

# DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin  
 Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage  
 zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
 samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 14. Juni 1929

Heft 12

### Stählerne Abfange-Tragkonstruktion für das Kino im Meßpalast Petershof in Leipzig.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Willi Büttner, Lauchhammer.

Der Bau des jüngsten Meßpalastes der Leipziger Messe- und Ausstellungs-Akt.-Ges. in Leipzig, des Petershofes, gab dem Stahlbau Gelegenheit zu einer interessanten Ausführung. Auch bei diesem im wesentlichen in Eisenbeton hergestellten Gebäude war Stahlkonstruktion doch nicht ganz zu entbehren: Im Erdgeschoß des neugeschossigen Hochhauses ist ein Lichtspieltheater eingebaut. Zur Überdeckung desselben

und zur Aufnahme der darüber sich aufbauenden sieben Geschosse war infolge der aufzunehmenden außerordentlich großen Lasten eine wirtschaftliche Konstruktion, die den gegebenen räumlichen Verhältnissen Rechnung trug

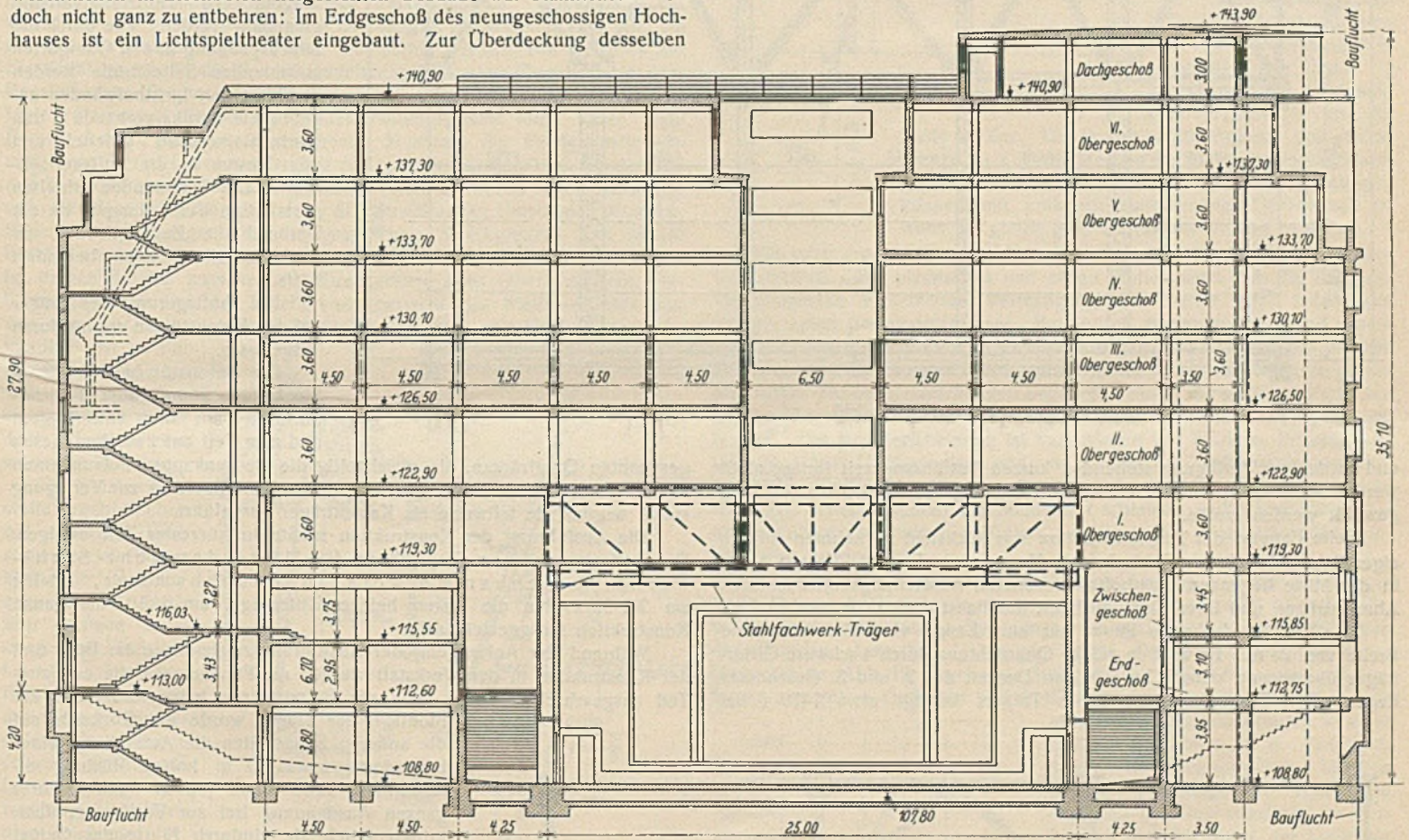


Abb. 1. Aufriß des Gesamtbauwerks mit eingezeichneter Stahlkonstruktion.

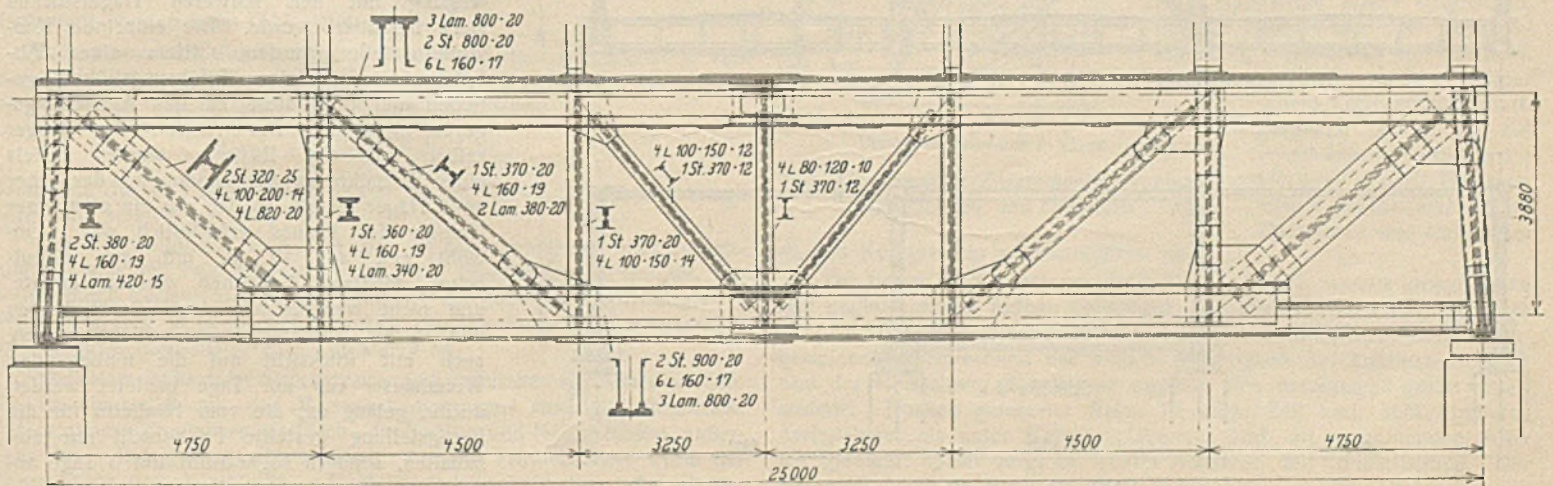


Abb. 2. Ansicht.

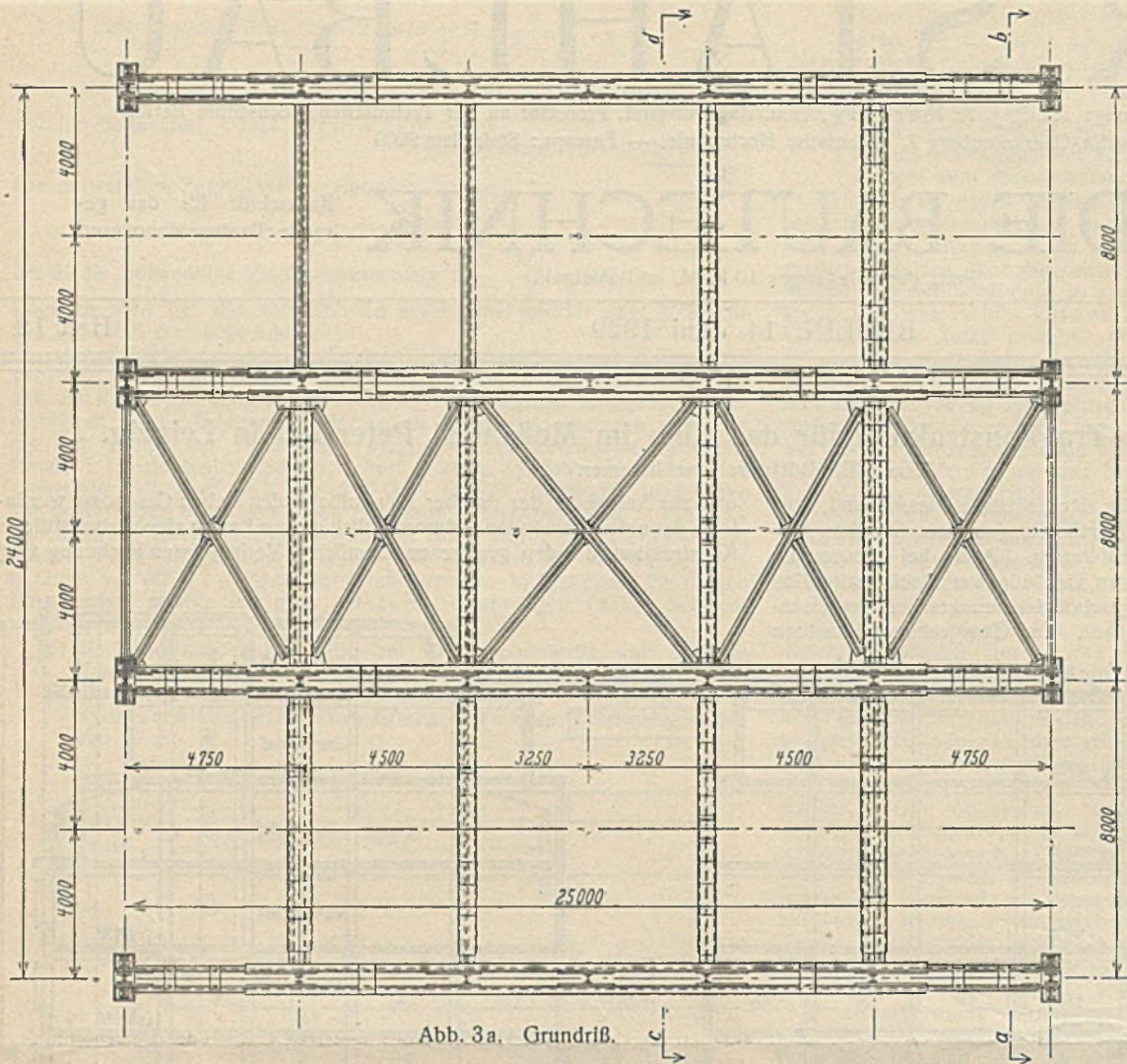


Abb. 3a. Grundriß.

einer größten Knotenpunktlast von 200 t. Die größte Gurtkraft ermittelte sich zu 1100 t. Das Gewicht des schwersten Unterzuges beträgt etwa 70 t und das Gewicht der gesamten Konstruktion etwa 320 t.

Mit Rücksicht auf die auftretenden großen Kräfte wurde die Konstruktion so ausgebildet, daß sie auf dem Unterbau in sich, ohne Zuhilfenahme von Verankerungen mit der Betonkonstruktion, standfest ist.

Abb. 1 zeigt einen Aufriß des Gesamtbauwerks mit eingezeichneter Stahlkonstruktion, Abb. 2 u. 3 Einzelheiten von deren Ausbildung.

Wegen des Lichthofes konnte nur in Höhe der Trägeruntergurte zwischen den beiden mittleren Trägern ein Horizontalverband eingebaut werden. Die durch die Druckspannung in den Obergurten auftretenden Seitenkräfte werden durch in den Lichthofwänden angeordnete Vertikalverbände in den Horizontalverband geleitet und von diesem in die Auflager geführt. Die Trägerenden erhielten portalartige Verbindungen, da ein Verband die Zugänglichkeit zu den Ausstellungskojen behindert hätte.

Die Auflagerung der Träger auf den Betonstützen erfolgt durch Trägerroste.

Die Betonstützen der oberen Stockwerke stehen zum Teil unmittelbar auf den Gitterträgern und zum Teil auf zwischen diesen

und in der zur Verfügung stehenden kurzen Ausführungszeit fertiggestellt werden konnte, in Eisenbeton nicht mehr möglich, so daß hierfür Stahl gewählt werden mußte.

Beim Entwurf der Tragkonstruktion war Rücksicht zu nehmen auf den eigentlichen Zweck des Gebäudes als Messehaus. Es galt, die um einen in der Mitte liegenden Lichthof angeordneten Ausstellungskojen in ihren Abmessungen und ihrer Zugänglichkeit möglichst wenig zu beschränken.

Der zu überdeckende Raum hat eine Länge von 36 m und eine Breite von 25 m. Er wird in seiner Querrichtung durch 4 schwere Gitterträger überspannt, deren Gurte in den Decken des 2. und 3. Geschosses liegen. Die Gesamtbelastung eines Trägers beträgt etwa 1470 t bei

gespannten Querträgern, die gleichzeitig die Deckenkappen aufzunehmen haben. Da für diese Träger nur eine beschränkte Bauhöhe zur Verfügung stand, wurden sie teilweise als Kastenträger ausgeführt.

Die Ausführung der Konstruktion mußte in kürzester Zeit erfolgen. Der Auftrag wurde am 7. 7. 28 an die Mitteldeutsche Stahlwerke, Lauchhammerwerk in Lauchhammer, erteilt; am 23. 9. sollten die ersten beiden Unterzüge, am 6. 10. die ganze Konstruktion fertiggestellt sein.

Während der Anfertigung der Ausführungszeichnungen im Büro und der Konstruktion in der Werkstatt wurden die Fundamente, die erst zum Teil ausgeschachtet waren, und die Betonstützen hergestellt. Für die

Montage der Träger wurde mit Rücksicht auf die anderen Bauarbeiten die Aufstellung einer besonderen etwa 10 m hohen Rüstung erforderlich; diese stand jedoch nicht in ihrer ganzen Ausdehnung frei zur Verfügung, denn mitten durch sie hindurch führte das Gerüst einer Gußbetonanlage, wodurch die freie Bewegung mit den schweren Trägerstücken stark behindert wurde. Die einzelnen Konstruktionsteile wurden mittels eines Abladebockes auf eine Zuführungsbühne gehoben und über diese auf das Aufstellengerüst gewalzt. Der Aufbau der Träger selbst auf der Rüstung wurde mittels eines Portalkranes vorgenommen, der über zwei Träger reichte, so daß nur ein einmaliger Umbau des Kranes erforderlich war. Obwohl erst am 10. 9. mit der eigentlichen Montage begonnen werden konnte, und nicht weniger als etwa 13 000 Nieten von 25 mm Durchmesser zu schlagen waren, auch mit Rücksicht auf die umliegenden Wohnhäuser nur am Tage genietet werden durfte, gelang es, die vom Bauherrn für die Fertigstellung gestellte Frist nicht nur einzuhalten, sondern sogar noch um 3 Tage abzukürzen.

