. — Da ferner im Laufe einer Kanallinie nur selten eine natürliche Geländestufe vorhanden sein wird, welche die Anlage eines Hebewerkes zwischen zwei

*) Siehe Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1898, Heft 13.

benachbarten Haltungen mit bedeutenderem Höhenunterschied der Wasserstände begünstigt, so sind bei allen vorbeschriebenen Konstruktionen bedeutende Erdarbeiten und sonstige Bauarbeiten an Futtermauern und Aquädukten auszuführen. Zur Ueberwindung der Schwierigkeiten dieser Art eignen sich besonders die Hebewerke auf geneigter Ebene, bei denen zu unterscheiden ist zwischen solchen mit Querverschiebung und solchen mit Längverschiebung des Troges. Zu den ersteren gehört ein von Hoech bearbeiteter genereller Entwurf für Schiffe von 600' und ein sich an diesen anlehnender Entwurf für den Kanal Schwerin-Wismar von Möller für Schiffe von 350'. Hoech vertheilt die rechnungsmässige Last von 1533' auf 180 Laufräder und 30 Schienen; Möller die Last von 992' auf 110 Räder und 22 Schienen. Bei diesen Konstruktionen werden meistens 2 Tröge durch Seile, die oben über Seilscheiben geführt sind, mit einander verbunden, so dass sie sich gegenseitig ausbalanzieren. Hoech hat 60 Tragekabel von 28 mm Durchmesser, Möller 44 Seile und Gegengewichtswagen angeordnet. Die Neigung der schiefen Ebene ist bei beiden Entwürfen 1:8, doch glaubt Hoech, dass man bis 1:4 gehen könne. Die grösste Schwierigkeit ist hierbei natürlich die gleichmässige Druckvertheilung auf die Schienen, zu deren Erreichung der französische Ingenieur Peslin für den Donau-Moldau-Elbe-Kanal eine Konstruktion vorgeschlagen hat, bei welcher der Trog auf einer Anzahl Rollen ruht, die sich auf Seile oder Ketten stützen, die wieder über dazwischen liegende Rollen des Wagens geführt sind. Hierbei werden aber zweifellos ganz erhebliche Widerstände in den Zapfenlagern der Rollen und in den Seilen oder den Kettengliedern zu überwinden sein.

Redner bespricht sodann einen von 5 böhmischen Maschinenfabriken für den Donau-Moldau-Elbe-Kanal gemeinsam aufgestellten Entwurf von Hebewerken auf geneigter Ebene, bei dem der Widerstand der Zapfenreibungen dadurch ermässigt werden soll, dass statt der mittels Zapfen gelagerten Räder Walzen unter den Trog gelegt sind, deren Achsen unter sich zu einem Ring verbunden sind, so dass der über die Walzen laufende Trog dieselben hinter sich aufnimmt und vor sich wieder auf die Unterlage legt. Auch diese Konstruktion erfordert natürlich eine sehr sorgfältige Ausführung, wenn eine gleichmässige Druckvertheilung auf die Walzen erreicht werden soll. Auch für den Donau-Moldau-Elbe-Kanal hat die Firma Haniel & Lueg einen Entwurf für die Hebewerke geliefert, welcher sich fast gar nicht von dem für den Schwerin-Wismar-Kanal unterscheidet und namentlich dadurch von allen bisherigen Konstruktionen abweicht, dass die Unterstützung des Troges durch hydraulische Gleitschuhe bewirkt wird.

Zur Beschreibung dieses Entwurfes übergehend führt Redner aus, dass zwischen Wismar und Schwerin auf 16 km Länge ein Höhenunterschied von 38 m zu überwinden ist, was zum Theil durch je 2 Schleusen an beiden Enden des Kanals, ausserdem aber durch ein Hebewerk bei dem Dorfe Mecklenburg geschieht, für welches letzteres ein Höhen-Unterschied der beiden Haltungen von 27,5 m zu überwinden verbleibt. Es sind hier nur 2 Laufbahnen angeordnet, auf die sich der in seiner Längsrichtung bewegte Trog mittels 8 Gleitschuhen stützt. Diese Schuhe bestehen aus gusseisernen Zylindern, welche mit ihrer Axe senkrecht auf die Gleitbahn gestellt sind, in denen sich hohle ringförmige Kolben bewegen, die sich auf die Gleitbahn stützen und dort durch einen Lederstulp abgedichtet sind. Im Ruhezustand stehen die Gusszylinder mit ihrem unteren Rande unmittelbar auf der Gleitbahn, wird aber Druckwasser in das Innere der Zylinder und der Kolben gelassen, so hebt dieser die Zylinder und mit ihnen den Trog um ein geringes, durch ein automatisch wirkendes Ventil begrenztes Maass in die Höhe, so dass nunmehr die Gesamtlast zum grössten Theil auf den in den hohlen, unten offenen Kolben eingeschlossenen, gepressten Wasserzylinder ruht, deren Austritt an dem unteren Ende durch den vorerwähnten Lederstulp verhindert wird. Durch passende Wahl des Durchmessers des Kolbens an seinem oberen Ende und der lichten Oeffnung des unteren Lederstulpes hat man es in der Hand, den Druck, mit dem der ringförmige untere Rand des Kolbens auf die Gleitbahn gedrückt wird, in sehr massigen Grenzen zu halten, so dass der dadurch erzeugte Reibungswiderstand auf ein sehr geringes Maass herabgebracht werden kann. Die Tröge sind durch zwei Seile mit einander verbunden, die am oberen Ende der geneigten Bahn über eine Seilscheibe geführt sind, bei welcher auch jede Zapfenreibung dadurch vermieden ist, dass die bewegliche Felge der Scheibe sich auf einen Kranz von Walzen stützt, die ihrerseits auf einem feststehenden eingemauerten Gussring laufen.

Ueber die Wirkung der Gleitschuhe sind in der Fabrik von Haniel & Lueg an einem besonders dafür konstruirten Apparat Versuche gemacht, wobei sich ergeben hat, dass der Bewegungswiderstand nur $\frac{1}{500}$ der zu bewegenden Last beträgt. Da aber bei dem Versuchsapparat das Verhältniss des Ringes, der auf die Gleitbahn gepresst wird, zu dem Querschnitt des stützenden Wasserzylinders ungünstiger ist, als bei der für die Ausführung bestimmten Konstruktion, so ist anzunehmen, dass der Bewegungswiderstand in Wirklichkeit vermuthlich $\frac{1}{500}$ nicht überschreiten wird.

Um ein Urtheil darüber zu gewinnen, ob die auf der Gleitbahn schleifenden inneren Lederstulpe des Kolbens einem schnellen Verschleiss unterliegen, ist noch ein besonderer Versuchsapparat hergestellt, durch welchen ein belastetes Modell eines Gleitschuhes durch mechanischen Antrieb dauernd hin und her bewegt wird, so dass danach beurtheilt werden kann, ob die vorausgesprochene Befürchtung zutreffend ist. Eine fernere von Haniel & Lueg eingeführte Neuerung besteht noch darin, dass der Trog nicht fest mit seinem Untergestell verbunden, sondern in seiner Längsrichtung um 2 m verschiebbar auf demselben gelagert ist. Diese Verschiebung auf zwischengelegten Walzen geschieht durch einen in der Mitte unter dem Trog gelagerten hydraulischen Zylinder; sie ermöglicht es, bei der Neigung der Bahn von 1:8 die Höhenlage des Troges bei seinem Anschluss an die obere oder untere Haltung um 25 cm zu schwanken und damit die Gesamtfüllung jeweils so zu regulieren, dass in dem zu Thal fahrenden Trog das zur Ueberwindung der Widerstände erforderliche Uebergewicht vorhanden ist. Auch der Anschluss des Troges an die Kanäle und die Dichtung daselbst wird durch die Horizontalbewegung auf dem Untergestell erleichtert. Der Abschluss der Tröge und der Kanäle geschieht durch Klapphore, die hohl konstruirt sind, so dass sie durch den Auftrieb in jeder Lage im Gleichgewicht sich befinden. Am unteren Ende der Bahn wird die Bewegung der Trogestelle durch hydraulische Puffer begrenzt.

Zur Erzeugung der für alle Bewegungen erforderlichen Betriebskraft hatte man anfänglich die Anlage einer kleinen Kraftzentrale geplant, in welcher Elektrizität erzeugt werden sollte, die durch einen Schleifkontakt auf die in den Trogestellen zu lagernden Dynamos übertragen werden sollte, welche letzteren die Aufgabe zufiel, mittels kleiner Druckpumpen den erforderlichen hydraulischen Druck zu erzeugen. Da sich aber die zu überwindenden Bewegungswiderstände als so gering herausgestellt hatten, dass es möglich war, dieselben durch das Wasserübergewicht in dem zu Thal fahrenden Trog zu überwinden, und da es auch gelungen war, die Thore der Kanälehaltungen vom Trog aus zu bewegen, so verringerte sich der Bedarf an motorischer Kraft im Wesentlichen auf die Herstellung des Wasserdruckes zum Betriebe der Gleitschuhe und des hydraulischen Zylinders für die Horizontalbewegung des Troges auf seinem Gestell. Dieser Bedarf kann aber durch eine Pumpe gedeckt werden, die ihren Antrieb von einem mit in dem Trogestell gelagerten Petroleum-Motor erhält. Damit entfällt das Bedürfniss für eine Kraftstation ausserhalb der Trogestelle vollständig und die ganze Konstruktion vereinfacht sich in einer für den Betrieb sehr wünschenswerthen Weise. Eine volle Fahrt einschliesslich des Anschlusses an die Haltungen und des Ein- und Ausfahrens der Kanalfahrzeuge erfordert einen Zeitaufwand von nur etwa 15 Minuten.

Besondere Aufmerksamkeit war auch der Regulirung der Geschwindigkeit während der Förderung zuzuwenden, wozu eine Bremsvorrichtung geplant ist. Bei der Bewegung eines mit Wasser gefüllten Gefässes in einer bestimmten Richtung stellt sich nämlich der Wasserspiegel in dem Gefäss schief, und zwar ist die Neigung des Wasserspiegels eine Folge der Beschleunigung der Bewegung des Troges. Der Wasserspiegel ist also wachrecht während der Ruhe und bei einer gleichförmigen Bewegung, während er eine geneigte Lage annimmt bei dem Anfahren und bei dem Anhalten des Troges.

Man darf deshalb, um unliebsame Schwankungen in dem Wasserinhalt des Troges zu vermeiden, die Beschleunigung gewisse Grenzen nicht überschreiten lassen. Bei der angenommenen Beschleunigung von 22 mm wird bei der Länge des Troges von 50 m der Aufstau des Wasserspiegels 6,5 cm betragen.

Hr. Zimmermann macht im Anschluss an diesen Vortrag, welcher von der Versammlung mit lebhaftem Interesse entgegengenommen wurde, auf eine aus der Versammlung gestellte Anfrage über trockene Ueberführung von Schiffen auf geneigten Ebenen einige Mittheilungen über die betreffenden Anlagen bei dem Elbing-

Oberländer Kanal. Redner glaubt, dass sich diese Konstruktionen nicht bewährt haben, weil es bei denselben erforderlich sei, die Seilscheibe am oberen Ende in die Kanälehaltung, also in das Wasser, zu legen, was vermuthlich deren baldigen Ruin herbeiführt habe.

Hr. Gleim bespricht einige derartige Anlagen in Amerika und erwähnt insbesondere der Entwurfsingenieurs Eads für eine Schiffsseilbahn auf schiefen Ebenen in Zentral-Amerika.

Hr. Stahl glaubt, dass die trockene Ueberführung von Schiffen bei den wechselnden Abmessungen der heutigen Kanalfahrzeuge jetzt kaum noch anwendbar sein werde. Hr. Hennicke hält diese Schwierigkeiten nicht für so gross, da ja auch in den Docks die grössten Schiffe verschiedenster Form verhältnissmässig leicht und schnell abgehangen werden, wogegen Hr. Stahl darauf hinweist, dass es sich dabei immer nur um unbefahrene Schiffen handelt. Hr. Kohnke fügt dem hinzu, dass die zu transportierende Last bei nasser Ueberführung etwa 3 bis 3,5 mal so gross sei, als das Gewicht des Schiffes. In der Literatur finde sich keine auf die Wiederanführung der trockenen Ueberführung gerichtete Bestrebung, wogegen Hr. Christensen mittheilt, dass Hr. Behnke vor Kurzem über trockene Ueberführung etwas veröffentlicht habe. Hr. Stieckfort glaubt, dass es schwierig sein werde, angesichts der wechselnden Schiffstypen und Lasten bei der Trockenüberführung eine wirksame Ausbalanzirung der todten Last zu erreichen.

Zum Schluss spricht der Vorsitzende Hr. Kohnke den lebhaften Dank der Versammlung für seinen anregenden Vortrag aus.

Vermischtes.

Der VII. internationale Schifffahrts-Kongress wird in den Tagen vom 25. bis 30. Juli in Brüssel abgehalten werden; der Kongress kehrt dann zu seinen Ausgängen zurück. Die Verhandlungs-Gegenstände werden der beiden Gebieten der Binnenschifffahrt und der Seeschifffahrt entnommen. Vorgehen sind in dem ausgegebenen Programm folgende Punkte:

1. Auf welche Weise kann die Eröffnung des Binnenspiegels an einem bestehenden Wehr unter möglichst geringer Beschränkung der Schifffahrt und möglicher Verminderung der Kosten der Umwandlung der vorhandenen Vorrichtungen ausgeführt werden?
2. Es sind die Arbeiten anzugeben, mittel welcher das Durchsickern unter einem Wehrbau zwecks Verminderung der Unterhaltungskosten verhindert werden kann, sowie die Mittel, diese Arbeiten unter möglichst geringer Beeinträchtigung der Schifffahrt vorzunehmen.
3. Wie kann unter normalen Verhältnissen die in dem Wehrgefälle zur Verfügung stehende Kraft als Zuzugsmittel für die Fahrzeuge und die Manöver, welche der Schifffahrt notwendig sind, verwendet werden? Welches die Stromgeschwindigkeit bei Hochwasser auszunutzen?
4. Einfluss der Schiffslast und der Beschaffenheit der Schiffswand auf den Zugwiderstand.
5. Welche Verbesserungen an mechanischen Schiffszug längs der Kanäle sind seit dem letzten Kongress vorgeschlagen oder erreicht?
6. Einflügelige Schleusenthore, als Hebetheer, Klapphore, Drehtheer, Umlegthore.
7. Die auf dem Kongress von 1892 (Paris) vorgeschlagenen Mittel zur Sicherung der Dichtigkeit eines Kanals bei Auf- und Abtragen sollen genauer und vollständiger angegeben werden.
8. Es sollen die Mittel angegeben werden, um die zur künstlichen Hebung des Speisewassers einer Kanalhaltung nötige Kraft (Dampf, Elektrizität, Wasserkraft usw.) unmittelbar oder auf Entfernungen zu übertragen.
9. Zusammenstellung der charakteristischen Lagerstätten eines Tidesystems für den Zweck, zwei solche Systeme auf Art und Beschaffenheit ihrer Schiffslast zu vergleichen zu können. Die Zusammenstellung der Lagerstätten soll an einem oder mehreren Strömen als Beispiel dargestellt werden.
10. Darstellung und Vergleich der verschiedenen hydraulischen oder graphischen Methoden, unter welcher ein gegebenes Stück eines Tidesystems in einem bestimmten Augenblicke die Flutwasser-Menge bestimmen kann.
11. Angaben und Erfahrungen über die Mittel zur Beseitigung der Beschädigungen an Seehäfen, welche die Bootschaffenden und die Verkehrs-Verhältnisse, unter Wasser, Schiff und Schiffslast in Berücksichtigung zu nehmen sind.
12. Die neuesten Konstruktionen an den grossen Hebewerkschiffen; Fälle der Verwendung, Leistungsfähigkeit und Kosten nach Linien.

