

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 14. Oktober 1932

Heft 45

Der Bau der neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen (Rhein)—Mannheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Burger, Ludwigshafen (Rhein).

(Fortsetzung aus Heft 8.)

Die Probelastung der neuen Rheinbrücke.

Bevor im Juni d. J. die neue Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim¹⁾ dem Verkehr übergeben wurde, fanden noch umfangreiche Probelastungen und Messungen statt, die weit über den Rahmen der sonst üblichen Messungen hinausgingen. Nachstehend soll nur ein kurzer Überblick über die Art dieser Messungen und ihre Ergebnisse gegeben werden, die Auswertung der Ergebnisse selbst soll, soweit sie allgemeines Interesse beanspruchen können, späteren Veröffentlichungen vorbehalten sein.

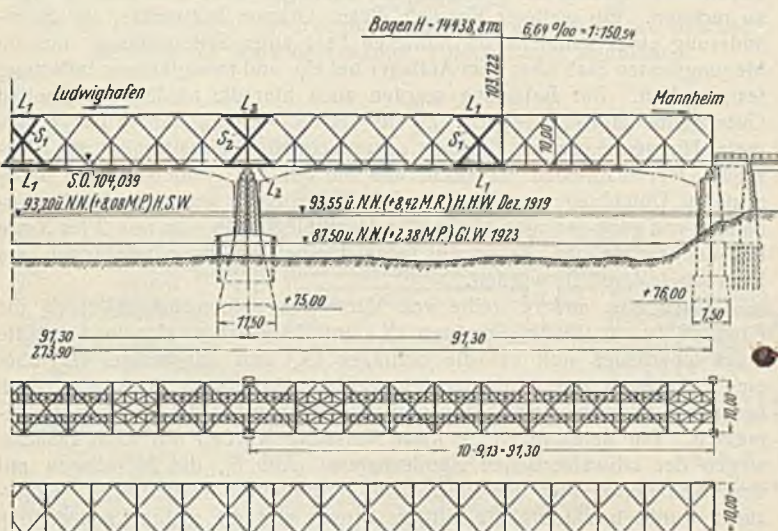


Abb. 1. Übersichtskizze über Aufbau und Grundriß des Stahlüberbaues.

Die Hauptträger der neuen Brücke bestehen, wie bekannt, aus 10 m hohen durchlaufenden Parallelträgern über drei Öffnungen von je 91,3 m Stützweite. Das Fachwerk setzt sich aus 30 Rautenfeldern von je 9,13 m Länge zusammen, die Brücke ist mithin 273,9 m lang (Abb. 1 u. 2). Die Querträger sind in der Mitte der Felder mit kurzen Pfosten an den Kreuzungspunkten der Diagonalen aufgehängt. Für die Herstellung der Haupttragteile wurde St 52, für die weniger wichtigen Teile wie für Fußgänger- und Untersuchungsstege, für den oberen Windverband, für Schlingerverbände usw. St 37 verwendet. Das feste Auflager liegt auf dem linken Widerlager auf der Ludwigshafener Seite; auf den beiden Strompfeilern und am rechten Widerlager ruht der Überbau auf Rollenlagern. Die Grundfläche des linken Widerlagers umfaßt 168 m², die Grundfläche der beiden Strompfeiler je 161 m² und die des rechten Widerlagers, entsprechend der geringeren Beanspruchung, nur 90 m².

Die Fahrbahn der Brücke konnte nicht waagrecht gelegt werden, weil die anschließenden Rampen, um an Höhe zu gewinnen, in die Brücke hineingezogen werden mußten. Zur Ausrundung des Knickpunktes in Brückenmitte wurden die Fahrbahn und gleichlaufend hierzu die Knotenpunkte der beiden Hauptträger in einen stehenden Kreisbogen von 14 438,8 m Halbmesser gelegt, der über $\frac{2}{3}$ der Stützweite reicht. Die Konstruktionsunterkante der Brücke liegt deshalb in Strommitte um 590 mm höher als über den beiden Landwiderlagern. Der Überbau wurde bei der Aufstellung so weit überhöht, daß die Durchbiegung der Brücke durch Eigengewicht, die in der Außenöffnung 46 mm, in der Mittelöffnung 19 mm

beträgt, voll ausgeglichen wurde. Die Durchbiegung bei der vollen Verkehrslast durch Lastenzug N errechnet sich in den Außenöffnungen zu 110 mm, in der Mittelöffnung zu 98 mm. Diese Durchbiegungen wurden bei der Montage aber nur so weit berücksichtigt und überhöht, daß die Einbiegung der Hauptträger unterhalb der Verbindungsgeraden zwischen den Auflagern nicht größer als 51 mm, d. i. 1/1800 der Stützweite, wird, wobei die Kreisform der Untergurt-Unterkante mit zu berücksichtigen war. Da diese Maße nur für den ungünstigsten Fall bei Vollbelastung unter Lastenzug N gelten, so erleidet unter der gewöhnlichen Betriebsbelastung die Fahrbahn überhaupt keine Durchbiegung unterhalb der Verbindungsgeraden zwischen den Auflagern, wie z. B. bei den Probelastungen, wo die größte Durchbiegung in einer Außenöffnung 52 mm, in der Mittelöffnung 44 mm betrug.

Die Probelastungen und Untersuchungen des Stahlüberbaues können in drei Hauptgruppen eingeteilt werden, in die statischen Versuche, bei denen die Formänderung der Brücke und einzelner Bauteile unter verschiedenen Belastungen festgestellt werden sollte, dann in die dynamischen Versuche, bei denen das Verhalten der Brücke unter den beweglichen Verkehrslasten erforscht werden sollte, und drittens in Versuche, die zu Aufzeichnungen von Einflußlinien unmittelbar unter einer Belastung dienen. Zur Durchführung dieser Versuche waren eigens die Brückenmeßwagen der Reichsbahn²⁾ herangezogen worden. Diese Meßwagen, die außerhalb der Brücke aufgestellt werden, enthalten die verschiedenen Meßgeräte, zu denen von den betreffenden Meßstellen auf der Brücke Kabel führen und die sofort die Messungen bei den verschiedenen Belastungen aufzeichnen. Zu den Belastungen wurden vier Güterzuglokomotiven G 56.20 der Bauartreihe 43 mit angehängtem Tender verwendet. Die Maschine hat sechs Achsen mit einem größten Achsdruck von 19,5 t, der Tender vier Achsen mit einem größten Achsdruck von 18,9 t. Maschine und Tender haben ein Dienstgewicht von rd. 185 t. Das Lastenschema dieser Maschinen mit den einzelnen Achsdrücken und Achsabständen ist in Abb. 4 dargestellt. Ferner war noch der Einachs-wagen der schweizerischen Bundesbahnen mit rd. 36 t Achsdruck zu Belastungszwecken beigezogen worden. Die Belastung der Brücke geschah je nach dem Zweck der Messung an verschiedenen Stellen, in der äußeren oder in der inneren Öffnung, eingleisig oder zweigleisig, in Ruhestellung

²⁾ Vgl. Bautechn. 1931, Heft 1; Aufsatz von Reichsbahnrat Dr.-Ing. R. Bernhard.



Abb. 2. Gesamtansicht der fertigen Brücke.

¹⁾ Von Abhandlungen des Verfassers über den Bau der neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim sind in der Bautechn. erschienen: 1931, Heft 38 und 1932, Heft 6 u. 8. Außerdem von Ernst, Ideenwettbewerb usw., 1929, Heft 6, 9 u. 14; Weidmann, Die Rheinbrücke Ludwigshafen—Mannheim, 1930, Heft 40.

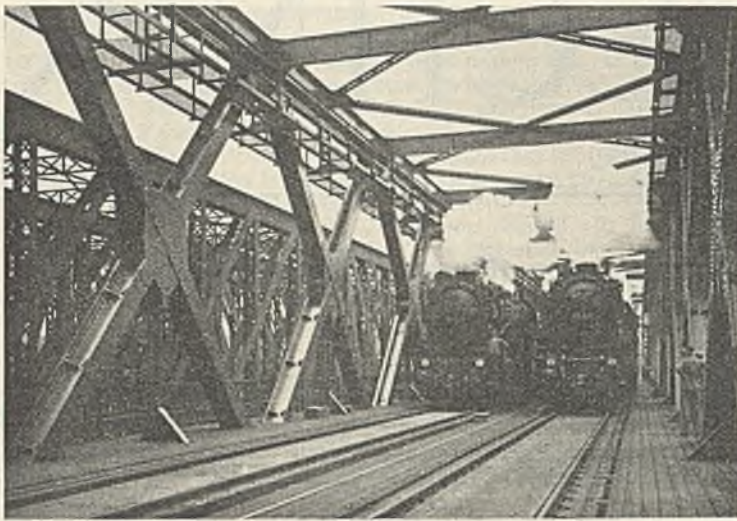


Abb. 3. Belastung der Brücke mit 2 x 2 G 56.20.

oder in Fahrt. Durch die eingeleistigen Belastungen sollten die Wirkungen und die Verteilung einseitiger Lasten auf die Hauptträger festgestellt werden. Die ruhende Belastung wurde jeweils 5 min in jeder Laststellung belassen, bei der Schnellfahrt durfte die Geschwindigkeit von 45 km/h nicht überschritten werden, weil die anschließenden Rampengleise wegen des Bauzustandes nicht schneller befahren werden durften. Die schwerste

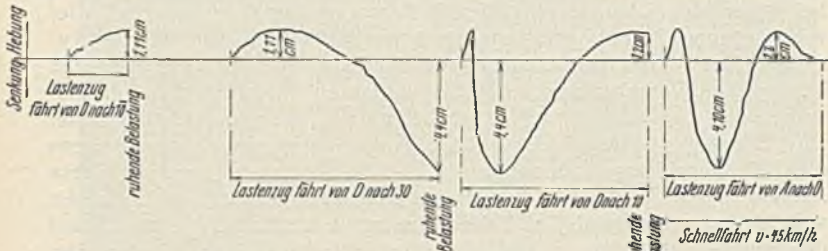


Abb. 5. Zeichnerische Darstellung der lotrechten Verschiebungen in Brückenmitte, während der Fahrt des Lastenzuges über die Brücke.

Belastung wurde dadurch erzielt, daß auf beiden Gleisen je zwei gekuppelte Maschinenpaare mit Tender im Gesamtgewichte von rd. 740 t in voller Fahrt über die Brücke brausten (Abb. 3).

Bei den statischen Versuchen wurde zunächst die Durchbiegung der Hauptträger in den drei Öffnungen bei ruhender und bewegter Last festgestellt. Belastet wurde die Brücke ein- und zweigleisig mit den

beiden Güterzuglokomotivpaaren; die Durchbiegungen wurden an dem einen Hauptträger mit dem Geiger-Apparat gemessen, der an festen Auslegergerüsten an der danebenliegenden alten Brücke befestigt war, an dem anderen Hauptträger mit Nivellierinstrumenten, die auf den Pfeilern und Widerlagern standen. Die Ergebnisse sind in der Tabelle zu Abb. 4 zusammengestellt. Ein Vergleich der gemessenen und errechneten Werte zeigt, daß die wirklichen Durchbiegungen durchweg, wie auch sonst üblich, unter den errechneten bleiben und durchschnittlich nur 80% hiervon erreichen. Dieser Unterschied kommt hauptsächlich daher, daß bei der Berechnung die Steifigkeit der Knotenbleche und Laschenverbindungen gewöhnlich außer acht gelassen wird. Dagegen ist bei dieser Brücke für die Berechnung der Hebungen und Senkungen mitberücksichtigt worden, daß die über die ganze Brückenlänge durchlaufenden Fahrhahnträger, zwei unter jedem Gleis, einen gewissen Teil der Kräfte aus den Verkehrslasten übernehmen und damit die Untergurte der Hauptträger entlasten. Dieser Anteil und hiermit die Verminderung der Durchbiegungen beträgt etwa ein Sechstel. Die Durchbiegungen in der Mittelöffnung bei Punkt 30, die sich je nach der Belastung der einzelnen Öffnungen während der Fahrt der Lastenzüge über die Brücke ergaben, sind zeichnerisch dargestellt (Abb. 5). Zu diesen Versuchen ist auch noch die Bestimmung eines Teiles der Biegelinie unter Einzellast in Trägermitte mittels Nivellierinstrumenten bei Belastung mit dem schweizerischen Einachswagen zu rechnen. Ein weiterer Versuch dieser Gruppe bezweckte, die Formänderung eines Rahmens im mittleren Feld einer Seitenöffnung und am biegezugfesten Stab über dem Auflager bei ein- und zweigleisiger Belastung festzustellen. Zur Belastung wurden auch hier die beiden gekuppelten Güterzuglokomotiven benutzt. Zu der letzten Messung diente der Tensometer Huggenberger, ein Klinometer und ein Nivellierinstrument mit Kippregel. Hervorzuheben ist noch, daß die bei der Probelastung beobachteten Durchbiegungen fast durchweg elastische waren und mit Ausnahme von ganz geringen bleibenden Durchbiegungen von nur 2 bis 3 mm bei der erstmaligen Belastung keine bleibenden Formänderungen am Überbau festgestellt wurden.

Durch eine andere Reihe von Versuchen sollten hauptsächlich die Einflußlinien für die Schrägen (S_1) und Längsträger (L_1) in der Mitte eines Überbaues und für die Schrägen (S_2) und Längsträger (L_2) über einem Auflager (s. Abb. 1) ermittelt werden. Aber auch für andere, noch besonders interessierende Stäbe und Bauteile wurden die Spannungen gemessen. Die Belastungen für diese Versuche wurden mit dem Einachswagen der schweizerischen Bundesbahnen (Abb. 6), die Messungen mit dem Kohlefernmesser des Reichsbahn-Zentralamtes ausgeführt³⁾. Untersucht wurde besonders die mittlere Strom- und die rechte Landöffnung.

Die Messungsergebnisse für die Hauptträger und die anderen Bauteile weichen nicht mehr als auch sonst üblich von den Rechnungswerten ab, dagegen wurde die Beanspruchung der Fahrhahnträger durch die Verkehrslasten zum Teil nur etwa halb so groß gemessen, als errechnet war. Dies ist vielleicht darauf zurückzuführen, daß der ganze Verband

³⁾ Vgl. Fußnote 2.

Probelastung der neuen Bahnbrücke über den Rhein zwischen Ludwigshafen (Rh.) und Mannheim.

Tag: 6. Juni 1932.
Zeit: 15^h bis 18^h.
Temperatur: Luft = 10° C; Stahl = 10° C.
Wetter: Wind und Regen.

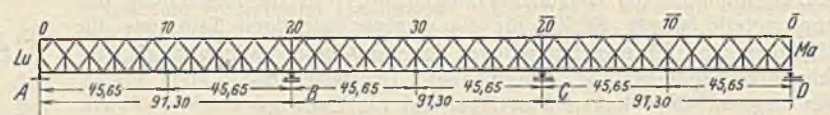
Beobachtungsapparate:
a = nördlicher Hauptträger: Schreibapparat } fester Punkt
b = " " Geiger-Apparat } an alter Brücke
c = südlicher " Nivellierinstrumente auf Widerlager und Pfeiler.

Die nebenstehenden Werte sind elastische Änderungen.

Lastenzug: auf jedem Gleis 2 Lok G 56,20 der Bauartreihe 43; Stellung: Tender gegen Tender.



Gesamtgewicht: 2 x 185 t = 370 t.