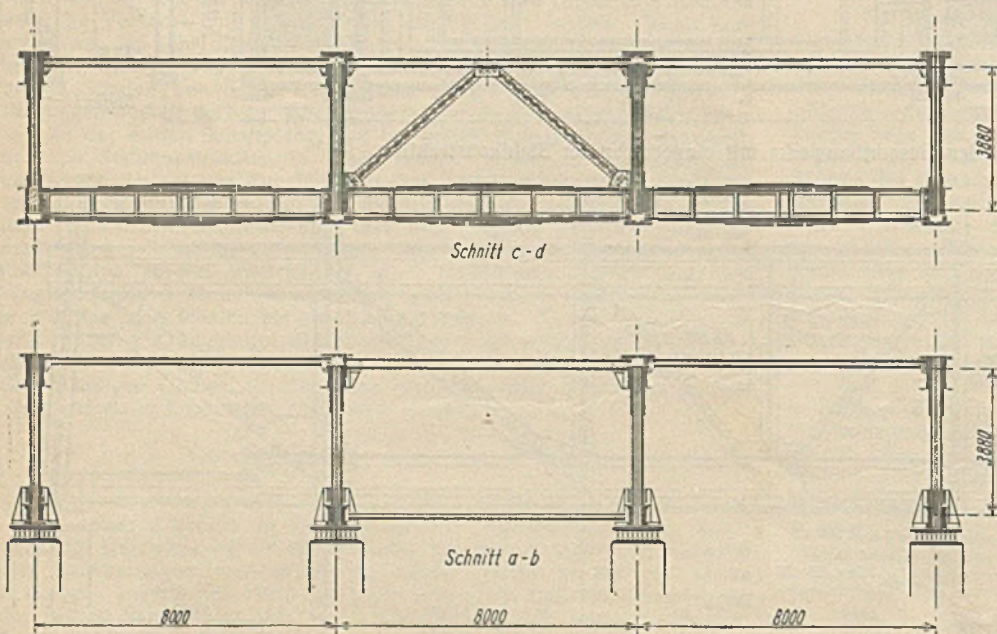


Abb. 3b. Schnitte.

Alle Rechte vorbehalten.

## Von den allgemeinen Grundlagen der Festigkeitsrechnung.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.  
(Schluß aus Heft 11.)

Um den Einfluß der Zeit (Versuchsgeschwindigkeit) auszuschalten, wird auf jeder Laststufe so lange gewartet, bis sich ein Gleichgewichtszustand zwischen den äußeren und inneren Kräften selbsttätig herausgebildet hat, bis also die Spiegel oder Zeiger des Meßgerätes zur Ruhe gekommen sind. Der „statische“ Zugversuch ist ein Grenzfall, dem der andere Grenzfall Rück-, Schlag- oder Stoßversuch, bei dem die Versuchszeit sehr klein, nahezu gleich Null ist und den Dehnungen keine Zeit zur Auswirkung gelassen wird, gegenübersteht.

Beim statischen oder Gleichgewichtsversuch wird zwischen federnder (elastischer) Dehnung  $\epsilon$  und bleibender Dehnung  $\eta$  unterschieden. Für jede Laststufe wird, nachdem der Gleichgewichtszustand sich eingestellt hat, die Gesamtdehnung  $\delta = \epsilon + \eta$ , sodann nach dem Entlasten die bleibende Dehnung  $\eta$  gemessen. Die federnde Dehnung folgt aus  $\epsilon = \delta - \eta$ .

Durch den statischen Zugversuch wird festgestellt, ob und inwieweit der Baustoff einen elastischen und plastischen Bereich besitzt oder bildsam ist. Mit Elastizitätsgrenze wird die Spannungsgrenze bezeichnet, bei der die Formänderung elastisch umkehrbar ist. Dabei ist nicht wesentlich, ob die Spannungen den Dehnungen proportional sind oder ob ein anderes Elastizitätsgesetz gilt. Im ersten Bereich von Null bis zur Elastizitätsgrenze ist die Spannungsdehnungslinie eine Gerade, wenn der Baustoff dem Proportionalitätsgesetz entspricht, oder eine gekrümmte Linie, die einem Exponential- oder Potentialgesetz folgt. Der erste Bereich kommt für die überwiegende Mehrzahl der Festigkeitsberechnungen in Betracht. Im zweiten Bereich zwischen ausgeprägter Elastizitätsgrenze und Streckgrenze treten neben elastischen noch bleibende Formänderungen auf. Der Baustoff verhält sich unter den obwaltenden Umständen plastisch. Bildsame Stoffe zeigen keine ausgesprochene Streckgrenze. Der zweite Bereich ist in besonderen Fällen praktisch ohne Bruchgefahr ausnutzbar. Im dritten Bereich zwischen der Streckgrenze oder einer gewissen Verformungsgrenze und der Bruchgrenze herrscht die bleibende Dehnung vor, die mit einer starken Gefügeänderung, z. T. mit Verfestigung verbunden ist. Für plötzliche und gewaltsame Beanspruchung bildet dieser dritte Bereich eine wertvolle Reserve.

Die meisten Baustoffe ergeben schon bei niedrigem Laststufenbereich kleine bleibende Dehnungen. So ist durch sehr genaue Messungen bei Flußstähen im elastischen Bereich eine von der Hookeschen Geraden abweichende schwach gekrümmte Linie festgestellt worden, die durch die Gleichung

$$\delta = \epsilon + \eta = \frac{\sigma}{E} + f(\sigma)$$

dargestellt werden kann (Abb. 10a).

Indem man sich die Hookesche Gerade  $0\beta$  über den Punkt  $\beta$  verlängert denkt, kann man auch den Verlauf der Spannungsdehnungslinie im plastischen Bereich durch eine Funktionsgleichung

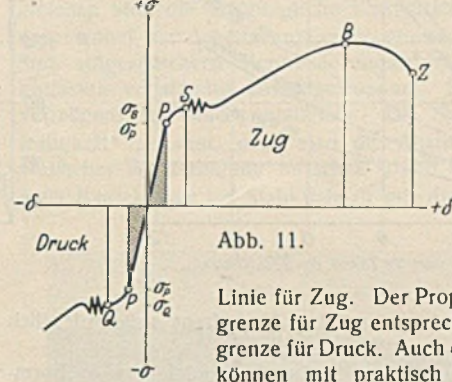
$$\delta = \epsilon + \eta = \frac{\sigma}{E} + f(\sigma - \sigma_{\beta})$$

darstellen, die als Formänderungsgesetz im plastischen Bereich neuerdings eine Rolle spielt (Abb. 10b).

Die Feststellungen sind von der Versuchsanordnung und -durchführung, von den Feinmeßgeräten und ihrer Handhabung beeinflusst. So wurde durch Verfeinerung der Messungen bei Stählen die Elastizitätsgrenze tiefer gefunden; ja es erscheint fraglich, ob überhaupt eine ausgeprägte ursprüngliche Elastizitätsgrenze vorhanden ist.

Ebensowenig kann die Streckgrenze als feststehende angesehen werden. Sie ist einesteiils von den Versuchsbedingungen abhängig (Rundstäbe liefern andere Ergebnisse als Flach-, Profilstäbe und Hohlzylinder), außerdem durch Belastungsgeschwindigkeit, Art der Prüfmaschine, Form der Einspannung usw. beeinflusst, andernteils sind Erscheinungen, die mit der

Vorbereitung des Materials, dem Kaltrecken und der verschiedenen Wärmebehandlung beim Walzen zusammenhängen, experimentell nicht zu erfassen. Man unterscheidet eine obere und untere Streckgrenze. An der oberen Streckgrenze, die stark von Zufälligkeit der Versuchsdurchführung beeinflusst ist, wird der Zustand des Werkstoffes labil, die Streckspannung ist von der Geschwindigkeit der bleibenden Verformung (Fließgeschwindigkeit) abhängig. Für den Konstrukteur, der mit stabilen Zuständen zu tun hat, kommt nur die untere Streckgrenze in Betracht. Sie wird beim statischen Versuch dadurch erhalten, daß der Antrieb der Zerreiß-, Druck- oder Verdrehungsmaschine abgestellt wird oder stehenbleibt und dann längere Zeit zugewartet wird, bis der stabile Zustand erreicht ist.



Führt man den Druckversuch in ähnlicher Weise aus wie den Zugversuch und wertet ihn ebenso aus, so erhält man wiederum eine Spannungsdehnungslinie. Bei Flußstähen verläuft die Spannungsdehnungslinie für Druck in bezug auf den Nullpunkt polarsymmetrisch zu der Linie für Zug. Der Proportionalitätsgrenze und Streckgrenze für Zug entsprechen die  $\beta$ -Grenze und Quetschgrenze für Druck. Auch die entsprechenden Spannungen können mit praktisch hinreichender Genauigkeit jeweils als gleich groß angesehen werden (Abb. 11).

Dagegen ergeben sich im dritten Bereich jenseits der Quetschgrenze Unterschiede. Bei plastischen und zähen Stoffen setzt sich die nach der Quetschgrenze einsetzende Verfestigungslinie weiter fort, indem der Körper weiter breitgedrückt wird. Bei Stoffen mit plastischem und zähem Verhalten kann deshalb von einer Druckfestigkeit nicht gesprochen werden. Praktisch ist die Verwendbarkeit solcher Stoffe durch das Eintreten großer bleibender Zusammendrückungen begrenzt. Stoffe mit sprödem Verhalten ergeben dagegen beim Druckversuch meistens Gleit- oder Verschiebungsbrüche. Die Brucherscheinung ist verschieden bei Würfeln, Prismen von größerer Höhe, Hohlzylindern und von der Art der Kraftübertragung (Einspannung, Endflächenreibung, teilweise Belastung) in den Druckflächen abhängig. Hierzu kommt die Sonderheit schlanker gedrückter Stäbe, bei denen Knickerscheinungen auftreten, auf die jedoch hier nicht näher eingegangen werden soll.

Statische Druckversuche an natürlichen Steinen und Beton, die von Bach, Baumann, Graf durchgeführt worden sind, ergaben bis zu verhältnismäßig hohen Belastungen Spannungsdehnungslinien, die nur wenig von der Geraden abweichen. Dagegen zeigte das Elastizitätsmaß größere Unterschiede (Abb. 12, Ergebnisse Stuttgarter Versuche für sechs Gesteine, ferner von gutem Gußeisen und Flußstahl). Bemerkenswert ist die Feststellung, daß bei grobkörnigen, weniger dichten Gesteinen (z. B. Buntsandstein) die Dehnungslinie in den höheren Belastungsstufen steiler wird und daß die Dehnungslinie der Entlastung deutlich unter der Linie der Belastung liegt, so daß beide Linien eine eigenartige scharf ausgeprägte Schleife bilden (Abb. 13). Diese Erscheinung weist darauf hin, daß beim Zusammendrücken solcher Körper innere Verlagerungen stattgefunden haben, die auf verschiedenes Verhalten der kleinsten Teile (Gesteinskörner und Bindemittel), auf Hohlräume und Reibungen

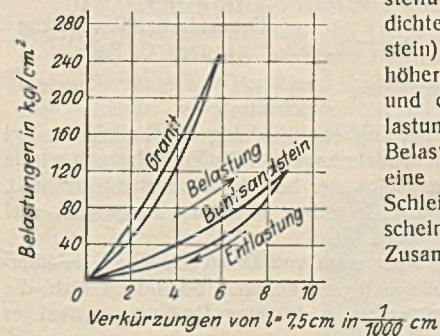


Abb. 13. Gesamte Zusammendrückungen beim Belasten und Entlasten.

an den Korngrenzen zurückzuführen sind.

Der Beton zeigt in seinem elastischen Verhalten, seinem grobgefügtigen und ungleichartigen Aufbau (Steinstücke mit Bindemittel umkleidet, mehr oder weniger dicht gelagert) Ähnlichkeit mit den natürlichen Sedimentgesteinen. Entsprechend der Verschiedenartigkeit der Zusammensetzung und der Herstellung des Betons ergeben sich naturgemäß große Unterschiede. Trocken gelagerter Beton ist kurze Zeit nach dem Abbinden nachgiebiger als unter Wasser gelagerter, wird mit zunehmendem Alter nachgiebiger, später zeigt er wieder Abnahme der Formänderung. Der Beton ist durch die bekannten Schwinderscheinungen mit Verspannungen

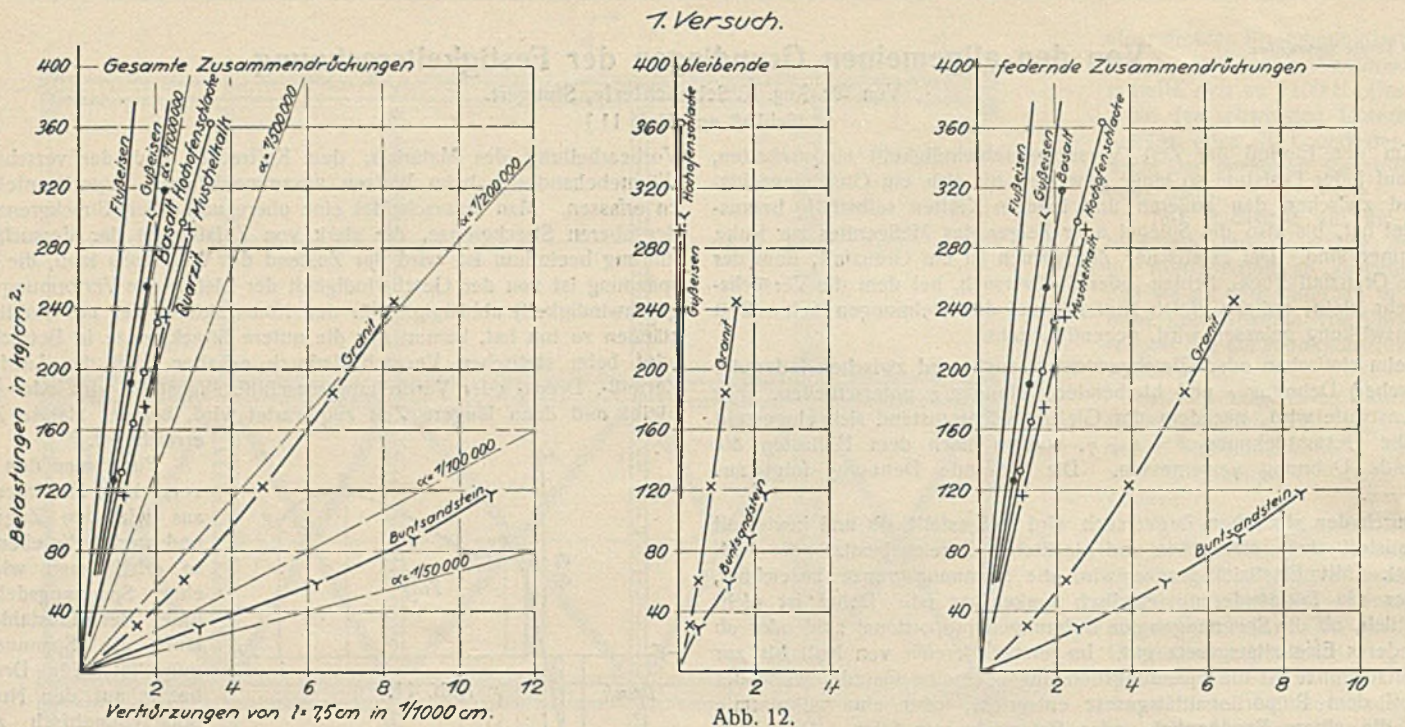
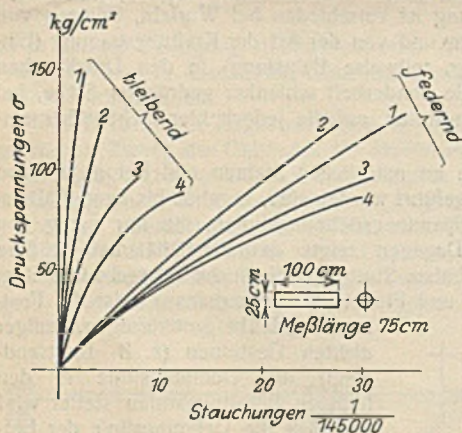


Abb. 12.

behaftet, die die Erforschung des elastischen Verhaltens außerordentlich erschweren.