Die vorliegende in 8 Bogen in 8^o umfassende Arbeit Meyers bildet einen Theil oder umfassenden Inhalt des zweiten Bandes des Verfassers, die verschieden längeren Jahren nach verschiedenen Richtungen und unter gleichem Grundgedanken und Gewissenhaftigkeit bearbeitet. Was das künstlerische Urtheil über diesen Arbeiten anbelangt, das ist eine wachsende Abwesenheit all der Phrasen lediglich kunstwissenschaftlicher Schriftsteller, welchen es vermehrt ihres fälschlichen Bildungsganges versagt hat. Siefer zu einer klaren Erkenntnis und die Grundbegriffe der Kunstwissenschaftlichen Erkenntnis zu verlassen, und welche meist Lächerlichkeit durch eine nicht an der Oberfläche haltende Kenntnis zu verdecken suchen. Vorher ist Meyer bewahrt durch eine unklare Grundlage architektonischer Kenntnisse, die ihn befähigt, architektonische Dinge in ihren inneren Entstehungsbedingungen zu würdigen. Das ist in dem vorliegenden Werke an zahlreichen Stellen vornehmlich in der Überlieferung, unternimmt es in der schwebel Arbeit für die lombardische Frührenaissance die Vorzeichen künstlerisch und historisch zu schildern und es in ihrer Beziehung zur Blüthe der lombardischen

Grösse und Bauart der Niederlagen und Schuppen an Seehäfen auch der Zufahrtswege zu erstern.

Grösse der einzelnen Theile eines Seehafens: Docks, Ladeplätze, Eisenbahnreise, Niederlagen und Schuppen, Grösse der Grundflächen, welche dem Handel und der Industrie vorbehalten werden.

Die Existenz-Berechtigung von Freihäfen: Bedingungen zur Anlage derselben: Grösse, Einrichtungen, Neuzentlin geplante Bauweisen für einflügelige Schleusenthore an Seehäfen.

Seeschifffahrts-Abgaben: Berechnung nach Raum, Inhalt oder Gewicht: Art und Höhe der Platzeebühren, An der Hebung.

Stand der Frage der Einheitlichkeit in der Vermessung der Binnenschifffahrts-Fahrzeuge.

Der III. Verbandstag des Deutsch-Oesterreichisch-Ungarischen Verbandes für Binnenschifffahrt findet in den Tagen vom 31. Mai bis 1. Juni d. J. in Nürnberg statt. Aus der reichen Tagesordnung heben wir hervor die Referate der Hrn. Ob.-Brh. Prof. Geiswein-Wien, Sekr. Rataj-Farago-Budapest, Ob.-Ing. Renner-Budapest und Ob.-Ing. Suppan-Wien über Normalabmessungen für Kanäle und einen Normalbinnenschiffstyp für die Verbandsländer; das Referat des Hrn. Baumann-Hessel-Beggendorf über die Donau von Kelheim bis Passau als Grossschifffahrtsweg; die Referate der Hrn. Gen.-Ob.-Brh. Weber-Dresden und Brh. Kvitil-Prag über die Elbe als Grossschifffahrtsweg. Weitere Berichte gehen der Entwicklung der Schiffsbauwerke Ob.-Ing. Gerdau-Breslau, dem Stand des Donau-Elbe-Kanalprojektes Ob.-Ing. Katten-Prag, dem Stand des Donau-Markkanalprojektes (Bürgermeister Schütz-Nürnberg), dem Stand des Donau-Oderkanalprojektes (Ob.-Brh. Geiswein-Wien) und den Fortschritten der Moldau-Elbekanalstrasse (Brh. Masarik-Prag).

Die VIII. Hauptversammlung des Vereins für Hebung der Fluss- und Kanalschifffahrt in Bayern findet am 22. Mai in Schweinfurt statt. Aus der vorwiegend wirtschaftlichen Tagesordnung heben wir den Vortrag des Hrn. Sekr. Baumann-Moll in Schweinfurt über die Flussverhältnisse des Maines bei Schweinfurt und deren Verbesserung hervor. Besichtigungen gehen der Schiene der Schweinfurt und des Schlosses Mainburg.

Die technischen Staatslehranstalten in Chemnitz sind im Schuljahr 1897/98 von insgesamt 999 Schülern besucht worden, von welchen auf die höhere Gewerbeschule 300, auf die Hauptgewerkschule 117, auf die Werkmeisterschule 270 und auf die Gewerbeleherschule 210 Schüler entfielen. An der Anstalt wirkten ausser dem Direktor, Gen.-Brh. Prof. Kad. Berndt, 50 Lehrern, von denen 41 ein Lehrer des Tiedl-Ober-Regierungsrahmens, 10 den Tiedl-Regierungsrahmens, 10 den Tiedl-Baurath und 10 den Tiedl-Professor.

Bücherschau.

Überitalienische Frührenaissance. Bauten und Bildwerke der Lombardie. Von Dr. Alfred Gotthold Meyer, Dozent an der k. k. Technischen Hochschule zu Berlin. Erster Theil. Die Gotik des Mailänder Domes und der Übergangsstil. Mit 10 Lichtdrucktafeln und 100 Abbildungen im Text. Berlin 1897. Weinert Ernst & Sohn. Fr. 12 M.

Die vorliegende in 8 Bogen in 8^o umfassende Arbeit Meyers bildet einen Theil oder umfassenden Inhalt des zweiten Bandes des Verfassers, die verschieden längeren Jahren nach verschiedenen Richtungen und unter gleichem Grundgedanken und Gewissenhaftigkeit bearbeitet. Was das künstlerische Urtheil über diesen Arbeiten anbelangt, das ist eine wachsende Abwesenheit all der Phrasen lediglich kunstwissenschaftlicher Schriftsteller, welchen es vermehrt ihres fälschlichen Bildungsganges versagt hat. Siefer zu einer klaren Erkenntnis und die Grundbegriffe der Kunstwissenschaftlichen Erkenntnis zu verlassen, und welche meist Lächerlichkeit durch eine nicht an der Oberfläche haltende Kenntnis zu verdecken suchen. Vorher ist Meyer bewahrt durch eine unklare Grundlage architektonischer Kenntnisse, die ihn befähigt, architektonische Dinge in ihren inneren Entstehungsbedingungen zu würdigen. Das ist in dem vorliegenden Werke an zahlreichen Stellen vornehmlich in der Überlieferung, unternimmt es in der schwebel Arbeit für die lombardische Frührenaissance die Vorzeichen künstlerisch und historisch zu schildern und es in ihrer Beziehung zur Blüthe der lombardischen

Renaissance, über welcher die Namen Donatello, Mantegna, Bramante und Lionardo da Vinci erstrahlen, zu betrachten. Der Mailänder Dom, das Ospedale Maggiore in Mailand, die Mediceer-Bank, die Portinari-Kapelle, der Dom von Como und der Uebergangsstil der Certosa bei Pavia bilden den Gegenstand eingehender Untersuchungen in formaler Beziehung. Neben den Bauwerken gehen die sich um sie gruppierenden oder von ihnen mehr oder weniger abhängigen Bildwerke her. Das Werk ist in Abbildungen und Text vortrefflich ausgestattet und lässt den in Aussicht genommenen weiteren Theilen mit Interesse entgegen sehen.

Preisbewerbungen.

Einen öffentlichen Wettbewerb um Entwürfe für ein Amtsgebäude der Handels- und Gewerbekammer in Reichenberg i. B. schreibt das Präsidium der Kammer mit Termin zum 15. Juli d. J. aus. Sämtliche Unterlagen durch das Bureau der Kammer; wenn uns dieselben vorliegen, kommen wir auf den Wettbewerb zurück.

Ein Preisausschreiben um Entwürfe für ein Plakat erlässt die Firma Günther Wagner in Hannover und Wien mit Termin zum 15. Juli. Es gelangen drei Preise von 1000, 500 und 300 M. zur Vertheilung. Unter den Preisrichtern befinden sich die Hrn. Prof. E. Doepler d. J., Berlin, Dir. Narten-Oldenburg, Prof. Dr. Albr. Haupt und Prof. Herm. Schaper in Hannover. Ein Ankauf nicht preisgekrönter Entwürfe für je 100 M. ist vorbehalten.

Wettbewerb um Entwürfe für die Kanalisation von Pola. Zu den diesen Wettbewerb betreffenden Ausführungen auf S. 236, welche uns in ihrem vollen Wortlaut einschliesslich des Schlusssatzes von einem Leser unseres Blattes unter Anschluss der betr. Nummer der „Sera“ zugegangen waren, sendet uns Hr. Arch. Prof. F. von Gruber, k. k. Hofrath in Wien, als Mitglied der bez. Ministerial-Kommission eine Berichtigung, welcher zufolge der Bericht der „Sera“, auf den sich die fraglichen Ausführungen stützen, in keiner Weise dem Thatbestande entspricht. Ein uns zu gleicher Zeit übermittelter Auszug aus dem „Berichte der Ministerial-Kommission über die Kanalisations-Projekte für Pola“ berührt im Eingange die im Bericht selbst enthaltene parallele Nebeneinanderstellung aller wichtigen Annahmen und aller Einzelheiten, von welchen die Verfasser ausgegangen sind. Die Zusage sagt darüber im weiteren:

„Es war dies eine höchst mühevollen Arbeit, die aber nöthig war, um ein Urtheil zu gewinnen, da das Programm gar keine Angaben enthielt, sodass die Planbearbeiter von den heterogensten Annahmen ausgehend, auch zu sehr divergirenden Vorschlägen kamen. Sogar den Situationsplan und das Nivellement sollten die Verfasser sich selbst verschaffen! Dass sich bei solchen Grundlagen überhaupt Bearbeiter fanden, ist wohl staunenswerth! Das Konkurrenz-Ausschreiben steckte also gar keine Grenzen, es war somit kein Verfasser in der Lage, dieselben einzuhalten. Inwieweit der Entwurf „Adria“ von einer „vollkommenen Kenntniss und Beherrschung der Lage“ zeugt, wollen Sie aus der über denselben ausgesprochenen Beurtheilung ersuchen.“

Nicht richtig ist es, dass die Pläne des Entwurfes „Ogni essigenza soddisfatta“ weniger ausgearbeitet waren, als jene des Entwurfes „Adria“, nur darin stand er diesem nach, dass die Einzel-Berechnungen nicht beilagen, doch waren alle Kanalprofile, Gefälle und Konstruktionen so genau angegeben, dass ein Zweifel über eine gewissenhafte Bearbeitung des Entwurfes gar nicht vorliegen konnte. Dass in diesem Entwurf die Kosten nur streckenweise und nicht im Einzelnen berechnet waren, konnte bei den in der Einleitung des Berichtes dargelegten Umständen garricht in das Gewicht fallen. Sehr richtig war es aber, dass dieser Entwurf sich nicht auf den Situationsplan der Gemeinde verliess, von dem diese selbst verlangte, dass er zu ergänzen sei, sondern alle Verhältnisse Polas eingehend berücksichtigt hat, was bei dem Entwurf Adria nicht geschah! Es hat mir dies bei dem Studium dieses Entwurfes sehr leid gethan, da er sonst mit ausserordentlichem Fleisse bearbeitet war.

Aber was nützt die eingehendste Berechnung aller Einzelheiten, wenn die Grundidee verfehlt ist? Und dass der Entwurf an einem Kardinalfehler leidet, werden Sie aus dem für denselben gewiss sehr warm geschriebenen Bericht hinreichend entnehmen.

Ganz besonders muss ich aber hier darauf hinweisen, dass ich in dem Abschnitte „Ergebnisse der Konkurrenz“, um dem Entwurf Adria die Zuerkennung eines Preises zu sichern, gerade diesen Entwurf sehr warm hervorhob und darauf hinwies, dass auch der bessere Entwurf zur Ausführung noch nicht reif ist, wenn auch die Gesamt-

Disposition desselben dem Ausführungs-Entwurf zugrunde gelegt werden kann.

Wie Sie ferner aus dem Bericht ersehen, hat die Jury in Pola die Preise nicht nach den Anträgen der Ministerial-Kommission ertheilt, sondern, wie ich hörte, alle 3 Preise zusammengelegt und zu gleichen Theilen an die Entwürfe „Adria“ und „Ogni essigenza“ usw. vertheilt, damit würde die Höhe des Preises nicht stimmen, der in Ihrem Blatte angegeben ist. (Die Namen der Verfasser habe ich erst aus Ihrer Mittheilung entnommen.)

In der Notiz der D. B.-Z. kommen noch folgende Unrichtigkeiten vor: statt „Valle del Ponte“ soll es heissen „Val Siana“. Der Entwurf „Ducati“ ist voll von den grössten Widersprüchen und will nicht das „System Bottini“ (Bottini heisst „kleine Senkgrube“), sondern das vom Italiener Piattini vorgeschlagene System (eine Kombination von Saug- und Druckluft-Anlage) verwerthen!

Ich füge noch bei, dass die Ministerial-Kommission beantragt hat, den Verfasser des Entwurfes „ogni essigenza sod.“, welcher sich nach der Entwurfs-Verfasser als tüchtiger Fachmann erwiesen und die Verhältnisse von Pola am genauesten studirt hat, mit der Verfassung des Ausführungs-Entwurfes zu betrauen, dass jedoch vor Bearbeitung desselben erst alle Grundlagen, welche dazu erforderlich sind, offiziell zu erheben sind.

Internationaler Wettbewerb Stadttheater für Kiew. Die Ausarbeitung des Entwurfs für die Ausführung, sowie die Anfertigung sämtlicher Zeichnungen ist dem Prof. V. Schröter in St. Petersburg übertragen. Mit dem Bau soll ehestens begonnen werden, um das Haus im Herbst des Jahres 1899 eröffnen zu können.

Personal-Nachrichten.

Deutsches Reich. Der kgl. Reg.-Bmstr. Peters ist z. Mar.-Hafen-Bmstr. und der Mar.-Bthr. des Schiffbhs. Malisius z. Marine-Schiffbthr. ernannt.

Die Reg.-Bmstr. Roessler in Siegburg u. Wiesebaum in Saarlouis sind zu Garn.-Bauinsp. ernannt.

Der Brth. Hartung in Freiburg i. B. ist zur Wahrnehmung der Geschäfte eines zweiten Int. u. Brths. bei der Int. der milit. Institute bestimmt und in eine techn. Hilfsarb.-Stelle zu der gen. Intend. und der Garn.-Bauinsp. Weinlig ist in die Lokal-Bau-beamtenstelle nach Freiburg i. B. versetzt.

Der Garn.-Bauinsp. Hallbauer ist nach Posen versetzt und ist ihm die Lokal-Bau-beamtenstelle in Posen II. zum 1. Juli übertragen. Der Brth. Heckhoff in Thorn II. und der Garn.-Bauinsp. Knoch in Metz III. sind gegenseitig versetzt.

Zum 1. Juli sind versetzt: Die Int.-u. Brth. Schneider in Posen zur Int. des IV. Armeekorps, Stegmüller in Magdeburg als Hilfsreferent in die Bauabth. des Kriegs-Minist.; die Brth. Koch in Braunschweig zur Int. des V. Armeekorps und mit Wahrnehmung der Geschäfte des Int.-u. Brths. beauftragt, Bode in Posen II. in die Lokal-Bau-beamtenstelle nach Braunschweig.

Baden. Der Reg.-Bmstr. Reichel in Karlsruhe ist dem Masch.-Insp. in Mannheim zur Dienstleistung zugetheilt.