1. Lotrechte Verschiebungen.

| | | Senkung (+) und Hebung (-) in Zentimeter | | | | | | | | |
|--|---|--|---------|---------|----------------|--------|---------|----------------|---------|--------|
| | | im Meßpunkt 10 | | | im Meßpunkt 30 | | | im Meßpunkt 10 | | |
| | | bei Stellung der 4 Loks in den Feldern | | | | | | | | |
| | | A-B | B-C | C-D | A-B | B-C | C-D | A-B | B-C | C-D |
| Bei ruhender Belastung, 5 min Belastungszeit | a | + 4,60 | - 1,10 | + 0,25 | - 1,11 | + 4,40 | - 1,20 | + 0,30 | - 1,20 | + 4,90 |
| | b | + 4,60 | - 1,20 | + 0,26 | - 1,14 | + 4,28 | - 1,22 | + 0,22 | - 1,22 | + 4,78 |
| | c | + 5,20 | - 1,00 | + 0,20 | - 1,20 | + 4,40 | - 1,10 | | - 1,30 | |
| Bei Schnellfahrt v = 45 km/h | a | + 4,55 | - 1,18 | + 0,20 | - 1,11 | + 4,10 | - 1,20 | + 0,25 | - 1,15 | + 4,70 |
| | b | + 4,60 | - 1,12 | + 0,24 | | + 4,00 | - 1,00 | + | | + |
| | c | | | | - 1,00 | + 4,00 | - 1,00 | | | |
| Errechnet | d | + 5,45 | - 1,398 | + 0,315 | - 1,325 | + 5,04 | - 1,325 | + 0,315 | - 1,398 | + 5,45 |

2. Waagerechte Verschiebungen.

Seitenschwankungen der Meßpunkte bei Schnellfahrt: a = 0,11 cm; b = 0,15 cm.

3. Längsverschiebungen.

Längenänderung der Fahrhahnträger am Lager D = 0,4 cm.

Abb. 4. Übersicht über die senkrechten und waagerechten Verschiebungen des Stahlüberbaues bei der Belastungsprobe und Lastenschema (Achsabstände und Achsdrücke) der Güterzuglokomotive G 56.20 der Bauartreihe 43.

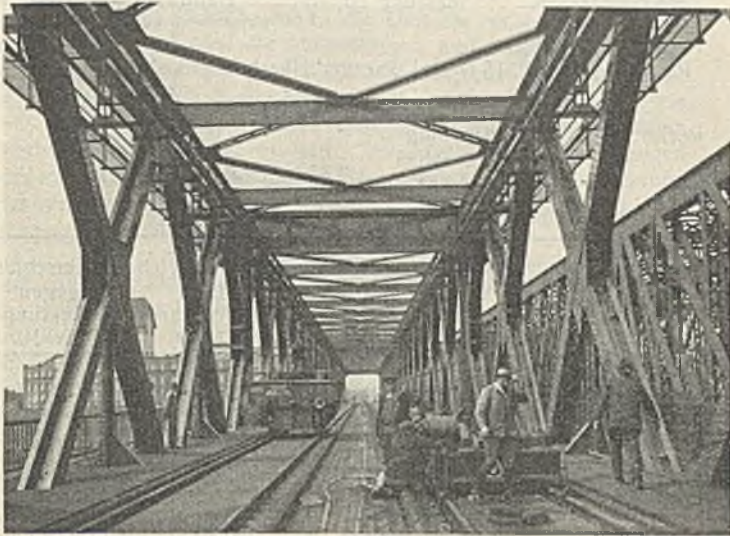


Abb. 6. Einachswagen
der schweizerischen Bundesbahnen in Fahrt über die neue Brücke;
daneben die Schwingmaschine, jedoch außer Benutzung.

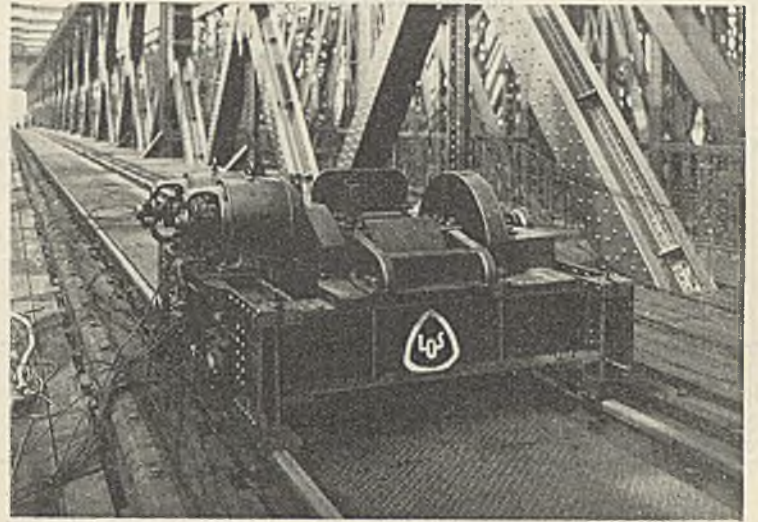


Abb. 7. Schwingmaschine.

Zu erwähnen ist noch die Feststellung bei den einseitigen, eingleisigen Belastungen, daß sich die Lasten gleichmäßiger als berechnet auf die beiden Hauptträger verteilen. Die Spannungen verhalten sich nach den Messungen wie 6,3 zu 3,7, während sich auf Grund der Abstände der Gleise und Hauptträger ein Verteilungsverhältnis von 7 zu 3 errechnet. In größerer Entfernung von der jeweiligen Belastungsstelle wird das Verhältnis noch günstiger und die Beanspruchung der Hauptträger immer gleichmäßiger.

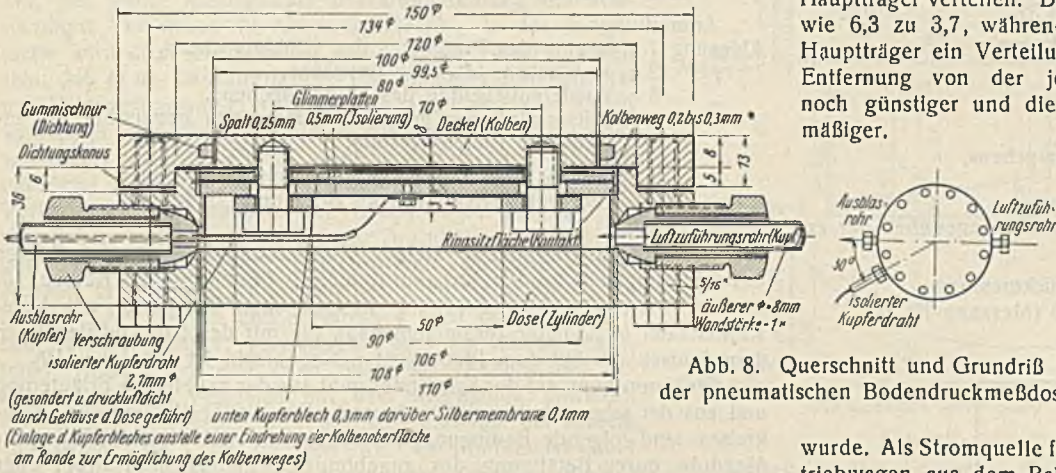
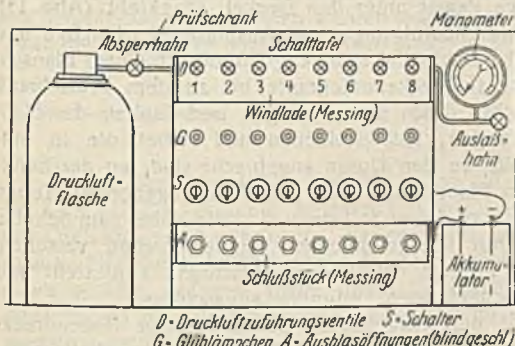


Abb. 8. Querschnitt und Grundriß
der pneumatischen Bodendruckmeßdose.

der Fahrbahn längsträger und der Querträger sachgemäß, wie vorgeschrieben ist, erst nach dem Freisetzen der Hauptträger fertig gelenket wurde, weshalb diese Niete keine Spannung durch das Eigengewicht der Brücke erhalten und zur Aufnahme der Kräfte aus den Verkehrslasten wohl erst noch bestimmte, wenn auch ganz geringe Bewegungen vornehmen müssen, während die Niete der Hauptträger bereits eine gewisse Vorspannung durch das Eigengewicht der Brücke besitzen und daher jede zusätzliche Spannung durch die Verkehrslasten gleich voll aufnehmen. Vorausichtlich wird im Laufe der Zeit und bei schwereren als den bei der Probelastung aufgetragenen Lasten, die ja nur etwa die Hälfte der rechnermäßigen N-Lasten betragen, die Mitwirkung der durchlaufenden Fahrbahn längsträger mehr zur Geltung kommen. Aus dieser Erwägung wurde bei Bemessung der Hauptträgergurtungen die Anordnung der durchgehenden Fahrbahn nicht zur Entlastung für die Hauptkräfte in Rechnung gesetzt, sondern nur dadurch berücksichtigt, daß die bedeutenden Zusatzkräfte aus der Bremswirkung und die Windkräfte außer acht blieben.