Was allgemein über die gesamten, bleibenden und federnden Formänderungen gesagt wurde, gilt sinngemäß auch für Beton. Das Verhalten gleich großer Versuchskörper aus Beton, Zementmörtel und reinem Zement bei Druckbelastung ist aus Abb. 14 zu ersehen (nach Bach). Die Linien der elastischen Verkürzungen sind am stärksten gekrümmt bei Beton, weniger bei Zementmörtel, am wenigsten bei Zement. Die Neigung zu bleibender Verformung schon unter kleinen Belastungen ist bei Beton am stärksten, bei Zementmörtel kleiner, bei Zement am kleinsten. Je feiner also das Gefüge ist, um so mehr scheint sich hiernach die Linie der federnden Verformungen der Geraden zu nähern.



- 1 Reiner Zement.
- 2 Zementmörtel: 40 Raumteile Zement, 60 Raumteile Sand.
- 3 Beton: 11,8 Raumteile Zement, 29 Raumteile Sand, 59 Raumteile Kies.
- 4 Beton: 6,2 Raumteile Zement, 31 Raumteile Sand, 62 Raumteile Kalkschotter.

Abb. 14. Druckelastizitätsversuche nach C. Bach.

Das Verhalten des Betons bei Zugbeanspruchung ist ähnlich wie bei Druck. Die Neigung der Spannungsdehnungslinie für Zugbelastung wurde im Koordinatenursprung nahezu gleich der bei Druckbelastung ermittelt, wenn die Proben gleichzeitig aus derselben Mischung hergestellt und genau gleich behandelt worden sind.

Die Auswertung von Zug-, mehr noch von Druckversuchen im überelastischen Bereich macht große Schwierigkeiten. So lassen sich die wirklichen Beanspruchungen in einem gedrückten Probekörper, sei es Würfel oder Prisma, keinesfalls durch die einfache Gleichung  $\sigma = \frac{P}{F}$  erfassen, noch weniger die Beanspruchungen, die zum Bruch längs von Gleitflächen führen, weil hierfür offenbar die Schubspannungen längs dieser Gleitflächen von ausschlaggebendem Einfluß sind. Aus der Verformung eines aus einzelnen Schichten von Blei zusammengesetzten Würfels (Abb. 15) läßt sich erkennen, daß die wagerechten Schichten sich im Würfel krümmen, während die Druckplatten der Druckpresse nahezu eben bleiben. Diese wirken zunächst wie eine Einspannung der gedrückten Fläche, die Querdehnung unter den Platten wird außerdem durch die Endflächenreibung verhindert. Es liegt also ein recht kompliziertes Spannungsproblem vor. Zur Aus-

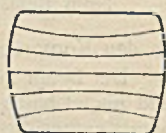
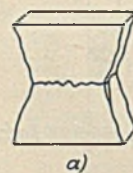
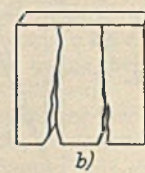


Abb. 15.

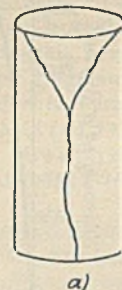
wertung der Versuche gehört die Kenntnis des Einflusses der Endflächenreibung und Einspannung, des Maßes der unbehinderten Querdehnung (Poissonsche Zahl) und der weiteren Stoffwerte, Elastizitätsmaß, Fließ- und Quetschgrenze. . . Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden, hat solche Untersuchungen für die Betonwürfelprobe, die bekanntlich die Grundlage der Betonprüfung nach den Beton- und Eisenbetonbestimmungen bildet, durchgeführt.<sup>19)</sup> Er fand die Bruchbelastung des Würfels ohne Endflächenreibung nur halb so groß wie die beim gewöhnlichen Druckversuch ermittelte Würfelbruchlast. Bei drei aufeinandergestellten Würfeln betrug die Abminderung der Bruchbelastung nur die Hälfte, bei gleich hohen Säulen ohne Endflächenreibung wurde  $\frac{6}{10}$ , mit Endflächenreibung  $\frac{8}{10}$  der Würfelbruchlast erreicht. (Abb. 16 zeigt einige charakteristische Bruchbilder.) Die Hüllkurve der Grenzstände in Mohrscher Darstellung wurde befriedigenderweise bestätigt gefunden. Gehler folgert aus den



a) Würfeldruckprobe



b) gewöhnlicher Versuch  
b) Druckflächen mit Stearin beschmiert.



a) Säulendruckprobe

a) gewöhnlicher Versuch mit Endflächenreibung  
b) Druckflächen mit Stearin beschmiert.

Abb. 16.

Versuchen auf Grund der Mohrschen Bruchhypothese, daß die Würfel- und Säulenfestigkeit, mit der Druckpresse in üblicher Weise ermittelt, gleich der Biegedruckfestigkeit ist.

Gegenüber dem Zug- und Druckversuch mit annähernd gleichmäßiger Spannungsverteilung ist bei dem Biegeversuch nach Abb. 17 die Spannungsverteilung von vornherein ungleichmäßig. Die größten Spannungen treten in dem Querschnitt unter dem Angriffspunkt der Last auf, in diesen Querschnitt kommt zuerst die äußerste Schicht an die Beanspruchungsgrenze, während der übrige Teil weniger beansprucht wird, gleichsam eine Reserve bildet. Im elastischen Bereich darf, soweit die Dehnungen proportional den Spannungen wachsen, ein Ebenbleiben der Querschnitte vorausgesetzt werden. Hierfür gilt die Naviersche Biegeformel. Bei Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls ist die Spannungsdehnungslinie gekrümmt. Weitere Abweichungen ergeben sich aus ungleichem Ver-

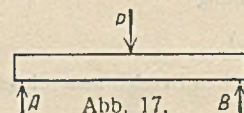


Abb. 17.

<sup>19)</sup> Die Würfel- und Säulenfestigkeit als Grundlage der Betonprüfung und die Sicherheit von Beton- und Eisenbetonbauten von Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden. Bericht über die XXX. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins.

halten bei Zug- und Druckbeanspruchung. Zur Auswertung der Biegeversuche braucht man die Spannungsdehnungslinie für einfache Zug- und Druckbelastung. Nimmt man die Naviersche Hypothese, wonach die Querschnitte eines Balkens bei Biegung eben bleiben, auch hierfür als zutreffend an, so wird die Linie der Längenänderungen durch die Gerade  $DD'$ , die Linie der Spannungen durch die Kurve  $EOE''$  dargestellt sein (Abb. 18). Da bei der letzteren die Ordinaten proportional den Dehnungen sind, so stimmt die Kurve  $EOE'$  mit der Linie der durch die statischen Zug- und Druckversuche ermittelten Längenänderungen überein.<sup>20)</sup>

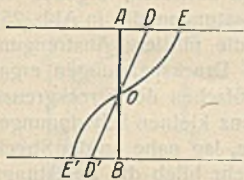


Abb. 18.

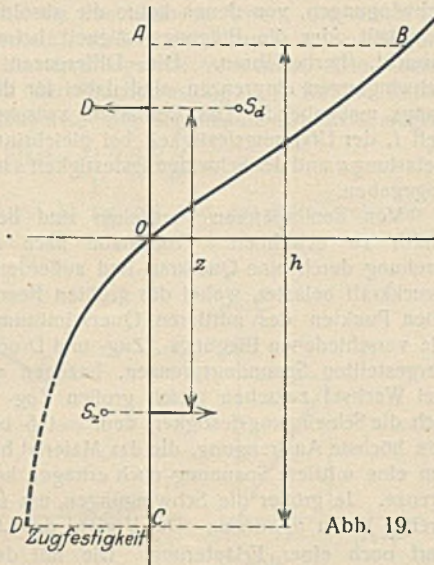


Abb. 19.

In Abb. 19 ist eine solche Längenänderungslinie für Beton dargestellt, unter der wir uns also die Spannungsverteilung in einen rechteckigen Betonbalkenquerschnitt denken können. Der Inhalt der Fläche über der neutralen Schicht stellt die Druckkraft im Querschnitt, der unter der neutralen Schicht die gleichzeitig wirkende Zugkraft vor. Aus der Gleichgewichtsbedingung folgt Flächengleichheit, da in jedem Querschnitt die Zugkraft = der Druckkraft sein muß. Alle Abszissen, die an der Formänderungslinie oben und unten gleiche Flächen abschneiden, stellen also zusammengehörige Druck- und Zugspannungen vor. Das Moment der inneren Kräfte  $Dz = Zz$  ( $Z$  Abstand der Flächenschwerpunkte) ist gleich dem Biegemoment der äußeren Kräfte in bezug auf den betrachteten Querschnitt. Es läßt sich daher, sofern eine bestimmte Randspannung oben oder unten festgesetzt wird, das Moment in einer Funktion von  $h^2$  ausdrücken. Wird z. B. als Grenze der unteren Randspannung die Zugfestigkeit gewählt, so ergibt sich das größte Moment, das ohne Bewehrung aufgenommen werden kann.

**Dauerversuche mit oftmals wiederholten Belastungen.<sup>21)</sup>**

Wird ein Stab auf Zug bis zu einer Spannung  $\sigma_1$ , die unterhalb der Elastizitätsgrenze  $\sigma_k$  liegt, belastet und wieder entlastet, so treten bei Wiederholung der Be- und Entlastung keine nennenswerten bleibenden Dehnungen hinzu. Die im Stab aufgespeicherte Formänderungsarbeit wird nach jeder Entlastung zurückgewonnen. Das Arbeitsvermögen kann durch derart wiederholte Belastungen nicht erschöpft werden.

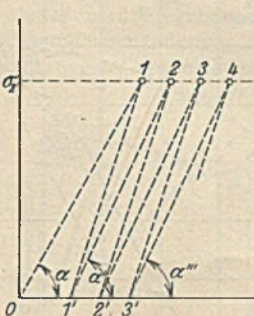


Abb. 20.

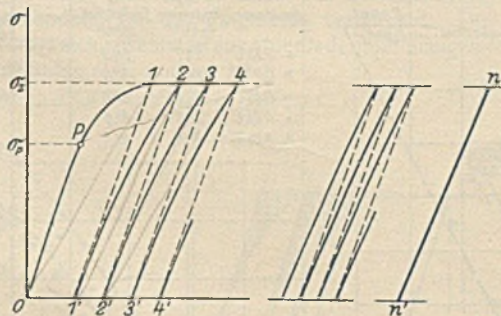


Abb. 21.

Wird ein Stab bis zu einer Spannung  $\sigma_2$ , die etwas über der ursprünglichen Elastizitätsgrenze liegt, belastet und wieder entlastet, so ergibt sich im Spannungsdehnungsdiagramm ein Linienzug  $011'$ , worin der Abszissenabschnitt  $01'$  die bleibende Dehnung darstellt (Abb. 20). Wird wieder bis zur Zugspannung  $\sigma_3$  belastet, so ergibt sich der Linienzug  $1'22'$ , wobei der Neigungswinkel  $22'$  gegen die Dehnungsachse kleiner als der  $11'$  geworden ist. Bei weiteren Belastungen wiederholt sich das Spiel, bis schließlich Ausgleichzustand erreicht wird, in dem nur noch federnde Dehnungen auftreten. Die Elastizitätsgrenze ist durch derart wiederholte Belastungen von  $\sigma_1$  auf  $\sigma_2$  gehoben worden. Wird bei

dem Versuch für jede gleichmäßig aufsteigende und abfallende Belastung die Spannungsdehnungslinie ( $\sigma-\delta$ -Linie) auf Grund von Zwischenbeobachtungen aufgetragen, so ergibt sich der in Abb. 21 dargestellte Linienzug. Wird nach Eintritt des Ausgleichzustandes die Belastung auf  $\sigma_3, \sigma_4, \dots$  gesteigert, so treten neue bleibende Formänderungen hinzu. Durch oftmalige Wiederholung werden neue Ausgleichzustände gefunden, bei denen nur elastische Formänderungen auftreten, bis schließlich eine Belastung erreicht wird, unter der das Material dauernd nachgibt, also außer den federnden Formänderungen fortdauernd wachsende bleibende Formänderungen erfährt. Die Grenzbelastung, die nach einer mehr oder minder großen Zahl von Wiederholungen — von Null aus bis zu dem Wert  $\sigma_u$  ansteigend und wieder abfallend — eben nur federnde Formänderungen hervorruft, wird sinngemäß als gehobene Elastizitätsgrenze unter den obwaltenden Umständen und als diejenige Spannungsgrenze aufzufassen sein, die dem Material — in gleicher Weise oftmals auftretend — höchstens zugemutet werden darf.

Im plastischen Bereich kann durch die wiederholte Beanspruchung im gleichen Sinn die ursprüngliche Elastizitätsgrenze  $\sigma_{el}$  bis  $\sigma_u$  gehoben werden, wobei der Arbeitsvorgang zu einem rein elastischen wird. Die im Stab aufgespeicherte Formänderungsarbeit wird also nach jedesmaligem Entlasten vollständig zurückgewonnen. Eine Erschöpfung des Arbeitsvermögens ist daher unmöglich. Die Spannungsgrenze  $\sigma_u$  „Ursprungsfestigkeit“ genannt, d. h. also die Anstrengung, die der Baustoff trotz vielfacher Wiederholung zwischen 0 und  $\sigma_u$  gerade noch erträgt, stimmt nach Bauschinger bei Stahl nahezu mit der unteren Streckgrenze überein.