Der Baudir. Esser und der Eisenb.-Ing. Kurzenberger in Karlsruhe sind gestorben.

Bayern. Der Betr.-Ing. März ist als Vorst. der Eisenb.-Bausekt. nach Eichstätt versetzt. — Dem Arch. Hecht in Nürnberg ist der Michaelsorden IV. Kl. verliehen.

Württemberg. Dem tit. Ob.-Brth. Schaal ist die erl. Ob.-Brths.-Stelle bei der Minist.-Abth. für den Strassen- und Wasserbau übertragen.

Brief- und Fragekasten.

Nachtrag. Dem Artikel in No. 38 über Sicherheitsverschlüsse für Schachtabdeckungen und Strassenkappen haben wir noch folgenden die Ueberschrift ergänzenden Satz nachzutragen: Verschlussvorrichtung für Schachtabdeckungen mit senkrecht geführtem Sperrbolzen für den Verschlussriegel D. R. G. M. No. 85438.

G. Bischof, Ingenieur, Köln a. Rhein, Salierring 63.

Hrn. Prof. Alb. B. in L. Nach Ihrer Darlegung ist die Frage weder unbedingt zu bejahen, noch unbedingt zu verneinen. Es wird im wesentlichen darauf ankommen, durch örtlichen Augenschein die Grenzen des „Umbaues“ festzustellen. Keinesfalls darf die reiche innere Ausstattung, wenn sie neu hergestellt wurde, als Umbau angerechnet werden, ebensowenig die Dampfheizung und die Anlage von elektrischem Licht. Das sind Neuanlagen. Wir sind also zu unserem Bedauern nicht in der Lage, ein abschliessendes Urtheil abgeben zu können.

Hrn. Arch. A. N. in Str. Wenden Sie sich an die Firma Gebrüder Micheli, Giesserei für plastische Kunst, Berlin N.W., Albrechtstr. 18.

Hrn. Dir. O. S. in P. Wir nennen die Leipziger Lehrmittel-Anstalt Dr. Osk. Schneider, Schulstr. 12 in Leipzig; Karl Schroter, Polytechn. Arbeitsinst., Darmstadt; Konr. Klein, Nürnberg, Mohrenstr.; Fentzloff & Gottwald in Hamburg; O. Dietrich, Berlin N., Chausseestr. 68/69.

Inhalt: Die Eisenbahnbrücke und die künftige Verkehrsentwicklung. — Mittheilungen aus Vereinen. — Vermischtes. — Bucherschau. — Preisbewerbungen. — Personal-Nachrichten. — Brief- und Fragekasten.

Kommissionsverlag von Ernst Toeche, Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: K. E. O. Fritsch, Berlin. Druck von Wih. Greve, Berlin SW.

Widerstandsmomente und Formänderungen bei beliebigem Formänderungsgrade (Spannungsverhältnisse)
(Zusammenfassung der Formänderungen 1898)

Engesser, Fr.

I.

Die üblichen Formeln der Festigkeitslehre beruhen bekanntlich auf der Hookeschen Gleichung $\sigma = E\varepsilon$, wonach die Spannungen σ proportional den Dehnungen ε wachsen. Für einen durch das äussere Kraftmoment M beanspruchten Stabquerschnitt F von gleichmässiger Beschaffenheit, d. h. von gleich grossem Elastizitätsmodul E in allen Punkten, ergibt sich hieraus die in der äussersten Faser auftretende grösste Spannung

$$\sigma_1 = \frac{M}{W}$$

worin

$$W \text{ das Widerstandsmoment} = \frac{J}{\cos(\beta - \alpha)e}$$

e der Abstand der äussersten Faser von der neutralen durch den Schwerpunkt gehenden Achse,

α der Winkel zwischen der Kraftebene und der Querschnittshauptachse I,

β der Winkel zwischen der neutralen Achse und der Hauptachse II,

J das Trägheitsmoment des Querschnittes, bezogen auf die neutrale Achse.

Zwischen den Winkeln α und β besteht die Beziehung $\operatorname{tg} \beta = \frac{\operatorname{tg} \alpha J_1}{J_2}$, in der J_1 und J_2 die beiden Hauptträgheitsmomente bezeichnen, Fig. 1. Da im allgemeinen die Entfernung der äussersten Faser von der neutralen Achse verschieden gross für die beiden Querschnittsteile (e_1 und e_2) ist, so erhält man auch im allgemeinen 2 Werte des Widerstandsmomentes:

$$W_1 = \frac{J}{\cos(\beta - \alpha)e_1}$$

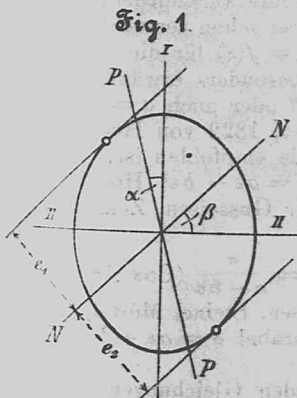
und

$$W_2 = \frac{J}{\cos(\beta - \alpha)e_2}$$

Von diesen beiden Werten ist in der Regel nur der kleinere von Bedeutung, falls, wie gewöhnlich, die zulässige Beanspruchung k des Materials für Zug und Druck gleich gross ist. Andernfalls kann auch der grössere Wert von W (z. B. W_2) infrage kommen, sobald nämlich $\frac{M}{W_1} : \frac{M}{W_2} < \frac{k}{k'}$

d. h. $\frac{e_1}{e_2} < \frac{k'}{k}$ ist. Das Widerstandsmoment W ist eine rein geometrische Grösse, die nur von den Verhältnissen der Querschnittsfigur abhängt und von den Kräften und Spannungen vollständig unabhängig ist. Es stellt eine Grösse dritten Grades dar und kann daher gleich dem Produkt der Querschnittsfläche F und einer Strecke w (Widerstandshalbmesser) gesetzt werden, d. h. $W = Fw$ oder $w = \frac{W}{F}$.

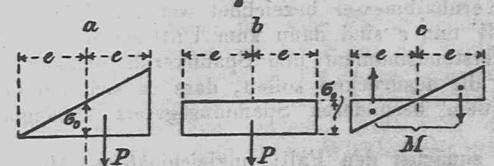
Trägt man die für alle möglichen Richtungen der Kraftebene berechneten Werte von W von einem Punkt O (Pol) aus auf Strahlen, die den betreffenden Kraftebenen parallel sind, auf, so erhält man eine die Widerstandsmomente dar-



stellende Figur, die W -Linie, welche über die Spannungsverhältnisse des Querschnittes bei beliebiger Kraftebene einen vollständigen und übersichtlichen Aufschluss giebt. Für die Z -Eisen des Deutschen Normalprofilbuches hat Meyerhof in dieser Zeitschrift¹⁾ die bezüglichen Zahlenwerte, d. h. die Polarkoordinaten der entsprechenden W -Linien, mitgeteilt. In ähnlicher Weise lässt sich auch die Figur der Widerstandshalbmesser, die w -Linie, auftragen, die mit der Figur der Widerstandsmomente geometrisch ähnlich ist, da sich die Polarkoordinaten beider Linien nur durch den Faktor F unterscheiden. Sind für eine bestimmte Kraftebenenrichtung (Winkel α) zwei verschiedene Widerstandsmomente W_1 und W_2 vorhanden, so ist für gewöhnlich nur das kleinere (W_1), und zwar nach beiden Seiten hin, aufzutragen. In den Ausnahmefällen, wo die zulässigen Beanspruchungen für Zug (k) und für Druck (k') verschieden gross sind, ist nach der einen Seite hin W_1 , nach der anderen W_2 aufzutragen. Mit Hilfe der W -Linie oder der w -Linie lässt sich beispielsweise die günstigste Stellungenrichtung von Dachpfetten, die wechselnden Kraftwirkungen infolge wechselnder Kraftrichtung ausgesetzt sind, in einfacher Weise bestimmen, wie dies vom Verfasser im Zentralblatt der Bauverwaltung 1893 S. 336 dargelegt worden ist.

Wirkt normal auf einen Querschnitt eine Druckkraft (bezw. Zugkraft) P ein, so entstehen je nach der Lage des Angriffspunktes von P entweder nur Druckspannungen im Querschnitt oder zugleich Druck- und Zugspannungen; im letzteren Falle liegt die neutrale Achse, für die $\sigma = 0$ ist, innerhalb des Querschnittes. Den Grenzfall bildet derjenige Fall, für welchen die Druckspannung an dem einen Rande des Querschnittes auf Null herabsinkt, d. h. die neutrale Achse den Querschnitt gerade berührt. Lässt man nun die neutrale Achse nach einander alle möglichen Lagen der Tangenten an dem Querschnitt annehmen, so beschreibt hierbei der zugehörige Angriffspunkt der Kraft P im Innern des Querschnittes eine Linie, die Kernlinie. Für alle Lagen von P innerhalb der Kernlinie treten nur Druckspannungen im Querschnitt auf. Die Entfernungen der Kernpunkte vom Schwerpunkt des Querschnittes, d. h. die Polarordinaten der Kernlinie für den Schwerpunkt als Pol, heissen Kernhalbmesser und sollen mit r bezeichnet werden.

Fig. 2.



Die Kernlinie ist bekanntlich identisch mit der Linie der Widerstandshalbmesser, der w -Linie, d. h. es ist $r = w$. Die Richtigkeit dieses Satzes geht ohne weiteres daraus hervor, dass bei linearem Formänderungsgesetz die durch eine in der Entfernung r vom Schwerpunkt angreifende Kraft P hervorgerufene Spannungsverteilung gleich derjenigen ist, die durch Summierung der Wirkungen einer zentrischen Kraft P und eines Momentes $M = Pr$ erhalten wird. Fig. 2 zeigt,

¹⁾ Z. 1891 S. 701.

dass bezüglich der dargestellten Spannungen $a = b + c$ ist. Da die Kräfte gleich sind, so ergibt sich $P = F\sigma_0$, da die Momente gleich sind, so folgt $Pr = W\sigma_0$; aus diesen Gleichungen folgt $Fr = W$ und $r = w$, da $W = Fw$. Da w gleich r ist, kann man $W (= Fw)$ auch mit Hilfe der Kernlinie statt mittels der früher angegebenen Formel bestimmen, was in vielen Fällen rascher zum Ziel führt. Ohne dass auf die verschiedenen zeichnerischen Verfahren näher eingegangen wird, möge hier nur auf den praktisch wichtigen Satz hingewiesen werden, dass einer Geraden des Umfanges ein Punkt des Kernes entspricht und umgekehrt (Fig. 3: $abcde$ und $ABCDE$). Zu einem n -Seit des Querschnitts gehört ein n -Eck des Kernes. Wird zwischen 2 Seiten a und b des Querschnitts ein Abrundungsbogen für die Lagen der neutralen Achsen eingelegt, so geht die Gerade AB des Kernes in eine Kurve (Fig. 3 punktiert) über. Diese wird um so flacher, je stumpfer der Winkel ab ist und je näher die Tangentenpunkte beisammen liegen, d. h. je kürzer die Abrundung ist. Bei sehr kurzen Abrundungen kann man die punktierte Kurve AB für praktische Zwecke genau genug durch die Gerade AB ersetzen. Das ist beispielsweise der Fall bei den Winkelleisen und Z-Eisen der deutschen Normalprofile, worauf vom Verfasser in der Kommission zur Aufstellung von Normalprofilen für Walzeisen hingewiesen worden ist. Hiernach lässt sich der Kern eines Winkelleisens durch ein Fünfeck, der eines Z-Eisens durch ein Sechseck darstellen. Zum Aufzeichnen dieser Figuren würde es genügen, im Normalprofilbogen die Polarkoordinaten oder vielleicht noch besser die rechtwinkligen Koordinaten der 5 bzw. 6 Eckpunkte tabellarisch anzugeben. Eine noch größere, für den praktischen Gebrauch allerdings meist überflüssige Genauigkeit ließe sich erzielen, wenn man jeweils noch die Pfeilhöhen der den Abrundungen entsprechenden flachen Kurven angäbe; die betreffenden Kurven könnten dann leicht als Parabeln eingezeichnet werden.

Selbstverständlich ist bei Bestimmung der Kerneckeckpunkte der Querschnitt F mit seiner wirklichen Größe, unter Berücksichtigung der Abrundungen, einzuführen.

II.

Die Größen W und r haben die im Vorstehenden angegebenen Werte und gegenseitigen Beziehungen nur bei gleichmäßigem Material, das der Gleichung $\sigma = E\varepsilon$ entspricht. Es möge nun im Folgenden untersucht werden, wie sich diese Größen ändern, falls die genannten Bedingungen nicht mehr erfüllt sind. Es kann dabei infrage kommen: ungleichmäßiges Material mit dem Spannungsgesetz $\sigma = E\varepsilon$, wo E nicht für alle Punkte gleich groß ist; gleichmäßiges Material mit einem beliebigen Spannungsgesetz $\sigma = f(\varepsilon)$, das unter Umständen für Zug und für Druck verschieden ist: $\sigma = f(\varepsilon)$ und $\sigma = f'(\varepsilon)$; endlich ungleichmäßiges Material mit beliebigen Spannungsgesetzen.

Zun Unterschied von den sich hierbei ergebenden neuen Werten von W und r sollen erforderlichenfalls die früheren unter I behandelten als lineares Widerstandsmoment und linearer Kernhalbmesser bezeichnet werden. Für die neuen Größen W und r sind dann zum Unterschiede die Namen Spannwiderstandsmoment und Spannkernhalbmesser zu gebrauchen, die ausdrücken sollen, dass es sich um Größen, die von dem besonderen Spannungsgesetz abhängig sind, handelt.

Was zunächst den Fall: ungleichmäßiges Material und $\sigma = E\varepsilon$ anbelangt, so ist es vom Verfasser in der Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1896 Nr. 12 behandelt. Es wurde $E = E_0 \gamma$ gesetzt, wobei E_0 der Mittelwert aller E und γ einen Koeffizienten bezeichnet, welcher der Ungleichmäßigkeit des Materials Rechnung trägt und im allgemeinen von Punkt zu Punkt verschieden sein kann. Damit man sich nun in den einzelnen Flächenelementen dF des Querschnitts Parallelkräfte dF wirken, so lassen sich deren Schwerpunkts- und Trägheitsmomente leicht ermitteln, wie z. B. 0. näher dargestellt, indem man von Hilfsquerschnitten ausgeht, deren

Flächenelemente γ mal so groß sind wie die des gegebenen Querschnitts, können die gewöhnlichen Verfahren zur Bestimmung des Schwerpunktes und der Trägheitsmomente angewendet werden. Die betreffenden Größen werden zum Unterschied von dem eigentlichen (geometrischen) Schwerpunkt und Trägheitsmoment, an deren Stelle sie treten, Spannungspunkt und Spannungsmoment genannt. Mit Hilfe der Spannungsmomente für beliebige Spannungstachsen lassen sich die Spannwiderstandsmomente und Spannkern in gleicher Weise wie bei homogenen Querschnitten bestimmen. Auch hier sind wegen der Gültigkeit der Gleichung $\sigma = E\varepsilon$ Widerstandshalbmesser w und Kernhalbmesser r einander gleich. Da Spannungspunkt und Schwerpunkt eines Querschnitts bei ungleichmäßigem Material im allgemeinen nicht zusammenfallen, so werden bei einer durch den Schwerpunkt gehenden Druckkraft P im allgemeinen Biegungsspannungen auftreten, wie dies beispielsweise bei einer zentrisch belasteten und ungleich erhitzten Eisensäule der Fall ist.

III.

