DER BAUINGENIEUR

17. Jahrgang 16. Oktober 1936 Heft 41|42

ÜBER DIE FLIESSGRENZEN BEI ZUG- UND BIEGEBEANSPRUCHUNG.

Von Prof. Dr.-Ing. **F. Rinagl** VDI, Wien[1].

Übersicht: Bisherige Widersprüche von Theorie und Versuch über die Fließgrenze bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung werden durch neue Versuche aufgeklärt. An theoretisch abgeleiteten Biegekennlinien für verschiedene Querschnittsformen wird die Formänderung im federnd-bildsamen Bereich überprüft und eine etwa vorhandene obere Streckgrenze des Stahles festgestellt. Diese ist eine wirkliche Werkstoffeigenschaft, die bisher beim Zugversuch nur äußerst unsicher bestimmt werden konnte.

I. Einleitung.

Vorliegende Arbeit soll zur Klärung der grundsätzlichen Frage über den Eintritt des ersten Fließens der Randfasern bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung wie bei Biegung, Torsion, gelochtem Stab u. dgl. beitragen. Diese Fragen beschäftigten in der letzten Zeit, besonders in Deutschland, den Konstrukteur und Werkstoffprüfer und können durch folgende Schlagworte gekennzeichnet werden: Alte Fließbedingung der größten Schubspannung (Mohr, Guest) bzw. der unveränderlichen Gestaltsänderungsarbeit (Hencky-Mises-Huber) oder Erhöhung der Fließgrenze bei behinderter Formänderung (Thum, Prager, Kuntze), ältere oder neuere Plastizitätstheorie (Fritsche).

Anlaß zum Zweifel an den alten Fließtheorien gaben Versuche, die von verschiedenen Forschern in der Zeit von 1924—1934 ausgeführt wurden und die durchwegs wesentlich höhere Fließgrenzen bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung fanden als nach dem Zugversuch mit demselben Werkstoff zu erwarten war. Die größten Abweichungen wurden bei Augenstäben beobachtet, nämlich bei 140 bzw. 320%. Aber auch bei einfachen Biege- und bei Torsionsversuchen wurden 4—85% Fließgrenzenerhöhung gefunden.

Es sind wohl verschiedene Erklärungen versucht worden, doch befriedigen sie keinesfalls. Daß es sich um äußerst schwierige Probleme handelt ist schon daraus zu ersehen, daß hervorragende Theoretiker, die sich mit den Versuchen beschäftigten, keinen Widerspruch wagten. Diese und andere, insbesonders bei Dauerversuchen aufgetretenen Unstimmigkeiten führten dazu, daß Bestrebungen immer mehr an Boden gewannen, die allem Anscheine nach veraltete „klassische Festigkeitslehre" abzulehnen und der neuen „wirklichkeitsgetreuen Festigkeitsberechnung" auf Grund der nur aus Versuchen ermittelten „Gestaltfestigkeit" zuzuwenden.

II. Das Phänomen der unwahrscheinlich großen federnden Formänderungen.

Eiselin (1) hat bei Versuchen mit gelochten Zugstäben als erster beobachtet, daß die Proportionalitätsgrenze an der höchstbeanspruchten Stelle der Lochstäbe 2,4 mal so groß als beim gewöhnlichen Zugversuch aus demselben Werkstoff zu sein scheint. Ohne eine Erklärung für dieses Verhalten geben zu können, prägte er den Ausdruck „elastische Festigkeitsanpassung".

Bierett (2) stellte bei seinen umfangreichen, mit großer Genauigkeit ausgeführten Versuchen an einem Augenstab von 620 mm Breite und 180 mm Lochdurchmesser, Abb. 1, denselben Effekt fest. Bierett hat sich auch eingehend mit den verschiedenen Erklärungsversuchen auseinandergesetzt und kommt zum Schluß: „Für das Fehlen plastischer Verformungen bei den den Dehnungen entsprechenden außerordentlich großen Spannungen kann auf Grund der heutigen Anschauungen keine Erklärung gegeben werden. Die Eiselinschen Feststellungen, die mit den hier durchgeführten übereinstimmen, widersprechen der bestehenden Anschauung über den Fließeintritt".

Wenn Beobachtungs-, Meßgeräte oder sonstige Hilfsmittel wesentlich verbessert werden, bringt die Wissenschaft oft Dinge an den Tag, die sich in keiner Weise in das bisher vertraute Gebäude

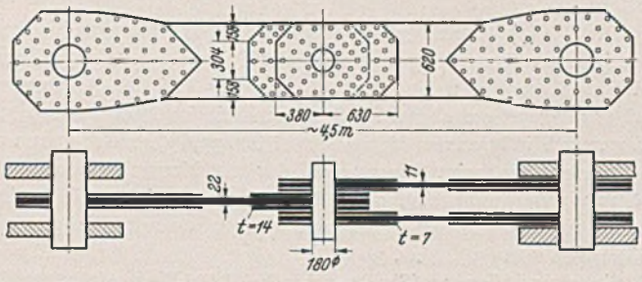

Abb. 1. Bieretts großer Augenstab. Dehnungsmessungen am äußersten Beiblech des mittleren Loches.

des betreffenden Wissensgebietes einordnen lassen. Das schwankende Lehrgebäude muß mit neuen Theorien unterfangen werden, wenn man es nicht lieber ganz einstürzen läßt um freien Ausblick für neue Anschauungen zu gewinnen. Es kann sich aber herausstellen, daß sich das anfänglich so geheimnisvolle Phänomen von einem anderen Standpunkt aus auf ganz natürliche Weise erklären läßt; dies trifft für unseren Fall zu, wie später gezeigt wird.

III. Bisherige Erklärungsversuche der Fließgrenzenerhöhung bei Biegebeanspruchung.

Thum und Wunderlich (3) haben Biegeversuche mit prismatischen Stäben von verschiedenen Querschnittsformen (Kreis, Rechteck, Quadrat, „I") ausgeführt und bei demselben Stahl verschieden hohe Fließgrenzen der Randfaser beobachtet, die je nach Form und Lage des Querschnittes 6—83% über der beim Zugversuch festgestellten Fließgrenze des Werkstoffes lagen. Nach ihrer Ansicht beweisen die Ergebnisse — daß die bisherigen Theorien über die Fließgefahr bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung nicht gültig sind, sondern nur dann zutreffen, wenn die Spannung über den Querschnitt gleichmäßig verteilt ist. Diese Erscheinung wird verständlich, wenn man beachtet, daß Stahl das Bestreben hat, immer in Schichten („quantenhaft") zu fließen —.

Prager (4) bekräftigt diese Ansicht durch eine auf Nakanishi (5) zurückgehende und aus dem Vergleich mit dem Siedeverzug von Flüssigkeiten entwickelbare Theorie der Fließgrenzenerhöhung. Prager verwirft die Theorie der plastisch-elastischen Biegung, nach welcher nach Erreichen der Fließspannung in der äußersten Faser des Stabes die rein federnde Spannungsverteilung (Abb. 2a) über federnd bildsame Spannungsverteilungen (Abb. 2b) allmählich in die rein bildsame Spannungsverteilung (Abb. 2c) übergeht. Nach seiner Theorie geht der rein federnde Zustand plötzlich in den rein bildsamen Zustand über, da, wie auch Thum und Wunderlich beobachtet haben, bei Biegeversuchen an Stäben mit polierter Oberfläche sich die Fließfiguren keineswegs auf die alleräußersten Fasern des Stabes beschränken, sondern sofort ziemlich weit in die mehr nach der neutralen Faser zu gelegenen Schichten hineinreichen. Unter Annahme einer rein bildsamen Spannungsverteilung rechnet Prager die „I"-förmigen Querschnitte der Versuche von Thum und Wunderlich nach und findet zum Teil gute Übereinstimmung mit den Versuchen, geht aber unter anderem auf die auffällige

[1] Mitteilungen aus der Techn. Versuchsanstalt der Techn. Hochschule in Wien.

Abweichung der Rechteck- und übereckgebogenen Quadratstäbe nicht ein.

Kuntze (6) sucht durch Gleichsetzung des „Widerstandsmittels" mit der Streckgrenze eine einfache Beziehung für das Maß der Fließgrenzenerhöhung zu finden.

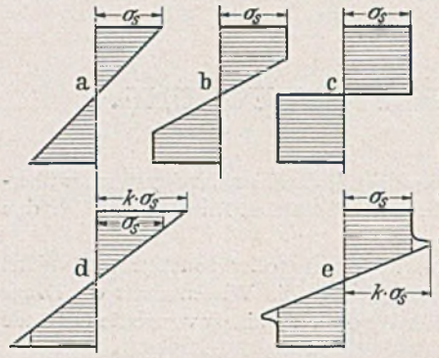

Abb. 2. Theoretische Spannungsverteilungen im Biegestab.
a—c Stahl ohne obere Fließgrenze,
d—e Stahl mit oberer Fließgrenze,
σ_s untere Fließgrenze,
$k\sigma_s$ obere Fließgrenze,

Chwalla (7) beschäftigt sich eingehend mit den verschiedenen Theorien und führte Biegeversuche mit Feinmessung der Dehnung und Stauchung an 2 Rechteckstäben aus. Bei der Auswertung fand er ausgeprägte obere Fließgrenzen, die im Mittel um 59,5% und untere Fließgrenzen, die im Mittel um 33,6% größer waren als die Streckgrenze beim Zugversuch, der mit Normalstäben durchgeführt wurde und keine obere Streckgrenze zeigte. Nach einer anderen Auswertung der Meßergebnisse ergaben sich Fließgrenzenerhöhungen von 85% bzw. 30%.

Siebel und Vieregge (8) schalteten bei ihren Biegeversuchen den Einfluß der Stabform aus, indem sie gleichgroße Probestäbe mit quadratischem Querschnitt verwendeten und nur nach dem Einfluß der Stahleigenschaften auf die Höhe der Biegefließgrenze forschten. Sie verwendeten 4 kennzeichnende Stahlsorten mit den in Zahlentafel 1 angegebenen Güteziffern und fanden die angeführten Biegefließgrenzen bzw. deren Verhältniszahlen zur oberen bzw. unteren Zugstreckgrenze.

Lochrand bis zum Fließen des Stahles wesentlich größere Dehnungen ertragen werden als beim Stahl ohne Bohrung.

Eugen Meyer (10) hat schon 1908 in Berlin vergleichende Zug- und Biegeversuche mit Stahl ausgeführt und eine Fließgrenzenerhöhung von 47% festgestellt.

Daraus ist zu ersehen, wie alt die Frage nach der Fließgrenze des Stahles bei Biegebeanspruchung ist und nach obigen Darstellungen scheint eine befriedigende Klärung fast hoffnungslos zu sein.

IV. Große praktische Bedeutung der Frage.

Das bildsame Verhalten der Werkstoffe hat früher nur die Technologen interessiert. Der leider so früh verstorbene Professor Ludwik hat dieses Gebiet zu einer eigenen Wissenschaft der „technologischen Mechanik" ausgebaut und sich viele Jahre mit der Fließgrenze als einer äußerst merkwürdigen Stoffeigenschaft des Stahles beschäftigt.

Immer wichtiger werden diese Fragen auch für den Konstrukteur, der den gesteigerten Anforderungen entsprechend, besonders im Leichtbau, mit der Beanspruchung immer näher an die Fließgrenze geht. Auch werden wir uns immer mehr bewußt, daß die früher hochgeachtete Elastizitätsgrenze sehr häufig auch bei geringer zulässiger Nennspannung überschritten wird und örtlich geringe bildsame Formänderungen auftreten, sei es infolge von Kerben und plötzlicher Querschnittsübergänge, oder infolge innerer Spannungen, die von Kaltbearbeitung bei der Herstellung, oder Schrumpfung nach Wärmedehnungen u. dgl. im Werkstoff zurückgeblieben sind, ganz abgesehen von der Dauerbeanspruchung, die auch mit bildsamen Formänderungen verbunden ist.

Bei statisch unbestimmten Tragbalken z. B. durchlaufenden Trägern, wird heute schon vielfach auf das örtliche Bildsamwerden (Plastizierung) bei der Festlegung der Sicherheitszahl Rücksicht genommen, wodurch unter Umständen eine bessere Ausnützung der Träger ermöglicht wird. Auch für die theoretische Behandlung des Gleichgewichtsproblemes außermittig gedrückter Stäbe aus

Zahlentafel 1.

Werkstoff	Obere Streckgrenze kg/mm²	Untere Streckgrenze kg/mm²	$\frac{\sigma_{F_o}}{\sigma_{F_u}}$	Zugfestigkeit kg/mm²	Obere Streckgrenze kg/mm²	Untere Streckgrenze kg/mm²	$\frac{\sigma'_{F_o}}{\sigma'_{F_u}}$	Obere Fließgrenze F_o kg/mm²	Untere Fließgrenze F_u kg/mm²	$\frac{F_o}{F_u}$	gerechnete Verhältniszahlen $\frac{\sigma'_{F_o}}{\sigma_{F_u}}$	$\frac{\sigma_{F_o}}{\sigma_{F_u}}$	$\frac{\sigma_{F_u}}{\sigma_{F_u}}$	$\frac{F_u}{\sigma_{F_u}}$
Weicheisen 0,04 C	24,5	18,9	1,30	31,0	31,3	19,3	1,62	16,1	9,6	1,68	1,28	1,66	1,03	0,51
unleg. Stahl 0,24 C	26,7	25,2	1,06	48,8	33,8	25,8	1,31	18,1	13,6	1,33	1,27	1,34	1,02	0,54
„ „ 0,55 C	39,0	37,7	1,03	75,0	40,2	—	—	21,6	20,0	1,08	1,03	1,07	—	0,53
Cr, Ni-St (VCN 15).	55,0	54,6	1,01	71,0	57,3	—	—	32,2	30,9	1,04	1,04	1,05	—	0,57

Die Fließgrenzenerhöhung schwankt also bei verschiedenen Stahlsorten, unter sonst gleichen Versuchsbedingungen, zwischen 5—66%. Siebel u. Vieregge kommen unter Einbeziehung von Beobachtungen bei Verdrehversuchen sowie von Zugversuchen mit gelochten Stäben und Innendruckversuchen bei dickwandigen Gefäßen zu folgenden Schlüssen:

1. Eine ungleichförmige Spannungsverteilung bewirkt bei statischer Beanspruchung eine Erhöhung der oberen Fließgrenze und zwar im großen und ganzen in um so stärkerem Maße, je mehr die örtlichen Spannungsspitzen die mittlere Beanspruchung übersteigen.

2. Bei der gleichen Spannungsverteilung tritt jedoch bei den einzelnen Werkstoffen eine sehr verschiedenartige Erhöhung der oberen Fließgrenze auf, die z. B. bei weichem Flußstahl ein Mehrfaches derjenigen bei härteren Stählen zu erreichen vermag.

3. Bei den verschiedenen Werkstoffen ist dabei mit einer Änderung der Spannungsverteilung nicht die gleiche Änderung der oberen Fließgrenze verbunden, so daß die Aufstellung allgemeingültiger Richtlinien nicht möglich sein dürfte.

Auch Hessler (9) fand nach einem Hinweis von O. Graf bei Lochstäben eine Unstimmigkeit mit der Elastizitätslehre, weil am Baustahl ist die Klärung der Frage von grundsätzlicher Bedeutung (11).

Es muß daher überraschen, daß über das Verhalten des Stahles in einem einfachen prismatischen Balken über 2 Stützen und reiner Biegebeanspruchung so große Unklarheit besteht, sobald die rein federnde Formänderung überschritten wird.

V. Kurze Betrachtungen über die Veränderlichkeit der Fließgrenze und über die theoretische Unmöglichkeit einer wesentlichen Erhöhung durch behinderte Formänderung.

Die Fließgrenze des Stahles ist bekanntlich kein Festwert, sondern eine sehr veränderliche Größe. Durch Kaltreckung wird sie gehoben und zwar auf einen Wert, der sich genau voraussagen läßt. Der kaltgereckte Stahl ändert aber im Laufe der Zeit mitunter auch ohne äußeres Zutun seine Fließgrenze. Temperaturerhöhungen auf 100 bis 300° C können den Vorgang wesentlich beschleunigen. Diese Erscheinung, die durch Ausscheidungsvorgänge hervorgerufen und „Alterung" genannt wird, kann je nach der Vorgeschichte des Stahles sehr verschieden sein. Überdies gibt es Stähle mit großer Neigung zur Alterung und solche von gleicher Zusammensetzung und sonst gleichen Güteeigenschaften, die fast gar nicht altern. Wir kennen aber die wesentlichsten Einflüsse und

sind in der Lage durch genaue Einhaltung der Versuchsbedingungen bei Wiederholungsversuchen dieselben Fließgrenzenwerte zu erhalten. Ohne Vorversuche ist aber eine Voraussage nicht mehr möglich.

Für das Auftreten der sog. oberen Fließgrenze mit Lastabfall konnte man bisher überhaupt keine Gesetzmäßigkeit finden. Bei möglichst gleich vorbehandeltem Werkstoff und sorgfältiger Durchführung der Zugversuche streuten die Ergebnisse infolge eines noch unbekannten Einflusses sehr stark, so daß vielfach behauptet wurde, die obere Fließgrenze wäre gar keine Werkstoffeigenschaft, sondern trete je nach Laune (12), bei höheren oder niedrigeren Spannungen plötzlich auf, ähnlich dem Siedeverzug beim Erhitzen einer Flüssigkeit (5). Die obere Fließgrenze wird später noch ausführlich behandelt.

Die geschilderten vielfältigen Einflüsse auf die Höhe der Fließgrenze müssen wir uns vor Augen halten, wenn wir durch Vergleichsversuche bei verschiedenen Spannungszuständen die auftretenden Fließgrenzen bestimmen. Wir wollen uns aber vorerst darüber klar werden, inwiefern eine Erhöhung der Fließgrenze bei behinderter Formänderung oder anderen Umständen theoretisch möglich ist. Einer so „launischen" Werkstoffeigenschaft wie die Fließgrenze zu sein scheint, ist es aber auch zuzutrauen, daß sie gelegentlich nicht der Theorie treu bleibt. Wenn aber die Abweichungen von der Theorie regelmäßig auftreten, dann müssen wir alles daran setzen dies aufzuklären.

Mehrfach beruft man sich (28, 29) bei der Erklärung der Fließgrenzenerhöhung infolge behinderter Formänderung auf die bedeutende Steigerung der Zugfestigkeit bei gekerbten Stäben nach Versuchen von Ludwik u. Scheu (13), vgl. Abb. 3. Ludwik hat aber nirgends behauptet, daß der Beginn des Fließens im Kerbengrunde verhindert oder verzögert wird. Nach dem ersten Fließen sind aber zur weiteren Verformung, je nach der Kerbenform, verschieden stark ansteigende Kräfte notwendig, als Folge der geänderten Spannungsverteilung und der durch die Verformung sich erst einstellenden, das Weiterfließen entsprechend stark behindernden räumlichen Spannungszustände. Der Schluß vom Bruchzustand auf die Verhältnisse beim ersten Fließen ist aber nicht zulässig.

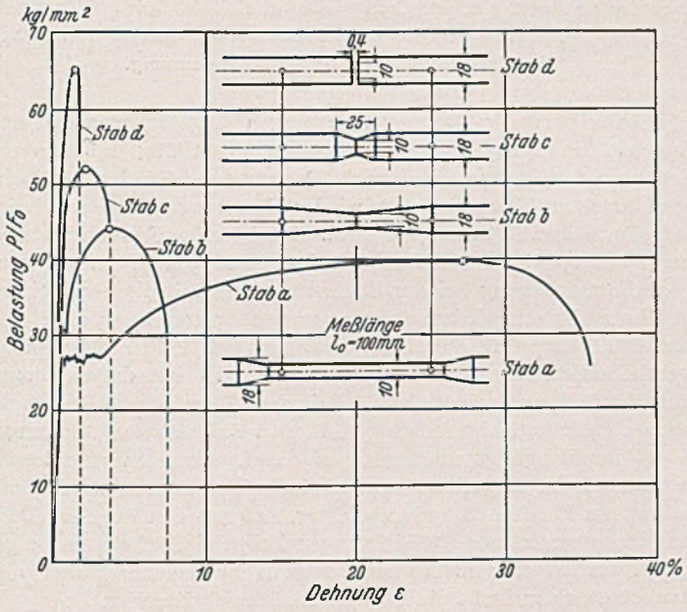

Abb. 3. Schaulinien verschieden stark gekerbter Zugstäbe.

Meiner Ansicht nach kann durch alleinige Anwendung auch sehr scharfer Kerben keine wesentliche Fließgrenzenerhöhung durch behinderte Formänderung eintreten, was ich durch Versuche an besonders geformten Probekörpern auch bestätigen konnte. Es ist mir aber anderseits durch technologische Kunstgriffe gelungen einen dreiachsigen Zugspannungszustand zu erzielen, wobei die Fließgrenze nachweisbar auf den 5fachen Wert stieg. Die Veröffentlichung der Versuche wird nach deren Abschluß erfolgen.

Bei zweiachsigen Spannungszuständen wäre auch nur eine Fließgrenzenerhöhung von höchstens 12—15% möglich (14). Bei reiner Biegebeanspruchung liegt aber ein geradezu idealer einachsiger Spannungszustand vor, irgendeine Behinderung der Formänderung infolge des Spannungszustandes ist theoretisch nicht möglich. Wir werden später sehen, daß erst nach Überschreiten der Fließgrenze, im federnd bildsamen Zustand, sich die verschiedenen Querschnittsformen entsprechend auswirken. Es ist auch nicht richtig, daß das Fließen stets ruckartig bis nahe an die Nulllinie sich erstrecken muß, wie Prager (4) behauptet, nach dessen Theorie das Fließen erst dann eintritt, wenn das Biegemoment des vollbildsamen Zustandes (Biegetragmoment) erreicht wird. Wie soll auch der Werkstoff der Randfaser bei der erstmaligen Belastung voraussehen, bei welchem Biegemoment später der vollbildsame Zustand des Biegebalkens, Abb. 2c, erreicht werden wird, um sich solange federnd zu verhalten, bis gerade dieses Moment erreicht wird. Da müßte die Fließgrenze eine sehr berechnende Eigenschaft sein.

Aus denselben Gründen ist die Theorie von Kuntze (6) abzulehnen, nach der das Fließen in der Randfaser erst dann eintreten soll, wenn im Inneren des Balkens in einer bestimmten Schicht, dem „Widerstandsmittel", die Zugfließgrenze erreicht wird. Wir können uns keine Fernsteuerung vorstellen, die den Fließvorgang im richtigen Augenblick regeln könnte. Die Übertragung von Reizen vom Entstehungsort auf entfernte Stellen ist nur beim Lebewesen (Baum, Tier, u. dgl.) möglich. Das Widerstandsmittel ist nur eine rein geometrische Beziehung ohne physikalische Bedeutung. Die annähernde Übereinstimmung mit den Versuchen von Thum ist übrigens nur zufällig und verschwindet, wenn die Versuche richtig gedeutet werden.

VI. Eigene Versuche mit großen Augenstäben.

Die Tragketten der neuen Reichsbrücke über die Donau in Wien (16,17) werden aus je 25 Gliedern mit 11, bzw. 12 Augenstäben von ungefähr 10 m Länge ausgeführt und besitzen mit den Rückhalteketten insgesamt ein Gewicht von etwa 3500 t. Die Augenstäbe bestehen aus 24 mm dicken und etwa 1200 mm breiten Blechstreifen aus St 55 mit angenieteten Verstärkungsblechen an den Augen. Durch Versuche in der 250 t Zerreißmaschine der Technischen Hochschule in Wien sollte an Probekörpern von 1:3 der natürlichen Größe vor allem die zweckmäßigste Art der Verbindung der Verstärkungsbleche mit dem Mittelblech ermittelt werden. Daß diese Probekörper auch für wissenschaftliche Untersuchungen verwendet werden konnten, ist der weitgehenden Förderung durch das Österr. Bundesministerium für Handel und Verkehr zu danken, das die Anschaffung der erforderlichen Meßgeräte ermöglichte.

Die seltene Gelegenheit zu Versuchen an so großen Augenstäben sollte ausgenützt werden, um durch Feinmessungen den Beweis zu erbringen, daß die wiederholt behauptete Erhöhung der Fließgrenze nicht eintritt. Auch Bierett (2) hatte sich nach mündlicher Mitteilung seinerzeit die Aufgabe gestellt, die Versuche von Eiselin (1) zu widerlegen. Auf Grund der erhaltenen Meßergebnisse mußte er sie aber bestätigen, ohne eine theoretische Erklärung hiefür geben zu können. Trotzdem ich mit größtem Mißtrauen und schärfster Kritik der früheren Versuche an die Arbeit ging, wäre es mir ähnlich ergangen, wenn nach den ersten Versuchen mit den großen Augenstäben die Arbeit abgebrochen worden wäre. Bierett konnte bei seinen Versuchen nur auf einer Seite des Probekörpers mit Tensometern messen, vgl. Abb. 1. Um etwaige ausmittige Beanspruchungen sicher zu erkennen, legten wir Wert darauf, beiderseits messen zu können, was durch eine entsprechende Versuchsanordnung, vgl. Abb. 4, mit einigen Schwierigkeiten gelang. Leider war am Auge das Mittelblech der Messung nicht zugänglich, so daß trotzdem eine gewisse Unsicherheit über die Kraftverteilung auf das Mittelblech und die beiden Verstärkungsbleche bestand, da infolge Nietverformung die Verstärkungsbleche selbstverständlich stärker nachgaben.

Wegen der verwickelten Spannungsverteilung bei Augenstäben sind nacheinander Messungen an vielen Stellen nach mindestens 3 Richtungen nötig, die nicht auf einmal ausgeführt werden

können; selbst wenn genügend Tensometer zur Verfügung stünden, könnten sie aus Platzmangel nicht gleichzeitig aufgesetzt werden. Daher ist wiederholtes Umsetzen der Tensometer bei derselben Laststufe nötig. Bei Laststeigerung kann daher nur an wenigen Stellen gemessen werden, weshalb kleine bleibende Formänderungen, die sich addieren, leicht übersehen werden können. Aus diesem Grunde waren wir bestrebt, die bleibenden Dehnungen auf andere Weise an einigen wichtigen Stellen unabhängig von den federnden Dehnungen zu messen, was schließlich mit einem Komparator-Meßmikroskop gelang. Wegen des örtlich verschiedenen Spannungszustandes durfte dabei nur eine kleine Meßstrecke angewendet werden.

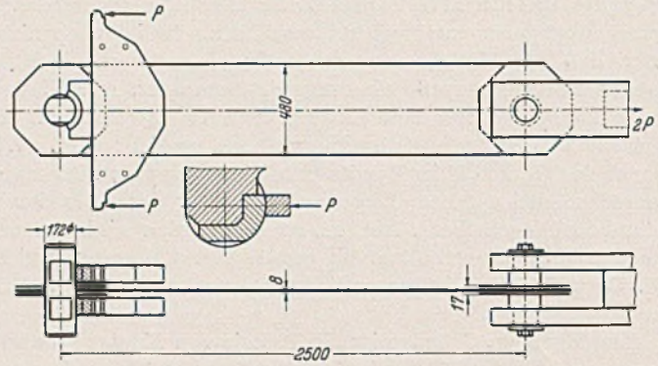

Abb. 4. Augenstab für die Reichsbrücke. Dehnungsmessung am linken Auge.

In einfacheren Fällen kann man natürlich auch mit Tensometern bleibende Dehnungen messen, wenn man folgendes beachtet. Bei jedem Neuaufsetzen eines Tensometers muß man bei der ersten Belastung mit einer wenn auch oft nur geringen Verschiebung der Anfangslesung infolge Schneidenverlagerung, totem Gang u. dgl. rechnen. Erst bei wiederholter Belastung zeigt das Tensometer zuverlässig. Man muß daher nach jedem Neuaufsetzen des Tensometers einige Be- und Entlastungen durchführen ohne die früher erreichte Lastgrenze zu überschreiten. Erst nach neuerlicher Anfangslesung ist die Steigerung auf eine höhere Laststufe vorzunehmen, die Last längere Zeit gleichbleibend zu erhalten und sodann auf die Anfangslast zu entlasten. Inzwischen könnten aber auch an anderen Stellen, die während der Steigerung auf eine höhere Laststufe nicht mit Tensometern besetzt waren, bleibende Formänderungen aufgetreten sein, die nachträglich nicht mehr feststellbar sind. Auch bei größeren Gesamtdehnungen versagt dieses Verfahren. Es konnten zwar wesentlich früher als von Bierett bleibende Formänderungen an den kritischen Stellen festgestellt werden, aber die scheinbare Fließgrenzenerhöhung betrug noch immer über 100%. Früher hat man immer angenommen (18, 19), daß an der höchstbeanspruchten Stelle des Lochrandes ein Spannungsausgleich durch Fließen bei der Zugfließgrenze eintritt. Wenn nun aber bei der darauffolgenden Entlastung aus irgendeinem Grunde, z. B. durch die Federkräfte des Augenstabes, diese bildsamen Verlängerungen wieder rückgängig gemacht werden, dann haben wir keine Möglichkeit zu unterscheiden, ob w i r k l i c h e oder nur s c h e i n b a r e Federung der Dehnungsspitzen an diesen Stellen vorliegt.

Um diese Verhältnisse bei einem Fall mit klarer Spannungsverteilung genauer zu studieren, ließ ich einen besonders geformten Biegestab anfertigen, bei dem scheinbar federnde Formänderungen besonders deutlich auftreten mußten. Dieser Stab, vgl. Abb. 5, dessen Querschnitt aus einem breiten Rechteck mit einer in der Biegebene aufgesetzten schwachen Rippe bestand, wurde aus weichem Rundstahl herausgearbeitet, geschliffen und hochglanzpoliert, um die Fließfiguren gut beobachten zu können. Die Belastung des Biegestabes erfolgte durch zwei Einzellasten symmetrisch zur Mitte und die Dehnungsmessung wurde im mittleren Teil ausgeführt, wo das Moment gleich bleibt. Der Biegestab wurde so lange belastet, bis die am äußersten Rand der Rippe gemessene Dehnung wesentlich größer war als die federnde Dehnung an der Streckgrenze beim Zugversuch, die Fließgrenze in der Rippe also sicher überschritten war. Hierauf wurde der Stab entlastet. Infolge der Federkraft des breiten Rechteckquerschnittes wurde die Rippe so stark rückgestaucht, daß das Tensometer am äußersten Rand der Rippe fast keine bleibende Dehnung zeigte. Aus dem Unterschied der nach einer bestimmten Gesamtdehnung auftretenden bleibenden Dehnung beim Biegeversuch und der bleibenden Dehnung, die beim Zugversuch aufgetreten wäre, kann auf die Restspannung geschlossen werden (vgl. Abb. 6a, b).

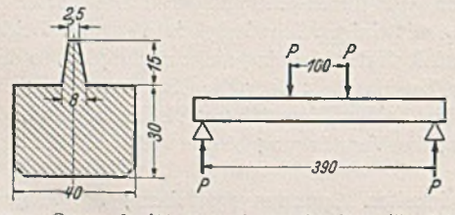

Abb. 5. Versuch an einem Längsrippenstab.

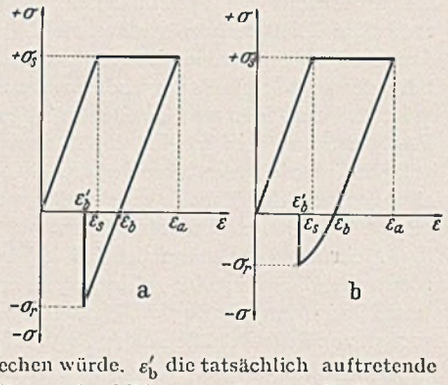

Abb. 6. Verlauf der Spannungsdehnungslinien. Durch starke Federkraft der Umgebung ist die an einer begrenzten Stelle aufgetretene bildsame Formänderung wieder größtenteils rückgängig gemacht worden.
a) Wenn kein Bauschinger-Effekt eintreten würde,
b) mit Bauschinger-Effekt
ε_b bleibende Dehnung, die der bildsamen Verformung ε_a nach der Entlastung entsprechen würde. ε'_b die tatsächlich auftretende bleibende Dehnung, $-\sigma_r$ die an der bildsam verformten Stelle nach der Entlastung herrschende Restspannung.

An eigens für Dehnungsmessungen angefertigten kleinen Augenstäben gelang der Beweis besonders augenfällig, daß keinerlei Erhöhung der Fließgrenze eintritt. Dehnung und Fließen der hochbeanspruchten Fasern erfolgt bei der Belastung so frei wie beim sog. einachsigen Spannungszustand. Es tritt keine Formänderungsbehinderung bei der Belastung, sondern im Gegenteil eine erzwungene Formänderung bei der Entlastung ein, weil die am meisten gedehnten Fasern wieder so stark zusammengestaucht werden, daß sie fast die ursprüngliche Länge erreichen und die theoretisch noch verbleibenden Formänderungen so winzig klein sind, daß sie unterhalb der Meßgenauigkeit liegen. Bei reiner Biegung von Rechteckstäben kann auch im federnd bildsamen Zustand aus Dehnungs- oder Durchbiegungsmessungen auf die Spannungen geschlossen werden. Beim Augenstab aber sind die Verhältnisse im federnd bildsamen Bereich so undurchsichtig, daß aus den üblichen Dehnungsmessungen nach 3 Richtungen keinerlei Schlüsse mehr gezogen werden können. Es kann dabei nicht einmal erkannt werden, ob an einer Stelle die Fließgrenze überschritten ist.

Nur ein gewaltsamer Eingriff, eine radikale Operation konnte helfen, die folgendermaßen ausgeführt wurde:

An einem eigens für Dehnungsmessungen angefertigten Augenstab wurde die Höhe der größten Spannungsspitze durch Feinmessungen im verläßlich federnden Bereich ermittelt. Hierauf wurde die Belastung so weit gesteigert, bis an der höchstbeanspruchten Stelle die Fließgrenze zuverlässig überschritten wurde. Die dort vorher eingeritzten Meßmarken zeigten nach der Entlastung noch keine Abstandsänderung. Nun wurde der Augenstab im Scheitel- und in den Wangenschnitten bis nahe an den Lochrand eingesägt, so daß die Wirkung der Rückfederkraft ausgeschaltet war. Die nach der Entlastung unter Druckspannung stehende Stelle konnte sich nun frei ausdehnen, was an der Verlängerung des Markenabstandes einwandfrei festgestellt werden konnte. Dadurch ist der unwiderlegbare Beweis erbracht worden, daß tatsächlich im Kerbgrund bildsame Verformungen aufgetreten sind.

Gleichzeitig mit dem Augenstab wurden auch einfache Biegestäbe mit verschiedenen Querschnittsformen untersucht, die im folgenden behandelt werden. Vorerst wollen wir uns wieder übe

die theoretischen Beziehungen im federnd-bildsamen Bereich Klarheit verschaffen.

VII. Bezeichnungen.

Den Ableitungen, die im nächsten Abschnitte folgen, sollen die gewählten Bezeichnungen vorangestellt werden.

- M veränderliches Biegemoment
- M_s Biegefließmoment (Rechnungswert $M_s = \sigma_s \cdot W$) [cmkg]
- M/M_s Biegekennlinienwerte [1]
- $M_{0,2}$ $M_{0,03}$ usw. 0,2% Biegegrenzmoment usw.
- M_{so} oberes Biegefließmoment [cmkg]
- M_T Biegetragmoment
- M_n Moment am Ende des Fließbereiches
- ε bezogene Dehnung (Stauchung) [1]
- ε_a Verformung der Randfasern
- ε_b bleibende Verformung der Randfasern
- ε_s Verformung der Randfasern bei der unteren Fließgrenze, bei Biegung Zug oder Druck [1]
- ε_n Verformung am Ende des Fließbereiches
- $n\,\varepsilon_s$ Fließbereich
- e Verhältniszahl $e = \varepsilon_s/\varepsilon_a$
- k Verhältniszahl $k = \sigma_{so}/\sigma_s$
- σ_s untere Fließgrenze bei Biegung, Zug oder Druck [kg/mm²]
- σ_{so} obere „ „ „ „ „ „ „
- $\sigma_{0,2}$ usw. 0,2% Dehngrenze
- S Statisches Moment des halben Querschnittes bezogen auf die Nullinie [cm³]
- W Widerstandsmoment [cm³]

Zur Erläuterung der angewendeten Bezeichnungen vgl. die Zugdehnungsschaulinien Abb. 7a, b und die Momenten-Randdehnungsschaulinie Abb. 8. Beim rein federnden Spannungszustand wächst das Biegemoment M geradlinig mit der Randdehnung ε_a, bis beim Biegefließmoment M_s das erste Fließen in den Randfasern bei einer Randdehnung ε_s eintritt, wenn der Werkstoff nur eine untere Fließgrenze σ_s besitzt (vgl. Abb. 7a). Im Bereich der federnd bildsamen Verformungen (Abb. 7b) nimmt das Biegemoment nach den später angeführten Gleichungen zu, sofern über den ganzen Fließbereich $n\varepsilon_s$ die Fließspannung σ_s gleichbleibt (Abb. 7a). Die errechnete Momenten-Randdehnungslinie strebt asymptotisch einem Grenzwert M_T zu, dessen Höhe von der Querschnittsform abhängt. Tatsächlich hat sie nur bis zum Moment M_n Gültigkeit, bei welchem Verfestigung und ein rascheres Ansteigen des Momentes eintritt. Je nach Größe der zugelassenen bleibenden Verformungen $\varepsilon_b = 0{,}2$, 0,03 und 0,01% ergeben sich verschiedene Grenzbiegemomente $M_{0,2}$ $M_{0,03}$ und $M_{0,01}$.