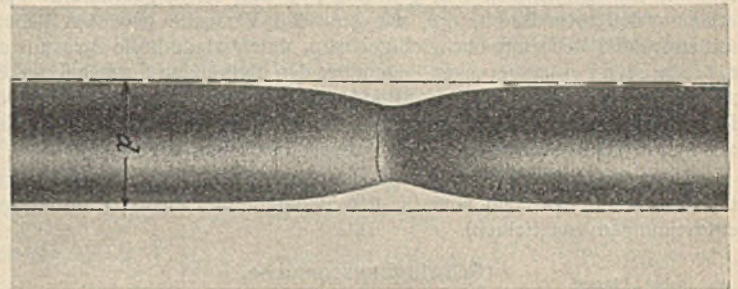


Abb. 22.

Während das Flußeisen beim gewöhnlichen Zugversuch vor dem Bruch bedeutende Verlängerung und Einschnürung nach Abb. 22 erfährt, tritt unter oftmals wiederholten Lasten, die die Ursprungsfestigkeit erreichen oder wenig überschreiten, ein spröder Bruch ein. Man findet scharfe Bruchränder ohne mit bloßem Auge wahrnehmbare Formänderungen des Stoffes im Eintrittsgebiet des Risses. Ähnliche Ergebnisse wie die oftmals wiederholten Zugbeanspruchungen liefern Druckbeanspruchungen bis zur Quetschgrenze oftmals wiederholt bei Stoffen, die eine zum Spannungsdehnungsdiagramm polarsymmetrische Spannungsdehnungslinie aufweisen. Dagegen ergeben Belastungen über der Quetschgrenze ein abweichendes Verhalten. Die Vorgänge, die den Bruch von Flußeisen bei oftmals wiederholter Belastung in gleichem Sinn einleiten, werden folgendermaßen erklärt<sup>22)</sup>:

Das Flußeisen ist ein Haufwerk von Kristalliten verschiedener Größe und regelloser Orientierung. Im Gefügebild des gegliederten, langsam abgekühlten Eisens sitzen zwischen Ferritkörnern (Abb. 23, hell) Inseln aus einem Gemenge von Ferrit und Cementit (Abb. 23, dunkel). Die elastischen Eigenschaften der Bestandteile sind ungleich. Überdies sind die unter hoher Temperatur entstandenen Körner wegen gegenseitiger Behinderung beim Erstarren mit inneren, örtlich verschiedenen Anfangsspannungen behaftet. Dazu sind noch Spannungen durch Walzen, Schmieden, Recken hinzugekommen. Die inneren Spannungen an den Korngrenzen und in den Körnern dürften also erhebliche Unterschiede aufweisen. Bei wiederholter Belastung im gleichen Sinne können die inneren Spannungen sich aus-

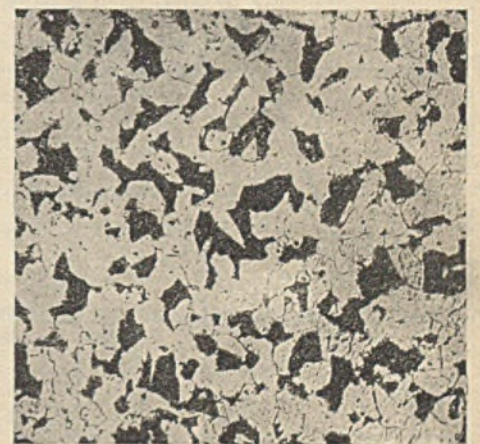


Abb. 23.

<sup>22)</sup> O. Graf, Über die Elastizität der Baustoffe. „Die Bautechnik“, Jahrgang 1926, Heft 33 bis 38.

<sup>20)</sup> Mörsch, Der Eisenbetonbau, Konrad Wittwer Verlag.

<sup>21)</sup> O. Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1929.

gleichen, örtlich auch wohl verstärken, es werden kleine bleibende Formänderungen an verschiedenen Stellen stattfinden, bis sich das Gefüge auf die jeweilige Belastung eingerichtet und sich ein neuer Gleichgewichtszustand herausgebildet hat, mit dem nur noch federnde Formänderungen auftreten<sup>23)</sup>. Die bleibenden Formänderungen einzelner Körner und Korn-teile führen schließlich zu örtlichen Rißchen, die sich unter wiederholten Wirkungen der gleichen oder höheren Lasten allmählich auf eine größere Fläche bis zum deutlich wahrnehmbaren Riß ausdehnen.

Dauerversuche mit oftmals wiederholter Druckbelastung und Entlastung von Naturstein- und Betonkörpern haben ergeben, daß auch bei ihnen die Formänderungen innerhalb eines gewissen Belastungsbereichs sich mehr oder minder rasch einem Grenzwert nähern, so daß schließlich nur noch federnde Formänderungen auftreten. Bei Überschreitung einer gewissen Belastungsgrenze findet schließlich ein Ausgleich der Formänderungen nicht mehr statt, die bleibenden Formänderungen nehmen zu, bis die Zerstörung eintritt. Die Last, die eben noch dauernd ertragen werden kann und etwas unter der Dauerbruchgrenze liegt, bei der sich also der Baustoff nach oftmaliger Wiederholung der Anstrengung gerade noch elastisch verhält, kann wieder sinngemäß als natürliche Elastizitätsspannungsgrenze der betreffenden Belastungsart bezeichnet werden. Die Dauerfestigkeit  $D_u$ , an Stein- und Betonprismen festgestellt, darf nach Graf und Probst höchstens zu 0,6 der statischen Bruchfestigkeit angenommen werden.

Werden die Formänderungen in aufeinanderfolgenden Laststufen aufgezeichnet, so ergeben sich Dehnungslinienzüge, wie sie beispielsweise in Abb. 24 dargestellt sind (Graf<sup>22)</sup>). Die Belastungslinien  $a, b, e, f$  und  $i, k$  und die Elastizitätslinien  $c, d, g, h$  und  $l, m$  sind leicht gekrümmt. Man erkennt, daß beim Beton, der, wie statische Versuche bewiesen haben, mit steigender Belastung nachgiebiger wird, durch wiederholte Belastungen die federnden Formänderungen gegenüber den bleibenden Formänderungen zunehmen, bis ein Ausgleichzustand erreicht ist, bei dem nur noch federnde Formänderungen auftreten. Diese Erscheinung weist wieder auf innere Gefügeänderungen und Vorspannungsänderungen hin.

Versuche mit wiederholter Biegebelastung sind bisher weniger gemacht worden. Sie sind aber für den Bauingenieur wichtig (Ermüdungserscheinungen von Balken).

**Schwingungsversuche.**

Die ersten praktisch wichtigen Aufschlüsse über die Schwingungsfestigkeit stählerner Wellen sind Wöhler zu verdanken. Auf Biegung beanspruchte zylindrische Stäbe aus Stahl wurden so gedreht, daß bei jeder Umdrehung in jedem Punkt eines Querschnitts, mit Ausnahme des

<sup>23)</sup> Gough, The fatigue of Metals, 1924, ist es gelungen, derartige bleibende örtliche Formänderungen weit unterhalb der Grenze der Dauerfestigkeit nachzuweisen.

Schwerpunktes, eine größte Zug- und eine dieser gleich große Druckspannung mit stetem Übergang von der einen zur anderen wechselte (Belastung der auf Biegung beanspruchten Wellen). Wöhler<sup>24)</sup> hat die Ergebnisse seiner Untersuchungen in folgenden Satz zusammengefaßt:

Der Bruch des Materials läßt sich durch vielfach wiederholte Schwingungen, von denen keine die absolute Bruchgrenze, also die Zugfestigkeit oder die Biegungsfestigkeit beim gewöhnlichen Bruchversuch erreicht, herbeiführen. Die Differenzen der Spannungen, die die Schwingungen eingrenzen, sind dabei für die Zerstörung des Zusammenhangs maßgebend. Das Verhältnis zwischen der statischen Bruchfestigkeit  $t$ , der Ursprungsfestigkeit bei gleichsinniger (an- und abschweller) Belastung  $u$  und der Schwingungsfestigkeit  $s$  hat Wöhler zu  $t : u : s = 3 : 2 : 1$  angegeben.

Von den späteren Versuchen sind besonders die von Moore und Smith zu erwähnen. Probestäbe nach Abb. 25 unter fortdauernder Drehung durch eine Querkraft und außerdem achsial mit einer Zug- oder Druckkraft belastet, wobei die größten Beanspruchungen nacheinander an allen Punkten des mittleren Querschnitts auftreten, ergaben für die verschiedenen Biegungs-, Zug- und Druckbelastungen die in Abb. 25b dargestellten Spannungsgrenzen, bezogen auf die mittlere Anstrengung bei Wechsel zwischen gleich großen Zug- und Druckspannungen ergab sich die Schwingungsfestigkeit dem  $= 0,5$ - bis  $0,6$ fachen der Streckgrenze. Die höchste Anstrengung, die das Material bei ganz kleinen Schwingungen um eine mittlere Spannung noch ertragen konnte, lag nahe an der Streckgrenze. Je größer die Schwingungen, um so mehr blieb die Belastungsgrenze hinter  $\sigma_s$  zurück. Der Verlauf des Linienzuges bei den Spitzen bedarf noch einer Erläuterung. Die mit dem gewöhnlichen Zugversuch ermittelte statische Bruchfestigkeit liegt erheblich über der Streckgrenze. Sie darf jedoch in den Linienzug nicht einbezogen werden, da sie ganz anderen Verhältnissen und Bedingungen entspricht. Die Spitze zeigt die Grenze an, die ganz kleinen Schwingungen und dauernder Einwirkung der Höchstzugkraft entspricht. Da ganz ruhende Belastung bei Bauteilen kaum vorkommt, die Belastungen, die nur Zug- oder Druckanstrengungen hervorrufen, in mehr oder weiten Grenzen schwanken, selten bis auf Null zurückgehen und meist mit kleinen Schwingungen verbunden sind, so ergibt sich die Folgerung, daß die unter Annahme ruhende Last errechnete Grenzspannung das  $0,8$ fache der Streckgrenze nicht überschreiten darf.

**Arbeit, Arbeitsvermögen.<sup>25)</sup>**

Beim einfachen Zugversuch ist das Energieumwandelungsgesetz durch die Lastlängenänderungslinie dargestellt, indem die von ihr umgrenzte

<sup>24)</sup> Wöhler, „Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl“, Berlin 1870. Sonderdruck aus der Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1870.

<sup>25)</sup> C. v. Bach u. R. Baumann, Elastizität und Festigkeit, Berlin, Verlag von Julius Springer, 1. bis 10. Auflage.

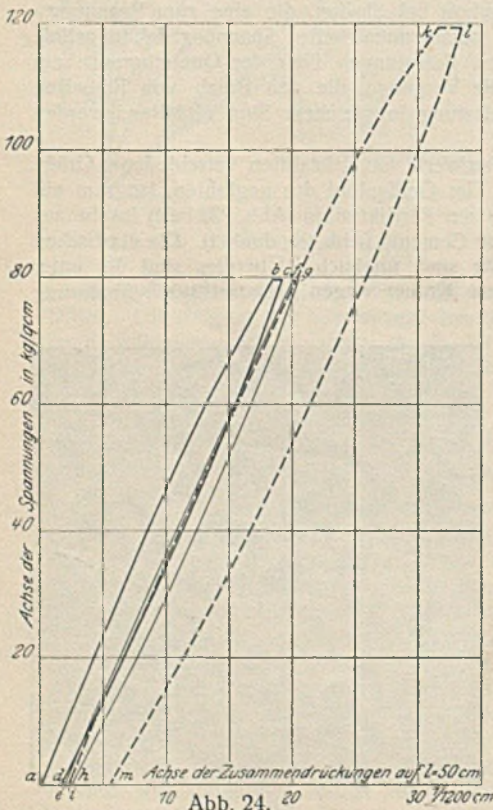
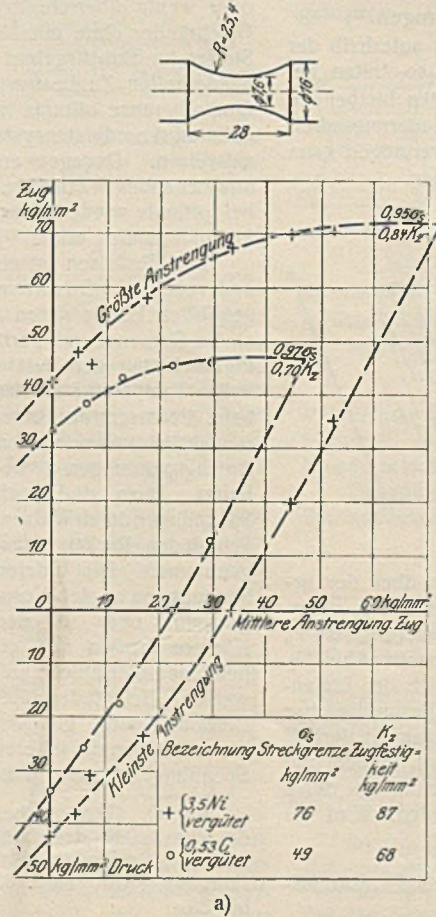


Abb. 24.



a)

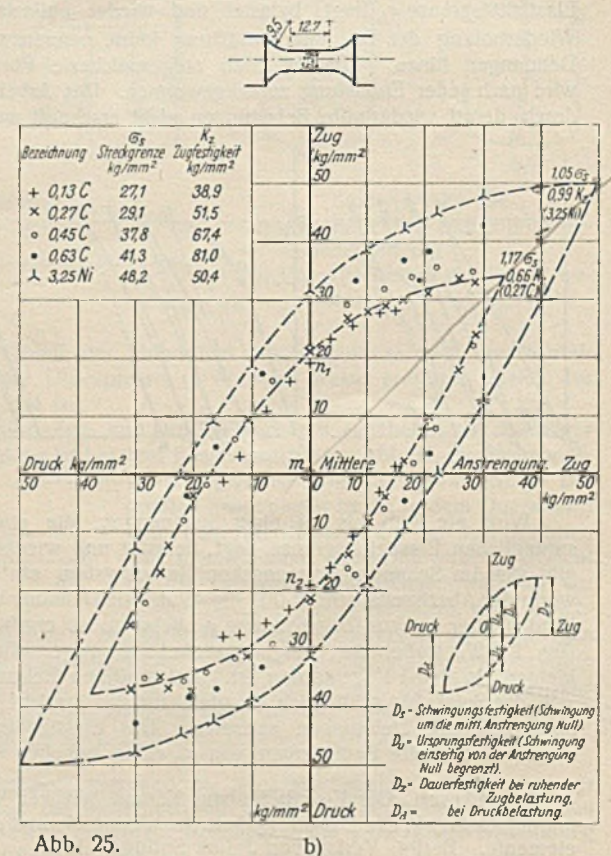


Abb. 25.

b)

Fläche die Gesamtformänderungsarbeit angibt, oder durch die Spannungsdehnungslinie, die die auf die Raumeinheit bezogene Formänderungsarbeit liefert. Die mechanische Arbeit bis zum Eintritt der größten Belastung ist beispielsweise bei Flußstahl durch die Fläche  $OPSB_1$  gemessen (Abb. 26). Nach Aufnahme dieser Arbeit ist die Widerstandsfähigkeit des Stabes erschöpft, die mechanische Arbeit, die durch die Fläche  $B_1BFF_1$  bestimmt erscheint, wird in der Hauptsache auf die örtliche Formänderung an der Einschnürungstelle verwendet. Die mechanische Arbeit bis zum Eintritt der Bruchbelastung  $P_{max}$  für die Raumeinheit der ursprünglichen Stabmasse, das sogenannte Arbeitsvermögen, ergibt sich aus

$$A = \frac{\text{Fläche } OPSBB_1}{V}$$

in kg/cm, wenn die Spannungen in kg/cm<sup>2</sup> und das Körpervolumen  $V$  in cm<sup>3</sup> angegeben wird.