Das Formänderungsgesetz bzw. Spannungsgesetz kann sich entweder auf das Verhältnis zwischen den elastischen Dehnungen und den zugehörigen Spannungen ($\sigma = f(\varepsilon)$) oder auf das zwischen den gesamten Dehnungen und den Spannungen beziehen ($\sigma = f(\eta)$). Die Kenntnis des ersten Gesetzes genügt für die Behandlung der Mehrzahl der praktischen Aufgaben; die Gleichung $\sigma = f(\eta)$ kommt in Betracht, wenn es sich um eine einmalige Belastung, z. B. Bruchbelastung, oder um die Größe der gesamten Durchbiegung handelt, wozu auch die Aufgabe der Knickfestigkeit gehört. Bei Walzeisen, Stahl und zumteil auch bei Holz können die Beziehungen zwischen σ und ε in einer für die Praxis ausreichenden Weise durch die lineare Gleichung $\sigma = E\varepsilon$ dargestellt werden. Die Funktion $\sigma = f(\eta)$ folgt bis zur Elastizitätsgrenze ebenfalls der Gleichung $\sigma = E\varepsilon$ bzw. $\sigma = E\eta$; darüber hinaus wachsen die Spannungen σ langsamer als die gesamten Dehnungen η . Bei Gusseisen, Kupfer, Stein, Zement ist die Beziehung zwischen σ und ε nicht mehr linear; die theoretische Behandlung der Festigkeits- und Elastizitätsverhältnisse dieser Stoffe muss von einer anderen, nicht linearen Gleichung ausgehen.

In einer Abhandlung von Mehme in der Zeitschrift für Mathematik und Physik 1898 sind die verschiedenen Gleichungen zusammengestellt, mittels derer schon versucht worden ist, das wirkliche Spannungsgesetz $\sigma = f(\varepsilon)$ für die einzelnen Stoffe darzustellen. Es seien hier besonders erwähnt:

Die Potenzgleichung $\varepsilon = a\sigma^m$ oder auch $\sigma = C\varepsilon^{\frac{1}{m}}$, die bereits im Jahre 1729 von Bülffinger, 1822 von Hodgkinson und neuerdings von Bach und Schüle empfohlen ist; die parabolischen Gleichungen $\sigma = a\varepsilon - b\varepsilon^2$ (Hodgkinson 1849 für Gusseisen, Hartig 1893 für Gusseisen, Zement und Zementmörtel) und $\varepsilon = a\sigma + b\sigma^2$;

die hyperbolische Gleichung $\varepsilon = \frac{\sigma}{a - b\sigma}$ (Cox 1850 für Gusseisen, Lang¹⁾ 1896 für Gusseisen, Steine, Mörtel); die Gleichung der kubischen Parabel $\sigma = a\varepsilon + b\varepsilon^2 + c\varepsilon^3$ (Cox 1850 für Gusseisen).

Mehme wendet die vorstehenden Gleichungen auf die von Bach²⁾ veröffentlichten Versuche an und findet, dass die kubische Parabel mit ihren drei Konstanten sich diesen am besten anschließt, von den Gleichungen mit nur zwei Konstanten jedoch die Potenzgleichung. Doch dürften auch die zwei anderen Gleichungen, die parabolische und die hyperbolische, ebenfalls noch den von der Anwendung geforderten Genauigkeitsgrad besitzen. Es wird von der besonderen Art der Aufgabe abhängen, welche der genannten Gleichungen für die Lösung am geeignetsten erscheint.

Die erhaltenen Zahlenwerte sind in der Tabelle auf S. 905 zusammengestellt.

¹⁾ Lang berücksichtigt in seiner Formel auch noch den Einfluss der Temperatur t und setzt allgemein $\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0 - ct - d\sigma}$ (s. „Der Schornsteinbau“ 1896). Dasselbe findet sich auch eine sehr vollständige Zusammenstellung der bis dahin bekannt gewordenen Versuchsergebnisse über den Zusammenhang von σ und ε .

²⁾ Z. 1896 S. 1381 u. 1897 S. 241; vergl. Z. 1896 S. 35.

Material	Beanspruchung	ε berechnet aus	
		der Potenzgleichung	der Parabelgleichung
Gusseisen	Druck	$\sigma^{1.0000}$ 1381700	$(0,04661 \sigma + 0,000004969 \sigma^2) : 45000$
„	Zug	$\sigma^{1.0000}$ 1132700	$(0,01112 \sigma + 0,00001017 \sigma^2) : 45000$
Zement, Körper I	Druck	$\sigma^{1.0000}$ 254841	$(\frac{1,6715}{7,8} \sigma + \frac{0,05214}{7,8^2} \sigma^2) : 45000$
„ „ II	„	$\sigma^{1.0000}$ 259131	$(\frac{1,6998}{8} \sigma + \frac{0,05136}{8^2} \sigma^2) : 45000$
„ „ III	„	$\sigma^{1.0000}$ 231416	$(\frac{1,8671}{7,9} \sigma + \frac{0,06008}{7,9^2} \sigma^2) : 45000$
Zementmörtel, 1 T. Z., 1 1/2 T. Sand	„	$\sigma^{1.0000}$ 355942	$(\frac{1,3025}{8,1} \sigma + \frac{0,04779}{8,1^2} \sigma^2) : 45000$
„ „ 1 T. Z., 3 T. Sand	„	$\sigma^{1.0000}$ 315239	$(\frac{1,5769}{8} \sigma + \frac{0,07640}{8^2} \sigma^2) : 45000$
„ „ 1 T. Z., 4 1/2 T. Sand	„	$\sigma^{1.0000}$ 229026	$(\frac{1,6351}{8,1} \sigma + \frac{0,08239}{8,1^2} \sigma^2) : 45000$
Beton, Körper I	„	$\sigma^{1.0000}$ 217260	$(\frac{2,2237}{7,9} \sigma + \frac{0,1433}{7,9^2} \sigma^2) : 45000$
„ „ II	„	$\sigma^{1.0000}$ 367018	$(\frac{1,4415}{7,9} \sigma + \frac{0,1294}{7,9^2} \sigma^2) : 45000$
Granit „ I	„	$\sigma^{1.0000}$ 249540	$(\frac{3,3928}{13,8} \sigma + \frac{0,2167}{13,8^2} \sigma^2) : 45000$
„ „ II	„	$\sigma^{1.0000}$ 339750	$(\frac{1,7218}{14,9} \sigma + \frac{0,0911}{14,9^2} \sigma^2) : 30000$
„ „ III	Zug	$\sigma^{1.0000}$ 234600	$(\frac{1,4983}{3,5} \sigma + \frac{0,2135}{3,5^2} \sigma^2) : 60000$
Kupfer	„	$\sigma^{1.0000}$ 2084000	$(\frac{1,3537}{160,75} \sigma + \frac{0,0219}{160,75^2} \sigma^2) : 10000$
Leder	„	$\sigma^{1.0000}$ 415	$(\frac{3,092}{3,88} \sigma - \frac{0,0954}{3,88^2} \sigma^2) : 781$

Wie man sieht, liegt der Exponent der Potenzgleichung bei den betrachteten Materialien im allgemeinen zwischen 1 und 1,4; nur für Leder ist er kleiner als 1.

Nach den neuesten Mitteilungen von Bach¹⁾ ändert sich die Spannungsgleichung, wenn das Material vorher sehr starken Belastungen ausgesetzt worden war. Für Gusseisen werden folgende Gleichungen angegeben, die zugleich eine Berichtigung der früheren Gleichung für Zugbeanspruchung enthalten:

Zug, vorher nicht belastet, Körper I	$\varepsilon = \frac{\sigma^{1.0000}}{1388000}$
„ „ stark „ „ II	$\varepsilon = \frac{\sigma^{1.0000}}{1150000}$
Druck, „ nicht „ „ I	$\varepsilon = \frac{\sigma^{1.0000}}{1043000}$
„ „ stark „ „ I	$\varepsilon = \frac{\sigma^{1.0000}}{1217000}$
„ „ „ „ II	$\varepsilon = \frac{\sigma^{1.0000}}{1124000}$

Zu den vorstehenden Gleichungen ist zu bemerken, dass ihre Zahlenwerte den Versuchsergebnissen nur innerhalb der für die Anwendung in Betracht kommenden Spannungsgrenzen angepasst sind, und dass sie die in einzelnen Versuchsreihen auftretenden Wendepunkte nicht erkennen lassen. Ferner fehlen Versuche, welche die Gleichungen in der Nähe des Nullpunktes, also für sehr kleine Spannungen zu prüfen gestatten. Es lässt sich jedoch vermuten, dass die Potenzgleichung in der Nähe des Nullpunktes die wirklichen Verhältnisse nicht mehr zutreffend zum Ausdruck bringt²⁾. Aus $d\varepsilon = m a \sigma^{m-1}$ folgt für $\sigma = 0$ entweder $\frac{d\varepsilon}{d\sigma} = 0$, falls $m > 1$, oder $\frac{d\varepsilon}{d\sigma} = \infty$, falls $m < 1$. Bleiben wir beim ersten Falle, der außer Leder alle übrigen Stoffe in sich begreift, so hiesse

¹⁾ Z. 1898 S. 35.

²⁾ Vergl. Z. 1898 S. 694.

das, dass bei sehr kleinen Spannungen die zugehörigen Dehnungen unendlich mal kleiner seien, das Material somit keinerlei Zusammenpressung erleide. Vergleicht man hiermit das Verhalten von Stahl, für den auch bei kleinstem σ stets $\frac{d\varepsilon}{d\sigma} = \frac{1}{E}$, also größer als 0 ist, so würde beispielsweise aufgrund der Potenzgleichung Beton für sehr kleine Spannungen weniger zusammenpressbar als Stahl sein, was offenbar nicht zutreffend sein kann. In dieser Beziehung liefern die übrigen Gleichungen wahrscheinlichere Ergebnisse, insofern sie für $\sigma = 0$ den Wert $\frac{d\varepsilon}{d\sigma} = a$ ergeben. Der Wert des Differentialquotienten bleibt daher stets größer als Null; die Spannungslinie schneidet die Abszissenachse unter einem Winkel β , dessen Tangente $= a$ ist. Beispielsweise erhält man aus der Parabelgleichung für Beton, Körper I,

$\text{tg } \beta = a = \frac{2,2237}{7,9 \cdot 45000} = \frac{1}{160000}$. Dieser Wert von $\text{tg } \beta$ ist rd. 13 mal größer als der für Stahl, $\text{tg } \beta = \frac{1}{2100000}$, so-

dass die Parabelgleichung für sehr kleine Spannungen Ergebnisse liefert, die besser mit der Natur der Stoffe übereinstimmen. Die Winkel β' und β'' für Zugspannungen und für Druckspannungen ergeben sich aus sämtlichen angegebenen parabolischen Gleichungen ungleich groß. Es darf aber wohl vermutet werden, dass sie in Wirklichkeit gleich groß sind, sodass ein stetiger Uebergang aus der Zuglinie in die Drucklinie stattfindet.

Wenn auch die Potenzgleichung nach den vorstehenden Ausführungen für sehr kleine Spannungen anfechtbare Ergebnisse liefert, so schließt sie sich doch für die praktisch wichtigen Spannungswerte sehr gut den Beobachtungen an und darf daher mit Recht als Grundlage für weitere Untersuchungen¹⁾ benutzt werden. Ihrer einfachen Form wegen

¹⁾ Die Verwendbarkeit der Gleichungen für die Aufgaben der Biegezugversuche hängt allerdings auch noch davon ab, ob die übliche Voraussetzung eben bleibender Querschnitte gerechtfertigt ist; siehe hierüber Abschnitt VI.

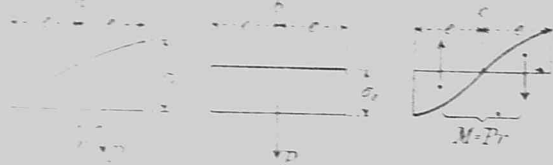
erscheint sie für gewisse Betrachtungen besonders geeignet und führt in manchen Fällen auf kürzestem Wege zu neuer Erkenntnis bezüglich der Elastizitätsverhältnisse der betreffenden Körper. Beispielsweise zeigt sich, dass der Satz von der kleinsten Formänderungsarbeit auch für Stabwerke, deren Stabdehnungen der Potenzgleichung folgen, gilt, somit auf derartige Konstruktionen aus Gusseisen oder Stein anwendbar ist, wie in der Zeitschr. d. Hannov. Arch.-u. Ing.-Ver. 1889 Heft 8 nachgewiesen worden. Auch hinsichtlich der Ermittlung der Widerstandsmomente und der Kernfiguren lässt die Potenzgleichung gewisse Vereinfachungen zu, wie sich im Folgenden zeigen wird.

Das Spannungsgesetz hinsichtlich der gesamten Dehnungen $\sigma = f(\epsilon)$ scheint für die vorerwähnten steinartigen Stoffe ebenfalls näherungsweise durch die Potenzgleichung $\sigma = C_1 \epsilon^m$ oder $\epsilon = C_2 \sigma^n$ ausgedrückt werden zu können. Vorbehaltlich genauerer Untersuchungen kann vorläufig für m der gleiche Wert wie in der entsprechenden Gleichung $\epsilon = a \sigma^n$ gesetzt werden. Der Wert von a ist je nach dem Material und je nachdem es vorher schon belastet war oder nicht, sehr verschieden. Beispielsweise ergab sich für Granit im ursprünglichen Zustande näherungsweise $a_1 = 1/15$ (Druck) und $a_1 = 1/3$ (Zug); nach vorhergegangener starker Druckbelastung stieg für Zugbeanspruchung a_1 auf $1/3$ a .

IV.

Für den der Betrachtung unterzogenen Stab sei das Spannungsgesetz $\sigma = f(\epsilon)$ bzw. $\sigma = f(\epsilon)$ bei Zug, $\sigma' = f(\epsilon')$ bei Druck gegeben. Wirkt auf einen Querschnitt F ein äußeres Kraftmoment M , so kann man auch hier das widerstehende innere Kraftmoment in der Form $W \sigma_1$ darstellen, also $M = W \sigma_1$ schreiben, wobei W das dem gegebenen Spannungsgesetz entsprechende Widerstandsmoment (Spannwiderstandsmoment) und σ_1 die Spannung der äußersten Faser bezeichnet. Ferner lässt sich auch hier eine Kernfigur (der Spannkern) bestimmen, welche die Angriffspunkte sämtlicher Normalkräfte P in sich fasst, denen nur einerlei Spannung im Querschnitt entspricht. Der Widerstandshalbmesser w ($w = W/F$) und der Kernhalbmesser r sind jetzt aber nicht mehr identisch; sie stehen überhaupt in keiner näheren Beziehung zu einander. Es geht dies unmittelbar aus Fig. 4 hervor.

Fig. 4.



Man sieht, dass das Spannungsbild a , das der um das Maß n exzentrischen Kraft P entspricht, verschieden von der Summe der Fig. 4' und 4'' ist, welche die Spannungsverteilung der zentrischen Kraft P und für ein Biegemoment $M = Pr$ darstellen.

Bei einer konvexen Gestalt der Spannungslinie, wie sie in Fig. 4 angenommen ist, hat der Kernradius r einen kleineren Wert als der gewöhnliche lineare Kernradius, da der Schwerpunkt der konvex begrenzten Spannungsfläche a bzw. der zugehörigen Spannungsäule dem Schwerpunkt des Querschnitts näher liegt als bei geradliniger Begrenzung, Fig. 2. Andererseits ist W größer als das lineare Widerstandsmoment, da die Spannungsfläche a der Fig. 4 und ihr statisches Moment bei gleich großer Randspannung σ_1 größer als die betreffenden linearen Größen der Fig. 2 (c) geworden sind. Für eine konvexen Gestalt der Spannungslinie liegen die Verhältnisse gerade umgekehrt.