Eine dritte Reihe von Versuchen bezweckte die Aufnahme von Resonanzkurven für lotrechte und waagerechte Schwingungen und die Feststellung von Obertönen und der Eigenschwingungszahl der Brücke. Die Schwingungen selbst wurden mit der großen Schwingmaschine erzeugt (Abb. 7 und Fußnote 2), die fest mit dem Oberbau der Brücke verbunden und für die lotrechten Schwingungen an verschiedenen Stellen der Brücke aufgestellt wurde. Als Stromquelle für die Schwingmaschine wurde ein Akkumulatorentriebwagen aus dem Bahnbetrieb herausgezogen und bereitgestellt. Zur Messung der Schwingungen diente der schon erwähnte Kohlefernmesser.

Gleichzeitig mit den Messungen und Untersuchungen am Stahlüberbau der Brücke wurden die Bodendrucke gemessen, die unter dem rechten Strompfeiler bei unbelasteter und belasteter Brücke auftreten. Um diese Messungen durchführen zu können, waren schon beim Bau des Brückenpfeilers in der Gründungssohle, noch während der Senkkasten unter Druckluft stand, an acht verschiedenen Stellen der Grundungsfläche pneumatische Bodendruckmeßdosen eingebaut worden. Die Dosen sind so verteilt, daß möglichst verschiedenartige Drücke innerhalb der Grundungsfläche und an den Kanten und Ecken gemessen werden können, um hieraus Rückschlüsse auf die Druckverteilung zu ermöglichen (Abb. 12 u. 13). Über die Wirkungsweise der pneumatischen Dosen, nach dem Erfinder auch Goldbeckmeßdosen genannt, ist in der Bautechn. 1927, Heft 6, S. 75 ff. berichtet worden. Die dort geschilderten Dosen sind vom Preuß. Neubauamt Eberswalde für den Einbau in einen Pfeiler des Schiffshebewerkes in Niederfinow umgearbeitet und verbessert



D - Druckluftzuführungsventile S - Schalter
G - Glühlämpchen A - Ausblasöffnungen (blindgeschl.)

Abb. 9.
Schematische Übersicht der Schalttafel
im Prüfschrank.

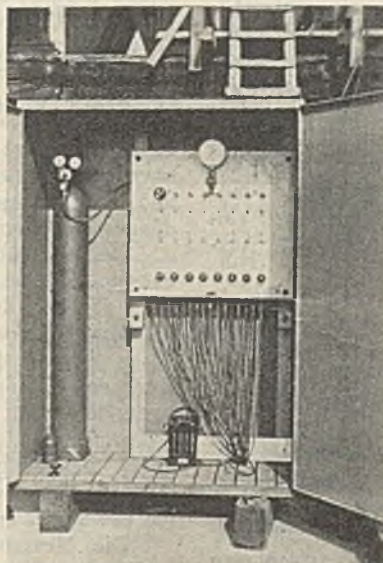


Abb. 10. Blick in den Prüfschrank
mit Schalttafel, Preßluftflasche, Druck-
manometer, Batterie, Leitungen usw.



Abb. 11. Eine pneumatische Bodendruckmeßdose
nach dem Verlegen auf der Gründungssohle im
Senkkasten kurz vor dem Einbetonieren.

Bodendruckmessungen

mit pneumatischen Meßdosen (Goldbeckdosen) am badischen Strompfeiler der neuen Rheinbrücke Ludwigshafen (Rhein)—Mannheim.

Beobachter: N Messung Nr. 10 Datum: 6. 6. 1932.

Wasserstand = 3,83 m Pegel Lu.

Art der Belastung: Pfeilergewicht (3490 t), eiserner Überbau ($A_g = 1110$ t), sowie 2×2 Lok G 56.20 (Bauart 43) mit $A_p = 2 \times 370$ t = 740 t. Gesamtlast = 5320 t.

Rechnerische Bodenpressung

$$d_m = \frac{5320}{161,34} = 3,30 \text{ kg/cm}^2.$$

Gründungsfläche ($F = 161,34 \text{ m}^2$).

| Dose Nr. | Ablesung = Bodendruck in kg/cm ² | | | Brauchbares Mittel, in der Regel aus 1 u. 3 | Zum Vergleich: Mittel der Messung Nr. 13 | Unterschied gegen Messung Nr. 13 |
|----------|---|------|------|---|--|----------------------------------|
| | 1 | 2 | 3 | | | |
| 1 | 2,25 | — | 2,05 | 2,15 | 2,00 | + 0,15 |
| 2 | 1,65 | 2,90 | 1,50 | 1,58 | 1,45 | + 0,13 |
| 3 | 3,50 | 3,50 | 2,70 | 3,10 | 2,93 | + 0,17 |
| 4 | 8,00 | 9,20 | 4,20 | 6,10 ¹⁾ | 7,05 ¹⁾ | — |
| 5 | 1,75 | 1,75 | 1,95 | 1,85 | 1,51 | + 0,34 |
| 6 | 3,50 | 4,75 | 4,15 | 3,83 | 3,40 | + 0,43 |
| 7 | 6,40 | 7,30 | 4,00 | 5,20 | 5,20 | ± 0 |
| 8 | 1,40 | 1,40 | 1,35 | 1,38 | 1,37 | + 0,01 |

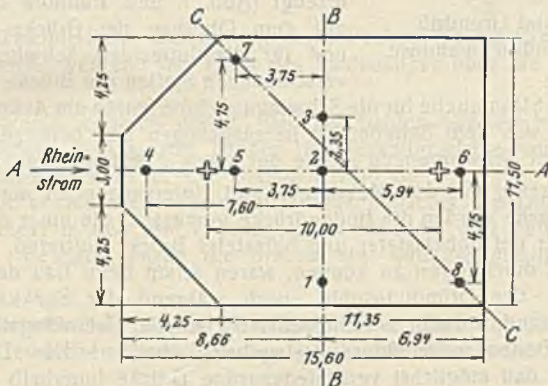
Gesamtmittel: $19,09 : 7 = 2,73 \text{ kg/cm}^2$;
 $\mathcal{J} = - 0,57 \text{ kg/cm}^2$.

¹⁾ Beim Gesamtmittel nicht berücksichtigt.

Anmerkung:

- Ablesung 1 = Beginn des Flimmerns des Glühlämpchens,
- " 2 = Verlöschen des Glühlämpchens,
- " 3 = Wiederaufleuchten des Glühlämpchens,
- \mathcal{J} = Unterschied der mittleren gemessenen gegenüber der errechneten Bodenpressung.

Abb. 12. Ergebnisse einer Bodendruckmessung bei Belastung der Brücke mit 2×2 G 56.20 (Messung Nr. 10).