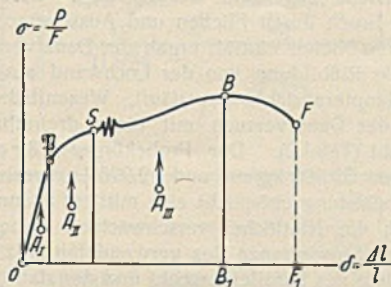


Abb. 26.

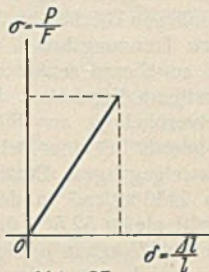


Abb. 27.

Solange die Formänderung rein elastisch (umkehrbar) ist, wird die mechanische Arbeit, die der Körper infolge seiner Elastizität in sich aufgespeichert hat, bei der Entlastung wieder zurückgegeben. Sie wird in der Elastizitätslehre als „elastische Formänderungsarbeit“ bezeichnet (Abb. 27).

Unter der Voraussetzung, daß die Last von Null aus stetig anwächst und das Proportionalitätsgesetz gilt, ist

$$A = \frac{1}{2} \cdot P \cdot l$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \sigma F \cdot \frac{\sigma}{E} \cdot l = \frac{1}{2E} \cdot \sigma^2 V.$$

Die Längenänderungsarbeit ist also proportional dem Volumen des Stabes und dem Quadrat der Spannung. Würde der Stab plötzlich der Einwirkung der ganzen Last  $P$ , aber ohne Stoß, ausgesetzt und vom Einfluß der Zeit auf die Ausbildung der Formänderung abgesehen, so folgt

$$A = P \cdot l = \frac{1}{2} \cdot l F \sigma$$

$$= 2 \cdot \frac{P}{F} \cdot \frac{1}{2} \cdot l F \sigma = 2 \cdot A_{elastisch}$$

d. h. die den Stab mit ihrer ganzen Größe, jedoch ohne Stoß belastende Kraft veranlaßt theoretisch eine doppelt so hohe Beanspruchung, als wenn  $P$  von Null an stetig anwächst.

Treten unter einer gewissen Belastung neben der elastischen kleine bleibende Formänderungen auf (Abb. 28), so wird der Arbeitsanteil, den der Körper infolge seiner Elastizität aufnehmen kann, bei der Entlastung wieder zurückgegeben, der andere Teil ist umgesetzt, verbraucht. Die Gesamtlängenänderung  $\Delta l$  setzt sich zusammen aus einer federnden Längenänderung  $\Delta l'$  und einer bleibenden  $\Delta l''$ , und es ist

$$A = \frac{1}{2} P \cdot \Delta l' + P \cdot \Delta l'' = P \cdot \Delta l - \frac{1}{2} P \cdot \Delta l'.$$

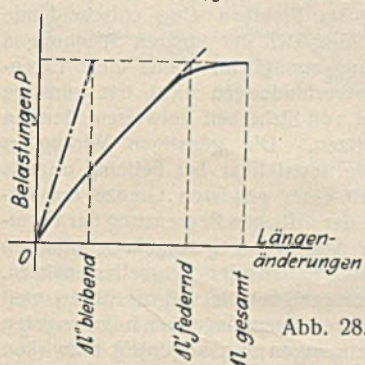


Abb. 28.

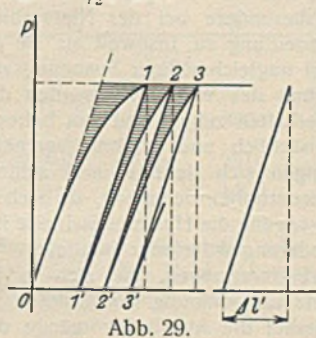


Abb. 29.

Nehmen bei wiederholter Belastung mit  $P$  die bleibenden Formänderungen  $\Delta l''$  ab, bis sie schließlich ganz verschwinden, und nur noch elastische Formänderungen auftreten, so hat ein Verfestigungsvorgang stattgefunden.

Bei jeder Belastung ist ein Teil der mechanischen Arbeit für innere Stoffumwandlung verbraucht worden. Wird ein Ausgleichzustand erreicht, so ist für die Schlußbelastung (Abb. 29)

$$A_D = \frac{1}{2} \cdot P \cdot \Delta l' = \frac{1}{2E} \cdot \sigma^2 V.$$

Die Gesamtformänderungsarbeit ist zu einer elastischen und gleichzeitig gegenüber der mechanischen Arbeit zu Beginn des Versuchs kleiner geworden. Durch die oftmals wiederholte Belastung ist wohl ein Teil des Arbeitsvermögens erschöpft, aber der Körper ist widerstandsfähiger geworden. Im Ausgleichzustand hat die gesamte Formänderungsarbeit einen Mindestbetrag erreicht.

Bei Stoffen mit vollkommen plastischem Verhalten entsprechend Abb. 30 nehmen die bleibenden Längenänderungen beim Überschreiten der Streckgrenze, die mit der Proportionalitätsgrenze zusammenfallend gedacht ist, immer weiter zu bis zum Bruch. Die Brucharbeit

$$A_B = P_B \cdot \Delta l_B - \frac{1}{2} P_B \cdot \Delta l'_{\Psi}$$

wird in der Hauptsache an der Bruchstelle verbraucht. Das nutzbare Arbeitsvermögen ist

$$A_v = \frac{1}{2} P_B \cdot \Delta l'_{\Psi}$$

Ist der Stoff bildsam, wobei die Lastlängenänderungslinie durch den in

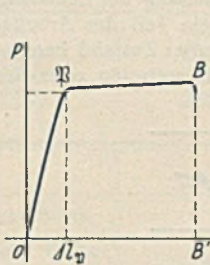


Abb. 30.

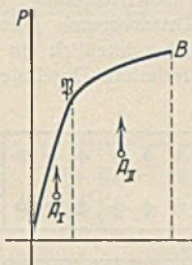


Abb. 31.

Abb. 31 dargestellten Verlauf gekennzeichnet ist, so ist das Arbeitsvermögen für einmalige stetig bis zum Eintritt des Bruches ansteigende Belastung

$$A_B = \frac{A_I + A_{II}}{V}$$

Unter der Bruchbelastungsgrenze kann das Arbeitsvermögen

durch oftmals wiederholte Belastung erschöpft werden. Wird auf der Grenze, bei der beim Dauerversuch gerade noch ein elastischer Ausgleichzustand erreicht wird, die wir also als Dauerproportionalitäts- oder Ermüdungsgrenze ( $\Psi$ -Grenze) bezeichnen können, die Belastung bis zum Ausgleich wiederholt, so ist das Arbeitsvermögen

$$A_v = \frac{1}{2E} \cdot \sigma_{\Psi}^2 V$$

und die Arbeit  $P_{\Psi} \cdot \Delta l'_{\Psi}$  verbraucht (Abb. 32a).

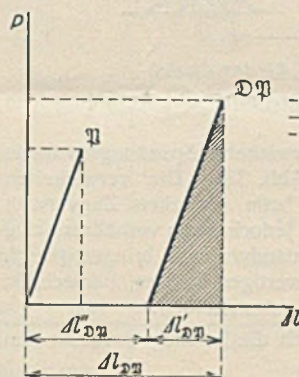


Abb. 32a.

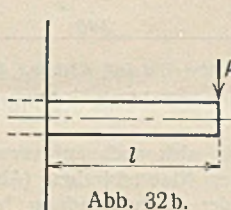


Abb. 32b.

Das Gesagte gilt sinngemäß auch für den Druckversuch bis zur Quetschgrenze, solange gleichmäßige Lastverteilung auf den Querschnitt vorausgesetzt werden darf, soweit also Endflächenreibung und Endflächenanspannung von untergeordnetem Einfluß sind und labile Zustände (Knickerscheinung) ausgeschaltet sind.

Für Biegung, Drehung, Schiebung und zusammengesetzte Beanspruchungen können analog die Formänderungsarbeiten und das Arbeitsvermögen bestimmt werden.

Die Lösung der Aufgaben ist jedoch nicht so einfach wie bei achsialer Zug- und Druckbeanspruchung.

Bei der Biegung ergibt sich unter Vernachlässigung der Querkräfte und der örtlichen Zusammendrückungen der Teil der Biegearbeit, der sich aus Arbeiten der Längenänderungen zusammensetzt aus

$$A_B = \frac{1}{2} \int \frac{m_x^2}{EJ} \cdot ds,$$

wobei die Integration auf die ganze Länge des Körpers auszudehnen ist. Für den prismatischen, an einem Ende eingespannten, am freien Ende durch eine Kraft  $P$  belasteten Stab (Abb. 32b) ist

$$A_B = \frac{1}{6E} \cdot \frac{P^2 l^3}{J}$$

und beispielsweise für den Rechteckquerschnitt mit  $J = \frac{1}{12} \cdot bh^3$  nach Einführung der Randfaserspannung  $k_b$  an der Einspannstelle

$$A_B = \frac{1}{18E} \cdot k_b^2 V,$$

d. h. die Biegearbeit ist wieder proportional dem Volumen des Stabes und dem Quadrat der größten Spannung.

Die Schiebungsarbeit, die von den Querkräften herrührt, ist

$$A_Q = \frac{1}{2G} \int ds \int \tau^2 dy dz = \frac{1}{2} \int x \cdot \frac{Q_x}{GF} \cdot dx$$

$$= \frac{1}{2G} \cdot x \cdot \frac{P^2 l}{F} = \frac{x}{2G} \cdot \tau_b^2 V$$

und die gesamte mechanische Arbeit für die am freien Ende eines prismatischen Balkens mit Rechteckquerschnitt angreifende Last  $P$ :

$$A = \frac{1}{2} \cdot P \delta = \frac{1}{18E} \cdot k_b^2 V + \frac{3}{5G} \cdot \frac{P^2 l}{b h}$$

Für die mit einer Einzellast  $P$  in der Mitte belasteten frei aufliegenden Balken erhält man in analoger Weise abgeleitet

$$A = \frac{1}{2} \cdot P \delta = \frac{1}{96E} \cdot \frac{P^2 l^3}{J} = \frac{x}{2G} \cdot \frac{P^2 l}{F}$$

und für Rechteckquerschnitt:

$$A = \frac{1}{2} \cdot P \delta = \frac{1}{18E} \cdot k_b^2 V + \frac{3}{20G} \cdot \frac{P^2 l}{b h}$$

wenn  $k_b$  die Randspannung mit Querschnitt und  $\delta$  die Durchbiegung unter der Last  $P$  bedeutet.

Treten bei der Entlastung bleibende Durchbiegungen auf, so ist ein Teil der Arbeit verbraucht. Durch oftmalige Wiederholung der Belastung wird wie beim Zug- oder Druckversuch jedesmal ein Teil des Arbeitsvermögens verbraucht, bis sich schließlich ein elastischer Zustand herausbildet, bei dem nur noch federnde Durchbiegungen auftreten oder der Bruch eintritt.

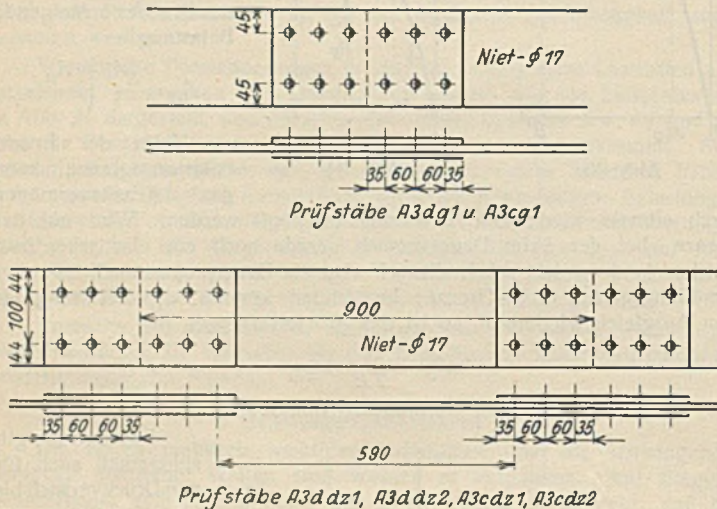


Abb. 33. Form der Prüfstäbe.

Die Betrachtung läßt sich auch auf verwickelte Spannungszustände anwenden, z. B. in einer Nietverbindung (Abb. 33). Die verwickelten Spannungszustände in der Nietverbindung beim einfachen Zugversuch sind rechnerisch nicht zu erfassen, lassen sich jedoch durch verhältnismäßig einfache theoretische Überlegungen dem Verständnis nahe bringen (vergl. die Nietverbindungen bei Brücken aus hochwertigen Stählen, Bautechnik, Jahrgang 1928, Heft 8). Drei Fälle sind zu unterscheiden:

1. Belastungen, bei denen die Kräfte durch die Reibung zwischen den Blechen übertragen werden;
2. Belastungen, unter denen die Nieten zum Anliegen an die Lochwände gekommen sind und damit unmittelbar zur Kräfteübertragung (durch Biegungs- und Schubbeanspruchung) herangezogen werden;
3. Belastungen, unter denen örtlich die Streck- oder Quetschgrenze des Werkstoffes überschritten wird, bis zum Bruch.

Man hat sich Jahrzehnte bemüht, die innere Spannungsverteilung in der belasteten Nietverbindung zu ergründen, ohne zu einem praktisch brauchbaren Ergebnis zu kommen. Wertvolle Aufschlüsse ergaben die im Auftrage der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und des Deutschen Stahlbau-Verbandes an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Professor Graf durchgeführten Dauerversuche.

Die Versuchskörper, dem üblichen statischen Zugversuch unterworfen, ergaben Lastverlängerungslinien, deren unsteter Verlauf deutlich zeigte, daß die Verbindung im ursprünglichen Zustand sich nicht elastisch verhält. Schon bei niederen Laststufen traten bleibende gegenseitige Verschiebungen der durch die Nieten verbundenen Bleche auf.