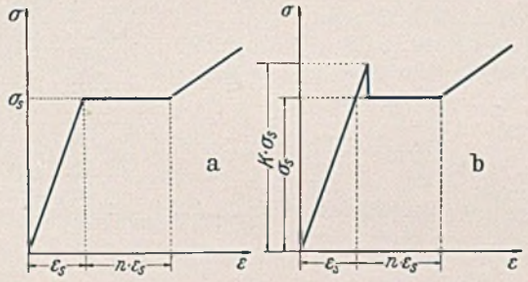

Abb. 7. Spannungsdehnungslinie beim Zugversuch.
a) nur mit unterer Streckgrenze σ_s,
b) mit oberer Streckgrenze $\sigma_{so} = k\,\sigma_s$,
ε_s Dehnung bei der unteren Streckgrenze, $n\,\varepsilon_s$ Streckbereich.

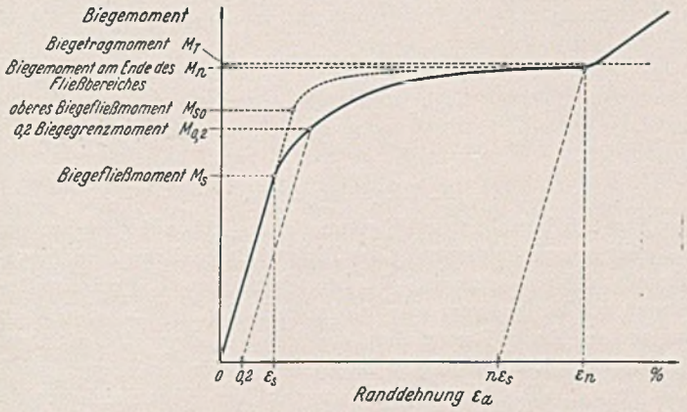

Abb. 8. Spannungsdehnungslinie beim Biegeversuch.

Besitzt der Werkstoff eine ausgeprägte obere Fließgrenze (vgl. Abb. 7b), dann tritt die erste bleibende Formänderung erst beim oberen Biegefließmoment M_{so} auf. Das Biegefließmoment M_s nach der Gleichung $M_s = \sigma_s W$ aus der unteren Fließgrenze berechnet, hat in diesem Falle nur theoretische Bedeutung. Der Verlauf der Momenten-Randdehnungslinie ist gestrichelt dargestellt und läßt sich unter bestimmten Voraussetzungen für verschiedene $k = \sigma_{so}/\sigma_s$ berechnen. Auf die Höhe des Biegetragmomentes M_T hat aber die obere Fließgrenze keinen Einfluß, wie später gezeigt wird. Auf Abb. 10 und 11 ist eine von der unteren Fließgrenze σ_s unabhängige Darstellung verwendet dadurch, daß die Verhältniswerte M/M_s nach oben und $\varepsilon_a/\varepsilon_s$ nach rechts aufgetragen wurden. Die so erhaltenen Linien werden kurz „Biegekennlinien" der betreffenden Querschnitte genannt und z. B. als „Biegekennlinie für $k = 1 \cdot 3$" bezeichnet, wenn eine obere Fließgrenze $\sigma_{so} = 1 \cdot 3\,\sigma_s$ berücksichtigt wurde.

VIII. Ableitung von idealen Formänderungslinien bei reiner Biegung.
(Biegekennlinien.)

Für einen Werkstoff, dessen Formänderungslinie für Zug- und Druckbeanspruchung ganz gleich ist und zwar bis zur Fließgrenze rein federnd und im Fließbereich rein bildsam, vgl. Abb. 1a, kann unter der Annahme, daß auch bei der bildsamen Formänderung die Querschnitte eben und senkrecht zur Stabachse bleiben, die Formänderungslinie bei reiner Biegung verhältnismäßig einfach für einige Querschnittsformen bestimmt werden. Bei einem Biegebalken mit Rechteckquerschnitt von der Höhe h und der Breite b wäre die bildsame Formänderung bei einer Fließgrenze σ_s von außen herein bis auf den Nullinien-Abstand z (vgl. Abb. 9) vorgedrungen, während der innere Teil mit der Höhe 2z sich noch im rein federnden Zustand befindet. ε_a bedeutet die jeweilige bezogene Dehnung der äußersten Randfaser und ε_s die bezogene Dehnung beim Erreichen der Fließgrenze σ_s. Dann gilt folgende Beziehung für das veränderliche Biegemoment M:

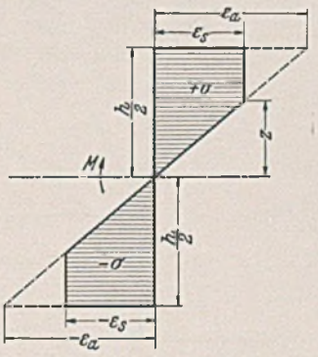

Abb. 9.

$$M = b \cdot \left(\frac{h}{2} - z\right) \cdot \left(z + \frac{h}{2}\right) \sigma_s + \frac{b \cdot 4z^2}{6} \sigma_s = b \cdot \sigma_s \left(\frac{h^2}{4} - \frac{z^2}{3}\right)$$

und nach Einführung des $z = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_a} \cdot \frac{h}{2}$ ergibt sich

$$M = \frac{bh^2}{12} \sigma_s \left(3 - \varepsilon_s^2/\varepsilon_a^2\right) \text{ vgl. Fritsche (20).}$$

Um bei derselben Querschnittsform für Werkstoffe mit verschieden großen Fließgrenzen dieselben Vergleichslinien zu erhalten, wurde in Abb. 10, 13 nach oben das Verhältnis $\frac{M}{M_s}$ und nach rechts das Verhältnis $\varepsilon_a/\varepsilon_s$ aufgetragen, wobei M das jeweils veränderliche Biegemoment und M_s jenes beim Übergang vom rein federnden in den federnd bildsamen Zustand bedeutet. Es ergibt sich dann für den Rechteckstab, gleichgültig ob flach- oder hochkant gebogen, folgende Beziehung:

$$\frac{M}{M_s} = \frac{1}{2} \cdot \left[3 - (\varepsilon_s/\varepsilon_a)^2\right]$$

die eine Kurve dritter Ordnung von der Form $y = a - b/x^2$ darstellt,

mit einer Asymptote im Abstand y = 1,5 und der Hookeschen Geraden als Anfangstangente.

Bei einem Streckbereich von $\varepsilon_a = 5\,\varepsilon_s$ ($\sim 1\%$ bei weichem Stahl) nähert sich der Wert M/M_s bereits genügend genau der Grenze 1,5 (vgl. Abb. 10). Die abgeleitete Kurvengleichung behält

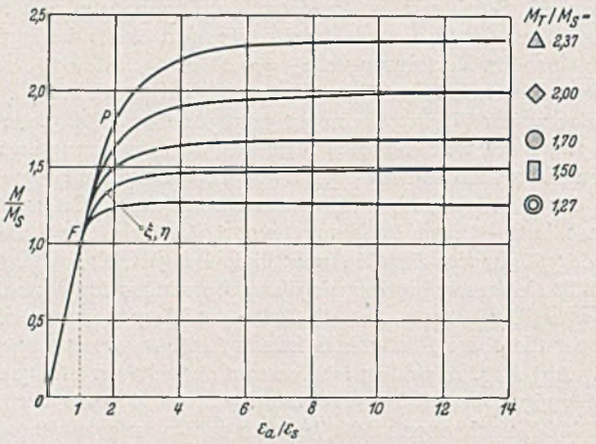

Abb. 10. Biegekennlinien verschiedener Querschnittsformen.
M veränderliches Biegemoment,
M_s Biegefließmoment ($M_s = \sigma_s \cdot W$),
ε_s Dehnung bei der Fließgrenze,
ε_a Dehnung der Randfaser,

ihre Gültigkeit solange die Außenrandfaserdehnung ε_a den tatsächlichen Fließbereich nicht überschreitet, der bei Stahl 1,5—2% und mehr betragen kann. Die Kurve kann sehr genau gezeichnet werden, da sich aus der Gleichung eine einfache Tangentenbeziehung ableiten läßt (vgl. Abb. 11), der auch mechanische Bedeutung

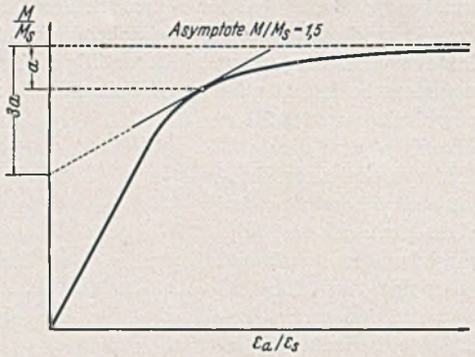

Abb. 11. Tangentenbeziehung der Biegekennlinie für Rechteckquerschnitt.

zukommt. In derselben Weise ergeben sich für einige einfache Querschnittsformen die Gleichungen der Formänderungslinien, die natürlich nur soweit gelten, als keine Verfestigung eintritt. Mit der vereinfachenden Schreibweise $\varepsilon_s/\varepsilon_a = e$ gelten folgende Beziehungen für die Biegekennlinien (vgl. Abb. 10):

Rechteckstab, gleichgültig ob flach- oder hochkant gebogen.

$$\frac{M}{M_s} = \frac{1}{2}(3 - e^2) \qquad \text{Grenzwert } \frac{M}{M_s} = 1{,}5.$$

Quadratstab, übereck gebogen.

$$\frac{M}{M_s} = 2\left(1 - e^2 + \frac{1}{2}e^3\right) \qquad \text{Grenzwert } \frac{M}{M_s} = 2{,}0.$$

Dreikantstab.

Die Formänderungslinie zerfällt in zwei Kurvenäste, die einen gemeinsamen Punkt P haben (vgl. Abb. 10), in welchem beide Kurven dieselbe Tangente, jedoch verschiedenen Krümmungshalbmesser ($\varrho_1 = 4\,\varrho_2$) besitzen. Der erste schwach gekrümmte Kurvenast entspringt aus der Hookeschen Geraden und verläuft bis zum Punkt P ($e = 1/2$ bzw. $\varepsilon_a/\varepsilon_s = 2$). Er hat die Gleichung:

$$\frac{M}{M_s} = \frac{16}{27}\left[e^3 - 2\,e^2 + \frac{11}{16}e^{-1} + 2\right].$$

Für den zweiten Kurvenast gilt bis zum vollbildsamen Zustand:

$$\frac{M}{M_s} = \frac{64}{27}[1 - e^2] \qquad \text{Grenzwert } \frac{M}{M_s} = \frac{64}{27} \sim 2{,}37.$$

Rundstab (Kreisquerschnitt).

$$\frac{M}{M_s} = \frac{4}{\pi}\left[\frac{\arcsin e}{2} + \frac{1}{3}(1 - e^2)^{1/2} \cdot (5/2 = e^2)\right] \qquad \text{Grenzwert } \frac{16}{3\pi} \sim 1{,}7$$

Dünnwandiges Rohr (Einbeulen verhindert).

$$\frac{M}{M_s} = \frac{2}{\pi}\left[\frac{\arcsin e}{e} + \sqrt{1 - e^2}\right] \qquad \text{Grenzwert } \frac{4}{\pi} \sim 1{,}27.$$

Die Kurve für ein dickwandiges Rohr muß zwischen den Kurven für Vollrundstab und dünnwandigem Rohr liegen. Bei dem geringen Unterschied zwischen beiden wurde auf die Ableitung der Gleichung wegen mathematischer Schwierigkeiten verzichtet.

IX. Der Grenzfall der rein bildsamen Biegung.

Die Grenzwerte $\frac{M_T}{M_s}$ für den rein bildsamen Spannungszustand, bei welchem im ganzen Querschnitt die Fließspannung σ_s (vgl. Abb. 2c) erreicht wird, kann man in bekannter Weise unmittelbar ableiten. Aus Gleichgewichtsgründen fällt Nullinie und Flächenhalbierende zusammen. Es gilt allgemein für das Moment M der inneren Kräfte (vgl. Abb. 12):

$$M_T = \int_{F_1} \sigma_s \cdot b \cdot y \cdot dy + \int_{F_2} \sigma_s \cdot b \cdot y \cdot dy = \sigma_s\,[S_1 + S_2]$$

wenn S_1 und S_2 die statischen Momente der halben Querschnittsflächen ober- und unterhalb der Nullinie bedeuten. Es ergeben sich für Biegestäbe mit Rechteck-, Quadrat-, Kreis- und Dreieckquerschnitt folgende einfache Momentengleichungen:

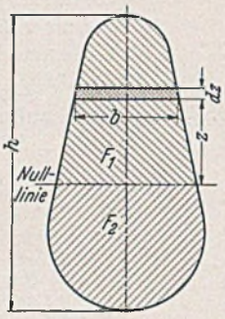

Abb. 12.

Rechteckstab, gleichgültig ob flach- oder hochkant gebogen. Breite b, Höhe h.

$$M_T = \frac{bh^2}{4}\,\sigma_s \quad \text{für rein bildsamen Zustand,}$$

$$M_s = \frac{bh^2}{6}\,\sigma_s \quad \text{für rein federnden Zustand,}$$

daher

$$\frac{M_T}{M_s} = 1{,}5.$$

Quadratstab, übereck gebogen. Diagonale d.

$$M_T = \frac{d^3}{12}\,\sigma_s \qquad M_s = \frac{d^3}{24}\,\sigma_s \qquad \frac{M_T}{M_s} = 2{,}0.$$

Dreikantstab, Dreieckgrundlinie b, Höhe h.

$$M_T = \frac{bh^2}{12} \cdot \frac{4}{2 + \sqrt{2}}\,\sigma_s \qquad M_s = \frac{bh^2}{24}\,\sigma_s \qquad \frac{M_T}{M_s} = \frac{8}{2 + \sqrt{2}} \sim 2{,}34.$$

Rundstab. Kreisdurchmesser d

$$M_T = \frac{d^2}{6}\,\sigma_s \qquad M_s = \frac{\pi\,d^3}{32} \cdot \sigma_s \qquad \frac{M_T}{M_s} = \frac{32}{6\pi} \sim 1{,}7.$$

X. Biegefließgrenze.

Aus den berechneten Biegekennlinien (Abb. 10) geht hervor, daß eine genaue Bestimmung der Biegefließgrenze aus dem Biegeversuch nicht möglich ist, da bei verschiedenen Querschnittsformen der Verlauf vom rein federnden in den federnd-bildsamen Zustand im Punkt F ganz allmählich erfolgt. Dies trifft auch für Werkstoffe mit ausgeprägter Zug- oder Druckstreckgrenze nach Abb. 7a zu; die berechneten Biegekennlinien bauen sich gerade auf diesen Grenzfall auf. Bei Zugversuchen mit undeutlicher Streckgrenze, bei welcher kein deutlicher Knick in der Spannungsdehnungslinie, sondern ein allmählicher Übergang erfolgt, hat man sich auf die 0,2% Dehngrenze als Ersatz für die Streckgrenze geeinigt, um ein einheitliches, von Willkür freies Prüfverfahren an-

wenden zu können. Dieses Hilfsmittel versagt beim Biegeversuch, wie folgende Überlegung zeigt:

Da Stähle ein angenähert gleiches Dehnmaß E aufweisen, hängt die Randdehnung ε_s bei Erreichung des Biegefließmomentes M_s geradlinig von der Höhe der Fließgrenze σ_s ab. Wählt man ein bestimmtes Biegegrenzmoment (z. B. $M_{0,2}$) entsprechend einer zulässigen bleibenden Biegeverformung (z. B. $\varepsilon_b = 0{,}2\%$) sowie den einer bestimmten Zug-Druckfließgrenze σ_s entsprechenden Dehnungswert, so kann mit dem für diese Annahmen giltigen Dehnungsverhältnis $\varepsilon_b/\varepsilon_s$ in der Abb. 10 die Hookesche Entlastungsgerade gezeichnet werden. Für die betrachtete Querschnittsform folgt im Schnitt mit deren Biegekennlinie das Momentenverhältnis (z. B. $M_{c,2} : M_s$) und damit die scheinbare Biegefließgrenzenerhöhung. Etwas größere Werte würden sich ergeben, wenn bei der Entlastung der Bauschingereffekt (vgl. Abb. 6b) berücksichtigt würde. Der Einfachheit halber wurde davon abgesehen und in Zahlentafel 2 die Ermittlung der scheinbaren Fließgrenzenerhöhung bei verschiedenem σ_s und ε_b zusammengestellt. Dabei wurde angenommen, daß die Zug-Druckfließgrenze genau ermittelt werden konnte. Muß statt ihrer die 0,2%-Dehngrenze verwendet werden, so treten weitere Unsicherheiten auf.

Zahlentafel 2.

Ausgeprägte Zugfließgrenze σ_s kg/mm²	Fließgrenzendehnung ε_s	Bleibende Dehnung: Fließgrenzendehnung $\varepsilon_b/\varepsilon_s$	Momentenverhältnis $M_{0,2} : M_s$	Scheinbare Biegefließgrenzenerhöhung %
Rechtecksquerschnitt $\varepsilon_b = 0{,}002$ $E = 2{,}10^6$ kg/cm²				
20	0,001	2	1,47	47
40	0,002	1	1,42	42
60	0,003	0,66	1,37	37
80	0,004	0,5	1,35	35
Rechtecksquerschnitt $\varepsilon_b = 0{,}0003$, $E = 2{,}10^6$ kg/cm²				
20	0,001	0,3	1,30	30
50	0,002	0,15	1,24	24
60	0,003	0,1	1,20	20
80	0,004	0,075	1,18	18
Rechtecksquerschnitt $\varepsilon_b = 0{,}0001$, $E = 2{,}10^6$ kg/cm²				
20	0,001	0,1	1,20	20
40	0,002	0,05	1,16	16
60	0,003	0,033	1,13	13
80	0,004	0,025	1,11	11

XI. Die obere Fließgrenze beim Zug- und Biegeversuch. Folgen einer geringen Ausmittigkeit.

Ludwik (21) hat sich eingehend mit den verschiedenen Einflüssen auf die Höhe der Streckgrenze beim Zugversuch und die Art des Streckgrenzenbildes beschäftigt und hat als erster den Knick und Abfall an der Streckgrenze durch Ausscheidungsvorgänge erklärt. Für die Höhe der oberen Streckgrenze ließ sich jedoch keine Gesetzmäßigkeit feststellen, da Zugversuche mit Probestäben, die unmittelbar aufeinanderfolgend aus einer sorgfältig geglühten Stahlstange entnommen worden waren, in bunter Folge ganz verschiedene obere Streckgrenzen oder gar keinen Lastabfall zeigten. Diese nicht veröffentlichten Versuche wurden mit derselben Prüfmaschine und derselben Probestabform möglichst gleichartig und besonders sorgfältig durchgeführt. Irgendein nicht zu fassender, unbekannter Einfluß bewirkte diese widersprechenden Ergebnisse, so daß keine Gesetzmäßigkeit gefunden werden konnte. Auch Moser (12) berichtet über ähnliche Erscheinungen und erklärt, daß Stahl geradezu „Launen" haben könne, wenn es sich um die Bestimmung der oberen Streckgrenze handelt. Körber u. Pomp (22) untersuchten den Einfluß der Form des Probestabes, der Art der Einspannung, der Größe der Versuchsgeschwindigkeit und der Art der Prüfmaschine auf die Lage der oberen und unteren Streckgrenze des Stahles beim Zugversuch. Hiezu wurden sorgfältig ausgewählte Stahlproben an 4 Versuchsanstalten in Deutschland vergleichsweise geprüft. Nur die untere Streckgrenze wurde an allen Stellen mit geringen Abweichungen gleich groß festgestellt, die obere Streckgrenze zeigte überaus große Streuungen. Die einzelnen Einflüsse ließen sich nicht widerspruchsfrei einordnen, so daß die Verfasser mit Recht zu dem Schluß kamen, die obere Streckgrenze sei für Übernahmsproben ungeeignet.

Da bei unseren Biegeversuchen die obere Streckgrenze mit großer Regelmäßigkeit in gleicher Höhe auftrat und fast immer um mehr als 20% größer war als beim Zugversuch, mußte die Ursache im Wesen oder irgendeinem Mangel des Zugversuches liegen. Wir streben beim Zugversuch möglichst gleichmäßige Spannungsverteilung über den ganzen Querschnitt an, wissen aber auch, daß dies fast nie vollkommen erreicht wird. Bei der Ermittlung des Dehnmaßes müssen immer an zwei gegenüberliegenden Seiten des Probestabes die Feindehnungen gemessen werden, weil diese an beiden Seiten recht verschieden sind. Erst durch Mittelbildung erhalten wir die mittlere Dehnung, die der rechnungsmäßigen Schwerpunktspannung entspricht und damit das richtige Dehnmaß. Die ungleichen Dehnungen werden durch zusätzliche Biegebeanspruchungen verursacht, die durch kleine Ausmittigkeiten hervorgerufen werden, deren Ursache teils in der Probestabeinspannung, teils im Werkstoff selbst liegt.

Betrachten wir nun den Übergang vom federnden zum bildsamen Zustand. Wenn nicht die geringste Ausmittigkeit oder Unregelmäßigkeit besteht, so wird die obere Streckgrenze auch beim Zugversuch richtig angezeigt werden. Die jedoch meist vorliegende kleine Ausmittigkeit kann bewirken, daß auf der einen Seite des Probestabes die Spannungen um 10—30% größer sind als auf der anderen Seite. Dann kann bei einer mittleren Spannung, die der unteren Streckgrenze entspricht auf einer Seite schon die obere Streckgrenze erreicht werden und der Fließvorgang vorzeitig eingeleitet werden. Nun interessiert uns die Größe der entsprechenden Ausmittigkeit (e), die sich leicht berechnen läßt. Der Probestab habe kreisförmigen Querschnitt mit Durchmesser (d) oder Rechteckquerschnitt mit Breite (b) und Dicke (h) und wäre durch die Zugkraft P so beansprucht, daß auf einer Seite des Probestabes gerade die obere Streckgrenze σ_0 erreicht wird, die 20% über der unteren Streckgrenze des Werkstoffes liegt, während die Schwerpunktspannung erst die untere Streckgrenze erreichen würde. Dann gilt für ausmittige Zugbeanspruchung beim Rechteckquerschnitt

$$\sigma_{so} = 1 \cdot 20\,\sigma_s = \frac{P}{b \cdot h} + \frac{P \cdot e}{\frac{bh^2}{6}} = \frac{P}{bh} \cdot \left(1 + \frac{6e}{h}\right)$$

daraus folgt

$$\frac{6e}{h} = 0 \cdot 2 \quad \text{oder} \quad e = \frac{h}{30}$$

beim Kreisquerschnitt gilt:

$$\sigma_{so} = 1 \cdot 20\,\sigma_s = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4}} + \frac{P \cdot e}{\frac{\pi d^3}{32}} = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4}} \left(1 + \frac{8e}{d}\right)$$

und

$$e = \frac{h}{40}.$$

Beim gewöhnlichen Zugversuch ist also eine obere Streckgrenze von 20% nicht mehr zu erkennen, wenn bei einer Probestabdicke d bzw. h) von 10 mm eine Ausmittigkeit von 1/4—1/3 mm vorhanden ist. Möglichst momentenfreie, mittige Beanspruchung beim Zugversuch u. dgl. war seit jeher das Streben der Materialprüfer. Da die mit der Zerreißmaschine mitgelieferten Einspannköpfe mit Kugelbewegung meist nicht entsprachen, wurden leichter einstellbare Zusatzvorrichtungen empfohlen (23). Es dürfte aber auch möglich sein, ein störendes Biegemoment durch ein entgegengesetzt wirkendes Zusatzbiegemoment aufzuheben. Diesbezügliche Versuche an einer besonders starr gebauten Zerreißmaschine mit möglichst wenig nachgiebiger Kraftmeßvorrichtung sind in Vorbereitung.

Die obere Streckgrenze kann aber auch durch zu raschen Querschnittsübergang vom mittleren zylindrischen Stabteil zum Einspannkopf infolge der dort auftretenden Spannungserhöhung (ungleichmäßige Spannungsverteilung) zerstört werden. Ein möglichst allmählicher Übergang ist daher sehr wichtig. Daß diese

schon lange bekannten Störungen des Zugversuches für die obere Streckgrenze so folgenschwer sind, hat bisher niemand bedacht, da, wie schon erwähnt, bei Feinmessungen im federnden Bereich immer die Mittel aus der Dehnung gebildet wurden und die Randspannungen nicht interessiert haben und nach Überschreiten der Fließgrenze die anfängliche Ausmittigkeit belanglos ist.

Beim Biegeversuch scheint nach den bisherigen Versuchen die obere Fließgrenze sozusagen ungeschwächt in den Stab hineinzuwandern, vgl. Abb. 2e, und die untere Fließgrenze ihr nachzufolgen. Bei einigen Versuchen ergaben sich jedoch Störungen, an deren Aufklärung noch gearbeitet wird.

Wir können, wie im Abschnitt VIII, für einen idealen Werkstoff unter Zugrundelegung von $\sigma_{so} = k\sigma_s$ den theoretischen Verlauf der Biegekennlinie berechnen. Es gelten folgende Beziehungen:

Rechteckstab:

$$\frac{M}{M_s} = \frac{1}{2}\left[3 - e^2k^2(3 - 2k)\right].$$

Quadratstab übereck gebogen:

$$\frac{M}{M_s} = 2\left[1 - e^2k^2(3 - 2k) + e^3k^3(4 - 3k)\right]$$

Entsprechend diesen Gleichungen wurden in Abb. 13 die Kennlinien für $k = 1 \cdot 15$, $1 \cdot 3$, $1 \cdot 5$, $1 \cdot 7$ für flach- und übereckliegendes Quadrat dargestellt.

Wie zu erwarten war, hat die obere Fließgrenze σ_{so} keinen feststellbaren Einfluß auf das Biegetragmoment im rein bildsamen Zustand. Ihr Einfluß ist bei verschiedenen Querschnittsformen, wie leicht einzusehen ist, sehr verschieden.

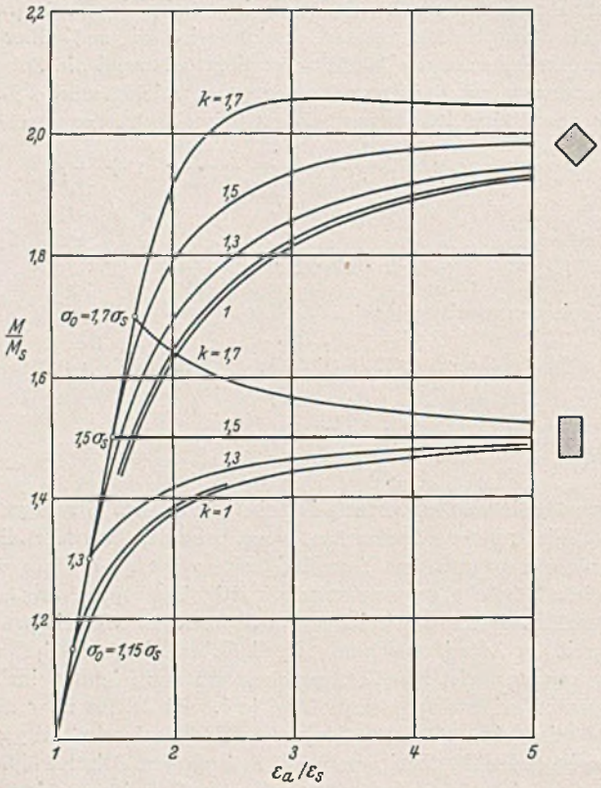

Abb. 13. Biegekennlinien für Rechteck- und übereck gestellten Querschnitt.

XII. Möglichkeit eines labilen Biegevorganges.

Bei Stahl ohne oberer Fließgrenze steigt die Biegekennlinie aller Querschnittsformen stetig an. Einem bestimmten Biegemoment entspricht stets eine eindeutig bestimmte Randdehnung, bzw. Durchbiegung. Bei Vergrößerung des Biegemomentes durch Laststeigerung breitet sich der bildsame Zustand weiter gegen die Nullinie aus, bis durch die geänderte Spannungsverteilung ein neuer Gleichgewichtszustand erreicht wird und die Durchbiegung allmählich zum Stillstand kommt.

Anders bei Stahl mit oberer Fließgrenze. Liegt diese genügend hoch, so kann das Biegemoment beim ersten Fließen der äußersten Faser (oberes Biegefließmoment) gleich oder größer als

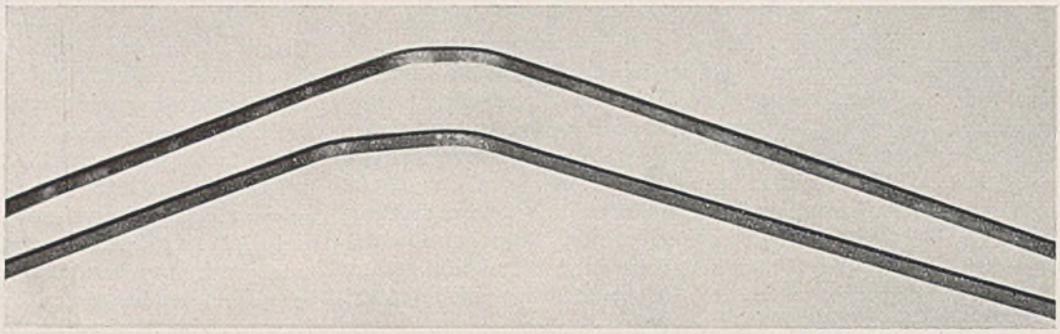

Abb. 14. Biegestäbe aus Stahl mit hoher oberer Streckgrenze. Bleibende Verformung nur an einzelnen Knickstellen.

das Biegetragmoment im voll bildsamen Zustand werden. Vgl. Abb. 13, welche die Biegekennlinien für flach und übereck liegenden Quadratstab bei oberen Fließgrenzen zeigt, die 15, 30, 50 und 70% über der unteren Fließgrenze liegen ($k = 1 \cdot 15$, $1 \cdot 30$, $1 \cdot 50$, $1 \cdot 70$). Beim übereck liegenden Quadrat steigen alle gezeichneten Biegekennlinien an, beim flachliegenden Quadrat jedoch nur jene mit oberen Fließgrenzen kleiner als 50%. Liegt die obere Fließgrenze höher, so fällt die Biegekennlinie im federnd bildsamen Bereich mehr oder weniger rasch zum Wert des vollbildsamen Zustandes ab. In diesem Falle wird beim Überschreiten der oberen Fließgrenze an einer Stelle des Biegestabes plötzlich der ganze Querschnitt vom äußersten Rand bis nahe an die Nullinie fließen, vorausgesetzt, daß die Versuchseinrichtung so beschaffen ist, daß keine selbsttätige Entlastung möglich ist, was am einfachsten durch unmittelbare Gewichtsbelastung vermieden wird. Der Gleichgewichtszustand wird erst wieder erreicht, wenn der ganze Fließbereich durchlaufen ist und an den Randfasern Verfestigung eintritt. Ausgeführte Belastungsversuche bestätigten diese Überlegungen in eindrucksvoller Weise. Bei reiner Biegebeanspruchung ist bis zum Biegefließmoment die Federungslinie (elastische Linie) ein Kreisbogen. Wird aber die obere Streckgrenze an einer Stelle überschritten, so verformt sich der Biegestab nur mehr an dieser Stelle, es bildet sich dort ein Knick mit schärferer Rundung aus, während an den übrigen Stabteilen die beim Biegefließmoment erreichte Krümmung erhalten bleibt. Nachdem die verformte Stelle sich verfestigt hat, kommt eine andere Stelle zum Fließen und wieder bildet sich an dieser Stelle ein ausgerundeter Knick. Der Vorgang kann sich an weiteren Stellen wiederholen. Abb. 14 zeigt zwei Biegestäbe nach der Entlastung. An den ausgerundeten Ecken sind die kleinen bildsam verformten Zonen deutlich durch den abgefallenen Walzzunder zu erkennen. An den übrigen Stabteilen wurde die Fließgrenze nicht überschritten, sie haben sich beim Entlasten wieder gerade gestreckt.

Damit haben wir auch eine ohne weiteres einleuchtende Erklärung dafür, daß nach einer scheinbaren Verzögerung die Fließlinien plötzlich auftreten und ruckartig den ganzen Querschnitt bis nahe an die Nullinie durchsetzen. Die Beobachtung mehrerer Forscher war also ganz richtig nur die Erklärung von Prager (4) war unglaubwürdig und traf nicht zu.

Bei I-Profilen ist das Biegetragmoment nur etwa 18% größer als das Biegefließmoment, vgl. die Berechnungen von Fritsche (20). Da bei weichem Stahl eine obere Fließgrenze bis zu 20% über der unteren, fast die Regel ist und Stahl ganz ohne obere Fließgrenze eine seltene Ausnahme bildet, so müssen wir bei I-Profilen fast immer damit rechnen, daß nach Überschreiten der Fließgrenze der

bildsame Zustand sehr tief vordringt [vgl. auch die Versuche von Kollbrunner (24)].

Die infolge der oberen Fließgrenze unter Umständen eintretenden labilen Vorgänge und die örtliche Beschränkung der Formänderung können auch bei anderen Versuchen von großer Wichtigkeit sein. Die äußerst geringe Kerbzähigkeit von Stahl mit hoher oberer Streckgrenze ist unter anderem darauf zurückzuführen. Bemerkenswert ist, daß die Dauerbiegefestigkeit von Stahl mit hoher oberer Streckgrenze sowohl von polierten als auch von gekerbten Stäben wesentlich größer ist als man nach der beim Zugversuch ermittelten unteren Fließgrenze erwartet. Rechteckstäbe aus Stahl ohne obere Streckgrenze zeigten beim Biegeversuch mit Gewichtsbelastung auch nach Überschreiten der Fließgrenze bis zum vollbildsamen Zustand gleichbleibende Krümmung über die gleichbeanspruchte Stablänge und keinerlei labile Zustände.

XIII. Eigene Biegeversuche mit Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen.

Für die Versuche wurden Stähle mit verschiedenen kennzeichnenden Eigenschaften gewählt, vgl. Zahlentafel 3, und womöglich

Zahlentafel 3.

Stahlart	Untere Zugstreckgrenze kg/mm²	Untere Stauchgrenze kg/mm²	Streckbereich ‰	Stauchbereich ‰	Zugfestigkeit kg/mm²
Kohlenstoff A . .	22,0	22,0	16	10	37,4
„ B . .	21,7	22,0	15	9	37,5
„ R . .	20,3	21,7	10	10	40,6
„ S . .	36,0	36,7	8	6	74,6
3% Nickel M . . .	50,5	51,2	10	10	69,2
V C N 35 C . . .	94,0	94,0	5	5	104,5

alle Zug, Druck- und Biegestäbe aus einer einzigen Stahlstange entnommen, deren gleichmäßige Härte über die ganze Länge durch Kugeldruckversuche auf 4 Seiten in Abständen von 20 zu 20 cm vorher festgestellt wurde. Bei der Bearbeitung der Probestäbe wurde die Randzone entfernt.

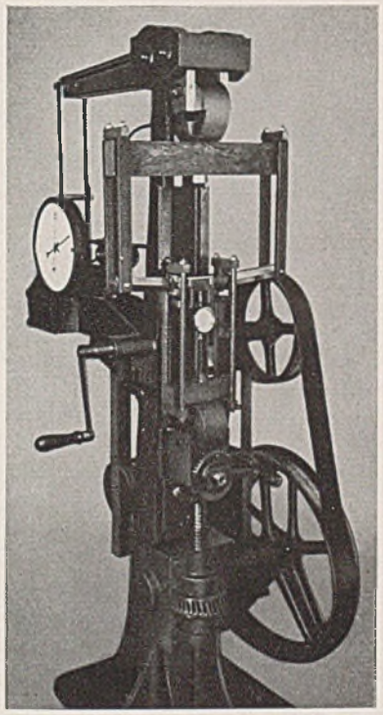

Abb. 15. Versuchsanordnung in der 2 t-Zerreißmaschine.

Für die Zugversuche wurden Rundstäbe mit Schultern, für die Druckversuche Zylinder h = 3d und für die Biegeversuche prismatische Stäbe von 470 mm Länge verwendet. Die Biegeversuche wurden in der seinerzeit von Ludwik mit Vorliebe benutzten 2 t-Zerreißmaschine mit Neigungswaage von Amsler ausgeführt. Zu diesem Zweck wurde das im Lichtbild (Abbildung 15) leicht erkennbare Schneidengehänge angefertigt, das auch bei großen Durchbiegungen den Fall der reinen Biegung im mittleren Stabteil ohne störende Auflagerlängskräfte gut verwirklichen ließ. Über 2 Punkte der neutralen Achse wurde die Durchbiegung mit einer Zeiß-Meßuhr und an den Stabaußenrändern die Dehnung bzw. Stauchung mit 2—4 Huggenberger Tensometern gemessen. Die Belastung erfolgte stufenweise und nur vereinzelt wurden Entlastungen vorgenommen. Im Fließbereich mußte unter derselben Last oft sehr lange zugewartet werden, bis die Meßgeräte stillstanden. Bei lang andauerndem Nachfließen konnte dies wegen der sonst zu befürchtenden Alterungserscheinungen nicht abgewartet werden und wurde deshalb einheitlich die Weiterbelastung vorgenommen, wenn die Durchbiegung in 10 Minuten um weniger als 0,01 mm zunahm. Abb. 16 zeigt die Ergebnisse der Biegeversuche mit flachliegenden Rechteck- und Quadratstäben, Abb. 17 mit übereck gestelltem Quadrat und Rundstäben. Man beachte, daß zwecks Raumersparnis wie in Abb. 17 nur der federnd bildsame Bereich, ausgehend von $M/M_s = 1$ und $\varepsilon_a/\varepsilon_s = 1$ abgebildet wurde. Der besseren Übersicht wegen wurden meist nur jene Versuchswerte eingeringelt, die mehr als 1% von den theoretischen Linien abwichen.

Es war ein glücklicher Zufall, daß zwei Werkstoffe keine obere Streckgrenze auch beim Biegeversuch zeigten, also genau den

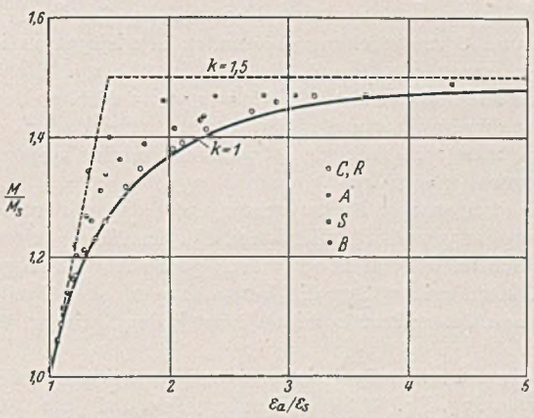

Abb. 16. Ergebnisse der Biegeversuche mit Rechteckstäben.

Biegekennlinien für k = 1 entsprachen. Die übrigen Werkstoffe, die beim Zugversuch auch keine obere Streckgrenze erkennen ließen, zeigten jedoch beim Biegeversuch gesetzmäßige Abweichungen,

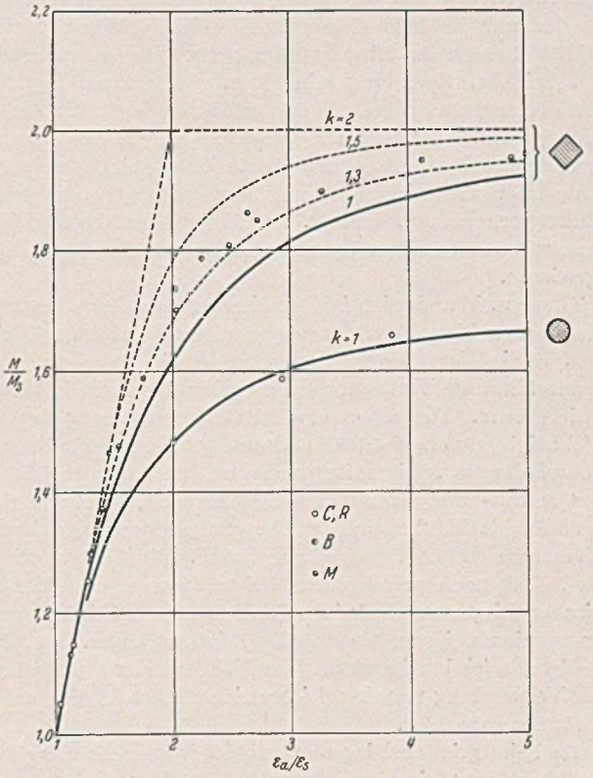

Abb. 17. Ergebnisse der Biegeversuche mit übereckgestellten Quadratstäben.

die als die Wirkung einer oberen Streckgrenze des Werkstoffes erkannt wurden. Bei weichem Kohlenstoffstahl scheint eine obere Streckgrenze die Regel zu sein, während Stahl ganz ohne obere

Streckgrenze eine Ausnahme bildet. Der weiche Kohlenstoffstahl R und der vergütete Chromnickelstahl C ergaben sowohl beim flachliegenden Rechteck- bzw. Quadratquerschnitt (Abb. 16), als auch beim übereck gestellten Quadrat (Abb. 17) Versuchswerte, die fast genau der Biegekennlinie $k = 1$ entsprechen, desgleichen beim Rundstab aus Stahl C. Diese beiden Stahlsorten hatten also keine obere Streckgrenze. Es gelang sehr leicht durch entsprechende Glühbehandlung Korngrenzenzementitausscheidungen zu erhalten und dem Stahl R eine hohe ($k = 1 \cdot 5$) obere Streckgrenze zu verleihen. Die obere Streckgrenze stieg dabei auf 23,9 kg/mm², die untere Streckgrenze fiel auf 16,0 kg/mm². Die Rückbildung des ursprünglichen Zustandes ist aber nicht mehr so vollkommen gelungen. Diese Versuche werden noch fortgesetzt.

Stahl A, B, M und S, die beim Zugversuch keine, oder nur eine geringe obere Streckgrenze gezeigt hatten, besaßen durchwegs obere Streckgrenzen, die sich in gleicher Höhe beim flachliegenden Quadrat als auch beim übereck gestellten Quadrat äußerten. Stahl A und S entsprechen vollkommen den Biegekennlinien für $k = 1 \cdot 3$, sowohl in Abb. 16, als auch in Abb. 17. Stahl M entspricht in Abb. 16 der Kennlinie $k = 1 \cdot 3$, in Abb. 17 liegen aber die Werte durchwegs etwas höher. Stahl B zeigt bei beiden Querschnittsformen mit geringen Abweichungen eine 40proz. obere Streckgrenze ($k = 1 \cdot 4$).

Stahlstangen mit Eigenspannungen, die von der Wärmebehandlung oder vom Geraderichten u. dgl. herrühren, zeigen selbstverständlich auch beim Biegeversuch große Abweichungen. Ein ausführlicher Bericht über die Versuche wird als Mitteilung der Technischen Versuchsanstalt im Verlag Julius Springer, Wien, erscheinen.

An dieser Stelle möchte ich meinen Mitarbeitern, insbesonders den Herren Ing. Dr. Wilhelm Blauhut, Ing. Dr. Josef Stich und Ing. Dr. Stefan Sztatecsny danken.

XIV. Stellungnahme zu den früheren Versuchen.

Eugen Meyer (10) hat die Biegefließgrenze um 47% höher als die Zugstreckgrenze gefunden, war sich aber bewußt, daß die nach der nur im rein federnden Bereich gültigen Gleichung $\sigma = M/W$ berechnete Biegespannung nur eine rechnungsmäßige oder scheinbare Spannung sein kann. Auch Preuß (25) hat bei seinen Versuchen an gekerbten und gelochten Zugstäben die großen Dehnungsspitzen des besseren Vergleichs wegen auf Spannungen umgerechnet, die so erhaltenen Werte jedoch eingeklammert und betont, daß es sich nicht um wirkliche Spannungen, die größer als die Fließgrenze wären, handelt. Lasche (26) hat hingegen bei Versuchen mit Radscheiben Spannungen größer als die Fließgrenze ausgewiesen.

Thum u. Wunderlich (3) berechneten aus dem Biegemoment bei welchem größere Durchbiegungen auftraten nach der Gleichung $\sigma = M/W$ die Biegefließgrenze und fanden sie, da schon sehr weitgehende bildsame Verformungen eingetreten waren, höher als die Zugfließgrenze. Die schon erwähnte Nachrechnung durch Prager (4) zeigte, daß bei I-Stäben schon der vollbildsame Zustand erreicht worden war. Dieser Zustand wurde auch bei den flachliegenden Quadrat- und Rundstäben fast erreicht, hingegen sind bei einigen Rechteckstäben und den übereck gebogenen Quadratstäben die Versuche früher abgebrochen worden. Die Gestalt des Biegebalkens hat nach den neueren Erkenntnissen, zumindest beim statischen Biegeversuch, keinen Einfluß auf die Fließgrenze, wohl aber auf den weiteren Verlauf des Fließvorganges.

Chwalla (7) bestimmt aus dem Verlauf der Randdehnungen unter Verwendung von Ausgleichslinien die tatsächlich auftretenden Randspannungen.

Da beim größten Biegemoment des Versuches 2, vgl. Abb. 6 der Abhandlung, eine bezogene Randdehnung von über 1% gemessen wurde, können wir auf Grund unserer Abb. 10 erwarten, daß fast das Biegetragmoment M_T entsprechend dem rein bildsamen Zustand erreicht wurde. Wir können daher auch die Spannung nach der Gleichung $\sigma = \frac{M}{2\,S} = \frac{140\,250 \text{ kgcm}}{43{,}6 \text{ cm}^3} = 32{,}2 \text{ kg/mm}^2$ berechnen, was sehr gut mit dem von Chwalla für die untere Fließgrenze für Biegezug und Biegedruck gefundenen Wert 32,4 kg/mm² übereinstimmt. Nach unseren Überlegungen und Versuchen muß dies auch die untere Zugstreckgrenze sein, die aber beim Zugversuch an Normalstäben aus derselben Charge nur mit 24,7 kg/mm² festgestellt wurde. Diese Unstimmigkeit mit dem Zugversuch wurde mittlerweile von Chwalla durch Ungleichmäßigkeit des Werkstoffes von Zug- und Biegestäben aufgeklärt (27). Die nachträglich aus den Biegestäben entnommenen Zugstäbe ergaben eine untere Streckgrenze von 29,6 kg/mm². Dieses Ergebnis weicht also nur mehr 10% ab und rechtfertigt nicht mehr den Schluß auf eine auffallende Erhöhung dieser Spannung.

Siebel u. Vieregge (8) haben bei ihren Biegeversuchen mit verschiedenen Werkstoffen die Durchbiegung und aus der plötzlichen Richtungsänderung des Durchbiegungsschaubildes die Fließgrenze bestimmt und als „obere Biegestreckgrenze" bezeichnet. Die „untere Biegestreckgrenze" wurde aus dem Moment bei Erreichen des rein bildsamen Zustandes berechnet und praktisch gleich groß wie die untere Zugstreckgrenze gefunden, vgl. Zahlentafel 1, was mit unseren Versuchen sehr gut übereinstimmt. Die aus den Torsionsversuchen berechnete „untere Fließgrenze" liegt zwischen den bekannten Werten 0,50 bis 0,57 der Zugstreckgrenze. Hingegen dürfte die ermittelte verschiedenartige Erhöhung der oberen Fließgrenze bei verschiedenen Stählen nur scheinbar sein, vgl. unsere Ausführungen: X. Biegefließgrenze, Zahlentafel 2.

XV. Zusammenfassung.

In den letzten zwölf Jahren wurden von verschiedenen Forschern auffällige Erhöhungen der Fließgrenze des Stahles bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung beobachtet und meist durch behinderte Formänderung zu erklären versucht. Die verschiedenen Ursachen dieses Irrtums werden klargestellt:

1. Bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung kann an einer Stelle der ganze Fließbereich des Werkstoffes durchlaufen sein, ohne daß eine entsprechende Stufe in der Gesamtformänderungslinie bei Biegung u. dgl. zu erkennen ist. Eine solche Stufe kann aber auftreten, wenn z. B. bei Biegung die Querschnitte bis nahe an die Nullinie in den bildsamen Zustand gekommen sind. Das dann erreichte Biegemoment wurde irrtümlicherweise dazu verwendet, um nach der Gleichung $\sigma = M/W$ die Spannung beim ersten Fließen zu berechnen. Es kann dann nur mehr die untere Fließgrenze nach der für den vollbildsamen Zustand geltenden Gleichung $\sigma = M/2\,S$ annähernd ermittelt werden.

2. Der ganz allmähliche Übergang der Formänderungslinie aus der Hookeschen Geraden in den federnd-bildsamen Bereich bei Biegung, Torsion, gelochtem Stab u. dgl., erschwert unter Umständen eine genaue Ermittlung der Fließgrenze außerordentlich.

3. Auch durch Messung der bleibenden Formänderungen nach wiederholten Be- und Entlastungen ist die Fließgrenze nicht sicher zu ermitteln, da die auf einem kleinen Gebiet aufgetretenen großen bildsamen Verformungen durch die im übrigen Probekörper wirkenden starken Federkräfte fast vollständig rückgängig gemacht werden (scheinbare Federung an den Dehnungsspitzen besonders bei Augenstäben).

4. Das Auftreten und die Länge der Fließlinien sind kein sicheres Kennzeichen für das Überschreiten der technisch bedeutsamen Fließgrenze.

5. Eine etwaige obere Fließgrenze des Werkstoffes kann bei dem bisher üblichen Zugversuch nicht mit Sicherheit festgestellt werden. Die obere Fließgrenze, die mehr als 50% über der unteren liegen kann, ist eine wirkliche Werkstoffeigenschaft, die sich beim Biegeversuch ungestört auswirkt und unter Umständen die Ursache von labilen Vorgängen sein kann.

6. Spannungsermittlungen aus Dehnungsmessungen nach drei Richtungen (Dehnungsellipse) sind nur dann zulässig, wenn von einer etwaigen Vorbehandlung keine Restspannungen zurückgeblieben sind, bzw. wenn Klarheit über die im System wirkenden Innenkräfte (Federkräfte) besteht.

Durch neue Versuche, bzw. entsprechende Deutung der bis-

herigen Versuche wird die Theorie, die einen allmählichen Übergang vom rein federnden Spannungszustand über federnd bildsame Zustände und unter Umständen bis zum rein bildsamen Zustand annimmt, bestätigt. Eine Erhöhung der Fließgrenze tritt nicht ein, sondern im besonderen Falle ein gesetzmäßiger Abbau einer oberen Fließgrenze. Die abgeleiteten Gleichungen der „Biegekennlinien" für verschiedene Querschnitte ermöglichen die Überprüfung von Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen und die Ermittlung der oberen Streckgrenze des Werkstoffes.

Verzeichnis der Fußnoten.

1. Eiselin, O.: Untersuchung am einfach gelochten Zugstab, Beitrag zum Problem der Spannungsstörungen in Eisenbauten. Bauing. 5 (1924) S. 250.
2. Bierett, G.: Mitt. dtsch. Mat.-Prüf.-Anst., Sonderheft XV, 1931.
3. Thum, A. und F. Wunderlich: Die Fließgrenze bei behinderter Formänderung. Forschg. Ing.-Wes. Jg (1932) S. 261.
4. Prager, W.: Die Fließgrenze bei behinderter Formänderung. Forschg. Ing.-Wes. 83 (1933) S. 95.
5. Nakanishi: Rep. aeron. Res. Inst., Tokyo, 1931, S. 83.
6. Kuntze, W.: Ermittlung des Einflusses ungleichförmiger Spannungen und Querschnitte auf die Streckgrenze. Stahlbau 6 (1933) S. 49.
7. Chwalla: Über die Erhöhung der Fließgrenze in prismatischen Balken aus Baustahl. Stahlbau 6 (1933) S. 149.
8. Siebel u. Vieregge: Abhängigkeit des Fließbeginns von Spannungsverteilung und Werkstoff. Arch. Eisenhüttenwes. 7 (1933/34) Heft 12, S. 679/82.
9. Hessler: Dissertation Stuttgart 1934, zitiert von O. Graf, Dauerversuche mit Nietverbindungen, S. 49. Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau, Ausgabe B, Heft 5. Berlin: Julius Springer 1935.
10. Meyer, Eugen: Berechnung der Durchbiegung von Stäben, deren Material den Hookeschen Gesetzen nicht folgt. Z. VDI 52 (1908) S. 167.
11. Fritsche: Näherungsverfahren zur Berechnung außermittig gedrückter Stäbe aus Baustahl. Stahlbau 8 (1935) S. 137.
12. Moser: Grundsätzliches zur Streckgrenze Forsch.-Arb. Ing.-Wes. Heft 295.
13. Ludwik-Scheu: Über Kerbwirkungen bei Flußeisen. Stahl u. Eisen 43 (1923) S. 999.
14. Lode: Forsch.-Arb. Ing.-Wes. 1928, H. 303.
15. Roš u. Eichinger: Versuche zur Klärung der Bruchgefahr, Zürich 1926.
16. Hartmann: Zur Theorie und Ausführung der Hängebrücken. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 86 (1934) S. 293.
17. Wagner: Über den Umbau der Reichsbrücke in Wien. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 87 (1935) Heft 1, S. 1.
18. Hencky: Zur Theorie der plastischen Deformation. Z. angew. Math. Mech. (1924) S. 323.
19. Klöppel: Aus d. techn. wiss. Tätigkeit d. Deutschen Stahlbau-Verbandes. Stahlbau 8 (1935) S. 28.
20. Fritsche: Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Formänderungsvermögens. Bauing 11 (1930) S. 851.
21. Ludwik u. Scheu: Über die Streckgrenze von Elektrolyt- u. Flußeisen. Werkstoffausschußbericht Nr. 70, d. Vereins Deutscher Eisenhüttenleute.
22. Körber-Pomp: Einfluß der Form des Probestabes, der Art der Einspannung, der Versuchsgeschwindigkeit und der Prüfmaschine auf die Lage der oberen und unteren Streckgrenze von Stahl. Mitt. d. Kais. Wilhelm-Inst. f. Eisenforschung (1934) S. 179.
23. Rinagl: Neue Zugprobestabformen und Einspannvorrichtungen. Masch.-Bau (1923/24) S. 770. Kuntze, Mitt. dtsch. Mat. Prüf.-Anst. Sonderheft XX.
24. Kollbrunner: Schichtweises Fließen in Balken aus Baustahl. Abhandlung der Intern. Vereinigung f. Brücken- u. Hochbau 3 B. 1935, S. 222.
25. Preuß: Versuche über die Spannungsverteilung in gekerbten und gelochten Zugstäben. Z. VDI (1912) S. 1349, 1780 und 1913: S. 664, Forsch.-Arb. Ing.-Wes. Nr. 126.
26. Lasche, O.: Konstruktion und Material im Bau von Dampfturbinen und Turbodynamos. Berlin: Julius Springer 1920, S. 56.
27. Chwalla: Zuschrift an die Schriftleitung. Stahlbau (1936) S. 8.
28. Thum: Die „Gestaltfestigkeit" der Einfluß der Form auf die Festigkeitseigenschaften. Schweiz. Bauztg. Bd. 106 (1935) S. 26, Abb. 4.
29. Klöppel: Bestimmung der Schwellzugfestigkeit voller, gelochter und genieteter Stäbe aus St 37 und St 52. Stahlbau, Bd. 9 (1936) S. 109, Abb. 37.

DIE BRÜCKEN DER REICHSAUTOBAHNEN.

Von Dr.-Ing. **Karl Schaechterle**, Berlin.

(Schluß.)

Brücken über die Autobahnen.

Die Bauwerke für die Überführung von Wegen, Straßen und Eisenbahnen bestimmen das Gesicht der Autobahn. Das Überbrückungsbauwerk ist nur ein Teil der Kreuzungsanlage, es muß mit seiner Gesimskante in den von den beiderseitigen Fußpunkten der Rampen ausgehenden Linienzug harmonisch eingefügt werden. Da bei den Brücken über die Autobahn der Grünstreifen zur Aufstellung einer Zwischenstütze ausgenutzt werden darf, so ergibt sich als nächstliegende Lösung eine Balkenbrücke über zwei Öffnungen mit obenliegender Fahrbahn. Im Regelfall des zweifeldrigen Bauwerks mit Mittelstütze wäre für das Tragwerk selbst die Dachform, die sich aus dem Schnitt der gerade fortgesetzten Rampenneigungen in Brückenmitte ergibt, mit Rücksicht auf die Entwässerung und dem Momentenverlauf des über die Mittelstütze durchlaufenden Trägers zweckmäßig (Abb. 23a). Die Dachform ergibt jedoch ein wenig befriedigendes Brückenbild. Eine ansprechendere Lösung wird durch Abrundung der Kuppe mit einem Übergangsbogen über die ganze Brückenlänge erreicht (Abb. 23b). Die Übergänge auf die Rampenneigungen werden dabei möglichst vom Bauwerk weg in die Dämme wegverlegt. Die Bauhöhe beträgt bei Eisenbeton $^1/_{10}$ bis $^1/_{16}$ der Stützweite und kann bei Stahlüberbauten mit Trägerrost und Leichtfahrbahn bis auf $^1/_{25}$ der Stützweite herabgesetzt werden. Liegt die Autobahn im Gelände, so ist die Konstruktionshöhe so niedrig wie möglich zu halten, um an Dammhöhe zu sparen. So bringt beispielsweise bei 9 m Gesamtbreite des überführten Verkehrsweges zwischen den Geländern, 5,5 m Erhebung des Rampenscheitels über dem Gelände und 5% Rampenneigung eine Verringerung der Bauhöhe um 10 cm ein Weniger an Dammschüttung von rd. 1200 m³. Den Mehrkosten des Überbaues stehen also Einsparungen an Dammkosten, Grunderwerb usw. gegenüber. So ist es möglich, daß ein teuerer Überbau mit Mindestbauhöhe (Stahlträgerrost- oder Trogbrücke) und damit niedriger Höherlage des überführten Verkehrsweges über dem Gelände hinsichtlich der Kosten der Gesamtanlage wirtschaftlicher ist als ein billiger Überbau mit reichlicher Bauhöhe.

Typen von Überführungsbauwerken sind in Abb. 24 dargestellt.

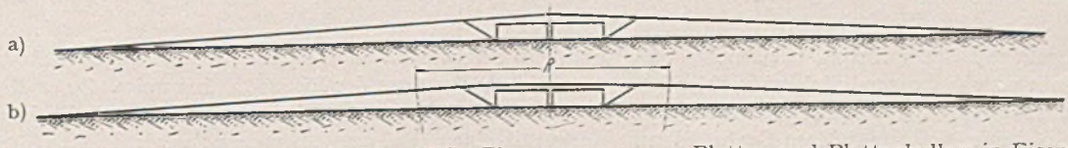

Abb. 23a u. b. Rampenanlage, a) Dachform, b) Ausrundung der Kuppe.

Platten und Plattenbalken in Eisenbeton sind billiger als einbetonierte Walzträger oder Stahlträger mit Fahrbahntafeln aus Eisenbeton oder Tonnen- oder Buckelblechen. Vergleiche haben ergeben, daß durch die Vergrößerung der Trägerabstände und Verringerung der Zahl der Hauptträger sowie Anordnung von Pendelstützen erhebliche Einsparungen zu erzielen sind. Außerdem gewinnen die Brücken in der Untersicht. Fahrbahntafeln mit aus-

gesteiften Buckelblechen ermöglichen Trägerabstände bis zu 5 m; mit kreuzweis bewehrten Eisenbetonplatten sind Feldweiten bis 6,5 × 6,5 m bei nur 25 cm Dicke für Brückenklasse I ausgeführt worden. In den Abb. 25 a bis c sind die bisher üblichen und die neuen Anordnungen gegenübergestellt, wobei durch Ausnutzung der konstruktiven Möglichkeiten Kostenersparnisse bis zu 20% erzielt worden sind.

Die Abb. 26, 27, 28 u. 29 zeigen Zweifelderbrücken, Überbau aus Eisenbeton oder einbetonierten Stahlträgern, Mittelpfeiler, Wandwiderlager mit Paralellflügeln aus Stampfbeton, bei Reichs- und Landstraßen mit Naturstein oder Hartbrandklinkern verblendet.

Die zweite Type ist ein Vierfelderbauwerk mit Zwischenstützen über dem Mittelstreifen und an den äußeren Grabrändern. Die Endwiderlager sind an den oberen Böschungsrand (Damm oder Einschnitt) zurückgesetzt, wodurch sich kleinere Abmessungen ergeben und das Blickfeld freier wird, Abb. 30, 31 u. 32. Die Öffnungen sind mit durchlaufenden Trägern aus Stahl oder in Eisenbeton mit Platten und Plattenbalken überspannt.

In Eisenbeton bringt die Auflösung der Wandpfeiler in Säulenreihen Abb. 33 und die biegungsfeste Verbindung mit den Hauptträgern wirtschaftliche Lösungen. Daneben gewinnt man eine der Eigenart der Bauweise entsprechende leichte und gefällige Form. Die auf Säulen gestellte Fahrbahntafel, bei der die Stützen am Kopf und Fuß eingespannt sind, ist die häufigst angewandte und wirtschaftlichste Bauform der Eisenbetonbauweise. Zu erwähnen sind noch die sog. Torbauwerke, bei denen die Autobahn in einer Öffnung mit einem Rahmen überspannt wird. Ein wohlgelungenes Bauwerk dieser Art ist das in Abb. 34 dargestellte Torbauwerk an der Einmündungsstelle der Stettiner Strecke auf dem Berliner Ring. Die Widerlager und Flügel sind mit Quadermauerwerk verkleidet, die Eisenbetonrahmen steinmetzmäßig sauber bearbeitet. Der bildhauerische Schmuck, — das Berliner Wappen auf der Einfahrt von Stettin und das Stettiner Wappen auf der Ausfahrtsseite von Berlin — hebt die Bedeutung des Bauwerks hervor.

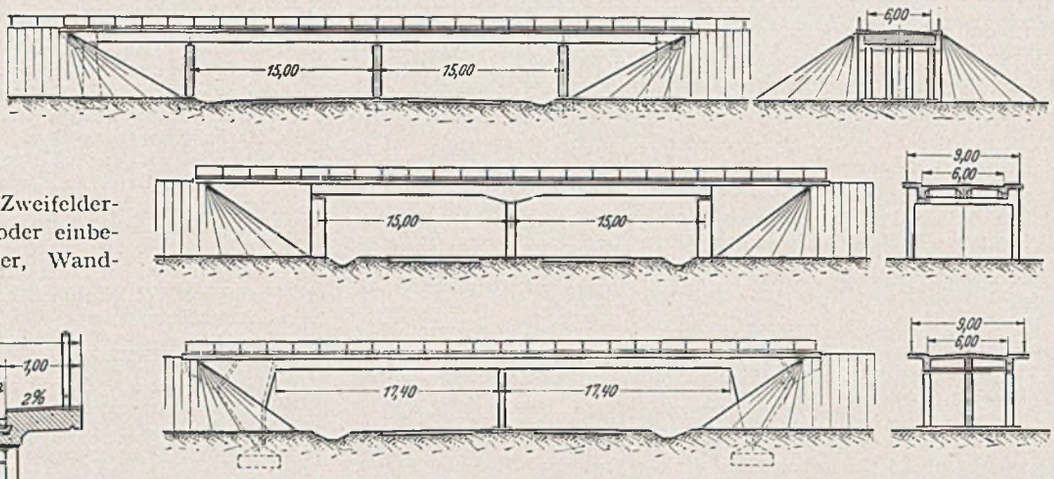

Abb. 24. Typen von Überführungsbauwerken.

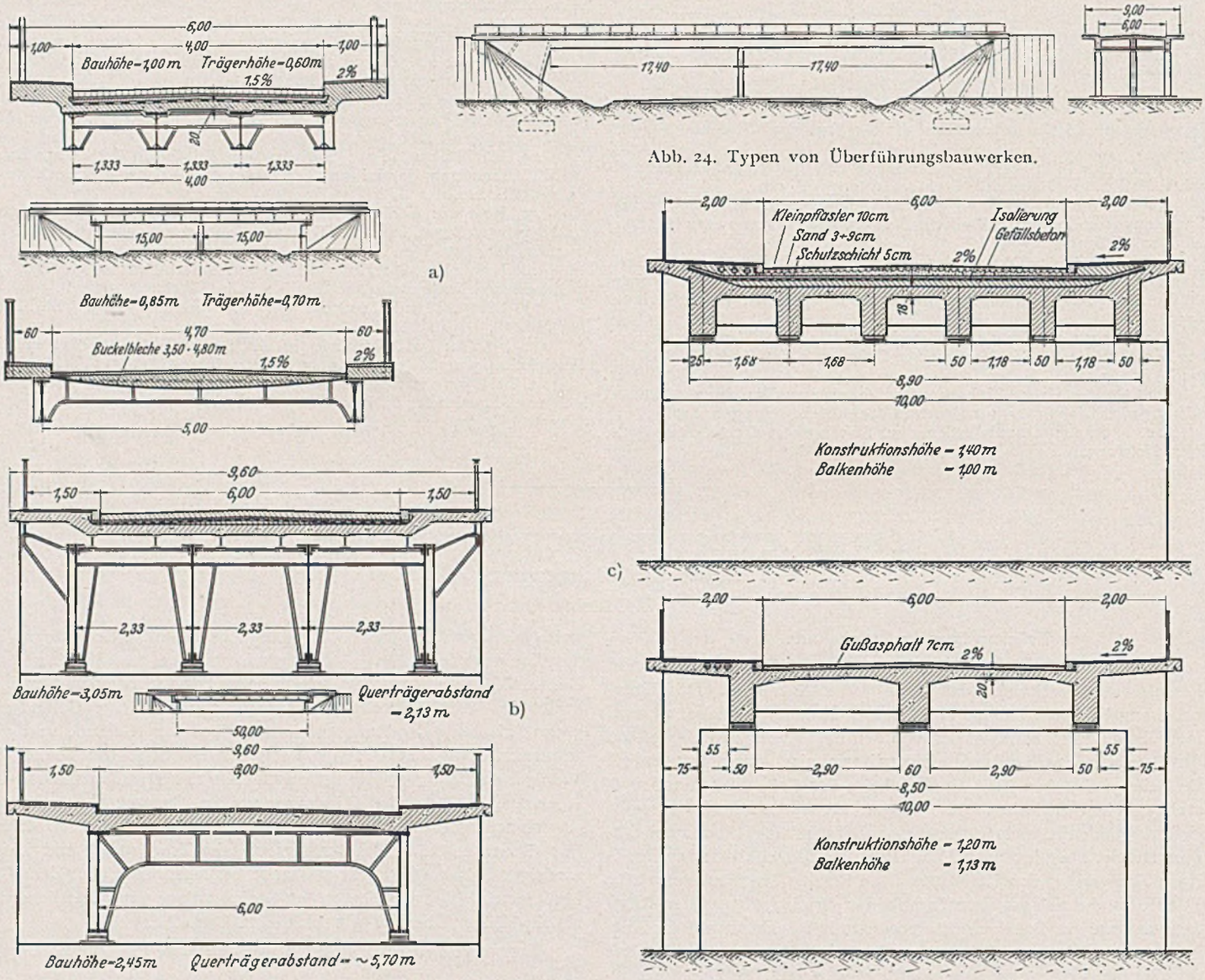

Abb. 25 a bis c. Querschnittsausbildung.

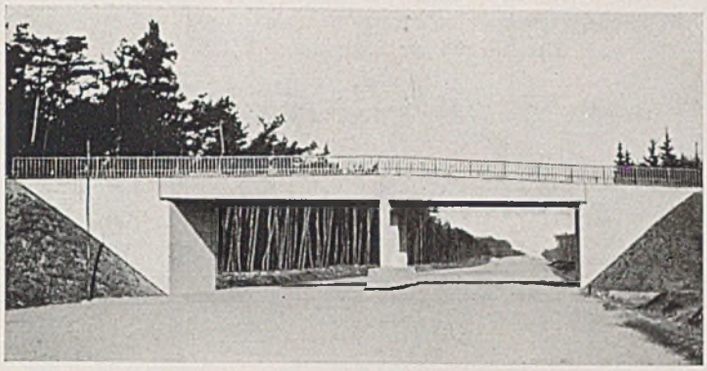

Abb. 26. Zweifelderbrücke älterer Ausführung mit Dachform.

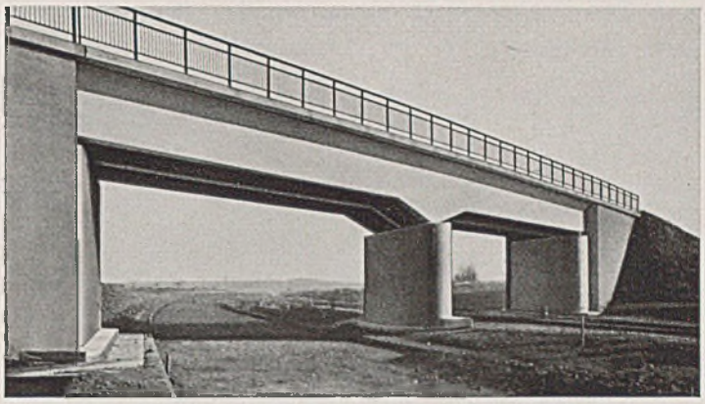

Abb. 27. Schiefe Zweifelderbrücke mit abgerundeter Kuppe. Überführung der Reichsstraße Plieningen-Neuhausen auf der Autobahnstrecke Stuttgart-Ulm.

Abb. 28. Pfeiler und Widerlager mit Granitmauerwerk.

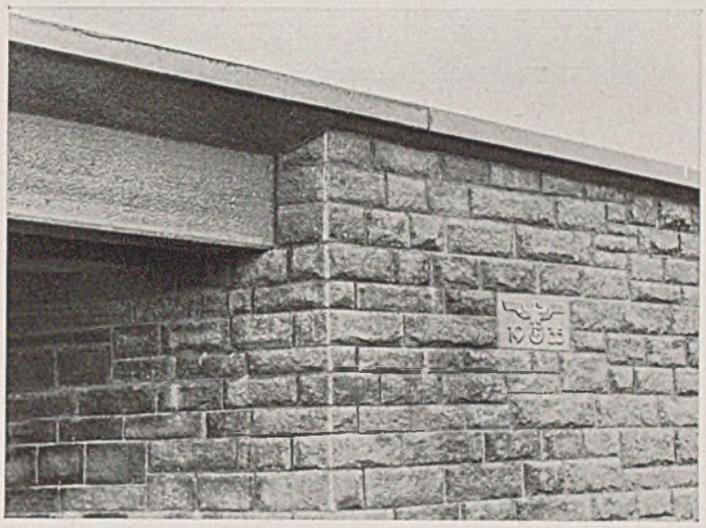

Abb. 28a. Wandwiderlager mit Granitmauerwerk. Auflager verdeckt.

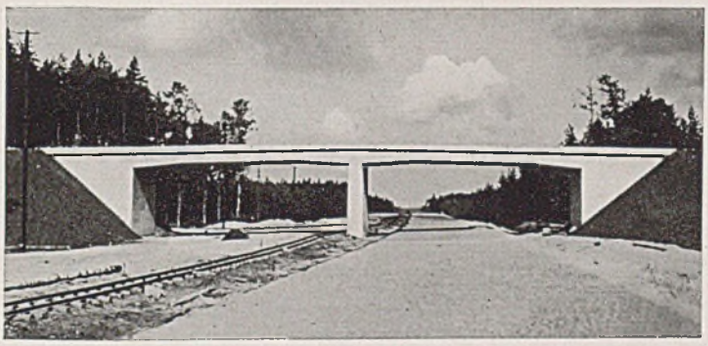

Abb. 29. Zweifelderbrücke. Rahmen mit Mittelstütze (OBK Hannover).

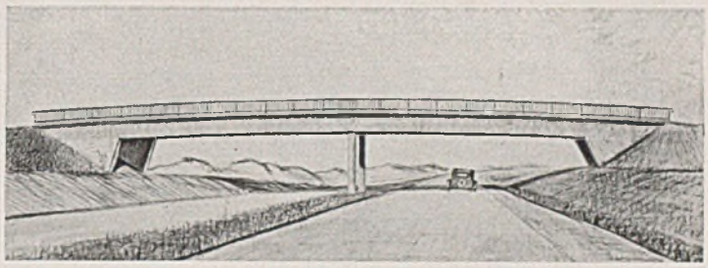

Abb. 29a. Rahmen mit Mittelstütze und zurückgesetzten Widerlagern (OBK Stuttgart).

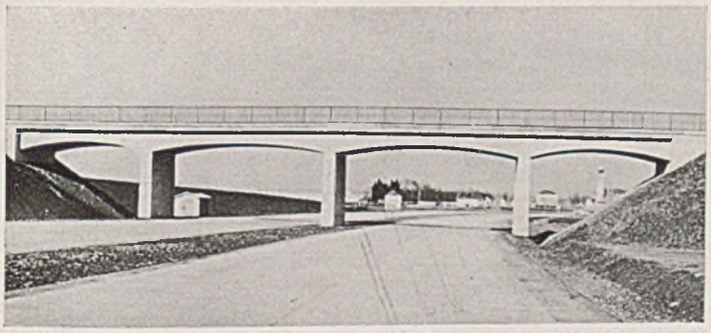

Abb. 30. Vierfelderbrücke mit Stampfbetonpfeilern (OBK München).

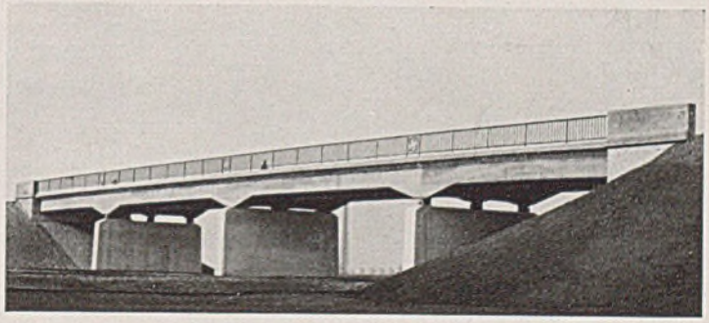

Abb. 31. Vierfelderbrücke mit durchlaufenden Plattenbalken (OBK Halle).

Für Feldwegüberführungen sind im Bereich der OBK Stuttgart elegante und schnittige Stahlbrücken mit Leichtfahrbahn ausgeführt worden (Abb. 35 u. 36). Der Trägerüberbau ruht auf Pendelstützen, Pendelstützrahmen oder Einzelstützen mit Kopf- und Fußeinspannung. Die letztere Bauart zeichnet sich durch einfache klare Formen aus.

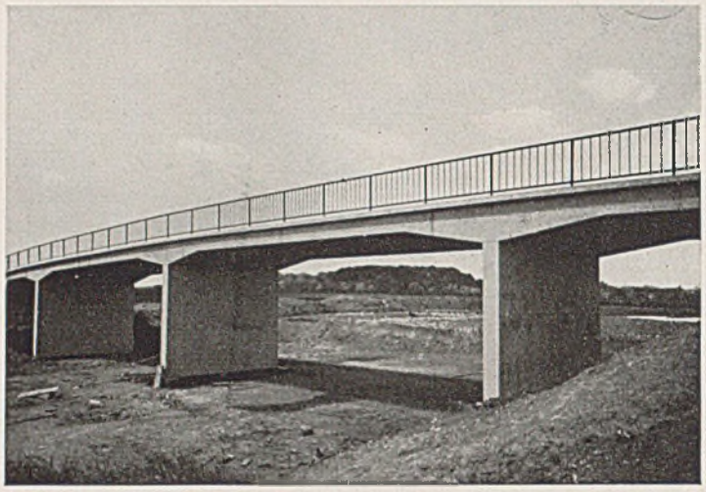

Abb. 32. Vierfelderbrücke, Rahmenkonstruktion mit Platten (OBK Hannover).

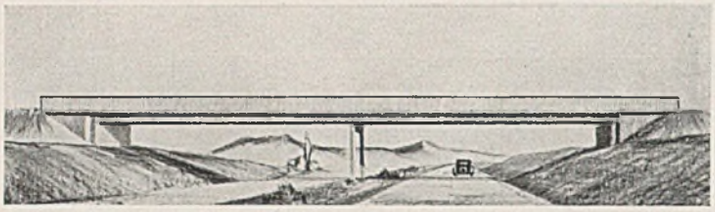

Abb. 35. Stahlbrücke mit einer Mittelstütze und Leichtfahrbahn.

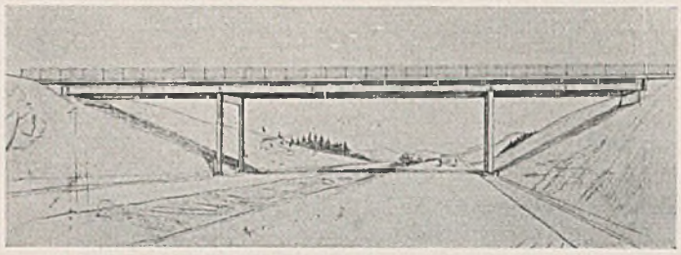

Abb. 36. Stahlbrücke mit Pendelstützrahmen.

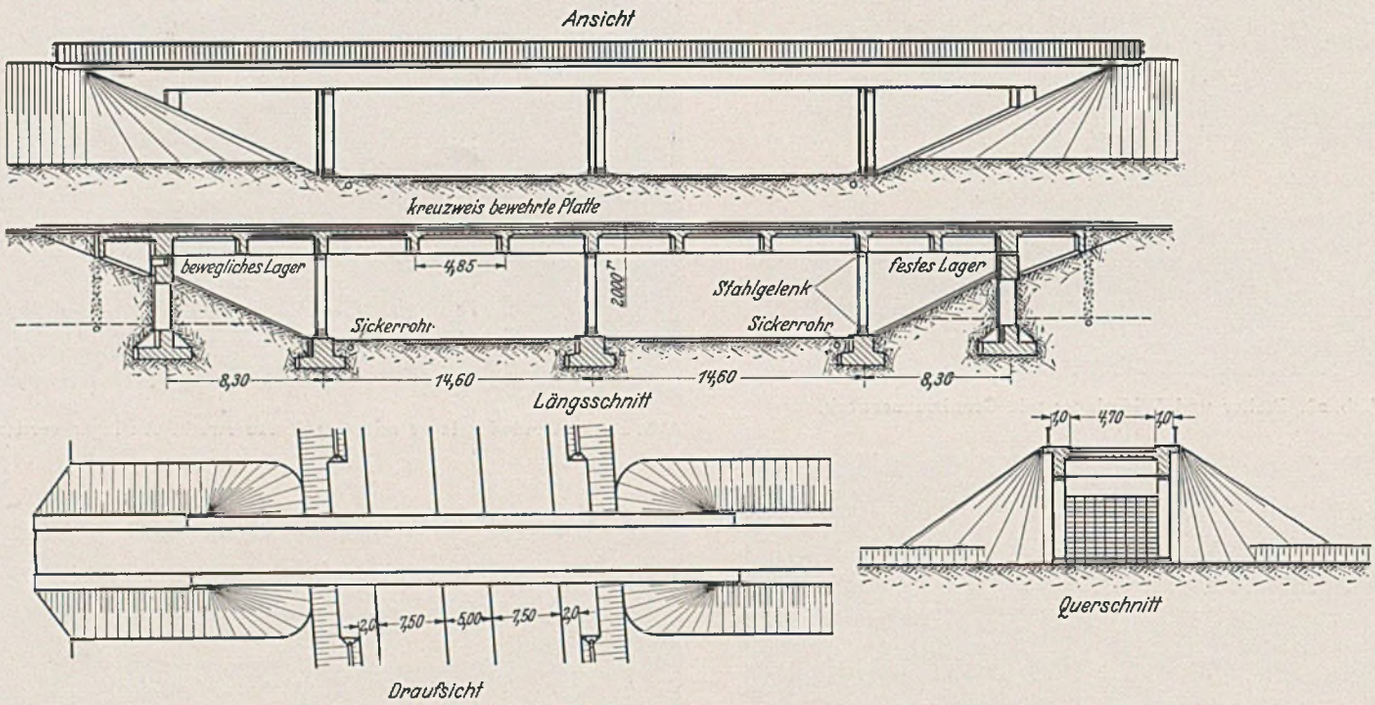

Abb. 33. Plattenbalken auf Pendelstützen.

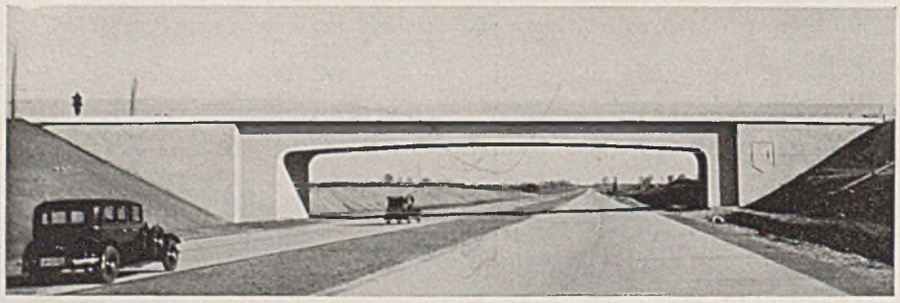

Abb. 34. Torbauwerk vor der Einmündung der Stettiner Strecke auf den Berliner Ring (OBK Berlin).

Autobahnbrücken.

Während man bei den häufig sich wiederholenden Überführungsbauwerken versucht hat, eine gewisse Gleichartigkeit zu erreichen und die Bauwerke einer Strecke nach einheitlichen Gesichtspunkten zu gestalten, hat man bei den Autobahnbrücken von einer Typisierung abgesehen. Die Aufgaben sind zu verschiedenartig. Bei kleinen und mittleren Stützweiten bieten die Balken- und Rahmentragwerke in Eisenbeton wirtschaftliche Vorteile, stählerne Überbauten gestatten andererseits die Anwendung niedrigster Bauhöhen und können gerüstlos eingebaut werden. Bei den großen Stützweiten sind die Stahlkonstruktionen vorherrschend. Eine bemerkenswerte Neuerung im Stahlbrückenbau sind die Leichtfahrbahnen, mit denen es gelungen ist, das Eigengewicht der Fahrbahntafel samt Deck- und Verschleißschicht von 1200 kg/m² Grundfläche bis auf 350 kg/m² zu senken. Die Bauart mit ausgesteiften Tonnenblechen, wobei der Überbeton durch Querstäbe und

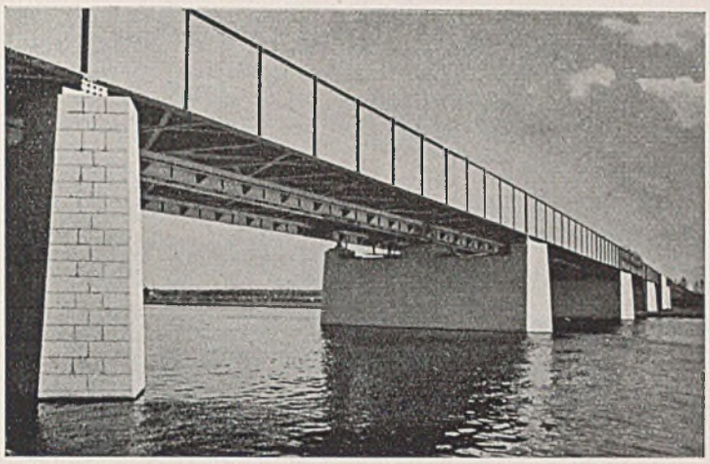

Abb. 37. Mainbrücke bei Frankfurt-Griesheim (OBK Frankfurt Main).

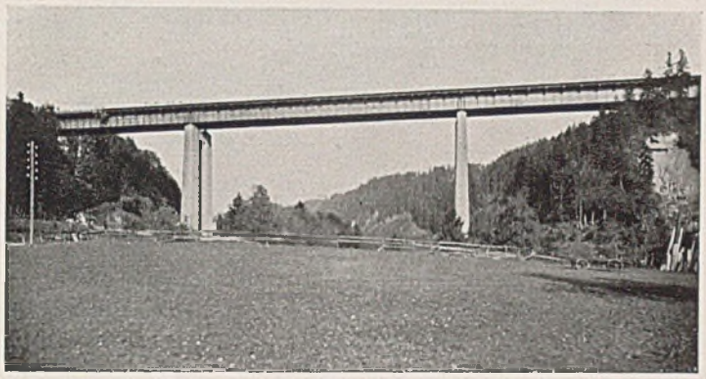

Abb. 38. Mangfallbrücke auf der Autobahn München—Rosenheim (OBK München).

Schrägbleche zum Mittragen herangezogen wird, wiegt 450 kg/m² Trägerrostplatten mit ebenem Deckblech und dünner Gußasphaltdecke, wobei die Haftung auf der Blechunterlage durch ein aufgeschweißtes Maschengitter verbessert wird, wiegen 350—450 kg/m². Auch bei weitgespannten, flachen Buckel- und Tonnenblechen ist das Aufschweißen eines Maschengitters erwünscht, um ein Ablösen des Füllkörpers (Asphaltbeton oder Zementbeton) von der Unterlage

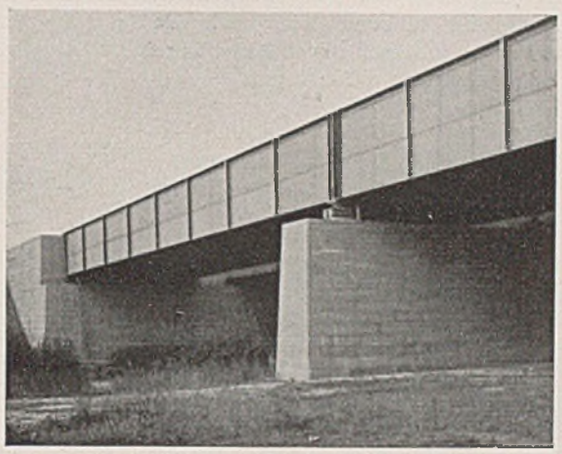

Abb. 41. Autobahnbrücke über Bahnhof Friedrichsfeld (OBK Frankfurt/Main).

zu verhindern. Die niedrigsten Gewichte sind mit offenen Stahlfahrbahnrosten, wie solche in allerjüngster Zeit bei den Nurautostraßen in Chicago erprobt worden sind, zu erzielen.

Der vollwandige Balkenträger ist heute die häufigst angewendete Bauform. Bekannte Beispiele sind die Mainbrücke bei Frankfurt—Griesheim (Abb. 37), die Mangfallbrücke (Abb. 38), die Sulzbachbrücke (Abb. 39), die Prienbrücke (Abb. 40), die Autobahn-

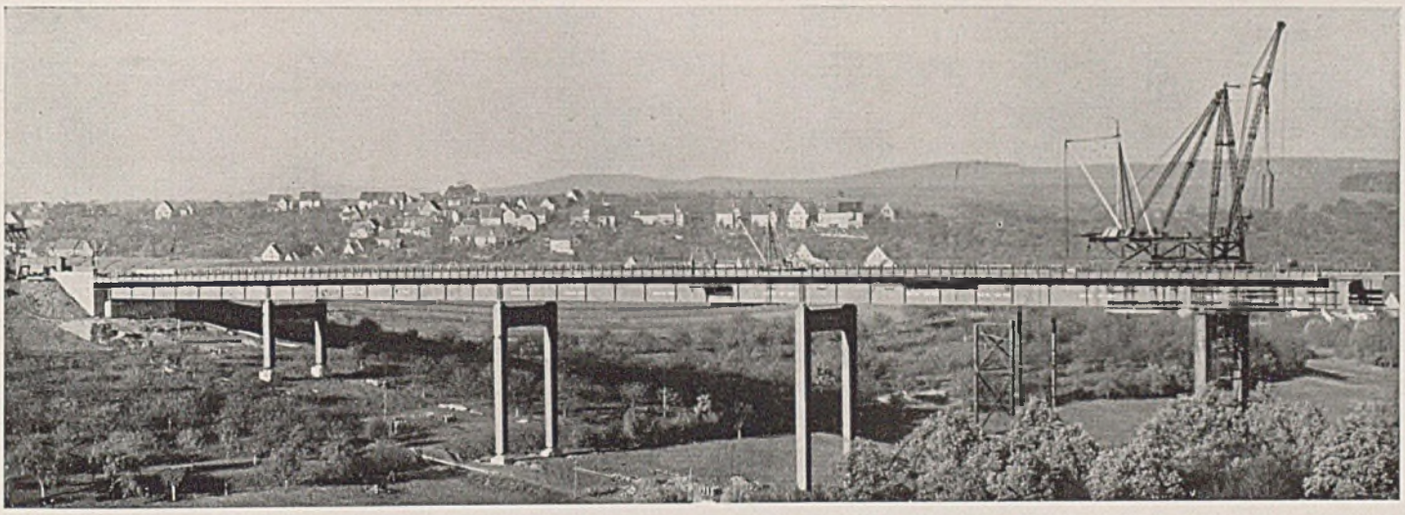

Abb. 39. Sulzbachtalbrücke bei Denkendorf (OBK Stuttgart).

Abb. 40. Prienbrücke (OBK München).

brücke über die Ost- und Westoder bei Stettin. Mit Hilfe von dritten Gurten (Luftbogen oder Seilgurte) kann die wirtschaftliche Grenze der Spannweiten von Vollwandbalkenträgern noch weiter hinausgerückt werden (Abb. 41a). Durch die Bevorzugung von Vollwandträgern sind die früher vorherrschenden Fachwerkträger etwas in den Hintergrund gerückt worden. Nur bei großen Stützweiten und ausreichender Bauhöhe wird Fachwerkträgern wegen des geringeren Werkstoffbedarfs der Vorzug gegeben. So sind bei den Elbebrücken bei Dresden (Abb. 42) und Hohenwarthe Fachwerkträgerbauten über Stromöffnungen gewählt worden.

Bei der Mangfallbrücke mit Öffnungen von 90—108—90 m Weite sind die Balkenträger auf Eisenbetonhohlpfeilern gelagert. Die neueren Talbrücken haben gemauerte Pfeiler erhalten. Ein in

Naturstein gemauerter Pfeiler ist unvergleichlich schöner, als ein Betonpfeiler, er gibt durch Größe der Steine und Fugenteilung dem Beschauer einen Maßstab für die Höhe des Bauwerks und die Abmessungen des Überbaues. Man ist damit zu den bewährten Ausführungsformen aus der ersten Eisenbahnzeit zurückgekehrt. Bei den Flußpfeilern beschränkt man die Steinverkleidung nicht mehr auf die Kanten oder Vorköpfe, wie das aus übertriebener Sparsamkeit oft geschehen ist, sondern führt sie wieder ganz in bester Steinverkleidung aus. Stahl und Steine, beide edle Baustoffe gehören zusammen und geben einen reinen Akkord; mit Beton verträgt sich die Stahlkonstruktion nicht so gut.

Abb. 41 a. Kaiserbergbrücke bei Duisburg (OBK Essen).

Bei ausreichender Bauhöhe ist die Deckbrücke die gegebene Lösung. Bei beschränkter Bauhöhe kommt die Trogbrücke in Betracht, wobei mit Rücksicht auf die freie Sicht die Hauptträgeroberkante möglichst nicht über Augenhöhe des Fahrers über die Fahrbahn hervortreten soll (Abb. 37 u. 41).

Was die Querschnittanordnung anlangt, so wird bei kleinen und mittleren Stützweiten der Regelquerschnitt mit 24 m Breite uneingeschränkt durchgeführt. Bei langen Brücken ergeben sich durch Offenhalten des Mittelstreifens 2 getrennte Überbauten nebeneinander für die beiden Richtungsfahrbahnen. Man kann dabei die Überbauten auf gemeinsame Wandpfeiler stellen oder die Trennung auch in der Abstützung durchführen. Durch Verschmälerung des Mittelstreifens auf 3,5 m lassen sich Kostenersparnisse bei den Pfeilern erzielen, wenn die Überbauten zusammengerückt und auf massive Pfeiler mit Wanddurchbrechungen oder auf Einzelstützen abgestellt werden. Die Fahrbahntafel wird dabei geschlossen. Bei getrennten Überbauten ergibt sich eine Längsfuge in Brückenmitte. Man kann aber auch die 4 Längsträger zu einem einheitlichen Überbau verbinden. Bei noch weitergehender Einschränkung des Mittelstreifens auf 1,5 m ist die Anordnung mit 2 Hauptträgern zweckmäßig, die namentlich bei hohen Talbrücken Vorteile bietet. Die verschiedenen Möglichkeiten sind in den schematischen Skizzen (Abb. 43 u. 44) dargestellt. Querschnittsanordnung, Hauptträgerabstände und Unterstützungen sind von großem Einfluß auf das Brückenbild. Welche Form im einzelnen zu wählen ist, hängt von der Höhenlage der Fahrbahn über dem Gelände und von den Stützweiten ab. Bei Flachbrücken und im strömenden Wasser sind breite Wandpfeiler, bei Hochbrücken durchbrochene Pfeiler oder Einzelstützen angezeigt. Stahlpendelstützen ergeben kleine Grundkörper und lassen den Durchblick unter der Brücke offen. Sie sind aber nur möglich, wenn die Windkräfte durch die steife Fahrbahntafel oder durch Windverbände auf die Ortwiderlager ausgeleitet werden können. Wo dies nicht möglich ist, müssen die Seitenkräfte durch Pendelstützrahmen auf den Baugrund ausgeleitet werden.

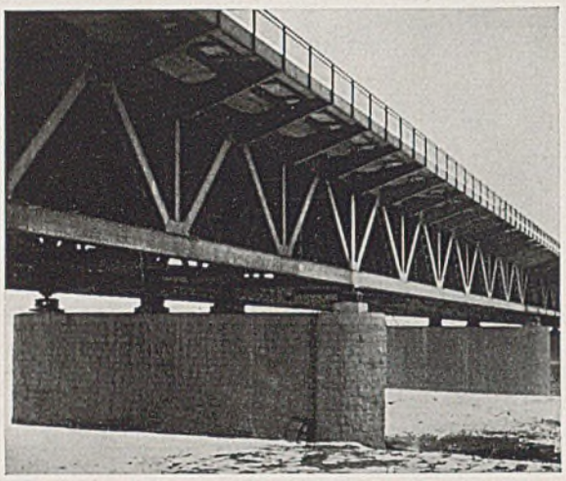

Abb. 42. Elbebrücke bei Dresden (OBK Dresden).

Ein Beispiel für die Anordnung mit getrennten Überbauten auf durchbrochenen Wandpfeilern und geschlossener Fahrbahn ist die Autobahnbrücke bei Kalkberge-Rüdersdorf (Abb. 45).

In freier Flußlandschaft und gegen den weiten Horizont gesehen sind luftige, feingliedrige Fachwerke von besonderem Reiz und maßstäblich mit der Umgebung leichter in Einklang zu bringen als schwere vollwandige Träger; außerdem tritt bei versenkter

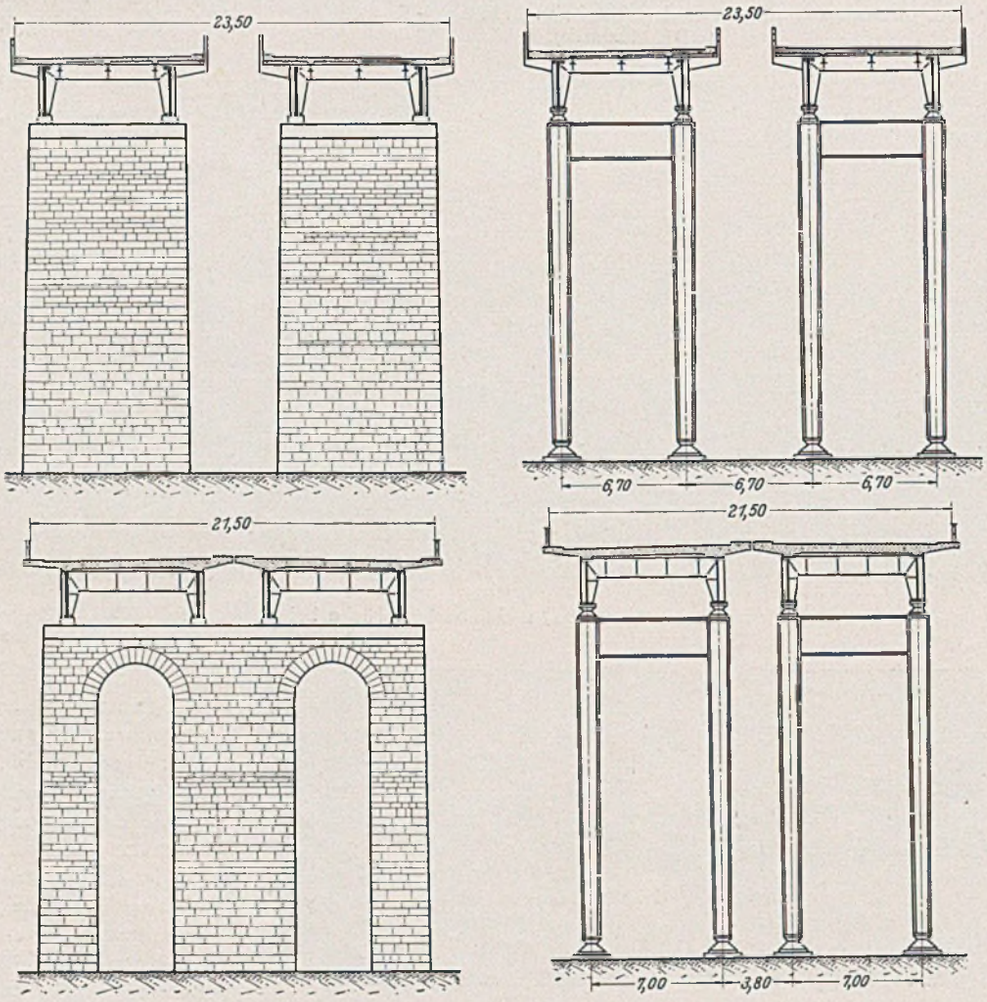

Abb. 43. Querschnittsanordnung bei Talbrücken

Fahrbahn die Fahrbahnlinie deutlich hervor (neue Rheinbrücke bei Neuwied, Abb. 46).

In seinem Beitrag zur einheitlichen Gestaltung der Autobahnbrücken ist Architekt Härter, Mainz-Gustavsburg für den gerade durchlaufenden Vollwandträger auf massiven Pfeilern als Grundform eingetreten. Diese Bauart verkörpere mit ihrer knappen, klaren Zweckform den Typ der Autobahnbrücke, erscheine für alle Landschaften — Ebene und Gebirge — geeignet, sei anpassungsfähig an kleine und große Stützweiten und biete durch die jeweiligen örtlichen, insbesondere landschaftlichen Verschiedenheiten einen immer wechselnden Gesamteindruck. Wo bei Talbrücken hohe Stützpfeiler vermieden werden müßten oder bei Strombrücken große Schiffahrtsöffnungen freizuhalten seien, könne zu dem sonst gleichartigen Baukörper der reinen Balkenbrücke ein weiteres Tragglied — Bogen- und Hängegurt — hinzugefügt werden und so die Grundform bei allen vorkommenden Aufgaben Anwendung finden.

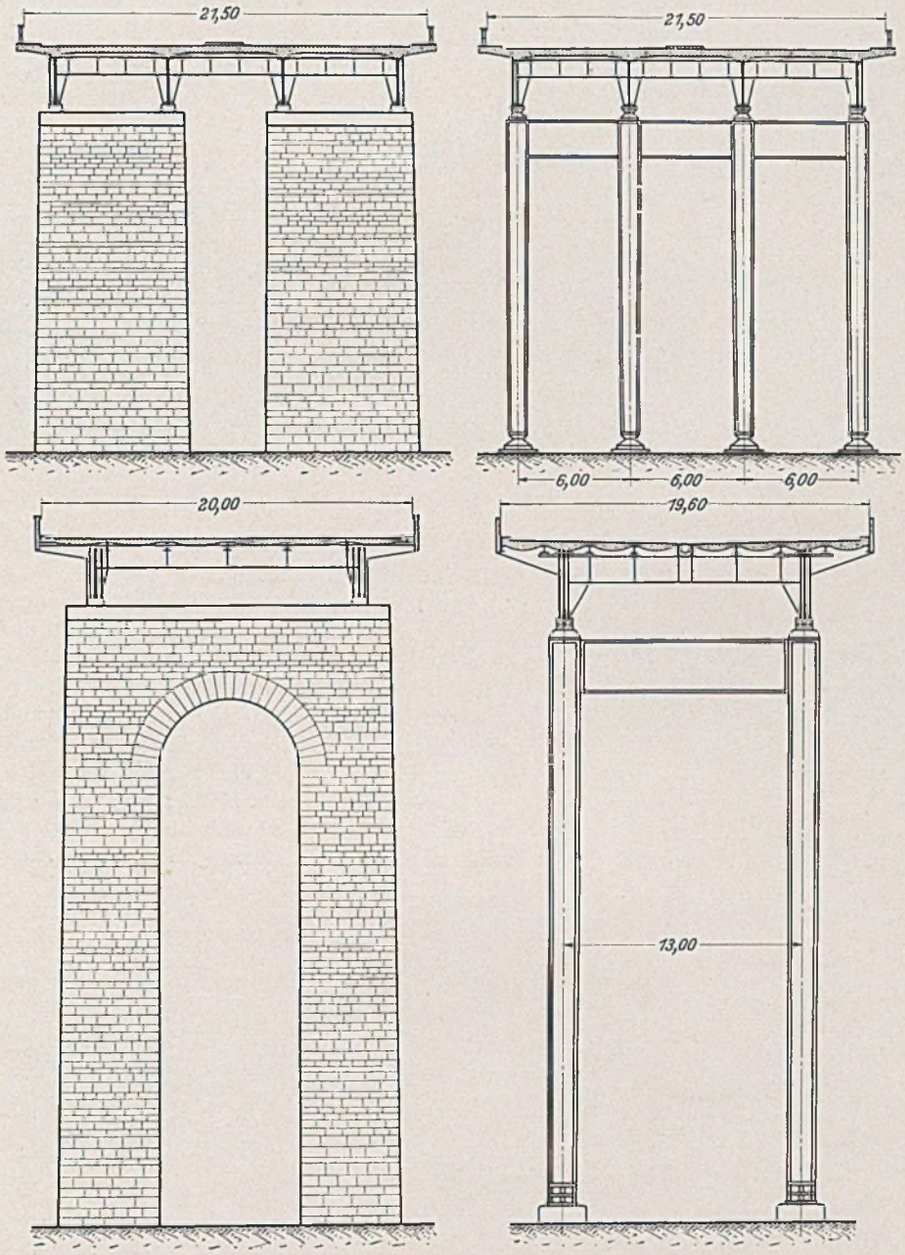

Abb. 44. Querschnittsanordnung bei Hochbrücken.

Die Verwirklichung dieses Vorschlages hätte den Verzicht auf die massiven Wölbbrücken in Natursteinmauerwerk und die aufgelösten Eisenbetonbogenbrücken bedeutet. Wo bei tragfähigem Baugrund und ausreichender Bauhöhe die Bogenform möglich und wirtschaftlich ist und die Bogenbrücke in die Landschaft paßt, kann ihre Wahl nur begrüßt werden. Die Saalebrücke bei Lehesten (Abb. 47) und die Waschmühltalbrücke bei Kaiserslautern (Abb. 48) gehören zu den schönsten Kunstbauten der Reichsautobahnen. Zur Saalebrücke wurde Granit vom Fichtelgebirge und Bayrischen Wald verwendet, die Waschmühltalbrücke wurde mit einem rötlichen Sandstein gemauert. Die Mehrkosten gegenüber einer Betonausführung sind nicht unbedeutend und bei der Saalebrücke zu 500 000 RM errechnet worden. Von den Eisenbetonbogenbrücken ist die Neckarbrücke bei Unterboihingen eine Bogenscheibenkonstruktion zu erwähnen (Abb. 49). Die Donaubrücke bei Leipheim (Abb. 50) mit 4 Öffnungen von 85 m größter Weite über dem Flußlauf zeigt Dreigelenkbogenrippen mit U-Querschnitt. Im mittleren Teil zu beiden Seiten des Bogenscheitels ist die im übrigen aufgeständerte Fahrbahntafel zum Mittragen herangezogen. Die im Bau befindliche Autobahnbrücke bei Helmstedt auf der Strecke Hannover—Berlin ist noch bemerkenswert durch die Auflösung des Haupttragwerks in hohe Bogenscheiben, die durch die als Rippenplatte ausgebildete Fahrbahntafel biegungsfest verbunden sind und so die Standsicherheit gewährleisten (Abb. 51). Die Untersicht und der Durchblick durch die aufgelöste Konstruktion ist besonders reizvoll. Auf der Autobahnstrecke Halle—Ingolstadt gibt sich Gelegenheit, eine kühne Eisenbetonbrücke von 130 m Spannweite über das Teufelstal bei Zeitz zu erstellen. Abb. 52 zeigt den Entwurf der Siemens Bauunion in Verbindung mit Prof. Neuffer und Prof. Freese, Dresden im Schaubild.

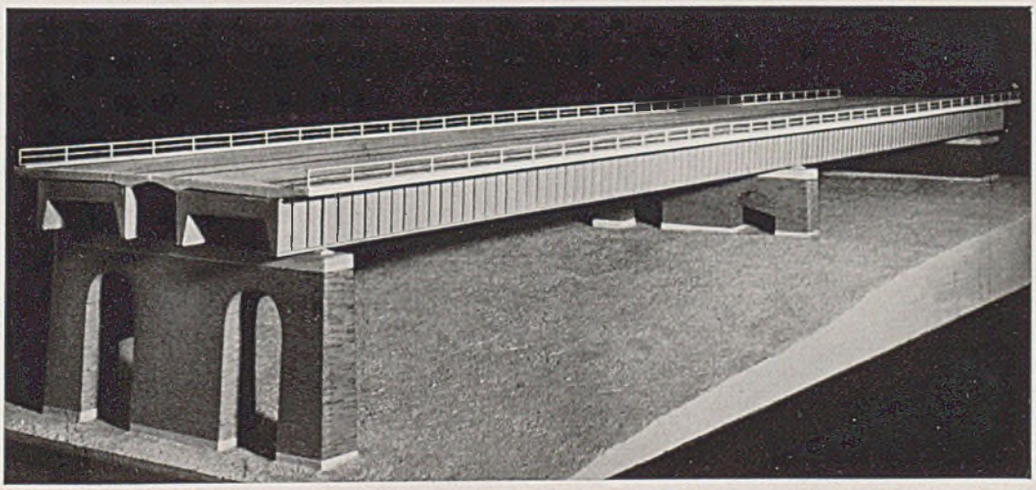
Abb. 45. Autobahnbrücke bei Kalkberge-Rüdersdorf (OBK Berlin).

Während bei den stählernen Autobahnbrücken durch das Vor-

herrschen der Balkenträger eine gewisse Gleichförmigkeit erreicht ist, kommen bei Eisenbeton die verschiedenartigsten Trägerarten und Formen vor; Balken, Rahmen, volle Gewölbe, aufgelöste Bogenrippen, Bogenscheiben, eingespannte Bogen, Dreigelenkbogen

Abb. 46. Straßenbrücke über den Rhein bei Neuwied.

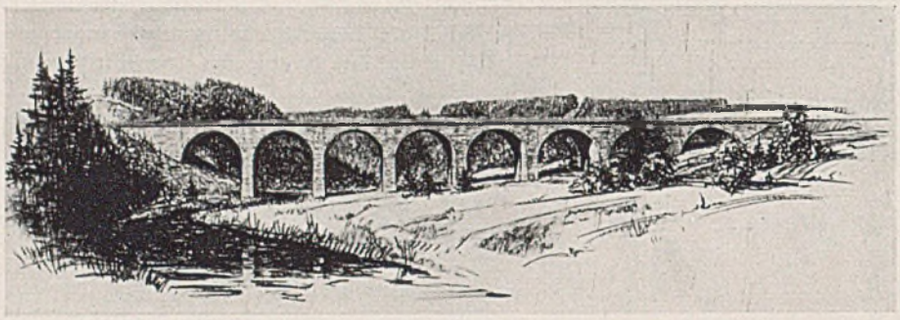

Abb. 47.
Saalebrücke bei Lehesten (OBK Nürnberg).

usw. Eine übertriebene Gleichmacherei ist hier nicht am Platze, da diese Bauwerke von den Benützern der Autobahn nicht gesehen werden und jedes einzelne in seiner Umgebung selbständig zu betrachten ist. Die Autobahnbrücke bei Denkendorf (Abb. 53) mit Plattenbalken auf Pendelstützrahmen mit 30 m Stützweite über der Mittelöffnung zeichnet sich durch schnittige Formgebung aus. Abb. 54 zeigt einen Plattenbalkenüberbauauf gemauerten Pfeilern.

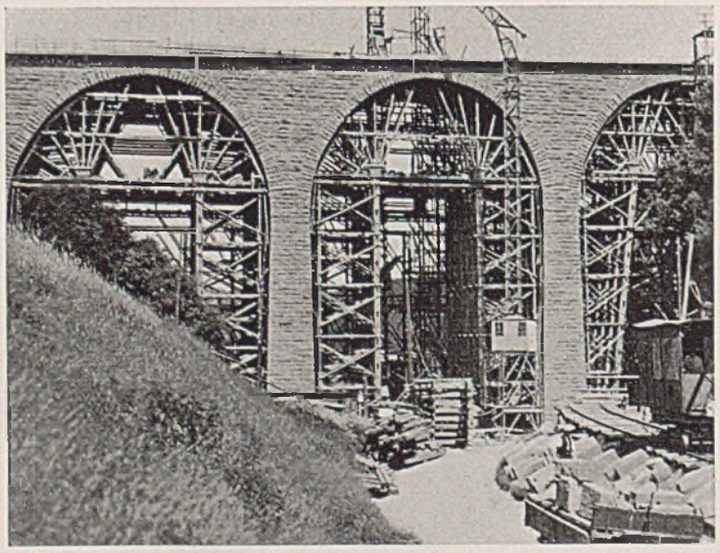

Abb. 48. Waschmühltalbrücke bei Kaiserslautern (OBK Frankfurt/Main).

Andere Ausführungsmöglichkeiten von Eisenbetonbrücken sind aus den Modellaufnahmen (Abb. 55, 56, 57 u. 58) zu ersehen. Man er-

Abb. 49. Neckarbrücke bei Unterboihingen (OBK Stuttgart).

kennt daraus die zahlreichen Lösungsmöglichkeiten, die die Eisenbetonweise bietet.

Die Brückenentwürfe und Ausschreibungsunterlagen werden von den Brückenbüros der Obersten Bauleitungen (OBK) bearbeitet. Die Direktion der Reichsautobahnen prüft die vorgelegten Entwürfe in statischer, baulicher und wirtschaftlicher Hinsicht und gibt unter Heranziehung der künstlerischen Berater Prof. Dr.-Ing. ehr. Bonatz und Architekt Tamms Anregungen für die architektonische Durchbildung und künstlerische Gestaltung. Die engere Aus-

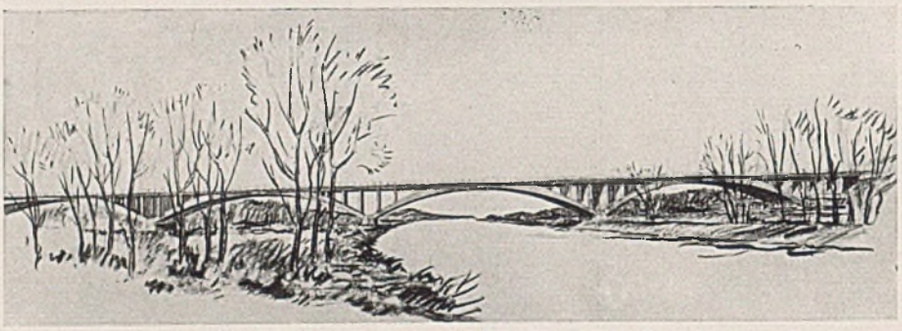

Abb. 50. Donaubrücke bei Leipheim (OBK Stuttgart).
(Schaubild von Prof. Bonatz.)

schreibung unter einer beschränkten Anzahl bewährter und leistungsfähiger Firmen ist die Regel. Die freihändige Auftragserteilung kommt in Ausnahmefällen zur Beschleunigung der Inangriff-

Abb. 52. Teufelstalbrücke. Entwurf der Siemens Bauunion in Verbindung mit Prof. Neuffer Dresden und Prof. Freese, Dresden (OBK Halle).

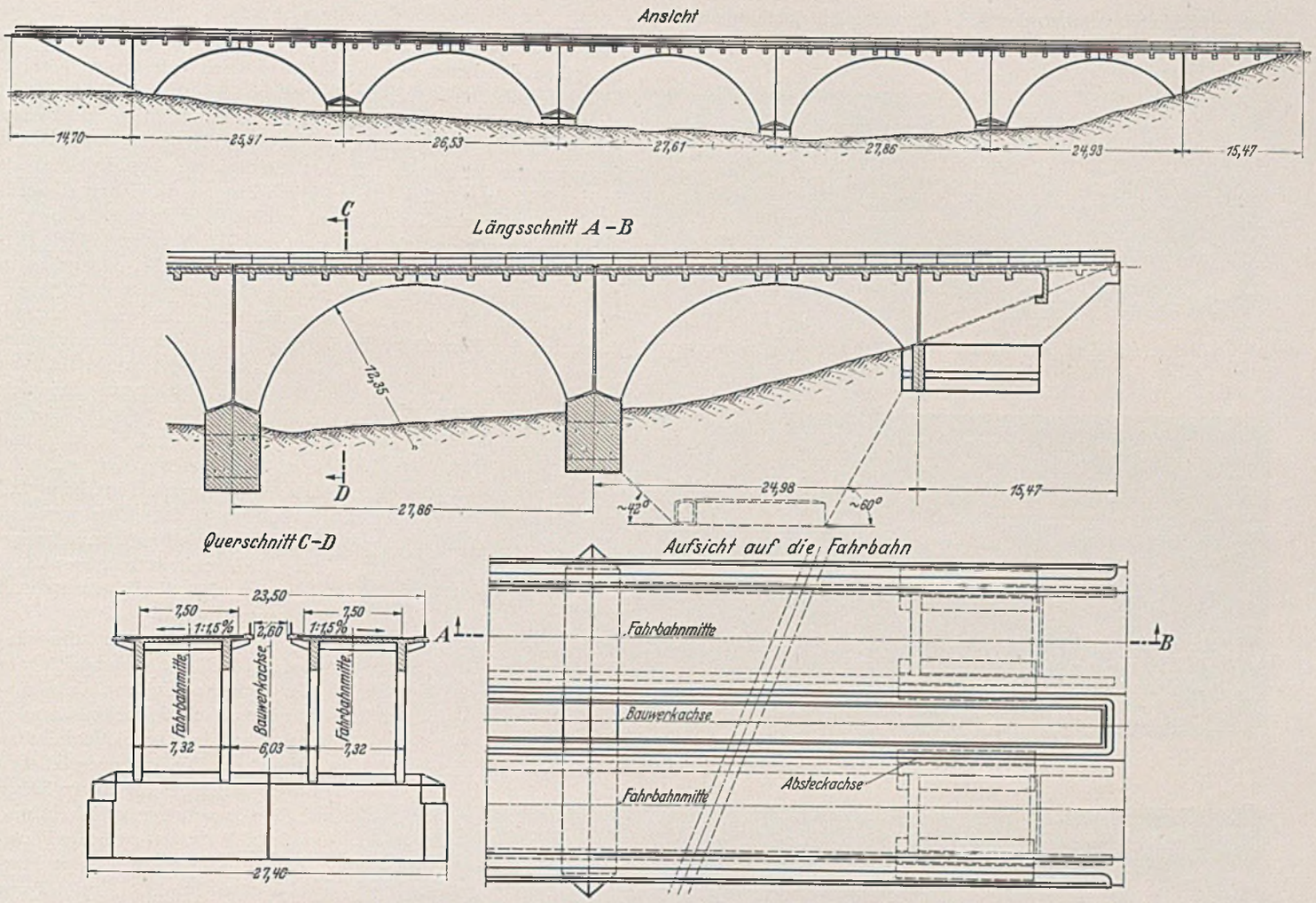

Abb. 51. Talbrücke bei Helmstedt (OBK Hannover).

nahme und Fertigstellung der Bauten in Betracht. Im Ausschreiben werden die aufgeforderten Firmen ausdrücklich darauf hingewiesen, daß Sonderentwürfe, die in statischer, baulicher, wirtschaftlicher und künstlerischer Hinsicht Vorteile bieten, erwünscht sind. In geeigneten Fällen werden Vergleichsangebote in Stahl, Eisenbeton oder Naturstein eingeholt. Hierdurch sollen die Erfahrungen der Brückenbaufirmen und ihre Einrichtungen nutzbar gemacht werden. Das Verfahren hat bisher den Erwartungen durchaus entsprochen, die Wahl der geeigneten Bauart und Konstruktion erleichtert und zur Feststellung der wirtschaftlichsten Lösung beigetragen. Dabei entstehen für die Verwaltung weder besondere Kosten noch Zeitverluste; die Firmen werden mit Werbungskosten und sonstigen Ausgaben am wenigsten belastet.

Ideenwettbewerbe mit öffentlichem Ausschreiben, Preisgericht und Preisverteilung nach den Richtlinien der Reichskunstkammer haben den Vorzug, daß sie hinsichtlich der Verdingsform vollkommen freie Hand geben; sie erfordern aber mehrere Monate zur Vorbereitung und Durchführung und stellen an alle Beteiligten außerordentliche Anforderungen. Sie werden deshalb in der Regel nur bei Großbrücken veranstaltet, wo auf künstlerische Gestaltung besonderer Wert gelegt wird. So haben die großen Wettbewerbe für die Rheinbrücken, Elbe- und Oderbrücken wertvolle Vorschläge und Anregungen gebracht, zu technisch und künstlerisch vorbild-

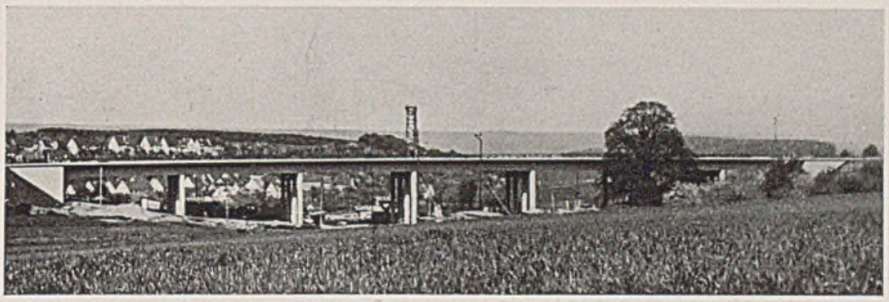

Abb. 53. Talbrücke bei Denkendorf (OBK Stuttgart).

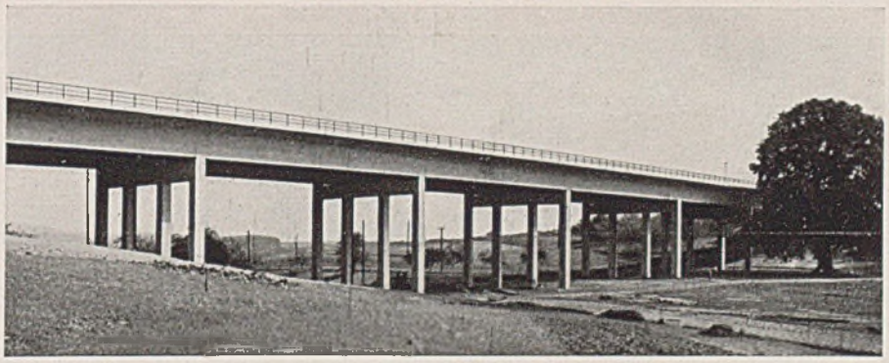

Abb. 53 a. Talbrücke bei Denkendorf (OBK Stuttgart).

lichen Lösungen geführt, damit die deutsche Brückenbaukunst gefördert und der Entwicklung einen starken Auftrieb gegeben.

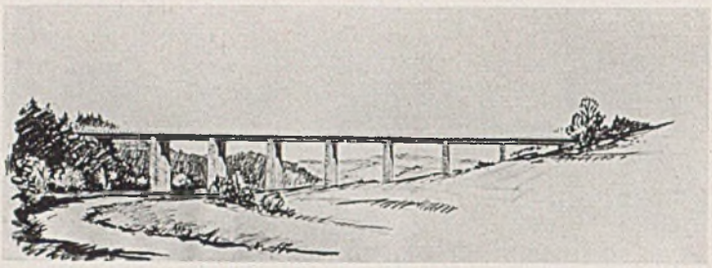

Abb. 54. Plattenbalken auf gemauerten Pfeilern. Vergleichsentwurf Saalebrücke bei Lehesten.

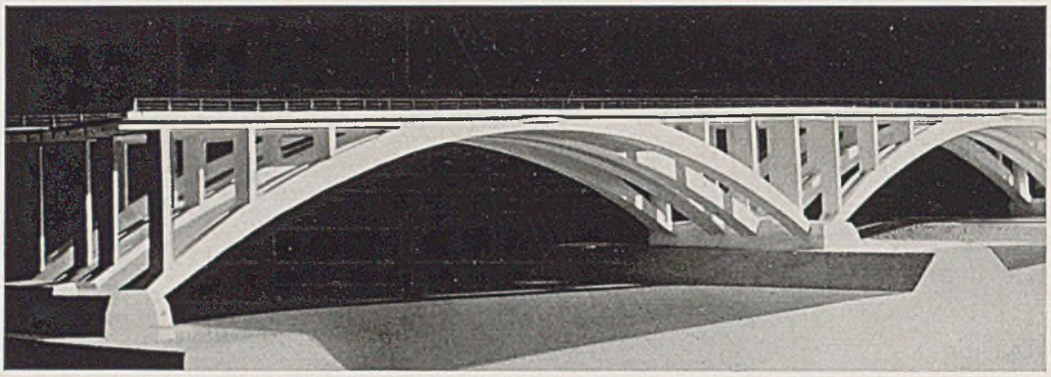

Abb. 55. Modellbild der Donaubrücke bei Leipheim.

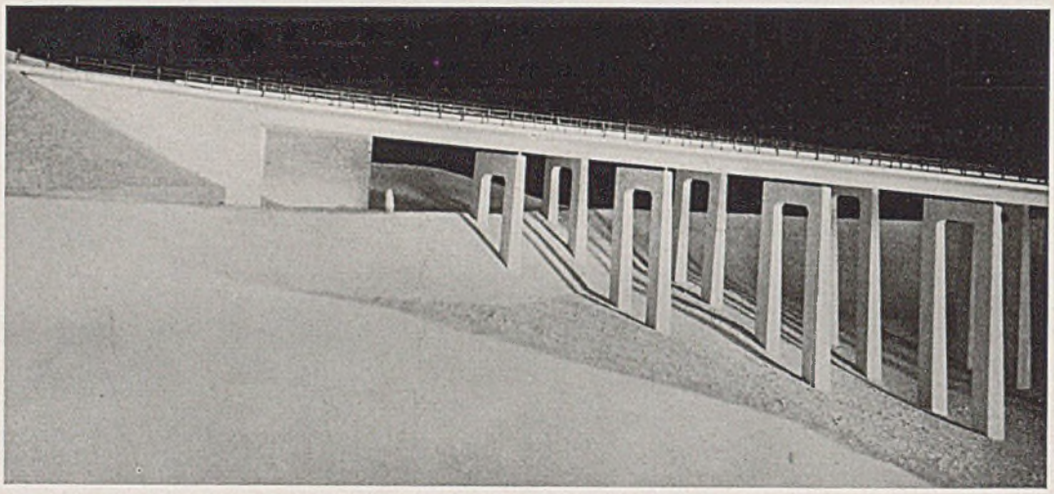

Abb. 56. Modell für die Brücke über die Franzosenschlucht bei Gruibingen (Schwäbische Alb) (OBK Stuttgart).

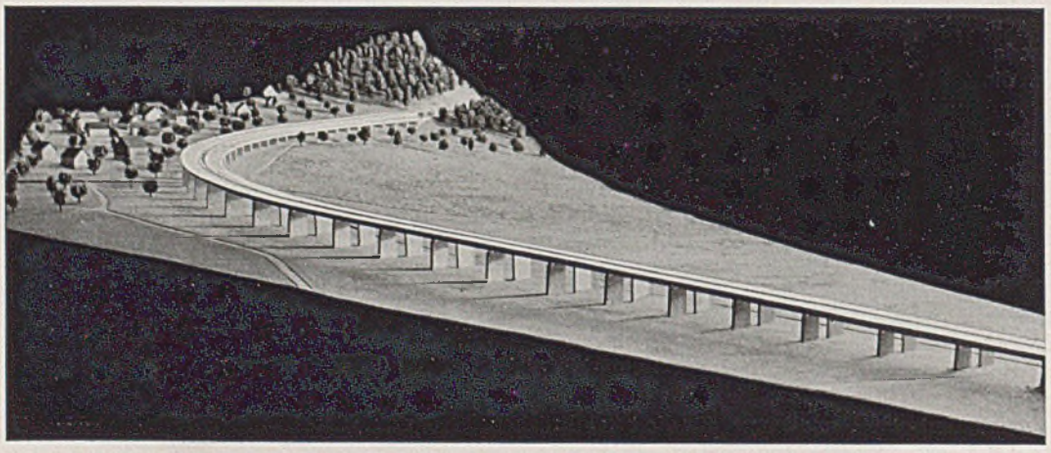

Abb. 57. Brücke im Albaufstieg bei Aichelberg. Plattenbalken auf Wandpfeilern (OBK Stuttgart).

Schlußbetrachtung.

An ausgewählten Beispielen wurde die Mannigfaltigkeit der Aufgaben des Brückenbaues bei den Reichsautobahnen gezeigt. Wir kehren zusammenfassend noch einmal zum Ausgangspunkt unserer Betrachtungen zurück. Die Entwicklung der deutschen Brückenbaukunst zu ihrem heutigen Stand ist den schöpferischen Ingenieuren zu verdanken, die den Ruf des deutschen Brückenbaus in der Welt begründet haben. Die wissenschaftlichen und technischen Fortschritte im Brückenbau sind unbestritten. Wie steht es nun mit der künstlerischen Gestaltung der Bauwerke? Die Mitwirkung der traditionsgebundenen Architekten bei den größeren Brückenbauten des 19. Jahrhunderts stand unter keinem glücklichen Stern. Wo der damalige Architekt sich auswirken konnte, zeigt sich das Bestreben, das Werk des Ingenieurs durch wesensfremde Monumentalarchitektur zu verdecken. Bekannte Beispiele sind die Straßenbrücke bei Worms, die Eisenbahnbrücke in Köln und die Kaiserbrücke in Breslau. An den Straßenbrücken in Mainz und Düsseldorf hat man neuerdings anläßlich der Fahrbahnverbreiterung die Architektur entfernt und gefunden, daß die Brücken damit gewonnen haben.

Die Gestaltungen des Ingenieurs bedürfen weder der Maske oder Tünche eines Verschönerungskünstlers noch des schmückenden und zierenden architektonischen Beiwerks. Die eigengesetzlichen Gestaltungen des Ingenieurs haben die Formensprache bereichert und kraftvollen Anstoß zu neuer Formbildung gegeben. Aus der Harmonie von Funktion und Form ist die neue technische Schönheit entstanden, die wir an formvollendeten Autos, Lokomotiven, Schiffen, Flugzeugen und auch an den Brücken der Autobahn empfinden.

Die neue Entwicklungsrichtung zielt auf Formreinheit und Formklarheit hin. In dem Formstreben unserer Zeit, der Pflege einer anständigen und ehrlichen Baugesinnung kommen sich Architekt und Ingenieur, die in den letzten 50 Jahren getrennte Wege gegangen sind, wieder näher. Das Zusammendenken und Zusammenarbeiten ist heute mehr denn je notwendig, um die Synthese zwischen Rechnung und Form, Konstruktion und Gestalt zu finden und die mit der Aufspaltung der Berufe und der fortschreitenden Arbeitsteilung verbundene Gefahr der Zersplitterung der Kräfte, des Sichverlierens im Detail, des Spezialistentums zu überwinden und die Bauaufgaben in einer Ganzheit und Verbundenheit zu erfassen und zu lösen. Baukultur entsteht nicht durch Schaffung verstandesmäßig erklügelter, auffallender und aufwendiger Dinge, sondern nur durch Selbstzucht und volle Hingabe des ganzen Men-

schen an sein Werk im Dienste der Volksgemeinschaft. Wir Bauleute haben das Glück mitarbeiten zu dürfen an den großen Aufgaben, die der Führer gestellt hat. Nicht mit Worten, sondern durch Werke, die künftigen Geschlechtern Zeugnis ablegen sollen vom hohen Stand deutscher Wissenschaft und Technik und vom Wollen und vom Können unserer Zeit.

Wenn wir heute unter bewußter Abkehr von rein materieller Zielsetzung die künstlerische Auffassung der Arbeit betonen, beste deutsche Baugesinnung pflegen, unser Schaffen nach dem großen Gemeinschaftsziel ausrichten, so muß es wieder gelingen, Bauwerke zu schaffen, die den Kunstwerken der alten Meister ebenbürtig zur Seite gestellt werden dürfen und vor der Nachwelt in Ehren bestehen.

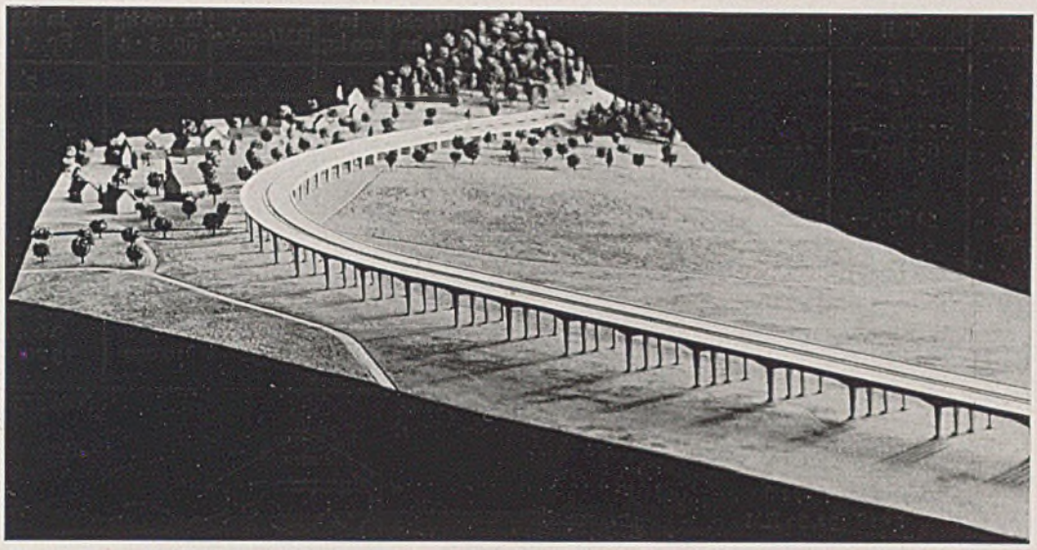

Abb. 58. Brücke bei Aichelberg. Vergleichsentwurf mit Rahmenkonstruktion.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Neuzeitliche Schöpfwerke in Bulgarien.

Die Verlagerung von Erzeugung und Absatz, die die Industrieländer zu der Rückkehr zur Selbstversorgung zwingt, stellt den Landwirt und mit ihm den Kultur- und Wasserbau-Ingenieur vor große Aufgaben. Aus dem Kampfe der Technik um Landgewinn und Landverbesserung sind Werke wie Adolf-Hitler-Koog und Hermann-Göring-Koog, wie Zuiderzee-Damm und Boulder-Talsperre auch dem Laien bekannt.

Dipl.-Ing. J. Radoslawoff berichtet im Jahressonderheft 1935 der Zeitschrift des Bulgarischen Ingenieur- und Architektenvereins über zwei neuzeitliche Schöpfwerke, die die Bebauung von 3500 ha Boden ermöglichen sollen. Durch Übersetzungen und Angaben über bulgarische Verhältnisse hat Dipl.-Ing. D. Maleff die Veröffentlichung der nachstehenden Mitteilungen freundlicherweise unterstützt, in denen der Verfasser bestrebt war, einen Vergleich mit deutschen bzw. mitteleuropäischen Verhältnissen durchzuführen.

Abb. 1. Ansicht des Schöpfwerkes Wardim.

In dem Winkel zwischen der Donau abwärts von Svištov und ihrem Nebenfluß Jantra wird ein Gebiet von 23 500 Deka = 2350 ha durch das neue Schöpfwerk Wardim an der Jantra landwirtschaftlicher Nutzung und der Besiedelung zugängig gemacht. Die ganze Anlage ist unter weitgehender Heranziehung des bulgarischen Arbeitsdienstes erbaut worden.

Das Schöpfwerk enthält bis jetzt zwei Maschinensätze. Raum für einen dritten ist vorgesehen. Die Pumpen sind Kaplanpumpen, die von Elektromotoren mit stehender Welle angetrieben werden. Die hydrostatische Höhe wechselt zwischen 0,0 m und 6,3 m. Diesem Wechsel müssen die Pumpen angepaßt sein: bei einer mittleren hydrostatischen Höhe von 4,5 m liefern sie je 1,14 m³/s, bei dem Höchstwert des hydrostatischen Druckes von 6,3 m ist die Pumpenleistung noch immer je 0,93 m³/s. Dies wird erreicht durch entsprechende Änderung der Drehzahl in dem Bereiche von 730 Umdr./min und 485 Umdr./min bei gleichzeitiger entsprechender Regelung der Schaufelstellung. Beide Pumpen zusammen können also je nach Binnen- und Außenwasserstand von 1 ha 0,79 l/s bis 0,97 l/s abpumpen; nach dem Vollausbau wird das Pumpwerk 1,19 l/s bis 1,45 l/s je ha leisten können. In Deutschland rechnet man als erforderliche Leistung eines Pumpwerkes für Entwässerung 0,35 l/s bis 0,80 l/s je ha [1]. Im Weichseldelta konnte eine mittelgroße Anlage von der Art der Ordensschöpfwerke mit Windmühlenantrieb und Wurfrad oder Wasserschnecke 0,70 l/s vom Hektar heben, reichte allerdings nur für die Entwässerung einer Fläche von 250 ha [2]. Die ganz modernen holländischen Großschöpfwerke Medemblik und Den Oever, die für die Trockenlegung des Wieringer-Meer-Polders in der Zuiderzee erbaut worden sind, leisten 1,38 l/s je ha bei einer Gesamtfläche des Wieringer-Meer-Polders von

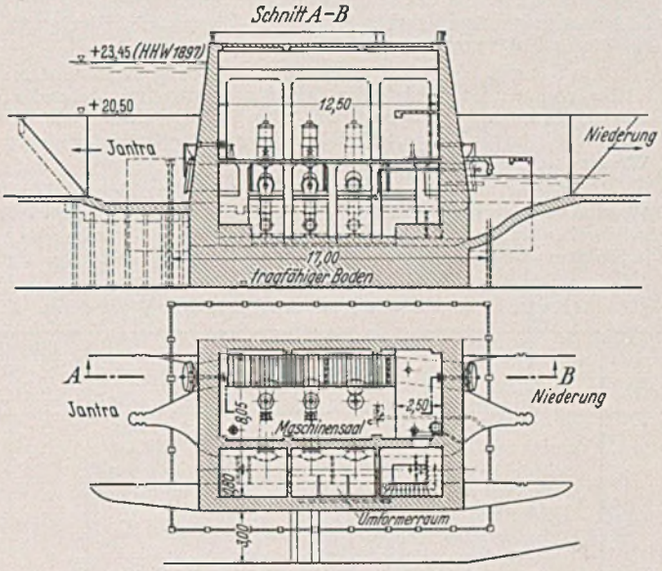

Abb. 2. Längenschnitt und Grundriß des Schöpfwerkes Wardim.

20 000 ha [3]. Die Leistungen in l/s je ha sind also für diese sehr verschiedenartigen Beispiele ziemlich gleich, während die Leistungen in m³/s je Schöpfmaschine um ein Vielfaches auseinanderliegen:

Wurfrad oder Wasserschnecke mit Windantrieb . .	0,175 m³/s
Kaplanpumpe mit Elektromotor (Wardim)	0,93—1,14 m³/s
Zentrifugalpumpe mit Dieselmotor (Den Oever) . .	4,17 m³/s

Dem Bericht über die bulgarischen Schöpfwerke sind wertvolle Zahlenübersichten beigefügt, von denen hier zunächst diejenigen über die Bau- und Betriebskosten der Anlage Wardim wiedergegeben sein sollen. Die Preise sind in Reichsmark auf der Grundlage 33 Lewa = 1 RM umgerechnet.

Die Baukosten der Ziffern 5, 7 und 8 allein betragen 295 227,60 RM oder für 1 ha rd. 125,— RM. Bertram [4] gibt für die gleichen Posten — allerdings nach Vorkriegspreisen — einen Aufwand von 49 950,— RM für 1700 ha oder für 1 ha rund 29,— RM an. Selbst bei Erhöhung dieses Vorkriegspreises um 20—30% auf den Stand der heutigen Kosten ergibt

[1] Engels: Handbuch des Wasserbaues. S. 783. Leipzig u. Berlin: W. Engelmann 1914.

[2] Bertram: Neuere Grundsätze für Schöpfwerksbauten, S. 19. Berlin: Paul Parey 1925.

[3] De Bemalings-Inrichtingen von de Wieringermeer. S'Gravenhage: Algemeene Landsdrukkery 1930.

[4] Vgl. 2, S. 68.

Baukosten der Anlage Wardim.

Ziffern	Bezeichnung	Kosten in RM bereits ausgeführter Teil	Kosten in RM geplante Erweiterung
1	Geländeaufnahme, Planfertigung . .	5 450,—	
2	Dämme (Erdarbeiten, Rasenbedekkung, Baumpflanzung)	554 545,—	
3	Ent- und Bewässerungskanäle . . .	63 100,—	52 200,—
4	Bauwerke (Brücken, Furten, Wärterhäuser)		15 150,—
5	Überlandleitung Svištov-Pumpwerk .	52 800,—	
6	Fernsprechanlage Kraftwerk-Pumpwerk	1 820,—	
7	Pumpwerk		
	a) Gebäude 117 336,70		
	b) Maschinen, elektrische Installation, Umformer 108 420,90	225 757,60	
	225 757,60		
8	Eiserne Spundwand um das Pumpwerk	16 670,—	
9	Inventar (Baracken, Wohnhäuser für das Personal, Schubkarren usw.) .	25 750,—	5 450,—
		945 892,60	72 800,—
	Summe	1 018 692,60 RM	

sich eine überraschend hohe Spanne zwischen dem bulgarischen und diesem deutschen Beispiel. Allerdings vertitt Bertram den Standpunkt, daß für den Maschinenschuppen Massivbauten nicht erforderlich sind, sondern daß hölzerne Schuppen bei zweckentsprechender, aber einfachster Anlage ausreichen [5]. Demzufolge setzt er an Stelle der unter Ziffer 7 a und 8 für Wardim genannten Kosten von 134 006,70 RM bei dem Schöpfwerk im Weichseldelta nur einen Betrag von 8200,— RM ein. Andererseits ist zu beachten, daß das Schöpfwerk Wardim sowohl entwässern wie durch entsprechende Umschaltung bewässern kann und schon deshalb im Bau teurer sein muß. Es kommt dazu der Unterschied in der Länge der Stromzuleitung: Svištov-Wardim rd. 19 km gegen 2 km für das Beispiel von Bertram.

Ein Schöpfwerk in Süddeutschland, das vor wenigen Jahren in Betrieb genommen worden ist (eine Zentrifugalpumpe mit stehender Welle von 0,6 bis 2,03 m³/s Leistung, etwa 3 km Stromzuleitung) beanspruchte 84,50 RM je ha an Baukosten. Die Baukosten liegen hier denjenigen für Wardim wesentlich näher.

Vergleicht man die Ziffer 2—5 der jährlichen Betriebskosten für Wardim mit den entsprechenden Werten der deutschen Beispiele, so ergeben sich als jährliche Betriebskosten für 1 ha in Wardim = 9,35 RM in Süddeutschland dagegen = 5,33 RM und im Weichseldelta = 4,50RM.

Betriebskosten der Anlage Wardim.

Ziffern	Bezeichnung	Jährliche Ausgaben in RM
1	Verzinsung des Anlagekapitals mit 5% und Abschreibung in 60 Jahren ohne Maschinen und elektrischen Teil (Ziff. 1, 2, 3 4, 7 a, 8 und 9 der Baukosten = 855 651,70 RM)	45 195,30
2	Verzinsung des Anlagekapitals für Maschinen und elektrischen Teil mit 5% und Abschreibung in 25 Jahren (Ziff. 5, 6 und 7 b der Baukosten = 163 040,90 RM)	11 562,80
3	Personal (etwa 5 Mann)	4 310,—
4	Unterhaltung der Maschinen usw.	1 515,—
5	Elektrischer Strom = 68 500 kWh · 0,067 RM/kWh	4 589,50
	Summe	67 172,60

Die auf 1 ha umgerechneten Bau- und Betriebskosten lassen nur einen ganz rohen Vergleich zu. Immerhin geht aus diesem Vergleich klar hervor, daß die Kosten für Wardim an deutschen Verhältnissen gemessen sehr hoch waren. Trotzdem wurde die Wirtschaftlichkeit der Anlage als nachgewiesen angegeben Die betr. Zahlenwerte sind in der folgenden Zusammenstellung enthalten. Dabei muß darauf hingewiesen werden, daß diese Berechnung des jährlichen Ertrages nur für die im staatlichen Besitz befindliche Bodenfläche von 1100 ha aufgestellt ist. Selbstverständlich können auch die Besitzer der privaten Ländereien mit einer ähnlichen Ertragssteigerung rechnen, so daß die Werte der Übersicht etwa verdoppelt werden dürfen, um so mehr, als auch für die 1100 ha die größeren Flächen mit Kulturen von geringerem Nutzwert angesetzt sind.

[5] Vgl. 2, S. 39.

Jährliche, durch die Anlage Wardim ermöglichte Einnahme.

Nr.	Fruchtart	Angesäte Fläche in ha	Ertrag je ha in 100 kg	Marktpreis in RM/100kg	Gesamtertrag in 100 kg Sp. 3 · 4	Gesamtertrag in RM Sp. 3 · 5
1	2	3	4	5	6	7
1	Mais	200	15 [6]	5,45	3 000	16 364,—
2	Sonnenblumen . .	260	15 [6]	9,09	3 900	35 451,—
3	Hanf	100	5 [7]	51,51	500	25 755,—
4	Futtergras u. Heu . . .					1 515,—
5	Weizen . .	120	15 [6]	9,09	1 800	16 362,—
6	Gerste . . .	120	20 [6]	5,45	2 400	13 080,—
7	Hafer. . . .	100	20 [6]	5,45	2 000	10 900,—
8	Raps	100	8 [6]	12,12	800	9 696,—
9	Zuckerrüben.	50	200	1,52	10 000	15 200,—
10	Ungesät . .	50				
		1100				144 323,—

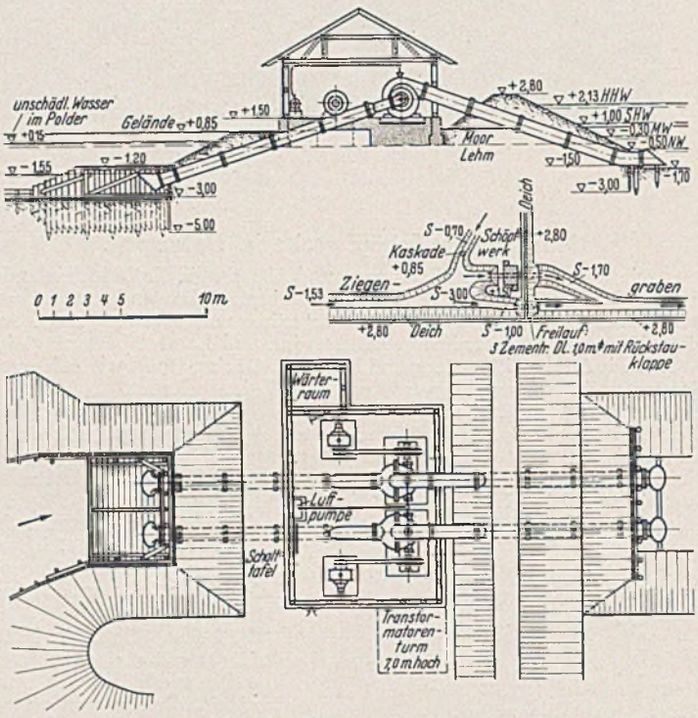

Abb. 3. Längsschnitt und Grundriß eines Schöpfwerkes mit zwei elektrisch angetriebenen Kreiselgängen für den Ziegengraben-Polder im Weichseldelta.