Zu Abb. 12 u. 13.

worden⁴⁾. Die Änderungen gegenüber der amerikanischen Bauweise bestehen in der Hauptsache darin, daß der lösbare Kontakt zwischen Deckel (Kolben) und Dose (Zylinder) nicht in einem Punkte in Kolbenmitte, sondern in der ringförmigen Sitzfläche des Kolbens liegt, sowie darin, daß hierdurch und außerdem durch einen oberen Anschlag die mögliche Bewegung des Kolbens (größter Kolbenweg) auf ein bestimmtes Maß (0,3 mm) beschränkt wird. Die Zeichnung dieser verbesserten Dose wurde vom Neubauamt Eberswalde dem Neubauamt Ludwigshafen zur Verfügung gestellt und diente auch als Unterlage für die an der neuen Rheinbrücke eingebauten Dosen, die nur in Einzelheiten, wie z. B. die gesonderte Ausleitung des Stromkabels, abgeändert wurden (Abb. 8).

Von jeder Meßdose, die zur Sicherheit gegen Zersetzungseinflüsse aus Rotguß hergestellt und allseitig verchromt wurde, gehen drei voneinander getrennte Leitungen aus, nämlich das Luftzuführungsrohr, das Ausblasrohr und das Stromkabel, letzteres druckluftdicht durch das Gehäuse durchgeführt und als Gummischlauchkabel ausgebildet.

Diese Leitungen führen durch das Pfeilermauerwerk zum Prüfschrank, der neben dem Auflagerstuhl des eisernen Überbaues aufgestellt ist. Die Luftzuführungsrohre kommen mit Ventilen aus einer Windlade aus Messing, an die eine Druckluftflasche angeschlossen ist; die Ausblasrohre münden in ein Schlußstück aus Messing mit blindgeschlossener Ausblasöffnung für jedes Rohr. Die isolierten Drähte, die Stromkabel, sind an den jeweils zugehörigen Schalter nebst Glühbirne geführt, die ihrerseits mit

⁴⁾ Ein Aufsatz hierüber von Regierungsbaurat Detig ist in der Bautechn. 1932, Heft 35, S. 443, erschienen.

Beobachter: N Messung Nr. 13 Datum: 17. 6. 1932.
Wasserstand = 3,355 m Pegel Lu.

Art der Belastung:

Pfeilergewicht (3515 t) und eiserner Überbau mit $A_g = 1110$ t. Gesamtlast = 4625 t.

Rechnerische Bodenpressung

$$d_m = \frac{4625}{161,34} = 2,85 \text{ kg/cm}^2.$$

Gründungsfläche ($F = 161,34 \text{ m}^2$).

| Dose Nr. | Ablesung = Bodendruck in kg/cm ² | | | Brauchbares Mittel, in der Regel aus 1 u. 3 | Zum Vergleich: Mittel der Messung Nr. 10 | Unterschied gegen Messung Nr. 10 |
|----------|---|------|------|---|--|----------------------------------|
| | 1 | 2 | 3 | | | |
| 1 | 2,12 | 2,15 | 1,86 | 2,00 | 2,15 | - 0,15 |
| 2 | 1,45 | 1,65 | 1,45 | 1,45 | 1,58 | - 0,13 |
| 3 | 3,00 | 3,20 | 2,85 | 2,93 | 3,10 | - 0,17 |
| 4 | 7,00 | 7,90 | 7,10 | 7,05 ¹⁾ | 6,10 ¹⁾ | — |
| 5 | 1,45 | 1,50 | 1,57 | 1,51 | 1,85 | - 0,34 |
| 6 | 2,90 | 4,65 | 3,90 | 3,40 | 3,83 | - 0,43 |
| 7 | (5,45) | 5,85 | 5,20 | 5,20 | 5,20 | ± 0 |
| 8 | 1,40 | 1,45 | 1,33 | 1,37 | 1,38 | - 0,01 |

Gesamtmittel: $17,86 : 7 = 2,55 \text{ kg/cm}^2$;
 $\mathcal{J} = - 0,30 \text{ kg/cm}^2$.

¹⁾ Beim Gesamtmittel nicht berücksichtigt.

Anmerkung:

- Ablesung 1 = Beginn des Flimmerns des Glühlämpchens,
- " 2 = Verlöschen des Glühlämpchens,
- " 3 = Wiederaufleuchten des Glühlämpchens,
- \mathcal{J} = Unterschied der mittleren gemessenen gegenüber der errechneten Bodenpressung.

Abb. 13. Ergebnisse einer Bodendruckmessung bei unbelasteter Brücke (Messung Nr. 13).

der Windlade in Verbindung stehen (Rückleitung durch das zugehörige Luftzuführungsrohr zu dem lösbaren Kontakt — Sitzfläche des Kolbens — in der Dose). Die Meßeinrichtung ist auf einer Schalttafel mit abgeschlossenem Manometer zusammengefaßt, die mit der Druckluftflasche in dem Prüfschrank auf dem Pfeilerkopf untergebracht ist (Abb. 9 u. 10).

Die Anordnung auf der Schalttafel geht aus der gegebenen Erläuterung und aus der schematischen Skizze hervor. Für die Festlegung des Stromkreises sind folgende Bedingungen maßgebend: Bei Einschaltung einer Meßdose durch Betätigung des zugehörigen Schalters muß Strom über die Dose, deren Kontakt infolge der Pressung zwischen Pfeilerbeton und Boden zunächst geschlossen ist (Normallage), und das betreffende Glühlämpchen fließen. Wird nun in die Meßdose durch ihre Zuführungsleitung Druckluft gegeben, so drückt sich der Deckel, wenn die vorhandene Bodenpressung überschritten wird, in den Boden (größter Weg 0,3 mm). Hierdurch wird der Kontakt in der Dose unterbrochen. Dieser Zeitpunkt wird durch das Auslösen des Glühlämpchens angezeigt, wobei der maßgebende Druck (= Bodenpressung) abgelesen werden kann. Das Auslösen des Glühlämpchens ist die weitere Bedingung für die richtige Stromkreisordnung.

Der Einbau muß sehr sorgfältig geschehen, um den Baugrund unmittelbar unter der Dose nicht zu verletzen. Die Dosen werden mit dem Deckel nach unten etwa 1 cm tief in die Gründungssole eingelassen, die mit einer feinen Sandschicht leicht abgestampft wird, um den ursprünglichen Zustand des Baugrundes wiederherzustellen, und mit Beton umhüllt. Um zu verhüten, daß während des Einbetonierens Zementwasser unter die Dose läuft und dort den Boden verfestigt oder gar in den Spalt zwischen Deckel und Dose eintritt, muß rings um die Dose herum ein etwa 1 m² großes Papierblatt auf den Boden (Gründungsfläche) gelegt und an die Dose angeklebt werden. Zur weiteren Sicherheit wird ein dünnes, kreisrundes Stück Papier unter den Deckel angeklebt (Abb. 11).

Das Hochführen der Luftzuführungs- und Ausblaskupferröhrchen und der Gummischlauchkabel geschieht zusammengebündelt in einem Flanschrohr, das von der Senkkastendeckenunterkante bis zu dem Prüfschrank auf dem Pfeilerkopf reicht. Nach dem Verlegen und Einbau der Meßdosen werden die Leitungen, Kupferröhrchen und Kabel, die in entsprechender Länge bereits an den Dosen angebracht sind, an der Senkkastendecke mit den im Flanschrohrstrang liegenden zugehörigen Teilen zusammengeschlossen. Bis zu dieser Stoßstelle sind die Kabel zum Schutze gegen Beschädigungen mit übergeschobenen Kupferröhrchen versehen. Nach Fertigstellung des Pfeilers wurde der Prüfschrank aufgestellt und die Schalttafel an die hochgeführten Leitungen angeschlossen.