Durch wiederholte Belastungen von einer unteren Grenze (300 kg) bis zu einer oberen Grenze stetig ansteigend und nach einer Ruhepause wieder absinkend, wurden nach einer mehr oder weniger großen Zahl von Wiederholungen Ausgleichszustände erreicht, bei denen sich die Verbindung elastisch verhielt. Die Verbindung hatte sich — in der Ausdrucksweise Schachenmeiers — auf diese Belastungszustände eingespielt. Durch Hinaufsetzen der oberen Belastungsgrenze wurden wieder Ausgleichszustände erreicht, bis schließlich nach weiterer Steigerung die Formänderungen dauernd zunahmten und der Bruch eintrat. Die Bruchfestigkeitswerte beim statischen Zugversuch und beim Dauerzugversuch einer dreireihigen Nietverbindung aus Flußstahl St 37 sind beispielsweise in Tafel 1

wiedergegeben. Der Versuchskörper A3dz1 ist bei wiederholter Belastung in den Grenzen 300 bis 41 300 kg entsprechend einer mittleren Spannung in dem durch die Nietlöcher verschwächten Stabquerschnitt von 2677 kg/cm<sup>2</sup> = 0,99% der unteren Streckgrenze des verwendeten Flußstahls St 37 (2505 kg/cm<sup>2</sup>) nach 14 014 kg Wiederholungen der Belastung entzweigegangen. Durch Wiederholung des Versuchs an dem Parallelversuchskörper (A3dz2) wurde der Bruch bei der Laststufe 39 300 entsprechend einer mittleren Spannung in dem durch die Nietlöcher verschwächten Stabquerschnitt von 2514 kg/cm<sup>2</sup> = der unteren Streckgrenze des verwendeten Flußstahls St 37 (2505 kg/cm<sup>2</sup>) herbeigeführt. Die Grenze, bei der nach einer mehr oder minder großen Zahl von Wiederholungen von der unteren Grenze aus eben nur federnde Formänderungen hervorgerufen werden, liegt etwas unter der durch den Dauerversuch ermittelten Bruchlast. Sie gibt diejenige Belastung an, die der Verbindung in gleicher Weise oftmals wiederholt höchstens zugemutet werden darf. Während beim statischen Zugversuch der Bruch durch Fließen und Ausscheren des gestoßenen Bleches an den inneren Nieten eintrat, ergab der Dauerversuch einen Trennungsbruch, wobei die Ribildung von der Lochwand ausgeht und annähernd senkrecht zur Hauptkrafttrichtung verläuft. Wesentlich ungünstigere Ergebnisse lieferte der Dauerversuch mit einer dreireihigen Nietverbindung aus Siliziumstahl (Tafel 2). Der Probekörper A3cdz1 ist bereits bei einer Belastung von 39 300 kg/cm<sup>2</sup> und 12 225 Lastwechseln entzweigegangen. Dieser Bruchbelastung entspricht eine mittlere Spannung von 2456 kg/cm<sup>2</sup> in dem durch die Nietlöcher verschwächten Stabquerschnitt gleich 52,5% der unteren Streckgrenze des verwendeten Siliziumstahls (4675 kg/cm<sup>2</sup>). Die Ergebnisse des Parallelversuchs und des statischen Zugversuchs sind der Tafel 2 zu entnehmen. Über die Dauerversuche wird später noch eingehend berichtet werden.

#### Zusammenfassung.

Die üblichen Festigkeitsrechnungen, die auf geometrischem Wege aus den Formänderungen oder auf analytischem Wege aus den Formänderungsarbeiten hergeleitet werden, beruhen auf der Voraussetzung einer linearen Beziehung zwischen Spannung und Verformung. Das Proportionalitätsgesetz ist die einfachste Annahme und für die Vereinfachung der Rechnung von erheblicher Bedeutung. Jenseits der Proportionalitätsgrenze verlieren die Rechnungen ihre Gültigkeit und werden dann viel schwieriger. Die Frage: Welche Umstände bedingen den Eintritt des Bruches, wie werden die Grenzspannungen im Bruchstadium ermittelt, ist für den Konstrukteur nicht eben wichtig, sie interessiert mehr den Wissenschaftler. Für die Beurteilung des Sicherheitsgrades unserer Bau- und Maschinenteile kommen die statischen Bruchfestigkeitswerte nur ausnahmsweise und nur mittelbar in Betracht; hierfür sind vielmehr die Anstrengungen maßgebend, die ein Bau- oder Werkstoff, ein Bau- oder Maschinenteil dauernd auszuhalten imstande ist. Die Grenze der Anstrengung kann nur durch Dauerversuche für die vorliegenden Belastungsfälle erkundet werden. An der Stelle der statischen Festigkeitswerte werden Ermüdungsfestigkeitswerte (Schwellungs- und Schwingungsfestigkeitswerte) zu treten haben, festgestellt durch Versuche, die den tatsächlichen Verhältnissen der praktischen Verwendung entsprechen. Bis zu der Ermüdungsgrenze darf für die Zwecke der praktischen Festigkeitsrechnung das Proportionalitätsgesetz genügend genau als erfüllt angesehen werden.

Die für den Bau- und Maschineningenieur wichtigen Bau- und Werkstoffe (Stahl, Beton, Stein, Holz) haben mehr oder weniger die Eigenschaft, sich bei höheren Anstrengungen bleibend zu verformen, bevor sie brechen. Gerade dieser Eigenschaft kommt bei zusammengesetzten Tragwerken, insbesondere bei der Nietverbindung im Stahlbau eine entscheidende Bedeutung zu, insoweit als sie einen Ausgleich der inneren Spannungen bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung ermöglicht. Ohne diese Eigenschaft des Werkstoffes würden die Nietverbindungen nicht das günstige Verhalten zeigen und den hohen Grad von Sicherheit aufweisen, den sie tatsächlich und erfahrungsgemäß besitzen. Die günstigen Wirkungen zeigen sich deutlich und zahlenmäßig feststellbar bei beliebig oftmals wiederholter Belastung, da sich bis zu einer gewissen Grenze der Anstrengung die Hysteresisschleife infolge der örtlichen Begrenzung der Formänderungen wieder schließt. Harte Stähle mit geringem plastischen Arbeitsvermögen, die sich in ihrem Verhalten dem Porzellan nähern, sind für genietete Konstruktion weniger geeignet als weiche Stähle, weil hierbei die Ausgleichvorgänge der inneren Spannungen sich in engeren Grenzen vollziehen, örtliche Überanstrengungen sich ungünstig auswirken können (Kerbempfindlichkeit).

Spannungsausgleich und Verfestigungsvorgänge lassen sich einwandfrei nur durch Dauerversuche feststellen. Sie ergeben den Vorteil, daß die unendlich kleinen Veränderungen beim einzelnen Belastungsvorgang sich durch oftmalige Wiederholung der Belastung summieren und daß der Eintritt des Ausgleichzustandes, selbst bei verwickelten Spannungszuständen, zuverlässig festgestellt werden kann.

Das „Einspielen“ eines festen verformbaren Körpers bei oftmaliger Wiederholung einer bestimmten Belastung, derart, daß sich ein Ausgleichszustand herausbildet, bei dem nur noch federnde Formänderungen auf-



Tafel 1.  
Baustoff, Blech St 37, Niete St. 34 Versuchsreihe A3d.

Gewöhnliche (statische) Zugversuche mit Stab A 3 d g 1	Abmessungen							Werkstoffprobe					
	Blech				Laschen			Streckgrenze		Zugfestigkeit			
	Breite	Dicke	$F$	$F_n$	$\frac{d^2 \pi}{4}$	$2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} n$	$d n \delta$	Breite	Dicke	$\sigma_o$ obere	$\sigma_u$ untere	Zugfestigkeit	
	189,0	10,1	19,09	15,66	2,27	27,24	10,4	189,0	10,4	2545	2505	3770	
	Belastungen				Zugehörige Zugspannungen			Scherbeanspruchungen		Lochwanddrücke			
	Zul. rechn. Belastung nach B. E.	Mindeststreckgrenze nach B. E.	Mindestbruchfestigkeit nach B. E.	Durch Versuch festgestellte Bruchlast	$\sigma = \frac{P}{F_n}$	$\tau = \frac{P}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n}$	$\tau_{zul} = 0,8 \sigma$	$\sigma_l = \frac{P}{d n \delta}$	$\sigma_{zul} = 2,5 \sigma$				
	21 924	37 584	57 942	71 800	1400	805	1120	2128	3500				
					2400	1380		3650					
					3700	2127		5625					
					4585	2635		6971					

Dauerzugversuche mit Stab A 3 d dz 1	Abmessungen							Werkstoffprobe					
	Blech				Laschen			Streckgrenze		Zugfestigkeit			
	Breite	Dicke	$F$	$F_n$	$\frac{d^2 \pi}{4}$	$2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} n$	$d n \delta$	Breite	Dicke	$\sigma_o$ obere	$\sigma_u$ untere	Zugfestigkeit	
	188,3	10,0	18,83	15,43	2,27	27,24	10,2	188,3	10,45	2545	2505	3770	
	Belastungen				Zugehörige Zugspannungen			Scherbeanspruchungen		Lochwanddrücke			
	Zul. rechn. Belastung nach B. E.	Mindeststreckgrenze nach B. E.	Mindestbruchfestigkeit nach B. E.	Durch Versuch festgestellte Bruchlast	$\sigma = \frac{P}{F_n}$	$\tau = \frac{P}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n}$	$\tau_{zul} = 0,8 \sigma$	$\sigma_l = \frac{P}{d n \delta}$	$\sigma_{zul} = 2,5 \sigma$				
	21 602	37 032	57 091	41 300	1400	793	1120	2118	3500				
					2400	1359		3630					
					3700	2096		5597					
					2677	1516		4049					
	Dauerbruchfestigkeit				$\frac{\sigma_{BD}}{\sigma_{zul}} = \frac{2677}{1400} = 1,91$	Dauerbruchfestigkeit				$\frac{\sigma_{BD}}{\sigma_u} = \frac{2677}{2505} = 1,07$			

Dauerzugversuche mit Stab A 3 d dz 2	Abmessungen							Werkstoffprobe					
	Blech				Laschen			Streckgrenze		Zugfestigkeit			
	Breite	Dicke	$F$	$F_n$	$\frac{d^2 \pi}{4}$	$2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} n$	$d n \delta$	Breite	Dicke	$\sigma_o$ obere	$\sigma_u$ untere	Zugfestigkeit	
	188,7	10,1	19,06	15,63	2,27	27,24	10,3	188,7	10,35	2545	2505	3770	
	Belastungen				Zugehörige Zugspannungen			Scherbeanspruchungen		Lochwanddrücke			
	Zul. rechn. Belastung nach B. E.	Mindeststreckgrenze nach B. E.	Mindestbruchfestigkeit nach B. E.	Durch Versuch festgestellte Bruchlast	$\sigma = \frac{P}{F_n}$	$\tau = \frac{P}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n}$	$\tau_{zul} = 0,8 \sigma$	$\sigma_l = \frac{P}{d n \delta}$	$\sigma_{zul} = 2,5 \sigma$				
	21 882	37 512	57 831	39 300	1400	803	1120	2124	3770				
					2400	1377		3642					
					3700	2123		5614					
					2514	1443		3815					
	Dauerbruchfestigkeit				$\frac{\sigma_{BD}}{\sigma_{zul}} = \frac{2514}{1400} = 1,79$	Dauerbruchfestigkeit				$\frac{\sigma_{BD}}{\sigma_u} = \frac{2514}{2505} = 1,00$			

treten, ist längst bekannt und vom Praktiker als Selbsthilfe oder als Schlaueit des Materials bezeichnet worden. Von dem selbsttätigen Spannungsausgleich wird im Bau- und Maschineningenieurwesen weitgehend Gebrauch gemacht.

Die Ergebnisse der Dauerversuche an Stoffen mit plastischem und bildsamem Verhalten und an zusammengesetzten Konstruktionsteilen (Nietverbindungen) können in folgendem Satz, der als Erweiterung des Hookeschen Elastizitätsgesetzes gelten darf, zusammengefaßt werden:

Von den unendlich vielen Möglichkeiten der Spannungsverteilung und des inneren Kräftespiels in einem belasteten, festen und verformbaren Körper mit plastischem und bildsamem Verhalten, die mit dem Gleichgewicht zu vereinbaren sind, stellt sich bei oftmaliger Be- und Entlastung durch Auslösung von Vorspannungen, Auftreten von kleinsten Gleitungen und Verzerrungen und andere Vorgänge bis zu einer gewissen Belastungsgrenze ein Ausgleichszustand mit elastischem Verhalten ein, bei dem die

gesamte Formänderungsarbeit einen den obwaltenden Umständen entsprechenden Mindestwert erreicht.

Diese Erkenntnis bedeutet einen wesentlichen Schritt vorwärts auf dem Wege von der Vielfältigkeit der sinnlichen Erscheinungen zu einer einheitlichen Darstellung in der Theorie.

Ursprünglich sind die Ingenieure in der Beurteilung der Tragfähigkeit ihrer Gebilde vom Bruch ausgegangen. Sie forderten „Bruchicherheit“ und setzten folgerichtig:  $\text{Sicherheitsgrad} = \frac{\text{tragbare Last}}{\text{Nutzlast}}$ .

Etwas anderes war jedoch die Begriffsbestimmung:  $\text{Sicherheitsgrad} = \frac{\text{Bruchfestigkeit}}{\text{zulässige Spannung}}$ , wobei die Bruchfestigkeitswerte aus statischen Belastungsversuchen ermittelt wurden. Ganz abgesehen davon, daß die Spannungsverhältnisse bei dem aus statischen Versuchen sich ergebenden Brüchen der theoretischen Behandlung nicht zugänglich sind, weil

Tafel 2.  
Baustoff, Blech St Si, Niete St Si. Versuchsreihe A 3c.