Die Werte von W und r sind im allgemeinen von der Größe der äußeren Kräfte bzw. von der Spannung der äußersten Faser σ_1 abhängig. Man kann daher bei beliebigem Spannungsgesetz nicht ohne weiteres von der W -Linie oder der Kernlinie sprechen; es gibt im allgemeinen unendlich viele kernartige Linien für einen einzigen Querschnitt. Zur näheren Bestimmung bedarf es noch der Angabe der zu-

gehörigen Randspannung σ_1 . Für die Anwendung wird es sich meist nur um diejenige W -Linie handeln, die der zulässigen Beanspruchung k entspricht, wo also $\sigma_1 = k$ ist. Von den verschiedenen Kernlinien kommt hauptsächlich diejenige in Betracht, welche die kleinsten Werte von r liefert; es tritt dies bei den gewöhnlichen konkaven Spannungslinien in der Regel ebenfalls für $\sigma_1 = k$ ein. Bei Spannungslinien mit Wendepunkten wird annähernd diejenige Kernlinie, die dem σ des Wendepunktes entspricht, die kleinsten Halbmesser aufweisen. Je kleiner σ_1 angenommen wird, desto mehr nähern sich die W -Linie und die Kernlinie den linearen Größen für $\sigma = E\epsilon$, um im Grenzfall $\sigma_1 = 0$ mit ihnen zusammenzufallen, entsprechend den unter III gemachten Ausführungen über die Natur des Spannungsgesetzes für sehr kleine Spannungen. Legt man die Potenzgleichung $\epsilon = a \sigma^n$ oder $\sigma = C \epsilon^n$ der Rechnung zugrunde, so erhält man die Kernlinie unabhängig von dem Werte der Randspannung σ_1 .

Die Entfernung a der Resultierenden P aller Spannkkräfte von der den Querschnitt berührenden neutralen Achse NN , Fig. 5, ergibt sich allgemein aus der Gleichung

$$a = \frac{\int \sigma x dF}{\int \sigma dF} = \frac{\int \sigma y x dx}{\int \sigma y dx} = \frac{\int f(\epsilon) y x dx}{\int f(\epsilon) y dx}$$

Unter der üblichen Voraussetzung eben bleibender Querschnitte kann man $\epsilon = \frac{e_1 x}{h}$ setzen, worin e_1 gleich der Dehnung der Randfaser, somit

$$a = \frac{\int f\left(\frac{e_1 x}{h}\right) y x dx}{\int f\left(\frac{e_1 x}{h}\right) y dx}$$

Dieser im allgemeinen von e_1 , d. h. von der Randspannung σ_1 abhängige Wert geht für $\sigma = C \epsilon^n$ in

$$a = \frac{\int C \left(\frac{e_1 x}{h}\right)^n y x dx}{\int C \left(\frac{e_1 x}{h}\right)^n y dx} = \frac{\int x^{n+1} y dx}{\int x^n y dx}$$

über. Der letzte Ausdruck hängt nur noch von den geometrischen Verhältnissen des Querschnittes ab. Die Lage der Resultanten P und somit die Kernpunkte sind demgemäß unter der Herrschaft des Potenzgesetzes von der Randspannung σ_1 unabhängig. Je kleiner der Exponent n wird, desto kleiner wird a ; für $n=0$ fällt der Angriffspunkt von P mit dem Schwerpunkt zusammen, die Kernfigur schrumpft zu einem Punkt, dem Schwerpunkt des Querschnittes zusammen. Das folgt unmittelbar aus dem Ausdruck für a , der für $n=0$ die Schwerpunktsbedingung darstellt.

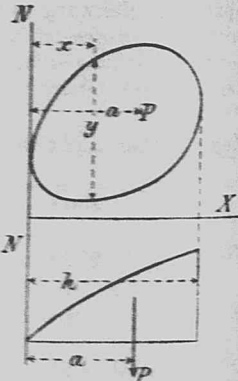
Nehmen wir den praktisch wichtigen Fall eines rechteckigen Querschnittes und bestimmen die in der Hauptachse I liegenden Kernpunkte, so ergibt die obige Gleichung für gleichmäßige Querschnittsbreite $y = b$ den Wert

$$a = \frac{\int x^{n+1} dx}{\int x^n dx} = \frac{n+1}{n+2} h$$

Der Wert des gesuchten Kernradius ist $r_1 = a - \frac{h}{2} = \frac{h}{2(n+2)}$.

Aus den früher unter III angegebenen Zahlenwerten lässt sich entnehmen, dass für Gewölbe aus Beton der Wert von n unter 1,35 und demgemäß der von $n = \frac{1}{2}$ unter 0,5 bleibt. Für den letzteren Wert erhält man $r_1 = \frac{h}{7}$, während

Fig. 5.



sich für $m = n = 1$ der bekannte Wert $r_1 = \frac{h}{6}$ ergibt. Hiernach darf sich die Stützlinie eines Betongewölbes und annähernd wohl auch die eines Steingewölbes an keiner Stelle mehr als $1/7$ der Gewölbstärke von der Schwerpunktschse entfernen, falls mit Sicherheit Zugspannungen ausgeschlossen bleiben sollen.

Die Kernlinie ist im allgemeinen für Zug- und für Druckkräfte verschieden, da die Zugspannungen und Druckspannungen im allgemeinen verschiedenen Gesetzen folgen. Bei dem Potenzgesetz erhält man übereinstimmende Kernlinien, wenn der Exponent n für Zug und für Druck gleich groß ist.

Die Lage der neutralen Achse eines auf Biegung beanspruchten Querschnittes ergibt sich aus der Gleichung

$$\int \sigma' y dx = \int \sigma'' y dx$$

Für $\sigma' = C_1 \epsilon'^n$, $\sigma'' = C_2 \epsilon''^n$ und $\epsilon = \frac{e_1 x}{h}$ bzw. $\epsilon = \frac{e_2 x}{h}$ geht diese Gleichung in

$$\int C_1 \left(\frac{e_1 x}{h}\right)^n y dx = \int C_2 \left(\frac{e_2 x}{h}\right)^n y dx$$

über. Diese Formel liefert im allgemeinen eine nicht durch den Schwerpunkt gehende Gerade. Nur wenn $C_1 = C_2 = C$ und $n_1 = n_2 = n$, und wenn, abgesehen von $n=1$, der Querschnitt einen Mittelpunkt besitzt, d. h. wenn einem jeden Punkt der einen Seite ein gleicher Punkt der anderen Seite entspricht, geht die neutrale Achse durch den Schwerpunkt. Das Moment der inneren Kräfte bezüglich der neutralen Achse ist in diesem Fall

$$M = 2 \int \sigma y dx = 2 \int C \left(\frac{e_1 x}{h}\right)^n y x dx = \frac{2 C e_1^n}{h^n} \int x^{n+1} y dx = \frac{2 a_1}{e_1^n} \int x^{n+1} y dx$$

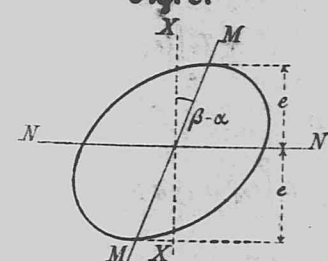
Bildet die Ebene des äußeren Kraftmomentes M den Winkel $(\beta - \alpha)$, Fig. 6, mit der Senkrechten auf die neutrale Achse, so muss

$$M \cos(\beta - \alpha) = M$$

und

$$W = \frac{M}{\sigma_1} = \frac{M}{\sigma_1 \cos(\beta - \alpha)} = \frac{2}{\cos(\beta - \alpha) e_1^n} \int x^{n+1} y dx$$

Fig. 6.



sein, also unabhängig von der Randspannung σ_1 . In allen anderen Fällen ist W von σ_1 bzw. von M abhängig. Ueber die Bestimmung des Winkels $(\beta - \alpha)$ vergl. Abschnitt V. Aus der vorstehenden Gleichung von W erhält man für $n=1$ das lineare Widerstandsmoment

$$W = \frac{J}{e \cos(\beta - \alpha)}$$

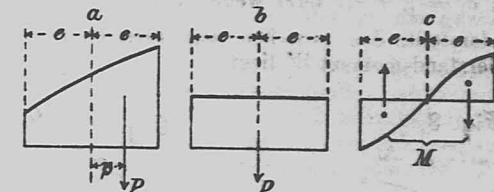
wie unter I angegeben.

Die Summierung von Einzelwirkungen ist nur bei linearem Spannungsgesetz $\sigma = E\epsilon$ zulässig. Bei beliebigem Gesetze ist es nicht mehr statthaft, die Einzelwirkungen von Einzelkräften und Einzelmomenten zu addieren, um die Gesamtwirkung zu erhalten; letztere muss vielmehr unter der Voraussetzung, dass sämtliche Einzeleinflüsse gleichzeitig wirken, berechnet werden. Schreibt man das Spannungsgesetz (Formänderungsgesetz) in der Form $\epsilon = f(\sigma)$, so sind die Dehnungen, die durch die Spannungen σ_1, σ_2 und $\sigma_1 + \sigma_2$ hervorgerufen werden, $\epsilon_1 = f(\sigma_1)$, $\epsilon_2 = f(\sigma_2)$ und $\epsilon_{1+2} = f(\sigma_1 + \sigma_2)$. Nun wird die Gleichung $\epsilon_{1+2} = \epsilon_1 + \epsilon_2$ bzw. $f(\sigma_1 + \sigma_2) = f(\sigma_1) + f(\sigma_2)$ nur erfüllt, wenn $\sigma = E\epsilon$; in allen anderen Fällen ist $f(\sigma_1 + \sigma_2) \neq f(\sigma_1) + f(\sigma_2)$, d. h. die Summe der Einzelwirkungen ist nicht gleich der Wirkung der Gesamtkraft. Beispielsweise kann bei beliebigem Spannungsgesetz die Wirkung einer um das Maß p_1 exzentrischen Druckkraft P nicht mehr gleich der Summe der Wirkungen der ihr gleichwertigen Größen: zentrische Kraft P und Kräftepaar $M = P p_1$, gesetzt werden. Das Spannungsbild (a) der Fig. 7

ist nicht mehr gleichwertig mit der Summe der Bilder (b) und (c), wie der unmittelbare Augenschein erkennen lässt. Ein Moment erzeugt hiernach verschieden große Spannungen und Dehnungen, je nach dem Spannungszustande, in welchem sich der Stab bereits befindet.

Je näher die Kraft P in Fig. 7(a) an den Schwerpunkt des Querschnittes rückt, je kleiner also das Moment M gegenüber der Kraft P wird, desto mehr nähert sich das die Spannungen darstellende Kurvenstück einer Geraden; das Spannungsbild wird immer mehr dem unter der Herrschaft des linearen Spannungsgesetzes auftretenden ähnlich. Die Span-

Fig. 7.



nungen können daher in allen Fällen, wo im Querschnitt nur einerlei Spannungen auftreten, näherungsweise nach der gewöhnlichen einfachen Formel $\sigma_1 = \frac{P}{F} + \frac{M}{W_0}$ ermittelt werden,

wobei W_0 das lineare Widerstandsmoment bezeichnet. Um einen Ueberblick über die Größe des hierbei gemachten Fehlers zu gewinnen, nehmen wir den ungünstigsten Fall, dass P am Kernumfang wirke, also $p = r$ sei, Fig. 5. Den besonders wichtigen Fall eines rechteckigen Querschnittes (Gewölbe) und die Potenzgleichung $\sigma = C \epsilon^n$ zugrunde legend, erhält man die wirkliche größte Randspannung aus der Gleichung

$$P = \int \sigma b dx = \int C \left(\frac{e_1 x}{h}\right)^n b dx = \frac{\sigma_1 h b}{n+1}$$

zu

$$\sigma_1 = \frac{P(n+1)}{h b}$$

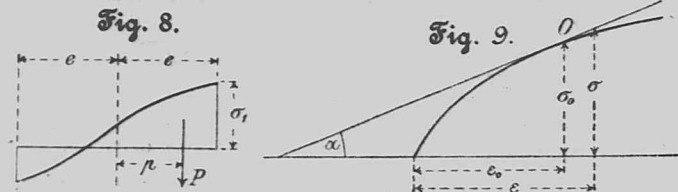
Für $n=0,5$ (Beton) folgt hieraus $\sigma_1 = \frac{1,5 P}{h b}$, d. h. σ_1 ist 1,5 mal so groß wie bei zentrischem Druck. Nach dem Näherungsverfahren erhält man für die größte Randspannung $\sigma_1 = \frac{P}{h b} + \frac{6 P r}{h b}$ oder, da $r = \frac{h}{2(n+2)}$ ist, $\sigma_1 = \frac{P}{h b} \frac{4n+2}{n+2}$ und für $n=0,5$ $\sigma_1 = \frac{1,5 P}{h b}$. Das Näherungsverfahren ergibt also ungünstigstenfalls nur einen um etwa 3 pCt zu großen Wert für die Höchstspannung und erscheint hiernach für die Zwecke der Anwendung vollständig ausreichend.

Was die Bestimmung der Lagerreaktionen von Gewölben anbelangt, so können hierfür, insofern die Stützlinie innerhalb des Kernkörpers verläuft, die gewöhnlichen, auf $\sigma = E\epsilon$ beruhenden Elastizitätsgleichungen näherungsweise benutzt werden. Die Annäherung ist um so größer, je mehr die mittleren Spannungen der einzelnen Querschnitte, $\sigma_0 = \frac{P}{F}$, mit einander übereinstimmen. Bei flachen Bögen findet dies fast vollkommen statt, wenn die Vertikalprojektionen der Querschnitte gleich groß sind. Es ist jedoch der bleibenden Zusammenpressung des Materials entsprechend Rechnung zu tragen. Bei der Unsicherheit der betreffenden Zahlenwerte wird man am zweckmäßigsten die bleibende Zusammenpressung in einfacher Weise dadurch berücksichtigen, dass man sie gleichzeitig mit den Einflüssen der Temperatur und der Widerlagerbewegung in einem schätzungsweise angenommenen Gesamtbetrage in Rechnung stellt und sodann das Gewölbe als vollkommen elastisch behandelt. Von wesentlicher Bedeutung wird es hierbei sein, in welchem Grade der Erhärtung das Gewölbe ausgerüstet wird, da mit der Erhärtung die Elastizität des Gewölbes zunimmt. Bei noch weichem, plastischem Mörtel sind die unelastischen Zusammendrückungen so stark, dass die Stützlinie nahe an die äußeren Fasern herantritt, wie dies vom Verfasser in der Deutschen Bauzeitung 1880 S. 184 näher angeführt worden ist.

In gleicher Weise wie bei Gewölben können auch bei Brückenpfeilern die Spannungen näherungsweise mit Hilfe der auf $\sigma = E\epsilon$ beruhenden Verfahren bestimmt werden, wo-

bei nur zu beachten ist, dass nach dem Früheren die Kernradien in Wirklichkeit etwas kleiner sind und beispielsweise bei Beton und rechteckigem Querschnitt in der Hauptachse nur den Wert $\frac{b}{7}$ statt $\frac{b}{6}$ haben.

Handelt es sich um die Beanspruchung durch eine exzentrische Kraft P , die außerhalb des Kernes angreift, sodass gleichzeitig Zug- und Druckspannungen im Querschnitt auftreten, Fig. 8, so ist die genaue Bestimmung der größten Spannung σ_1 sehr schwierig und nur durch umständliches Probieren möglich. Ein Näherungsverfahren besteht darin, dass man $\sigma_1 = \frac{P}{F} + \frac{Pp}{V}$ setzt, wenn V ein ideelles Widerstandsmoment darstellt, das zwischen dem linearen W_0 und dem Spannwiderstandsmoment W liegt.