Die Messungen mit den eingebauten pneumatischen Bodendruckmeßdosen wurden schon unmittelbar nach Aufmauerung des Pfeilers begonnen, und zwar noch vor dem Aufstellen des Stahlüberbaues, um auch unter diesem später nicht mehr gegebenen Belastungszustande, nämlich Pfeilergewicht allein ohne Überbauten, ein Bild über Größe und Ver-

teilung der Bodendruckspannungen zu erhalten. Auch während der Montage des Stahlüberbaues, die über die rechte Stromöffnung auf Gerüsten und über die Mittelöffnung und linke Stromöffnung im Freivorbau geschah, wurden für die einzelnen Bauzustände, je nach dem Fortschreiten der Montage, Messungen durchgeführt, wie z. B. Überbau nur auf einer Öffnung, Belastung bei größtem Überhang im freien Vorbau usw. Die Ergebnisse der Messungen werden in Tabellen eingetragen, die am Kopf alle für die Messung wichtigen Angaben enthalten, wie den Tag der Messung, das Pfeilergewicht, den betreffenden Belastungszustand usw. (Abb. 12 u. 13). In einer Übersichtsskizze sind der Pfeilergrundriß und die Verteilung der Dosen über die Gründungsfläche angegeben. Das Eigengewicht des Pfeilers und damit der Druck des Pfeilers auf die Gründungssole wechselt je nach dem Wasserstand. Um zu vermeiden, daß der Beobachter jedesmal eine besondere Berechnung hierüber durchführen muß, ist auf der Rückseite der Tabelle die Beziehung zwischen Pfeilergewicht und Wasserstand zeichnerisch dargestellt, so daß sofort für jeden beliebigen Wasserstand das zugehörige Gewicht festgestellt werden kann (Abb. 14). Die vorhandene Bodenpressung wird bei jeder Dose gewöhnlich dreimal abgelesen, da der Kontakt bei allmählich zunehmendem Innendruck der Dose meistens nicht augenblicklich und gleichzeitig am ganzen Umfang gelöst wird, sondern zunächst nur ein schwächeres Leuchten und Flimmern des zugehörigen Glühlämpchens beobachtet werden kann (1. Ablesung) und erst bei weiter ansteigender Druckluftzuführung ein vollständiges Verlöschen (2. Ablesung) eintritt. In der Hauptsache wird diese Erscheinung wohl darauf zurückzuführen sein, daß in der Druckluftleitung und in den Dosen Schweiß- und Niederschlagwasser sich festgesetzt hat, das auch durch vorheriges Durch- und Ausblasen mit Druckluft nicht immer vollständig aus den Dosen entfernt werden kann und die plötzliche Kontaktunterbrechung verhindert. Läßt man nach Verlöschen des Lämpchens den Druck wieder langsam abnehmen, so tritt bei einer gewissen Druckhöhe, die meistens gut mit der 1. Ablesung übereinstimmt, plötzlich wieder Kontakt und damit Aufleuchten des Lämpchens ein (3. Ablesung). Aus der 1. und 3. Ablesung wird daher gewöhnlich auch das Mittel genommen. Aus sämtlichen gemittelten Ablesungen wird dann noch das Gesamtmittel gebildet, um einen Vergleich mit dem errechneten mittleren Bodendruck zu erhalten, der ebenfalls noch auf der Tabelle angegeben wird. Das gemessene Gesamtmittel ist dabei stets etwas kleiner als die errechnete mittlere Bodenpressung; der an sich nur geringe Unterschied ist wohl auf Einwirkung der Wandreibung zu setzen, die bei der Berechnung nicht in Ansatz gebracht wird. Als Beispiel sind in Abb. 12 u. 13 Messungsergebnisse bei der Probelastung bei belasteter und unbelasteter Brücke angegeben (Messung Nr. 10 u. Nr. 13).

Um ein anschauliches Bild darüber zu gewinnen, wie sich die Bodenpressungen auf die Gründungssole verteilen, sind die gemessenen Bodendrucke aus diesen beiden Messungen in verschiedenen Achsen, die durch die Grundfläche gelegt wurden, noch zeichnerisch aufgetragen (Abb. 15). Man kann aus dieser Darstellung ersehen, daß vorerst die Pressungen am Rande größer als in der Mitte sind. Es ist eine Aufgabe späterer Messungen, festzustellen, ob diese Druckverteilung auch weiterhin so bleiben wird oder ob dies noch eine Nachwirkung der Bauherstellung (Senkkastengründung mit starken Randpressungen) ist.

Von den acht eingebauten Dosen arbeiten sieben vollkommen einwandfrei, nur eine Dose, Nr. 4, an der Spitze des Pfeilers gelegten, zeigte ursprünglich ziemlich hohe Drücke, die sich erst in letzter Zeit vermindert haben. In Anbetracht der schwierigen Verhältnisse beim Verlegen der Dosen im Senkkasten und der Empfindlichkeit der Anlage kann man mit diesem Ergebnis sehr zufrieden sein. Zutreffende Schlußfolgerungen aus den Messungsergebnissen werden jedoch erst gezogen werden können, wenn die Messungen noch über einen längeren Zeitraum hinweg fortgesetzt

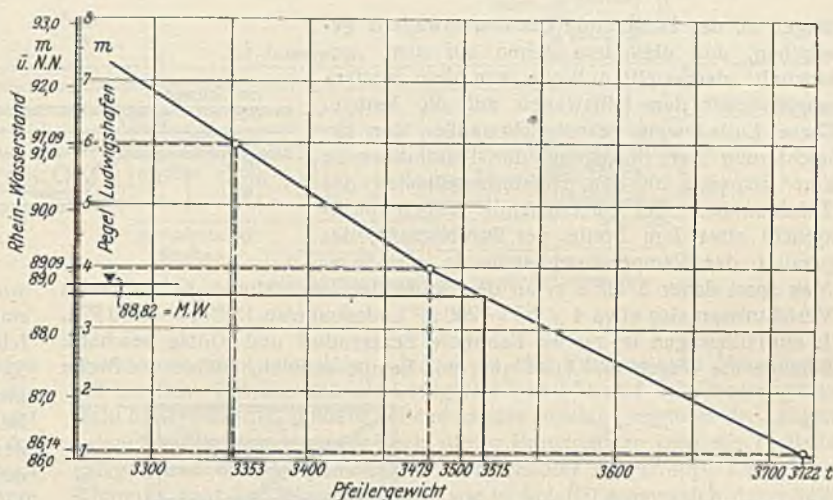


Abb. 14. Zeichnerische Darstellung der Beziehung zwischen Pfeilergewicht und Wasserstand im Strom.

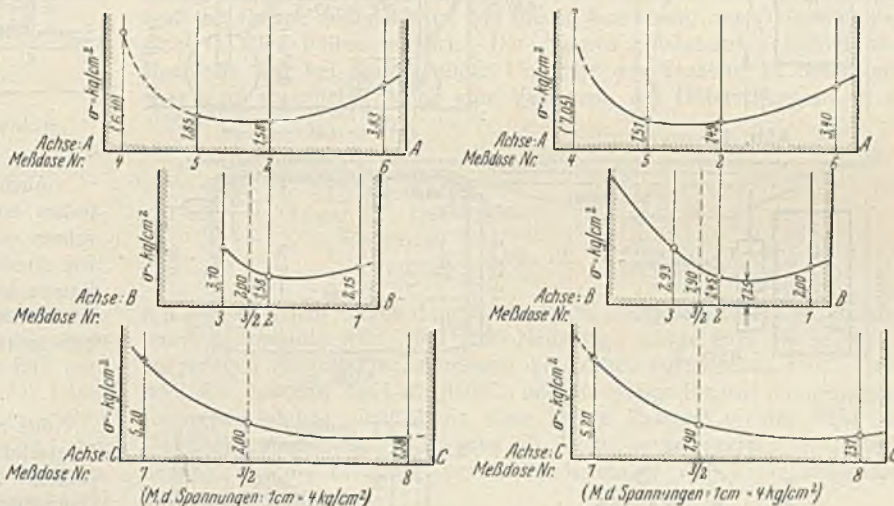


Abb. 15a.

Abb. 15b.

Verteilung der gemessenen Bodenpressungen in verschiedenen Achsen der Grundfläche nach den beiden Messungen N 10 u. N 13 (s. Abb. 12 u. 13).

sind und zahlreichere Ergebnisse bei den verschiedensten Belastungen und Wasserständen wie NW, MW und HW vorliegen. Gleichzeitig mit den Bodendruckmessungen und der Brückenbelastung wurde auch die Höhenlage der Widerlager und Pfeiler genau nachgeprüft; es wurden wie auch bisher seit der Fertigstellung nicht die geringsten Setzungen festgestellt.

Sämtliche Untersuchungen, Messungen und Beobachtungen erstreckten sich über vier Tage und wurden von Herren des Reichsbahn-Zentralamtes in Berlin, des Zentralbauamtes bei der Gruppenverwaltung Bayern in München und des Neubauamtes Ludwigshafen (Rhein) durchgeführt. Soweit durch die Probelastungen das Verhalten der neuen Brücke unter den Verkehrslasten nachgeprüft werden sollte, waren die Ergebnisse voll zufriedenstellend und hielten sich durchweg unterhalb der zulässigen Werte, die wissenschaftliche Auswertung der Untersuchungen jedoch wird noch einige Zeit in Anspruch nehmen; man kann sicher sein, daß sie eine wertvolle Bereicherung der Kenntnisse auf den erforschten Gebieten bringen und zum weiteren Fortschritt in Technik und Wissenschaft beitragen werden. Der Deutschen Reichsbahn aber ist es als Verdienst anzurechnen, daß sie sich trotz der Ungunst der Zeit nicht gescheut hat, erhebliche Mittel auch für diese Zwecke, die Weiterbildung der Theorie und Wissenschaft, aufzuwenden.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Viehrampen.

Von Reichsbahnoberrat Fahl, Salzwedel.

In der Bautechn. 1928, Heft 19, S. 256/257, und im Bahnbau 1929, Nr. 8, S. 119/120, sind nur Anlagen von mittlerer Größe ausschließlich der Gleisanlagen beschrieben. Es erscheint eine Ergänzung jenes Aufsatzes nötig durch Anführung von Musterbeispielen für ganz kleine und ganz große Anlagen sowie durch Behandlung der Rampengleise. Zunächst ist noch auf ein neues Hilfsmittel beim Verladen, den sog. Hilfswagen, hinzuweisen.

1. Hilfswagen.

Die Tiere werden von den Landleuten meistens auf sog. Kastenwagen zur Bahn gebracht, aus denen sie vom hinteren Ende der Wagen aus auf

die Rampe gelangen. Man kann nun mit dem Kastenwagen an die Kopf- wände oder die Seitenwand der Rampe herantreiben. Bei Entladung an der Kopf- wand führt der Wagen die in Abb. 1 „strichpunktiert“ dargestellten Bewegungen aus, bei Entladung an der Seitenwand die „gestrichelt“ dargestellten Bewegungen. Das Herantreiben an die Kopf- wand läßt sich leichter ausführen und wird von den Verladern vorgezogen. Immerhin macht das Zurückdrücken des Wagens durch die Zugtiere auch hierbei mitunter Schwierigkeiten. Diese Schwierigkeiten werden durch die Anwendung des in Abb. 3 dargestellten Hilfswagens vermieden. Der Kasten- wagen fährt seitlich an die Rampe heran (Abb. 2); alsdann wird der Hilfs-

wagen an das Hinterende des Kastenwagens geschoben, und die Tiere gehen auf dem „gestrichelt“ dargestellten Wege von dem Kastenwagen über den Hilfswagen auf die Rampe. Diese Entladeweise ermöglicht außer der Erleichterung der Bewegung der Landfuhrwerke eine Ersparnis an den Herstellungskosten der Zufuhrstraße. Der querstehende Wagen beansprucht etwa 7 m Breite der Zufuhrstraße, der parallel der Rampenwand stehende nur 2 m. Man spart daher 3 bis 4 m an der Breite der Zufuhrstraße, bei mittleren Verhältnissen also etwa $4 \times 50 = 200 \text{ m}^2$ Ladestraße zu $15 \text{ RM} = 3000 \text{ RM}$. Je ein Hilfswagen ist für die Bahnhöfe Beetzendorf und Klötze beschafft. Solange die Wagen in Klötze quer zur Rampe standen, reichte die Breite

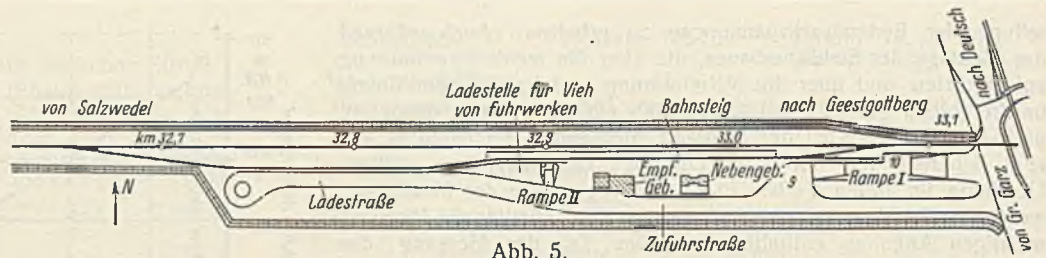


Abb. 5.

wohl angenommen, daß der Herstellungspreis einer solchen Rampe geringer ist als der einer festen Rampe. Auch das trifft nicht zu. Eine fahrbare Rampe kostet etwa 300 RM, die in Abb. 4 dargestellte feste Rampe kostet etwa 250 RM. Die Wände sind aus eisernen Schwellen zwischen Schienenpfosten hergestellt. Die Rampenfläche wird mit einem Betonestrich befestigt. Die Fuhrwerke fahren rückwärts an die Kopfseite der Rampe heran. Eine ähnliche Rampe ist 1930 auf Bahnhof Gr. Garz ausgeführt (Abb. 5).

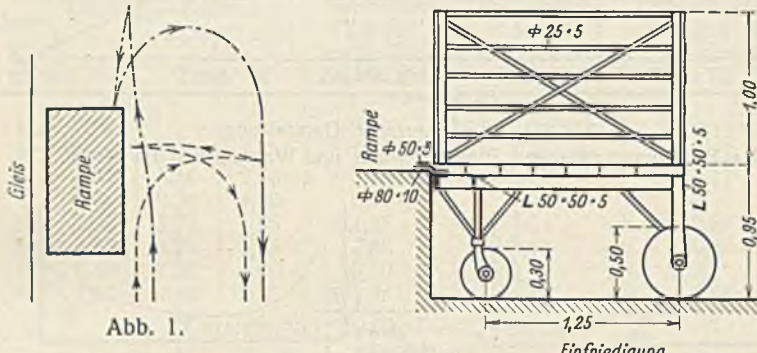


Abb. 1.

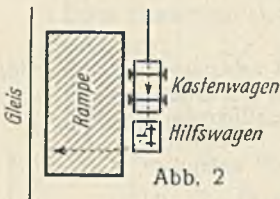
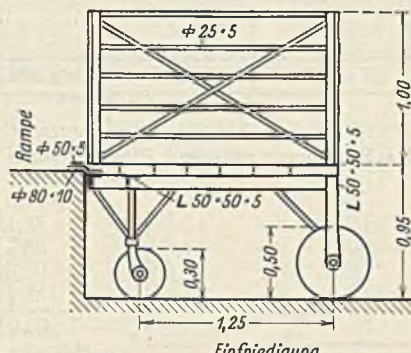


Abb. 2.

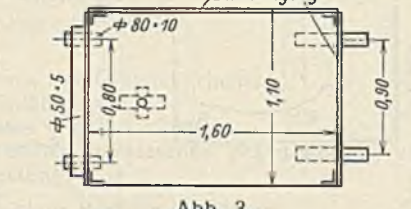


Abb. 3.

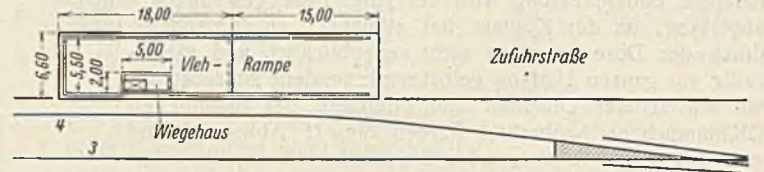


Abb. 6.