Gewöhnliche (statische) Zugversuche mit Stab A 3c g 1	Abmessungen							Werkstoffprobe					
	Blech				Laschen			Streckgrenze		Zugfestigkeit			
	Breite	Dicke	$F$	$F_n$	$\frac{d^2 \pi}{4}$	$2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} n$	$d n \delta$	Breite	Dicke	$\sigma_o$ obere	$\sigma_u$ untere	kg/cm <sup>2</sup>	
	188,4	10,1	19,03	15,56	2,32	27,84	10,42	188,4	10,0	4390	4140	6010	
	Belastungen				Zugehörige Zugspannungen			Scherbeanspruchungen		Lochwanddrücke			
	Zul. rechn. Belastung nach B. E.	Mindeststreckgrenze nach B. E.	Mindestbruchfestigkeit nach B. E.	Durch Versuch festgestellte Bruchlast	$\sigma = \frac{P}{F_n}$	$\tau = \frac{P}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n}$	$\tau_{zul} = 0,8 \sigma$	$\sigma_l = \frac{P}{d n \delta}$	$\sigma_{l zul} = 2,5 \sigma$				
	32 676	56 016	74 688	94 000	2100	1174	1680	3136	5250				
					3600	2012		5376					
					4800	2683		7168					
					6041	3376		9021					

Dauerzugversuche mit Stab A 3c d z 1	Abmessungen							Werkstoffprobe					
	Blech				Laschen			Streckgrenze		Zugfestigkeit			
	Breite	Dicke	$F$	$F_n$	$\frac{d^2 \pi}{4}$	$2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} n$	$d n \delta$	Breite	Dicke	$\sigma_o$ obere	$\sigma_u$ untere	kg/cm <sup>2</sup>	
	188,3	10,4	19,58	16,0	2,32	27,84	10,73	188,3	9,7	4780	4675	6325	
	Belastungen				Zugehörige Zugspannungen			Scherbeanspruchungen		Lochwanddrücke			
	Zul. rechn. Belastung nach B. E.	Mindeststreckgrenze nach B. E.	Mindestbruchfestigkeit nach B. E.	Durch Versuch festgestellte Bruchlast	$\sigma = \frac{P}{F_n}$	$\tau = \frac{P}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n}$	$\tau_{zul} = 0,8 \sigma$	$\sigma_l = \frac{P}{d n \delta}$	$\sigma_{l zul} = 2,5 \sigma$				
	33 600	57 600	76 800	39 300	2100	1207	1680	3131	5250				
					3600	2069		5368					
					4800	2759		7157					
					2456	1412		3663					
	Dauerbruchfestigkeit = $\frac{\sigma_{BD}}{\sigma_{zul}} = \frac{2465}{2100} = 1,17$				Dauerbruchfestigkeit = $\frac{\sigma_{BD}}{\sigma_u} = \frac{2465}{4675} = 0,528$								

Dauerzugversuche mit Stab A 3c d z 2	Abmessungen							Werkstoffprobe					
	Blech				Laschen			Streckgrenze		Zugfestigkeit			
	Breite	Dicke	$F$	$F_n$	$\frac{d^2 \pi}{4}$	$2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} n$	$d n \delta$	Breite	Dicke	$\sigma_o$ obere	$\sigma_u$ untere	kg/cm <sup>2</sup>	
	187,9	10,1	18,98	15,51	2,32	27,84	10,42	187,9	9,8	4780	4675	6325	
	Belastungen				Zugehörige Zugspannungen			Scherbeanspruchungen		Lochwanddrücke			
	Zul. rechn. Belastung nach B. E.	Mindeststreckgrenze nach B. E.	Mindestbruchfestigkeit nach B. E.	Durch Versuch festgestellte Bruchlast	$\sigma = \frac{P}{F_n}$	$\tau = \frac{P}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n}$	$\tau_{zul} = 0,8 \sigma$	$\sigma_l = \frac{P}{d n \delta}$	$\sigma_{l zul} = 2,5 \sigma$				
	32 571	55 836	74 448	41 300	2100	1170	1680	3126	5250				
					3600	2005		5358					
					4800	2674		7144					
					2662	1483		3963					
	Dauerbruchfestigkeit = $\frac{\sigma_{BD}}{\sigma_{zul}} = \frac{2662}{2100} = 1,27$				Dauerbruchfestigkeit = $\frac{\sigma_{BD}}{\sigma_u} = \frac{2662}{4675} = 0,57$								

die Elastizitätsbedingungen, unter denen man bei der Berechnung der Gebrauchsbeanspruchungen zu rechnen pflegt, nicht mehr zutreffen, war die Begriffsbestimmung für Bauteile, die wiederholten Belastungen und Schwingungen ausgesetzt sind, unzulänglich. Später ist für Stahlbauwerke die Forderung aufgestellt worden, daß die Elastizitätsgrenze nicht überschritten werden darf. Man hat dabei nicht beachtet, daß örtliche Überschreitungen der Elastizitätsgrenze gar nicht zu umgehen sind (Beispiel: die Nietverbindung im Stahl) und daß die durch statische Versuche ermittelte Elastizitätsgrenze nicht als feststehend angesehen werden darf.

Neuerdings ist die aus statischen Versuchen ermittelte untere Streckgrenze als Berechnungsgrundlage für den Konstrukteur empfohlen worden. Man muß sich jedoch darüber klar sein, daß örtlich auch die Streckgrenze überschritten wird und daß nur ein Werkstoff mit plastischem Verhalten dies ohne Schaden für die Gesamtkonstruktion ertragen kann. Diese

örtliche Überschreitung der Streckgrenze ist z. B. bei der Nietverbindung notwendig, damit sie sich einspielt, die einzelnen Niete eine Verbindung möglichst gleichmäßig zur Kraftübertragung herangezogen, alle Niete möglichst gleichmäßig ausgenutzt werden. Diese inneren Vorgänge können nur durch Dauerversuche erfaßt werden. Bis zum Eintritt des Ermüdungsbruchs darf nach unserer heutigen Erkenntnis elastisches Verhalten angenommen werden, wie wir das bisher schon in unserer Rechnung vorausgesetzt haben. Dieses Verhalten ist den Eigenschaften des Werkstoffs, die wir als Zähigkeit und Verfestigungsfähigkeit kennengelernt haben, zu verdanken. Hiernach erscheint die Rechnungsweise des Ingenieurs gerechtfertigt, wenn bezüglich der Sicherheit an Stelle der aus statischen Vorgängen ermittelten Beanspruchungsgrenzen die Ermüdungsgrenzen gesetzt werden, ermittelt aus Dauerversuchen, die den Verhältnissen der Anwendung entsprechen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Verstärkung der Wiedbrücke.

In den Ausführungen von Herrn Dipl.-Ing. M. Thümecke über die Verstärkung der Wiedbrücke im „Stahlbau“ 1929, Heft 4, wird über eine neue Art der Berechnung berichtet, die auf Wunsch der Hauptverwaltung der D.R.G. bei der Verstärkung der Wiedbrücke angewandt wurde.

Wie in dem Aufsatz eingangs erwähnt, war es bisher üblich, bei Verstärkung einer Brücke ohne Entlastung durch Gerüste dem alten Querschnitt die Aufnahme des gesamten Eigengewichts, dem alten und dem Verstärkungsquerschnitt zusammen die Aufnahme der Verkehrslast zuzuweisen. Besondere Rücksicht auf die Art der Aufbringung der Verstärkungsteile wurde dabei nicht genommen. Werden auch Knotenbleche ausgewechselt, so ist es bei zweiwandigen Querschnitten nicht zu vermeiden, daß vorübergehend einzelne Stäbe exzentrisch angeschlossen werden. Bei der Wiedbrücke wurde dies dadurch berücksichtigt, daß für die Aufnahme des Eigengewichts nur die eine Hälfte der vorübergehend durch ein Knotenblech angeschlossenen Stäbe herangezogen wurde. Dies erscheint zu weitgehend.

Es besteht kein Grund zu der Annahme, daß ein Stab, der zunächst mit gewisser Kraft gezogen, dann verstärkt und nun bis zum Zerreißen belastet wird, eine andere Bruchlast aufweise als ein Stab, der von vornherein den größeren Querschnitt hat. Sobald bei ersterem in den alten Querschnitten die Streckgrenze erreicht ist, werden die weiter hinzutretenden Lasten allein von den Verstärkungsteilen aufgenommen, bis auch in diesen die Spannung der Streckgrenze erreicht ist. Erst wenn sich derart die Spannung über den ganzen Querschnitt ausgeglichen hat, folgt die weitere gleichmäßige Spannungszunahme bis zur Bruchgrenze. Man kann nicht hiergegen einwenden, daß in einem Brückenbauwerk die Streckgrenze nirgends erreicht werden dürfte. Natürlich darf die mittlere Spannung des ganzen Querschnitts stets nur ein Bruchteil der Spannung an der Streckgrenze sein; dies hindert jedoch nicht, daß einzelne Querschnittsteile erheblich höhere Spannungen haben dürfen, ohne den Sicherheitsgrad zu beeinflussen. Die in den üblichen Festigkeitsrechnungen nachgewiesenen Spannungswerte sind doch nur Mittelwerte, die aus vereinfachten Annahmen gewonnen werden; sie dürfen nicht darüber täuschen, daß in jedem Stahlbauwerk unter Gebrauchslast die Streckgrenze an vielen Punkten erreicht wird. Einzelne Konstruktionsgebräuche rechnen ja ohne weiteres damit. Z. B. ist in jedem größeren Nietanschluß, der mehr als 4 bis 5 Nietreihen hintereinander enthält, eine annähernd rechnermäßige Verteilung der Kraft auf die Niete nur denkbar, wenn in den ersten Reihen die Niete erheblich überbeansprucht werden.

Man kann also mit guten Gründen die Ansicht vertreten, daß bei Brücken, die ohne Entlastung verstärkt wurden, ständige Last und Verkehrslast rechnerisch durch den Gesamtquerschnitt aufzunehmen sind, und daß dann noch die verlangte Sicherheit vorhanden ist. — Üblich ist in solchem Falle, wie eingangs erwähnt, die ständige Last durch den alten, die Verkehrslast durch den verstärkten Querschnitt aufnehmen zu lassen.

Darüber noch hinauszugehen, wie bei Berechnung der Wiedbrücke geschehen, und dadurch ein erhebliches Mehrgewicht an Verstärkungsteilen zu benötigen, dafür ist meines Erachtens kein triftiger Grund vorhanden. Die während der Montage entstehende ungleichmäßige Lagerung der Spannungen aus ständiger Last ist im fertigen Bauwerk als Nebenspannung zu betrachten.

Irrig ist auch die Ansicht, daß die dargelegte Berechnungsart genaue Angaben über die zu erwartenden Randspannungen ergeben werde. Ein zweiwandiger Gurt, dessen Hälften miteinander verbunden sind, der aber nur an den Knotenblechen einer Hälfte angeschlossen ist, verhält sich wie ein exzentrisch gezogener Stab. Seine Achse müßte also im Grundriß

eine Krümmung annehmen. Dies wird durch den Windverband bzw. durch Montagemaßnahmen verhindert. Beide Einflüsse wirken dahin, den Gurt möglichst gerade zu halten, d. h., beiden Gurthälften gleiche Spannung zu geben. Anders ausgedrückt kann man sagen:

Bei exzentrischer Belastung von Fachwerkstäben (exzentrisch im Grundriß) treten Kräfte senkrecht zur Fachwerkebene auf.

Eine wirklich genaue Berechnung müßte sich also gegebenenfalls auf ein räumliches System beziehen. Dipl.-Ing. Hömberg, Köln.

Der Hinweis des Herrn Hömberg, daß ein Stab, dessen Einzelteile zu Anfang der Belastung ungleich beansprucht sind, bei weiterer bis zur Streckgrenze zunehmender Belastung dieselbe Bruchlast aufweist wie ein anderer Stab mit gleichmäßig verteilter Grundspannung, ist nur unter gewissen Voraussetzungen gültig.

Sind nämlich die Anfangsspannungen unsymmetrisch zur Schwerlinie des Gesamtquerschnitts verteilt, so treten zu den Normalspannungen Biegungsspannungen, durch welche die Bruchfestigkeit des Stabes bedeutend herabgesetzt wird.

Aber auch bei symmetrisch verteilten Anfangsspannungen bestehen Gefahrenpunkte, die u. U. eine erheblich geringere Bruchlast des Stabes bewirken können, und zwar sind dies besonders die Nietverbindungen an den Anschlüssen und Stößen. Wie Herr Hömberg selbst anführt, werden bei jedem längeren Nietanschluß die Niete der ersten Reihen bereits unter normalen Verhältnissen erheblich überbeansprucht, so daß diese Niete bei Beanspruchung der Querschnittsteile bis zur Streckgrenze bereits außer Wirkung gesetzt sein dürften. Es würden also die Nietverbindungen unter diesen Verhältnissen nacheinander gelöst und zerstört, wodurch die Bruchlast des betreffenden Stabes ebenfalls erheblich herabgesetzt wird.

Ob durch eine entsprechend kräftigere Vernietung diesem Übelstand abgeholfen werden kann, müßte erst durch eingehende Versuche begründet werden. Auf keinen Fall ist es zulässig, auf Grund theoretischer Überlegungen sich auf einen Ausgleich der Kräfte verlassen zu wollen und die ungleichen nicht unerheblichen Anfangsspannungen den Nebenspannungen zuzuweisen.

Soweit die Stäbe der Wiedbrücke in Betracht kommen, sind diese sämtlich infolge des Montagevorganges durch die ständige Last stark exzentrisch belastet. Ein Ausgleich der Spannungen innerhalb der Elastizitätsgrenze findet nicht statt, so daß also eine Wandung bei Bemessung der Stab-Querschnitte nach dem Vorschlag von Herrn Hömberg überbeansprucht sein würde. Um einen Ausgleich der Kräfte im unelastischen Bereich zu ermöglichen, müßten auf jeden Fall, wie bereits oben erwähnt, die Nietverbindungen an den Stößen und Anschlüssen erheblich tragfähiger ausgebildet werden, als dem Querschnitt der betreffenden Wandung entspricht, und zwar mindestens in dem bei der Wiedbrücke ausgeführten Maße.

Betrachtet man nun die weitere Frage, ob ein Ausgleich der angeführten Biegungsspannungen im unelastischen Bereich überhaupt bei zunehmender Belastung möglich ist, d. h., ob die bei einer Brücke vorhandenen Quer- und Windverbände erzwingen, daß die infolge der ungleichen Vorspannungen vorhandenen Verbiegungen der Stäbe verschwinden, so kann man aus einer theoretischen Überlegung heraus dies nicht ohne weiteres behaupten. Bei Brücken mit oberem Verband kann dieser im gewissen Grade ausgleichend wirken. Da aber die Grenzen dieser Wirkung nur dem Gefühl nach, nicht aber rechnerisch erfaßt werden können, ist meiner Ansicht nach die bei der Wiedbrücke angewandte Berechnungsart, als auf der sicheren Seite liegend, unbedingt zu empfehlen.

Dipl.-Ing. Thümecke, Rheinbrohl a/Rhein.

## Verschiedenes.

Die Drahtbrücke in den Kabeln der Mount-Hope- und der Detroit-Windsor-Hängebrücken, über die in der Bautechnik, Heft 21 vom 17. Mai 1929 und andernorts bereits kurz berichtet worden ist, sind eine für die Erbauer der Brücken recht kostspielige Erfahrung, die wieder auf die Notwendigkeit hinweist, bei der Verwendung neuer Baustoffe äußerst vorsichtig zu sein, kostet doch allein der Ersatz der Kabel der kleineren Mount-Hope-Brücke die Unternehmer etwa 2 000 000 \$.

Das Material der Kabel war ein hier zum ersten Male verwendetes neues Material, das als „warm behandelt“ (Heat-treated) bezeichnet wird, also offenbar aus vergütetem Stahl kalt gezogen ist.

Das bisher bei den amerikanischen Drahtkabelbrücken verwendete Material hatte etwa 150 kg/mm<sup>2</sup> Festigkeit, auf 254 mm Länge 4% Dehnung, und seine Streckgrenze lag bei 100 kg/mm<sup>2</sup>. Bei dem neuen Material sollte die Festigkeit nur wenig höher, bei 155 kg/mm<sup>2</sup> liegen, die Streckgrenze aber bei 133 kg/mm<sup>2</sup>; die vorgeschriebene Dehnung war ebenfalls 4% auf 254 mm Länge. Es ließ sich anstandslos um einen Dorn von der vierfachen Dicke des Drahtes, also rund 20 mm biegen.

Bei Vorversuchen hatte sich sogar gezeigt, daß sich die Drähte um einen Dorn von der Dicke des Drahtes biegen ließen ohne sichtbare Schädigung. Die Einschnürung betrug beim Zugversuch mindestens 30% des Querschnitts.

Die Abnahme des Drahtes erfolgte gemeinsam mit dem Material für die Detroit-Brücke durch Modjeski und Chase, zwei hochangesehene Ingenieure, die wie die Entwurfsverfasser und obersten Bauleiter der Mount-Hope-Brücke, Robinson und Steinmann, ganz besonders große Erfahrung im Bau von Kabelbrücken haben. Nach einer Nachricht in dem „Boston Evening Transcript“ vom 3. April 1929 erfolgte außer den üblichen Abnahmeversuchen hier zum ersten Male eine weitere Untersuchung des ganzen Drahtmaterials auf magnetischem Wege.