Über die Bestimmung der Größen V wird später unter V gesprochen werden. Im Notfalle, wenn keine besonders ermittelten Werte von V bekannt sind, kann man als ersten Näherungswert $V = W - (W - W_0) \frac{r}{p}$ annehmen, worin r der Kernradius ist. Dieser Ausdruck liefert an den Grenzen für $p = \infty$ und $p = 1$ die genauen Werte $V = W$ und $V = W_0$.

Bei einem auf Knickung beanspruchten Stabe handelt es sich, sobald er ausknickt, um den Einfluss einer exzentrischen Druckkraft. Die Spannungsverteilung kann im Augenblicke des Ausknickens, vollkommen elastisches Material vorausgesetzt, nach einer Geraden angenommen werden, und zwar nach der Tangente an die Spannungslinie in dem Punkte O , welcher der mittleren Spannung $\sigma_0 = \frac{P_0}{F}$ entspricht, Fig. 9. Die Kraft P_0 , die das Knicken hervorruft, heiße die Knickkraft, die entsprechende Spannung σ_0 die Knickfestigkeit und werde als solche später durch K , bezeichnet. Der Winkel der Tangente im Punkt O mit der Abszissenachse sei α und $\tan \alpha = T$. Für jeden beliebigen Punkt des Querschnittes, dessen Dehnung ϵ und dessen Spannung σ ist, gilt die Gleichung $\sigma - \sigma_0 = T(\epsilon - \epsilon_0)$. Infolge einer Krümmung nach dem Krümmungsradius ρ erleidet ein um x von der Schwerpunktschse entfernter Punkt eine Dehnung

$$\epsilon - \epsilon_0 = \frac{x}{\rho}$$

und eine entsprechende Spannung

$$\sigma - \sigma_0 = T(\epsilon - \epsilon_0) = \frac{Tx}{\rho}$$

Das Moment sämtlicher Spannkraften ergibt sich zu

$$M = \int_0^x x dF = \frac{TJ}{\rho}$$

Diese Gleichung unterscheidet sich von der gewöhnlichen Biegleichung $M = \frac{EJ}{\rho}$ nur dadurch, dass T an die Stelle von E getreten ist. Es können daher ohne weiteres die gewöhnlichen Knickformeln auch auf unseren Fall eines beliebigen Spannungsgesetzes angewendet werden, wenn man nur E durch den zu σ_0 bzw. K_0 gehörigen Wert von T ersetzt.

Für einen Stab gleichbleibenden Querschnittes und der freien Länge l erhält man hiernach die Knickkraft $P_0 = \frac{\pi^2 TJ}{l^2}$ und die Knickfestigkeit $K_0 = \frac{P_0}{F} = \frac{\pi^2 T l^2}{l^2} = \frac{\pi^2 T}{l^2}$, wo $l = \frac{l}{i}$ gleich der spezifischen Länge des Stabes ist. Die Größe T ergibt sich bei Gültigkeit der Potenzgleichung $\sigma = C \epsilon^n$ zu

$$T = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = n C \epsilon_0^{n-1} = n \sigma_0^{\frac{n-1}{n}} C^{\frac{1}{n}}$$

$$\text{somit } K_0 = \sigma_0 = \frac{\pi^2 T}{l^2} = \frac{\pi^2}{l^2} n \sigma_0^{\frac{n-1}{n}} C^{\frac{1}{n}}$$

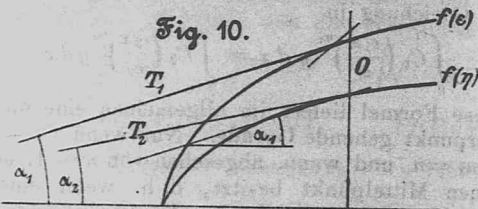
oder

$$K_0 = C \left(\frac{\pi^2}{l^2} \right)^{\frac{n}{n-1}}$$

Für $n = 0,3$ folgt hieraus

$$K_0 = C \frac{7,2}{\lambda^{1,2}}$$

Auf unvollkommen elastisches Material, wie es für die Anwendung hauptsächlich in Betracht kommt, sind die vorstehenden Formeln nicht anwendbar. Hier muss berücksichtigt werden, dass beim Ausbiegen des gedrückten Stabes diejenige Seite des Querschnittes, die verstärkte Druckspannungen erhält, dem Spannungsgesetz $\sigma = f(\eta)$ für Gesamtdrehung folgt, während die Druckverminderung der anderen Seite nach der Gleichung $\sigma = f(\epsilon)$ für elastische Dehnung vor sich geht. Das entsprechende Spannungsbild ist in Fig. 10 dargestellt.



Für die Spannungen der einen Querschnittseite (vermehrter Druck) gilt die Gleichung $(\sigma - \sigma_0) = T_1(\epsilon - \epsilon_0)$, für die anderen $\sigma_0 - \sigma = T_2(\epsilon_0 - \epsilon)$. Hierin ist $T_1 = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$ und $T_2 = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$ für $\sigma = \sigma_0$.

Die Biegeachse geht jetzt nicht mehr durch den Schwerpunkt; ihre Lage ist aus der Bedingung zu bestimmen, dass die Spannkraften zusammen gleich P_0 sind. Unter der gemachten Voraussetzung, dass die Querschnitte bei der Ausknickung eben bleiben, erhält man:

$$P_0 = \int_0^1 \sigma dF + \int_0^2 \sigma dF = \int_0^1 \{\sigma_0 + T_1(\epsilon - \epsilon_0)\} dF + \int_0^2 \{\sigma_0 + T_2(\epsilon_0 - \epsilon)\} dF = \int_0^1 \sigma_0 dF + T_1 \int_0^1 (\epsilon - \epsilon_0) dF + \int_0^2 \sigma_0 dF + T_2 \int_0^2 (\epsilon_0 - \epsilon) dF$$

Da nun $\int_0^1 \sigma_0 dF = P_0$, so folgt:

$$0 = T_1 \int_0^1 (\epsilon - \epsilon_0) dF - T_2 \int_0^2 (\epsilon_0 - \epsilon) dF = T_1 \int_0^1 \frac{x}{\rho} dF - T_2 \int_0^2 \frac{x}{\rho} dF$$

$$\text{oder } \int_0^1 x dF : \int_0^2 x dF = T_2 : T_1 = \frac{d\sigma}{d\epsilon} : \frac{d\sigma}{d\epsilon}$$

Die Biegeachse muss hiernach die Querschnittsfläche derart teilen, dass sich die statischen Momente der beiden Teile bezüglich der Biegeachse umgekehrt wie die Größen T_1 und T_2 , d. h. wie die Differentialquotienten der beiden Spannungslinien verhalten.

Ist die Lage der Biegeachse hiernach ermittelt, so ergibt sich das Moment der inneren Kräfte zu $\frac{T_1 J_1 + T_2 J_2}{J}$, worin J_1 und J_2 die Trägheitsmomente der Querschnittsteile bezüglich der Biegeachse bezeichnen. Es tritt somit $T_1 J_1 + T_2 J_2$ an die Stelle von EJ , oder $\frac{T_1 J_1 + T_2 J_2}{J}$ an die von E .

Die Knickkraft eines Stabes gleichbleibenden Querschnittes von der freien Länge l kann hiernach gleich $P_0 = \frac{\pi^2 (T_1 J_1 + T_2 J_2)}{l^2}$ gesetzt werden. Sie erscheint jetzt

nicht mehr von dem Gesamtträgheitsmoment J , sondern von den Teil-Trägheitsmomenten J_1 und J_2 abhängig. Hieraus geht hervor, dass Stäbe gleichen Trägheitsmomentes, aber verschiedenartiger Gestalt im allgemeinen einen ungleichen Knickwiderstand leisten. Eine ähnliche Erscheinung tritt übrigens auch bei gewöhnlicher Biegebeanspruchung und nicht linearem Spannungsgesetz auf, wo trotz gleich großem J und e das Spannwiderstandsmoment verschieden ausfallen kann, falls die Querschnitte verschiedene Gestalt haben.

Sind die Werte von T_1 und T_2 nicht sehr von einander verschieden (einzelne Steinarten), so kann man ohne großen Fehler $T_1 J_1 + T_2 J_2 = \frac{1}{2} (T_1 + T_2) J$ setzen, d. h.

$$P_0 = \frac{\pi^2 (T_1 + T_2) J}{2 l^2}$$

Ist T_1 sehr viel größer als T_2 , wie dies bei kurzen Stäben aus Walzisen der Fall ist, so fällt die Biegeachse nahe an den Querschnittsrand. Im Grenzfall $T_2 = \infty$, wo die Biegeachse den Querschnitt berührt, wird $J_2 = 0$, $T_2 J_2 = 0$, $J_1 = J + F e_0^2$ und somit

$$P_0 = \frac{\pi^2 T_1 J_1}{l^2} = \frac{\pi^2 T_1 (J + F e_0^2)}{l^2} = \frac{\pi^2 T_1 J}{l^2} \left(1 + \frac{e_0^2}{J} \right)$$

Hier ist an die Stelle von E der Eulerschen Gleichung der Ausdruck $T_1 \left(1 + \frac{e_0^2}{J} \right)$ getreten.

Handelt es sich um nicht gleichmäßiges Material, insbesondere um Stäbe, die aus verschiedenartigen Stoffen zusammengesetzt sind, so gelten die vorstehend aufgestellten Sätze in sinngemäßer Weise auch hier. Insbesondere dürfen bei exzentrischer Druckbeanspruchung, falls der Angriffspunkt der äußeren Kraft innerhalb des Kernes liegt, die auf der Gleichung $\sigma = E \epsilon$ aufgebauten Verfahren in Anwendung kommen. Es werden hierbei die verschiedenartigen Querschnittsteile mit ihrem γ -fachen Betrage in Rechnung gestellt, wie dies unter II näher ausgeführt ist.

V.

Zeichnerisches Verfahren zur Bestimmung von r und W bei beliebigem Spannungsgesetz $\sigma = f(\epsilon)$.

Die Kernlinie eines Querschnittes wird in der Weise bestimmt, dass man für die einzelnen, den Querschnitt umhüllenden Tangenten als neutrale Achsen die Angriffspunkte der Resultanten P der zugehörigen inneren Spannkraften ermittelt.

Erstes Verfahren. In Fig. 11 ist die Spannungslinie dargestellt, wobei der größte Wert σ_1 für die Randfaser $x = h$ den vorgeschriebenen Wert besitzt. Je nach der Größe von σ_1 erhält man im allgemeinen eine andere Kernlinie; nur bei Annahme des Potenzgesetzes ist die Größe von σ_1 ohne Einfluss auf das Endergebnis.

Alle Punkte eines zur neutralen Achse NN parallelen Flächenstreifens $dF = y dx$ haben die gleiche Spannung σ , Fig. 12. Die gesamte Kraft des Streifens ist $dP = \sigma y dx$ oder $= \sigma_1 \frac{\sigma}{\sigma_1} y dx$, d. h. gleich derjenigen eines Streifens

von der reduzierten Breite $z = \frac{\sigma}{\sigma_1} y$ und der Höchstspannung σ_1 . Trägt man nun die reduzierten Breiten z jeweils zur Hälfte zu beiden Seiten der Kurve AB , welche die Mittelpunkte aller Streifen y enthält, auf, so erhält man einen reduzierten Querschnitt Φ , dessen Schwerpunkt mit dem gesuchten Angriffspunkt der Resultierenden P aller Spannkraften zusammenfällt. Die beiden Koordinaten a und c des Schwerpunktes sind nach bekanntem zeichnerischem Verfahren zu bestimmen. Ist die Mittellinie AB eine Gerade, so liegt der Schwerpunkt von Φ in ihr, und es genügt zu seiner vollständigen Festlegung die eine Ordinate a .

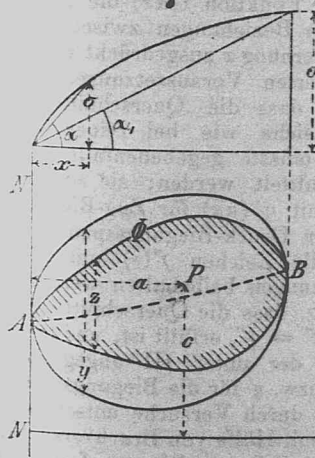


Fig. 12.

Zweites Verfahren. Die Lage des zur neutralen Achse NN gehörigen Kernpunktes kann auch ähnlich dem unter II angegebenen Verfahren bestimmt werden. Für die einzelnen Querschnittselemente dF bestimme man das Verhältnis $\frac{\sigma}{\sigma_1} = E$, d. h. die Tangente des Winkels α , Fig. 11,

und setze das Verhältnis $\frac{E}{E_1}$ gleich γ , wo E_1 den Wert von E für $\sigma = \sigma_1$ bezeichnet. Für die Parallelkräfte γdF sind sodann der Schwerpunkt und die Hauptträgheitsmomente J_1 und J_2 (Spannpunkt und Spannungsmomente) zu ermitteln und mit Hilfe der letzteren der zur Tangente NN gehörige Kernpunkt, in gleicher Weise wie dies bei der gewöhnlichen Kernbestimmung geschieht.

Hat man einen nicht gleichmäßigen Stab, dessen einzelne Querschnittsteile verschiedenartigen Stoffen mit verschiedenen Spannungslinien angehören, so sind zunächst die einzelnen Spannungslinien, die gleichzeitig mit der Höchstspannung σ_1 des maßgebenden Stoffes auftreten, aufzuzeichnen. Für jedes dF sind sodann die Größen $E = \frac{\sigma}{\sigma_1}$ und $\gamma = \frac{E}{E_1}$ zu ermitteln, Fig. 13; der weitere Verlauf der Konstruktion ist der gleiche wie bei gleichmäßigem Material.

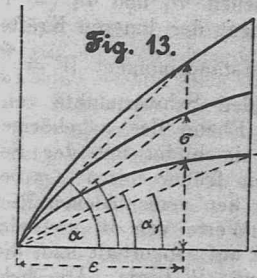
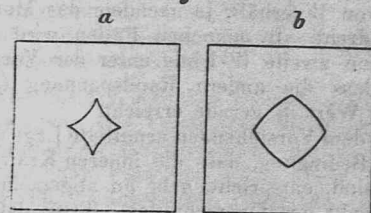


Fig. 14.



Während unter dem linearen Spannungsgesetze einem Eckpunkt der Umfangsfigur eine Gerade der Kernlinie entsprach, ist das bei beliebigem Gesetze nicht mehr der Fall. Bei konvexer Spannungslinie entspricht einem Eckpunkt der Umfangsfigur eine nach innen, bei konvexer Spannungslinie eine nach außen gekrümmte Kurve, Fig. 14 (a) und (b). Für ein Quadrat und $\sigma = C \epsilon^n$, wobei $n = 0,3$, beträgt die Pfeilhöhe der Kurve nur rd. 3 pCt des zugehörigen Kernhalbmessers und kann daher für praktische Zwecke vernachlässigt werden. Es dürfte hiernach zulässig sein, bei Steinen und geradlinig begrenzten Querschnitten sich auf die Bestimmung derjenigen Kernpunkte, die den Umfangsgeraden entsprechen, zu beschränken und diese Punkte geradlinig zu verbinden.

Um das Widerstandsmoment W für eine gegebene Richtung der neutralen Achse NN zu ermitteln, hat man zunächst deren genaue Lage, d. h. ihren Abstand s vom Schwerpunkt festzustellen, da die neutrale Achse bei beliebigem Spannungsgesetz im allgemeinen nicht durch den Schwerpunkt geht. Hierzu dient die Bedingung, dass die Spannkraften der positiven und der negativen Querschnittsteile gleich groß sein müssen ($\int \sigma y dF = \int \sigma y dF$). Man nehme zunächst schätzungsweise

eine gewisse Entfernung s an, Fig. 16, zeichne hierzu die Spannungslinie, Fig. 15, unter der Voraussetzung, dass die eine Randspannung (z. B. auf der Druckseite) den vorgeschriebenen Wert σ_1 besitzt, und bilde wie bei der Ermittlung der Kernpunkte für beide Querschnittsteile die reduzierten Flächen Φ_1 und Φ_2 , deren Streifen parallel zur neutralen Achse die Breiten $z = \frac{\sigma}{\sigma_1} y$ besitzen. Die Querschnittsgrößen Φ_1 und Φ_2 , die im allgemeinen ungleich sein werden, trage man

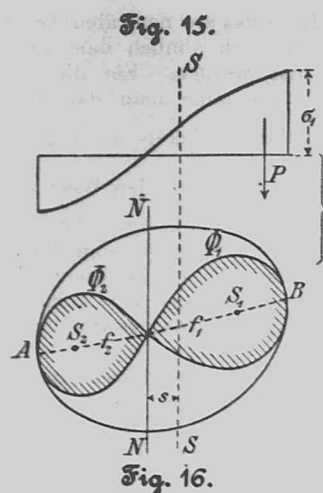


Fig. 15.

härtere Querschnittseite genannt werden kann.

Ist die richtige Lage der neutralen Achse ermittelt, so bestimme man die Schwerpunkte der beiden zugehörigen gleich großen Flächen Φ_1 und Φ_2 ($=\Phi$) und deren Abstand f . Das Moment der inneren Kräfte ist sodann gleich Φf und das Widerstandsmoment $W = \frac{\Phi f}{\sigma_1}$. Die Verbindungslinie der beiden Schwerpunkte von Φ_1 und Φ_2 giebt die Richtung der Ebene des zugehörigen äußeren Kraftmomentes M an; sie bildet mit der Senkrechten auf die neutrale Achse den früher mit $\beta - \alpha$ bezeichneten Winkel. Trägt man die zu den verschiedenen Richtungen der Kraftebenen gehörigen Werte von W von einem Pol O aus auf parallelen Strahlen auf, so erhält man die dem angenommenen σ_1 entsprechende W -Linie. Die beiden Strecken eines Strahles sind im allgemeinen ungleich lang, da man verschiedene Werte von W erhält, je nachdem das Moment M links oder rechts dreht. In manchen Fällen wird es nötig sein, auch noch eine zweite W -Linie unter der Voraussetzung zu bestimmen, dass die andere Randspannung (z. B. auf der Zugseite) den Wert σ_2 gerade erreicht.

Die nach dem Vorstehenden ermittelte Lage der Kraftebene PP , die der Bedingung, dass die inneren Kräfte den äußeren gleichwertig sind, entspricht, geht im allgemeinen nicht durch den Schwerpunkt des Querschnittes. Trifft daher umgekehrt die wirkliche Kraftebene den Schwerpunkt, so müssen infolge davon Verwindungsspannungen im Querschnitt auftreten. Wenn sich die Richtung der neutralen Achse NN stetig ändert, so umhüllt NN eine bestimmte Kurve, desgleichen die zugehörige Kraftebene PP ; ihr Schnittpunkt beschreibt eine außerhalb gelegene Kurve. Für $\sigma = E\epsilon$ schrumpfen alle drei Kurven in einen Punkt, den Schwerpunkt des Querschnittes, zusammen. In den meisten Fällen der Anwendung handelt es sich nur um eine einzige Kraftebene, die durch eine Symmetrieachse des Querschnittes hindurchgeht. Die neutrale Achse steht dann senkrecht auf dieser Richtung, und es bedarf nur der Bestimmung eines einzigen Wertes von W_1 bzw. W_2 .

Um das unter IV näher erklärte ideale Widerstandsmoment V zu bestimmen, wähle man eine beliebige, der neutralen Achse für reine Biegung parallele Achse VV , bestimme ähnlich wie früher die reduzierten Flächen Φ_1 und Φ_2 , die Entfernung f ihrer Schwerpunkte und die Teilstrecken f_1 und f_2 , die durch den Schnitt mit der Achse SS durch den Schwerpunkt des Querschnittes gebildet werden. Fig. 15 und 16. Dann kann $M = Pp = \Phi_1 f_1 + \Phi_2 f_2$, $P = \Phi_1 - \Phi_2$, $\sigma_1 = \frac{P}{f} + \frac{M}{V}$, somit $V = \frac{M}{(\sigma_1 - \frac{P}{f})}$ gesetzt werden. Je nach dem Grad der zu erzielenden Genauigkeit sind auf diese Weise ein oder mehrere Werte von V zu bestimmen. Man trage diese als Ordinaten zu den Abszissen $\frac{r}{p}$, wo $p = \frac{M}{P}$ ist, auf und beachte, dass für $\frac{r}{p} = 0$ $V = W$ und für $\frac{r}{p} = 1$ $V = W_0$ wird. Fig. 17. Die

erhaltenen Punkte sind durch eine Kurve zu verbinden, die dann im Bedarfsfalle für jedes beliebige $\frac{r}{p}$ den zugehörigen Wert von V liefert.

Bei dieser Bestimmungsweise war stillschweigend vorausgesetzt worden, dass zu parallelen neutralen Achsen VV stets die gleiche Richtung der Kraftebene gehöre. Das darf mit hinreichender Annäherung angenommen werden, wenn die neutralen Achsen für W und für W_0 , die der gleichen Kraftebenenrichtung entsprechen, einander parallel sind. Andernfalls sind bei Bestimmung der verschiedenen zusammengehörigen Werte von V , Fig. 17, die Richtungen der neutralen Achsen VV nicht mehr parallel zur W -Achse, sondern in vermittelnden Richtungen, die allmählich von der W -Achse zur W_0 -Achse übergehen, anzunehmen.

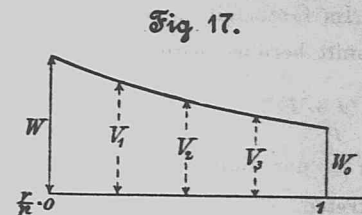


Fig. 17.

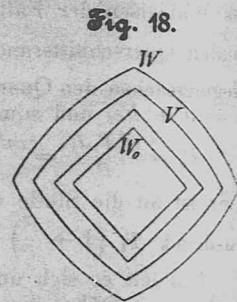


Fig. 18.

Sämtliche auf einen Querschnitt bezüglichen Widerstandslinien für W_0 , W und V lassen sich in einer einzigen Figur, der Widerstandsfigur, Fig. 18, übersichtlich zusammenstellen. Hierbei sind die V -Linien in einer dem Sonderfall angemessenen Anzahl einzuzichnen, und zwar für Werte von $\frac{r}{p}$, die in gleichmäßigen Zwischenräumen von 0 bis 1 zunehmen. Bei beliebiger Richtung und Größe von M und P können dann die zur Bestimmung der größten Randspannung σ_1 erforderlichen Widerstandsgrößen der Figur entnommen werden.

Sämtliche Widerstandsgrößen liegen in dem durch die W -Linie und die W_0 -Linie begrenzten Ringe. Dieser wird um so schmaler, je mehr sich die Spannungslinien der Geraden $\sigma = E\epsilon$ nähern, und schrumpft im Grenzfall in die Linie des linearen Widerstandsmomentes W_0 zusammen.

VI.

Die vorstehenden Entwicklungen gingen von den üblichen Voraussetzungen der Biegunstheorie aus; insbesondere wurde angenommen, dass die ursprünglich ebenen Querschnitte auch nach der Biegung noch eben bleiben, oder dass die Spannung in der Entfernung x von der neutralen Achse $\sigma = f(x) \frac{x}{a_1}$ $= f(ax)$ gesetzt werden könne, wo die Funktion f die gleiche ist, wie sie sich aus reinen Zug- und Druckversuchen für den Zusammenhang zwischen der Spannung σ und der zugehörigen Dehnung ϵ ergibt. Die Verfahren sind aber auch unabhängig von den gemachten Voraussetzungen ganz allgemein gültig, wenn durch die Funktion $f(ax)$ die bei der Biegung wirklich auftretenden Beziehungen zwischen der Biegungsspannung σ und der Entfernung x ausgedrückt werden. Diese Funktion ist bei geänderten Voraussetzungen, insbesondere bei der Annahme, dass die Querschnitte sich krümmen, nicht mehr die gleiche wie bei reiner Zug- oder Druckbeanspruchung und müsste gegebenenfalls durch besondere Biegungsversuche ermittelt werden; sie soll zum Unterschied mit $q(ax)$ bzw. mit $q'(ax)$ für Zug-Biegungsspannungen und mit $q''(ax)$ für Druck-Biegungsspannungen bezeichnet werden, während die Zeichen $f(\epsilon)$ und $f(\epsilon)$ für reine Zug- oder Druckspannungen beibehalten werden.

Inwieweit die Voraussetzung, dass die Querschnitte eben bleiben, bzw. dass $f' = q'$ und $f'' = q''$, erfüllt ist, und inwieweit hiernach die Verwendung der unter III angegebenen Beziehungen zwischen σ und ϵ bzw. η für die Biegunstheorie gerechtfertigt ist, lässt sich nur durch Versuche entscheiden. In mittelbarer Weise kann dies mit Hilfe von Bruchversuchen geschehen, indem man die erhaltene Biegefestigkeit

$K = \frac{M}{W}$ mit den durch Zug- bzw. Druckversuche bestimmten Festigkeiten K' und K'' vergleicht, wobei für W das aufgrund der Gleichungen $\sigma = f'(\eta)$ und $\sigma = f''(\eta)$ ermittelte Spannwiderstandsmoment zu setzen ist. Die unmittelbare Prüfung besteht darin, dass man die Formänderungen des gebogenen Stabes genau beobachtet und die Dehnungen η der einzelnen Fasern in verschiedenen Höhen eines Querschnittes feststellt. Tatsächlich zeigen nun die bei Stein, Zement und Gusseisen angestellten Vergleiche eine befriedigende Uebereinstimmung zwischen K und K' und scheinen hierdurch die Richtigkeit der Voraussetzung, dass die Querschnitte eben bleiben, bzw. dass $q = f$ ist, ausreichend zu beweisen. Andererseits aber stehen die Ergebnisse unmittelbarer Versuche hiermit im Widerspruch. Die von Föppl angestellten Messungen an gebogenen Granitbalken rechteckigen Querschnittes¹⁾ lassen erkennen, dass die Voraussetzung, dass die Querschnitte eben bleiben, nur als grobe Annäherung zu betrachten ist, dass sich in Wirklichkeit die Querschnitte krümmen, und dass insbesondere an der Zugseite stärkere Faserdehnungen auftreten. Infolgedessen zeigen die wirklichen Spannungslinien für Zug und für Druck q' und q'' weit geringere Unterschiede unter einander als die Linien f' und f'' ; die neutrale Achse nähert sich fast vollständig der Schwerpunktschse, das wirkliche Widerstandsmoment W_n wird kleiner, bleibt aber immer noch größer als das lineare Widerstandsmoment W_0 . Berechnet man mit Hilfe des wirklichen Widerstandsmomentes W_n die entsprechende

Biegefestigkeit $K_n = \frac{M}{W_n}$, so ergibt sich diese wesentlich größer (rd. 100 pCt) als die unmittelbar gefundene Zugfestigkeit K' . Die Erklärung dieses Widerspruchs findet Föppl darin, dass die bisherigen Angaben über die Größe von K' vollständig unrichtig seien. Die üblichen Prüfungsverfahren lieferten viel zu kleine Werte von K' (scheinbare Zugfestigkeit), da sich infolge der Einspannungsweise der Probekörper die Spannungen nicht gleichmäßig über den Bruchquerschnitt verteilten; die wirkliche Zugfestigkeit sei demgemäß entsprechend größer anzunehmen, und zwar so groß, wie sie sich aus den Biegungsversuchen ergibt, gleich $K_n = \frac{M}{W_n}$. Der Wert von W_n ist hierbei aufgrund der beobachteten Faserdehnungen bzw. der hieraus berechneten Spannungslinien q' und q'' zu ermitteln. Näherungsweise kann man $q' = q'' = f''$ setzen. Für rechteckigen Querschnitt erhält man dann mit $\sigma = f'' = C_1 \eta$ und $\frac{1}{2} = 0,8$

$$W_n = \frac{bh^3}{2} (n + 2) = \frac{bh^3}{5,6},$$

d. i. rd. 7 pCt größer als das lineare Widerstandsmoment $W_0 = \frac{bh^3}{6}$.

Versuche, die bereits im Jahre 1855 von Barlow an

¹⁾ Mitteilungen aus dem Mech.-techn. Laboratorium der Techn. Hochschule München Heft 24.

gusseisernen Balken rechteckigen Querschnittes angestellt worden sind¹⁾, sollen ebenfalls gezeigt haben, dass die neutrale Achse nahezu mit der Schwerpunktschse zusammenfalle, sodass also auch für diesen Fall annähernd $q' = q'' = f$ zu setzen wäre. Mit $n = 0,95$ erhält man $W_n = \text{rd. } 1,02 W_0$. Nach den von Bach²⁾ mitgeteilten Bruchversuchen ist die nach der üblichen Formel berechnete Bruchfestigkeit eines quadratischen Balkens, $K = \frac{M}{W_0}$, 1,77 mal so groß wie die unmittelbar gefundene Zugfestigkeit K' ; hieraus würde folgen, dass die wahre Zugfestigkeit $K_n = \frac{M}{W_n} = \frac{M}{1,02 W_0} = \frac{K}{1,02}$ rd. 1,75 mal so groß wäre wie die scheinbare Zugfestigkeit K' des Gusseisens. Untersucht man in ähnlicher Weise die übrigen Versuchsergebnisse Bachs, die sich auf die verschiedenartigsten Querschnittsformen beziehen, und macht auch hier die gleiche Annahme, dass die neutrale Achse mit der Schwerpunktschse zusammenfalle, so kommt man zu ganz widersprechenden Ergebnissen. Beispielsweise giebt Bach für

ein diagonal gestelltes Quadrat $K = \frac{M}{W_0} = 2,35 K'$; da nun $W_n = \text{rd. } 1,04 W_0$, so folgte hieraus die wahre Zugfestigkeit $K_n = \frac{2,35}{1,04} K' = 2,26 K'$, was mit dem obigen Ergebnis nicht übereinstimmt. Es kann daher bei diesem Bruchversuch die neutrale Achse nicht mit der Schwerpunktschse zusammengefallen sein. Nach allem bestehen noch verschiedene Widersprüche bezüglich der Ergebnisse der einzelnen Biegungsversuche und ihrer theoretischen Erklärung; es bedarf zur vollständigen Klarlegung der wirklichen Verhältnisse noch einer Reihe von mannigfaltigen und eingehenden Versuchen. Bis dahin wird man sich in der Praxis zur Bestimmung der Widerstandsfähigkeit gebogener Balken nur dann, wenn unmittelbar verwendbare Versuchsergebnisse fehlen, der theoretischen Verfahren bedienen. Man erhält zur Zeit wohl die brauchbarsten theoretischen Ergebnisse, wenn man das Widerstandsmoment aufgrund von $q' = f'$ und $q'' = f''$ bestimmt und den zugehörigen Anstrengungskoeffizienten k' aus einem einfachen Biegungsversuch ableitet.

Die Aufgabe der exzentrischen Druckbeanspruchung, die für den Bauingenieur von besonderer Wichtigkeit ist, wird durch die vorstehenden Ausführungen, die sich auf reine Biegebeanspruchung beziehen, nicht näher berührt. Es ist oben unter IV nachgewiesen, dass die Formeln der gewöhnlichen Biegunstheorie, die auf $\sigma = E\epsilon$ beruhen, näherungsweise auch auf exzentrische Druckbeanspruchung bei beliebigem Spannungsgesetz angewendet werden können. Sie gelten somit auch für den Fall, dass die Funktion q' nicht vollständig mit der Funktion f' übereinstimmen sollte, und zwar mit um so größerer Annäherung, je mehr sich q' der linearen Form nähert.

¹⁾ Zentralblatt der Bauverwaltung 1898 S. 274.
²⁾ Z. 1888 S. 198.

Grundriss- und Querschnitt eines rechteckigen Balkens
nach Bach, H. 2. 1878.

Ueber den Einfluss der Nebenspannungen auf die Durchbiegung der Fachwerkträger.

Von Oberbaurath Prof. Fr. Engesser in Karlsruhe.

Die Bestimmung der Durchbiegung von Fachwerkträgern erfolgt allgemein unter den bekannten vereinfachenden Voraussetzungen, dass die Knotenverbindungen durch reibungslose Gelenke gebildet, dass die Stabachsen geradlinig sind und sich in den Knotenpunkten schneiden, und dass sämtliche Lasten in den Knotenpunkten angreifen. Es werden, wie bei den gewöhnlichen statischen Berechnungen, auch bezüglich der Durchbiegung die Nebenspannungen vernachlässigt und die Grundkräfte mit denjenigen Beträgen in die Rechnung eingeführt, welche sich für den vorausgesetzten vereinfachten Träger, den sogenannten „Grundträger“, ergeben würden. Es fragt sich nun, in wie weit die gemachten Vereinfachungen zulässig und in welchen Fällen größere Abweichungen der Rechnungsergebnisse von der Wirklichkeit zu erwarten sind.

I.

Solange sämtliche Spannungen innerhalb der Elastizitätsgrenze bleiben, ist der Unterschied zwischen der wirklichen Durchbiegung δ und der des Grundträgers δ_0 nur gering u. i. d. R. praktisch bedeutungslos.

1) Zunächst kommt in Betracht, dass die Grundkräfte des wirklichen Trägers (S) in Folge der steifen Knotenverbindungen, d. h. wegen der Mitarbeit der entsprechenden Nebenspannungen, nicht ganz die Höhe der Grundkräfte des Grundträgers (S_0) erreichen, und somit δ etwas kleiner als δ_0 ausfällt. Für Parallelträger lässt sich annähernd setzen $\delta = \left(1 - \frac{6i^2}{h^2}\right) \delta_0$, wo i = mittlerer Trägheitshalbmesser der Gurtungen, h = Trägerhöhe.

In den Fällen der Anwendung steigt die Größe $\frac{6i^2}{h^2}$ selten über 1%. Abgesehen von dem durch die Nebenspannungen bedingten Unterschied der Grundkräfte S und S_0 ist der unmittelbare Einfluss der Nebenspannungen auf die Durchbiegung gleich Null, sofern die Stabachsen geradlinig sind und sich in den Knotenpunkten schneiden. Denn da in diesem Falle die Nebenspannungen der Stabachsen gleich Null sind, üben nur die Grundkräfte einen Einfluss auf die Verlängerungen der Stabachsen, bzw. auf die Knotenpunktentfernungen und die hiervon abhängige Durchbiegung aus.

2) Der Einfluss gekrümmter Stabachsen auf die Durchbiegung äußert sich dadurch, dass die Aenderung der Knotenentfernung ΔK , d. i. die Sehnänderung eines krummen Stabes, in Folge der verbiegenden Momente größer ausfällt, als die einfache Längenänderung Δl eines geraden Stabes. Dieser Unterschied lässt sich setzen

$$\Delta K - \Delta l = \int \frac{My ds}{EJ} = \int \frac{S(y-c)y ds}{EJ}, \text{ wo } y \text{ die auf}$$

die Sehne bezogenen Bogenordinaten bezeichnet, wenn die Stabkraft S um c außerhalb der Knotenpunkte angreift und parallel der Sehne gerichtet ist. Unter normalen Verhältnissen (ausreichendes Trägheitsmoment J , $c = \frac{2}{3} f$, wo f = Krümmungspfeil) erhält man hieraus:

$$\Delta K - \Delta l = \frac{Sl}{EF} \cdot \frac{4}{45} \frac{f^2}{i^2}, \quad \frac{\Delta K - \Delta l}{\Delta l} = \frac{4}{45} \frac{f^2}{i^2}.$$

Im ungünstigsten Fall (Bogensehnenträger) wird $f:i$ selten größer als 0,5 sein, wofür $\Delta K - \Delta l \approx$ rund 2%.

Da beim Bogensehnenträger nur die eine Gurtung gekrümmt ist und die Wandstäbe für Totalbelastung annähernd spannungslos sind, so ist schließlich $\frac{\delta - \delta_0}{\delta_0} \leq \frac{1}{2} \cdot 20\% \leq 10\%$.

Noch bedeutungsloser ist der Umstand, dass in Folge der Nebenmomente die ursprünglich geraden Stäbe verbogen werden, somit strenggenommen die Aenderung der Knotenpunktentfernung nicht gleich der Aenderung der Stablänge l , sondern gleich der der Sehnenlänge des verbogenen Stabes gesetzt werden müsste. Der bei der Nichtberücksichtigung dieses Umstands begangene Fehler ist ein Differential höherer Ordnung, abgesehen von dem hier nicht in Betracht zu ziehenden Falle ungenügenden Trägheitsmomentes und hierdurch bedingten Ausknickens des betreffenden Stabes.

3) Bei excentrischen Knoten bzw. wenn einzelne Stäbe excentrisch befestigt sind, fallen die Netzknoten (d. h. die Verbindungslinien der Knotenpunkte) in A nicht mehr mit den Stabachsen zusammen und erleiden daher nicht nur durch die Grundkräfte, sondern auch durch die Nebenspannungen Verlängerungen. Der Unterschied zwischen der Aenderung der Knotenpunktentfernung (Netzknotenlänge) und der Verlängerung der Stabachse würde bei reibungslosen Knotengelenken am größten ausfallen und betrüge für den ungünstigsten Fall, dass die Excentricität an beiden Stabenden gleich groß ($=e$) und von gleichem Sinne wäre, $\Delta K - \Delta l = \frac{Se^2 l}{EJ}$, $\frac{\Delta K - \Delta l}{\Delta l} = \frac{e^2}{i^2}$. In Wirklichkeit ist der Unterschied $\Delta K - \Delta l$ in Folge der steifen Knotenverbindungen meist wesentlich geringer. Gewöhnlich lässt man die Knotenpunkte mit den Schnittpunkten der Gurtstäbe und der Ständer zusammenfallen. Eine etwaige excentrische Befestigung der Streben ist bei dieser Annahme ohne merklichen Einfluss auf die Durchbiegung, da die verhältnismäßig schwachen Streben an den Knoten fast vollkommen eingespannt sind, ihre einzelnen Fasern daher keine wesentlichen Längenunterschiede aufweisen können.

4) Der Umstand, dass die Belastungen z. Th. zwischen den Knotenpunkten auf die Stäbe einwirken und hierdurch Nebenmomente bedingen, ist für sich allein ohne Einfluss auf die Durchbiegung. Nur wenn gleichzeitig auch die Knoten excentrisch angeordnet sind, treten Unterschiede von ΔK und Δl bezw. von δ und δ_0 auf. Je nach der besonderen Anordnung der Knotenpunkte haben die Nebenmomente der Zwischenbelastungen und der excentrisch wirkenden Stabkräfte gleiches oder verschiedenes Vorzeichen, unterstützen sich demgemäß in ihrem Einfluss auf die Durchbiegung oder heben sich z. Th. gegenseitig auf.

II.

Sobald die Gesamtspannungen der Stäbe an einzelnen Stellen die Elasticitätsgrenze bzw. die Proportionalitätsgrenze überschreiten, nimmt der Unterschied von δ zu δ_0 zu und kann in einzelnen Fällen einen größeren Betrag erreichen, auch wenn die Stabachsen gerade sind und sich in den Knotenpunkten schneiden, d. h. auch wenn die Netzknoten mit den Stabachsen zusammenfallen. Es rührt dies davon her, dass nun nicht mehr, wie innerhalb der Elasticitätsgrenze, die Biegungsachse der betr. Querschnitte durch deren Schwerpunkt geht, oder mit anderen Worten, dass die Spannung und Verlängerung der Stabachse jetzt nicht nur von der Grundkraft S , sondern auch von den Nebenmomenten M abhängt (siehe Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1898, Seite 903).

Es bezeichne: σ die Grundspannung,
 $\sigma_0, \sigma_1, \sigma_2$ die Gesamtspannungen in der Achse und in den 2 äußersten Fasern,

$\varepsilon_0, \varepsilon_1, \varepsilon_2$ die zugehörigen Dehnungen,
 e_1 und e_2 die Abstände der äußersten Fasern von der Schwerpunktsachse,
 $T_0 = \sigma_0 : \varepsilon_0, T_1 = \sigma_1 : \varepsilon_1, T_2 = \sigma_2 : \varepsilon_2$,
 v_1 und v_2 die Nebenspannungen der 2 äußersten Fasern.

In nebenstehender Abbildung stellt die Linie $OM'B'$ die Arbeitslinie des Stabmaterials dar, deren Abscissen die Dehnungen ε , deren Ordinaten die zugehörigen Spannungen σ bedeuten. Die horizontalen Strecken MA und MB sind den Abständen der äußersten Fasern e_1 und e_2 proportional, d. h. $=\beta e_1$ und $=\beta e_2$. OM ist proportional dem Abstand der neutralen Achse vom Schwerpunkt, $=\beta n$; CM ist proportional dem Abstand der Biegungsachse vom Schwerpunkt, $=\beta c$.

Die Größen β und c erhält man aus den 2 Gleichgewichtsbedingungen:

$$\int \sigma dF = \int \sigma y dx = \int \sigma y \frac{d\varepsilon}{\beta} = \bar{\sigma} F;$$

$$\int \sigma dFz = \int \sigma yz dx = \int \sigma yz \frac{d\varepsilon}{\beta} = M,$$

wo y die zu der jeweiligen Abscisse x gehörende Querschnittsbreite, z den Abstand der einzelnen Querschnittselemente von der Biegungsachse C bezeichnet.

Die erste der beiden Gleichungen lässt sich auch in der Form schreiben:

$$\int (\sigma - \sigma_0) y dx = \int (\sigma - \sigma_0) y dx.$$

Der Abstand c zwischen Biegungsachse und Schwerpunktsachse wird gleich Null, wenn $\sigma : \varepsilon$ konstant $= E$; wenn ferner $\sigma = 0$ ist und außerdem die Arbeitslinien für Zug und für Druck kongruent sind.

Der Abstand c wird um so größer, je stärker die Arbeitslinie an der in Betracht kommenden Stelle gekrümmt ist. Am meisten wird dies der Fall sein, wenn die Grundspannung nahe an der Elasticitätsgrenze (Proportionalitätsgrenze), σ_1 außerhalb und σ_2 innerhalb derselben liegen. Hierfür ergeben sich, auch wenn sich die Grundspannung σ noch innerhalb der Elasticitätsgrenze befindet, mehr oder minder beträchtliche Vergrößerungen von δ gegenüber δ_0 , weil eben jetzt die mit der Netzklinie zusammenfallende Stabachse eine größere Dehnung erleidet, als wenn keine Nebenmomente vorhanden wären, d. h. $\varepsilon_0 > \varepsilon$.

Für den Fall, dass der Stab aus 2 Gurtungen mit verbindendem Gitterwerk besteht, kann der Unterschied zwischen ε_0 und ε in einfachster Weise bestimmt werden. Es seien beispielsweise die Grundspannung $\sigma = 1400 \text{ kg/qcm}$, die Nebenspannungen v_1 und $v_2 = +600 \text{ kg}$ bezw. -600 kg ; die Gesamtspannungen der äußersten Fasern $\sigma_1 = 1400 + 600 = 2000 \text{ kg}$ und $\sigma_2 = 1400 - 600 = 800 \text{ kg}$.

$$\text{Dann ist } \varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{1400}{2\,000\,000},$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E} = \frac{800}{2\,000\,000}, \quad \varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{T_1} = \frac{2000}{500\,000},$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} = \frac{800 + 2000 \cdot 4}{2 \cdot 2\,000\,000} = \frac{4400}{2\,000\,000},$$

$$\text{somit } \varepsilon_0 = \frac{4400}{1400} = 3,1\varepsilon.$$

Im Allgemeinen wird das Nebenmoment M und somit auch die Dehnung ε_0 für die einzelnen Stabelemente verschieden groß sein. Man erhält dann die gesamte Verlängerung der Stabachse zu $\Delta l = \int \varepsilon_0 dx$.

Sind die Nebenmomente an den beiden Stabenden von verschiedenen Vorzeichen, so sind die Nebenspannungen im mittleren Stabtheil von geringer Bedeutung und üben hier keinen Einfluss auf die Stabverlängerung aus. In den Seitentheilen ist ihr Einfluss, trotz des verschiedenen Vorzeichens der Nebenmomente, im gleichen Sinne thätig. Die Nebenspannungen erhöhen daher stets unter den gemachten Voraussetzungen die Wirkung der Grundkraft bezüglich der Stabverlängerung.

III.

Für das Verhalten von Brückenträgern bei Bruchbelastungen ergibt sich nach vorstehenden Erörterungen Folgendes:

Anfänglich sind die wirklichen Durchbiegungen δ und die unter der Voraussetzung eines Grundträgers berechneten δ_0 nur unwesentlich von einander verschieden. Die δ wachsen proportional den Belastungen P , bis die Gesamtspannungen σ einzelner Stäbe die Elasticitätsgrenze zu überschreiten beginnen; dann wachsen sie rascher als l' ,

während die δ_0 noch solange proportional den l' zunehmen, als die Grundspannungen σ innerhalb der Elasticitätsgrenze bleiben. Die Verschiedenheit von δ und δ_0 erreicht für eine bestimmte Belastung ihren größten Werth; bei weiterem Steigen der Belastungen nimmt sie wieder ab, da nunmehr die weniger gekrümmten Theile der Arbeitslinie für die Stabverlängerungen maßgebend werden und außerdem die Nebenspannungen, soweit sie von den steifen Knotenverbindungen herrühren, nach Ueberschreiten der Elasticitätsgrenze an Bedeutung verlieren (vgl. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1888, S. 813). In Uebereinstimmung mit vorstehenden Ausführungen zeigte die Bruchbelastung der Wolhusener Brücke (Bericht von Schüle), dass die Proportionalität zwischen Durchbiegung und Belastung, sobald die Spannungen, unter Einrechnung der Nebenspannungen, die Elasticitätsgrenze überschritten, aufhörte, und dass dann die Durchbiegung rascher zunahm als die Belastung, auch als die Grundspannungen noch innerhalb der Elasticitätsgrenze blieben.

Die bei Probelastungen beobachteten bleibenden Durchbiegungen können außer von Ausführungsmängeln und von zu hohen Grundspannungen auch von den Nebenspannungen herrühren, sofern letztere die Gesamtspannungen in einzelnen Stäben über die Elasticitätsgrenze hinaufdrücken. Es entstehen hierdurch unter Umständen bleibende Verlängerungen der Stabachsen und dementsprechend bleibende Durchbiegungen, auch wenn die Grundspannungen die Elasticitätsgrenze nicht überschreiten.