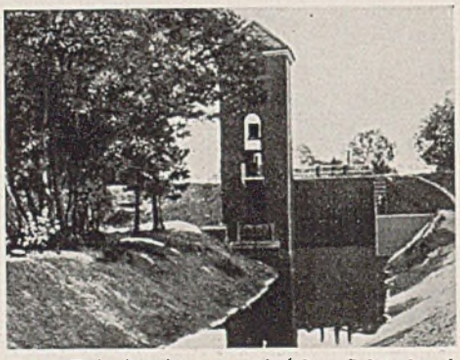

Abb. 4. Beispiel eines neuzeitlichen Schöpfwerkes (Pumpe mit stehender Welle) in Süddeutschland.

Ferner ist der Ertrag an Stroh wertmäßig nicht berücksichtigt, der in Baden etwa 5—10% des betreffenden Körnerertrags ausmacht [8]. Bei

[6] Körner. [7] Faser.

[8] Landwirtschaftliche Betriebsverhältnisse in Baden im Wirtschaftsjahr 1933/34 (H. 9). Schriften der Landesbauernschaft Baden, Hauptabteilung II, Schrift 21. Karlsruhe: Verlag der Landesbauernschaft Baden 1935.

einigermaßen vorsichtiger Schätzung wäre demnach von dem ganzen Gebiet Wardim mit einer Fläche von 2350 ha ein jährlicher Rohertrag als Markterlös in Höhe von 300 000,— RM zu erwarten. Für deutsche, insbesondere für badische Verhältnisse wäre bei diesem Rohertrag rein zahlenmäßig die Wirtschaftlichkeit der Schöpfwerksanlage nicht erwiesen, da ja von diesem Rohertrag die landwirtschaftlichen Gestehungskosten oder der jährliche Betriebsaufwand abgezogen werden müssen. Dieser Betriebsaufwand beträgt aber nach den statistischen Erhebungen der Landesbauernschaft Baden im Mittel der Jahre 1932/1934 etwa 90% des Rohertrages [8]. Nur 10% des Rohertrages stünden daher zur Deckung der jährlichen Betriebskosten der Schöpfwerksanlage zur Verfügung, oder mit den Zahlenwerten des Beispieles Wardim nur etwa 30 000,— RM statt eines Betrages von 67 172,60 RM. Das oben mitgeteilte Verhältnis der Betriebskosten für Wardim zu denjenigen für die deutschen Beispiele läßt nun kaum erwarten, daß der rein landwirtschaftliche Betriebsaufwand in Bulgarien, der schwer und nur an Hand umfangreicher Statistiken zu erfassen wäre, umgekehrt wesentlich niedriger sei als in Deutschland.

Werden deutsche Verhältnisse zum Vergleich herangezogen, so müßten allerdings auch deutsche Erträge und Marktpreise eingesetzt werden, die beide wesentlich über den bulgarischen Beträgen liegen, wie die folgende Zusammenstellung erkennen läßt.

Ertrag und Marktpreis verschiedener Feldfrüchte in Bulgarien und Deutschland.

Fruchtart	Ertrag je ha in 100 kg			Marktpreise je 100 kg in RM		Roheinnahme je ha in RM	
	Wardim	Süddeutschland		Wardim	Deutschl. 1935/36	Wardim	Deutschland
		Mittelwerte	Grenzwerte				
1	2	3	4	5	6	7	8
Mais	15	30	20—40	4,55	21,25	68,25	637,50
Hanf	5	5,4	3—8	51,51	110,— [11]	257,55	594,—
Weizen . . .	15	22	14—30	9,09	21,60	136,35	475,20
Gerste . . .	20	24,5	14—35	5,45	21,50	109,00	526,75
Hafer	20	21	12—30[10]	5,45	20,60	109,00	432,60
Raps	8	13,5	12—15	12,12	32,—	96,96	432,—
Zuckerrüben .	200	310	220—400	1,52	3,20	304,—	992,—

Mit diesen Sätzen für den Hektarertrag an Frucht und Geld wäre auch unter deutschen Verhältnissen insbesondere zwischen Betriebsaufwand und Rohertrag ein Schöpfwerk mit 80—100 RM/ha Baukosten und etwa 6—9 RM/ha jährlichen Betriebskosten wie das eben erwähnte süddeutsche Beispiel noch wirtschaftlich. Andererseits scheint der hier durchgeführte Vergleich auf die Möglichkeit hinzuweisen, den Nutzen der durch das Schöpfwerk ermöglichten Landwirtschaft durch ihre Intensivierung zu heben. Dieses Ergebnis würde auch die Ansicht bulgarischer landwirtschaftlicher Sachverständiger bestätigen.

Die unmittelbaren und mittelbaren Vorteile der Anlage Wardim werden in folgenden Punkten gesehen:

1. Verhütung von Überschwemmungen und der daraus entstehenden Hochwasserschäden.

2. Erhöhung des landwirtschaftlichen Ertrages bei gleichzeitigem Fortfall von Ernteverlusten durch Überschwemmungen: infolgedessen Bodenwert-Steigerung.

3. Ermöglichung einer rationelleren Bewirtschaftung und einer freien Wahl der Kulturarten ohne Rücksicht auf die Reifezeit der betr. Feldfrucht und den Zeitpunkt des jährlichen Hochwassers.

4. Schaffung gesunder Lebensverhältnisse in den Niederungen und Vernichtung der Malaria-Herde.

5. Verhütung von Trockenheiten durch Wasserentnahme aus der Donau für die Zwecke der Bewässerung.

6. Hebung der kulturellen Bedingungen der ganzen Gegend insbesondere durch die Möglichkeit, im Anschluß an die erforderliche Überlandleitung die in ihrem Bereich gelegenen Ortschaften zu elektrifizieren.

Die zweite Anlage dient der Trockenlegung einer Lagune von 1164 ha Oberfläche bei Nesseber am Schwarzen Meer, dem Mesembria der Antike.

In die Lagune mündeten von Süden her aus einem Einzugsgebiet von 334 km² und von Norden her aus einem solchen von 38 km² einige Bäche, deren Wasser nun durch Gürtelkanäle am Rande der Lagune abgefangen werden muß. Der Südkanal ist 8,2 km lang. Sein Bau erforderte 365 000 m³ Erdaushub. Er kann bis zu 175 m³/s ableiten. Der Nordkanal besitzt eine Länge von 5,3 km. Für seinen Bau mußten 67 000 m³ Boden bewegt werden. Er leistet bis zu 25 m³/s. In die Aushubmassen sind die Arbeiten zur Verbesserung der Mündungen der einzelnen Bäche mit eingerechnet.

[9] Seifer, H.: (Verein badischer Landesökonomieräte): Landwirtschaftliches Lehrbuch, zugleich Handbuch für praktische Landwirte. Stuttgart: Eugen Ulmer 1924.

[10] Nach Zeitungsnachrichten bei der 1. Ernte im Adolf-Hitler-Koog sogar 50 Dz/ha.

[11] Schwing- oder Schleißhanf.

Der Zugang über die Gürtelkanäle zur ehemaligen Lagune wird durch 7 Eisenbetonbrücken ermöglicht.

Für die Trockenlegung der Lagune wurden 3 Hauptsammler von 9,0 km, 5,4 km und 2,6 km Länge angelegt mit 22 000, 16 000 und 9 000 m³ Aushub.

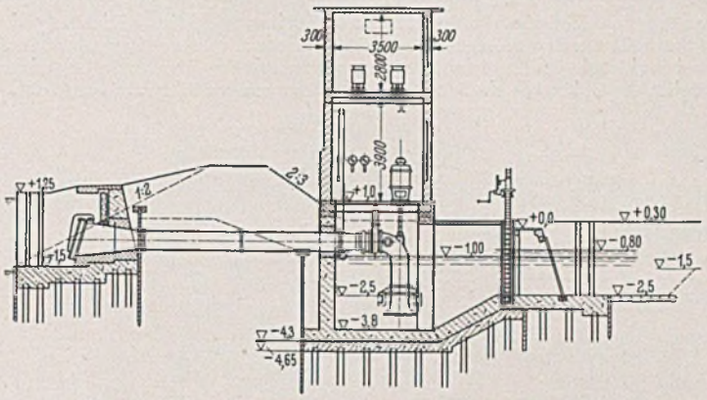

Abb. 5. Längenschnitt durch das Schöpfwerk Nesseber.

Im Gegensatz zu Wardim arbeitet das Schöpfwerk nur in einer Richtung. Es sind 2 Propellerpumpen mit nicht verstellbaren Schaufeln und stehender Welle aufgestellt, die von Elektromotoren angetrieben werden. Jede Pumpe leistet 1,0 m³/s bei 2,3 m hydrostatischer Höhe und 0,975 m³/s bei 2,5 m hydrostatischer Höhe oder zusammen je ha 1,72 l/s bzw. 1,68 l/s. Die auf 1 ha umgerechnete Pumpenleistung ist also höher als bei allen oben mitgeteilten Beispielen. Die Motoren besitzen selbsttätige Ein- und Ausschaltung bei bestimmten Spiegellagen im Ober- und Unterwasser, die beliebig festgelegt werden können. Das Arbeiten der ganzen Anlage wird durch eine Reihe von Meßvorrichtungen überwacht.

Auch für die Anlage Nesseber sind die Baukosten angegeben. Sie ermöglichen wieder verschiedene Vergleiche.

Greift man zunächst die Ziffern 4 und 5 der Übersicht, d. h. die Kosten für das Schöpfwerk einschließlich Maschinen und Überlandleitung heraus und berechnet den Anteil dieser Kosten auf 1 ha, so erhält man den Betrag von 91,50 RM, also einen Wert, der demjenigen für das oben erwähnte Schöpfwerk in Süddeutschland sehr nahe kommt.

Baukosten der Anlage Nesseber.

Ziff.	Bezeichnung		Kosten in RM
1	Anlage der Gürtelkanäle und Regulierungsarbeiten (wie Grundschwellen usw.) an den Flüssen und Wildbächen		443 333,33
2	7 Eisenbetonbrücken		169 696,96
3	Inneres Kanalnetz		21 913,33
4	Pumpwerk:		
	a) Gebäude und Hauptsammler . . .	25 381,94	
	b) Maschinen einschl. Montage	53 850,18	
		79 232,12	79 232,12
5	Überlandleitung 11,6 km		27 403,55
6	Wohnungen für das Personal (1 Werkmeister, 1 Gehülfe)		5 454,55
		Summe:	747 033,84

Wenn für die Anlage Wardim schon durch den Ertrag aus den 1 100 ha Staatsland die Wirtschaftlichkeit nach bulgarischen Verhältnissen als gesichert angegeben worden ist, obwohl dort nach den gesamten Baukosten berechnet 1 Hektar zu entwässerndes Land 925,— RM kostet, so muß die Wirtschaftlichkeit für die Anlage Nesseber als beträchtlich höher angenommen werden, weil hier auf 1 Hektar nur 642,— RM an Baukosten entfielen. Zudem wird der Boden dieser ehemaligen Lagune als besonders fruchtbar gerühmt, so daß die Bewohner des angrenzenden Gebietes ihn als Dünger für ihre Gärten holen.

Außerdem besitzt die Anlage Nesseber noch ihren besonderen Wert dadurch, daß es möglich wurde,

1. hier jetzt die Malaria bis zur Verhütung zu bekämpfen, an der bisher 50 bis 60% der Kinder in diesem Gebiet erkrankten,

2. hier Land zu gewinnen, um die aus Mazedonien vertriebenen Bulgaren anzusiedeln,

3. mit der für das Schöpfwerk benötigten Überlandleitung gleichzeitig den Ort Nesseber mit elektrischem Strom zu beliefern, so daß er zum Kurort erweitert werden kann.

Zusammenfassend kann festgestellt werden:

Zwischen den Baukosten der verglichenen Schöpfwerke ergeben sich sehr große Unterschiede, die auf die verschiedenen Längen der erforderlichen Überlandleitungen, vor allem auf die verschiedene Ausführung der Pumphäuser und bei Wardim auf die Sonderkonstruktionen, die in der

Umschaltbarkeit der Anlage für Entwässerung und Bewässerung bedingt waren, zurückzuführen sind. Ob die von Bertram vorgeschlagene Bauweise des Maschinenhauses ausführbar und die dadurch ermöglichten Ersparnisse zu erreichen sind, wird von Fall zu Fall zu entscheiden sein. Die Gestaltung des Maschinenhauses hängt in erster Linie von der Wahl der Pumpen ab. Doch zeigt der vorstehende Vergleich, daß bei der Neuanlage von Schöpfwerken gerade Möglichkeiten nach dieser Richtung hin überprüft werden müssen. Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, daß bei Muiden in Holland im Zusammenhang mit der Trockenlegung eines Teiles der Zuiderzee ein Schöpfwerk in der auch von Bertram vorgeschla-

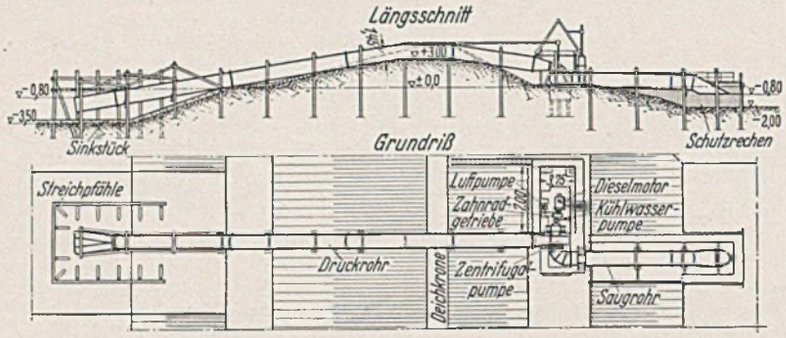

Abb. 6. Bauschöpfwerk bei Muiden.

genen Anordnung ohne teuere Gründungen und Hochbauten zum Preise von etwa 28 275,— RM für die maschinelle Einrichtung und von etwa 12 763,— RM für die Bauarbeiten errichtet worden ist [12]). In diesem Schöpfwerk arbeitet eine Heberzentrifugalpumpe mit Dieselmotorantrieb und einer Leistung von 3,33 m³/s.

Nach der landwirtschaftlichen Seite hin ließ der Vergleich mit deutschen Hektarerträgen die Möglichkeit einer starken Intensivierung der bulgarischen Landwirtschaft erkennen.

Dr.-Ing. habil. Schleiermacher, Karlsruhe.

Anwendung moderner Gründungsverfahren in England.

Über Erfahrungen mit den neueren Gründungsarten wurde im Januar 1936 in einem Fachvortrag in Yorkshire berichtet. Folgende Erfahrungen der Praxis seien festgehalten:

Das Gefrierverfahren eignet sich danach nur für Baugruben geringer Flächenausdehnung (Schächte, Pfeiler usw.) und führt nur bei geeigneten Böden, die wassergesättigt sind, zum Erfolg (Torf, Sand, Kies, Schlamm). Es wird ungeeignet für großflächige Baugruben geringer Tiefe und schaltet auch als Notmaßnahme aus, weil es hinsichtlich Zeit, Inventar und Betriebsmittel zu kostspielig wird.

Die chemische Bodenverfestigung nach Dr.-Ing. Joosten, die in Deutschland weite Verbreitung gefunden hat, und deren Wesen darin besteht, daß quarzhaltige Sande durch abwechselndes Einpressen einer Kieselsäurelösung und einer Salzlösung zu einer sandsteinartigen Masse infolge Bildung eines Kieselsäure-Gels verkittet werden, zeitigte u. a. folgende Ergebnisse:

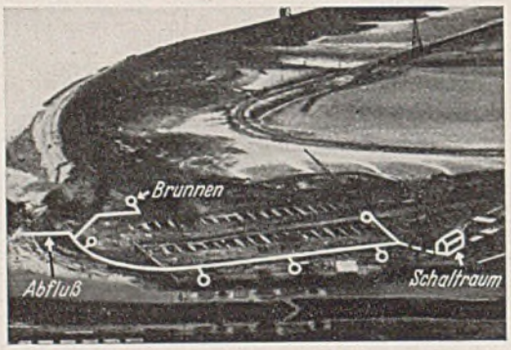

Abb. 1. Schleuse Grimsby: Anordnung der Brunnen.

Der Abbau der verfestigten Sande war leicht möglich, da die Masse keine kristallinen Eigenschaften annimmt und z. B. beim Behauen nicht spritzt.

Die erreichten Festigkeiten waren: bei Themse-Sand nach 30 Minuten 17,8 kg/cm², bei Leighton-Sand nach 10 Minuten 13,8 kg/cm² und nach elf Wochen sogar ca. 56 kg/cm². Man rechnet damit, daß man auf Grund laufender Versuche eine durchschnittliche Festigkeit von 24 kg/cm² in Zukunft mit Sicherheit annehmen darf.

[12] Ministerie von Waterstaat: Driemaandelijksch Bericht betreffende de Zuiderzeewerken. 15 (1934) Nr. 2.

Interessant ist ein Hinweis auf die Erzielung von Gewölbewirkung des verfestigten Bodens über Tunnelbauten.

Die Verwendbarkeit des Verfahrens zur Abwehr von Grundwasser bei gefährdeten Bauten sichert ihm ein ständiges Arbeitsgebiet bei Reparaturen und Notmaßnahmen.

Grundwasserabsenkung. Der Bericht läßt erkennen, daß beide Absenkungsverfahren, das Saugbrunnenverfahren in einer oder mehreren Staffeln und das Tiefpumpenverfahren, nach den theoretischen Grundlagen des deutschen Spezialisten Kyrieleis und auf Grund der stets ratsamen Probebohrungen und Pumpungen projektiert werden.

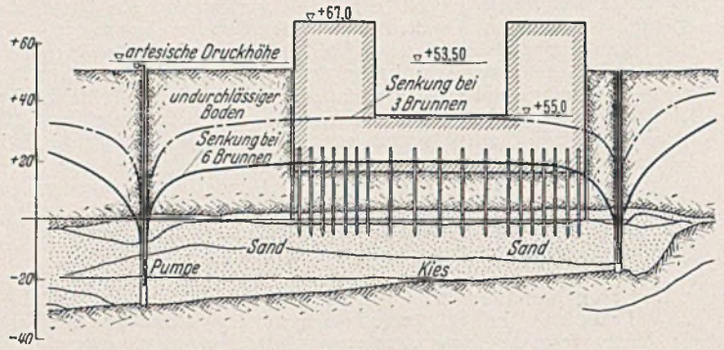

Abb. 2. Schleuse Grimsby: Wirkung der Brunnen.

An neueren Erfahrungen sind bemerkenswert die Absenkung des Grundwasserspiegels um 30,00 m beim Bau des König Georg V. Docks mittels nur zehn Tiefbrunnen von 60,00 m Tiefe, die mit 14zölligen Filterrohren versehen sind und mit S.S. Tiefpumpen arbeiten, und ferner die Absenkungsanlage beim Bau der Eintrittsschleuse zum neuen Fischereihafen in Grimsby. Hier hatte der artesische Grundwasserdruck eine 3 m starke Baugrubensohle aus Flußklei aufgebrochen und viel Schaden angerichtet. Man baute eine Tiefbrunnenanlage von sechs Brunnen ein, die den artesischen Druck um 13 m senkte. Die Abb. 1 zeigt die Anordnung der Brunnen, die Abb. 2 läßt den Druckabfall beim Betrieb der Haltung mit drei und mit sechs Brunnen erkennen. (Nach: The Structural Engineer, 14 (1936) S. 289.)

Dipl.-Ing. Ernst Bachus, Hannover.

Neue Stauanlagen im Mississippi.

Die in den letzten Jahren beachtlich fortgeschrittenen Stauregelungsarbeiten am oberen Mississippi zeigen in der Ausführung der Wehranlagen manches Bemerkenswerte. Unsere Abbildungen geben die Staustufe Nr. 5 in den für die dortigen Stauwerke wesentlichen Teilen wieder. Sie lassen zugleich die Größe dieser Bauwerke und damit den außerordentlichen Umfang der Regulierungsarbeiten erkennen, durch welche eine ständige Mindestfahrtiefe von 2,75 m zwischen der Stadt Minneapolis und der Einmündung des Missouri erreicht wird. Diese betrug bisher nur rd. 1,35 m und erforderte dauernd erhebliche Baggerungen.

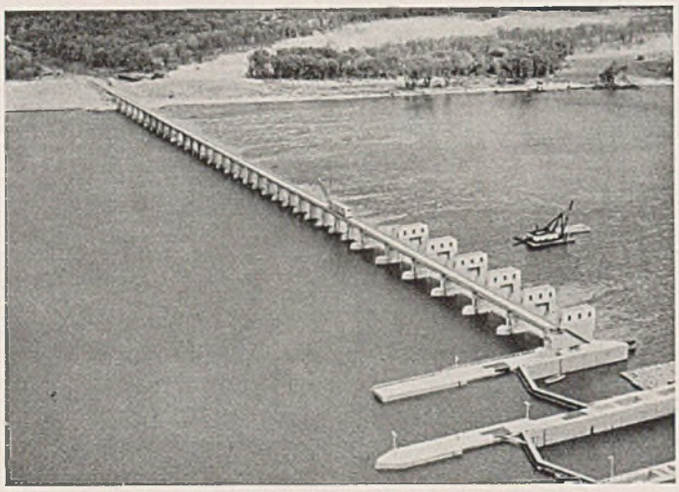

Abb. 1. Die Stauanlage Nr. 5 nach der Vollendung (Blick auf das Ostufer im Staate Wisconsin).

Abb. 1 zeigt das neue Wehr in einem vorgeschrittenen Baustadium. Grundsätzlich bestehen alle dort vorhandenen Stauanlagen aus drei Teilen: Einer geräumigen Kammerschleuse nebst Reservekammer für etwaige Betriebsstörungen, einer großen Anzahl Wehröffnungen mit Segmentverschluß (hier 28 Segmentwehre von je 10,66 m l. W. und 4,57 m Höhe; s. Abb. 3) und einer geringen Anzahl absenkbarer Walzen-

wehre (18,28 l. W. auf 6,09 m Höhe) für die normale Durchflußregelung und Eisabfuhr (Abb. 4). Die Segmentwehre werden nur zur Ableitung der Hochwasserwelle (bis 2640 m³/sec) geöffnet. In Abb. 2 sind schematische Längs- und Querschnitte des Bauwerks dargestellt.

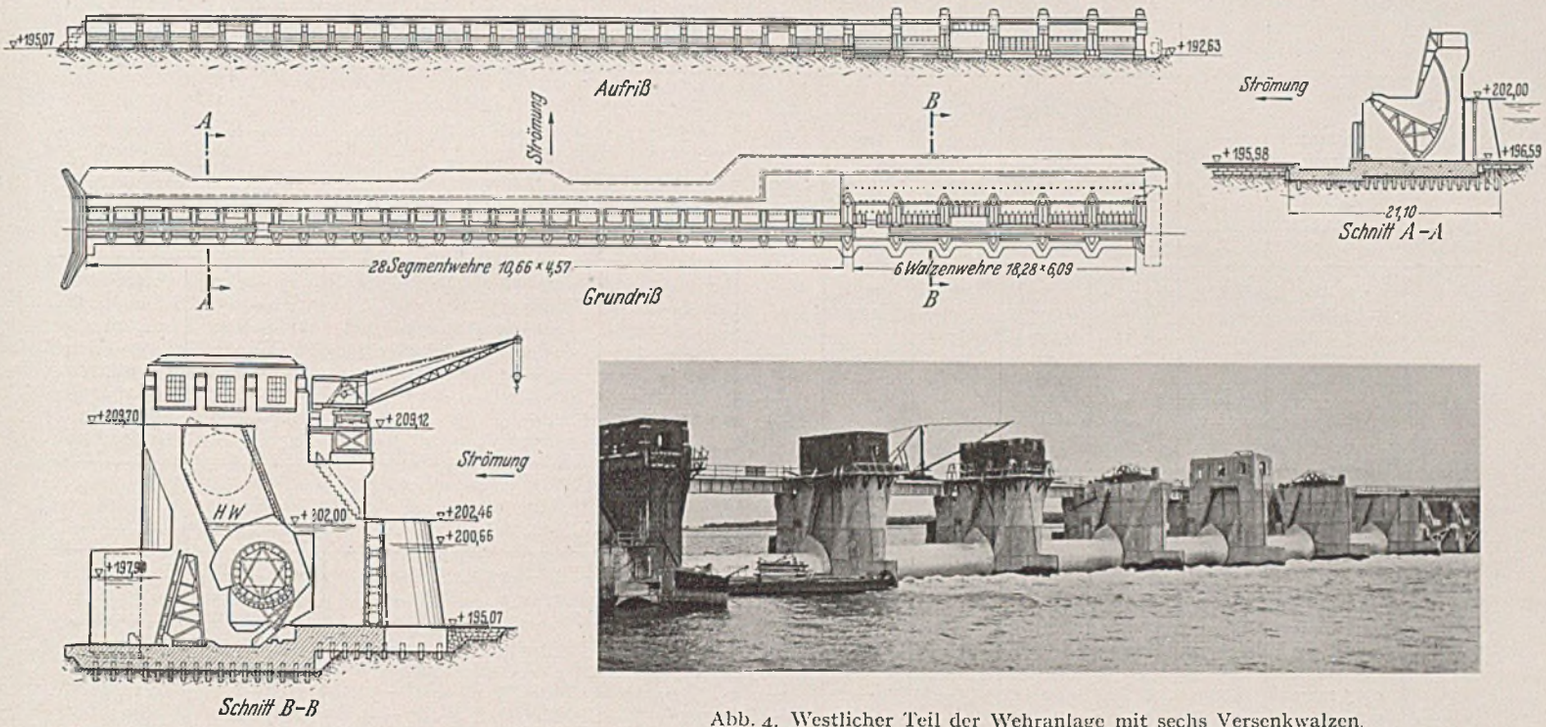

Abb. 2. Grundriß, Aufriß und Querschnitte der Wehranlage.

Abb. 4. Westlicher Teil der Wehranlage mit sechs Versenkwalzen.

Abb. 3. Segmentschütz während der Montage.

Die Bedienung der Walzenwehre geschieht in der üblichen Weise durch einseitigen Kettenantrieb vom Wehrpfeiler aus. Die 28 Segmentschützen werden durch vier auf Laufbrücken über die ganze Wehrbreite verfahrbare Motorwinden gehoben. Ein 20 t-Laufkrahn dient zum Entfernen größerer Treibkörper und zum Einsetzen der Nadelwehr- bzw. Dammbalken-Notverschlüsse.

Der Bau wurde unter Grundwassersenkung in drei Abschnitten durchgeführt, die Baugrube selbst durch rd. 500 m lange Ringfangedämme aus einfacher Stahlspundwand mit Sandschüttung abgeschlossen. Der Untergrund ist gleichfalls hauptsächlich Sand in größerer Mächtigkeit, so daß die auf Holzpfählen gegründete Wehrsohle durch kräftige Spundwände von bergwärts 10,75 m und talwärts von 5,50 m Länge gegen Unterspülung gesichert werden mußte.

Da die Bauzeit sich über zwei Winter erstreckte, sind neben der umfangreichen Betonkontrolle und den Maßnahmen zur Erzielung eines gleichmäßigen Baustoffes besondere Vorkehrungen für das Betonieren bei starkem Frost (bis — 23° C) getroffen worden. Insbesondere ermöglichte die Anwendung von Betonpumpen die Warmhaltung der plastischen Mischung auf dem Wege von dem durch Dampf erwärmten Silo der Zuschlagstoffe bis zur Schalung auf einfachste Weise. Abb. 5 zeigt die Abdeckung der frisch betonierten Wehrsohle mit Pappe und anderen Materialien. Darunter wird mittels Dampfleitungen und Heizwiderständen die günstigste Abbindetemperatur gehalten. Umgekehrt konnte man so in den sommerlichen Hitzeperioden die Temperatur der Baukörper während der Abbindezeit genügend senken.

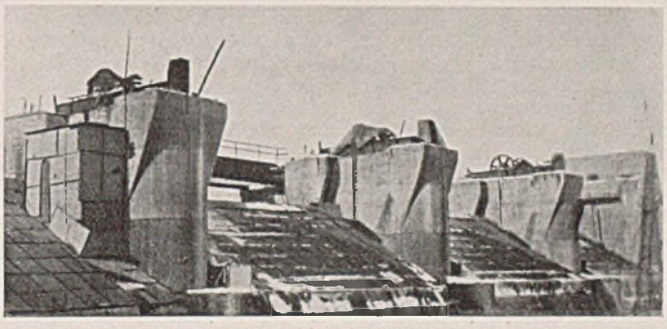

Abb. 5. Schutzabdeckung des frischen Betons gegen Frost.

Das großzügige Gesamtwerk dieser Stauanlage, deren Kosten sich auf ungefähr 5 Millionen $ belaufen, dient andererseits auch der Arbeitsbeschaffung. Eine Klausel der Übernahmebedingungen sah aus diesem Grunde das Verbot jeglicher Feiertags- und Nachtarbeiten vor, was im Verlauf der Arbeiten natürlich mehrfach unangenehm fühlbar wurde. (Nach La Technique des Travaux 12 (1936) S. 143.)

Dr.-Ing. Kurt Förster, Hamburg

Wärme- und rostbeständige Stähle.

Auf der Weltkraftkonferenz 1936 berichtete W. H. Hatfield (England) eingehend über die mechanischen und physikalischen Eigenschaften, die Anwendungsbereiche und die Verarbeitungsmöglichkeiten der wärme- und rostbeständigen Stähle. Aus der großen Zahl der heute zur Verfügung stehenden Legierungen werden nur diejenigen näher behandelt, die sich im Betriebe bewährt und in England durchgesetzt haben. Die folgende Zahlentafel gibt eine Übersicht über diese Stähle, ihre Zusammensetzung und ihre mechanischen und physikalischen Eigenschaften.

Die rostbeständigen Stähle der Gruppe 1A unterscheiden sich im wesentlichen durch ihren C-Gehalt. Sie sind, mit Ausnahme des Stahls mit 0,10% C, durch Abschrecken von etwa 950° C mehr oder weniger härtbar. Der Stahl der Gruppe 1B besitzt erhöhte Rostbeständigkeit und ist den Stählen der Gruppe 1A auch in den Festigkeitseigenschaften

Gruppe	Zusammensetzung							Mechan. u. physikal. Eigenschaften				
	C %	Cr %	Ni %	W %	Ti %	Mo %	Si %	Streckgrenze kg/mm²	Zugfestigkeit kg/mm²	Dehnung auf 50 mm %	Brinell-Härte	Wärmeausdehnungskoeffiz.
					1. Rostbeständige Stähle							
1A	0,10 max.	12—15	—	—	—	—	—	10,6—17,6	21—28	30—40	140—180	0,0000107
	0,15 max.	12—15	—	—	—	—	—	17,6—25	28—35	20—30	200—240	0,0000107
	0,2—0,35	12—14	—	—	—	—	—	—	—	—	45 —550	—
	0,4—0,5	12—14	—	—	—	—	—	—	—	—	550	—
1B	0,15	16—20	1,5—2,5	—	—	—	—	25—35	35—42	15—25	240—280	0,0000104
	0 10	12,5	12,5	—	—	—	—	9,1—12	25—28	40—60	130—150	0,0000181
	0,15 max.	18	8	0,5—1	—	—	—	10,6—12,7	26—32	40—60	160—180	0,0000170
	0,15 max.	18	8	0,5—1	0,5—1	—	—	11,3—14	28—35	35—50	160—200	0,0000168
1C	0,07 max.	18	8	—	—	2,5—4	—	10,6—12,7	25—32	40—60	150—180	—
	0,07 max.	18	10	—	—	1—1,5	—	10,6—12,7	25—32	40—60	150—180	0,0000170
	0,15 max.	15—16	10—11	—	—	—	—	10 —12	25—32	40—60	130—150	0,0000175
	0,2—0,3	10—14	35—37	—	—	—	—	15,5—18,3	28—35	25—40	160—200	0,0000136
	0,25	20	9	—	1,3	—	-	18,3	32	30	230	0,0000150
					2. Wärmebeständige Stähle							
2A	0,4—0,5	6—10	—	—	—	—	3—4	32—35	46—49	15—20	250—285	0,0000130
2B	0,1—0,5	12—14	—	—	—	—	—	10,6—28	21—42	20—40	140—280	0,0000106
	0,1—0,2	25—30	0—5	—	—	—	—	14—25	21—32	15—25	150—225	0,0000104
	0,5 max.	10—15	10—15	2—3	—	—	1—2	21—32	35—46	20—35	220—290	0,0000169
	0,5 max.	12—16	25—35	0—4	—	—	1—2,5	21—28	35—42	20—30	180—270	0,0000151
2C	0,15 max.	18	8	0,5—1	0,5—1	—	—	11,3—14	28—35	35—50	160—200	0,0000168
	0,2—0,4	19—26	7—13	0—4	—	—	1—2	15,5—25	32—42	20—35	190—260	0,0000155
	0,40 max.	20—25	20—25	—	—	—	1—2	15,5—25	28—39	30—50	180—260	0,0000154
2D	1,0 max.	15—25	60—80	0—4	—	—	1	25—32	35—42	15—25	180—250	0,0000121

überlegen. Die Stähle der Gruppe 1C vereinen große Widerstandsfähigkeit gegen Korrosion mit sehr guter Dehnbarkeit, die sie für die Kaltverarbeitung, wie z. B. Tiefziehen, besonders geeignet macht. Der wichtigste Vertreter ist der Stahl mit 18% Cr und 8% Ni, dem zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit gegen interkristalline Korrosion 0,5 bis 1% W oder W und Ti hinzugefügt sind.

Die wärmebeständigen Stähle der Gruppe 2A sind äußerst korrosionsbeständig bis zu Temperaturen von etwa 900° C. Sie besitzen aber keine große mechanische Festigkeit bei hohen Temperaturen. Dasselbe gilt für den ersten Stahl der Gruppe 2B. Der zweite Stahl dieser Gruppe ist noch bis zu etwa 1100° C sehr widerstandsfähig gegen Korrosionsangriff, neigt aber trotz guter Dehnung zu Warmbrüchigkeit bei sehr hohen Temperaturen. Sehr gute Dehnung bei normaler Temperatur und gute Festigkeit bei hohen Temperaturen besitzen die Stähle der Gruppe 2C. Die beiden ersten Stähle sind bis zu 900° C, die beiden letzten bis zu 1100° C sehr rostbeständig. Die Chrom-Nickel-Legierung der Gruppe 2D vereint gute Korrosionsbeständigkeit bis zu 1150° C mit guten mechanischen Eigenschaften bei hohen Temperaturen.

Die Bearbeitungsmöglichkeiten sind für die einzelnen Stähle verschieden. Die martensitischen Stähle der Gruppen 1A, 1B, 2A und 2B können nach vorsichtiger Erwärmung auf 1100 bis 1150° C warm bearbeitet werden. Unterhalb 900° C soll jedoch keine Verformung mehr vorgenommen werden. Die Abkühlung muß mit Rücksicht auf die Neigung zur Lufthärtung langsam und sehr gleichmäßig erfolgen. Die austenitischen Stähle der Gruppen 1C und 2C sind dagegen nicht lufthärtend. Trotzdem sollte auch hier die Warmbearbeitung unter 900° C abgebrochen werden. Am günstigsten ist eine Temperatur von 1150 bis 1200° C.

Fast alle hier behandelten Stähle eignen sich sehr gut für die Kaltverformung, mit Ausnahme vielleicht der höher gekohlten Stähle. Bei sehr starker Verformung sollte das Material jedoch zwischen den einzelnen Verformungsstufen geglüht werden.

Nieten aus den niedriggekohlten Stählen unter 1A und aus den austenitischen Stählen unter 1C und 2C können bis zu 10 mm Durchmesser kalt geschlagen werden. Die Warmverarbeitung größerer Niete aus niedriggekohlten Chromstählen erfordert wegen ihrer Neigung zur Lufthärtung große Vorsicht. Die Ausgangstemperatur soll 700 bis 750° C betragen. Weniger empfindlich sind die austenitischen Stähle, die bei einer Ausgangstemperatur von 1100° C vernietet werden; doch ist im allgemeinen Schweißen dem Nieten vorzuziehen.

Nicht zu empfehlen ist das Schweißen der martensitischen Stähle. Dagegen lassen sich die austenitischen Stähle nach allen Verfahren gut verschweißen. Bei der Lichtbogenschweißung werden zweckmäßig Elektroden der gleichen Zusammensetzung wie der Grundwerkstoff verwendet. Der Lichtbogen soll kurz sein. Bei der Gasschmelzschweißung muß mit neutraler Flamme gearbeitet werden. — Weich- und Hartlöten sind bei Verwendung eines geeigneten Flußmittels ebenfalls möglich. Für die lufthärtenden Stähle soll aber ein Lot verwendet werden, dessen Schmelzpunkt unter der Temperatur liegt, bei der Lufthärtung eintritt.

Für die spanabhebende Bearbeitung lassen sich kaum allgemeine Angaben machen, da die einzelnen Stähle sich sehr verschieden verhalten. Ein näheres Eingehen auf Arbeitsregeln, günstigste Schnittgeschwindigkeiten usw. würde hier zu weit führen. Es sei daher auf das Original verwiesen. (Nach einem Vortrag W. H. Hatfield, Heat-, rust- and acid-resisting steels. No. A2 — Chemical Engineering Congress of the World Power Conference 1936.) Boos, Berlin.

Der Bau geschweißter Druckbehälter für die Petroleum-Industrie.

In Amerika werden geschweißte Druckbehälter für die Petroleum-Industrie heute überwiegend durch Lichtbogenschweißung, seltener durch Gasschmelz- oder Widerstandsschweißung hergestellt.

Der Arbeitsgang ist kurz folgender. Die Bleche werden an allen Kanten entsprechend der Nahtform (V, X, U) bearbeitet und, soweit möglich, kalt gebogen. Zunächst werden dann die einzelnen Schüsse ohne Boden und Deckel verschweißt und durch örtliche Erwärmung entsprechend breiter Zonen beiderseits der Nähte bei einer Temperatur von 650° C spannungsfrei geglüht. Während des Glühprozesses befindet sich der Zylinder zur Verhütung des Durchhängens in ständiger Drehung. Erst nach dieser Glühung werden Deckel, Boden und sonstige Teile angeschweißt. Nach Fertigstellung sämtlicher Schweißnähte wird der Behälter geröntgt. Schlechte Stellen werden ausgebessert und nochmals durchleuchtet. Schließlich wird der ganze Behälter im Ofen bei 600 bis 650° C spannungsfrei geglüht. Die Dauer der Glühung beträgt etwa 1 Stunde je 25 mm Wanddicke. Zum Schluß wird noch die Dichtigkeit des Behälters durch die vorgeschriebene Wasserdruckprobe geprüft.

Die Lichtbogenschweißung von Behältern wird in Amerika fast allgemein mit umhüllten Elektroden ausgeführt. Für Behälter, die nur in geringem Maße dem Korrosionsangriff und weder besonders hohen noch besonders niedrigen Temperaturen ausgesetzt sind, verwendet man in der Regel gewöhnlichen Kohlenstoffstahl mit 38 kg/mm² Festigkeit. Für Behälter, die bei besonders hohen Temperaturen arbeiten, hat sich ein Molybdänstahl mit etwa 0,5% Mo bewährt, der praktisch ebenso gut schweißbar ist wie gewöhnlicher Kohlenstoffstahl. Bei niedrigen Temperaturen (—40 bis —50° C) verwendet man Nickelstahl mit 2,25% Ni und 0,15 bis 0,25% Si, der jedoch teuer ist. Nach neueren Erfahrungen scheint aber ein Kohlenstoffstahl, der durch ein besonderes Verfahren desoxydiert worden ist, ebenfalls brauchbar zu sein.

Zum Schutz der Behälter gegen Korrosion sind verschiedene Wege eingeschlagen worden. Die Auskleidung der Innenflächen mit Zement oder ähnlichem Material und das Aufspritzen von Metall, vor allem Aluminium haben sich nicht bewährt, da die dünne und poröse Schutzschicht

beim Reinigen der Behälter leicht verletzt wird. Aussichtsreich erscheint ein Bimetall aus chrom- oder chromnickel-plattiertem Kohlenstoffstahl.

Der Rostschutz kann auch dadurch erreicht werden, daß das Innere des Behälters durch einen besonderen Blechmantel aus Chromnickelstahl (18% Cr, 8% Ni) oder reinen Chromstahl (12 bis 14% Cr) ausgekleidet wird. Die Bleche, die in der Regel 2 mm dick sind, werden entweder mittels Lochschweißung oder mittels Widerstands-Punktschweißung mit dem Grundwerkstoff verbunden. Das Aufschweißen kann sowohl vor wie nach dem Biegen vorgenommen werden. Durch Abdrücken mit Luft oder durch magnetische Untersuchung wird geprüft, ob das Material vollkommen frei von Schweißrissen ist.

Alle diese Arten des Rostschutzes sind jedoch teuer, und es besteht daher das Bedürfnis nach einem Blech aus Kohlenstoffstahl mit einseitigem Rostschutz, dessen Preis wirtschaftlich tragbar ist. (Nach einem Vortrag R. K. Hopkins, The construction of welded pressure vessels or the petroleum industry. No. G7 — Chemical Engineering Congress of the World Power Conference 1936.) Boos, Berlin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Was muß der Bauleiter von der Arbeitsaufsicht wissen?

Unter „Bauleiter" wird hier der für den Unfallschutz Verantwortliche verstanden. Als „Arbeitsaufsicht" gilt hier die Gesamtheit aller gesetzlichen Bestimmungen, die für den Unfall- und Gesundheitsschutz bei Bauten maßgebend sind. Die Notwendigkeit dieses Schutzes ergibt sich aus der amtlichen Unfallstatistik. Das Gesetz zur Ordnung der nationalen Arbeit (Arbeitsordnungsgesetz AOG. Reichsgesetzblatt 1934, I, S. 45) schreibt in § 2 Abs. 2 vor, daß der Unternehmer für das Wohl der von ihm Beschäftigten sorgen muß. Zum AOG. sei noch bemerkt: Besondere Bestimmungen über den Vertrauensrat in Betrieben des Baugewerbes sind im AOG. nicht enthalten. Gemäß § 5 des AOG. ist also in allen Betrieben mit in der Regel mindestens 20 Beschäftigten ein Vertrauensrat einzurichten. Dabei ist jede einzelne Baustelle als Bestandteil des gesamten Betriebes zu betrachten, so daß für sie kein besonderer Vertrauensrat zu bilden ist. Zu den Aufgaben des Vertrauensrates gehört auch sein Beraten bei den Fragen der Arbeitsaufsicht.

Die gesetzlichen Rahmenbestimmungen für den Gesundheits- und Unfallschutz bei Bauten sind in den §§ 120 a—e der Reichsgewerbeordnung (RGO.) enthalten. Diese §§ regeln die Verhältnisse hinsichtlich der gewerblichen Arbeiter, Lehrlinge, Gesellen, Gehilfen, Werkmeister, Techniker und Betriebsbeamten. Ingenieure fallen unter § 618 des Bürgerlichen Gesetzbuches. § 120a der RGO. lautet: „Die Gewerbeunternehmer sind verpflichtet, die Arbeitsräume, Betriebsvorrichtungen, Maschinen und Gerätschaften so einzurichten und zu unterhalten und den Betrieb so zu regeln, daß die Arbeiter gegen Gefahren für Leben und Gesundheit soweit geschützt sind, wie es die Natur des Betriebes gestattet. Insbesondere ist für genügendes Licht, ausreichenden Luftraum und Luftwechsel, Beseitigung des bei dem Betrieb entstehenden Staubes, der dabei entwickelten Dünste und Gase sowie der dabei entstehenden Abfälle Sorge zu tragen. Ebenso sind diejenigen Vorrichtungen herzustellen, welche zum Schutze der Arbeiter gegen gefährliche Berührungen mit Maschinenteilen oder gegen andere in der Natur der Betriebsstätte oder des Betriebes liegende Gefahren, namentlich auch gegen die Gefahren, welche aus Fabrikbränden erwachsen können, erforderlich sind. Endlich sind diejenigen Vorschriften über die Ordnung des Betriebes und das Verhalten der Arbeiter zu erlassen, welche zur Sicherung eines gefahrlosen Betriebes erforderlich sind."

Die staatliche Aufsicht über das Erfüllen der in den §§ 120a—e der RGO. enthaltenen Forderungen haben die staatlichen Gewerbeaufsichtsämter gemäß § 139b der RGO. Die Gewerbeaufsichtsbeamten sind durch Ministerialerlaß im Jahre 1932 angewiesen worden, wichtige Bauarbeiten mehr als bisher zu besichtigen. In diesem Erlaß wurde ausdrücklich festgestellt, daß die Gewerbeaufsicht auch auf solchen Bauten zuständig ist, bei denen in der Regel weniger als 10 Arbeiter beschäftigt werden. In dem genannten Erlaß wird verlangt, daß die Gewerbeaufsichtsbeamten auf Bauten den gesamten Gesundheits- und Unfallschutz im allgemeinen wahrnehmen. Im besonderen sollen sie auf Arbeitsmaschinen, Fördereinrichtungen, elektrische Anlagen, Preßluftwerkzeuge und Farbspritzverfahren achten. Anordnungen, die in das Gebiet der Baupolizei fallen, wie z. B. das Abstützen von Ausschachtungen, Gerüstbau, Einschalungen von Betonarbeiten sollen die Gewerbeaufsichtsbeamten der Baupolizei solange überlassen, wie nicht besondere Gefahren vorliegen. Werden Anordnungen der Gewerbeaufsichtsämter nicht beachtet, so sind von ihnen polizeiliche Verfügungen gemäß § 120d der RGO. zu erwarten, welche das Durchführen des für notwendig Gehaltenen anordnen. Falls trotz gerichtlicher Bestrafung die polizeiliche Verfügung des Gewerbeaufsichtsamtes nicht befolgt wird, kann das Angeordnete im Sinne der Polizei-Verwaltungsgesetze auf Kosten des Betriebsinhabers polizeilich durchgeführt werden. Auch die Regelung der Arbeitszeit dient dem Gesundheits- und Unfallschutz. An Sonn- und Festtagen dürfen gemäß § 105b der RGO. „bei Bauten aller Art" Arbeiter nicht beschäftigt werden. Die „Arbeitszeitordnung" aus dem Jahre 1934 (Reichsgesetzblatt I S. 804) bestimmt im wesentlichen folgendes: Ihr sachlicher und persönlicher Geltungsbereich umfaßt im allgemeinen alle Arbeiter und Angestellten in gewerblichen Betrieben und in Verwaltungen. Von der gesetzlichen Höchstarbeitszeit ausgenommen sind: Generalbevollmächtigte und im Handels- und Genossenschaftsregister eingetragene Vertreter eines Unternehmens, ferner leitende Angestellte, die in der Regel 20 Angestellten oder 50 Beschäftigten vorgesetzt oder die nicht versicherungspflichtig sind. Die regelmäßig werktägige Arbeitszeit soll ausschließlich der Pausen 8 Stunden betragen. Eine andere Verteilung der Arbeit ist zulässig, wenn binnen 2 Wochen ein Ausgleich in der Weise stattfindet, daß sich die 96 stündige Doppelarbeitswoche ergibt. Allgemein ist Mehrarbeit — ohne Tarifordnung und ohne behördliche Genehmigung — bis zu täglich 10 Stunden an 30 Tagen im Jahr zulässig. Durch Tarifordnung darf Mehrarbeit bis zu 10 Stunden täglich geregelt werden. Bei Arbeitsbereitschaft darf die Dauer der Anwesenheit auf mehr als 10 Stunden täglich nur dann verlängert werden, wenn eine entsprechende Tarifordnung dieses gestattet. Vor- und Abschlußarbeiten dürfen die für den Gesamtbetrieb zulässige Arbeitszeit um höchstens 2 Stunden täglich überschreiten. Dabei darf für jugendliche und weibliche Beschäftigte die Überschreitung höchstens 1 Stunde betragen und zu einer höchstens zehnstündigen Arbeitszeit führen. Das Genehmigen von Mehrarbeit bis zu 10 Stunden erfolgt — wenn keine tarifliche Regelung vorhanden ist und, wenn die bereits erwähnten, für den Unternehmer freigegebenen 30 Tage verbraucht sind — durch die Gewerbe- oder Bergaufsicht. Bei außergewöhnlichen Ereignissen z. B. in Notfällen oder in Fällen, die ohne den Willen des Betroffenen eintreten oder bei Gefährdung des Arbeitserzeugnisses darf die Arbeitszeit vom Unternehmer vorübergehend verlängert werden. Als Vergütung für Mehrarbeit gilt — unter Beachtung der Einschränkungsbefugnis des Treuhänders der Arbeit — ein Zuschlag von 25%. Die Aufsicht über das Durchführen der „Arbeitszeitordnung" haben: die Gewerbeaufsicht, die Bergaufsicht und die Polizei, bei tariflich geregelter Arbeitszeit auch der Treuhänder der Arbeit, dessen Weisungen die übrigen Aufsichtsstellen zu befolgen haben. Zuwiderhandlungen gegen die „Arbeitszeitordnung" sind mit Geldstrafe bedroht, vorsätzlich wiederholte Zuwiderhandlung mit Geldstrafe und mit Gefängnis bis zu 6 Monaten.

Das Arbeiten in Druckluft ist durch eine besondere Verordnung (Reichsgesetzblatt 1935 I S. 725) geregelt. Diese gilt für Arbeiten in Schächten, Tunnels, Senkkästen, Taucherglocken usw., wenn der innere Luftdruck den äußeren um mindestens 0,1 kg/cm² übersteigt. Der Unternehmer derartiger Arbeiten muß diese mindestens 14 Tage vor ihrem Beginn dem zuständigen Gewerbeaufsichtsamt anzeigen, welches das Durchführen der Verordnung zu überwachen hat.

Die bereits erwähnte Baupolizei übt ihre Arbeitsaufsicht nach Maßgabe der Bauordnungen aus. Das im Rahmen des Polizeiverwaltungsrechtes liegende Baupolizeirecht sei hier an Beispielen aus der Bauordnung für Berlin vom 9. 11. 1929 erläutert.

§ 4. 1. Der Bauherr hat der Baupolizeibehörde anzuzeigen, wann er mit dem Bau beginnen will; er muß den von ihr mit der Überwachung betrauten Personen — Beamten, Sachverständigen — jederzeit Zutritt zur Baustelle und Einblick in den Bauschein und die Bauvorlagen gewähren . . . . .

2. Alle Bauten, die der Baugenehmigung bedürfen, unterliegen baupolizeilichen Abnahmen. Das sind: Die Rohbauabnahme und die Gebrauchsabnahme.

§ 11 Standsicherheit. 1. Bauliche Anlagen sind in allen Teilen nach den Erfahrungen der Baukunst aus guten, zweckentsprechenden Baustoffen herzustellen.

§ 33. Schutzmaßregeln bei der Ausführung von Gebäuden und Arbeiterfürsorge:

1. Die Bauausführenden (Bauunternehmer oder Bauleiter) haben Vorkehrungen zu treffen, um Unfälle der auf dem Baugrundstück beschäftigten und dort sonst verkehrenden Menschen zu verhüten, auch Verkehrsstockungen auf der Baustelle und in ihrer Nähe vorzubeugen. Wegen der Schalung bei Bauwerken aus Eisenbeton wird auf die Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton verwiesen.

2. Für die Errichtung und die Benutzung von Baugerüsten sind die Vorschriften der Gerüstordnung zu beachten.

3. Für die Aufstellung von Bauzäunen und die Lagerung von Baustoffen sind die dafür erlassenen besonderen Vorschriften zu beachten.

4. Die Baustellen sind, soweit es zur Verhütung von Unglücksfällen erforderlich ist, während der Dunkelheit zu beleuchten.

5. Bei Bauten in der Nähe vorhandener Gebäude sind die zu ihrer Sicherung notwendigen Vorkehrungen (Ausführungen der Grundmauern in kurzen Strecken, Absteifen oder Unterfahren der Mauern anstoßender Gebäude u. dgl.) zu treffen.

6. Das Mauern im Freien bei einer Kälte unter 3° C kann verboten werden.

7. Im übrigen wird auf nachstehende Verordnungen der Arbeiterfürsorge verwiesen:

a) Die Polizeiverordnung über Arbeiterfürsorge auf Bauten vom 18. 2. 1913 und vom 24. 12. 1913;

b) die für den Schutz der Bauarbeiter gegen Unfälle erlassenen Unfallverhütungsvorschriften der Nordöstlichen Baugewerks-Berufsgenossenschaft;

c) die Polizeiverordnung betreffend Schutz auf Bauten vom 12. 9. 1923.

Für die seit dem Jahre 1918 aus Kreisen der Bauarbeiter hervorgegangenen Baukontrolleure gilt eine besondere Dienstanweisung, der hier folgendes entnommen wird:

§ 1. Die Überwachung der Bauausführungen durch die Baukontrolleure hat sich auf alle Neubauten, größere Umbauten und Abbruchsunternehmen zu erstrecken ....

§ 3. Bei der Überwachung der Arbeiten hat der Baukontrolleur darauf zu achten, daß — — — —

8. Die im Interesse des Schutzes der Bauarbeiter gegen Unfall und Krankheit erforderlichen Maßnahmen beachtet werden.

Die Ortspolizei hat im Rahmen der geltenden Gesetze nach pflichtgemäßem Ermessen von der Allgemeinheit oder von einzelnen Gefahren abzuwenden, durch welche die öffentliche Sicherheit oder Ordnung bedroht wird. Eine derartige Bedrohung kann bei jeder strafrechtlich verbotenen Handlung angenommen werden. In diesem Sinne und nach § 139b der RGO. übt die Ortspolizei Arbeitsaufsicht aus. Bei erheblichen Nachteilen oder Gefahren kann sie das Einstellen des Betriebes — soweit er gefährlich ist — erzwingen.

Auch die Berufsgenossenschaften üben Arbeitsaufsicht aus. Als berufsständische Vereinigungen derer, auf deren Rechnung die Bauunternehmungen geführt werden, gibt es in Deutschland 12 Baugewerks-Berufsgenossenschaften, die im Verband der Deutschen Baugewerks-Berufsgenossenschaften zusammengefaßt sind. Zu den Unfallverhütungsvorschriften der Nordöstlichen Baugewerks-Berufsgenossenschaft vom 1. 1. 1930 sei folgendes bemerkt: Nach § 9 muß, falls auf einer Arbeitsstelle 2 oder mehr Personen beschäftigt werden, eine davon als aufsichtführende bestimmt sein. Nach § 11 dürfen gefährliche Arbeiten nur zuverlässigen und geeigneten Personen übertragen werden und die Versicherten sind auf die mit ihrer Beschäftigung verbundenen Gefahren hinzuweisen. Nach § 22 muß die Ausführung der Arbeiten unter Leitung eines zuverlässigen Fachkundigen sowie nach fachmännischen Grundsätzen unter Beobachtung der erforderlichen Sorgfalt und der allgemein anerkannten Regeln der Baukunst erfolgen. Nach § 308 können Zuwiderhandlungen der Unternehmer durch die Berufsgenossenschaft mit Ordnungsstrafen bis zu 10 000 RM und solche von Versicherten auf Antrag der Berufsgenossenschaften durch das Versicherungsamt mit Geldstrafen bis zu 1000 RM belegt werden. Der erste Nachtrag zu diesen Unfallverhütungs-Vorschriften beschäftigt sich mit Berufskrankheiten und gibt besondere Vorschriften für Arbeiten mit Blei, Arsen und ihren Verbindungen, Arbeiten mit Preßluftwerkzeugen, Sandsteingewinnung, -Bearbeitung und -Verarbeitung. Der zweite Nachtrag ist eine Gerüstordnung. Es sei hier auch auf die Unfallverhütungs-Vorschriften der Tiefbau-Berufsgenossenschaft hingewiesen. Diese schreiben in § 7 Abs. 3 vor, daß in allen Betrieben vom Unternehmer geeignete Unfall-Vertrauensmänner zu bestellen sind. Die in den seit 1934 neu erlassenen Unfallverhütungsvorschriften angegebenen Pflichten der Unternehmer und der Versicherten müssen sorgfältig erfüllt werden. Für die Montage von Stahlbauten (Eisenkonstruktionen) gelten bei den Eisen- und Stahlwerks-Berufsgenossenschaften seit dem Jahre 1934 neue Unfallverhütungsvorschriften.

Auch die Dampfkessel-Überwachungsvereine üben im Rahmen der für sie verbindlichen gesetzlichen Bestimmungen Arbeitsaufsicht aus.

Im Sinne berufsständischer Selbstverwaltung wirken nach § 94c der RGO. die Innungs-Beauftragten. Die Innungen sind befugt, durch diese das Befolgen der gesetzlichen und statutarischen Vorschriften in den zur Innung gehörenden Betrieben zu überwachen und zu diesem Zweck die Betriebe zu besichtigen.

Zu den gesetzlichen Bestimmungen, welche die Sicherheit im Bauwesen betreffen, gehören auch folgende: § 35 Abs. 5 der RGO. schreibt vor: „Der Betrieb des Gewerbes als Bauunternehmer und Bauleiter sowie der Betrieb einzelner Zweige des Baugewerbes ist zu untersagen, wenn Tatsachen vorliegen, welche die Unzuverlässigkeit des Gewerbetreibenden in bezug auf diesen Gewerbebetrieb dartun." Vor dem Untersagen müssen Sachverständige gehört werden. § 53a der RGO bestimmt: „Die unteren Verwaltungsbehörden können bei solchen Bauten, zu deren sachgemäßer Ausführung nach dem Ermessen der Behörde ein höherer Grad praktischer Erfahrung oder technischer Vorbildung erforderlich ist, im Einzelfall die Ausführung oder Leitung des Baues durch bestimmte Personen untersagen, wenn Tatsachen vorliegen, aus denen sich ergibt, daß diese Personen wegen Unzuverlässigkeit[1] zur Ausführung oder Leitung des beabsichtigten Baues ungeeignet sind". Außer den bereits erwähnten Ordnungsstrafen, die in den Unfallverhütungsvorschriften der Berufsgenossenschaften vorgesehen sind, außer den gerichtlichen Strafen wegen Nichterfüllens polizeilicher Verfügungen der Gewerbeaufsichtsämter oder der Ortspolizei sowie außer den Bestrafungen auf Grund des Baupolizeirechtes, kommen noch Bestimmungen des Strafgesetzbuches für das Deutsche Reich in Betracht z. B. § 330. Wer bei der Leitung oder Ausführung eines Baues wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst[2] dergestalt handelt, daß hieraus für andere Gefahr entsteht, wird mit Geldstrafe oder mit Gefängnis bis zu einem Jahre bestraft. § 367 StGB. Mit Geldstrafe bis zu 150 RM oder mit Haft wird bestraft: ... 14. Wer Bauten oder Ausbesserungen von Gebäuden, Brunnen, Brücken, Schleusen oder anderen Bauwerken vornimmt, ohne die von der Polizei angeordneten oder sonst erforderlichen Sicherungsmaßregeln zu treffen; 15. wer als Bauherr, Baumeister oder Bauhandwerker einen Bau oder eine Ausbesserung, wozu die polizeiliche Genehmigung erforderlich ist, ohne diese Genehmigung oder mit eigenmächtiger Abweichung von dem durch die Behörde genehmigten Bauplane ausführt oder ausführen läßt.

Zum Durchführen des Gesundheits- und Unfallschutzes bei Bauten gelten folgende

Grundsätze:

1. Aborte: Für je 25 männliche Beschäftigte ist mindestens ein gut gelüfteter und gut beleuchteter Abort einzurichten und sauber zu halten.

2. Arbeitszeit: Anfang und Ende der Arbeitszeit und der Pausen sind an einer, von allen Beschäftigten leicht zu erreichenden Stelle dauernd bekannt zu machen.

3. Beleuchtung: Alle Arbeitsplätze und Verkehrswege müssen am Tage hinreichendes natürliches und sonst künstliches, blendungsfreies Licht von ausreichender Beleuchtungsstärke erhalten. Für das Beleuchten sind die Leitsätze der Deutschen Lichttechnischen Gesellschaft maßgebend.

4. Berufskrankheiten: Um die Vorschriften gegen Berufskrankheiten befolgen zu können, müssen der Bauleitung alle verwendeten Stoffe genau bekannt sein[3].

5. Brandschutz: Es sind stets ausreichende und leicht zugängliche Feuerlöscheinrichtungen bereitzustellen und rechtzeitig auf ihre Brauchbarkeit zu prüfen.

6. Explosion: Räume, in denen sich Gase, Dämpfe oder staubförmige Körper gefahrdrohend ausbreiten können, dürfen mit offenem Feuer weder betreten noch erwärmt werden. Die elektrischen Einrichtungen dieser Räume müssen explosionssicher sein.

7. Nachbarnschutz: Der Baubetrieb ist so einzurichten, daß er keine unzulässigen Einwirkungen auf die Nachbarn ausübt.

8. Trinkwasser: Auf allen Bauten muß einwandfreies Trinkwasser in hinreichender Menge zur Verfügung stehen.

9. Unfallverhütung: a) Die Unfallverhütungsvorschriften der zu-

[1] Der Begriff der „Unzuverlässigkeit" gilt hier in technischer und moralischer Hinsicht.

[2] Derartige Regeln müssen den Fachleuten bekannt sein und von ihnen als richtig anerkannt werden.

[3] Berufskrankheiten des Baugewerbes sind z. B. Bleikrankheit, Staublungen und Hauterkrankungen. Wegen der Berufskrankheiten geben die, den Bezirksregierungen zugeteilten Gewerbemedizinalräte Auskunft.

ständigen Berufsgenossenschaft sind Rechtsnormen, nach denen der Gesundheits- und Unfallschutz bei Bauten einzurichten ist.

b) Die durch gesetzliche Bestimmungen vorgeschriebenen Aushänge sind an einer Stelle anzubringen, die von allen Beteiligten erreicht werden kann.

c) Bewegte Maschinenteile und Riemen, die sich in der Nähe von Arbeitsplätzen oder im Verkehrsbereich befinden, müssen bis 1,80 m über dem Fußboden unfallsicher umwehrt sein.

d) Beim Bestellen von Maschinen, Apparaten und Geräten sind die Lieferanten zum Mitliefern der von den Berufsgenossenschaften vorgeschriebenen Schutzvorrichtungen schriftlich zu verpflichten.

e) Die elektrischen Anlagen müssen den Vorschriften und Normen des Verbandes Deutscher Elektrotechniker entsprechen. An feuchten Arbeitsplätzen ist auf sorgfältiges Isolieren aller stromführenden Teile besonders gut zu achten.

f) Auf jedem Bau sind geeignete Unfall-Vertrauensmänner in genügender Zahl zu bestellen.

g) Für die erste Hilfe bei Unfällen ist der von den Berufsgenossenschaften empfohlene Verbandskasten bereitzuhalten, mit dessen Handhabung zuverlässige Betriebshelfer zu beauftragen sind. An der Aufbewahrungsstelle des Verbandskastens sind der nächste Arzt, die nächste Rettungsstelle und der nächste Feuermelder anzugeben.

10. Unterkunftsräume: Es sind ausreichende Unterkunftsräume mit genügenden Umkleide-, Eß- und Wascheinrichtungen nebst ordentlichen Sitzgelegenheiten stets sauber zur Verfügung zu stellen (Gesetz über die Unterkunft bei Bauten Reichsgesetzblatt 1934 I S. 1234).

Im Hinblick auf das Volksganze ist zu fordern, daß der Gesundheits- und Unfallschutz auf Bauten ebenso gepflegt wird, wie die wirtschaftlichen, naturkundlichen, mathematischen und künstlerischen Seiten des Bauwesens. Um dieses Ziel zu erreichen, müßte auf den Berufs-, Fach- und Hochschulen bei der Abgangsprüfung ein ausreichendes Maß von Kenntnissen über die Arbeitsaufsicht verlangt werden.

Dr.-Ing. Willi Hatlapa, Berlin.

Vorträge aus der technischen Mechanik auf dem internationalen Mathematikerkongreß in Oslo.

Auf dem vom 13. bis 18. Juli dieses Jahres in Oslo stattgefundenen Kongreß für reine und angewandte Mathematik wurden in der Sektion für Mechanik und Ingenieurwissenschaften Vorträge gehalten, über die im folgenden kurz berichtet werden soll, soweit sie technisch von Interesse sind.

In seinem Vortrag „Beiträge zur Membrantheorie der Schalen" behandelt P. Neményi, Kopenhagen zwei Probleme. Das erste betrifft die allgemeine Membrantheorie von Rotationsschalen, eine Aufgabe die zunächst für Rotationsschalen unter Winddruck, jedoch auch für Rotationsschalen unter Eigengewichtslast und Vollbelastung durch Schnee von Wichtigkeit ist, soweit die Schale nicht am ganzen Rande, sondern nur an einzeln Stellen des Randes lotrecht gestützt ist (freitragende Rotationsschale). Verf. setzt sich mit den bisher bekannten Lösungen auseinander und weist an Hand derselben auf die vollständige Sonderstellung der Kegelschale hin. Der Vortragende übernimmt von Dischinger den Gedanken, für endliche Schalenteile Gleichgewichtsbedingungen anzuschreiben, wählt aber die begrenzenden Meridianschnitte so, daß in ihnen für ein bestimmtes n die Schubspannungen verschwinden (n ist ein beliebiger Index in der die Belastung angebenden Fourierreihe). Er zeigt dann, daß in den Gleichgewichtsbedingungen für einen solchen Schalenteil alle Kräfte (Kraftelemente) paarweise gegensymmetrisch in bezug auf die Winkelhalbierungsebene auftreten und zu Kräften (Kraftelementen), die durchwegs senkrecht zu dieser Ebene stehen, zurückgeführt werden können. Die ursprüngliche Aufgabe ist damit auf eine Aufgabe, betreffend ein räumliches System paralleler Kräfte zurückgeführt. Der Vortragende zeigt, daß das Problem auf eine Integralgleichung führt, die näherungsweise durch eine Kette von linearen Gleichungen ersetzt werden kann, wobei in jeder Gleichung nur eine neue Unbekannte vorkommt. Die oberste Lamelle muß durch ein Kugel- bzw. Ringschalenstück ersetzt werden. Es wird ferner gezeigt, wie aus der Integralgleichung die Differentialgleichung des Problems in besonders einfacher Form erhalten werden kann.

Im zweiten Teil der Arbeit untersucht der Vortragende die Grenzen der Anwendbarkeit der Membrantheorie und zeigt an Hand eines typischen auf die zylindrische Tonne bezüglichen Beispiels, daß ein Sprung in der Belastung je Flächeneinheit, die in der Membrantheorie unendlich große Spannungen mit sich bringt, in der wirklichen Schale nur Zusatzspannungen recht geringer Größe bedingt. Sie lassen sich durch ein Biegemoment der Größenordnung $0{,}001\, pr^2$ kennzeichnen (p ist der Sprung in der Belastung, r der Radius der Zylinderschale).

In einem „Beitrag zur Biegetheorie kreisförmiger Platten veränderlicher Dicke" zeigt R. Gran Olsson, Trondheim wie man für Kreisplatten von linsenförmiger Gestalt (konkav und konvex) die Lösung der homogenen Differentialgleichung des Problems mittels der sogenannten confluenten hypergeometrischen Funktion angeben kann. In gewissen Fällen kann die Lösung auf Besselfunktionen, die bereits tabuliert sind, oder sogar auf elementare Funktionen zurückgeführt werden. Als Belastung wird Einzellast in der Mitte oder gleichmäßig verteilte Belastung angenommen. Im letzten Fall kann die Platte auch ringförmig sein. Das Integral zur Befriedigung der Störungsfunktion, das grundsätzlich mit Hilfe der Methode der Variation der Konstanten zu finden ist, läßt sich in vielen Fällen durch sehr einfache Ausdrücke ermitteln. Die Lösung im allgemeinen Fall, die confluente hypergeometrische Funktion, die einen Spezialfall der hypergeometrischen Reihe darstellt, wird z. Zt. vom Vortragenden in einigen für die Statik der Kreisplatte wichtigen Fällen tabuliert. Die Kreisplatte von veränderlicher Dicke hat naturgemäß ihr Anwendungsgebiet im Maschinenbau (z. B. als Zwischenboden in Dampfturbinen oder als Kolben in Kolbenmaschinen), jedoch kann man sich auch im Bauwesen (z. B. als Fundamentplatte in Eisenbeton), Anwendungen dieses Konstruktionsgliedes denken.

E. Reißner, Berlin, liefert in seinem Vortrag „Erzwungene Schwingungen eines massebehafteten elastischen Halbraumes" einen wertvollen Beitrag zur Theorie der Baugrundforschung. Die Arbeit geht auf eine Anregung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) in Berlin zurück, worin unter Zugrundelegung der Theorie der Wellenfortpflanzung in einem homogenen, isotropen, elastischen Halbraum der Bewegungszustand eines Systems untersucht wird, das aus dem elastischen Halbraum und einer auf ihm befindlichen Masse von gegebenem Belastungsradius besteht. An der Masse greifen periodische Kräfte senkrecht zur Oberfläche an. Es werden Formeln für die Spannungen und Formänderungen, insbesondere für die senkrechten Oberflächenverschiebungen abgeleitet. Mit Hilfe der theoretischen Untersuchungen werden Gesichtspunkte erörtert, die bei der Konstruktion von Bodenverdichtungsmaschinen maßgebend sind. Ferner ist es theoretisch möglich, die Eigenschwingungszahlen von Maschinenfundamenten im voraus zu berechnen.

Von russischen Fachgenossen waren in großer Zahl Vorträge aus dem Gebiete der technischen Mechanik angemeldet, jedoch sind sämtliche Russen dem Kongreß leider ferngeblieben.

In der Sektion für Physik berichtete S. Rosseland, Oslo in seinem Vortrag „On the construction of a differential analyzer" über die Gesichtspunkte, die bei Entwurf und Konstruktion der unter der Leitung des Vortragenden in einer feinmechanischen Werkstatt in Oslo im Bau befindlichen großen Rechenmaschine maßgebend waren. Es wird z. B. mit Hilfe der Maschine möglich sein, Differentialgleichungen bis zu zwölfter Ordnung von nicht zu schwieriger Gestalt zu lösen, Funktionen zu tabulieren usw. Nach dem Vortrag wurde die Maschine teilweise im Betrieb vorgeführt. Eine ähnliche Maschine in Cambridge, Mass. (USA.) ist bereits in Anwendung.

Der nächste Kongreß soll in vier Jahren in Washington (USA.) stattfinden.

R. Gran Olsson, Trondheim.

Zuschrift.

Zum Aufsatz: „Über die Minimalprinzipe der Elastizitätstheorie" von Th. Pöschl (Bauing. 17 (1936) S. 160).

Die Ausführungen des Herrn Professors Dr. Pöschl unter der vorstehenden Überschrift [1] erscheinen in ihren grundsätzlichen Teilen bedenklich, und es ist zu befürchten, daß sie mehr Verwirrung als Aufklärung bewirken werden. Demgegenüber ist es angebracht, den wirklichen Sachverhalt in seiner ganzen Einfachheit in Kürze darzustellen und darnach die Behauptungen des genannten Aufsatzes zu beurteilen.

Herr Pöschl geht von dem „Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit" $A_i = \text{Min}$ aus, dem er im wesentlichen Allgemeingültigkeit zuzuschreiben scheint. Aber der Satz von der kleinsten Formänderungsarbeit ist überhaupt kein allgemeines Prinzip, sondern gilt nur unter ganz bestimmten Einschränkungen, nämlich wenn man die Formänderungsarbeit als Funktion der statisch unbestimmten Größen allein betrachtet und wenn die Arbeiten dieser Größen Null sind, wenn ferner Widerlagerverschiebungen und Temperaturänderungen ausgeschlossen sind. Aus einem eigentlich nur ausnahmsweise gültigen Satze läßt sich aber unmöglich durch Zusatzbedingungen ein allgemeines Prinzip herleiten, wie es Herr Pöschl tut.

In der Tat ist nicht das Minimum der Formänderungsarbeit, sondern der abgeleitete Satz, den Herr Pöschl in seiner Gl. (14) unzweckmäßig darstellt, der grundlegende. Er ist nämlich richtig geschrieben weiter nichts als das einzige und allgemein gültige Grundprinzip der ganzen Statik: das Prinzip der virtuellen Verschiebungen. Bezeichnet man virtuelle Änderungen einer Veränderlichen mit dem Variationszeichen δ, so lautet dieses Prinzip für elastische Körper

$$\text{(I)} \qquad \delta A - \Sigma K \delta w = 0$$

darin ist A die Formänderungsarbeit, ausgedrückt durch die Formänderungen allein, w die Verschiebung in der Richtung der Kraft K. Unter K sind alle äußeren Kräfte, also Lasten und Stützkräfte zu verstehen. Im folgenden sollen die Verschiebungen der Stützpunkte in Richtung der Stützkräfte zu Null angenommen werden. Man kann nun das Variationszeichen aus dem Ausdruck linker Hand herausziehen, muß sich aber bewußt bleiben, daß nur die Verschiebungsgrößen, nicht aber die Kräfte K geändert (variiert) werden dürfen. Drückt man dies durch Beifügung des Zeigers w aus, so kann man den Satz also schreiben:

$$\text{(II)} \qquad \delta_w (A - \Sigma K w) = 0$$

und das bedeutet, daß $A - \Sigma K w$ ein — sagen wir vorsichtig — ausgezeichneter oder Scheitelwert ist. Aus dem Prinzip folgt sofort der

[1] Bauing. 17 (1936) S. 160.

Greensche Satz:

$$\frac{\partial A}{\partial w_m} = K_m$$

worin w_m die Verschiebung des Angriffspunktes von K_m ist. Dadurch sind die Kräfte mit Hilfe der Verschiebungen ausdrückbar, und es folgt daraus

$$A = \Sigma \int K \, dw$$

und in dem Sonderfall des linearen Formänderungsgesetzes

$$\Sigma \int K \, dw = {}^1/_2 \, \Sigma K w$$

somit

$$A = {}^1/_2 \, \Sigma K w$$

d. h. in der Bezeichnung des Herrn Pöschl $A_i = A_a$.

Mit dieser Bezeichnung entsteht aus der Form II die Gl. (14) des Aufsatzes des Herrn Pöschl. Aber durch diese Bezeichnung wird es nun erst notwendig, zwischen Gleichgewichtsaufgaben und Knickaufgaben zu unterscheiden. Tatsächlich aber gibt es keinen Unterschied in der Anwendung: Satz I gilt unmittelbar ohne jede Änderung auch für Knickaufgaben und allgemein für Aufgaben der elastischen Stabilität. Nebenbei sei bemerkt: Wenn nach Gl. (14) $A_i - 2 A_a$ ein Minimum ist und $A_i = A_a$ sein soll, so kann daraus nur folgen — $A_i =$ Min oder $A_i =$ Max.

Die ganze Angelegenheit hat eine Vorgeschichte, deren Darlegung hier notwendig ist. Den Satz I in formal anderer Schreibweise hatte bereits Kirchhoff in seiner Mechanik I, Auflage 1876, ausgiebig verwendet. Diese Kirchhoffsche Fassung übernahm W. Ritz, 1908, und benutzte sie, um mit seinem eigenartigen und vielgenannten Näherungsverfahren Aufgaben über Plattenschwingungen zu lösen. Die Ingenieure wurden auf diese Gedanken erst aufmerksam, als Th. v. Kármán in der VDI-Zeitschrift 1911, S. 1889 das Ritzsche Verfahren verwendete, um Formänderungen dünnwandiger Rohre auf einfache Weise zu ermitteln. In diesem Aufsatz hatte Kármán, wie er ausdrücklich angibt, den Sonderfall untersucht, wo die Verschiebungen der äußeren Kräfte k o n s t a n t bleiben. Dann wird aus Gl. (I):

$$\delta A = 0$$

und diesen Satz hatte er den Ingenieuren durch Hinweis auf das Castiglianosche Prinzip schmackhaft zu machen versucht. Leider hat er dadurch einiges Unheil angerichtet. Die Einschränkungen der Kármánschen Lösung wurden übersehen, und es erschienen eine Anzahl Aufsätze, in denen aus dem gläubig hingenommenen Satze $A_i =$ Min der Satz (14) ohne Nebenbedingungen wie in dem Aufsatze des Herrn Pöschl abgeleitet wurde. Als Beispiel sei hier nur erwähnt die Arbeit von H. Lorenz: „Näherungslösungen statisch unbestimmter Probleme" in der VDI-Zeitschrift 1913, S. 543, die inhaltlich gänzlich mit dem Hauptteil der Arbeit des Herrn Pöschl übereinstimmt. Ich habe darauf in einer Abhandlung: „Über Variationsprinzipien der Elastizitätslehre usw." in der Zeitschrift für Mathematik und Physik, Heft vom 27. Mai 1914, S. 174, die Ableitung der beiden Hauptprinzipien der technischen Statik aus dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen und ihre Verwendung, und zwar für b e l i e b i g e Formänderungsgesetze, in Anpassung an die Denkweise der Ingenieure gegeben. Dort ist auch die Anwendung von Knickaufgaben erörtert und rechnerisch durchgeführt. Die allgemeine Fassung bei beliebigem Formänderungsgesetze läßt sofort erkennen, daß bei Gleichheit der inneren und äußeren Arbeit nicht die Formänderungsarbeit, sondern die Ergänzungsarbeit, ausgedrückt durch die Formänderungen, einen ausgezeichneten Wert haben muß. Auch der Einfluß von Widerlagerverschiebungen u. dgl. ist in meiner Arbeit erörtert, und die Frage der Temperatur genauer behandelt in meiner Abhandlung: „Die Ergänzungsenergie elastischer Systeme" (Eisenbau 1921, S. 100, Müller-Breslau-Heft). — A. Föppl hat sich in seiner Mechanik, Band V, 4. Aufl. 1922, § 42 und ff. sowie in „Drang und Zwang" Bd. I, § 9, mit der Frage befaßt und sie so eingehend dargestellt, daß der hier vorliegende Aufsatz des Herrn Pöschl nicht wohl als Aufklärung angesehen werden kann.

Zu den Schlußbemerkungen über die Beziehungen zur Dynamik sei hier nur erwähnt, daß das Hamiltonsche Prinzip, das sich sehr wohl auch auf innere Arbeiten ausdehnen läßt, im wesentlichen auf dem d'Alembertschen Prinzip beruht, also etwas Neues und Unvergleichbares hineinbringt. Professor Dr.-Ing. e. h. D o m k e, T. H. Aachen.

Erwiderung.

In meinem Aufsatze habe ich mir, wie ich im ersten Satz betonte, lediglich die Aufgabe gestellt, die „Minimalprinzipe der Elastizitätstheorie in g e o m e t r i s c h - a n s c h a u l i c h e r Weise darzustellen"; ihren sachlichen Inhalt konnte ich dabei als bekannt voraussetzen. Es lag mir daran, besonders auf die hierbei geltenden M i n i m a l a u s s a g e n und ihre geometrische Deutung einzugehen — und nicht bei dem an sich umfassenderen, aber für den genannten Zweck weniger aussagenden Prinzip der virtuellen Arbeiten stehen zu bleiben. H. D o m k e ist im Irrtum, wenn er in seiner Zuschrift meint: „Das Prinzip gilt nur, wenn man die Formänderungsarbeit als Funktion der statisch unbestimmten Größen betrachtet" (— als solche können nur Kräfte und Momente verstanden werden —). Das Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit kann vielmehr auch so formuliert werden, daß von vorneherein die Verschiebungen als unbekannte Größen eintreten; nur ist es dann zweckmäßig, die äußeren Kräfte nicht durch die Gleichgewichtsbedingungen, sondern durch die Energiegleichung einzuführen. Ich habe an keiner Stelle meines Aufsatzes dem Prinzip eine A l l g e m e i n g ü l t i g k e i t zugeschrieben — H. D o m k e bekämpft durch seine diesbezügliche Bemerkung eine Behauptung, die ich n i c h t gemacht habe. Das Prinzip gilt jedoch — bei entsprechender Umformung — viel allgemeiner, als gewöhnlich angenommen wird und auch als es H. D o m k e seiner Äußerung gemäß anzunehmen scheint; es steht in dieser abgeänderten Form in engstem Zusammenhang mit dem Satz vom „Minimum der Ergänzungsarbeit", der durch diese Umformung eine sehr anschauliche Deutung erhält, wie ich an anderer Stelle noch auszuführen gedenke.

Was die Gl. (14) $A_i - 2 A_a =$ Min anlangt, aus der — nach H. D o m k e — zufolge $A_i = A_a$ nur — $A_i =$ Min. oder $A_i =$ Max. folgen könne, so ist darauf nur zu sagen: auch hier irrt H. D o m k e. Denn die Nebenbedingung gilt ja nur für die gesuchten Werte der Verschiebungen, während sich die Minimalforderung stets auf eine Umgebung dieser Werte bezieht. Es folgt also höchstens, daß A_i für die gesuchten Werte der Verschiebungen einen größten, mit der Nebenbedingung $A_i = A_a$ verträglichen Wert annimmt; d i e s e r i s t a b e r k e i n M a x i m u m. Die Abb. 1 meines Aufsatzes lehrt, wie man sich dies geometrisch-anschaulich vorzustellen hat.

Was das Schrifttum über den Gegenstand betrifft, so habe ich von Zitaten ganz abgesehen und nur in der einzigen Fußnote auf S. 163 meines Aufsatzes auf mein Behälterbuch und die dort aufgeführten Schriften hingewiesen, wo u. a. auch die Arbeit von H. L o r e n z genannt ist. Die Behauptung daß die Arbeit von H. L o r e n z: „Näherungslösungen . . ." inhaltlich gänzlich mit meiner übereinstimmt, halte ich für unrichtig und ich weise sie daher zurück. Ich habe nirgendwo im technischen Schrifttum die einfachen Figuren auffinden können, die ich zur Verdeutlichung des Prinzips angegeben habe und insbesondere nicht die Bemerkung in der von mir angegebenen Form, daß das Minimum bei den Knickaufgaben — als Eigenwertproblem — eine andere Formulierung verlangt und in anderer Weise zu deuten ist, als bei den übrigen Gleichgewichtsaufgaben.

Die von H. D o m k e an meinem Aufsatz geübte Kritik kann ich demgemäß in keinem Punkte als berechtigt anerkennen.

Prof. Dr. Th. P ö s c h l, T. H. Karlsruhe.

2. Zuschrift.

Im Interesse der wissenschaftlichen Klärung ist es bedauerlich, daß Herr Pöschl in seiner Erwiderung über die von mir beanstandete Begründung des Minimalprinzips, um die es sich in meiner Zuschrift einzig und allein handelt, mit einigen unklaren Sätzen hinweg geht. Denn was soll das überhaupt heißen, wenn er von dem „an sich umfassenderen, aber für den genannten Zweck weniger aussagenden Prinzip der virtuellen Verschiebungen" spricht? Jede weitere Erörterung dazu ist wohl überflüssig. — Herr Pöschl bezeichnet als Hauptzweck seiner Arbeit die geometrisch anschauliche Darstellung und sagt, daß er ihren sachlichen Inhalt als bekannt voraussetzen konnte. Mit diesem sachlichen Inhalt beschäftigen sich aber große Teile seines Aufsatzes, vor allem die Abschnitte 1 bis 3, und n u r gegen diese richtet sich meine Zuschrift, nicht gegen die geometrische Darstellung.

Zu meinen angeblichen Irrtümern halte ich weitere Äußerungen für gänzlich unnötig. Den sachlich Interessierten verweise ich auf den Wortlaut der Abhandlung und meiner Zuschrift, sowie auf das von mir aufgeführte Schrifttum. Ich sehe darnach keine Veranlassung, meine Stellungnahme irgendwie zu ändern. D o m k e.

2. Erwiderung.

Die neuerlich von Herrn Domke gegen meinen Aufsatz erhobenen Einwände erledigen sich in folgender Weise: Daß das Prinzip der virtuellen Verschiebungen an sich umfassender ist, als das Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit, aber für den genannten Zweck weniger aussagt — heißt, daß man jenes als ein ganz allgemeines Prinzip der Mechanik ansehen kann, aus dem im vorliegenden Falle unmittelbar die Gleichgewichtsbedingungen folgen. Dagegen handelt es sich bei diesem um die M i n i m a l eigenschaft einer bestimmten Funktion und auch um den Wert des Minimums selbst, der in dem einen der aufgezeigten Fälle nicht Null, in dem zweiten Null ist, und gerade diese letztere Eigenschaft wird verwertet. Das Prinzip ist auch in dieser Form schon oft angewendet worden, aber die geometrische Deutung für diese beiden Fälle in der von mir gewählten Form habe ich nirgendwo gefunden. Auch nach den Einwänden des Herrn Domke sehe ich nicht, wie der sachliche Inhalt und die Begründung in elementarer Form wesentlich anders zu formulieren wäre, als ich es getan habe, wenn man von vorne herein die Verschiebungen und nicht die Kräfte als Veränderliche einführt. Ich möchte noch hinzufügen, daß die am Schluß meiner Arbeit angegebene Gegenüberstellung zu den Prinzipien der Dynamik auch auf das Castiglianosche Prinzip ausgedehnt werden kann. Th. P ö s c h l, Karlsruhe.

Wir schließen hiermit die Auseinandersetzung.

D e r H e r a u s g e b e r.

Zuschrift.

Zum Aufsatz: Umschnürte Säulen für mittigen Druck, von J. Staak (Bauing. 17 [1936] S. 186).

Die Bemessung von Säulen nach den mitgeteilten Tafeln ergibt zwar tragfähige Querschnitte, die die Bedingungen der amtlichen Bestimmungen $F_{is} \leq 3 \cdot F_e$ und $F_{is} \leq 2 \cdot F_i$ einhalten; die ermittelten Querschnitte sind aber sämtlich unwirtschaftlich, da in den Bestimmungen $F_i = F_b + n \cdot F_e$ bedeutet, in den Tafeln jedoch $F_i = F_k + n \cdot F_e$ gesetzt ist. Für die gleichzeitige und bekanntlich wirtschaftlich günstigste Erfüllung der beiden genannten Bedingungen wird daher ein zu kleiner Bewehrungssatz ausgerechnet und in den Beispielen, in denen die Bedingung $F_{is} = 2 \cdot F_i$ allein maßgebend ist, könnte durchweg eine günstigere Verteilung der Bewehrung und ein geringerer Betonquerschnitt erhalten werden.

Für das erste Beispiel: $P = 184{,}6$ t, $F_e = 1{,}3\,\%$, $\sigma_b = 35$ kg/cm² erhält man unter Benutzung der Tafel II meines Buches: „Anleitung und Hilfstafeln zum Bemessen von Eisenbetonquerschnitten":

$$F_{is} = \frac{184\,600}{35} = 5280 \text{ cm}^2$$

$$\frac{F_{is}}{F_k} = \left(1 + \frac{150 \cdot 1{,}3}{100}\right) = 2{,}95$$

$$F_k = \frac{5280}{2{,}95} = 1790 \text{ cm}^2$$

$$D = 47{,}7 \text{ cm}, \quad d = 53 \text{ cm}$$

$$F_e = 1{,}3 \cdot 17{,}9 = 23{,}3 \text{ cm}^2$$

$$F_s = 3 \cdot 23{,}3 = 69{,}9 \text{ cm}^2$$

Hier ist gerade die Bewehrung Fe so gewählt, daß auch $F_s = 3 \cdot F_e$ möglich ist, während bei Staak $F_s = 2{,}04 \cdot F_e$ angegeben ist. Die Bedingung $F_{is} \gtrless 2 \cdot F_b$ ist ebenfalls erfüllt, da $5280 < 2 \cdot (0{,}828 \cdot 53^2 + 15 \cdot 23{,}3) = 5\,380$ cm² ist. Ergebnis: $d = 53$ cm, $F_e + F_s = 23 + 70 = 93$ cm² statt: $d = 58$ cm, $F_e + F_s = 29 + 58 = 87$ cm². Die Säule ist danach in den Abmessungen unnötig stark und außerdem etwa 2,5 % zu teuer.

Ähnliches ergibt sich für die übrigen Beispiele; die Probe bei Beispiel 4 ergab mit der Bewehrung $76 + 114 = 190$ cm² statt $88 + 99 = 187$ cm² ebenfalls einen um 5 cm geringeren Säulendurchmesser.

Joh. Lührs.

Erwiderung.

Nach den Bestimmungen von 1932 sind durch die Einführung des hochwertigen Betons die zulässigen Betondruckspannungen für Säulen gegenüber früher wesentlich erhöht worden. Bei der Durchrechnung mehrerer achteckiger Säulen aus hochwertigen Baustoffen und mit hohen Bewehrungsprozenten für sehr große Lasten ergaben sich nach meinem Dafürhalten so geringe Säulendurchmesser und eine so engmaschige Bewehrung, daß ich mit Rücksicht auf Mängel, die sich vielfach, selbst bei gut beabsichtigter Ausführung, zeigen, es für wünschenswert hielt, den Umhüllungsbeton, dem rechnerisch keine Druckspannungen zugewiesen werden, bei der Berechnung ganz auszuschalten, um für F_k einen größeren Betonquerschnitt zu erzielen. Diese Vergrößerung von F_k führt zur Verminderung von F_i und bedingt eine geringe Verminderung der Querbewehrung F_s.

Hingegen ist bei Lührs der Umhüllungsbeton nach meiner Ansicht in unerwünschter Weise weitgehendst vermehrt durch die quadratische Säulenform (im Beispiel 1 ist er $= 0{,}57\,F_k$), womit eine Verkleinerung des Betonkerns F_k und eine Steigerung der Querbewehrung F_s gerechtfertigt ist.

Bei Verwendung quadratischer Säulen und Berücksichtigung des Umhüllungsbetons würde für die angeführten Beispiele der mit Hilfe meiner Tafeln ermittelte Wert D nicht den Durchmesser des Betonkerns, sondern die Quadratseite angeben. Der Durchmesser für F_k würde dann sein: $D_k = D - 2u$ und die Längsbewehrung F_e würde entsprechend dem reduzierten F_k vermindert. Dann würde die erhöhte Querbewehrung $F_s = F_i : b_1$, oder $F_s = F_i : m\,b_1$. Die so erhaltenen Werte stimmen mit den Lührs'schen überein.

Wie die in obiger Zuschrift angeführte Vergleichsberechnung zeigt, sind die Unterschiede, wirtschaftlich gesehen, so gering, daß von einer Unwirtschaftlichkeit der mit Hilfe meiner Tafeln bemessenen Säulen meines Erachtens nicht gesprochen werden kann. Da die Arbeiten auf der Baustelle nicht mit der Sorgfalt wie im Laboratorium und wie für Versuchskörper ausgeführt werden, dürfte es fraglich sein, ob den nach den Lührs'schen Tafeln bemessenen Säulen gegenüber den nach meinen Tafeln bemessenen ein Vorzug einzuräumen ist.

J. Staack.

Die Aussprache wird hiermit geschlossen.

Der Herausgeber.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Cammerer, J. S.: Die konstruktiven Grundlagen des Wärme- und Kälteschutzes im Wohn- und Industriebau. Mit 69 Textabb. J. Springer, Berlin 1936. VI, 118 S. 16,4 · 24,2 cm. Preis geh. RM 6,60; geb. RM 7,85.

Die vorliegende Arbeit, die ihren Vorläufer in Henckys Schrift aus dem Jahre 1921 hat [1], bringt in außerordentlich klarer und übersichtlicher Form die Ergebnisse der bisherigen Forschung und setzt den Architekten bzw. Ingenieur instand, auch ohne besondere Kenntnisse auf diesem Sondergebiet den wärmetechnischen Gesichtspunkten bei seinen Bauten im notwendigen Maße Rechnung zu tragen. Sehr anschaulich ist der überall durchgeführte Vergleich der einzelnen Stoffe und Wandkonstruktionen mit der „gleichwertigen Ziegelwand". Die für die Rechnung erforderlichen Zahlenwerte sind in 62 ausführlichen Tafeln im Text beigefügt.

Besonders begrüßenswert ist u. a. die eingehende Behandlung der Wärmespeicherfähigkeit von Wänden, des Luftaustausches durch Wände, Fenster und Türen, des Wärmeschutzes von Hohlziegeln, der Auswirkung der Dachform auf den Wärmeschutz des Hauses usw., weil gerade über derartige Einflüsse noch häufig unzutreffende Vorstellungen bestehen. Hierher gehört auch die Wärmeausdehnung von Konstruktionen, deren Betrachtung ebenfalls einbezogen ist. Ferner enthält die Arbeit beachtliche Ausführungen und zahlenmäßige Hinweise über die wirtschaftlichen Auswirkungen des Wärmeschutzes von Wandkonstruktionen. Ausführliche Literaturangaben ermöglichen eine weitere Vertiefung.

Die wichtigsten Formeln sind am Schlusse der Arbeit in einem besonderen Abschnitt zusammengefaßt und kurz abgeleitet, so daß sie den übrigen Text nicht beschweren. Zu diesem Teil der Arbeit wäre allerdings zu wünschen gewesen, daß der Verfasser seine Darlegungen entsprechend dem Vorbild Henkys etwas ausführlicher gehalten hätte, die gegebenen Ableitungen wären dadurch leichter verständlich geworden. Dies gilt besonders hinsichtlich des Wärmeaustausches durch homogene und durch mehrschichtige Wände sowie für Wände aus mehreren verschiedenen nebeneinanderliegenden Teilen. Auch wäre es wohl nützlich gewesen, im Hauptteil öfters auf die Formelsammlung hinzuweisen, vor allem im Abschnitt 14 und bei den dort durchgerechneten Beispielen (bei denen sich übrigens ein — im Ergebnis freilich unerhebliches — Versehen bei der Ermittlung der mittleren Ziegelstärke eingeschlichen zu haben scheint).

Ungeachtet dieser Bemerkungen zum letzten Teil ist dem Buch weiteste Verbreitung zu wünschen.

Prof. H. Simons, Hannover.

[1] Hencky, Karl: Die Wärmeverluste durch ebene Wände. R. Oldenbourg, Berlin 1921.

Wierz, Melchior: Die Warmwasserheizung. Anordnung und Ausführung mit vereinfachter Rohrnetzberechnung. Mit 54 Abb., 8 Zahlentafeln im Text und 14 Berechnungstafeln. München Berlin: R. Oldenbourg, 1936. 130 S. DIN A 5. Preis geh. RM 6,60.

Beim Durcharbeiten des Buches muß man mit Freude feststellen, daß es von einem Fachmann geschrieben ist, der sowohl die wissenschaftlichen Seiten beherrscht wie auch aus Erfahrung die Belange der Praxis kennt. Beides kommt in glücklicher Weise in dem Buch zur Geltung.

Zunächst werden die Ausführungsformen der Warmwasserheizung sowie Rohrleitungen und Zubehör besprochen. Es folgen dann die Grundgesetze für die Schwerkraftwarmwasserheizung. Der größte Teil ist dem Rohrnetz gewidmet, dessen Berechnung ausführlich behandelt ist und durch Beispiele unterbaut wird. Weitere Kapitel sind der Pumpenheizung, den Sicherheitsvorrichtungen, der Warmwasserheizung mit beschleunigtem Umlauf und der Fernwarmwasserheizung gewidmet. Sehr wertvoll sind die dem Buch beigegebenen Tafeln, mit deren Hilfe es möglich ist, die erforderlichen Rechnungen durchzuführen.

Die Fülle der praktischen Hinweise und die vielen sorgfältig ausgewerteten Rechnungsbeispiele machen das Buch für jeden Heizungs-Ingenieur wertvoll, so daß es bestens empfohlen werden kann.

Marcard, Hannover.

NEUERSCHEINUNGEN.

Arbeitsgemeinschaft Holz. 5. Jahresbericht 1. 4. 1935 bis 31. 3. 1936. 35 S. mit 4 Anlagen. DIN A 5. Berlin 1936.

Gebührenordnung der Architekten. Gebühren für Grundstücksschätzungen. Einheitsarchitektenvertrag. Herausgegeben vom Reichsinnungsverband des Baugewerbes. August 1936. Eberswalde: R. Müller GmbH. 24 S. DIN A 5. Preis RM —,50.

Merinsky, J. K.: Beiträge zu Grundlagen der Gebäudelehre. (Prolegomena einer zweckbaulichen Funktionslehre.) Leipzig, Wien: Fr. Deuticke 1936. 95 S. 23,5 × 16,5 cm. Preis RM 4,—

Eisemann, Fr.: Wärmedämmung von Wänden, Decken und Dächern, unter besonderer Berücksichtigung der Gipsbaustoffe. Tafeln der Wärmeschutzzahlen S = 1/k mit erläuternden Bildern. Eberswalde: R. Müller GmbH 1936. 24 S. DIN A 5.

Sylvester, H. M.: Wind-Pressure Distribution on Sharp-Edged Bodies. Bericht Nr. 8 der Struct. Research Laboratory Royal Technical Colledge, Kopenhagen. 1936. 16 S. 18 × 26 cm.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 36 vom 3. September 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 4 c, Gr. 35. K 137 515. Fa Aug. Klönne, Dortmund. Wasserloser Gasbehälter. 6. IV. 35.

Kl. 4 d, Gr. 9. F 78 039. Fabrik für Wärmegeräte G. m. b. H., Berlin-Oberschöneweide. Gasbeleuchtungsanlage für Straßen. 5. IX. 34.

Kl. 5 c, Gr. 10/01. S 117 686. Rudolf Spolders, Duisburg. Eiserner Grubenstempel. 25. III. 35.

Kl. 19 a, Gr. 19. H 142 143. Dipl.-Ing. Hermann Harms, Wuppertal-Elberfeld. Schienenstoßverbindung. 11. XII. 34.

Kl. 19 a, Gr. 25. M 130 366. Georg Hermann Müller, Berlin-Tempelhof. Gleisbahn für schwere z. B. zur Herstellung von Betonstraßen bestimmte Geräte. 8. III. 35.

Kl. 20 h, Gr. 7. V 31 629. Ernst Varenkamp, Gallinchen b. Cottbus. Vorrichtung an Rangieranlagen mit endlosem Seil zur Verhinderung der Leerlaufzeiten. 6. III. 35.

Kl. 20 i, Gr. 18. D 71 239. Deutsche Versuchsanstalt für Luftfahrt e. V., Berlin-Adlershof. Schrankenbaum mit wandartiger undurchsichtiger Fläche für Wegeübergänge. 7. X. 35.

Kl. 37 e, Gr. 2. K 137 813. Bruno Koffer, Berlin-Lichterfelde. Leiterverbindung. 2. V. 35.

Kl. 37 e, Gr. 13/06. W 92 050. August Wegener, Berlin-Schöneberg. Fahrbare Vorrichtung zur Herstellung dünner Putzwände. 20. VI. 33.

Kl. 37 f, Gr. 8. M 128 841. Eugène Germain Paul Mopin, Paris; Vertr.: Dr. G. Döllner, E. Maemecke, Dr. W. Kühl u. Dipl.-Ing. M. Rüffle, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Großräumige, kreisförmige oder vieleckige Flugzeug-, Markt- oder Sporthalle. 15. X. 34. Frankreich 8. XII. 33.

Kl. 80 a, Gr. 7/01. K 138 588. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Vorrichtung zur Herstellung von Schaumbeton. 12. VII. 35.

Kl. 80 b, Gr. 13/01. Sch 108 794. Otto Schaub, Biel, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Fecht, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Verfahren zur Herstellung eines schubfesten Verbands zwischen einer Betonfläche und einer zementgebundenen Faserplatte. 19. XII. 35.

Kl. 80 b, Gr. 25/01. R 93 021. Dr.-Ing. Walter Riedel, Dresden. Verfahren zur Verbesserung der Haftfestigkeit bituminöser Bindemittel an Gesteinen. 2. IV. 35.

Kl. 81 e, Gr. 112. K 137 230. Fried. Krupp Akt-Ges., Essen. Anordnung zum Beladen eines Abraumzugs. 14. III. 35.

Kl. 84 a, Gr. 4/02. B 164 662. Peter Bauwens, Köln. Staudamm für Talsperren mit einer inneren, nachgiebig ausgebildeten Dichtungswand. 14. III. 34.

Kl. 84 c, Gr. 1. Sch 107 343. Christian Schmid, Berlin-Wilmersdorf. Verfahren und Vorrichtung zur Aussteifung von Baugruben. 19. VI. 35.

Kl. 84 c, Gr. 1. Sch 107 369. Christian Schmid, Berlin-Wilmersdorf. Baugrubenwand mit Rammträgern. 22. VI. 35.

Kl. 84 c, Gr. 4. D 71 370. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Steuerung für schlagend wirkende Maschinen, insbesondere für Rammhämmer. 28. X. 35.

Kl. 85 c, Gr. 6/05. G 88 509. Albert Legrand Genter, Baltimore, Maryland, V.St.A.; Vertr.: Dr.-Ing. B. Bloch, Pat.-Anw., Berlin N 4. Verfahren zur Behandlung von Abwasserschlamm. 25. VII. 34. V.St.A. 21. VIII. 33.

Kl. 85 c, Gr. 6/05. K 133 105. Dr.-Ing. Max Kusch, Berlin-Lichterfelde. Schlammfaulraum. 5. II. 34.

Kl. 85 c, Gr. 6/05. P 66 528. Bamag-Meguin Akt.-Ges., Berlin. Schlammfaulraum mit auf dem Faulraumwasserspiegel schwimmender Behälterdecke. 3. XII. 32.

Kl. 85 d, Gr. 12. P 69 046. Fa. Polte, Magdeburg. Wasserpfosten. 3. III. 34.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 37 vom 10. September 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 5 c, Gr. 10/01. T 45 713. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, und Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., Bochum. Verriegelungsvorrichtung für den Gleitkeil eines Keilbocks für Wanderpfeiler. 3. IX. 35.

Kl. 19 e, Gr. 1. K 129 388. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg und Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf. An einer Gleisrückmaschine angeordnete Vorrichtung zum Unterfüllen angehobener Schwellen. 8. III. 33.

Kl. 19 f, Gr. 2. S 84 683. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Verfahren zum Bau von Tunnels, Stollen und von anderen unterirdischen Bauwerken in lockerem, gegebenenfalls wasserführendem Gebirge. 13. III. 28.

Kl. 20 i, Gr. 8/02. B 169 226. Bochumer Verein für Gußstahlfabrikation Akt.-Ges., Bochum. Weichenzungenstück mit einem die Backenschiene mit der Zungenschiene verbindenden Wanderschutz. 20. III. 35.

Kl. 81 e, Gr. 22. D 68 025. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Kratzerförderer. 9. V. 34.

Kl. 81 e, Gr. 22. K 125 682. Josef Küpper, Brühl b. Köln. Mitnehmerförderkette. 31. V. 32.

Kl. 81 e, Gr. 22. L 87 972. G. F. Lieder G. m. b. H., Wurzen i. S. Trogkettenschleppförderer. 26. IV. 35.

Kl. 81 e, Gr. 22. Z 21 773. Zeitzer Eisengießerei und Maschinenbau Akt.-Ges. Zeitz. Schleppförderkette. 22. V. 34.

Kl. 81 e, Gr. 22. A 73 952. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa. Verbindung für aus Bandeisen rechtwinklig gebogene Mitnehmerförderkettenglieder. 27. VIII. 34.

Kl. 81 e, Gr. 45. Sch 106 834. Dr.-Ing. Alexander Schmidt, Essen. Vorrichtung zum Fördern im Gefälle mit zwei abwechselnd arbeitenden Gruppen von Haltevorrichtungen für das Fördergut. 16. IV. 35.

Kl. 84 c, Gr. 2. H 141 673. Deutscher Stahllamellenbau Hoffmann & Co., Köln. Spundwand aus Metallamellen; Zus. z. Pat. 626 055. 30. X. 34.

Kl. 84 c, Gr. 6. T 43 459. Les Travaux Souterrains, Paris; Vertr.: Dr. G. Döllner, E. Maemecke u. Dr. W. Kühl, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zur Undurchlässigmachung von Bodenschichten und Mauerwerk. 9. 1. 34. Schweiz 1. XI. 33.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 38 vom 17. September 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 19 c, Gr. 2/01. M 127 327. Richard Müller, Staufen i. Br. Verfahren zur Herstellung einer wasserdichten Schicht im lehmhaltigen Untergrund von Straßendecken. 2. V. 34.

Kl. 19 c, Gr. 11/50. M 127 617. Richard Müller, Staufen i. Br. Vorrichtung zum Herstellen waagerechter Schlitze für Dichtungsschichten im Untergrund von Straßendecken. 30. V. 34.

Kl. 20 i, Gr. 4/06. A 75 071. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Elektrische Heizvorrichtung für Weichen. 16. I. 35. V.St.A. 16. I. 34.

Kl. 20 i, Gr. 9. T 45 766. Telephon Apparat Fabrik E. Zwietusch & Co. G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg. Zungenweiche mit mehreren gelenkig miteinander verbundenen Zungengliedern, insbesondere für Einschienenbahnen. 18. IX. 35.

Kl. 20 i, Gr. 11/01. V 31 235. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Antrieb von Eisenbahnsicherungseinrichtungen. 29. X. 34.

Kl. 20 i, Gr. 11/01. V 31 513. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Lichtsignaleinrichtung. 30. I. 35.

Kl. 20 i, Gr. 11/01. V 31 710. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Dreibegriffiges Lichtsignal. 4. IV. 35.

Kl. 20 i, Gr. 12. V 31 997. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Drahtbruchsicherung, insbesondere für Schrankenanlagen. 15. VII. 35.

Kl. 20 i, Gr. 18. B 173 762. Karl Bernau, Saarmund. Eisenbahnschranke mit gelenkig an der Schranke befestigter Lampe. 15. IV. 36.

Kl. 20 i, Gr. 29. V 30 874. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Verzögerungsrelais für Eisenbahnsicherungseinrichtungen. 27. VI. 34.

Kl. 20 i, Gr. 31. V 32 121. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schienenstromschließer für Spurkranzbetätigung. 11. IX. 35.

Kl. 20 i, Gr. 38. V 31 722. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Dreibegriffiges Signal, insbesondere für Eisenbahnen. 6. IV. 34.

Kl. 20 i, Gr. 42. V 32 169. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätiger, bzw. halbselbsttätiger Streckenblock für eingleisige, in beiden Richtungen befahrbare Gleisstrecken; Zus. z. Pat. 629 899. 28. IX. 35.

Kl. 37 a, Gr. 3. W 95 243. Paul Winkelsträter, Schwelm i. W. Putzdecke. 24. X. 34.

Kl. 37 b, Gr. 2/02. F 78 814. Theodor Fröchte, Essen. Isolierbaumatte aus Faserstoffen mit Deckschichten aus Drahtgewebe oder -geflecht. 6. II. 35.

Kl. 37 f, Gr. 3/01. K 127 210. Fa. Aug. Klönne, Dortmund. Verfahren zum Zusammenbauen zylindrischer oder vieleckiger Behälter, insbesondere wasserloser Gasbehälter. 4. X. 32.

Kl. 38 h, Gr. 2/02. R 91 557. Ruhrchemie Akt.-Ges., Oberhausen-Holten. Feuerschutzanstrichmittel. 5. X. 34.

Kl. 80 a, Gr. 51. F 77 069. Eugène Freyssinet, Neuilly-sur-Seine, Frankreich; Vertr.: Dr. H. Barschall, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Verfahren zum Herstellen von Hohlkörpern aus Beton unter Vorspannung der Bewehrungen. 7. II. 34. Frankreich 10. II. 33.

Kl. 85 c, Gr. 6/03. P 68 231. Passavant-Werke G. m. b. H., Michelbacher Hütte, Nassau. Vorrichtung zum Ausräumen des Sandes aus Sandfängen. 20. IX. 33.

Für den Inhalt verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, Hannover. — Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.
Druck von Julius Beltz in Langensalza.