Es ist bekannt, daß zwischen den Festigkeitseigenschaften des Stahles — Bruchfestigkeit, Streckgrenze, Härte usw. — und der Magnetisierbarkeit Zusammenhänge bestehen<sup>1)</sup>.

Indem man nun den fertig gezogenen Draht beim Auflaufen auf die Haspel als Kern durch die primäre Spule eines kleinen Transformators laufen ließ, die durch Wechselstrom erregt wurde, erzeugten alle Unregelmäßigkeiten in der Beschaffenheit des Drahtes in dem sekundären Stromkreise gleichfalls Schwankungen, die automatisch eine Glocke in Tätigkeit setzten und ein Schaltwerk auslösten, durch das die vorliegende Drahtstelle mit Farbe gekennzeichnet wurde. — Man konnte also mit gutem Grunde erwarten, daß das Drahtmaterial allen Anforderungen genüge.

Die Kabel wurden nun nach dem schon so oft bewährten Röblingschen Luftspinnverfahren hergestellt. Dabei werden die einzelnen Drähte an den Kabelenden um die Kabelschuhe, hufisenförmige Stahlgußstücke mit 484 mm Durchmesser, geschlungen, die die Verbindung des Kabels mit den Augenstaketten der Verankerung herstellen.

Hierbei wurde insofern von der üblichen Arbeitsweise abgewichen, als die Drähte, bevor sie um die Kabelschuhe gelegt wurden, vorgebogen wurden, indem man sie um eine Scheibe von 242 mm bog — offenbar um die große Steifigkeit des harten Drahtes zu überwinden und ein sattes Anliegen der Drähte an die Schuhe zu sichern.

Man hat den Eindruck, daß dies Verfahren vielleicht zu dem dauerlichen Ergebnis geführt hat. — Denn wenn ein Draht von der Dicke  $\delta$  mit einer Kraft  $P$  gezogen und so gebogen wird, daß der doppelte Krümmungshalbmesser  $D$  ist, so ist bekanntlich

$$\sigma = \frac{4P}{\pi \delta^2} + \frac{E \delta}{D}$$

<sup>1)</sup> Vergl. Oberhoffer, Das technische Eisen, Abschnitt V, 3; Sachs, Grundbegriffe der mechanischen Technologie der Metalle, Abschnitt II, C.

In der fertigen Brücke beträgt der größte Zug, für den die Kabel bemessen sind, etwa 1100 kg für einen Draht, und zwar wird diese größte Beanspruchung wohl in den Rückhalte-kabeln, also auch am Schuh auftreten. Der Durchmesser  $\delta$  ist 5 mm und der Schleifendurchmesser  $D$  am Kabelschuh 489 mm, so daß sich rein rechnermäßig

$$\sigma = \frac{4 \cdot 1100}{\pi \cdot 0,5^2} + \frac{2 \cdot 100\,000 \cdot 0,5}{48,9}$$

$$= 5600 + 21\,500 = 27\,100 \text{ kg/cm}^2$$

ergibt, eine Spannung, die dem Doppelten der Bruchlast nahekomm.

Da zahlreiche ausgeführte Brücken Kabel aus Drähten gleicher Stärke haben, die um Kabelschuhe von ähnlichen Durchmessern gelegt sind (bei der Manhattanbrücke beträgt der Durchmesser der Kabelschuhe nur 413 mm) und sich bisher bei allen Untersuchungen der älteren Brücken nirgends Brüche wie bei der Mount-Hope-Brücke gezeigt haben, war offenbar das bisher verwendete Drahtmaterial zäh genug, daß es die große Dehnung der äußeren Faser, die von der Biegung herrührte, aushalten konnte.

Allerdings dürften die Durchmesser der Kabelschuhe besser größer gewählt werden. Die Spannung in den Drähten wird nämlich um so kleiner, je größer man  $D$  wählt<sup>2)</sup>.

Leider ist der Vergrößerung der Schuhe durch die Rücksicht auf den Einbau eine wohl nicht allzu weite Grenze gesetzt.

Bei der Mount-Hope-Brücke waren nun die Drähte durch Umbiegen um eine Scheibe von 242 mm Durchmesser vorgebogen worden. Der Zug im Draht war dabei praktisch wohl so klein, daß er vernachlässigt werden konnte. Dann bildete die Mittellinie des Drahtes eine Schleife von 247 mm Durchmesser, die äußerste Faser von 252 mm Durchmesser, so daß sich diese um

$$\frac{5 \cdot 100}{252} = \text{rd. } 2\% \text{ hatte dehnen müssen}$$

und selbst nach dem Umlegen um den doppelt so weiten Kabelschuh noch 1% gedehnt blieb, was für das harte Material recht erhebliche Kaltreckung bedeutet. Wie groß die Spannung bei dieser Dehnung ist und wie sich die Spannungen über den Querschnitt verteilen, läßt sich ohne genaue Kenntnis der Spannungsdehnungskurve des Drahtmaterials auch nicht annäherungsweise ermitteln. Es kann aber als sicher angesehen werden, daß die vorherige scharfe Biegung der Drähte um eine Scheibe vom halben Durchmesser des Kabelschuhes und die damit verbundene Kaltreckung das ohnehin im Schuh über die Elastizitätsgrenze beanspruchte Material geschädigt hat und somit eine der Ursachen — wenn auch vielleicht andere mitgesprochen haben mögen — für die zahlreichen Brüche gewesen ist.

Es ist zu erwarten, daß das Ergebnis der Untersuchung bekanntgegeben wird. Es liegt das ja im Interesse der Ingenieure in aller Welt, und die Offenheit, mit der in den Vereinigten Staaten auch die Schwierigkeiten, die auftreten, die Fehler, die etwa gemacht worden sind, besprochen und bekanntgegeben werden, hebt sich wohlthuend ab von dem System der Vertuschung, das andernorts böse Erfahrungen geheimhält und damit unter Umständen die moralische Mitschuld trägt für Unglücksfälle und Schädigungen, die leicht vermieden worden wären, wenn jeder so offen auch seine unangenehmen Erfahrungen veröffentlichte, wie das die amerikanischen Berufsgenossen zu tun pflegen.

**Hochofenbauten der Gutehoffnungshütte A.-G. Oberhausen.** II. Das Hochofenwerk in Ymuiden. Das nachstehend behandelte Hochofenwerk in Ymuiden ist in den Jahren 1921/22 aus einem Guß, und zwar vollständig nach amerikanischen Vorbildern gebaut worden. Es ist für die „Koninklijke Nederlandsche Hoogovens en Staalfabrieken“ an der Ausmündung des Amsterdam mit dem Meere verbindenden Nordseekanals errichtet, wodurch es möglich wird, Eisenbahnförderung fast völlig zu vermeiden. Dementsprechend ist die ganze Anlage des Werkes auf Wassertransport zugeschnitten. Sie sei im folgenden in teilweiser Wiedergabe eines ausführlichen Berichts von Ledebor in „Stahl u. Eisen“ 1925, Heft 52, kurz beschrieben.

Die allgemeine Anordnung geht aus der Übersichtszeichnung Abb. 1 und der Aufnahme Abb. 2 hervor: Das Erz- und Kohlenlager liegt am Hafen; ihm gliedern sich am westlichen Teil Bunker, Hochofenanlage, Gießhallen und schließlich das Kraftwerk an, am östlichen Teil Kohlen- und Koksauflbereitungsanlage, Koksöfen und Anlagen zur Gewinnung der Nebenerzeugnisse.

<sup>2)</sup> Es hätte keinen Sinn, etwa aus der Gleichung für  $\sigma$  durch Differentiation nach  $S$  die Bedingung für die günstigste Drahtstärke  $S$  als Funktion von  $P$  und  $D$  abzuleiten, da  $P$  ja selbst von der Drahtstärke abhängt. Der erste Teil des Ausdrucks für  $\sigma$  ist eben die für das Kabel gewählte Beanspruchung  $\sigma_{zul}$ .

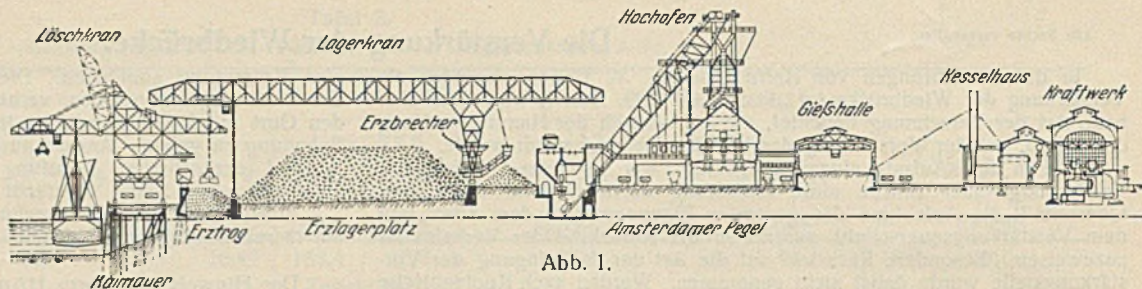


Abb. 1.

Durch diese Anordnung werden die Rohstoffwege möglichst kurz. Erz und Kalkstein kommen auf kürzestem Wege auf Lager und von da in die Erzfaschen; das Kohlenlager liegt in unmittelbarer Nähe der Aufbereitungsanlage und ist durch ein kurzes Gleis mit ihr verbunden. Im Eisenbahnwagen herangeführte Kohle wird auf eigenem, am Rangierplatz anschließendem Gleis zugeführt; der Weg für den Koks ist nicht länger, als durch die Steigung des auf die Bunker führenden Gleises bedingt wird. Die Hochofenschlacke wird bequem dem nach Westen liegenden Schlackenberg zugeführt; das gleiche gilt für das Eisen und das Eisenlager. Endlich ist die Hochofengasleitung zum Kraftwerk kurz und gerade. Nur die Kühlwasserleitung vom Hafen zum Kraftwerk ist lang ausgefallen.

Beim Entwurf von Hafenanlage und Lagerplatz war maßgebend, daß einmal die Ladevorrichtungen gute Ergebnisse bei den meist vorkommenden, für Massentransport ungeeigneten Dampfern erzielen, daß sie andererseits aber auch den Vorteil zweckmäßig gebauter Schiffe nach Möglichkeit ausnutzen sollten. Ferner ist eine große Anzahl verschiedener Erzsorten,

dazu Kalkstein und einige Kohlen auf Lager zu halten. Beim normalen Arbeitsvorgang soll der ganze Inhalt eines an der Kaimauer liegenden Dampfers auf einen beliebigen Lagerplatz gebracht werden, und schließlich sollen die Schiffsloadungen durch Wiegen nachgeprüft und, soweit Stückerde in Frage kommen, den Bunkern gebrochen zugeführt werden können.

Auf der 275 m langen Kaimauer sind zwei fahrbare elektrisch betriebene Entladekrane mit Greifer von 12 1/2 t Tragfähigkeit aufgestellt, die für eine schnelle Entladung der Schiffe sorgen. Jenseits der Kaimauer

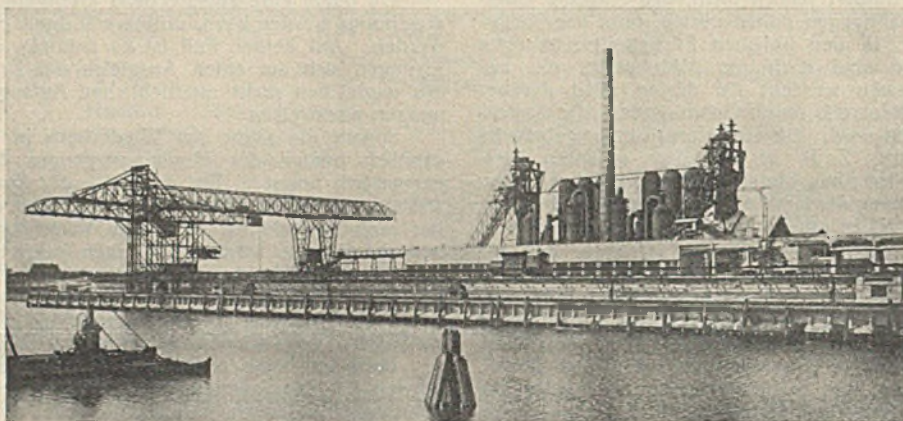


Abb. 2.

befindet sich eine Hochbahn und dahinter ein Erztrög von 12 m Breite und 6 m Tiefe unter Schienenoberkante. Die andere Seite des Erztröges wird begrenzt von einer Stützmauer, auf der die südliche Schiene des Lagerkranes läuft, welcher den etwa 60 m breiten Erzlagerplatz überspannt. Das Gewicht des Kranes einschließlich der in der landseitigen Lagerkranstütze eingebauten Brecheranlage — bestehend aus zwei Kreiselsbrechern mit einer Stundenleistung von je 150 t und einem Gewicht von 135 t — beträgt insgesamt 500 t.

Die Greiferkranen auf der Kaimauer fördern das Ladegut aus dem Schiff in einen im landseitigen Kranende angeordneten Bunker. Ein Selbstentlader hinter dem Kran laufenden Hochbahn entnimmt dem vollen Entladekranbunker den Inhalt, wiegt ihn und stürzt das Erz — nach Sorten getrennt — in verschiedenen Haufen ab. Aus dem Erztrög bringt dann der Lagerkran — mit einer Tragfähigkeit von 25 t und einer Stundenleistung von 400 bis 600 t — das Ladegut auf den Lagerplatz, von wo es in den Erzbrecher, aus diesem auf das offene Gelände zwischen dem landseitigen Lagerkrangleis und den Hochofenbunkern gefördert wird.

Diese Erzbrücke sind zweireihig, um mit Rücksicht auf die große Anzahl der zu verhüttenden Erzsorten eine große Zahl von Bunkerabteilungen zu erhalten. Über jede der beiden Bunkerreihen führt ein Gleis für je einen elektrischen Selbstentlader, der vom Lagerkran gefüllt und dessen Inhalt in die einzelnen Bunkerkellen entleert wird bei einer stündlichen Leistung von 400 t.

Das eigentliche Hochofenwerk ist in Anlehnung an amerikanische Vorbilder errichtet, die bedeutend leichter als deutsche Anlagen gebaut, daher billiger in der Herstellung und auch einfacher zu bedienen sind, und die sich gut bewährt haben.

Von der gesamten, in Abb. 1 und 2 dargestellten Anlage sind von der G. H. H. erstellt die vollständigen Hochofen, Winderhitzer, Rohrleitungen, Gasreinigungsanlage und Gießhallen, während die Kohlen- und Erzlöschanlage und die Dampfturbinenanlage von der M.A.N., Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. in Nürnberg stammen.

**INHALT:** Stählerne Abfange-Tragkonstruktion für das Kino im Maßpalast Petershof in Leipzig. — Von den allgemeinen Grundlagen der Festigkeitsrechnung. — Die Verstärkung der Wiedbrücke. — Verschiedenes: Die Drahtbrüche in den Kabeln der Mount-Hope- und der Detroit-Windsor-Hängebrücke. — Hochofenbauten der Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen.