

DIE NEUE EISENBahn-HUBBRÜCKE IN MAGDEBURG.

Von Reichsbahnoberrat Goedecke und Regierungsbaumeister Sorger in Hannover.

Übersicht: Im nachfolgenden Aufsatz wird die geschichtliche Entwicklung, der Bau, die maschinelle und elektrische Anlage der Hubbrücke Magdeburg beschrieben.

1. Geschichtliches.

Der Berlin - Potsdam - Magdeburger - Eisenbahngesellschaft wurde auf Grund der Königlichen Konzessionsurkunde vom 17. August 1845 der Bau einer Eisenbahnbrücke über die Stromelbe in Magdeburg genehmigt. Der Bau der Brücke erfolgte in den Jahren 1846/47. Durch die örtlichen Verhältnisse gebunden, kreuzt die Bahn den scharf gekrümmten Stromlauf der Elbe unter einem Winkel von 62° und liegt etwa 200 m oberhalb des als Schifffahrtshindernis bekannten Domsfelsens (Abb. 1). Der Personen- und Güterverkehr wickelte sich damals auf der westlichen

reichend. Durch Beseitigung der Hubbrücke und des anschließenden Überbaues und Abbruch eines Pfeilers wurde eine Schifffahrtsöffnung von 86 m erzielt, die von einem 90 m weit gespannten Überbau überbrückt ist. Von der Reichswasserstraßenverwaltung wurde als lichte Durchfahrtshöhe über höchsten schiffbaren Wasserstand 5,50 m verlangt. Dies bedingte eine Hubhöhe von 2,87 m.

Der Formgebung der Hubbrücke war wenig Spielraum gelassen, da die neue Hubbrücke im Zuge der Seitenöffnungen insbesondere der linksseitigen größeren Öffnung anzupassen war. Es ist daher die Form der Seitenöffnung — Halbparabelträger mit Zwischensystem — auch für den neuen Überbau gewählt worden. Die Trägerhöhe in Brückenmitte wurde möglichst niedrig (11,0 m) gehalten, um gegenüber dem Stadtbild eine gestreckte und flüssige Linie und wenig störende Überschneidungen zu erzielen. Die Hubtürme sind in ruhiger und knapper Form ausgeführt, um angesichts des nahen Domes schlicht und unaufdringlich zu wirken. Das Gesamtbild der Brücke hat durch den Umbau gewonnen.

Die Hubbrücken in Magdeburg wird im Gegensatz zu anderen Hubbrücken nur bei Hochwasser gehoben. Die Schifffahrt hat das Vorfahrtsrecht.

Aus den Ergebnissen verschiedener Entwürfe wurden nachstehenden Bedingungen für den Ausführungsentwurf gestellt:

1. Das Heben und Senken der Brücke hat durch Spindeln zu erfolgen.
2. Die Spindeln dürfen nur auf Zug beansprucht werden.
3. Die Brücke ist an Pendeln von konstanter Länge aufzuhängen.
4. An Stelle der Seile oder Gallschen Kette sind Gelenkzahnstangen zur Aufhängung der Gegengewichte zu verwenden.
5. Das Brückengewicht ist zur Hälfte durch Gegengewichte auszugleichen.

Die Stahlbauarbeiten und maschinelle Einrichtung wurden von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, die elektrische Anlage von den Siemens-Schuckertwerken, Abteilung Frankfurt, ausgeführt. Der Pfeiler wurde von der Firma Grün & Bilfinger, Abteilung Halle a. d. Saale, abgebrochen. Die Abdeckung für die Besichtigungsstege und die seitlichen Fußwege neben der Fahrbahn wurden von der Firma J. Eberspächer, Eßlingen am Neckar geliefert. Die Entwurfsbearbeitung erfolgte durch die Reichsbahndirektion Hannover im Benehmen mit der MAN. Die örtliche Bauleitung hatte das Reichsbahn-Betriebsamt Magdeburg 2.

3. Beschreibung der Anlage.

A. Der Überbau.

Der neue Überbau (Abb. 3) hat eine Stützweite von 90,0 m und schneidet die Pfeilerachse in einem Winkel von 62° . Die Hauptträger sind als Halbparabelträger mit gekrümmten Obergurten und unterteiltem System ausgebildet. An den Enden der Brücke sind Querrahmen parallel zur Pfeilerachse angeordnet. Die Hauptträger sind von Punkt 1—25 symmetrisch ausgebildet (Abb. 4). Der Hauptträger teil von Punkt 0—1 mit horizontal liegendem Obergurt, der bedingt ist durch die zur Brückenachse schräg liegenden Pfeilerachsen, verlängert jeden Hauptträger einseitig. Auf diese Weise wurde erreicht, daß sämtliche Hauptträgerobergurtpunkte in jedem Brückenquerschnitt auf gleicher Höhe liegen, was die Ausbildung des oberen Windverbandes erleichtert.



Abb. 1. Gesamtansicht vor dem Umbau.

Seite der Elbe an der Stelle ab, an der heute die Hafenanlagen sich befinden. Durch Verkehrszunahme reichten die alten Anlagen nicht mehr aus, und man führte die Berlin-Magdeburger Eisenbahn im Jahre 1873 über die 4000 m unterhalb der alten Buckauer Eisenbahnbrücke gelegene Herrenkrugbrücke in den inmitten der Stadt errichteten neuen Personenbahnhof ein.

Die Strecke Biederitz—Magdeburg Elbbf. blieb als Güterverbindungs- und Umgebungsbahn dem Verkehr erhalten. Welchen Wandel die Brücke seit der Erbauung 1846/47 bis zum Jahre 1934 durchgemacht hat, zeigt die Abb. 2. Von den ursprünglich vorhandenen acht Pfeilern sind jetzt nur noch vier vorhanden. Schon bei der Erbauung der Bahn mußte durch Anordnung einer Drehbrücke auf die Schifffahrt Rücksicht genommen werden. Die Drehbrücke ist erhalten geblieben bis zum Jahre 1895. Der Drehbrückenpfeiler wurde beseitigt und die Drehbrücke durch eine 33 m weit gespannte Hubbrücke ersetzt. Der Antrieb der alten Hubbrücke erfolgte durch vier fest auf den Pfeilern verankerten Spindeln ohne Gewichtsausgleich. Sie wurden anfangs hydraulisch, später elektrisch angetrieben. Die alte Brücke konnte bis zu einer Höhe von 1,70 m über Schienenoberkante gehoben werden.

2. Allgemeines.

Infolge der Vergrößerung des Schiffsvolumens war die Durchfahrtsöffnung der alten Hubbrücke von 33 m nicht mehr aus-

Die Systemhöhe in Hauptträgermitte beträgt 11,0 m, gleich 1 : 8,2 der Stützweite.

Bei der Konstruktion wurde den Stellen besondere Sorgfalt gewidmet, die erfahrungsgemäß durch Witterungseinflüsse zerstört werden, so z. B. wurden an den Hauptträgerpfosten die Fußwinkel fortgelassen. Die Pfosten endigen 20 mm über den Windverbandsknotenblechen.

ausgebildet. In den Endfeldern mußten die Längsträger infolge der rechtwinkligen Fahrbahnübergänge durch die erheblich schiefen Pfeilerstellungen wesentlich verstärkt werden, um die Kragträgerwirkung der 1,5 m langen Konsole einwandfrei aufzunehmen. Auf den Längsträgern sind Schwellenwinkel aufgenietet, die mit Langlöchern versehen sind.

Für die Aufnahme der waagrecht zur Brücke wirkenden Kräfte

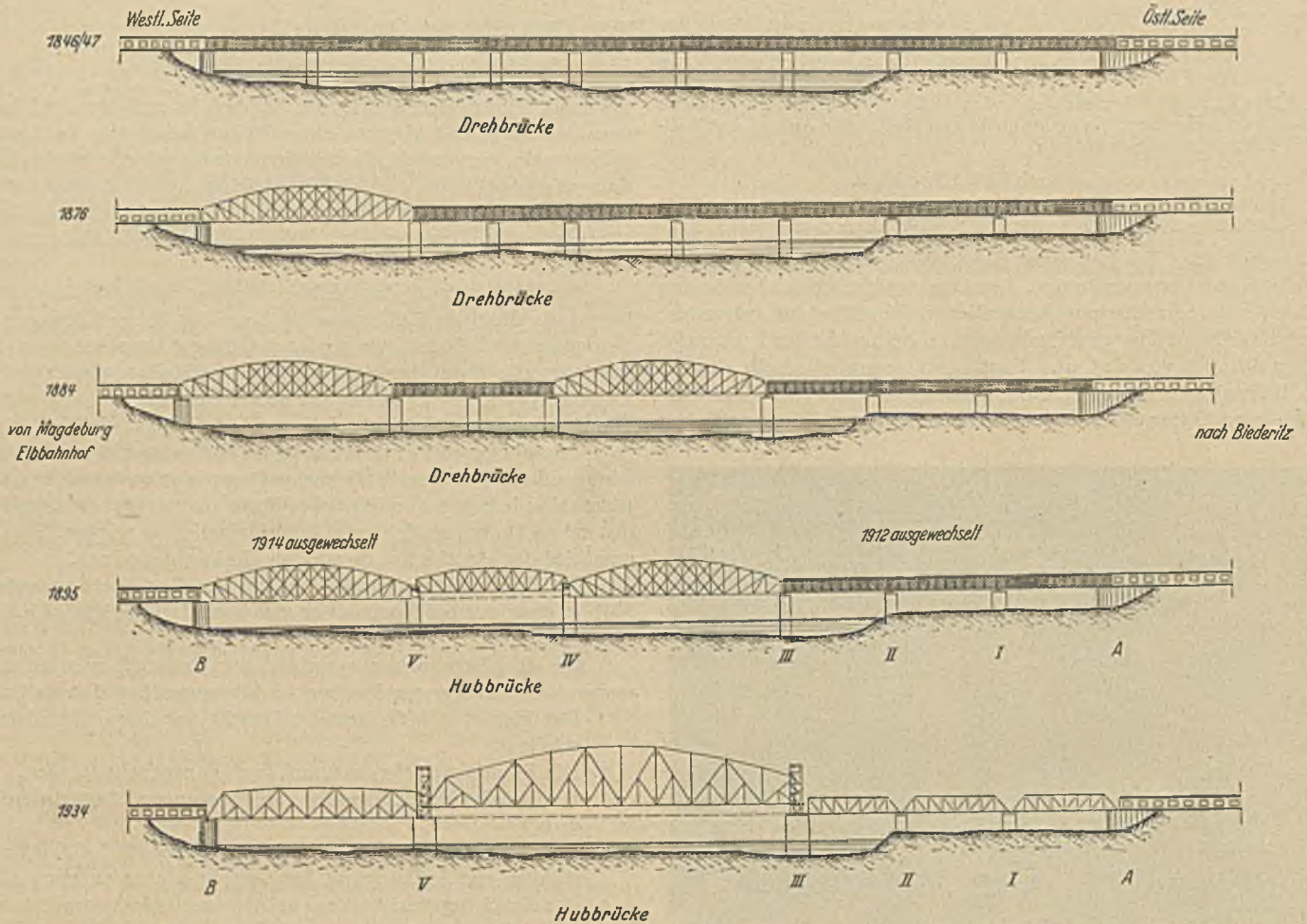


Abb. 2. Entwicklung des Brückenzuges vom Jahre 1846/47—1934.

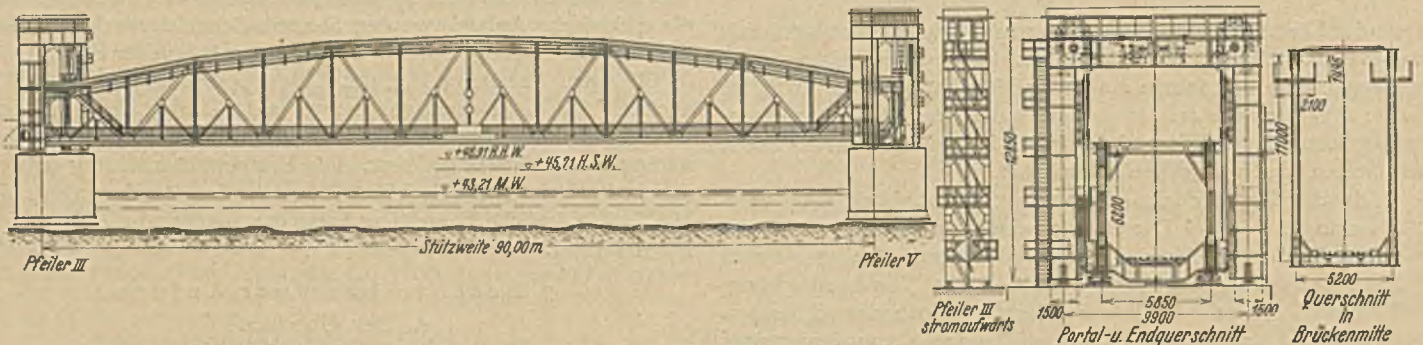


Abb. 3. Ansicht der neuen Brücke.

Die für die Fahrbahnkonstruktion zur Verfügung stehende Bauhöhe beträgt nur 76 cm und durfte nicht überschritten werden. Unter größtmöglicher Ausnutzung der Bauhöhe haben die Querträger bei 5,2 m Hauptträgerentfernung eine Stegblechhöhe von 0,56 m = 1 : 9,3 der Stützweite. Die Querträger sind in die Pfosten der Hauptträger eingebunden und bilden besonders mit den Pfosten des Zwischenfachwerks steife Halbrahmen gegen das Ausknicken der Druckdiagonalen des Hauptsystems. Die Fahrbahnlangsträger sind mittels Überbindungsplatten kontinuierlich

sind angeordnet: ein oberer und unterer Windverband, ein Schlingerverband und Schlingerrahmen. Der obere Windverband, der den Krümmungen des Obergurtes folgt, gibt seine Kräfte an die Endquerrahmen ab. Der Schlingerverband, der mit dem unteren Windverband vereinigt ist, stellt ein System dar, das außer den Wind- und Schlingerkräften auch die Bremskräfte aufnimmt. Die in jedem Feld auftretenden Bremskräfte werden unmittelbar in die Hauptträger eingeleitet. Die Schlingerrahmen leiten den Seitenstoß von Oberkante Längsträger in den Schlingerverband, der

zum Teil aus dem unteren Windverband gebildet wird. Der untere Windverband ist an den Kreuzungsstellen mit den Längsträgern verbunden, woraus sich kleinere Knicklängen der Windverbandstäbe ergeben. Die Kräfte der unteren Horizontalverspannung werden unmittelbar in die Auflager geleitet.

Die Lager des Überbaues sind in der üblichen Weise ausgebildet. Um ein Fortlaufen der Rollen mit Sattelplatte bei gehobener

vor dem Aufsetzen der Brücke auf die Auflager mit einem auf Pfeilermitte angebrachten Sporn.

Die Querschnittsabmessungen des Überbaues sind aus Abb. 4 ersichtlich. Der Berechnung wurde der Lastenzug N der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zugrunde gelegt. Das Gesamtgewicht des Überbaues einschl. Oberbau und Abdeckung beträgt 450 t.

Die Abdeckung besteht zwischen den Schienen aus Waffel-

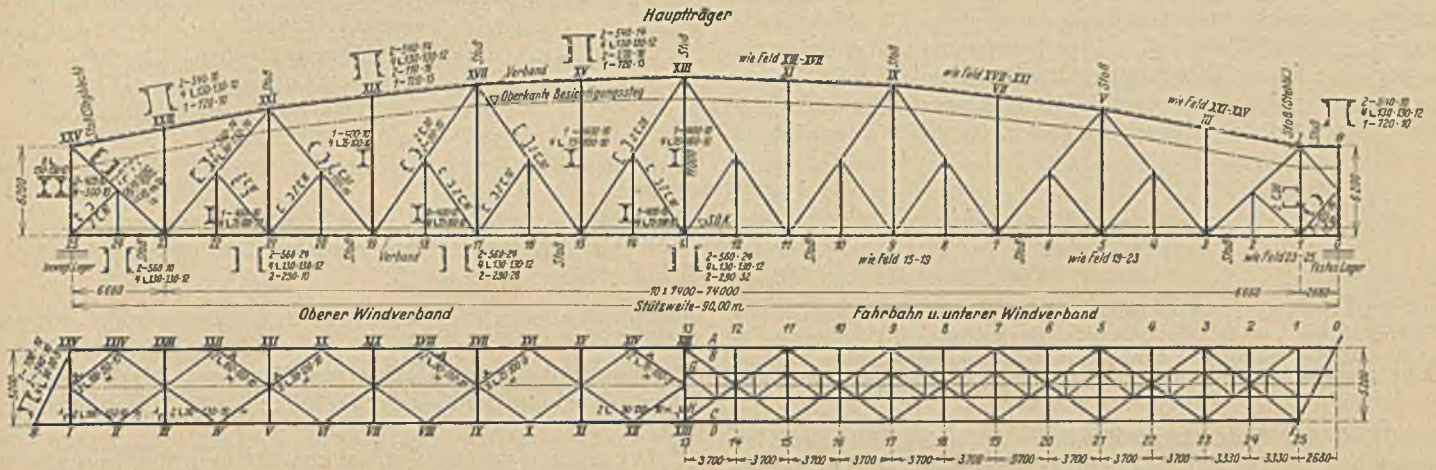


Abb. 4. Querschnitte und Verbände der Brücke.

Brücke zu verhindern, sind Flachfedern angeordnet, die eine Verbindung mit der Grundplatte herstellen. Die Federn haben außerdem die Aufgabe, die Sattelplatte bei gehobener Brücke immer in die Mittellage zu bringen. Um diesen Eingriff auch dauernd zu sichern, sind entsprechende Nocken an der Sattelplatte und an der Kipplatte vorgesehen. Für den Fall, daß die Federn zerstört sind, sind Nocken am Rande der Grundplatten angebracht, um ein Ablaufen der Rollen zu verhindern.

Die Endquerrahmen sind für die Weiterleitung der Windkräfte des oberen Verbandes in die Auflager und zur Aufnahme der Kräfte beim Heben der Brücke ausgebildet. Für den ersten Fall ist der Rahmen in bekannter Weise ausgebildet; für den zweiten Fall wurde der Querträger, also der untere Riegel des Rahmens beiderseits verlängert, um die Verbindungskonstruktion zwischen Überbau und Mechanismus anbringen zu können. Ferner sind dort die

blechen, die mittels besonderen von der früheren Reichsbahndirektion Magdeburg entwickelten Verschlüssen auf Längshölzer befestigt ist. Die seitliche Abdeckung besteht aus Wemarosten. An beiden Hauptträgern ist am Obergurt beiderseitig ein Besichtigungssteg, der ebenfalls mit Wemarosten abgedeckt ist, vorgesehen (Abb. 5 u. 6). Die Besichtigungsstege sind durch Treppen, die an den Enden der Brücke auf den Diagonalen ruhen, zugänglich. Der innere und äußere Besichtigungssteg eines jeden Gurtes ist in den



Abb. 5. Oberer Besichtigungssteg mit Obergurt.



Abb. 6. Fahrbahnabdeckung.

Führungsrollen untergebracht. Die Pfosten der Endquerrahmen haben außerdem noch den gesamten Auflagerdruck der Brücke in die Auflager weiterzuleiten. Die Endquerrahmen sind doppelwandig ausgebildet. Die Pfostenwinkel sind ein- bzw. ausgewinkelt. Der Endquerträger, der den unteren Riegel bildet, ist noch mit Rücksicht auf den rechtwinkligen Fahrbahnübergang auf die Länge der Schwellen heruntergezogen. In Querträgermitte ist die Lagerung für die Brückenzentrierung vorgesehen. Die Zentrierung erfolgt

Drittelpunkten der Brücke durch einen Übergang miteinander verbunden. Von der Beschaffung eines Besichtigungswagens für die Fahrbahnuntersuchung wurde abgesehen, da der Wagen bei gesenkter Brücke im Schiffsprofil für die Schifffahrt liegen würde. Die Besichtigung der Fahrbahn erfolgt ausschließlich durch die Wemaroste hindurch.

Als Material wurde verwendet:

Für die Hauptträger, Fahrbahn, unterer Windverband und

Schlingerverband St 52, für den oberen Windverband, Fußweg-träger, Geländer und Besichtigungsteg St 37, für die Lager, außer den Rollen, Stahlguß Stg 50.81 S und für die Rollen St C 35.61.

B. Hubportale.

Jedes Hubportal besteht aus zwei doppelwandigen Pfosten und einem doppelwandigen Riegel, die zusammen einen doppelwandigen Halbrahmen bilden. Beide Wände sind mit einer rahmenartigen Verspannung miteinander verbunden. Die Hubportale stehen in einem Winkel von 62° zur Brücke und sind gelenkig gelagert. Durch diese Lagerung sind die Hubportale für die Berechnung einfach statisch unbestimmt. Der Horizontalschub wird durch die armierte Auflagerbank aufgenommen. An den Pfosten sind die

Brückenführungsträger angebracht. Die Brücke ist an dem einen Hubportal gegen längs- und quergerichtete Verschiebungen und an dem anderen Hubportal nur gegen quergerichtete Verschiebungen gesichert. In dem Pfosten sind auch die Gegengewichte untergebracht, die durch besondere Führungsträger horizontal festgehalten werden. An den stromauf gelegenen Seitenwänden führen Treppen über Podeste zu den Maschinenräumen, die in den oberen Riegeln angeordnet sind. Die Maschinenräume sind oberhalb der Riegel mit Glas verkleidet. Die Dächer bestehen aus Holz auf einer eisernen Tragkonstruktion mit Kupferblechabdeckung. Die Höhe der Portale beträgt 12,85 m, das Stahlgewicht beträgt 92 t.

(Fortsetzung folgt.)

DIE VERWENDUNG VON NICKELSTAHL IM BRÜCKENBAU.

Von Baurat Dr.-Ing., Dr.-Ing. h. c. F. Bohny, Lindau i. B.

Übersicht: Neuere Versuche über die Dauerzugfestigkeit von Nickelstahl mit 2—2½% Nickelzusatz. Darstellung der Dauerzugfestigkeits- und der voraussichtlichen Dauerdruckfestigkeitswerte des St Ni im rechtwinkligen Achsenkreuz. Festsetzung neuer Beanspruchungswerte des Nickelstahles auf Grund der Versuche.

Die Erforschung unserer Baustähle hat in den letzten zwei bis drei Jahren ganz erhebliche Fortschritte gemacht. Namentlich die Frage der Dauerfestigkeit der Stähle als Baustoff selbst wie in der Nietverbindung ist durch umfangreiche Proben bei den Materialprüfungsanstalten in Dahlem, Düsseldorf, Dortmund, Stuttgart und Berlin eingehend geklärt worden, wobei sich manches überraschende Ergebnis über das Verhalten der hochwertigen Stähle zeigte¹. Diese Feststellungen gaben der Reichsbahnverwaltung Veranlassung, ihre Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) einer eingehenden Neubearbeitung zu unterziehen, die Beanspruchungen für den hochwertigen Baustahl St 52 in Eisenbahnbrücken beim Auftreten wechselnder und schwellerer Spannungen wesentlich zu ermäßigen² und dabei noch eine größere Zahl werkstattechnischer Verbesserungen vorzusehen. Nicht geändert wurden die bisher gültigen Vorschriften für Bauwerke aus St 37 und für Straßenbrücken. Noch nicht völlig geklärt ist das Verhalten der Schweißverbindungen unter dynamischen Beanspruchungen. Die eingeleiteten Versuche sind aber soweit fortgeschritten, daß sie in abschbarer Zeit abgeschlossen werden können und heute schon bestimmte Schlüsse auf die Durchbildung solcher Konstruktionen gestatten. Es ist auch die Frage aufgeworfen worden, ob die Versuche an kleinen Probestäben und an kleinen Nietverbindungen die Verhältnisse in natura, d. h. am großen Bauwerk wirklich wiedergeben. Zweifellos sind da günstigere Verhältnisse vorhanden als in der Festigkeitsprüfmaschine. Zunächst müssen wir uns aber wohl an die Feststellungen unserer Materialprüfanstalten halten. Am Schlusse seines richtunggebenden Aufsatzes hat Schaper erneut die alte Frage über die Festlegung der Mindeststreckgrenze als Abnahmebedingung auch beim St 37 zur Erörterung gestellt. Sie ist die logische Folgerung der bisherigen Entwicklung unserer Baustähle und der für diese festgesetzten zulässigen Beanspruchungen. Die Stahl- und Walzwerker haben dazu das Wort.

Zu den hochwertigen Baustählen gehört auch der Nickelstahl, über dessen bisherige Verwendung in Deutschland und jenseits des Atlantik in den Staaten ich bereits verschiedentlich berichtet habe³. Ich hatte nachgewiesen, daß bei diesem Baustoff — kurz St Ni genannt — sowohl nach den amerikanischen Vorschriften als auch nach den vorliegenden deutschen Prüfungszahlen eine Erhöhung der Beanspruchungen um 67%, zum mindesten um 60% gegenüber denen für St 37 zulässig sei, wie dies auch bei den

ausgeführten deutschen Bauwerken durchgeführt wurde. Es lagen aber, außer einer allgemein gehaltenen Betrachtung vom Forschungsinstitut der Ver. Stahlwerke in Dortmund, bis dahin kaum irgendwelche Angaben über das Verhalten des St Ni bei Dauerzugproben⁴ vor.

Der erstmals von der Gutehoffnungshütte in Oberhausen vorgeschlagene und verwendete sog. deutsche St Ni hatte folgende Zusammensetzung:

C 0,20—0,23%, Si 0,15—0,17%, Mn rd. 1,0%,
P 0,04%, S 0,03%, Ni 2,71—2,75%, Cu 0,11%.

Es handelte sich also um einen einfachen Kohlenstoffstahl mit rd. 2¾% Nickelzusatz; andere Zusätze wie z. B. Chrom fehlen. Für die Abnahme dieses Stahles waren für die erste in Deutschland erbaute Eisenbahnbrücke folgende Vereinbarungen mit der Eisenbahndirektion in Essen getroffen worden:

- a) Satzweise Prüfung.
- b) Die übliche Schöpf- und Ausschmiedeprobe.
- c) Die Bestimmung des Nickel-, Kohlenstoff- und Phosphorgehaltes jeder Schmelzung. Kein Block einer solchen sollte ausgewalzt werden, der weniger als 2% Nickel und mehr als 0,07% Phosphor enthielt⁵.

Die Festigkeitswerte waren für dieses Material nach eingehenden Prüfungen im Materialprüfungsamt in Großlichterfelde-West (Dahlem) und in der Prüfungsanstalt der GHH sehr vorsichtig gewählt worden, nämlich mit:

Zugfestigkeit 56—65 kg/mm²
Streckgrenze min. 35 kg/mm²
Dehnung auf 200 mm Meßlänge . min. 18%
Einschnürung min. 40%

Bei einer erneuten Festsetzung könnten die Streckgrenze ohne weiteres zu 36 kg/mm² und die Dehnung zu 20% als Mindestwert zugesichert werden. Von den Schmelzungen, die 1910 im Stahlwerk in Oberhausen für die zweigleisige Kanalbrücke der Hütte über den Rhein-Herne-Kanal erzeugt wurden und die rd. 300 t Nickelstahl obiger Güte betrogen, war bis vor kurzem ein Block von 1200 kg Gewicht in Sterkrade auf Lager. Die Frage der Dauerfestigkeit der neuzeitlichen Baustähle gab mir Veranlassung, den Block auswalzen und die ausgewalzten Stäbe — Stabeisen und Bleche — auch auf D₂ auf der Pulsatormaschine von Losenhausen prüfen zu lassen. Es ergab sich dabei folgendes:

1. Statische Festigkeitswerte.
Zugfestigkeit . . . 57—63 kg/mm² im Mittel 60—61 kg/mm²
min. Streckgrenze . 36—39 kg/mm² „ „ 37 kg/mm²
min. Dehnung . . . 20—22% „ „ 21%

⁴ Zur Frage der Dauerfestigkeit des hochwertigen Baustahles St 52. Stahl u. Eisen (1931) Heft 31. Von H. Buchholtz u. E. H. Schulz.

⁵ Bohny: Über die Verwendung von Nickelstahl im Brückenbau. Stahl u. Eisen (1911) Nr. 3 und Nr. 25.

¹ Schaper: Die Dauerfestigkeit der Baustähle. Bautechnik (1934) Heft 2.

² Kommerell: Verfahren zur Berücksichtigung wechselnder und schwellerer Spannungen bei dynamisch beanspruchten Stahlbauwerken. Bautechnik (1934) Heft 2 u. 3.

³ Zuletzt im Bauingenieur (1932) Heft 1/2.

2. Ergebnisse der Dauerzugversuche (Lastwechsel 330/Minute)

- a) ungelochter Stab. St Ni Flachstahl 90/12 mm, Probestab 70/12 mm
30—33 kg/mm² bei 2 kg/mm² Vorspannung, bei Lastwechsel über 2 000 000 nicht gebrochen. 2 Proben.
Ferner 51 kg/mm² bei 38 kg/mm² Vorspannung. Lastwechsel 2 170 000 ohne Bruch. 1 Probe.
- b) gelochter Stab. St Ni Flachstahl 90/12 mm, Probestab 70/12 mm, Lochdurchmesser 17 mm. Loch gebohrt, mit der Reibahle aufgerieben, nachgeschmirgelt, kleines Versenk 1 mm tief.
 - α) 26 u. 27 kg/mm² bei 2 kg/mm² Vorspannung, bei Lastwechsel von 2 000 000 und mehr noch nicht gebrochen. 2 Proben.
 - α₁) 29 kg/mm² bei 3 kg/mm² Vorspannung. Ergänzungsversuch, nach 2 000 000 Lastwechsel noch nicht gebrochen.
 - β) 33, 36 u. 37 kg/mm² bei 15, 18 u. 17 kg/mm² Vorspannung bei Lastwechsel von 2 000 000 und mehr nicht gebrochen. 3 Proben⁶.
 - γ) 46 kg/mm² bei 31 kg/mm² Vorspannung, bei 2 010 000 Lastwechseln noch kein Bruch erfolgt. 1 Probe. Zwei Antastproben von 40/20 kg/mm² und 47/30 kg/mm² ertrugen 1 310 000 bzw. 1 450 000 Lastwechsel. (Die Werte sind in der Darstellung besonders vermerkt.)

Trägt man diese Werte in der von Schächterle⁷ — m. W. erstmals — vorgeschlagenen Weise in einem rechtwinkligen Achsenkreuz auf, wobei man der Abszissenachse die Grundspannungen oder Vorspannungen zuweist und darüber die Vorspannungen oder Mindestspannungen sowie die erreichten Größtspannungen als Ordinaten aufmißt, so bekommt man ein gutes Bild der Dauerzugfestigkeit des untersuchten Baustoffes (Abb. 1 Linie A—E.) Innerhalb des rein elastischen Bereiches, also bis zur Streckgrenze,

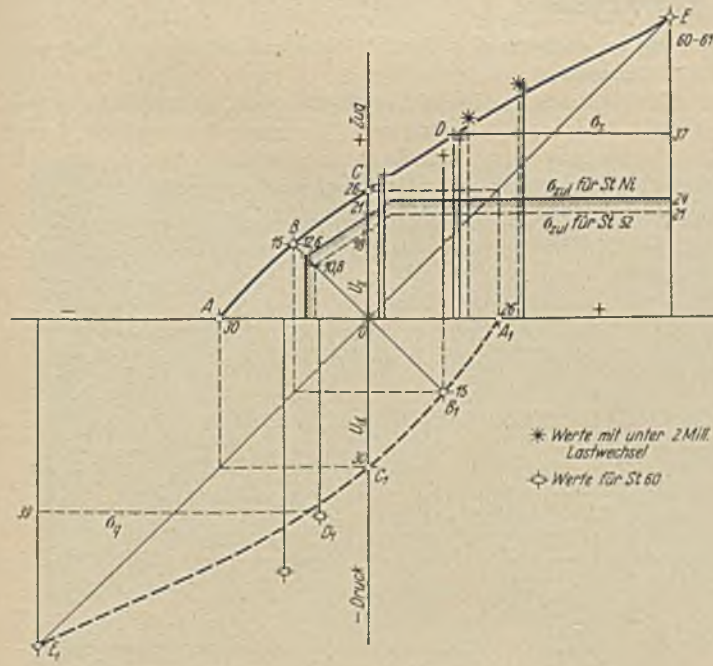


Abb. 1.

ist die gemittelte Kurve nahezu eine Gerade, während sie außerhalb dieses Gebietes und im Gebiet der Wechselspannungen meist eine mehrfach gekrümmte Form besitzt. Über den verschiedenartigen Verlauf der D_z-Linien bei unseren Baustählen sowie über ihre Lage

zum Achsenkreuz sei auf die näheren Ausführungen und Bilder von Schächterle verwiesen. Bei C wird U_z, die Ursprungszugfestigkeit des Baustoffes, erreicht mit einem Werte von 26 kg/mm². In der Fortsetzung gelangt man bei B zur Wechselfestigkeit mit etwa 15 kg/mm² und bei A zum Nullwert der Zugspannungen, d. h. zum Ursprungdruckwert U_d des Stahles. Am anderen Ende erreicht die D_z-Linie bei E die Zugfestigkeit des untersuchten Baustoffes.

Über die Dauerdruckfestigkeit D_d der Baustähle fehlten bislang die näheren Untersuchungen, da man offenbar die Zugstäbe unserer Bauwerke durch Dauerbeanspruchungen für gefährdeter hielt, als die Druckstäbe. Erst in jüngster Zeit hat Graf einige diesbezügliche Versuche durchgeführt und deren Ergebnisse bekanntgegeben⁸. Untersucht wurden kurze — also knicksichere — Prismen mit Bohrung aus St 37 und St 60. Da letzterer einigermaßen dem untersuchten St Ni gleich ist, lag eine Bezugnahme auf die Graf'schen Versuchswerte nahe.

Mit dem Punkte A der D_z-Linie ist U_d, d. h. der Punkt C₁ der D_d-Linie gegeben, wie umgekehrt der Punkt C der D_z-Linie den Anfangspunkt A₁ der D_d-Linie festlegt. Das Verhältnis der beiden U-Werte beträgt hier

$$30 : 26 = 1 : 1,16 \dots \text{rd. } 1 : 1,2.$$

Die Punkte B u. B₁ geben die Spannungen bei gleichem Zug- und Druckwechsel an und liegen daher bei beiden Kurven in gleicher Höhe und in gleicher Weite. Die Streckgrenze auf Druck — die sog. Quetschgrenze — kann man nach früheren Angaben zu rd. 5% höher annehmen als die Streckgrenze bei Zug, es ergibt sich damit für den vorliegenden St Ni ein Wert D₁ von rd. 39 kg/mm². Nimmt man bei der Druckfestigkeit eine Erhöhung von 10% gegenüber der Zugfestigkeit an, also einen Wert von etwa 67 kg/mm² — oder rd. 70 kg/mm² —, so sind alle Daten vorhanden, um auch die D_d-Linie für den St Ni aufzuzeichnen. (Zwei von Graf ermittelte Werte für den Stahl St 60 sind in der Abb. 1 eingetragen. Der eine mit $\sigma_u = \frac{1}{4} \sigma_0$ liegt nahe der D_d-Linie, der zweite mit $\sigma_u = \frac{1}{3} \sigma_0$ liegt wesentlich höher.) Aus dem Vergleich der beiden Dauerfestigkeitskurven geht hervor, daß der Widerstand gegen Druck viel größer ist als der Widerstand gegen Zug. Zu beachten ist ferner, daß die Zerstörung der Probekörper durch Zugrisse am Lochrand der Bohrung ihren Anfang nimmt. Die Tragfähigkeit der Stäbe ist dabei noch nicht erschöpft (s. Graf a. a. O.).

Die Ursprungsfestigkeit des untersuchten St Ni beträgt also etwa 26 kg/mm² gegenüber von durchschnittlich etwa 21 kg/mm² beim St 52. Es ist deshalb ohne weiteres zulässig, die σ_{zul} -Werte entsprechend zu heben, zum mindesten auf:

$$\sigma_{Wzul} = 1260 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Uzul} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

und σ_{zul} allgemein = 2400 kg/cm²

d. h. um durchschnittlich rd. 300 kg/cm².

In der Abb. 1 ist die vorgeschlagene $\sigma_0 = \sigma_{zul}$ -Linie zur Darstellung gebracht. Die neu vorgeschriebene σ_0 -Linie für St 52 ist punktiert darunter angegeben.

Der weiche Nickelstahl, Marke GHH, besitzt, wie die beschriebenen Versuche zeigen, eine große Zähigkeit und Geschmeidigkeit. Die Herstellung im Stahl- und Walzwerk, wie die Bearbeitung in der Brückenbauwerkstatt begegnet keinerlei Schwierigkeiten. Jederzeit, auch im fertigen Bauwerk, ist der Stahl leicht feststellbar, indem Späne oder Abfälle sich mit deutlich grün gefärbtem Niederschlag in Salzsäure auflösen. Dazu kommt ein natürlicher hoher Rostwiderstand. Bei Behandlung in der Wärme ist der Nickelstahl recht anspruchslos. Zerreißfestigkeit, Streckgrenze und Dehnung ändern sich kaum bei den verschiedenen Wärmegraden und Abkühlungsmöglichkeiten. Hohe wie niedrige Glühtemperaturen ergeben stets dieselben günstigen Festigkeitswerte. Es ist das hervorzuheben, da manche der heutigen sog. hochwertigen Baustähle in dieser Hinsicht äußerst empfindlich sind. Die Wärme-

⁸ O. Graf: Über die Dauerfestigkeit von Stahlstäben mit Walzhaut und Bohrung bei Druckbelastung. Stahlbau (1934) Heft 2.

⁶ Noch kein Bruch war erfolgt:
bei α nach 2,7 bzw. 2,0 Millionen Lastwechseln
" β " 2,02 " 2,01 bzw. 2,35 " "

⁷ Schächterle: Die zulässigen Spannungen bei genieteten und geschweißten Stahlbrücken. Bautechnik (1932) Heft 44.

behandlung ist aber bei den neuzeitlichen Baustählen durchweg nötig.

Über die Bewährung des St Ni in den um 1910 herum ausgeführten Brücken habe ich bereits in meinem ersten Aufsatz berichtet. Auch die neuesten Untersuchungen haben die Bauwerke im besten Zustande gefunden. Von der ersten kleinen Brücke in Oberhausen/Rhl. zeigt Abb. 2 eine gute Aufnahme. Die Brücke



Abb. 2.

hat sich im Betriebe durchaus bewährt — vorletzte Prüfung 1928, letzte November 1933.

Die Dauerfestigkeit und die Bewährung der hochwertigen Baustähle im fertigen Bauwerk hängen nach allem von der Art der Belastung und von der Art der Konstruktion ab. Die großen Brücken mit großem Eigengewicht — mit großer Vorlast — sind das Gebiet der Hochbaustähle. Sie gehören nicht in die Niederung der kleinen und mittleren Bauwerke oder gar zur Ausführung grober Hochbauten. Ich würde Brückenausführungen in unseren

Hochbaustählen erst bei 100 m und mehr Spannweite vorschreiben und das ganze Gebiet darunter dem altbewährten St 37 belassen⁹. Bei den großen Bauten hat natürlich zur guten Konstruktion an sich — das Konstruieren ist eine Kunst! — noch eine erstklassige saubere und präzise Werkarbeit zu treten, auf die m. E. bislang noch viel zu wenig Wert gelegt wurde.

Zum Schluß möchte ich noch auf zwei deutsche Brückenbauwerke hinweisen, bei denen Materialien mit Nickelzusatz Verwendung fanden. Es sind dies:

1. die 1914/15 von der MAN für die Stadt Köln erbaute Köln-Deutzer Hängebrücke mit einem Gesamtgewicht von 8263 t, worin 5570 t Chrom-Nickelstahl enthalten waren. Der Nickelzusatz betrug 0,9—1,1%, der Chromzusatz 0,4—0,6%.

2. die 1913/14 von der Dortmunder Union für die Stadt Berlin erbaute Straßenbrücke im Zuge der Bornholmer Straße, als „Hindenburgbrücke“ bekannt, einem Kragbogen von 87 m Stützweite der Mittelöffnung. Gesamtgewicht der Brücke 1677 t, davon 627 t Nickelstahl. Für letzteren war zuerst ein normaler Nickelzusatz vorgesehen, der jedoch später bis auf ¼% eingeschränkt werden mußte, als die Kriegsnotwendigkeiten die weitere Beschaffung von Nickel unmöglich machten.

⁹ Die deutsche Reichsbahn folgt bereits diesem Grundsatz. Sie hat nach der Jahresübersicht von Schaper in der „Bautechnik“ im Jahre 1933 folgende Stahlmengen zum Einbau gebracht:

in St 37	27,922 t oder rd.	74 % an Brücken
	3,791 t „ „	10 % an Hochbauten
Sa.	21,713 t oder rd.	84 %
in St 52	5,931 t oder rd.	16 % an Brücken
Sa.	37,644 t oder rd.	100 %

ÜBER DIE FORTSCHRITTE IN DER HERSTELLUNG UND PLANUNG VON DRUCKROHRLEITUNGEN.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Tölke, Karlsruhe.

I. Teil.

Der planwirtschaftliche Ausbau der Wasserkräfte, der im Zuge der wirtschaftlichen Scheinblüte der Nachkriegsjahre einen unerwarteten Aufschwung nahm, führte bekanntlich zu immer stärkerer Zusammenballung der Energieerzeugung. Die damit verbundene ständige Leistungssteigerung brachte allen mit der Wasserkraftnutzung zusammenhängenden Zweigen der Technik einen gewaltigen Auftrieb, der von entsprechenden Wandlungen in der konstruktiven Gestaltung begleitet war. Diese sind vielleicht im Turbinen- und Talsperrenbau am sichtbarsten in Erscheinung getreten; aber auch in anderen, oft weniger beachteten Zweigebieten haben sich einschneidende Umwälzungen vollzogen, so z. B. auch im Druckrohrleitungsbau, wie im folgenden näher ausgeführt werden soll.

Die Druckrohrleitung zählt bekanntlich zu den empfindlichsten und höchstbeanspruchtesten Konstruktionselementen neuzeitlicher Spitzen- und Speicherkraftwerke; ihre Aufgabe besteht in der Verbindung von Turbinenanlage und Entnahmestollen bzw. Wasserschloß, wobei oft große Gefälle zu überwinden sind. Die Entwicklung des Produktes aus Wasserdruck und Rohrdurchmesser spiegelt in anschaulicher Weise die Leistungssteigerung im Druckrohrleitungsbau wider. Während am Ende des Krieges die höchsten Werte von $p \cdot d$ bei etwa 10 000 kg/cm lagen, hat man heute bereits Werte von 18 000 kg/cm erreicht, die schon sehr nahe an die Grenze des praktisch überhaupt Denkbaren herangekommen sind. Wie die Druckrohrleitung von La Dixence bewiesen hat, lassen sich heute Gefälle von 1800 m in einwandfreier Weise ohne Zwischenstufen ausbauen.

Es ist nur verständlich, wenn die Durchbildung von Druckrohrleitungen bis in die jüngste Zeit hinein nach äußerst konservativen Gesichtspunkten erfolgt ist. Man sollte aber nicht verkennen, daß allmählich im Zuge des technischen Fortschritts ein derartiges Maß von Sicherheit erzielt wurde, daß ein Platzen der

Leitung bei sachgemäßer Durchbildung und Wartung so gut wie ausgeschlossen ist.

Der Gedanke an die Rohrbruchgefahr hat, so merkwürdig das vielleicht klingen mag, durch zwei Jahrzehnte hindurch die Lage der Rohrleitung zum Krafthaus entscheidend beeinflußt und manchmal Verteilungskonstruktionen hervorgerufen, die geradezu grotesk anmuten. Ein Beispiel dieser Art, dem zahlreiche andere zur Seite gestellt werden könnten, zeigt Abb. 1; dem Wasser wird

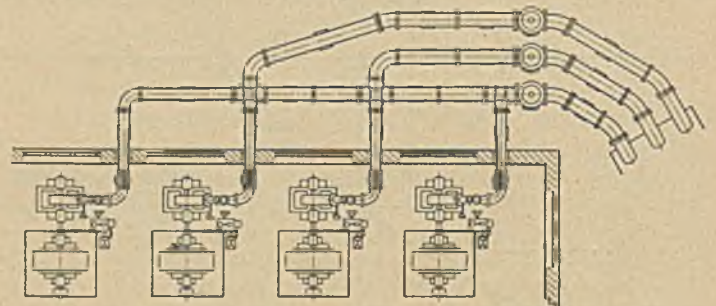


Abb. 1. Abschreckendes Beispiel einer Verteilrohranordnung.

hier eine Winkeldrehung von fast drei Rechten aufgezwungen, bevor es seine Energie an die Peltonräder abgeben kann. Daß derartige Rohranlagen in bezug auf Anlagekosten und Gefällverluste sehr schlecht abschneiden müssen, bedarf keiner weiteren Erläuterung. Das Drolligste dabei ist, daß es höchst fraglich erscheint, ob durch den großen Umweg tatsächlich die erstrebte Sicherheit gegen Rohrbruch erreicht ist. Bekanntlich sind gerade die scharfen Krümmungen und Abzweigstellen die empfindlichsten Punkte einer Rohrleitung. Wie befreiend wirken gegenüber derartigen Konstruktionen vorurteilsfrei entworfene Rohrleitungen, wie z. B. die des Speicherkraftwerks Herdecke (Abb. 2 und 3)¹.

¹ Spetzler, O.: Stausee und Pumpenspeicher Hengstey.

Fortschritte in der Herstellung.

Im Gegensatz zu früher beherrscht heute — von gewissen niedrigen Gefällstufen abgesehen — nicht mehr die genietete sondern die geschweißte Rohrleitung das Feld, und das mit Recht.

Einmal erhöhen die zahlreichen Stöße einer genieteten Leitung die Wandreibung um 15—30% je nach Durchmesser, und zum anderen entstehen im Bereich der Nietköpfe lokale Überbeanspruchungen, die bei den unvermeidbaren Druckstößen und Längsschwingungen die Sicherheit herabsetzen. Dazu kommt, daß man heute schweißbare Sonderstähle von hoher Festigkeit und Streckgrenze herstellen kann, so daß die Verwendungsmöglichkeit hochwertiger Baustähle heute kein Spezialvorteil genieteter Rohre mehr ist. Schließlich ist auch noch zu erwähnen, daß sich mit den heutigen Rollen- und Hammerschweißmaschinen (Abbildung 4)² auch dünnwandige Rohre bis herunter zu 5—7 mm einwandfrei schweißen lassen.

Unter den verschiedenen Schweißverfahren spielt im deutschen Druckrohrleitungsbau die Wassergasschweißung

werden um so geringer, je dicker die Blechstärke wird. Zuweilen ist die Schweißnaht sogar der überlegene Teil wie in Abb. 7², deren Zerreißproben der Schweißnaht eines 45 mm dicken Rohres aus St 41 entnommen sind. Als besonderer Vorzug der Wassergasschweißung sei noch die restlose Erhaltung des Kristallgefüges im

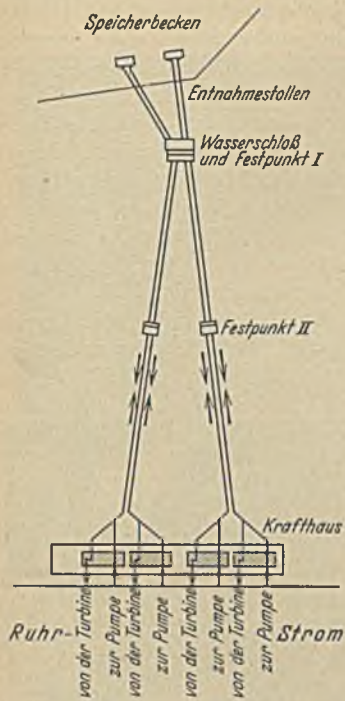


Abb. 2. Druckrohrleitung Speicherkraftwerk Herdecke (Ruhr).

die Hauptrolle. Sie hat in den letzten Jahren außerordentliche Fortschritte gemacht, die nicht zuletzt durch die großen Anforderungen des Hochdruck-Dampfkesselbaus bedingt wurden. Mit den heutigen Schweißmaschinen lassen sich Rohre von 100 mm Dicke einwandfrei schweißen. Einen Beweis für die Strapazierfähigkeit solcher Schweißungen liefern die Abb. 5³ und 6³ mit Biegeproben von Schweißnähten aus 88 mm dicken

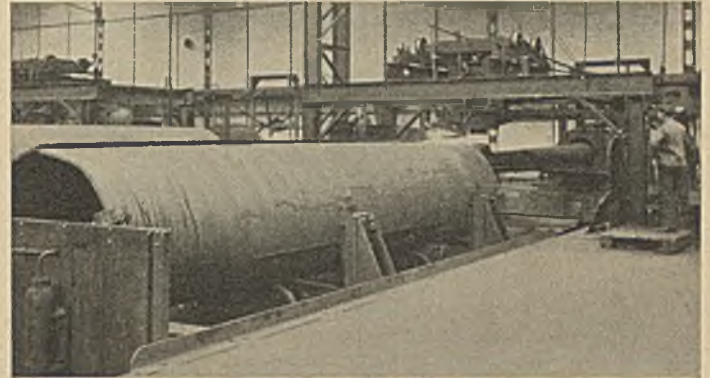


Abb. 4. Hammerschweißmaschine.

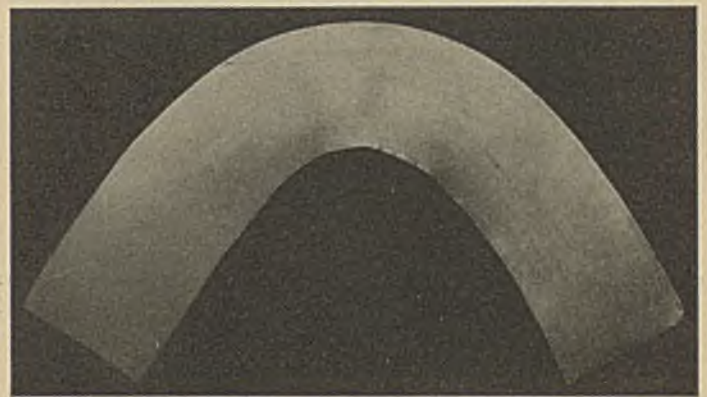


Abb. 5. Biegeprobe einer Schweißnaht (Blechstärke 88 mm).

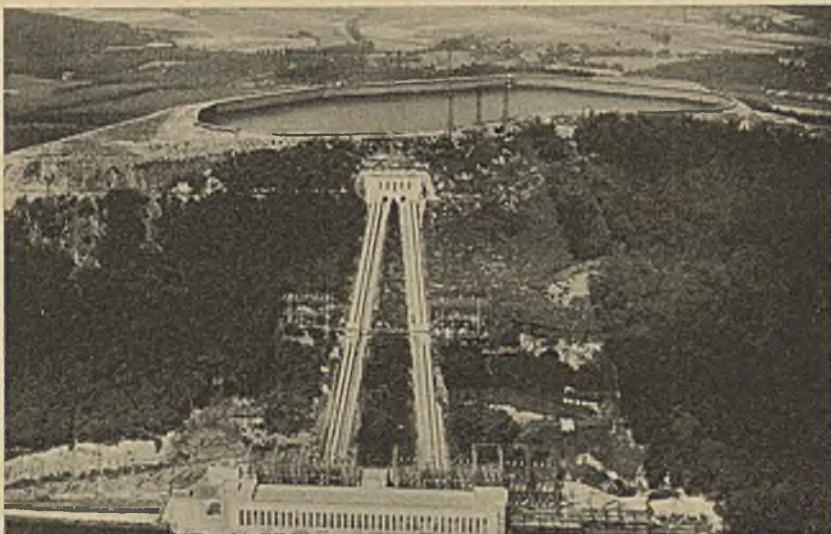


Abb. 3. Speicherkraftwerk Herdecke (RWE).

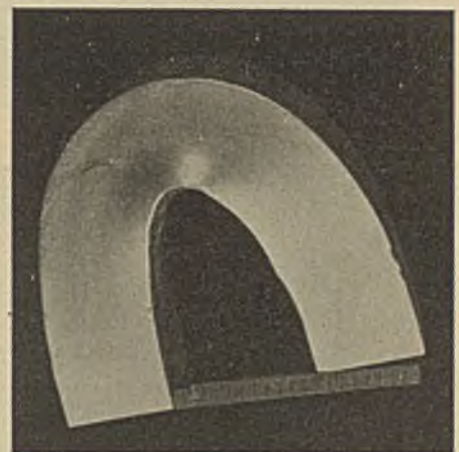


Abb. 6. Biegeprobe einer Schweißnaht (Blechstärke 88 mm).

Flußstahlrohren. Die Festigkeit einer guten Wassergasschweißung sinkt nicht unter 90% der Blechfestigkeit; die Abweichungen

Bereiche der Schweißnaht erwähnt, ferner noch die vorzügliche Erscheinung des Schlibfbildes (Abb. 8)².

² Die Abbildungen 4, 7, 9, 11, 12, 14, 16 wurden von den Mannesmann-Röhrenwerken, Düsseldorf, zur Verfügung gestellt.

³ Die Abbildungen 5, 6, 8, 10, 13, 15 wurden von den Deutschen Röhrenwerken A.-G. Werk Thyssen, Mülheim-Ruhr, zur Verfügung gestellt.

Der Herstellungsgang des wassergasschweißten Rohres ist etwa folgender. Die auf Maß geschnittenen Bleche werden zunächst auf Rohrform gerundet (Abb. 9)², zusammengepaßt (Abb. 10)³ und in die Schweißmaschine eingelegt (Abb. 4)². Der Schweißprozeß geht nun so vor sich, daß die offene Schweißnaht

zuerst je nach Bedarf von der Rohrmitte aus an einer oder mehreren Stellen schweißgeheftet wird. Dann wird die Naht von einem Rohrende aus über die ganze Länge hintereinander durchgeschweißt,

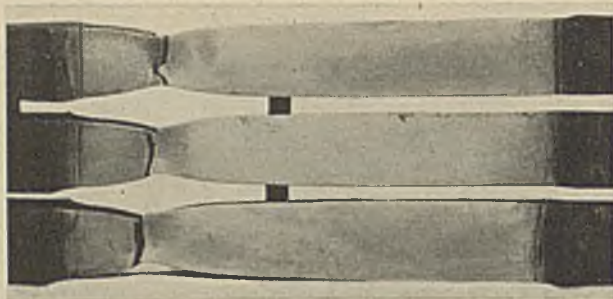


Abb. 7. Zerreißproben von Schweißnähten (Blechstärke 45 mm).

und zwar stückweise, jeweils immer der Länge des Schweißbrenners entsprechend. Die jeweilige Schweißstelle wird erst mit dem Wassergasbrenner auf Weißglut erhitzt (Abb. 4), sodann über



Abb. 8. Schliffbild einer Schweißnaht.

den Amboß gefahren und mit Hammer oder Rolle unter Aufwendung hoher Preßdrucke zusammengeschiedet (Preßschweißung). Nach dem Schweißen werden die Rohre ausgeglüht



Abb. 9. Runden der Bleche.

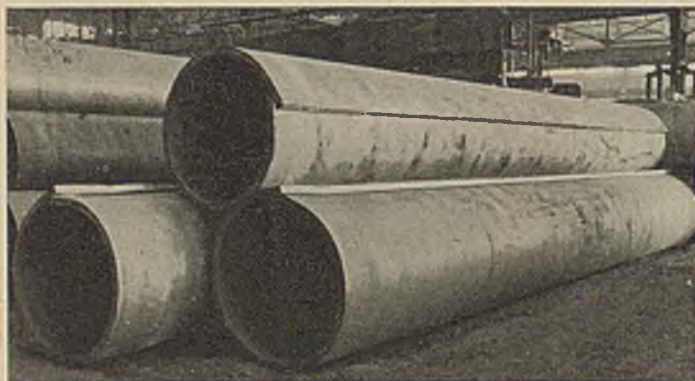


Abb. 10. Zusammenpassen der gerundeten Bleche.

(Abb. 11, links) ² und glühwarm gerundet (Abb. 11, rechts) ². Dann werden die Rohrenden zugerichtet und noch evtl. erforderliche Bearbeitungen vorgenommen. Zum Schluß wird das Rohr in der Prüfmaschine unter dem 1 1/2-fachen Betriebsdruck ab-

gepreßt (Abb. 12) ², womit ein über die normalen Anforderungen bereits hinausgehendes Maß an Sicherheit gewährleistet ist.

Der Weltruf des wassergasgeschweißten Rohres beruht auf dem hohen Maß von Gleichmäßigkeit, das durch den Herstellungsvorgang gewährleistet ist. Diese Gleichmäßigkeit wird dadurch erreicht, daß nicht wie bei anderen Schweißarten mit einer konzentrierten Flamme, sondern infolge der Art der Brennerkonstruktion mit einem die ganze Schweißstelle einhüllenden Flammenschleier gearbeitet wird. Durch diesen Flammenschleier wird eine überschüssige Sauerstoffzufuhr, die schädliche Oxydationserscheinungen hervorruft, verhindert. Weiterhin wird durch geeignete Hammerführung und Abblasen mittels Dampfstrahles eine vollkommene Entschlackung und Entzunderung der Schweißnaht bewirkt. Und schließlich werden durch das Ausglühen und Warmrunden alle Kaltverformungen und Vorspannungen beseitigt.

Das hervorstechendste Merkmal der maschinellen Wassergas-Preß-Schweißung besteht darin, daß die Schweißnaht nach dem Ausglühen und Runden praktisch verschwunden ist. Ein hiervon grundsätzlich verschiedenes Verhalten zeigt die

Lichtbogenschweißung, die im Schmelzprozeß eine vollständige Strukturänderung in der Umgebung der Naht hervorruft. In dieser Strukturverschiedenheit könnte man rein gefühlsmäßig eine Unterlegenheit der Elektroschweißung erblicken. Dem widerspricht aber die Erfahrung, denn die



Abb. 11. Ausglühen und Runden der Rohre.

Festigkeitsunterschiede

sein nur gering, solange die Rundung des Rohres auch über der Schweißnaht genau eingehalten wird.

In Amerika hat man die Lichtbogenschweißung bereits bis zu den größten Rohrwandstärken vorwärtsgetrieben. Wenn die dabei gemachten Erfahrungen nicht immer die besten waren, so mahnt dies zwar zur Vorsicht, aber es berechtigt keineswegs zu grundsätzlicher Ablehnung. Mit den in Deutschland entwickelten automatischen Lichtbogenschweißmaschinen hat man — soweit Rohre mittlerer und dünner Wandstärke in Frage kamen — bisher die besten Erfahrungen gemacht. Wenn es sich dabei auch seltener um Druckrohrleitungen für Wasserkraftanlagen gehandelt hat, so steht doch zu erwarten, daß in absehbarer Zeit mit der Konkurrenz der elektrisch geschweißten Rohrleitung gerechnet werden muß. Dabei bleibt es zunächst eine offene Frage, wie die Schmelz-naht auf die in Druckrohrleitungen unvermeidbaren Stöße und Schwingungen reagiert. Gerade in dieser Hinsicht verbürgt die wassergasgeschweißte Naht eine unbedingte Sicherheit, die ihr

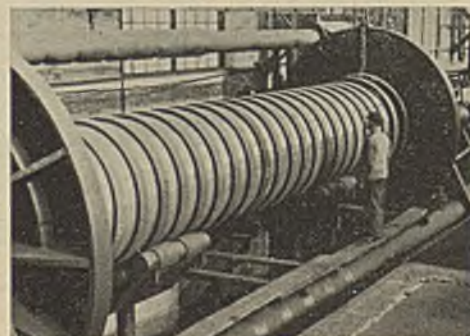


Abb. 12. Abpressen der Rohre (1,5 facher Betriebsdruck).

noch lange Zeit eine Vormachtstellung im Druckrohrleitungsbau sichern dürfte.

Beträchtliche Fortschritte sind auch auf dem Gebiete der nahtlosen Rohre erzielt worden. Die Mannesmannröhrenwerke und

die deutsche Röhrenwerke A.-G., Düsseldorf stellen heute Rohre bis zu 1500 mm Durchmesser nahtlos her, und zwar durch Auswalzen bzw. Aufweiten vorgepilgter Rohre. Auch das Hohlwalzen nach dem Roeckner-Verfahren hat beachtenswerte Ausmaße erreicht. Abb. 13³ zeigt z. B. nahtlose Rohre der August-Thyssen-

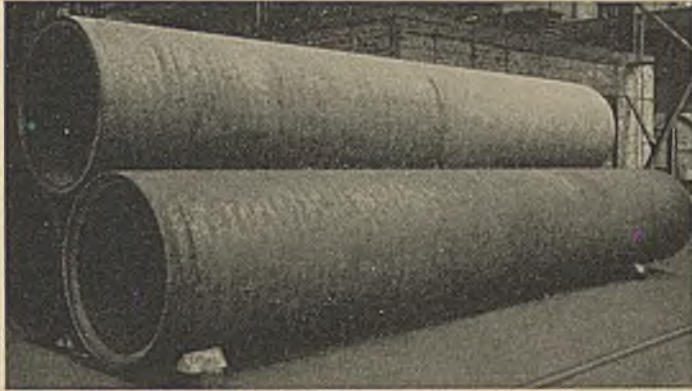


Abb. 13. Nahtlose Rohre, 8,3 m lang, 1067 mm Innendurchmesser, 73 mm Wandstärke.

Hütte von 8,3 m Länge, 1067 mm Innendurchmesser und 73 mm Wandstärke. Die Frage der Konkurrenzfähigkeit der nahtlosen Rohre ist bei dem heutigen Stande der Schweißtechnik eine reine Preisfrage.

Die bandagierten Rohre (Abb. 14)², die noch vor wenigen Jahren als der einzige Weg zur Überwindung großer Gefälle an-



Abb. 14. Bandagierte Druckrohrleitung. (Vermount).

gesehen wurden, dürften künftig wieder stark in den Hintergrund treten. Dank der hütten- und schweißtechnischen Fortschritte lassen sich heute praktisch alle Druckrohrleitungen vollwandig herstellen. Einmal kann man die Wandstärke wassergeschweißter Rohre heute ohne Bedenken auf 70 mm und mehr

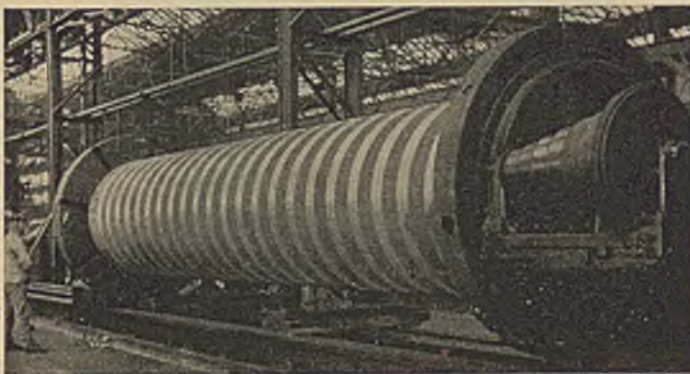


Abb. 15 a. Abdrehen der Sitzfläche.

steigern, und zum andern besteht künftig immer die Möglichkeit, für besonders hochbeanspruchte Leitungen legierte Stähle (z. B. Mangan-Silizium-Stähle oder dergl.) zu verwenden, welche bei einer Zugfestigkeit von 50 kg/qmm und darüber heute einwandfrei mittels Wassergas preßgeschweißt werden können. Außerdem stehen noch die nahtlosen Rohre zur Verfügung, die besonders

in hochbeanspruchten Rohrstrecken Anwendung finden, da bei den höher beanspruchten Rohrleitungsteilen im allgemeinen die Rohrdurchmesser kleiner sein können, z. B. in den unteren Partien einer Druckrohrleitung.

Die künftige Ausschaltung der Bandage ist auch in konstruktiver Hinsicht zu begrüßen, denn die Massivkonstruktion ist stets sicherer wie die aus zahlreichen Teilen zusammengesetzte aufgelöste Konstruktion. Es läßt sich zwar nicht leugnen, daß mit der Einführung der abgedrehten Sitzfläche (Abb. 15 a)³ und der Aufschumpfung der Bandagen (Abb. 15 b)³ ein hohes Maß von Sicherheit gewährleistet ist, es ist aber auch eine Tatsache, daß die Herstellungskosten bandagierter Rohre bis zu 50% über denen äquivalenter vollwandiger Rohre liegen. Schon aus wirtschaftlichen Gründen würde man zahlreiche bandagierte Druckrohrleitungen wie die von Vermunt, Oberhasli oder La Dixence heute kaum noch in Verbundkonstruktion herstellen.

Erhebliche Fortschritte sind auch in Richtung einer Steigerung des Stückgewichtes erzielt worden. Der Großrohrverband hat unlängst für eine norwegische Anlage Stückgewichte von 37 t angeboten, mit denen beträchtliche Ersparnisse an Stoßverbindungen und Zwischenstützen möglich wurden. Abb. 16² zeigt einen der

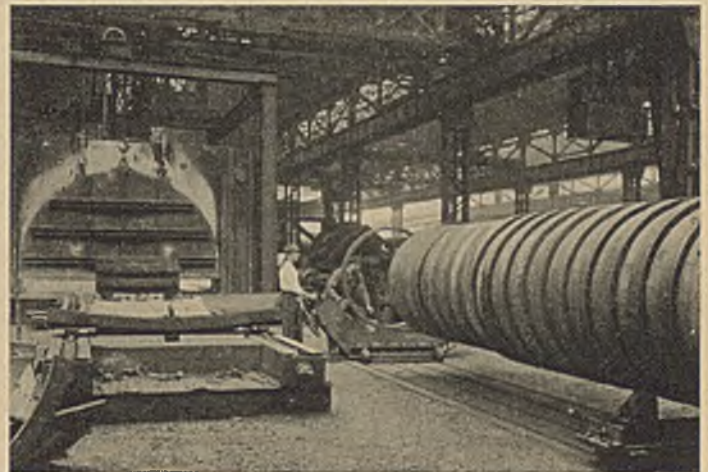


Abb. 15 b. Aufschumpfen der Bandagen.

derzeitig schwersten Rohrschusse von 30 t Gewicht einschl. Zubehörteile; er verfügt über eine Länge von 11,9 m bei 1400 mm Durchmesser und 60 mm Wandstärke.

Fortschritte in der Rohraufteilung.

Durch die Fortschritte in der Herstellung von Druckrohrleitungen hat die Planung und konstruktive Gestaltung eine



Abb. 16. Rohrschuß von 30 t Stückgewicht.

wesentliche Erleichterung erfahren. Der entwerfende Ingenieur ist heute nur noch in den seltensten Fällen durch Herstellungsgrenzen eingeengt und kann sich infolgedessen fast ausschließlich von dem Gesichtspunkt größtmöglicher Wirtschaftlichkeit leiten lassen.

Bei gegebener Gesamtdurchflußmenge (Q) können Fließgeschwindigkeit (v) und Rohrzahl (n) noch frei gewählt werden.

Diese Wahl muß nun so erfolgen, daß die Anlagekosten, d. h. das Rohrgewicht möglichst klein und der hydraulische Wirkungsgrad, d. h. das Nutzgefälle möglichst groß werden. Betrachtet man zunächst das Rohrgewicht, so bestehen bei gleicher zulässiger Beanspruchung für zwei gleichwertige Rohrleitungen die folgenden Beziehungen (d Durchmesser, s Wandstärke):

(1) $\frac{n_1 d_1^2}{n_2 d_2^2} = \frac{v_2}{v_1}$ (Kontinuitätsbedingung)

(2) $\frac{s_1}{s_2} = \frac{d_1}{d_2}$ (Zylinderformel)

(3) $\frac{G_1}{G_2} = \frac{n_1 s_1 d_1}{n_2 s_2 d_2} = \frac{v_2}{v_1}$ ([1] und [2]).

Nach (3) sind die Rohrleitungsgewichte zweier gleichwertiger Rohrleitungen den Fließgeschwindigkeiten umgekehrt proportional und von der Rohrzahl unabhängig.

Die Steigerung der Fließgeschwindigkeit (v) ist hiernach das wirksamste Mittel, um das Rohrgewicht und damit die Anlagekosten herabzusetzen. Dem steht nun von einer gewissen Geschwindigkeitsgrenze ab die Wandreibung im Wege, die nach der C h e z y schen Formel

(4) $J = \alpha \frac{v^2}{2g}$

ein Reibungsgefälle (J) verursacht, das dem Quadrat der Fließgeschwindigkeit proportional ist. v wird um so mehr gesteigert werden können, je geringer J größenordnungsgemäß in Erscheinung tritt, d. h. je kleiner der spezifische Rohrwiderstand (α) wird, der von der Wandrauigkeit (m) und vom Rohrdurchmesser (d) abhängt.

Aus Abb. 17, die den Verlauf von α nach der K u t t e r schen Formel wiedergibt, ist ersichtlich, daß eine fühlbare Verringerung des Rohrwiderstandes nur durch die Verwendung großer Rohrdurchmesser möglich ist, die, wenn sie nicht auf Kosten des Gewichtes gehen soll,

nur durch Verminderung der Rohrzahl erreicht werden kann.

So bestehend es vielleicht sein mag, jede Turbine durch einen eigenen Rohrstrang mit dem Wasserschloß zu verbinden, wirt-

vor sehr großen Durchmessern nicht mehr zurückschreckt, zeigt die Druckrohrleitung des Obere-Saale-Kraftwerks (Abb. 18) ⁴, bei

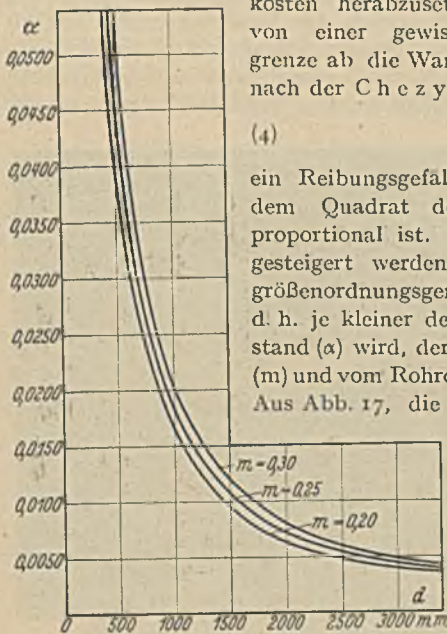


Abb. 17. Rohrwiderstand in Abhängigkeit von d und m (nach Kutter).

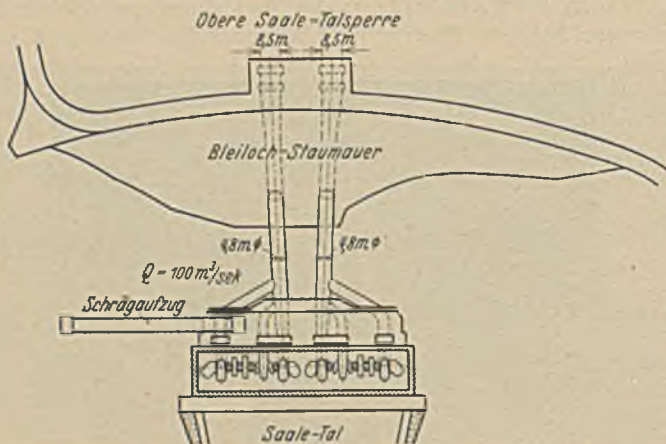


Abb. 18. Bleilochstaumauer und Kraftwerk. Obere Saale.

schaftlicher ist es, tunlichst viele Stränge zusammenzufassen. Dies beweist auch die Entwicklung der letzten Jahre, in denen die Zweirohranordnung immer stärker in den Vordergrund getreten ist. Daß man, um eine größere Wirtschaftlichkeit zu erreichen, selbst

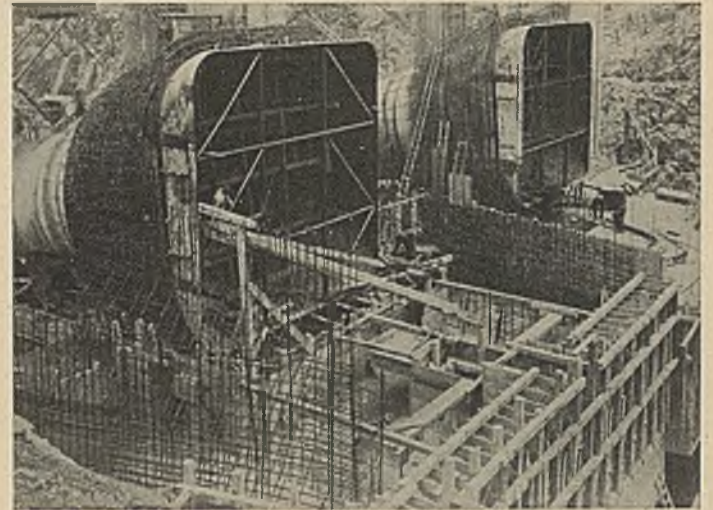


Abb. 19. Einlauftrompeten. Druckrohrleitung. Obere Saale.

der an Stelle der ursprünglich vorgesehenen vier Stränge von je 3,6 m Durchmesser nur zwei von je 4,8 m Durchmesser zur Aus-

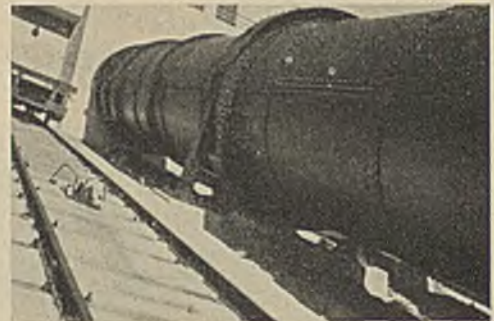


Abb. 20. Doppelpendellager (Schluchsee).

führung gekommen sind. Diese erweitern sich an den Einlauf-trompeten (Abb. 19) ⁴ auf das stattliche Maß von 8 m.

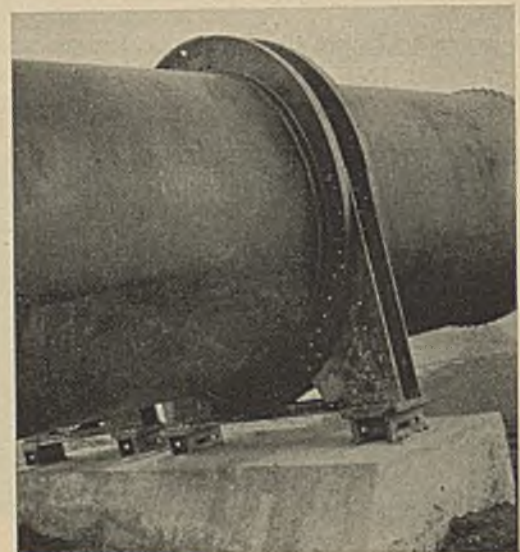


Abb. 21. Rollenlager (Wäggital).

Die Zusammenfassung der Rohrstränge verringert meist auch die Fundierungskosten, da die Rohrbahn weniger sperrig wird.

⁴ Diese Abbildungen verdanke ich der Freundlichkeit von Herrn Ministerialrat Dr.-Ing. E. H. R. S o m m e r.

Außerdem wächst mit dem Durchmesser die Längstragfähigkeit der Rohre, so daß an Zwischenstützen gespart werden kann. Dies ist gleichzeitig mit konstruktiven Vorteilen verbunden, denn die großen Stützweiten (25 m und mehr) erlauben eine viel solidere Durchbildung der Stützpunkte. Man kann auf die mit mancherlei

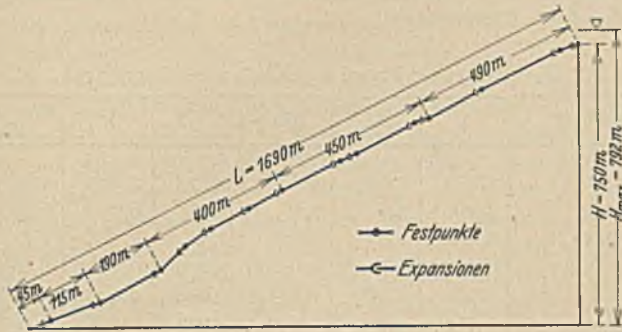


Abb. 22. Längsschnitt.

Mängeln behafteten Flachengleitlager verzichten und sie durch Doppelpendel- (Abb. 20) oder Rollenlager (Abb. 21) ersetzen, die eine freie Längsbeweglichkeit gewährleisten und damit die Wirksamkeit der Expansionen verbessern.

Durch geeignete Zusammenfassung der Rohrstränge hat man die Fließgeschwindigkeit stellenweise bereits auf 8 m/sec steigern können und dadurch die Anlagekosten nicht unwesentlich herabgesetzt. Man muß sich aber selbstverständlich darüber klar sein,

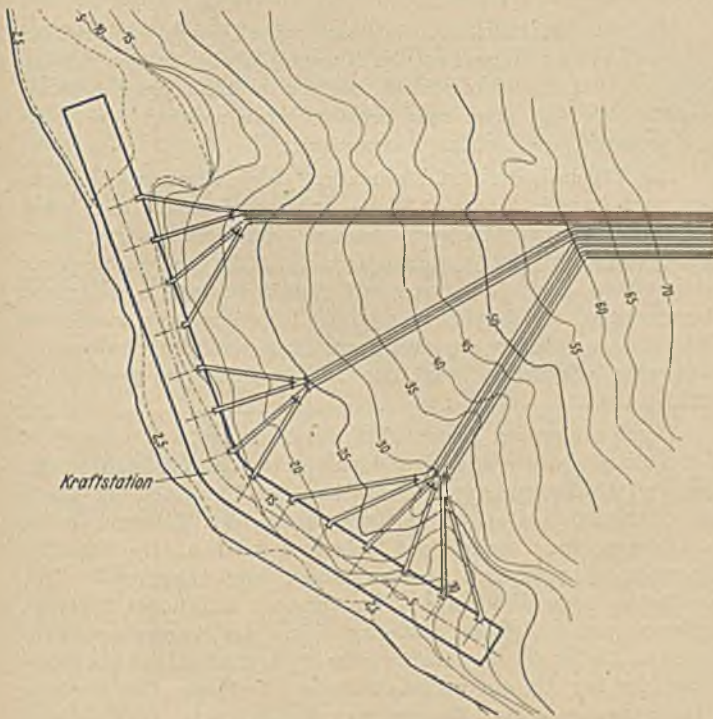


Abb. 23. Siebensträngige Rohranordnung.

einmal an einem Beispiel zahlenmäßig darzulegen. Dieses möge einer zur Zeit noch in Projektbearbeitung befindlichen Wasserkraftanlage entnommen werden, bei der 14 Turbinen mit einem maximalen Schluckvermögen von 29 cbm/sec durch eine 1690 m lange Druckrohrleitung zu versorgen sind; das Bruttogefälle beträgt 792 m (Abb. 22) ⁵. Von den verschiedenen Vorschlägen, die zur Lösung dieser Aufgabe gemacht wurden, verdienen die in Abb. 23 ⁵ und 24 ⁵ skizzierten besondere Beachtung. Ihnen sei noch eine weitere Lösungsmöglichkeit zur Seite gestellt, nämlich die weitverbreitete Zweirohranordnung, die sich im Grundriß nur unwesentlich von Abb. 24 unterscheiden würde.

Bei der Einrohranordnung führt die wirtschaftlichste Lösung zu einer Unterteilung in vier Abschnitte von 2,9 bzw. 2,7 bzw. 2,5 bzw. 2,3 m Innendurchmesser, an die sich die beiden Gabelstränge

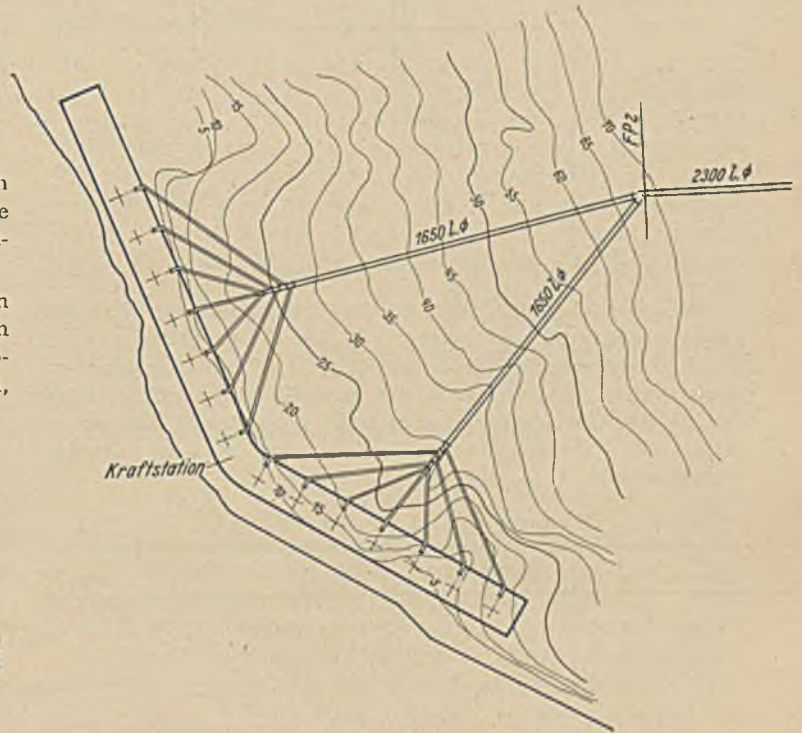


Abb. 24. Einsträngige Rohranordnung.

mit $d_1 = 1,65$ m und die Verteilleitungen mit $d_1 = 0,625$ m anschließen (Abb. 22). Diese Abschnittsaufteilung soll auch bei der zweisträngigen und siebensträngigen Rohranordnung beibehalten werden. Wählt man zunächst den Wandreibungsverlust als Vergleichsbasis, und zwar in Höhe von 2% des Bruttogefalles bei einer Wandrauhigkeit von $m = 0,20$ (dieser Voraussetzung entsprechen die obigen Durchmesserangaben für die einsträngige Leitung), so ergibt sich in den einzelnen Abschnitten der drei Rohranordnungen folgendes Bild:

Einsträngige Rohrleitung.

Abschnitt	I	II	III	IV	V	VI
d_1 in m	2,9	2,7	2,5	2,3	1,65	0,625
v in m/sec . . .	4,4	5,1	5,9	6,9	6,7	6,7
$v^2/2g$ in m . .	0,99	1,30	1,75	2,4	2,3	2,3
α in m^{-1} . . .	0,0042	0,0045	0,0049	0,0054	0,0083	0,0297
J	0,0042	0,0058	0,0086	0,0130	0,0191	0,068
Rohrlänge l . .	490	450	400	190	115	45
$h_r = J \cdot l$ in m	2,0	2,6	3,4	2,5	2,2	3,1

Gesamtgefällverlust = $\Sigma h_r = 15,8$ m.

⁵ Die Projektunterlagen wurden vom Großrohrverband, Düsseldorf, zur Verfügung gestellt.

daß Geschwindigkeiten von 8 m/sec selbst bei Rohrdurchmessern von 1500 mm und mehr noch mit großen Gefällverlusten verbunden sind. Sollen daher die Gefällverluste den Rahmen des üblichen, also etwa 2—3% des Bruttogefalles, nicht überschreiten, so wird man auch bei großen Rohrdurchmessern nicht umhin können, die hohen Fließgeschwindigkeiten auf die hochbeanspruchten Rohrstrecken in der Nähe des Krafthauses zu beschränken und nach dem Wasserschloß zu einen allmählichen Abbau vorzunehmen.

Es wird nicht uninteressant sein, die wirtschaftlichen Vorteile, die mit einer geeigneten Rohrzusammenfassung verbunden sind,

Zweisträngige Rohrleitung.

Abschnitt	I	II	III	IV	V	VI
d_i in m . . .	2,2	2,1	1,95	1,75	1,65	0,625
v in m/sec . .	3,8	4,2	4,8	6,1	6,7	6,7
$v^2/2g$ in m . .	0,75	0,90	1,21	1,90	2,3	2,3
α in m^{-1} . . .	0,0057	0,0060	0,0066	0,0076	0,0083	0,0297
J	0,0043	0,0054	0,0080	0,0115	0,0191	0,068
Rohrlänge l . .	490	450	400	190	115	45
$h_r = J \cdot l$ in m	2,1	2,4	3,2	2,8	2,2	3,1

Gesamtgefällverlust = $\Sigma h_r = 15,8$ m.

Siebensträngige Rohrleitung.

Abschnitt	I	II	III	IV	V	VI
d_i in m . . .	1,45	1,35	1,20	1,05	1,05	0,625
v in m/sec . .	2,5	2,9	3,7	4,7	4,7	6,7
$v^2/2g$ in m . .	0,325	0,425	0,69	1,15	1,15	2,3
α in m^{-1} . . .	0,0099	0,0109	0,0128	0,0154	0,0154	0,0297
J	0,0032	0,0046	0,0088	0,0177	0,0177	0,068
Rohrlänge l . .	490	450	400	190	115	45
$h_r = J \cdot l$ in m	1,6	2,1	3,5	3,4	2,0	3,1

Gesamtgefällverlust = $\Sigma h_r = 15,7$ m.

Wie der Vergleich zeigt, ist der Gefällverlust in allen drei Fällen gleich groß und beträgt 2% des Bruttogefälles. Dieser günstige hydraulische Wirkungsgrad ist teilweise aber teuer erkauft worden. Beachtet man, daß nach Gl. (3) die Rohrgewichte den Fließgeschwindigkeiten umgekehrt proportional sind, so ergeben sich — bezogen auf die Einrohranordnung — die folgenden Verhältniswerte der Rohrgewichte:

Rohrgewichtsverhältnis.

Abschnitt	I	II	III	IV	V	VI	Im Mittel
$n = 1$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$n = 2$	1,16	1,21	1,23	1,13	1,00	1,00	1,17
$n = 7$	1,75	1,75	1,60	1,45	1,45	1,00	1,63

Auf der Grundlage gleichen Gefällverlustes von 2% des Bruttogefälles wird hiernach die siebensträngige Leitung um 63% und die zweisträngige um 17% schwerer als eine gleichwertige Einrohranordnung.

Zweisträngige Rohrleitung.

Abschnitt	I	II	III	IV	V	VI
d_i in m . . .	2,05	1,90	1,77	1,65	1,65	0,625
v in m/sec . .	4,4	5,1	5,9	6,7	6,7	6,7
$v^2/2g$ in m . .	0,99	1,30	1,75	2,3	2,3	2,3
α in m^{-1} . . .	0,0064	0,0068	0,0075	0,0083	0,0083	0,0297
J	0,0063	0,0088	0,0131	0,0191	0,0191	0,068
Rohrlänge l . .	490	450	400	190	115	45
$h_r = J \cdot l$ in m	3,1	4,0	5,2	3,6	2,2	3,1

Gesamtgefällverlust = $\Sigma h_r = 21,2$ m.

Nicht minder lehrreich ist der Vergleich auf der Grundlage gleicher Rohrgewichte. Da die Fließgeschwindigkeiten in den einzelnen Abschnitten nach Gl. (3) dann ebenfalls gleich sein müssen, können die Rohrdurchmesser der mehrsträngigen Leitungen aus denen der Einrohrleitung durch Umrechnung gefunden werden. Dabei ergeben sich die folgenden hydraulischen Verhältnisse in den einzelnen Abschnitten:

Siebensträngige Rohrleitung.

Abschnitt	I	II	III	IV	V	VI
d_i in m . . .	1,1	1,025	0,95	0,875	0,875	0,625
v_2 in m/s . . .	4,4	5,1	5,9	6,7	6,7	6,7
$v^2/2g$ in m . .	0,99	1,30	1,75	2,3	2,3	2,3
α in m^{-1} . . .	0,0145	0,0158	0,0176	0,0196	0,0196	0,0297
J	0,0143	0,0205	0,031	0,045	0,045	0,068
Rohrlänge l . .	490	450	400	190	115	45
$h_r = J \cdot l$ in m	7,0	9,3	12,3	8,5	5,2	3,1

Gesamtgefällverlust = $\Sigma h_r = 45,4$ m.

Die Gegenüberstellung der drei Gefällverluste liefert folgendes Bild:

Rohrzahl	Absoluter Verlust m	Verlust in % des Bruttogefälles
$n = 1$	15,8	2,0
$n = 2$	21,2	2,7
$n = 7$	45,4	5,7

Hiernach verbraucht die siebensträngige Leitung bei gleichem Rohrgewicht fast dreimal so viel Nutzgefälle wie die einsträngige Leitung. Daß die Unterschiede bei der zweisträngigen Leitung wesentlich geringer sind, kann bei den bereits recht großen Rohrdurchmessern nicht weiter überraschen.

Das Ergebnis der vorhergehenden Vergleichsuntersuchungen kann man etwa in folgender Weise zusammenfassen. Unter allen denkbaren Rohranordnungen verdient die einsträngige Rohrleitung stets den Vorzug, vorausgesetzt, daß die Rohrdurchmesser ein gewisses, durch die Transportfähigkeit bedingtes Maß nicht überschreiten. Im Bereich sehr großer Rohrdurchmesser sind die Unterschiede zwischen ein- und zweisträngigen Rohranordnungen nur gering, sofern man bezgl. der Gefällverluste eine gewisse Toleranz zuläßt.

Durch die großen Fortschritte, die in den letzten Jahren auf hüttentechnischem und schweißtechnischem Gebiete erzielt wurden, sind die Anwendungsmöglichkeiten der Einrohrleitung erheblich gesteigert worden. Schon im Interesse der Sicherheit sollte man hiervon auch weitgehend Gebrauch machen. Die Einrohrleitung bringt gewissermaßen das Wasserschloß näher an die Turbine heran, denn sie kann die Wassermassen sämtlicher Turbinen einsetzen, um plötzliche Stöße an einem der Aggregate auszugleichen. Sie ist als ein Großdämpfer anzusprechen, der um so erwünschter ist, als die materialtechnisch bedingte Geschwindigkeitssteigerung bzw. Durchmessererminderung schwingungstechnisch gesehen gerade umgekehrt sein sollte.

PROBLEME BEIM ENTWURF VON KRÄFTLEITUNGSMASTEN UND BOGENKONSTRUKTIONEN AUS STAHL.

Von Professor Karl Ljungberg, Stockholm.

Übersicht: Nach einem Vergleich zwischen den schwedischen und deutschen Vorschriften wird an der Hand der schwedischen Bestimmungen an Beispielen insbesondere für Kraftleitungsmasten ein Berechnungsverfahren angegeben.

Während des letzten Jahrzehntes hat man mehr und mehr die Notwendigkeit eingesehen, bei gewissen Konstruktionen die bei gleichzeitigen axialen Druckkräften und biegenden Momenten auftretenden Verhältnisse zu berücksichtigen. In den Bestim-

mungen mehrerer Länder für Eisenkonstruktionen zu verschiedenen Zwecken ist dies auch zum Ausdruck gekommen.

In Schweden sind Berechnungsnormen für diese Belastungsarten bereits in den im Jahre 1921 ausgefertigten Bestimmungen für die Berechnung elektrischer Kraftleitungen angegeben worden, wie auch in den Normalbestimmungen für Eisenkonstruktionen zu Bauwerken vom Jahre 1931 und zuletzt in den im Jahre 1933 er-

schiene neuen Bestimmungen für elektrische Kraftleitungsmasten.

In Deutschland sind Berechnungsnormen in den Preuß. Min. Best. vom 25. Februar 1925 sowie in verschiedenen auf diese Normen gegründeten Bestimmungen für Bauwerke verschiedener Art angegeben worden.

Die schwedischen Bestimmungen sind auf die Ermittlungen des Verfassers¹ in dieser Frage gegründet.

Der Verfasser geht in seinen Untersuchungen und Theorien von einer Anschauungsweise aus, die von derjenigen der deutschen Bestimmungen abweicht. Er zeigt, daß wenn Druckkräfte (N) in einer von biegenden Kräften (Q) beanspruchten Konstruktion vorhanden sind, die gemeinsame Wirkung von N und Q auf das Moment so ausgedrückt werden kann, daß das Moment der Kräfte Q allein durch einen Faktor α größer als eins erhöht wird. Die Spannungen des Momentes wachsen somit schneller als die Belastung. Die Spannungen der Normalkraft wachsen dagegen proportional zu der Belastung. Nach den deutschen Bestimmungen nimmt dagegen die Normalspannung $\frac{N}{F}$ durch einen Faktor ω zu, während die Momentenspannungen unverändert bleiben.

Der Auffassung des Verfassers nach geben die schwedischen Berechnungsgrundlagen ein wahres Bild davon, was in einer auf diese Weise beanspruchten Konstruktion tatsächlich vor sich geht. Man hat die Spannungserhöhung in den Ausdruck eingeführt, wo sie tatsächlich vorhanden ist, d. h. in die durch das Moment verursachte Spannung, und nicht in die Spannung der Normalkraft.

Ehe wir auf die Spezialprobleme näher eingehen, die diese Abhandlung eigentlich zum Zweck hat, wollen wir eine kurze Zusammenfassung der Gründe für die Einführung des Koeffizienten α geben, mit dem das Moment multipliziert werden soll.

Für gerade Träger oder Streben kann eine Berechnung des Maximalmomentes bei Druck oder Zug und gleichzeitiger Biegebelaugung mit Hilfe der Differentialgleichung der elastischen Linie durchgeführt werden. Für eine Mehrzahl Belastungsfälle sind derartige Berechnungen in verschiedenen Festigkeitslehren und Handbüchern durchgeführt².

Hier ist

$$z = (kl)^2 = \frac{N l^2}{E J}; \quad z_1 = -z = \frac{N_1 l^2}{E J}; \quad N_1 = -N$$

$$n = \frac{N_E}{N_1}; \quad N_E = \pi^2 \frac{E J}{l^2}$$

In der Tat hat α denselben Wert bei Druck wie bei Zug, da $\cosh ix = \cos x$ und $\operatorname{th} ix = i \operatorname{tg} x$.

Wenn α als Funktion von z aufgezeichnet wird, erhält man Kurven hyperbelartigen Charakters (Abb. 1). Sie können auch mit sehr guter Annäherung gegen Hyperbeln ausgetauscht werden, die für das Druckgebiet

$$(z_1 = -z) \text{ oder } (N_1 = -N)$$

die Gleichung

$$\alpha = 1 + \frac{\beta z_1}{\pi^2 - z_1} = 1 + \frac{\beta}{n - 1}$$



erfüllen. Generell ist $\beta = \frac{f_Q \cdot N_E}{M_Q}$, worin M_Q das Moment der Seitenlast ist, d. h. in den Beispielen $\frac{Q l}{8}$, $\frac{P l}{4}$ und $N_1 \cdot e$, und worin f_Q die diesen Momenten entsprechenden Ausbiegungen bezeichnet; $N_E = \pi^2 \frac{E J}{l^2}$. Die Werte von β sind aus der Tab. 1 ersichtlich.

Die Spannungen werden nach der Formel


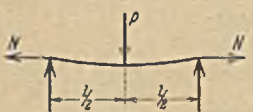
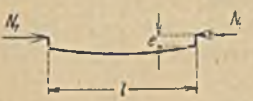
$$\sigma = -\frac{N_1}{F} \mp \frac{\alpha M}{W}$$

berechnet. Wünscht man zu untersuchen, ob die Sicherheit z. B. zweifach von der Quetschgrenze aus gerechnet ist, hat man alle Belastungen zweifach zu erhöhen und auch den α -Wert zu berechnen, der der doppelten Last entspricht. Danach ist durch obestehende Formel zu zeigen, daß die Spannung dieser erhöhten Belastungen die Quetschgrenze nicht übersteigt.

Mit einem Stabe gemäß untenstehenden Angaben vorgenommene Versuche zeigen, wie diese Formeln mit den Prüfungsergebnissen übereinstimmen. Ein Stab mit $7,0 \times 1,614 \text{ cm}^2$ Querschnitt wurde mit einer $0,7 \text{ cm}$ exzentrisch angebrachten Last N (Abb. 2) belastet. Die Länge zwischen den Schneiden betrug $l = 70 \text{ cm}$. Der Elastizitätsmodul des Materials wurde mit $E = 2070000 \text{ kg/cm}^2$ und die Quetschgrenze mit $\sigma_g = 2380 \text{ kg/cm}^2$ gemessen. Aus Tab. 2 und Abb. 3 sind die Ergebnisse ersichtlich. Die in der Tabelle als „beobachtete Spannung“ angegebenen Werte sind mit Huggenberg-Tensometern festgestellt worden. Die als „berechnete Spannung“ angegebenen Werte sind wie folgt bestimmt worden:



Tabelle 1.

Belastungsweise	Maximalmoment	Zug	Druck	
		α N positiv	α exakt $N_1 = -N$	approx $\alpha = 1 + \frac{\beta}{n-1}$
	$\alpha \cdot \frac{Q l}{8}$	$\frac{8}{z} \left(1 - \frac{1}{\cosh \frac{\sqrt{z}}{2}} \right)$	$\frac{8}{z_1} \left(\frac{1}{\cos \frac{\sqrt{z_1}}{2}} - 1 \right)$	$\frac{5 \pi^2}{48} = 1,028$
	$\alpha \cdot \frac{P l}{4}$	$\frac{\operatorname{th} h \frac{\sqrt{z}}{2}}{\frac{\sqrt{z}}{2}}$	$\operatorname{tg} \frac{\sqrt{z_1}}{2}$ $\frac{\sqrt{z_1}}{2}$	$\frac{\pi^2}{12} = 0,822$
	$\alpha \cdot N_1 e$		$\frac{1}{\cos \frac{\sqrt{z_1}}{2}}$	$\frac{\pi^2}{8} = 1,234$

Man kann z. B. für drei gewöhnliche einfache Spezialfälle die Momente in der aus untenstehender Tab. 1 ersichtlichen Weise umtransformieren.

¹ Diese wurden ursprünglich in „Teknisk Tidskrift“, Weg- und Wasserbauabt. (1915), Heft 5, und (1919), Heft 12 veröffentlicht. Sie sind nunmehr in „Ljungberg, Hällfasthetslära D.T.V. 1931“ zusammengefaßt.

² Z. B. „Hällfasthetslära“ des Verfassers, S. 253–278; „Hütte“, 26. Aufl. Bd. 1, S. 645–647.

Der Koeffizient $\alpha = \frac{1}{\cos \frac{kl}{2}}$.

Für z. B. $N_1 = 2000 \text{ kg}$ ist

$$(kl)^2 = \frac{2000 \cdot 70^2 \cdot 12}{2070000 \cdot 7 \cdot 1,614^3} = 1,9304 \quad \text{und} \quad \frac{kl}{2} = 0,6947 = 39^\circ 48'$$

d. h. $\alpha = 1,302$. Die angenäherte Formel ergibt

$$\alpha = 1 + \frac{1,234}{5,115 - 1} = 1,300, \text{ denn } n = \frac{\pi^2 \cdot 2070000 \cdot 7 \cdot 1,614^3}{12 \cdot 70^2 \cdot 2000} = 5,115$$

Hieraus erhält man:

$$\sigma = -\frac{2000}{7 \cdot 1,614} \mp \frac{1,302 \cdot 2000 \cdot 0,7 \cdot 6}{7 \cdot 1,614^2} = -777 \text{ kg/cm}^2 + 423 \text{ „}$$

Tabelle 2.

Belastung N kg	Koeffi- zient α	Berechnete Spannung		Beobachtete Spannung	
		Druck kg/cm ²	Zug kg/cm ²	Druck kg/cm ²	Zug kg/cm ²
1000	1,134	- 350	+ 173	- 340	+ 150
2000	1,302	- 777	+ 423	- 770	+ 340
3000	1,525	-1327	+ 788	-1270	+ 720
4000	1,802	-2014	+1306	-1940	+1210
5000	2,198	-2974	+2089	-2970	+1950
5200	2,297	-3211	+2291		

Wie hieraus ersichtlich, stimmen die berechneten und beobachteten Werte sehr gut miteinander überein.

Die Quetschgrenze wird bei einer Belastung $N = 5200$ kg erreicht, d. h. bei einer Belastung von 2600 kg ist die Sicherheit zweifach, von der Quetschgrenze aus gerechnet. Aus Abb. 3 geht hervor, daß, wenn somit die Belastung von 2600 auf 5200 kg

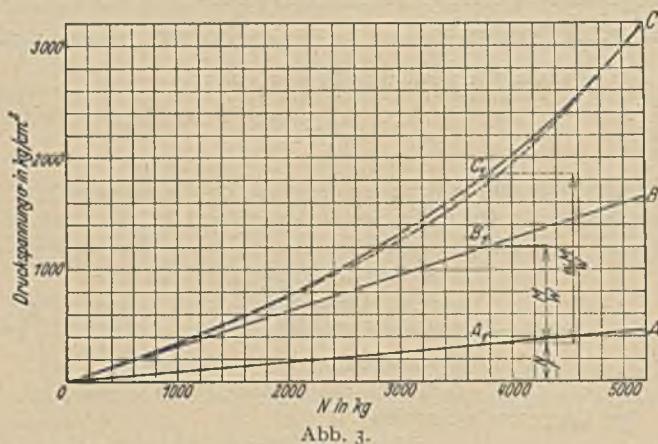


Abb. 3.

steigt, also verdoppelt wird, so wird die Biegungsspannung mehr als verdreifacht, nämlich von 850 auf 2750 kg/cm². Dagegen ist die Spannung der Normalkraft die ganze Zeit proportional der Belastung, d. h. sie steigt bei diesen Belastungen von 230 auf 460 kg/cm². Die schwedischen Bestimmungen schließen sich den tatsächlichen Verhältnissen genau an.

Nach den deutschen Normen ist dagegen kein wirklicher Zusammenhang zwischen der Theorie oder dem tatsächlichen Spannungsverlauf und den Normen vorhanden.

Die Berechnung ist wie folgt auszuführen:

Man hat bei zweifacher Sicherheit von der Quetschgrenze aus $\sigma_{zul} = \frac{3120}{2} = 1560 \text{ kg/cm}^2$ (St. 48). Für $\frac{1}{i} = 150$ ist $\omega = 6,92$. Hieraus $1560 = \frac{N}{11,30} \cdot 6,92 + \frac{N \cdot 0,7}{3,039}$, welche Gleichung die zugelassene Belastung $N = 1850$ kg gibt.

Nach den schwedischen Bestimmungen vom Jahre 1931 ist bei dieser Art von Belastung teils zu untersuchen, ob von der Quetschgrenze aus gewisse Sicherheit vorhanden ist, wenn zusammengesetzte Druck- und Biegungsspannungen mitgerechnet werden, und teils darauf zu achten, daß genügende Sicherheit gegen reines Knicken infolge von Druckkräften vorhanden ist. Die letztgenannte Sicherheit wird in den schwedischen wie in den deutschen Bestimmungen vom Jahre 1925 als veränderlich vorausgesetzt, je nach dem Schlankheitsgrad, und höher bei

großen Schlankheitsgraden als bei kleinen. Diese niedrige Sicherheit wird bei zusammengesetztem Druck und Biegen verwendet. Es kann dann vorkommen, daß die nach der Knickformel errechnete zugelassene Belastung kleiner wird als diejenige, die man erhält, wenn auch das Moment gemäß obenstehenden Gleichungen berücksichtigt wird. Aber dieser Umstand bedeutet in gewissem Maße einen Vorteil für den Konstrukteur, der von den Vorschriften Gebrauch machen soll. Es bedeutet nämlich, daß man im allgemeinen verhältnismäßig kleine Momente unbeachtet lassen kann, so daß derart belastete Streben nur auf Knicken berechnet zu werden brauchen. Der Gedanke ist auch insofern richtig, als ein Grund für die höhere Sicherheit beim Knicken der ist, daß bei wirklichen Konstruktionen eine meistens gewisse Unsicherheit vorhanden ist bezüglich gewisser geringerer Exzentrizität, geringerer Einspannungsmomente usw. Hat man somit, um diesen Unsicherheitsgrad zu berücksichtigen, eine höhere Sicherheit gewählt, so soll man diese hohe Sicherheit nicht zweimal einführen, wie es nach den deutschen Bestimmungen tatsächlich geschieht, indem man sie für große Werte des Schlankheitsgrades erst durch den großen ω -Wert einführt und dann trotzdem die Biegungsspannung hinzufügt.

Im oben durchgerechneten Zahlenbeispiel hat der Verfasser bei sämtlichen Werten für N denselben Wert für den Elastizitätsmodul verwendet. Dies ist auch richtig, wenn die Maximaldruckspannung numerisch kleiner als die Quetsch-, oder richtiger gesagt die Proportionalitätsgrenze ist, sowie wenn auch die Zugspannung verhältnismäßig große Werte hat. Haben dagegen die Druckkraft und die Exzentrizität solche Werte, daß beide Kantenspannungen Druckspannungen sind und nahe beieinander liegen, und übersteigt so eine derselben die Proportionalitätsgrenze, so ist, wenigstens bei der Kontrolle der Wert $E_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\epsilon_1 - \epsilon_2}$ zu verwenden, wo σ_1 und σ_2 entsprechende Kantenspannungen sowie ϵ_1 und ϵ_2 entsprechende Dehnungen oder Zusammendrückungen pro Längeneinheit sind.

Wir wollen jetzt zu der Behandlung des Problems übergehen, wie es bei

Kraftleitungsmasten

vorkommt. Die Belastung der Kraftleitungsmasten besteht, außer aus Eigengewicht, Eis, Schnee und Windlast, meistens auch aus einer horizontalen Spitzenlast, deren Größe von der Ausbiegung der Spitze abhängig ist. So strebt z. B. bei Winddruck in der Linierrichtung der Mast sich in dieser Richtung zu biegen. Dieser Ausbiegung wird aber dadurch entgegengewirkt, daß das Luvseil höhere Spannung als das Lee-seil bekommt. Die somit entstandene Kraft kann mit großer Genauigkeit berechnet werden, und zwar an Hand der von Prof. C. H e u m a n in seiner „Mekanisk beräkning av elektriska kraftledningrar“ 1913 angeführten Methode. Bei verhältnismäßig kleinen Ausbiegungen kann jedoch die Kraft als proportional zu der Ausbiegung vorausgesetzt werden.

Die gewöhnlichsten Belastungsfälle sind die in Abb. 4 u. 5 dargestellten, d. h. entweder (Abb. 4) eine gleichmäßig verteilte Seitenlast Q aus Winddruck, eine vertikale Spitzenlast N sowie eine Reaktion in der Spitze $R = \alpha f$, proportional der Ausbiegung, oder (Abb. 5) eine Spitzenlast P_0 aus Winddruck sowie außerdem N und R wie im vorigen Fall. Die Momente werden in diesen

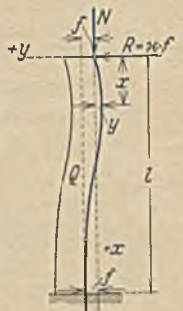


Abb. 4.

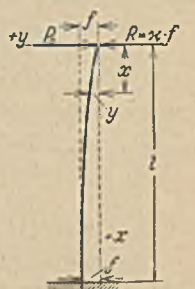


Abb. 5.

³ Zusammenfassung und Zusatz in „Teknisk Tidskrift“ (1933) März. Englische Übersetzung von Prof. V e l a n d e r: Technische Hochschule Stockholm.

Fällen

$$M_1 = -Ny + \alpha f \cdot x - \frac{Qx^2}{2l}$$

und

$$M_2 = -Ny + \alpha f \cdot x - P_0 x.$$

Wird in die Differentialgleichung der elastischen Linie $EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = M$ eingeführt und $k^2 = \frac{N}{EJ}$ eingetragen, erhält man in gewöhnlicher Weise nach Integration die Durchbiegungen

$$f_1 = Ql \cdot \frac{\cos kl - 1 + kl \sin kl - 0,5 (kl)^2 \cos kl}{kl [N kl \cos kl + \alpha l (\sin kl - kl \cos kl)]}$$

und

$$f_2 = P_0 l \frac{\operatorname{tg} kl - kl}{N kl + \alpha l (\operatorname{tg} kl - kl)}.$$

Wird ferner $\frac{N}{\alpha l} = \frac{EJ}{\alpha l^3} \cdot (kl)^2 = \mu \cdot (kl)^2$ eingetragen, wobei $\mu = \frac{EJ}{\alpha l^3}$, und werden die f-Werte in die Momente eingeführt, so bekommt man für $x = l$

$$M_{1 \max} = Ql \cdot \frac{2\mu (kl)^2 [\cos kl + kl \sin kl - 1] - 2 \cos kl - kl \sin kl + 2}{2 kl [\mu (kl)^3 \cos kl + \sin kl - kl \cos kl]}$$

und

$$M_{2 \max} = P_0 \cdot l \frac{\mu (kl)^2 \operatorname{tg} kl}{\mu (kl)^3 + \operatorname{tg} kl - kl}.$$

Für diese beiden Belastungsfälle konvergieren f und M gegen ∞ , wenn $\frac{\operatorname{tg} kl}{kl} = 1 - \mu (kl)^2$, was für sehr steife Seile ($\alpha = \infty$; $\mu = 0$) dem 3. Knickfall und für sehr weiche Seile ($\alpha = 0$; $\mu = \infty$) dem 1. Knickfall entspricht. Tatsächliches Knicken entsteht jedoch nie, sondern es ist die zusammengesetzte Spannung von Druck und Moment, die ausschlaggebend wird. Da in diesem Fall das Moment, wenn $N = 0$, ungleiche Werte, von μ abhängig, hat, wird am besten

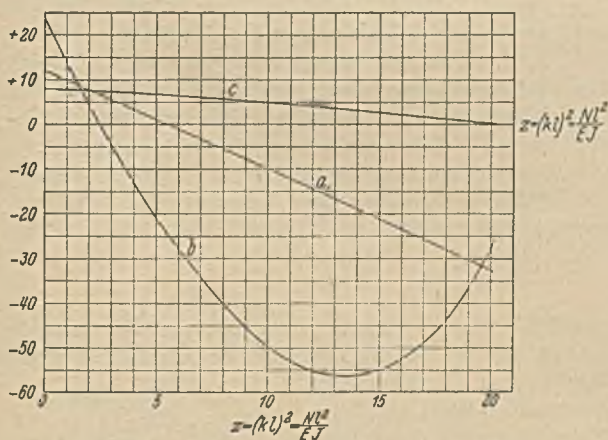


Abb. 6.

$M_{1 \max} = \alpha_1 \cdot Ql$ und $M_{2 \max} = \alpha_2 \cdot P_0 l$ eingetragen, wo α_1 und α_2 nicht ganz dieselbe Bedeutung wie im vorhergehenden haben. Man kann der Kürze wegen

$$\alpha_1 = \frac{a_1 \mu + 1}{b \mu + c} \quad \text{und} \quad \alpha_2 = \frac{a_2 \mu}{b \mu + c}$$

setzen; a_1, a_2, b und c können nach den obenstehenden Formeln als Funktionen von kl oder $(kl)^2 = z$ ausgedrückt werden. Abb. 6 gibt ein graphisches Bild davon, wie a_1, b und c mit z variieren.

Auch die Ausbiegungen können mit

$$f_1 = \beta_1 \cdot \frac{Q}{\alpha} \quad \text{und} \quad f_2 = \beta_2 \cdot \frac{P_0}{\alpha}$$

ausgedrückt werden, wo

$$\beta_1 = \frac{d}{b \mu + c} \quad \text{und} \quad \beta_2 = \frac{c}{b \mu + c}.$$

Die exakten Werte für a_1, a_2, b, c und d gehen aus obigen Gleichungen hervor. In der Praxis hat dagegen $z = (kl)^2 = \frac{N l^2}{EJ}$ nie einen größeren Wert als 6, und man kann innerhalb des Gebietes $0 < z < 6$ mit großem Genauigkeitsgrad (der Fehler ist kleiner als 1%)

$$a_1 = 12 - 2,21 z; \quad a_2 = 24 - 2,43 z;$$

$$b = 24 - 10,5 z + 0,30 z^2;$$

$$c = 8 - 0,287 z \quad \text{und} \quad d = 3 - 0,145 z$$

setzen. Wenn diese beiden Belastungsfälle gleichzeitig auftreten, hat man

$$M_{\max} = \alpha_1 \cdot Ql + \alpha_2 \cdot P_0 l$$

und

$$f = \frac{Q}{\alpha} \cdot \beta_1 + \frac{P_0}{\alpha} \cdot \beta_2.$$

Werden in diese Formel die Werte für β_1 und β_2 sowie $\mu = \frac{EJ}{\alpha l^3}$ eingeführt, wird hieraus $R = \frac{d}{c} \cdot Q + P_0 - \frac{b}{c} \cdot \frac{EJ}{l^3} \cdot f$ hergeleitet.

Um die Verwendbarkeit der Formeln in der Praxis zu zeigen, wollen wir als Beispiel einen oft vorkommenden Fall durchrechnen, nämlich eine Kraftleitungslinie, bei der jeder fünfte Mast starr ist. Untenstehende Angaben sind von Prof. V e l a n d e r von einer Kraftleitungsanlage mit folgenden Daten zusammengestellt worden (Abb. 7):

Fünf Spannweiten mit je 197 m mit vier Stück weichen Tragmasten von 12,5 m Höhe zwischen den starren Spannmasten. Diese weiche Masten sind aus 2 St. \square NP 12, St. 37, mit innerem Gitterwerk \square 50 · 50 · 5 ausgeführt. Der Doppelmast trägt 3 St. 50 mm² Kupferseile an Hängeisolatoren sowie 2 St. Stageseile aus Stahl 28,3 mm². Für einen einfachen Mast (ein \square Eisen) ist $I = 364 \text{ cm}^4$, $W = 60,7 \text{ cm}^3$, $F = 17,0 \text{ cm}^2$; $E = 2 \cdot 100 \cdot 000 \text{ kg/cm}^2$. Die Berechnung wird teils für Windlast sowie Eigengewicht und Eisbelastung an den Seilen nach den Normen durchgeführt, teils mit allen Belastungen anderthalb mal erhöht, um zu untersuchen, ob die Sicherheit, von der Quetschgrenze aus gerechnet, $\sigma_q = 2200 \text{ kg/cm}^2$, 1,5 fach ist.

Man bekommt bei normaler Belastung

$$Q = 208 \text{ kg}, \quad P_0 = 54 \text{ kg} \quad \text{und} \quad N = 1025 \text{ kg}.$$

In untenstehender Berechnung wird nur die von den Stahlseilen gegebene Absteifung mitgerechnet. Die Kupferseile sind nur in der Belastung N enthalten.

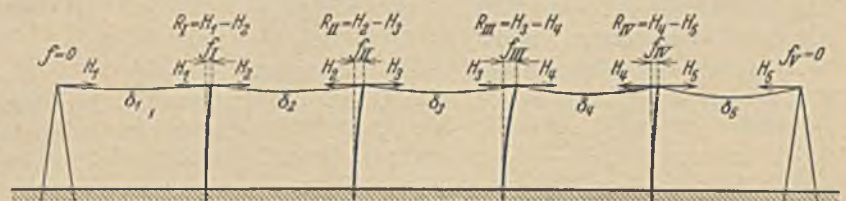


Abb. 7.

Zuerst wird eine Kurve für die Änderung der Spannkraft oder Horizontalkraft H des Stageseiles aufgerichtet, wenn die Spannweite mit δ geändert wird. Für die Berechnung dieser Kurve werden am besten die obengenannten graphischen Tabellen von Prof. Heuman verwendet. Für das hier verwendete Stahlseil von 197 m Spannweite und mit Eisbelastung nach den Normen wird die in Abb. 8 gezeigte Kurve erhalten.

Mit obenstehenden Zahlenwerten erhält man

$$z = \frac{N l^2}{EJ} = \frac{1025 \cdot 1250^2}{2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 364} = 2,10 \quad \text{und} \quad \frac{EJ}{l^3} = 0,3909.$$

Wird dieser z -Wert in die Formeln für die Koeffizienten eingetragen, so bekommt man: $a_1 = 7,36$; $a_2 = 18,19$; $b = 3,27$; $c = 7,40$ und $d = 2,70$. Hieraus ist $R = 130 - 0,173 f$ zu bestimmen.

Die Gleichgewichtslagen der weichen Masten werden durch

Probieren erhalten. Wird versuchsweise $\delta_1 = f_1 = 23,0$ cm (s. Abb. 7) gesetzt, so erhält man $R_1 = 130 - 0,173 \cdot 23,0 = 126$ kg und aus Abb. 8 die Horizontalkraft des Seiles $H_1 = 1570$ kg. Man bekommt ferner $H_2 = H_1 - R_1 = 1444$ kg, welchem Wert nach Abb. 8 $\delta_2 = 13,5$ cm entspricht. Die Ausbiegung beim

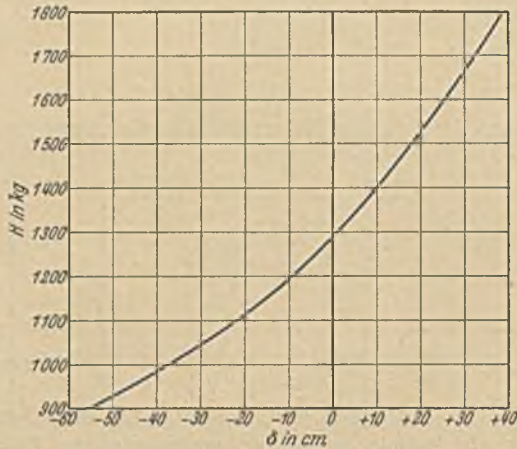


Abb. 8.

Mast II wird somit $f_{II} = f_1 + \delta_2 = 36,5$ cm. In dieser Weise wird bis zum letzten Spann weiter gerechnet, wo $f_{IV} = -\delta_5$ erhältlich wird. Die Zahlenrechnung ist in untenstehender Tab. 3 zusammengefaßt.

Tabelle 3.

Spann	Mast	Probe 1				Probe 2				Probe 3			
		H kg	delta cm	f cm	R kg	H kg	delta cm	f cm	R kg	H kg	delta cm	f cm	R kg
1	I	1570	23,0			1554	22,0			1775	37,0		
2	II	1444	13,5	23,0	126	1428	11,0	22,0	126	1570	23,0	37,0	205
3	III	1320	2,5	36,5	124	1304	1,0	33,0	124	1357	7,0	60,0	213
4	IV	1197	-10,0	39,0	123	1180	-12,0	34,0	124	1142	-16,5	67,0	215
5		1075	-26,0	29,0	125	1054	-29,0	22,0	126	932	-50,0	50,5	210

Aus der Tabelle geht hervor, daß $f_{IV} = 29,0$ cm und $\delta_5 = -26,0$ cm, d. h. der Fehler beträgt 3,0 cm.

Eine neue Proberechnung wird durchgeführt, wobei $\delta_1 = 22,0$ cm angenommen wird. Entsprechende Zahlenwerte sind ebenfalls in Tab. 3 enthalten. Aus dieser Rechnung wurde $f_{IV} = 22,0$ cm und $\delta_5 = -29,0$ cm erhalten. Durch Interpolation sind jetzt die richtigen Werte zu erhalten. Die größte Ausbiegung ist beim Mast III zu finden, wo $f_{III} = 37,5$ cm. Die entsprechenden

Werte sind für $R_{III} = 123,2$ kg; $\alpha_{III} = \frac{R_{III}}{f_{III}} = 3,29$ sowie

$$\mu_{III} = \frac{E J}{\alpha_{III}^3 l^3} = \frac{0,3909}{3,29} = 0,119.$$

Durch Eintragen bekommt man

$$\alpha_1 = \frac{7,36 \cdot 0,119 + 1}{3,27 \cdot 0,119 + 7,40} = 0,240$$

und

$$\alpha_2 = \frac{18,19 \cdot 0,119}{3,27 \cdot 0,119 + 7,40} = 0,278.$$

Das Maximalmoment wird

$$M_{max} = (0,240 \cdot 208 + 0,278 \cdot 54) \cdot 1250 = 81000 \text{ kgcm}$$

und die Maximalspannung

$$\sigma_{max} = \frac{1025}{17,0} \cdot \frac{81000}{60,7} = 1395 \text{ kg/cm}^2.$$

Will man untersuchen, ob die Sicherheit von der Quetschgrenze aus 1,5 fach ist, sind alle Belastungen um 50% zu erhöhen. Man bekommt dann $z = 3,14$. Eine ähnliche Rechnung wie die obige wird nochmals ausgeführt, und es sei hierbei versuchsweise von $\delta_1 = 37,0$ cm ausgegangen. Das Ergebnis dieser Rechnung ist ebenfalls aus der Tab. 3 ersichtlich.

Für diesen Fall bekommt man $\alpha_{III} = 3,21$, $\mu_{III} = 0,122$, $\alpha_1 = 0,254$ und $\alpha_2 = 0,314$, d. h.

und $M_{max} = (0,254 \cdot 312,0 + 0,314 \cdot 81) \cdot 1250 = 13200 \text{ kgcm}$

$$\sigma_{max} = \frac{1538}{17,0} \cdot \frac{13200}{60,7} = 2265 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die Quetschgrenze etwas überschritten worden ist, ist die Sicherheit somit etwas geringer als 1,5 fach.

Wir gehen jetzt zu der Behandlung von ein paar Belastungsfällen bei gleichzeitigem

Druck (Knicken) und Biegen von Bogenkonstruktionen

über.

Das Knickproblem für Kreisbogen mit radialer Belastung ist von mehreren Verfassern wie R. Mayer u. a. behandelt worden. Mayer hat für die Knickbelastung folgende Gleichungen angegeben:

$$\text{bei Zweigelenk-Bogen } N_k = \frac{E J}{r^2} \left(\frac{\pi^2}{\nu^2} - 1 \right)$$

$$\text{bei gelenklosem Bogen } N_k = \frac{E J}{r^2} \left(\frac{9 \pi^2}{4 \nu^2} - 1 \right)$$

Letztere Gleichung ist jedoch richtiger mit $N_k = \frac{E J}{r^2} \left(\frac{4,493^2}{\nu^2} - 1 \right)$

ausdrücken.

Auch für den parabolischen Bogen mit gleichmäßig verteilter Last sind mehr oder weniger angenäherte Gleichungen für die Knickbelastung in der Literatur angegeben. Dagegen sind keine Belastungsfälle mit gleichzeitigem Druck und Biegen behandelt worden. Man kann aber allgemeine Gleichungen in folgender Weise herleiten.

Die vertikale Durchbiegung η eines Punktes x y (Abb. 9) kann für einen belasteten Bogen mittels der Arbeitsgleichungen gemäß der Formel

$$1 \cdot \eta = \int \frac{M M'}{E J} \cdot ds$$

berechnet werden. Hier bezeichnet M das Moment der tatsächlichen Belastung und M' das Moment einer gedachten Belastung $P = 1$ im Punkte x y . Der aus dieser Formel berechnete η -Wert stellt jedoch nur die dem Moment entsprechende Durchbiegung dar. Der der Normalkraft entsprechende Teil der Durchbiegung kann aus der entsprechenden Formel $\int \frac{N N'}{E F} ds$ oder auch aus der

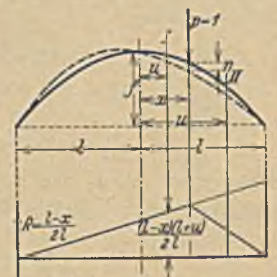


Abb. 9.

Verkürzung des ganzen Bogens berechnet und so einbezogen werden, daß bei der Verwendung der vorhergehenden Gleichung η von der Lage des somit zusammengedrückten Bogens aus (durchgezogene Linie in Abb. 9) gerechnet wird. Wird für das Belastungssystem $P = 1$ eine geeignete Auflage, z. B. mit vertikalen Reaktionen, gewählt, so kommt man durch doppelte Ableitungen zu der Differentialgleichung

$$\frac{d^2 \eta}{dx^2} = - \frac{M}{E J} \cdot \frac{ds}{dx}.$$

Das Moment M enthält Potenzen von x sowie außerdem, falls die Durchbiegung im Moment mitgenommen wird, einen Ausdruck

ersten Grades von η . Werden die Belastungsfläche, die Gleichung des Bogens sowie $\frac{ds}{J}$ als Potenzen von x ausgedrückt, und zwar in der vom Verfasser in einem Aufsatz in dieser Zeitschrift, Jahrg. 1933, Heft 35/36, nachgewiesenen Weise, so erhält man eine lineare Differentialgleichung zweiter Ordnung. Diese kann in mehreren Fällen integriert werden, wenigstens mit Reihen.

Wir wollen aber hier unten nur einen einfachen Fall behandeln, nämlich einen Parabelbogen mit $\frac{ds}{J} = \text{konstant} = \frac{dx}{J_0}$.

Die Differentialgleichung wird in diesem Falle zu

$$\frac{d^2 \eta}{dx^2} = -\frac{M}{E J_0}$$

vereinfacht. Bei gleichmäßig verteilter Belastung fällt die Drucklinie mit der Bogenform (Abb. 10) zusammen, und das ganze Mo-

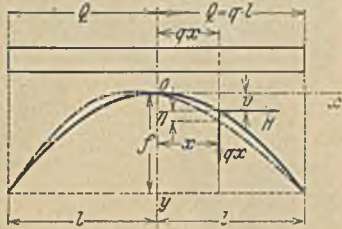


Abb. 10.



Abb. 11.

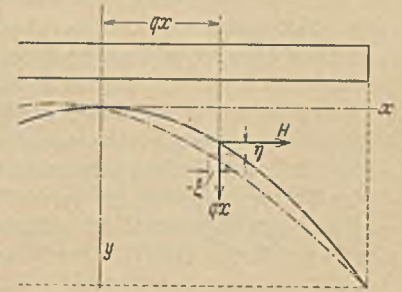


Abb. 12.

ment wird $M = H \cdot \eta$ (nähere Prüfung des Momentes siehe unten.)

Wird $k^2 = \frac{H}{E J_0}$ eingetragen, bekommt man somit dieselbe Differentialgleichung $\frac{d^2 \eta}{dx^2} + k^2 \eta = 0$ wie für gerade Strebe.

Aus der Gleichung ist der Knickdruck

$$\text{für den Zweigelenbogen } H_k = \pi \cdot \frac{E J_0}{l^2} \quad \text{und}$$

$$\text{für den gelenklosen Bogen } H_k = 4,493^2 \cdot \frac{E J_0}{l^2} \sim 2 \pi^2 \frac{E J_0}{l^2}$$

zu bestimmen.

Als Beispiel gleichzeitigen Druckes und Biegens bei Bogen wollen wir nur einen Fall durchrechnen, und zwar den oben angegebenen Bogen mit gleichmäßig verteilter Last Q über die eine (rechte) Bogenhälfte von z. B. beweglicher Last bei einem Brückenbogen (Abb. 11). Die Drucklinie für die linke Bogenhälfte stellt eine gerade Linie durch die Kämpfer- und Scheitelpunkte dar und für die rechte Seite eine Parabel durch Scheitel und Kämpfer. In einem Punkte x an der rechten Seite wird

$$M_x = \frac{Q}{4} \cdot x + H(y + \eta) - \frac{Qx^2}{2l}$$

$$\text{Man hat } H = \frac{Ql}{4f} \quad \text{und } y = \frac{f \cdot x^2}{l^2}, \quad \text{somit } H \cdot y = \frac{Qx^2}{4l}$$

Also erhält man

$$M_x = H \cdot \eta + \frac{Qx}{4} - \frac{Qx^2}{4l}$$

Für die entsprechenden Punkte der linken Bogenhälfte bekommt das Moment denselben Wert, aber mit entgegengesetztem Vorzeichen. Dadurch, daß man den Ausdruck für das Moment einführt und integriert, und dabei beachtet, daß $\eta = 0$ für $x = 0$ und $x = l$, bekommt man im Punkte $x = \frac{l}{2}$

$$M_{\text{max}} = \frac{Ql}{16} \cdot \frac{8}{(kl)^2} \left(\frac{1}{\cos \frac{kl}{2}} - 1 \right) = \frac{Ql}{16} \cdot \alpha = M_Q \cdot \alpha$$

Ohne Rücksicht auf die Ausbiegung ist nämlich

$$M_Q = \frac{Ql}{16};$$

der Faktor α hat offenbar exakt denselben Wert wie der für den geraden Träger mit der Last Q geltende, nämlich angenähert

$$\alpha = 1 + \frac{1,028}{n-1} \quad (\text{s. Tab. I}).$$

Dieses Beispiel zeigt, daß bei Druck und Biegung von Bogen dieselben oder gleichartige Formeln wie für gerade Streben verwendet werden können, obgleich selbstverständlich bei verschiedenen Belastungsfallen gewisse Modifikationen gemacht werden müssen.

Gegen obenstehende Ableitungen kann eingewendet werden, daß, wenn der Bogen eine neue Lage einnimmt, sich nicht nur die Koordinate y in $y + \eta$ ändert, sondern auch die Koordinate x in $x + \xi$ (Abb. 12), weshalb das Moment

$$M = H \eta - V \xi$$

gesetzt werden müßte. Der Ausdruck $V \cdot \xi$ hat jedoch, wenigstens bei flachen Bogen, verhältnismäßig geringe Bedeutung. Außerdem wird derselbe einigermaßen davon beeinflusst, ob damit zu rechnen ist, daß die Belastung bei einer Seitenverschiebung des

Bogens dieser folgt, oder in ihrer alten Lage bleibt. In letzterem Falle bekommt man

$$M_x = H \cdot \eta - q x \cdot \xi; \quad q = \frac{Q}{l}$$

Dieser Wert des Momentes ist jetzt in die Differentialgleichung einzutragen. Einen Zusammenhang zwischen ξ und η bekommt man aus der Bedingung, daß das Bogenelement konstant sein soll, oder durch die Arbeitsgleichung $1 \cdot \xi = \int \frac{MM'}{EJ} \cdot ds$, worin M' das Moment einer horizontalen Kraft $P = 1$ bedeutet. Beide Bedingungen ergeben $d\xi + \frac{dy}{dx} \cdot d\eta = 0$.

Wird beachtet, daß der Bogen eine Parabel $y = \frac{F}{l^2} \cdot x$ ist und $H = \frac{q \cdot l^2}{2f}$ oder $q = H \frac{2f}{l^2}$, sowie die Bezeichnungen $k^2 = \frac{H}{E J_0}$ und $m = \frac{2f}{l}$ eingetragen, so bekommt man die beiden Gleichungen

$$\frac{d^2 \eta}{dx^2} + k^2 \eta = k^2 m \frac{x}{l} \cdot \xi \quad \text{und} \quad \frac{d\xi}{dx} = -m \frac{x}{l} \frac{dy}{dx}$$

Anstatt ξ in diesen beiden Gleichungen zu eliminieren kann man, da ξ nur einen Justierungsausdruck darstellt, eine angenommene Funktion ξ einführen und dann die Werte dieser in drei Punkten kontrollieren. Für den Zweigelenbogen wurde ohne Justierungsausdruck $\eta = B \sin kx$ erhalten. Wird jetzt

$$\xi = -n B \left[1 + a \frac{x^2}{l^2} - (a+1) \frac{x^4}{l^4} \right]$$

angenommen, können die Integrationen ausgeführt werden sowie der der Knickbelastung entsprechende Wert für kl festgestellt werden.

Eine solche Rechnung zeigt, daß man für einen sehr flachen Bogen mit dem Pfeilverhältnis $\frac{f}{2l} = \frac{1}{20}$ oder $m = \frac{1}{5}$ den justierten Wert der Knickbelastung 1% geringer als den angenäherten und für einen Bogen mit dem Pfeilverhältnis $\frac{f}{2l} = \frac{1}{8}$ oder $m = \frac{1}{2}$ den justierten Wert 6,1% geringer als den angenäherten erhält. Für Werte auf $\frac{f}{2l}$ innerhalb dieser Grenzen kann man

$$H_k = \frac{\pi^2 E J_0}{l^2} \left[1 - \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]$$

schreiben, einen Ausdruck von derselben Form wie der für Kreisbogen erhaltene, nämlich

$$N_k = \frac{\pi^2 E J}{(r \nu)^2} \left(1 - \frac{r^2}{\pi^2} \right)$$

WINTERMONTAGE DES ANTENNENMASTES AUF DEM BISAMBERG BEI WIEN.

Von Ziv.-Ing. Christian Lerch.

Als Ergänzung zu dem in Heft 35 des „Bauingenieur“ vom 28. August 1931 erschienenen Aufsatz des Herrn Ing. Leopold Herzka, Wien über „Stahlbau im Winter“ wird es für weitere Kreise von Interesse sein, näheres über die in den Wintermonaten 1932/33 durchgeführte Aufstellung des 130 m hohen Antennenmastes auf dem Bisamberg bei Wien¹ zu erfahren.

Der Mast wurde auf der völlig freien, den Witterungsverhältnissen außerordentlich stark ausgesetzten Kuppe des östlichen Ausläufers des Bisamberges während der Monate Dezember bis März unter den ungünstigsten Umständen aufgestellt. — War man sich auch dessen bewußt, daß man bei großer Kälte die Montage eines Stahlmastes bis zu der erforderlichen bedeutenden Höhe vortreiben kann, so stellten doch Schnee, Rauheis und Nebel die Montageleitung vor die schwierigen Probleme.

Der Mast wurde schußweise mit Hilfe eines hölzernen Auslegerdrehkranes montiert, welcher auf der obersten Montageplattform aufgestellt war und mit zunehmender Masthöhe mitgehoben wurde. — Im unteren Mastteil bis zur Höhe der endgültigen Abspannungen wurde der Mast mit Hilfsspannungen gegen die Fundamente verhängt (Abb. 1). Nach Einziehen der vier endgültigen Hauptabspannungen konnten die Hilfsabspannungen entfernt und



Abb. 1.
Unterer Mastteil während der Montage.

der Mast frei weiter gebaut werden. — Gerade im gefährlichsten Baustadium der Montage des unteren Mastteiles setzte starker Nebel ein, welcher über vier Wochen anhielt und den Montageort vom Boden aus vollkommen unsichtbar machte. — Die Verständigung der Montagepartie konnte nur mittels Telephon durchgeführt werden. — Da gleichzeitig starkes Frostwetter herrschte, zeigte sich eine noch nie beobachtete Rauheisbildung, die den Montagefortschritt wohl stark beeinträchtigen, aber nicht verhindern konnte. Die Abspannseile zeigten einen geschichteten Eispanzer von 21—22 cm gemessenem Durchmesser. Zu dieser Zeit war der engere Teil des Mastfußes zu einer einheitlichen Fläche vollkommen vereist. — Die Rauheisfahnen an den Eckstielen hatten eine Länge von rd. 30 cm (Abb. 2). Während der Rauheisperiode wurde eine Gewichtsmessung an einem 1 m langen Seilstück vorgenommen, das einen Rauheismantel von 11 cm Durchmesser aufwies. — Das Gewicht dieser 11 cm starken Vereisung betrug 5,2 kg/lfm. — Es entspricht also diese Vereisung

¹ Die Mastanlage als solche ist in einem in Heft 16 der Zeitschrift „Stahlbau“ 1933 erschienenen Aufsatz des Verfassers behandelt.

ungefähr der bei Berechnung von Hochspannungsleitungen zu berücksichtigenden Katastrophenlast.

Unter Abzug des Stahlseilquerschnittes errechnete sich das spezifische Gewicht der Vereisung mit 0,57. Ermittelt man nun auf Grund des spezifischen Gewichtes die Eislast für den gemessenen Durchmesser von 22 cm, so ergibt dies eine Belastung von rd. 21 kg/lfm, also ungefähr das Vierfache dessen, was bisher als Katastrophenlast betrachtet wurde.

Diese Vereisungen an den Hilfsabspannungen waren recht besorgniserregend, da die Seile allein durch das erhöhte Eigengewicht ganz enorme Zusatzbeanspruchungen erhielten und daher nicht imstande gewesen wären, den erhöhten Zugbeanspruchungen bei heftigem Wind zu widerstehen.

Vereisungen während der Wintermontage vorausschend, hatte man die Abspannseile nicht einfach, sondern doppelt genommen und um Rollen geführt, so daß ein Spannungsausgleich in den beiden Seilteilen, die durch Rauheis verschieden belastet waren, erfolgen konnte; auch war es immer möglich, durch rhythmisches Anschlagen an die Seile den Eispanzer teilweise zu entfernen.

Während dieser ganzen Montageperiode mußten die Leute beim Aufstieg zum Montageort die Steigleitern vom Eis befreien und auch auf der Montageplattform das Eis weghacken und durch Bestreuen mit Salz weitere Vereisungen zu verhindern trachten (Abb. 3).

Die Anschlüsse wurden mittels Lötlampe enteist, und nur auf diese Weise konnten einwandfreie Verbindungen hergestellt werden. — Die Kälte sank bis auf -14 bis -16° Réaumur. — Später setzten auch heftige Stürme ein. — Die Montagemannschaft war durch wollene Unterkleidung und Lederüberkleidung gegen Wind und Kälte geschützt und hielt rd. vierstündige Schichten durch, ohne sich in der Bauhütte zu erwärmen, da ihnen nach einer



Abb. 2. Vereister Knotenpunkt.



Abb. 3. Innenansicht des Mastes mit vereister Steigleiter.

solchen Erwärmung der Aufenthalt im Freien unerträglich geworden wäre. — Es traten keinerlei Erfrierungserscheinungen auf, und es ist der Umsicht der Montageleitung und der besonderen

Eignung der Monteure selbst zu verdanken, daß sich kein Unfall während der ganzen Montage ereignete

Erst als der Mast nach schweren Frühjahrsstürmen mit den endgültigen Abspannungen verhängt war, trat im März günstigeres Wetter ein, das die rasche Beendigung der Montage ermöglichte.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß trotz der schwierigen Verhältnisse die Montierung nicht unterbrochen werden mußte und der Turm in vollkommen einwandfreier Weise errichtet

werden konnte. — Der Arbeitsfortschritt selbst war naturgemäß ein wesentlich geringerer als unter normalen Witterungsverhältnissen. Der Arbeitsmehraufwand betrug mehr als 100% der Arbeitszeit, welche die Montage des zweiten Turmes in den günstigen Herbstmonaten des Jahres 1933 erforderte

Die Errichtung des Antennenmastes während der Wintermonate bildet einen neuen Beweis für den Vorzug der Stahlbauweise, die selbst im strengsten Winter und in den größten Höhen durchgeführt werden kann.

DIE STAHLKONSTRUKTION DES NEUBAUES FÜR DAS KAISER-WILHELM-INSTITUT FÜR EISENFORSCHUNG, DÜSSELDORF.

Von Ing. E. Wex, Dortmund.

Das Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung in Düsseldorf, welches bisher in einem verfügbaren Werkstattegebäude von „Rheinmetall“ ein vorläufiges Unterkommen gefunden hatte, plante schon seit Jahren einen Neubau. Trotzdem die städtischen Behörden ein großes Interesse an diesem Neubau hatten und ihn nach Kräften förderten, war es doch erst nach dem Systemwechsel möglich, aus Mitteln der „Öffa“ auf Grund des Reinhardt'schen Gesetzes die Finanzierung dafür sicher zu stellen. Der wirtschaftliche Träger des Neubaus ist der Verein Deutscher Eisen-

und nehmen also den Wind auf die Längswand auf. Die übrigen Stützen sind einstielig und unten eingespannt (Abb. 2). Auf der dem Stahlskelettbau zugewandten Seite geht an der ganzen Stirnseite der sieben Hallen ein zweigeschossiges Bürogebäude von gleichfalls 6 m Breite entlang, dessen Stockwerkrahmen in der Längsrichtung der Hallen laufen und den Wind auf die Giebelwände aufnehmen. Um jedoch der Halle eine größere Steifigkeit zu geben, sind die einstieligen Stützen auch in der Längsrichtung der Hallen eingespannt.

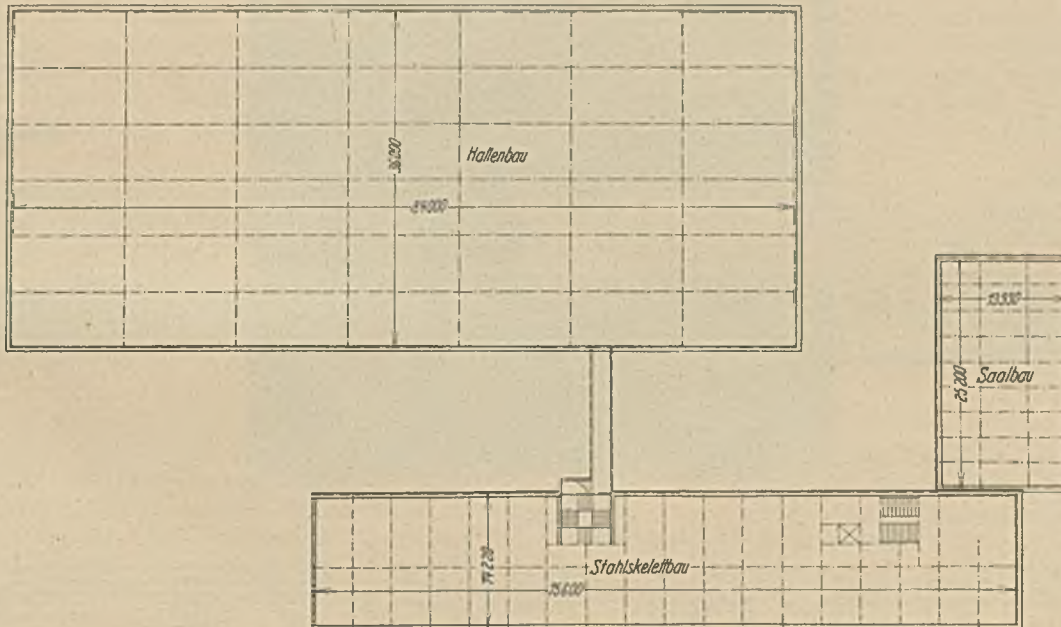


Abb. 1.

hüttenleute. An der Sicherstellung sind alle deutschen Eisenhüttenwerke beteiligt, für welche die wissenschaftliche Bearbeitung aller den Stahl betreffenden Fragen von größter Bedeutung ist. Es sei in diesem Zusammenhang auf die Wichtigkeit der Konkurrenzfähigkeit gegenüber dem Auslande hingewiesen, welche bei der schwierigen wirtschaftspolitischen Lage der deutschen Industrie gegenüber der ausländischen nur durch Qualität erreicht werden kann.

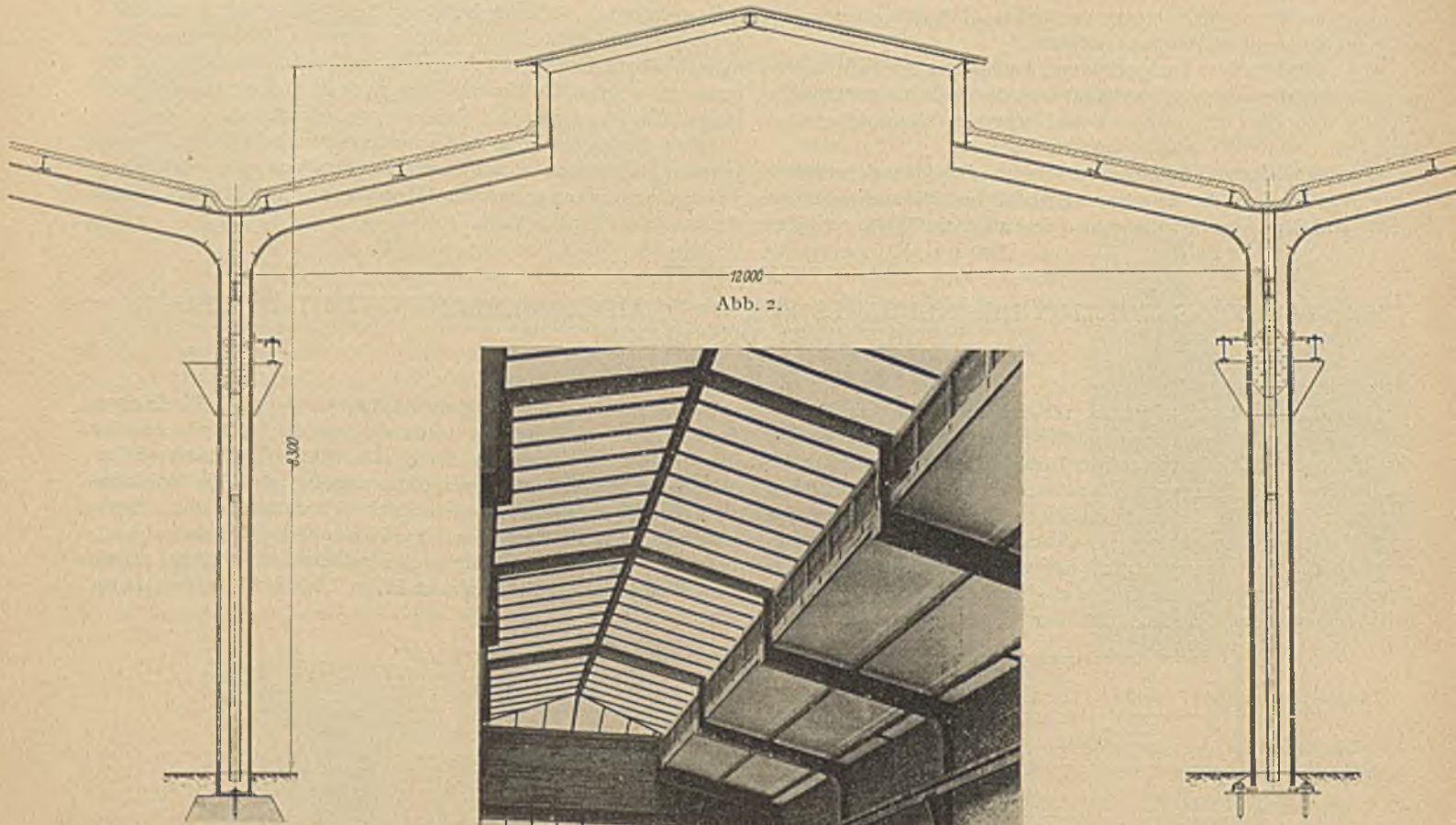
Der Neubau besteht aus einem vierstöckigen Bürogebäude und dem Werkstättenbau, welche durch eine Brücke miteinander verbunden sind (siehe Abb. 1).

Entsprechend der Bestimmung, welche die Gebäude zu erfüllen haben, ist auch der Konstruktionstyp des Stahlbaues ein grundverschiedener. Wir haben zu unterscheiden zwischen dem Hallenbau für die Werkstätten und dem Stahlskelettbau für das viergeschossige Bürogebäude.

Der Hallenbau besteht aus sieben Hallen von 12 m Binderstützweite und 30 m Länge bei 6 m Binderentfernung. Die Rahmen der ersten und letzten Halle sind als Zweigelenrahmen ausgebildet

Die Zweigelen- wie auch die Einstielrahmen bestehen aus einem 10 mm starken Stehblech mit 320 mm breiten Nasenlamellen. Die geschweißte Konstruktion mit ihren einfachen glatten Formen erzielt eine gute architektonische Wirkung. Die Einstielrahmen haben nur einen Stoß, der in die Höhe der Kranbahn gelegt ist, so daß er wenig in die Augen fällt. Das Blech der Kranbahnkonsolen ist wegen der größeren Festigkeit durch die an dieser Stelle geschlitzten Nasenlamellen hindurchgesteckt, unten mit dem Stehblech der Stütze durch X-Naht verschweißt und oben durch den vorgenannten genieteten Stoß mit dem Eckblech verbunden. Bei den Zweigelenrahmen ist jeder Stiel in Höhe der Kranbahn und außerdem der Riegel im Dachfirst mit einem genieteten Montagestoß versehen. Die Belichtung der Hallen geschieht vermittelst durchgehender Lichtbänder in den Außenwänden und durch die Oberlichter der mittleren Hallen. Die aus I 16 zusammengeschweißten Oberlichtrahmen sind aus der Skizze Abb. 2 und der Photographie Abb. 3 ersichtlich.

Betreffs der Ausführung in der Werkstatt ist erwähnenswert, daß für die Bearbeitung der geschweißten Rahmen eine genaue



12 000
Abb. 2.

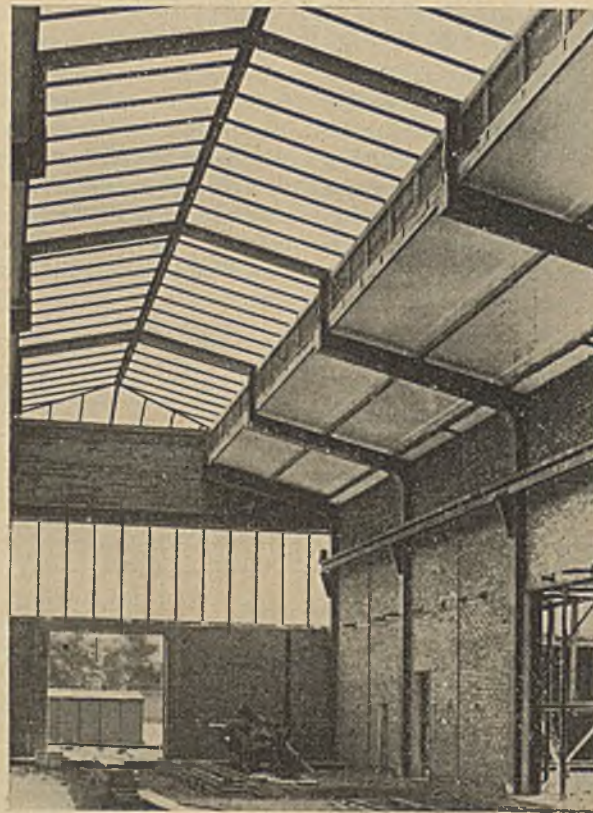


Abb. 3.

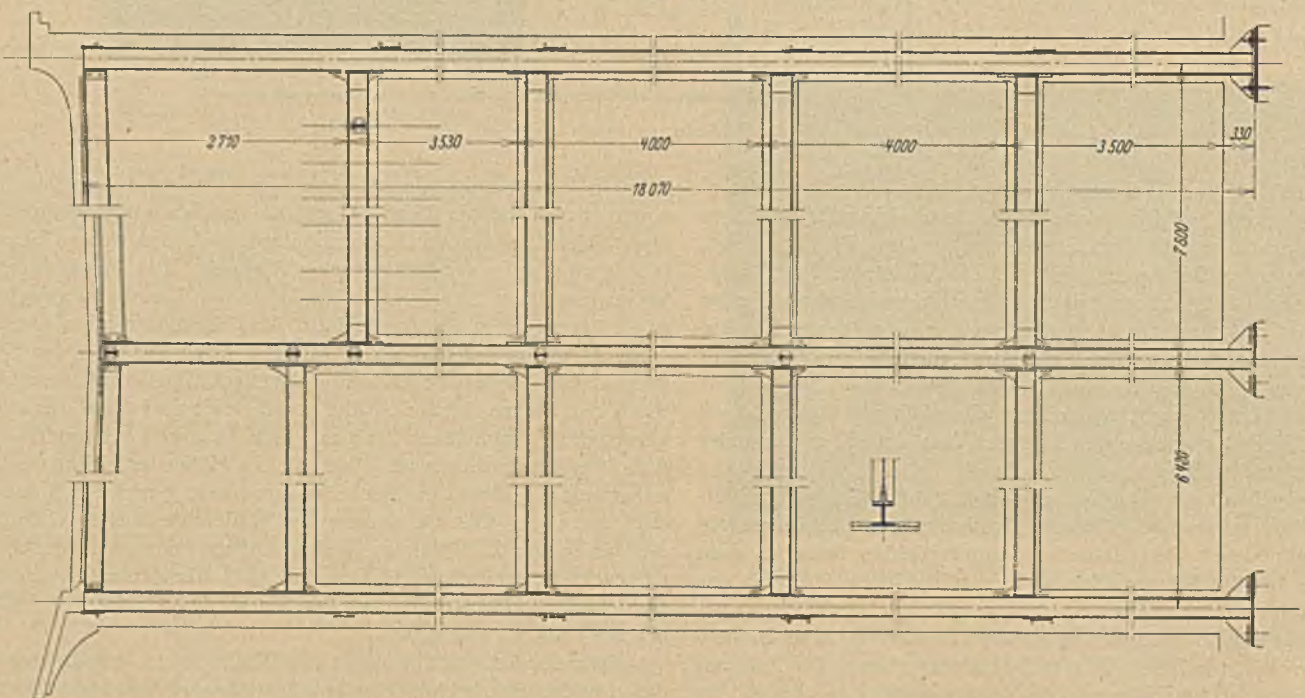


Abb. 4.

Vorschrift ausgearbeitet wurde, welche die Reihenfolge der Arbeiten genau festlegte. Die Montage der sieben Hallen erfolgte mit Hilfe von 2 Schwenkmasten in der Zeit von drei Wochen. Die Reichweite der Masten war derart, daß sie imstande waren, von drei Plätzen aus den ganzen Hallenraum zu bestreichen, so daß nur ein zweimaliges Verschieben erforderlich war.

Die Rahmen des Stahlskelettbaues (Abb. 4), welche in 4,2 m Abstand voneinander stehen, bestehen aus Breitflanschprofilen. Die Einspannung der Riegel an den Stielen erfolgt durch ein Winkel-eisenpaar, welches an den Riegelenden angeschweißt ist und bei der Montage mit den Stützen verschraubt wird. Um für die in den Schrauben auftretenden Zugkräfte einen möglichst großen Hebelarm zu gewinnen, müssen die Winkel-eisen länger sein, als es die Höhe der Riegel zuläßt. Zu dem Zweck sind die Flansche der Riegel geschlitzt und die Anschlußwinkel in diese Schlitz-einge-lassen. Der durch den Schlitz verlorene gehende Querschnitt wird durch Voranschweißen der Anschlußwinkel ersetzt. Die Festigkeit dieser Verbindungen war vor ihrer Verwendung im Institut ge-prüft. Die Tragkonstruktion wurde als dreistieliger Stockwerk-

rahmen mit eingespannten Füßen nach dem Verfahren von „Unold“ gerechnet (1931, Stahlbau Heft 9). Die Verwendung der Breitflanschträger ermöglichte eine große Raumersparnis, die sich noch dadurch erhöhte, daß für die Stiele St. 52 verwandt wurde. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion betrug 681 t, davon 105 t St. 52.

Der Entwurf des Baues stammt von dem Architekten Regie-rungsbaumeister a. d. Blecken, Duisburg. Die statische Be-rechnung und technische Beratung war dem Zivil-Ing. Lan-g-e, Düsseldorf, übertragen. Generalunternehmer für die Ausführung der Bauten ist die Hoch-tief A.-G. in Essen/Ruhr. Die Stahl-konstruktion der Werkstatthallen wurde von der Dort-munder Union A.-G. ausgeführt, während die des Stahl-skelettbaues von den drei Firmen Gutehoffnungshütte, Krupp-Rheinhausen und Hein, Lehmann & Co. ge-meinsam geliefert und von der letzteren Firma allein montiert wurde. Die Federführung und Konstruktions-Durcharbeitung der Stahlkonstruktion lag in den Händen der Dortmunder Union.

VORBERICHT ÜBER DEN BAU DER STRASSENBRÜCKE ÜBER DEN RHEIN ZWISCHEN NEUWIED UND WEISSENTHURM.

Von Dr.-Ing. Tils, Köln,

Zwischen Neuwied und Weisenthurm besteht seit vielen Jah-ren ein Fährbetrieb — ein Dampf- und ein Dieselmotorboot mit ange-seilter Wagenschale —, dessen hohe Verkehrszahlen schon er-kennen lassen, wie rege die wirtschaftlichen Beziehungen zwischen den beiden Rheinufern sind. So wurden z. B. im Jahre 1929 mit

wobei besonders darauf zu achten war, daß sich die äußeren Linien der Brücke möglichst zwanglos den beiderseitigen Rheinufern an-paßten. Auf der Neuwieder Seite wird das ganze Ufer beherrscht durch die stark betonte Horizontale der gewaltigen Hochwasser-mauern. Das Weisenthurmer Steilufer wird durch hohe Garten-

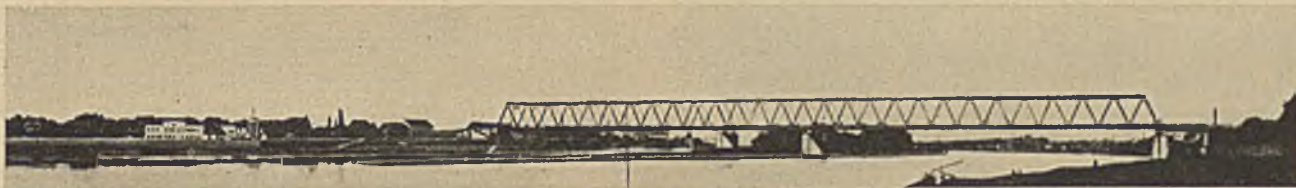


Abb. 1. Gesamtphoto (Entwurf).

dieser Fähr 804 912 Personen und 21 981 Fahrzeuge befördert. Die Unzulänglichkeit aller Fährbetriebe, insbesondere deren Be-hinderung durch lange Schleppzüge und dichten Nebel, ihr Ver-sagen bei Eisgang und Hochwasser mußten sich daher hier ganz besonders lästig auswirken. Die vorbereitenden Schritte für den Bau einer Rheinbrücke reichen daher auch schon viele Jahrzehnte zurück. Daß sie erst im Jahre 1933 zum Ziele führten, lag in der Hauptsache an den Schwierigkeiten, die sich der Finanzierung früher entgegenstellten.

Durch dieses Projekt, das genau an der gleichen Stelle vorge-sehen ist, wo vor mehr als 2000 Jahren Julius Cäsar seine erste Rheinbrücke schlug, wurde eine neue wichtige Fernverbindung zwischen Saargebiet, Moselland, Westerwald, Siegerland und In-dustriegebiet geschaffen. Die heutige Regierung erklärte sich denn auch sofort bereit, im Rahmen des Reinhardtschen Arbeitsbeschaf-fungsprogrammes die unverzügliche Durchführung des Projektes zu ermöglichen.

Wenn auch in früheren Jahren manche örtliche und technische Vorfrage bereits geprüft und die verschiedensten Pläne über Lage, System und ungefähre Kosten aufgestellt waren, so mußte nunmehr doch binnen kürzester Frist eine endgültige Gesamtlösung gefunden werden, da mit den Bauarbeiten baldigst begonnen und die Fertig-stellung bis zum Herbst 1935 erreicht werden sollte. Von der Bau-leitung, in der Bauherr, Architekt und Ingenieur eng zusammen-arbeiten, wurde zunächst das für die Ausführung geeignetste Brückensystem endgültig festgelegt. Man entschied sich für eine Balkenbrücke mit Parallelgurten (Abb. 1). Maßgebend für diese Wahl war die Wirkung des künftigen Bauwerkes in der Landschaft,

mauern gesäumt. Unter diesen Verhältnissen erschien eine diesen straffen Uferlinien angepaßte horizontale Brückenform als die beste Lösung, zumal infolge einer vorgelagerten Insel zwei ungleich breite Stromarme zu überbrücken waren. Die Ungleichmäßigkeit der beiden Rheinarme sprach von vornherein gegen die Wahl einer Bogenbrücke, da dieselbe zwei verschiedenen hohe Bögen hätte aufweisen müssen, von denen der größte etwa 30 m hoch geworden wäre. Ähnliche Gründe sprachen auch gegen eine Hängebrücke, deren Kosten sich übrigens als derartig hoch erwiesen, daß eine Finanzierung unmöglich gewesen wäre.

Durch die von der Strombauverwaltung geforderte Mindesthöhe der Stahlkonstruktion über dem Wasserspiegel und durch ihr Ver-bot, auch nur einen Pfeiler innerhalb der beiden Stromarme zu stellen, ergab sich ein Brückensystem von 457 m Gesamtlänge, 4 Hauptpfeilern und Stützweiten von 178,75 m, 66,00 m und 212,16 m. Die großen Stützweiten hätten bei wirtschaftlichster Bauweise eine Höhe des Parallelträgers von etwa 20 m zur Folge gehabt. Unter Aufwendung nicht unerheblicher Mehrkosten wurde jedoch aus ästhetischen Gründen dem Parallelträger nur eine Höhe von 16 m gegeben. Die Fahrbahn mußte in Höhe des Untergurtes angelegt werden, da bei Lage der Fahrbahn über den Obergurten so gewaltige Rampenbauten notwendig gewesen wären, daß sie das Stadtbild mit seinen verhältnismäßig niedrigen Häusern ge-radezu erdrückt hätten.

Als Ausfuchung mußte der einfachste Linienzug gewählt wer-den, um den Blick des Beschauers nicht von den Hauptlinien des Ober- und Untergurtes auf die Füllstäbe zu lenken und das Brücken-bild nicht unruhig zu machen. Dies führte zur Wahl eines symmetri-

und fällt dann 1 : 38,4 bis zur linksrheinischen Provinzialstraße. An die Rheinbrücke zwischen den Hauptpfeilern 1 und 4 schließen sich Eisenbetonbalkenbrücken. Über den Reichsbahnhof Weißenthurm führt eine dem Hauptsystem nachgebildete 60 m lange stählerne Brücke.

Der ganze Brückenbau wurde, um möglichst vielen, insbesondere den heimischen Unternehmern Gelegenheit zur Mitarbeit zu geben, in 13 Lose unterteilt, von denen die Stahlkonstruktionen über den Rhein und die Reichsbahn, die 4 Hauptpfeiler und die anschließenden Eisen-

betonbrücken besonders hervorgehoben seien.

Um die möglichst schnelle Beschäftigung Arbeitsloser zu erzielen, wurden die Rampenschüttungen beschleunigt vergeben und ausgeführt. Ebenso mußten die Hauptpfeiler 4 und 3 sofort in Angriff genommen werden, um mit der Aufstellung der Stahlkonstruktion über dem Neuwieder Rheinarm beginnen zu können.

Auf Grund einer Ausschreibung des von der Neuwieder-Weißenthurmer Brückenbaugesellschaft gewählten Systems für die Rhein-



Abb. 2. Lageplan.

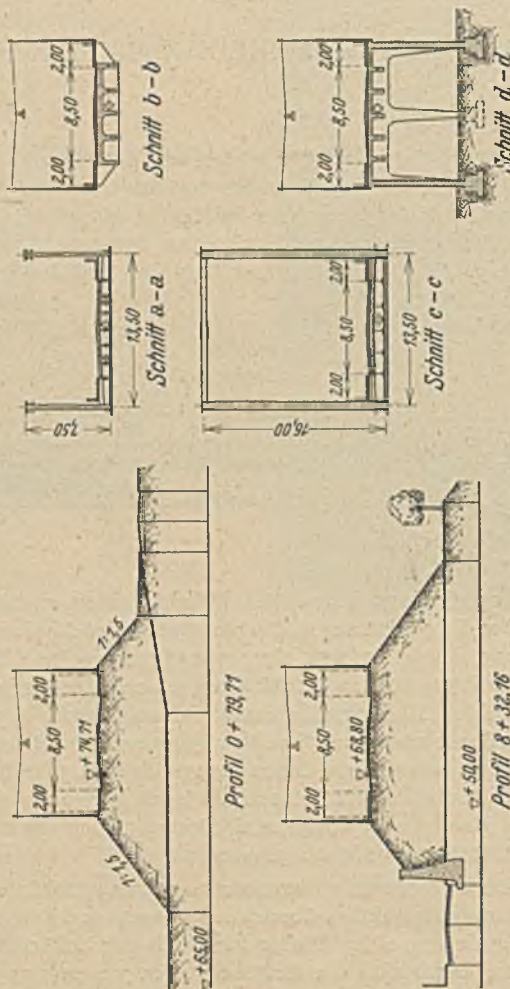


Abb. 3. Gesamtüberblick mit Einzelquerschnitten.

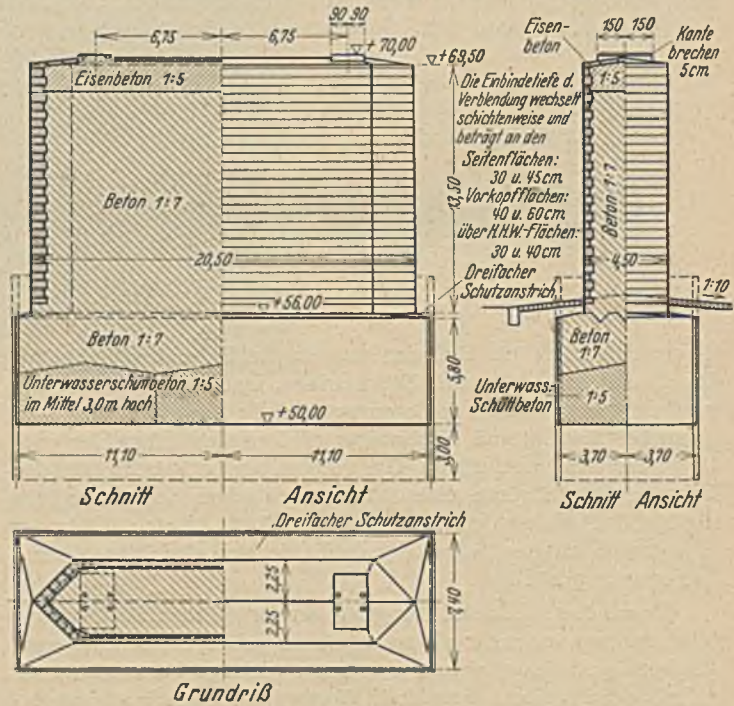


Abb. 4. Zeichnung Pfeiler 3

schen Strebzugs ohne Pfosten mit liegenden Endportalen. Durch letztere soll für das Auge ein harter Übergang von den sichtbaren Enden der Zufahrtsrampen vermieden werden.

Aus dem Lageplan (Abb. 2) ist die fast ganz gerade Verbindung der rechts- und linksrheinischen Provinzialstraßen zu erkennen. Auf der Neuwieder Seite (Abb. 3) steigt die Rampe mit Neigung 1 : 30 bis zum Hauptpfeiler 4, um die nötige Höhe von 9,10 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstand des rechten Rheinarms zu erreichen. Von hier ab steigt die Brücke gleichmäßig 1 : 127,5 m bis zur Brücke über die Reichsbahn in Weißenthurm

brücke wurde einer Arbeitsgemeinschaft großer Stahlbaufirma der Zuschlag erteilt und sogleich an die Ausarbeitung der Berechnungen und Zeichnungen gegangen, da noch bis Ende 1934 die Stahlkonstruktion zwischen Pfeiler 4 und 3 fertig werden soll.

Der Uferpfeiler 4 auf der Neuwieder Seite wurde auf gewachsenem Kies gegründet. Wegen der schwefelhaltigen Hochofenschlacke, die an dieser Stelle in einer Mächtigkeit von etwa 3 m durchbrochen werden mußte, ist er mit einem abgedichteten Trog zwischen Spundeisen (Larssen I) gesichert. Die Pfeiler 1, 2 und 3 sind gleichfalls in offener Baugrube zwischen Spundeisen (Krupp II bzw. III) auf gewachsenem Kies gegründet worden (Abb. 4 u. 5). Die Spundeisen des Pfeilers 1 wurden etwa 50 cm in den unter dem Kies anstehenden Schieferfelsen gerammt. Nachdem die Bau-

gruben zwischen den Spundeisen ohne Wasserhaltung ausgehoben waren, wurde der Beton im Kontraktorverfahren bis zu einer Mächtigkeit von rd. 3,0 m eingebracht. Bei Pfeiler 2 auf der Insel, bei dem der ausgehobene Kies teilweise unrein war, mußte die Sohle durch Absaugen entschlammt werden. Die durch Eisen-



Abb. 5. Photo-Pfeiler 3.

betonwände zwischen den Spundeisen für den Kontraktorbeton abgetrennten Felder wurden bis zu 60 m² (etwa 200 m³ Beton) groß gemacht. Es hat sich gezeigt, daß bei richtiger Wahl der Betonmischung unbedenklich bis zu dieser Größe gegangen werden kann. Natürlich wurde mit 2 Betonmischern und in einem Arbeitsgang betoniert (Abb. 6 u. 7). Die Mischung 1: 5 läßt diese Arbeitsweise ohne weiteres zu. Als Zement für alle Bauwerke wurde Traßzement 50: 50 (Dyckerhoff-Wicking-Werke Neuwied) verwandt, der eine gute Plastizität aufweist. Nach einer Erhartungszeit von 4—5 Tagen wurden die Baugruben leergepumpt (Abb. 8),

die Betonoberfläche wurde gereinigt und aufgeraut und der Pfeilerschaft im Trockenen aufbetoniert. Alle Pfeiler sind mit Basaltlava in Schichten von 45 cm Höhe verblendet, Binderschichten 45 cm, Läuferschichten 30 cm tief. Der Schaft des Pfeilers 3, der das feste Lager trägt, erhielt an den Breitseiten hinter der Verblendung eine Eisenbewehrung. Die Auflagerbänke aus nor-

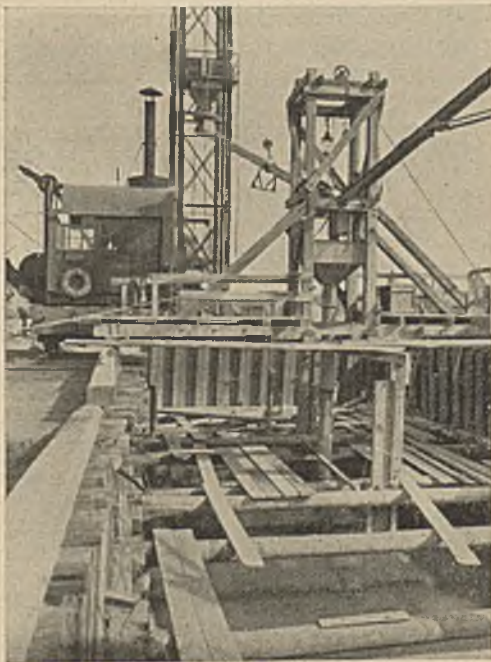


Abb. 6. Betoniervorgang.

Am 1. Mai begannen die Rammarbeiten (Abb. 10) für das Gerüst durch den rechten Rheinarm, und es konnte mit dem Verlegen der Kranbahn für den Aufbau der Stahlkonstruktion begon-

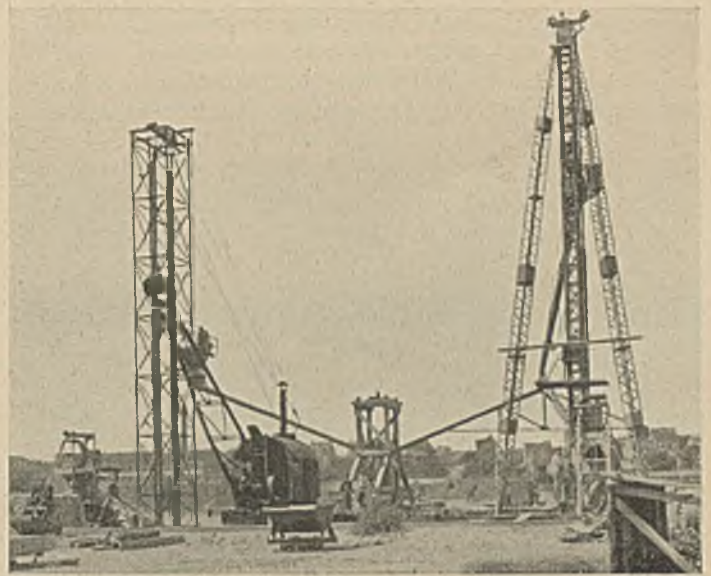


Abb. 7. Betoniervorgang.

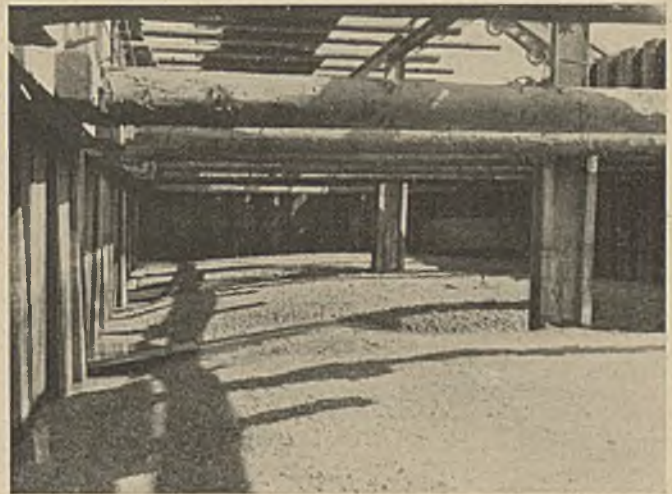


Abb. 8. Photo der leergepumpten Baugruben.

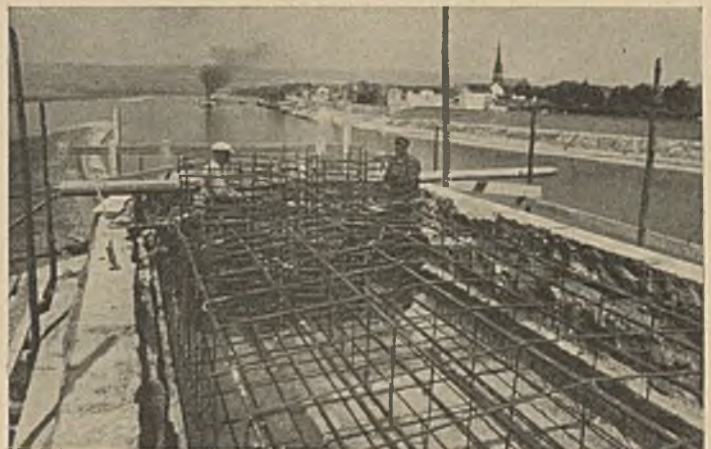


Abb. 9. Lagerbewehrung.

malem Beton mit Ringbewehrung unter den Auflagern wurden in einem Arbeitsgang hergestellt (Abb. 9).

Die Arbeiten für Pfeiler 4 führte das Baugeschäft W. Meurer in Neuwied, die Pfeiler 1, 2 und 3 die Bauunternehmung Wiemer & Trachte G. m. b. H. in Dortmund aus. Trotz der überaus kurzen Bauzeit von wenigen Wochen konnten die Pfeiler 4 und 3 dank des niedrigen Rheinwasserstandes den Stahlbaufirmen am 1. Mai bzw. 1. Juni übergeben werden.

nen werden, so daß bereits am 15. Juli die ersten Brückenteile verlegt wurden.

Die Brücke über den Rhein besteht aus einer durchlaufenden Balkenbrücke mit parallelen Gurten von 16,00 m Höhe auf 4 Stüt-

zen. Die Stützweiten von 178,75, 66,00 und 212,16 m ergeben eine Gesamtlänge von 456,91 m. Die Felderteilung ist in den drei Öffnungen fast gleich und zwar 16,25—16,50—16,32 m. Der Hauptträgerabstand von 13,50 m setzt sich zusammen aus:

1. 2.0,50 m Hauptträger 1,00 m
2. 2.2,00 m Gehstegen 4,00 m
3. 8,50 m Fahrbahn 8,50 m.

Aus dem Querschnitt (Abb. 11) sind die Einzelheiten zu erschen.

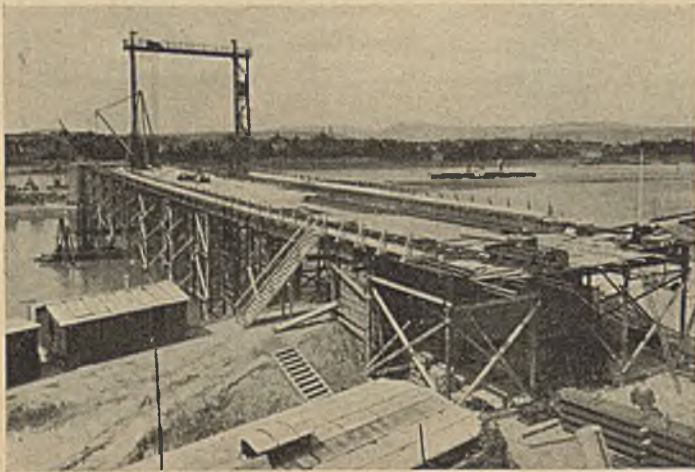


Abb. 10. Aufstellungsgerüst.

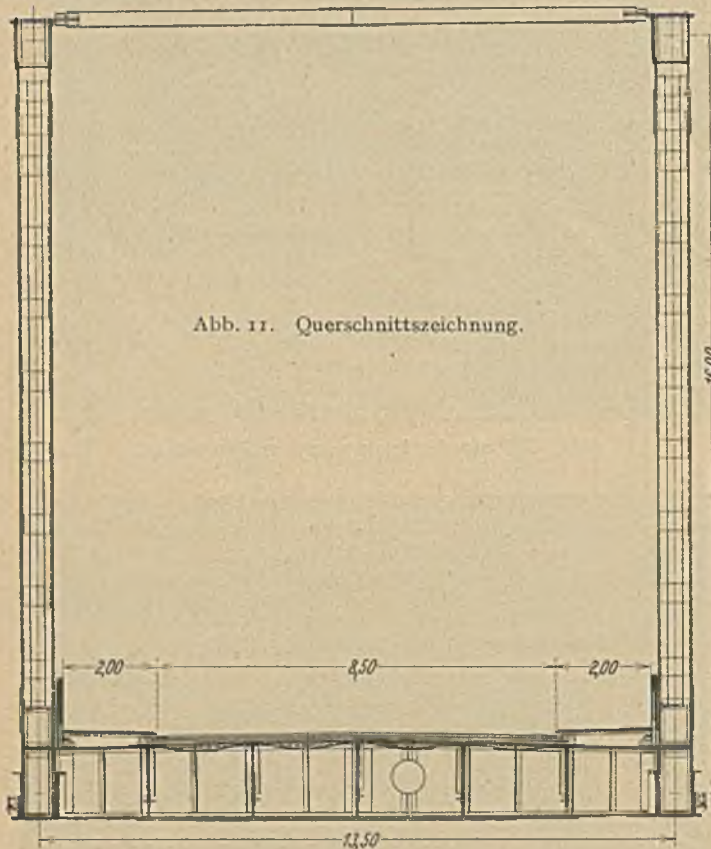


Abb. 11. Querschnittszeichnung.

Die Fahrbahn wird gebildet aus Buckelblechen — 8 mm stark —, einem Fülleichtbeton zur Herstellung des Quergefalles 1:50; darauf Abdichtung — 2 Bitumengewebepahnen — mit Schutzschicht aus Beton mit Stahlgewebeeinlage 2,5 cm und Walzasphaldecke von 6 cm.

Die Gehwege wurden zwischen die Hauptträger gelegt, um möglicherweise später diese zur Verbreiterung der Fahrbahn hinzunehmen zu können. Die Gehwege können dann außerhalb der Hauptträger auf Konsolen verlegt werden.

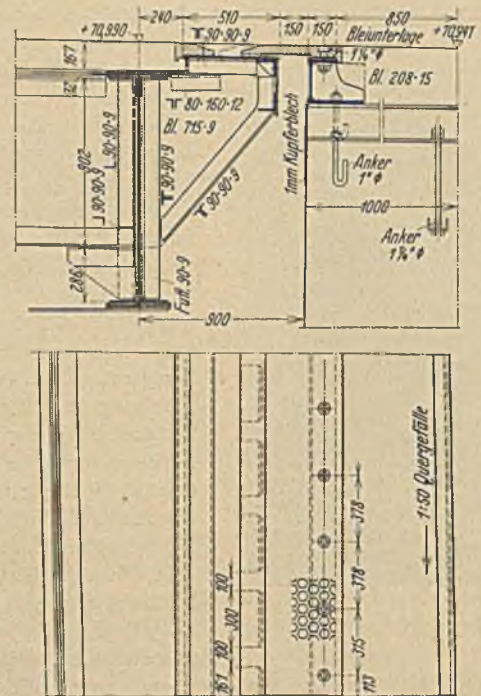


Abb. 12. Zeichnung der Gleitbleche.

Alle tragenden Stahlbauteile bestehen aus St. 52. Die neben-sächlichen Bauglieder wie Bindebleche, Schotte, Fahrbahnverbände, Aussteifungswinkel gegen Ausbeulen, Geländer u. ä. sind aus St. 37 hergestellt, um die Kosten zu verringern. Diese Teile bilden etwa 25% des Gesamtgewichts von rd. 3700 t. Die Abnahme des Stahls erfolgt gegen Werksatteste, die Abnahme der Stahlbauteile durch die Abnahmeämter der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Das feste Lager auf Pfeiler 2 teilt die Brücke in 2 fast gleiche Teile von rd. 212 und 235 m Länge, so daß die Ausdehnung nach beiden Enden fast gleich ist. Die Überbrückung der Bewegungsfuge ist nach Abb. 12 ausgebildet. Die Gleitbleche haben eine wabenförmige Lochung.

Der Baufortgang ist so gedacht, daß bis zum Winter 1934 die Stahlkonstruktion bis Pfeiler 3 freigesetzt wird. Der 212 m-Überbau soll im Jahre 1935, z. T. mit freiem Vorbau über etwa 100 m, aufgestellt werden.

Der Auftrag auf die Erstellung der Stahlkonstruktion der Strombrücke wurde einer Arbeitsgemeinschaft der 5 Firmen Hein, Lehmann & Co. A. G., Düsseldorf — Gutehoffnungshütte A. G. Sterkrade — Hilgers A. G., Rheinbrohl — August Klönne, Dortmund — M. A. N., Werk Gustavsburg, erteilt; hierbei hat die Firma Hein, Lehmann & Co. A. G. die Federführung, die gesamte Entwurfsbearbeitung und die Leitung der Montage. Die Brücke über die Reichsbahn liefert und montiert Hilgers A. G. Für die anschließenden Eisenbetonbrücken sind die Entwürfe z. Z. noch in Bearbeitung.

Der Bau wird ausgeführt von der Neuwied-Weißenthurmer Brückenbaugesellschaft m. b. H. unter Vorsitz des Herrn Bürgermeister Krups von Neuwied. Die architektonische Gestaltung und Beratung besorgt Herr Architekt B. D. A. Walter Furthmann, Düsseldorf. Die Oberleitung des Baues hat der Verfasser übernommen. Die örtliche Leitung des Büros und Baues liegt in Händen von Herrn Dipl.-Ing. Homberg.

BERICHT DES DEUTSCHEN STAHLBAU-VERBANDES ÜBER DAS GESCHÄFTSJAHR 1933.

Von Direktor Dr. Oelert, Geschäftsführer des Deutschen Stahlbau-Verbandes.

Die tatkräftige Fürsorge der Regierung zur Beseitigung der Arbeitslosigkeit und im besonderen die im Zusammenhang damit stehenden Arbeitsbeschaffungsmaßnahmen — Bau der Reichsautobahnen — haben auch der deutschen Stahlbauindustrie einen fühlbaren Auftrieb gegeben. Freilich hat sie noch nicht den Sprung so weit nach vorn getan, daß die Betriebe wieder voll beschäftigt wären. Dafür fehlt noch so gut wie völlig die Ausfuhr und sind die aufkommenden Arbeitsmengen bei der Vielzahl der Firmen unzureichend. Auch findet der Stahlbau aus naturgegebenen Gründen ungleich weniger Beschäftigungsmöglichkeiten aus den einzelnen Arbeitsbeschaffungsprogrammen als beispielsweise das reine Hoch- und Tiefbaugewerbe. Die Beschäftigung der Firmen liegt zur Zeit bei etwa 50% gemessen an den Verhältnissen von 1912. Gegenüber dem Tiefstand von 12% im Jahre 1932 selbstverständlich ein außerordentlich erfreuliches Bild, das uns auch durchaus berechtigt, voller Zuversicht und festen Vertrauens in die Zukunft zu blicken.

Mit der Wiederbelebung unserer Industrie konnte auch dem Versuchswesen wieder eine Förderung im Rahmen der früheren Arbeiten zuteil werden. So wurden die jahrelangen Dauerfestigkeitsversuche mit Nietverbindungen nunmehr mit Wechselfestigkeitsversuchen (Zug- und Druckbelastung) abgeschlossen. Hierzu diente die neue Prüfmaschine im Materialprüfungsamt Stuttgart, an deren Beschaffung der Deutsche Stahlbauverband maßgebend beteiligt war. Bewerksenswert ist, daß die Schwingungswerte, die bei oftmaligem Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung ertragen wurde, weit größer war als bei oftmals wiederholter Zugbelastung (Schwellzugfestigkeit). Bisher wurden nur Nietverbindungen aus St 52/44 untersucht. Hierbei betrug bei 500 000 Lastwechseln die Schwingungswerte, die noch zum Bruche führte, bei zweireihigen Nietverbindungen unter Wechselbelastung 28 kg/mm² und unter Schwellzugbelastung 17,5 kg/mm². Das Verhältnis der Schwingungswerte ist mithin 1,6 : 1. Es ist bei dreireihigen Nietverbindungen aus St 52/44 kleiner, aber nur wenig. Die hohen Wechselbelastungen wurden allerdings von verhältnismäßig großen Formänderungen begleitet. Diese Versuchsergebnisse vervollständigen nunmehr die Arbeitsfestigkeitslinie für Nietverbindungen aus St 52/44.

An der Materialprüfungsanstalt Stuttgart wurde auch der Einfluß des Verhältnisses $\sigma : \tau$ auf die Dauerfestigkeit der Nietverbindungen geklärt. Aus den interessanten Ergebnissen sei nur herausgegriffen, daß bei dynamisch beanspruchten Nietverbindungen das Verhältnis $\sigma : \tau$ nicht kleiner als 1 : 0,9 bei St 37/34 und 1 : 0,8 bei St 52/44 sein sollte. Mit diesen Erkenntnissen stehen unsere jetzigen Vorschriften nicht in Widerspruch. Erfreulich ist, daß die Scherbeanspruchung bei Nietverbindungen St 37/34 danach sogar noch heraufgesetzt werden könnte, wie es für den Hochbau (DIN 1050) geschehen ist.

Untersuchungen zur Klärung des Einflusses der Nietverfahrene auf die Dauerfestigkeit von Nietverbindungen sind noch in der Durchführung begriffen. Angestrebt wird eine Erhöhung der Dauerfestigkeit durch Verbesserung des Reibungsschlusses der Verbindung und eine möglichst vollkommene Ausfüllung des Nietloches durch den Nietschaft. Hierbei spielt die Frage eines geeigneten Zwischenanstrichmittels eine besondere Rolle.

Ein zusammenhängender Bericht über die jahrelangen Dauerfestigkeitsversuche mit Nietverbindungen erscheint demnächst von Prof. Graf.

Gemeinsam mit der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und dem Preußischen Finanzministerium war der Deutsche Stahlbauverband bei Windkanalversuchen mit fachwerkartigen Gebilden beteiligt. Untersucht wurde insbesondere die gegenseitige Beeinflussung zweier hintereinander liegender Fachwerkträger, wie sie den Hauptträgern von Brücken entsprechen, und zwar in Abhängigkeit von dem Stabsystem (Volligkeitsgrad), von dem gegenseitigen Abstand der beiden Träger und dem Deckungsgrad. Das Ergebnis bestätigt im großen und ganzen die Zweckmäßigkeit

unserer Reichsbahnvorschriften. Ein ausführlicher Bericht erscheint in Kürze von Prof. Flachsbart.

Die Versuche an Stahlstützen mit Betonkern (I-Profile), über die schon ein ausführlicher Bericht erschienen ist¹, wurden mit Unterstützung des Materialprüfungsamtes Dahlem für außerordentliche Belastungen fortgesetzt. Erfreulicherweise ergab sich, daß selbst bei beträchtlichen Außermittigkeiten eine Verbundwirkung wider Erwarten vorhanden ist. Jedenfalls ist der Abfall der Knickspannungen bei den Stützen mit Betonkern kaum größer als bei den reinen Stahlstützen gleicher Ausbildungsart. Der Bericht wird ebenfalls demnächst veröffentlicht, so daß dann der Zeitpunkt gekommen ist, ein neues Berechnungsverfahren aufzubauen. Hierzu bedarf es allerdings noch der Lösung einiger konstruktiver Fragen, die aber nicht so schwierig sind wie ursprünglich angenommen wurde.

Die umfangreiche Versuchsanlage im Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem, die der Durchführung von Brandversuchen an verschiedenartig ummantelten Stahlstützen unter Belastung dienen soll, konnte nunmehr fertiggestellt werden, so daß schon in den nächsten Wochen mit dem Beginn der Versuche zu rechnen ist.

Die Anwendung der Schweißtechnik im Stahlbau hat beträchtliche Fortschritte zu verzeichnen. Das Interesse an ihrer Entwicklung ist in allen Kreisen außerordentlich groß. Der Ausschuß für Versuche im Stahlbau, auf den sich durch die Auflösung des Kuratoriums für Dauerfestigkeitsversuche an Schweißverbindungen beim V.D.I. der Schwerpunkt dieser Forschungsarbeiten wieder verlagert hat, führt zur Zeit ein umfassendes Programm zur Klärung neuerer Fragen auf diesem Gebiet durch. So soll festgestellt werden, wie am zweckmäßigsten die geschweißten Stöße von Biegesträgern (Walzprofil- und Blechträger) bei voller Ausnutzung des Querschnittes auszubilden sind. Hieran arbeiten die Materialprüfungsanstalten Stuttgart und Dresden. Das Materialprüfungsamt Dahlem wird die gleiche Frage unter Berücksichtigung der Wärmespannungseinwirkung zu klären suchen. Im Zusammenhang hiermit werden auch Knickversuche durchgeführt, die vollständig geschweißte Stöße (Stumpfnäht) aufweisen.

Das Berichtsjahr stand wie wohl noch keins seiner Vorgänger im Zeichen der Umarbeitung alter und der Herausgabe neuer Vorschriften auf unserem Fachgebiet oder auf Grenzgebieten. Unsere Mitarbeit erstreckte sich u. a. auf die „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE)“; „Technische Vorschriften für Stahlbauwerke“; DIN 1050 „Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau“; DIN 4100 „Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten“; DIN 1913 „Schweißdraht für Gas- und Lichtbogenschweißung von Stahl“; DIN 1055 „Belastungsannahmen im Hochbau“; DIN 4102 „Widerstandsfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen gegen Feuer und Wärme“; DIN 4110 „Technische Bestimmungen für die Zulassung neuer Bauweisen“ und „Vereinheitlichung der Begriffe im Bauwesen“.

Eng verbunden mit der Neuregelung der zulässigen Beanspruchungen für stählerne Eisenbahnbrücken waren Fragen der Herstellungstechnik, so daß auch die Neubearbeitung der „Technischen Vorschriften für Stahlbauwerke“ erforderlich wurde.

An der Förderung der bautechnischen Luftschutzmaßnahmen hat sich der Deutsche Stahlbauverband stark beteiligt in der Erkenntnis, daß die Stahlbauweise in besonderem Maße berufen ist, diese vaterländische Aufgabe mit zu lösen.

Mit den Hochschulen und anderen wissenschaftlichen Instituten und Organisationen verband uns nach wie vor eine innige Zusammenarbeit und ein reger Erfahrungsaustausch.

Mit diesen kurzen Angaben muß sich der Bericht begnügen, da der enge zur Verfügung stehende Raum nicht gestattet, Ausführlicheres über die umfangreichen technisch-wissenschaftlichen Arbeiten des Deutschen Stahlbau-Verbandes mitzuteilen.

¹ s. „Stahlbau“ Heft 7/8, 1934.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zweiter Bericht des englischen Ausschusses zur Erforschung der Stahlbauweisen¹.

Der vorliegende zweite Band² enthält viele Mitteilungen über die wortvollen Untersuchungen des englischen Ausschusses zur Erforschung der Stahlbauweisen, die auch bei uns Beachtung verdienen. Nachstehend wird über einige der wichtigsten Ergebnisse kurz berichtet.

Die Beanspruchungen der Stützen von Stockwerkrahmen und die bei der Knickberechnung anzunehmenden „freien Knicklängen“ hängen insbesondere vom Grad der Einspannung der Stabenden, von der anfänglichen Krümmung und den an den Stabenden übertragenen Einspannungsmomenten ab. Diese Einflüsse untersucht J. F. Baker für Rahmen mit vollkommen starren und solche mit halbsteifen (= etwas nachgiebigen) Anschlüssen der Unterzüge an die Stützen. Der Winkel γ , um den sich die verbundenen Teile gegeneinander drehen, wenn ein Biegemoment von der Größe Eins übertragen wird, gibt ein Maß für die Steifigkeit des betreffenden Anschlusses. Die Steifigkeiten γ sind für viele im Hochbau übliche Eckverbindungen durch umfangreiche Versuchsreihen bestimmt worden. Die Einspannung infolge der Torsionssteifigkeit der senkrecht zur Biegeebene liegenden Unterzüge ergab sich als belanglos.

Die bisherigen Versuche beziehen sich ausschließlich auf leichtere genietete und geschraubte Anschlüsse. Steife Verbindungen mit Eckblechen zwischen Stützen und Unterzügen wurden nicht betrachtet, was bei der Beurteilung des nachstehenden nicht außer Acht gelassen werden darf.

Bei einer mit der Wirklichkeit übereinstimmenden Berechnung von Stockwerkrahmen mit leichten Eckverbindungen ist danach neben den Stabquerschnitten auch die begrenzte Steifigkeit der Anschlüsse zu berücksichtigen, da diese in der Regel von beträchtlichem Einfluss auf die Größe der Biegemomente ist. Für die praktische Durchführung dieser Berechnungen werden einfache Methoden vorgeschlagen.

In Verfolgung dieser Einflüsse wurden an einem Stahlskeletthochbau umfangreiche Versuchsreihen durchgeführt, und zwar sowohl vor, als auch nach dem Umhüllen der Stahlkonstruktion. Die gemessenen Spannungen werden mit den nach drei Rechnungsannahmen theoretisch ermittelten Werten verglichen, nämlich A) wenn die Exzentrizität der Auflagedrucke des Unterzuges an den Stützen gleich der Entfernung von der Stützenachse bis zur Mitte der Auflagerung geschätzt wird, ohne weitere Einspannung der Stabenden, B) desgleichen bei behinderter Drehung des Unterzuges, wobei das Einspannungsmoment nach den von den Anschlußnieten aufgenommenen Kräften anhand von Erfahrungswerten geschätzt wird, C) für einen Rahmen mit halbsteifen Ecken, bei dessen Berechnung die an den einzelnen Anschlüssen beobachteten tatsächlichen Drehungen berücksichtigt wurden. Diese letztere Methode ist für das Entwerfen von Rahmen kaum brauchbar, sie hat lediglich den Zweck, einen der Wirklichkeit entsprechenden Vergleich zu ermöglichen. Dagegen ergibt die Methode B) auf einfachste Weise Biegemomente, die den beobachteten Werten nahe kommen.

Bei der Wiederholung der Messungen nach der Einbetonierung der Stützen usw. zeigten sich nach dem Bericht in den meisten Fällen keine wesentlichen Unterschiede gegenüber den Spannungen im nackten Stahlskelett. Der geringe Einfluß der Ummantelung der Stützen wird durch das Schwinden des Betons erklärt. Dagegen wirken die zwischen den Unterzügen gespannten Betondecken an der Aufnahme der Biegemomente mit und führen zu einer wesentlichen Entlastung der Druckgurte der Unterzüge, jedoch scheinbar ohne größere Rückwirkung auf die Einspannungsmomente an den Stützen.

C. Batho untersuchte die Steifigkeit der Anschlüsse verschiedener Bauart. Die Winkeländerung zwischen Stütze und Unterzug ist bei den vorläufig allein untersuchten leichten Anschlußbauweisen dem übertragenen Moment nicht proportional, sondern wächst in viel schnellerem Maße an. Die unelastischen Formänderungen sind für die Gebrauchslasten von der Größenordnung der elastischen, so daß bei der Entlastung beträchtliche Einspannungsmomente zurückbleiben. Aus den Versuchsergebnissen wird eine Methode zur angenäherten Bestimmung der tatsächlichen Einspannungsmomente hergeleitet. Es ist festzustellen, daß die Biegemomente in den Stützen selbst bei den nachgiebigsten Anschlüssen noch eine beachtliche Größe erreichen. Die Abmessungen der Unterzüge könnten demgemäß in der Regel kleiner gehalten werden.

Die örtliche Verformung der Stützen an der Stelle der Anschlüsse ist unwesentlich, wenn nur die Flansche der Unterzüge mit der Stütze verbunden sind, dagegen von nicht mehr zu vernachlässigender Größe, wenn auch der Steg angeschlossen ist. Diese Wirkungen können mit Hilfe der Theorie des Balkens auf elastischer Unterlage angenähert erfaßt werden.

Um bei den untersuchten verschraubten Verbindungen gleichartige Verhältnisse zu haben, wurden die Schrauben mittels eines neuartigen

Werkzeuges angezogen, das ein Überspannen ausschließt und das auch zur Messung der Anspannkraft dienen kann. Die Versuche über den Gleitwiderstand der geschraubten Verbindungen wurden fortgesetzt. Die Gleitlasten wurden für Proben mit Zwischenanstrich oder geölten Flächen von $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$ der Werte für trockene Verbindungen erhalten. Bei trockenen einschneidigen Verbindungen ist die Gleitlast 0,73 der Kraft für die entsprechenden zweischneidigen Verbindungen. Bemerkenswert ist, daß eine genügend hohe Gleitsicherheit nur bei Bolzen aus hochwertigem Stahl erreicht werden konnte, bei Stößen mit Schrauben aus weicheren Stahlsorten ist bei den üblichen Beanspruchungen keine genügend hohe Gleitsicherheit vorhanden.

Zu erwähnen ist ferner ein Aufsatz von Batho und Rowan über die Ermittlung der Biegemomente in den Ecken eines Stahlskeletts mit halbsteifen Anschlüssen, bei Annahme eines linearen Zusammenhanges zwischen den Drehungen und Momenten. Es wird eine halbzeichnerische Methode entwickelt, die Steifigkeiten der Anschlüsse werden aus den erwähnten Versuchen entnommen.

Ein nach dieser Methode untersuchter Rahmen zeigt den beträchtlichen Einfluß der nachgiebigen Ecken. Für das Beispiel sind die Einspannungsmomente an den Anschlüssen je nach deren Steifigkeit 0,25 bis 0,46 des größten Biegemomentes des freiaufliegenden Balkens, gegenüber dem Eckmoment von 0,55 nach der gewöhnlichen Rahmentheorie. Das Biegemoment in den Stützen ist 0,11 bis 0,17, gegenüber 0,18 für starre Ecken. Für die angenommene lineare Beziehung zwischen Drehung und Moment können die einzelnen Belastungsfälle des Rahmens geradlinig überlagert werden.

Eine analytische Methode ist mit gewissen vereinfachenden Annahmen für die gleiche Aufgabe von J. F. Baker angegeben. Diese gestaltet sich dadurch übersichtlich, daß die Berechnung von Rahmen in schrittweiser Annäherung nach H. Cross auf den Fall halbsteifer Anschlüsse übertragen werden kann. Die Methode geht von den Momenten für starr eingespannte Stäbe aus und liefert ohne große Mühe gute Annäherungen, die zu beliebiger Genauigkeit verbessert werden können. Messungen, die mit einer neuen Einrichtung an Messingmodellen von Rahmen mit halbsteifen Anschlüssen durchgeführt wurden, ergaben befriedigende Übereinstimmung mit den danach berechneten Biegemomenten.

Interessant sind die umfangreichen Versuche an dreigeschossigen Stahlskeletten mit ein bzw. zwei Feldern und verschiedenen Anschlüssen. Alle Stäbe bestanden aus I-Trägern von 20 cm Höhe und 10 cm Flanschenbreite, die Verbindungen waren mit gewöhnlichen schwarzen Schrauben hergestellt. Nur in einem Falle wurden eingepaßte Bolzen verwendet. Die Spannungsverteilung ergab sich in allen Fällen von lotrechten und waagrecht Belastungen ähnlich der nach der gewöhnlichen Theorie des Rahmens mit starren Ecken berechneten. Die maßgebenden Biegemomente in den Stützen waren für die lotrechten Lasten in allen untersuchten Fällen beträchtlich kleiner, sie betragen für den Einfeldrahmen mit drei Geschossen zwischen 55 und 75% der Werte für den Rahmen mit starren Ecken. Die Ersatzexzentrizität der Lasten, welche an den Stützen das gleiche Biegemoment ergibt, betrug bis 25 cm, also ein mehrfaches der für roh angenäherte Berechnungen üblichen Annahmen. Eine Verstärkung der Auflagerwinkel an den Unterzügen durch eingepaßte Flacheisen blieb ohne wesentlichen Einfluß auf die Biegemomente der Stützen. Wurden bei den Unterzugsanschlüssen die oberen Anschlußwinkel fortgelassen, so daß die Unterzüge nur auf den unteren Auflagerwinkeln ruhten, dann fielen die Biegemomente in den Stützen auf etwa die Hälfte des früheren Wertes ab.

Für waagrechte Lasten stimmten die gemessenen Momente bei den üblichen Hochbauanschlüssen im wesentlichen mit den Werten nach der gewöhnlichen Rahmentheorie überein. Wenn jedoch die oberen Trägerflansche nicht angeschlossen wurden, so stiegen die Biegemomente in den Stützen bis fast auf das dreifache an. Die Art der Anschlüsse ist also für Windlasten besonders wichtig.

Auffallend ist die Unsymmetrie der Spannungen in scheinbar vollkommen symmetrischen Rahmen. Diese Unterschiede betragen bis zu 50%. Ein zweiter Versuchsrahmen wies ebenfalls große Unsymmetrien in der Spannungsverteilung auf. Da die Unterschiede offensichtlich von an sich kleinen Unterschieden der Steifigkeiten der verschraubten Anschlüsse herrührten, wurde noch ein dritter Rahmen gebaut, und zwar mit den größtmöglichen Vorsichtsmaßregeln, wie genau eingepaßten Anschlüssen usw. Trotz aller Vorsichtsmaßregeln wurden auch hier noch Spannungsunterschiede bis etwa 25% beobachtet, ein Beweis dafür, daß die elastischen Eigenschaften von Bauteilen mit geschraubten Verbindungen, trotz der Kontrolle beim Anziehen der Schrauben, eben niemals ganz gleichartig ausfallen.

Bei der Entlastung der Rahmen blieben beträchtliche Biegemomente zurück. Bei späteren Belastungen stimmten dagegen die Formänderungen angenähert mit denen bei der ersten Entlastung überein.

Da die Berechnung der Rahmen mit halbsteifen Anschlüssen nach der erwähnten Theorie bei bekannten Steifigkeiten der Anschlüsse ausgezeichnete Übereinstimmung mit den gemessenen Werten ergab, konnte das vorgesehene Versuchsprogramm wesentlich eingeschränkt werden. Es wurden statt der Versuche an ganzen Rahmen eine größere

¹ Second Report of the Steel Structures Research Committee. Department of Scientific and Industrial Research. XVIII/369 Seiten, mit 164 zum Teil ganzseitigen Abbildungen und 79 Tabellen. Published by His Majesty's Stationery Office, London 1934. Preis geh. 7 s 6 d net.

² Über den ersten Bericht vgl. „Der Bauingenieur“ 13 (1932) S. 275.

Zahl von Anschlußformen hinsichtlich ihrer Steifigkeit im Laboratorium untersucht. Aus allen Versuchen geht hervor, daß auch ein leichter Anschluß beträchtliche Biegemomente übertragen kann.

Durch die Berücksichtigung der halbsteifen Anschlüsse in Stahlskeletten kann man danach unter Umständen verschiedene Vorteile erzielen, wenn es gelingt, die Berechnung einfach und übersichtlich zu halten. Eine zu große Verfeinerung der Berechnungsmethoden hätte auch wenig Sinn, da nach obigem selbst bei sehr sorgfältiger Herstellung der geschraubten Rahmen mit leichten Anschlüssen (ohne Eckaussteifung durch Bleche usw.) noch größere Spannungsunterschiede auftreten können. Wichtig erscheint die Bemerkung, daß die Größe der Nachgiebigkeit der Anschlüsse nicht in die Berechnung eingeführt werden braucht, wenn die Rahmenecken nicht an der Aufnahme von waagrechten Lasten mitwirken müssen. Für letzteren Fall sind die entsprechenden Methoden noch zu entwickeln.

Den Schluß des Berichtes bilden Angaben über die im Rahmen des Programmes durchgeführten statischen und Dauerfestigkeitsproben mit Schweißverbindungen, sowie eine Übersicht der Methoden zur Prüfung der Schweißnähte ohne deren Zerstörung.

Ferd. Schleicher, Hannover.

Montage und Transport des eisernen Überbaues einer Straßenbrücke.

Im Zuge der Reichsstraße Amsterdam—Laren wurde bei Muiden eine Straßenbrücke über den Merwede-Kanal erbaut, deren eiserner Fachwerküberbau zur Vermeidung einer Störung des Schiffsverkehrs auf dem Werkgelände der ausführenden Baufirma in Amsterdam hergestellt und auf dem Wasserwege zu der 14 km entfernten Baustelle gefahren wurde. Die Hauptabmessungen der Brücke sind:

Stützweite	99,96 m
Hauptträgerabstand	13,87 m
Gesamtbreite über Außenkante Kragträger	22,73 m
Höhe der Hauptträger in Brückenmitte.	15,64 m

Das gesamte Stahlgewicht ohne Auflager beträgt 1140 t. Davon entfallen 777 t auf St 52 und 363 t auf St 37. Im Augenblick des Transportes hatte der Überbau ein Gewicht von 1320 t.

Zur Vermeidung von Setzungen während der Montage auf dem Werkgelände war der Überbau an den Auflagern und an fünf Hauptknoten durch Pfahlroste unterstützt (Abb. 1). Die am Kopf durch Betonplatten zusammengefaßten Pfahlgruppen bestanden unter den Auflagern aus je 16 Pfählen, unter den Knotenpunkten aus je 3 Pfählen. Der zulässige Pfahldruck betrug etwa 20 t. Setzungen wurden während der Montage nicht beobachtet. Nach der Fertigstellung wurde der Überbau auf einer geneigten Gleitbahn über ein Dock geschoben und auf zwei 1000-t-Prähme abgesetzt.

Die einzelnen Phasen des Transportes sind in Abb. 2—6 dargestellt. Zunächst wurde die Brückenunterkante von +3,65 m auf +12,25 m gehoben, da auf dem Wege zur Baustelle zwei geöffnete Klappbrücken und einige Häuser zu passieren waren. Die Hebung um 8,6 m wurde in zwei Stufen ausgeführt (Abb. 2 u. 3). Bei der Durchfahrt durch die Zeeburger Schleusen war es nötig, die Prähme, die einen Abstand von 4,8 m hatten und fest miteinander gekoppelt waren, etwa je 8,5 m in seitlicher Richtung zu verschieben, da eine einzelne Schleuse für die Aufnahme des Transportes zu schmal war, und beide Schleusen benutzt werden mußten (Abb. 4). Zu diesem Zwecke wurden am Überbau besondere Schlitten angebracht. Die Verschiebung erfolgte mit Hilfe von Handwinden und nahm eine Stunde und 40 Minuten in Anspruch.

Beim Passieren einer Drehbrücke mußten die Prähme dann wieder auf 7,4 m einander genähert werden (Abb. 6). Dabei klebte der Schlitten so stark, daß eine hydraulische 100-t-Presse nötig war, um die Bewegung einzuleiten. Nachdem der Anfangswiderstand überwunden war, konnte die weitere Verschiebung mit Hilfe der Handwinden ausgeführt werden.

Der Transport fand bei gutem Wetter statt und verlief ohne Zwischenfall. Der Schiffsverkehr auf dem Kanal ruhte während dieser Zeit. Die Geschwindigkeit betrug etwa 3 km/h.

Beim Absetzen auf die Widerlager mußte der Überbau wieder um 3,6 m gesenkt werden (Abb. 7). Da hydraulische Pressen dieser Größe zu teuer geworden wären, verwendete man Sandtöpfe, die auf den Unterteilen der Stahlgußlager aufgebaut und mit diesen durch Winkel und Bolzen verbunden wurden. Die Töpfe bestanden aus 3,6 bzw. 4,14 m hohen ovalen Blechzylindern von 1,4 × 1,8 m Durchmesser und 10—12 mm Wanddicke. Die oberen Lagerhälften, die von vorne herein am Überbau befestigt waren, bildeten die Plunger. Zum Auffüllen der Töpfe diente getrockneter Dünen sand, der durch zwei zöllige Rohre im Boden abgelassen werden konnte.

Nachdem die Brücke durch Füllen der Prähme mit Wasser auf die Sandtöpfe abgesetzt war, wurde sie zunächst auf einer Seite durch Ablassen von Sand um etwa 0,5 m gesenkt. Das überstehende Stück des Blechzylinders wurde darauf abgebrannt. Der gleiche Vorgang wiederholte sich abwechselnd an den beiden Enden und wurde so lange fortgesetzt, bis die beiden Lagerhälften nur noch etwa 0,18 m voneinander entfernt waren. Der Überbau wurde jetzt auf hydraulische Böcke abgesetzt; die Sandtöpfe wurden dann entleert und vollständig entfernt. (Nach „De Ingenieur“ vom 12. Januar 1934.)

Boos.



Abb. 1. Brücke in der Montage.



Abb. 2. Erste Hebung über dem Dock.

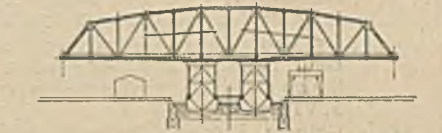


Abb. 3. Zweite Hebung beendet.



Abb. 4. Durchfahrt durch die Zeeburger Schleuse.



Abb. 5. Im Merwede-Kanal.

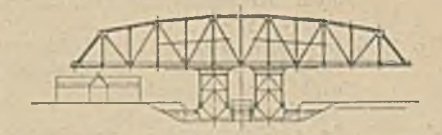


Abb. 6. Passieren einer Drehbrücke und eines Brückenwarterhauses.



Abb. 7. Absetzen auf die Widerlager.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 38 vom 20. September 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. B 157 781. Bamag-Mequin Akt.-Ges., Berlin. Kolben gasbehälter mit mehreren, wechselweise zu benutzenden Dichtungen. 7. X. 32.
- Kl. 5 a, Gr. 40/10. N 32 040. The National Supply Corporation, New York; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Mehrteiliger Rohrkopf für Bohrlochverrohrungen. 9. V. 31. V. St. Amerika 4. III. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 2. W 86 611. Gerhard Wattenberg, Essen. Verfahren zur Erhöhung der Festigkeit der die Wandungen der Bohrlöcher hölzerner Eisenbahnschwellen umschließenden Holzzone. 3. VIII. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 7. K 388.30. Klöckner-Werke A.-G., Abteilung Georgs-Marien-Werke, Osnabrück. Eisenbahnschienen und Weichen teile bestehend aus einer Stahlegierung. 25. IV. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 26. B 157 598. Verepa Akt.-Ges. Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Jourdan u. Dipl.-Ing. W. Paap, Pat.-Anwälte, Berlin

- W 35. Befestigung von Rippenunterlegplatten mittels elektrischer Punktschweißung. 23. IX. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 28/52. P 65 724. Preußische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Zweigniederlassung Steinkohlenbergwerke Hindenburg i. O.-S. u. Dipl.-Ing. Otto Lugscheider, Hindenburg i. O.-S. Brückengleisrückmaschine. 20. VI. 33.
- Kl. 20 g, Gr. 1/02. E 44 552. Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M. Kletterdrehscheibe; Zus. z. Pat. 439 469. 5. VIII. 33.
- Kl. 20 h, Gr. a. S 101 619. Sperry Products, Inc., Brooklyn, New York; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Fahrbare Vorrichtung zur Feststellung von Fehlstellen in verlegten Eisenbahnschienen; Zus. z. Pat. 584 529. 9. III. 31. V. St. Amerika 18. III. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 4/01. W 91 873. Kurt Wiesinger, Zürich; Vertr.: Max Heubach, Berlin W 35, Potsdamer Str. 28. Eisenbahnweiche für entgleisungssichere Schienenfahrzeuge. 23. V. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 4/01. E 44 289. Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M. Kletterweiche für Feldbahnfahrzeuge; Zus. z. Pat. 443 695. 29. V. 33.

- Kl. 20 i, Gr. 12. W 93 172. Fa. F. Paul Weinitzschke, Berlin-Lichtenberg. Sperr- oder Überwachungseinrichtung, bei Drahtbruch oder Überlastung wirksam werdend. 1. XII. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 39. N 35 708. Naamlooze Vennootschap Machinerieen-en Apparaten-Fabrieken, Utrecht, Holland; Vertr.: Dr. G. Weissenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Überwegsignaleinrichtung. 8. IX. 33.
- Kl. 37 c, Gr. 9/04. S 132.30. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Gleitschalung. 9. XII. 30.
- Kl. 80 b, Gr. 12/04. W 87 048. Hermann Woll, Dortmund-Hoerde. Verfahren zur Herstellung feuerfester Steine. 21. IX. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 22/05. G 85 730. Bruno Eugen Grossmann, Lausa b. Dresden. Verfahren zur Herstellung einer zementartigen, mit Schlackenwolle versetzten Masse. 10. VI. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 25/07. N 34 985. Naamlooze Vennootschap De Bataafsche Petroleum Maatschappij, Haag; Vertr.: Dr. K. Th. Hegel, Pat.-Anw., Berlin W 8. Verfahren zur Herstellung von bituminösen Straßenbauölen. 3. III. 33.
- Kl. 84 a, Gr. 3/06. N 5.30. Gg. Noell & Co., Würzburg. Hubvorrichtung für Schützenwehre; Zus. z. Pat. 571 433. 9. I. 30.
- Kl. 84 a, Gr. 3/10. V 27 017. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Biegsame und gegen hohen Wasserdruck widerstandsfähige Dichtung für das Gelenk von drehbaren Stauwänden. 2. VII. 31.
- Kl. 84 a, Gr. 3/17. E 45 195. Escher Wyß, Maschinenfabrik G. m. b. H., Ravensburg i. Württbg. Wasserkraftanlage mit Turbinen. 24. I. 34.
- Kl. 84 c, Gr. 2. K 131 978. Fried. Krupp Akt.-Ges., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen. Mehrschenkliges Spundwandisen zum Ausgleich verschiedener Neigung von Spundwandteilen. 30. X. 33.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 39 vom 27. September 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 a, Gr. 7. H 128 478. Haniel & Lueg G. m. b. H., Düsseldorf-Grafenberg. Vorrichtung zur selbsttätigen Bohrdruckregelung für Erdbohrvorrichtungen; Zus. z. Anm. 5 a, H 3.30. 28. X. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 9. H 135 848. Peter Hoffmann, Mannheim. Schienenbefestigung mittels eines eisernen, mit Hakenansätzen versehenen Schienenstuhls. 5. IV. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 20. V 28 309. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Krümmungsaußenschiene, insbes. für Rillenschienengleise. 15. VI. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 28/56. A 73 579. A T G Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig. Raumgelenkig gelagerter Zwängrollenkopf für Gleisrückmaschinen mit getrennten Hub- und Schubrollen. 5. VII. 34.
- Kl. 20 h, Gr. 4. V 29 294. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Ein- oder zweiseitige Gleisbremse. 14. III. 33.
- Kl. 20 h, Gr. 5. E 43 942. Alfred Erler, Dresden. Zweiteiliger Hemmschuh. 22. II. 33.
- Kl. 20 k, Gr. 9/02. A 71 058. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. F. Engelmann, Mannheim-Käfertal. Doppelhängerklammer für Fahrdrähte elektrischer Bahnen. 1. VIII. 33.
- Kl. 37 a, Gr. 5. Sch 99 148. Gottfried Schneiders, Berlin-Lichterfelde, u. Dr.-Ing. Adolf Schneiders, Berlin-Steglitz. Verfahren und Hohlkörper zur Herstellung von Betonbauteilen; Zus. z. Pat. 598 906. 26. III. 32.
- Kl. 42 k, Gr. 5. M 117 310. Paul Meltzer, Darmstadt. Vorrichtung zum Messen des auf hohe Bauwerke, Funktürme u. dgl. im Betriebe wirkenden Winddrucks. 17. X. 31.
- Kl. 42 l, Gr. 13/04. M 125 498. Mederit G. m. b. H., Dresden. Verfahren zur Prüfung der Zuverlässigkeit von Anstrichen und sonstigen Überzügen zum Schutze von Stoffen gegen Korrosion oder sonstige Veränderungen durch äußere Einflüsse. 3. XI. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 127. F 75 335. Alfred Friedrich, Berlin-Frohnau. Förderanlage für den Tagebau. 27. III. 33.
- Kl. 84 a, Gr. 2. S 101 902. Franz Süberkrüb, Hamburg. Wellenbrecher mit einem von Pfählen getragenen Ablenkkörper. 17. XI. 31.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 40 vom 4. Oktober 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. A 62 372. Paul Alvermann, Dortmund. Eiserner Kappe für den Grubenausbau. 22. VI. 31.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. U 12 231. Johann Uspurwies, Alsdorf b. Aachen. Nachgiebiger, aus Profileisen zusammengesetzter Grubenausbau. 2. VI. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. G 87 757. Gewerkschaft Rechen, Bochum. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 29. III. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 7. A 62 784. Aktiebolaget Svenska Spiralfabriken, Stockholm; Vertr.: Dr. Chr. Deichler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Einteilige Schiene für Eisen- und Straßenbahnen mit Längsrippen an der Schienenfußunterseite. 21. VII. 31. Schweden 6. V. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 11. B 152 814. Dr.-Ing. Wolfgang Bäseler, München. Elastische Schienenbefestigung mit blattfederartigen Spannelementen. 3. XI. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 14. H 133 762. Hugo Hampel, Beuthen i. O.-Schl. Schraubenlose selbstspannende Wanderschutzeinrichtung für Eisenbahngleise. 27. X. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 20. M 387.30. Eugen Müller, Stuttgart. Einteilige Rillenschiene mit Hartstahleinlage. 26. II. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 24. Sch 100 835. Fa. Traugott Schuster, Finsterwalde i. d. N.-L. Schienenstoßverbindung mittels der Länge nach unterteilter Flachlaschen. 28. III. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 4/02. V 28 841. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Doppeltes Herzstück für Kreuzungsweichen und Kreuzungen. 12. XI. 32.
- Kl. 37 f, Gr. 7/01. Sch 158.30. Irene Mäusezahl, geb. Schilling, New York, u. Martha Schelling, Baden-Baden; Vertr.: Dr. S. Hauser, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung der Wände bzw. Decken eines Bauwerkes aus mit Zwischenräumen langseitig über bzw. nebeneinander gelegten Brettern und Leisten; Zus. z. Pat. 487 980. 11. X. 30.
- Kl. 42 c, Gr. 44. D 64 974. Dr. Paul Dobler, Heilbronn. Verfahren zur Untersuchung der Erdrinde. 24. XII. 32.
- Kl. 84 a, Gr. 3/02. V 29 980. Fa. J. M. Voith, Heidenheim a. d. Brenz. Einrichtung zur Verminderung der Schwingungen bei Überfallwehren. 2. X. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. M 124 775. Peter Mans, Amsterdam; Vertr.: H. Licht und Dipl.-Ing. M. Licht, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Ausgleichspundplanke. 21. VIII. 33. Niederlande 30. VIII. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. S 108 391. Frederick Sidney Snow u. Percival William Hawkins, London; Vertr.: K. Viertel, Pat.-Anw., Halle a. d. S. Verfahren zur Herstellung von Rammfahlgründungen und Eisenbetonrammpfahl. 22. II. 33. Großbritannien 26. II. u. 7. XI. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 124 813. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Beschleunigungsfreier Antrieb für mehreckige Umlenkrollen von Eimerkettenbaggern oder ähnlichen Geräten; Zus. z. Anm. M 119 597. 25. VIII. 33.
- Kl. 85 c, Gr. 6/01. E 44 420. Winfried Eich, Berlin-Wilmersdorf. Mehrkammerige Klärgrube. 3. VII. 33.

WISSENSCHAFTLICHE TAGUNG DES DEUTSCHEN STAHLBAU-VERBANDES

am 25. und 26. Oktober 1934 in der Aula der Technischen Hochschule, Berlin-Charlottenburg.

Vortragsfolge:

16 Uhr:	Donnerstag, den 25. Oktober 1934, Begrüßung durch den Vorsitzenden, Herrn Dir. Dr.-Ing. e. h. Eggers, Hamburg.	9 Uhr:	Freitag, den 26. Oktober 1934.
16,20 bis 16,40 Uhr:	Direktor Dr. O e l e r t, Berlin: „Wirtschaftspolitische Fragen der deutschen Stahlbauindustrie“.	9,15 bis 9,55 Uhr:	Prof. Dr.-Ing. S c h l e i c h e r, Hannover: „Stabilitätsprobleme vollwandiger Stahltragwerke. Übersicht und Ausblick“.
16,45 bis 17,20 Uhr:	Dr. R e i c h e r t, Geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Vereins Deutscher Eisen- und Stahl-Industrieller, Berlin: „Eisenwirtschaft im Außenhandel“.	10,00 bis 10,40 Uhr:	Prof. Dr.-Ing. K u n t z e, Berlin-Dahlem: „Neuzeitliche Festigkeitsfragen“.
17,25 bis 18,05 Uhr:	Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. S c h a e c h t e r l e, Stuttgart: „Autobahnen und Stahlbrückenbau“.	10,45 bis 11,10 Uhr:	Reichsbahnrat R o s t e c k, Berlin: „Das Verhalten stählerner Eisenbahn-Brücken unter ruhenden und bewegten Verkehrslasten und die Verfahren zur Messung von Durchbiegungen und Dehnungen“.
18,10 bis 18,50 Uhr:	Direktor Dr.-Ing. e. h. E r l i n g h a g e n, Rheinhausen: „Der deutsche Stahlbau bei der Erbauung der Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Kleinen Belt“.	11,15 bis 11,45 Uhr:	Dr.-Ing. K l ö p p e l, Berlin: „Aus der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes“.