Auch auf solchen kleinen Rampen kann man Buchten herstellen, indem man die ganze Rampenfläche mit einer Einfriedigung aus Siederohren od. dgl., wie in Abb. 4 „gestrichelt“ dargestellt ist, umschließt. Die Ausführung einer solchen Bucht ist auf Wunsch der Verladere für die Rampe auf Bahnhof Sledenlangenberg geplant (Abb. 6). Auf drei Seiten ist bereits die Einfriedigung für die Bucht vorhanden. Es fehlt nur noch der „gestrichelte“ Abschluß.

3. Größere Rampen.

Als ein Musterbeispiel für größere Anlagen ist die auf dem Bahnhof Beetzendorf 1930 ausgeführte, in Abb. 7 u. 8 dargestellte Rampe anzuführen. Auf dieser Rampe sind fünf überdachte Buchten von je 20 m^2 Grundfläche und eine nicht überdachte Bucht von etwa 55 m^2 Grundfläche ausgeführt. An einem Kopfende befindet sich ein Wiegehaus. Um die Rampe bequem bedienen zu können, ist sie so eingerichtet, daß die Tiere sowohl von der Kopfseite als auch von der Langseite aus auf die Rampe gelangen können. Auf dieser Rampe verladen gleichzeitig eine Genossenschaft und eine größere Zahl Händler. Die Genossenschaft bringt die Tiere am Kopfende durch die kleinen Buchten 1 und 2 in das Wiegehaus zum Wiegen, von da durch den Gang entweder unmittelbar in die Eisenbahnwagen oder in die von ihr gepachteten Buchten 3 und 4. Die Buchten 5, 6 und 7 werden von Händlern benutzt. Diese bringen die Tiere auf der Langseite der Rampe mit Hilfe des unter 1. beschriebenen Hilfswagens in diese Buchten. Die große, nicht überdachte Bucht 8 dient der allgemeinen Benutzung. Innerhalb dieser Bucht ist von einem Händler eine Viehwaage aufgestellt. Als Wiegehaus für die Genossenschaft ist ein Gebäude benutzt, das bereits vor Erbauung der Rampe vorhanden war und als Aufenthaltsgebäude für Rottenarbeiter diente. Das Gebäude ist unterkellert, und der Keller ist durch eine Treppe vom Verbindungsgang zugänglich gemacht. Der Keller ist an die Genossenschaft mitverpachtet.

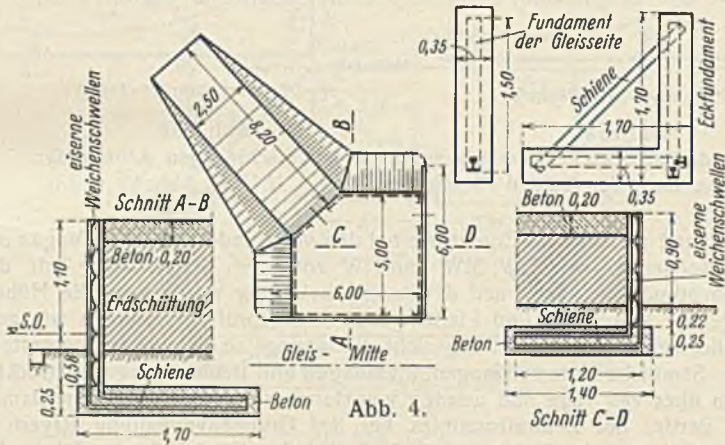


Abb. 4.

der Zufuhrstraße nicht aus, und es war eine Verbreiterung zum Betrage von 2800 RM geplant. Die Verbreiterung ist nach Anschaffung des Hilfswagens nicht mehr erforderlich. Man wird daher bei größeren Anlagen die in Abb. 1 „gestrichelt“ dargestellte Entladeweise zweckmäßig durch die Entladung mit Hilfswagen ersetzen.

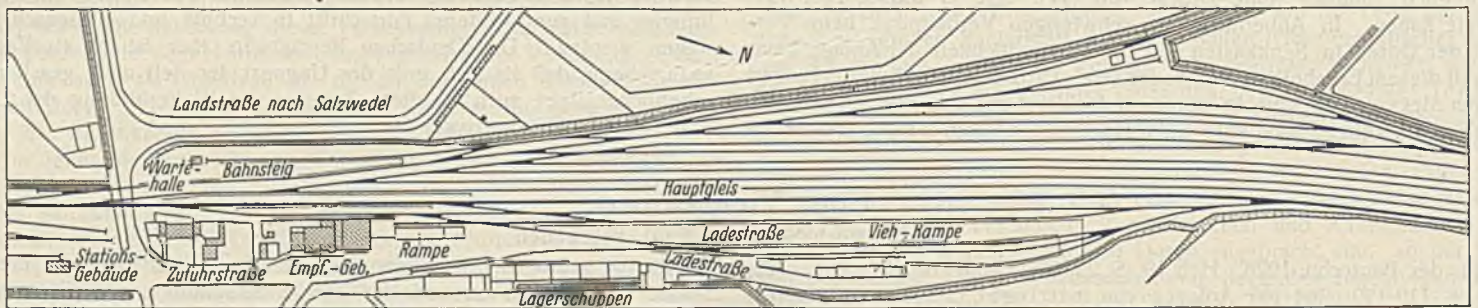


Abb. 7.

2. Ganz kleine Rampen.

Bei ganz einfachen Verhältnissen hat man vielfach auf die Herstellung fester Rampen verzichtet und dafür fahrbare, aus Holz konstruierte Rampen verwendet. Die Verladung mit diesen macht, besonders bei größeren Tieren, Schwierigkeiten und verursacht häufiger Beschwerden der Verladere. Zudem ist ihre Unterhaltung teuer, da das Holz fault. Man hat

Mit Hilfe der im Bahnbau 1929, Nr. 29, S. 493, beschriebenen und dort in Abb. 1 dargestellten fahrbaren Ladebrücken werden die Tiere von den Buchten oder dem Verbindungsgang aus in die Eisenbahnwagen geladen, und zwar sowohl in die untere als auch in die obere Etage.

Die Rampe dient auch als Kopframpe.

4. Rampengleise.

Kleine Rampen wird man ohne Herstellung besonderer Gleise vielfach neben vorhandenen Gleisen erbauen können; vgl. den Plan von Gr. Garz, Abb. 5, wo die neue Rampe II an die Verlängerung des Ladegleises gebaut ist. Die mit Vieh beladenen Wagen werden meistens in Richtung Geestgottberg mit Personenzügen abbefördert. Die Rampe steht so zu der Ladestraße, daß die Personenzüge, indem sie durch die Weichen 10 und 9 an die Rampe II gesetzt werden, die Viehwagen aufnehmen können, ohne mit den im Ladegleis stehenden Wagen Rangierbewegungen zu machen. Wichtig ist, daß das Rampengleis an beiden Seiten einige Wagenlängen über die Rampe hinausreicht, damit man die Eisenbahnwagen an der Rampe entlangschieben kann. Die Rampe braucht dann nur 5 m lang zu sein. Wenn das Rampengleis mit dem Ende der Rampe abschneidet, kann man nur so viele Wagen verladen, wie man mit einemmal an die Rampe setzen kann. Deshalb erwies sich die ältere Rampe I auf Bahnhof Gr. Garz als unzureichend und ist dort 1930 die kleine Hilfsrampe II gebaut worden. Zur Viehverladung werden jetzt beide Rampen benutzt. Ein Vergleich der beiden Rampen ergibt folgendes:

| | Herstellungskosten (heutige Einheitspreise) | Tägliche Höchstleistung |
|--------------------|--|-------------------------|
| | RM | Wagen |
| Rampe I | 13 000 | 2 |
| Rampe II | 300 | mindestens 6 |



Abb. 9.

Für größere Rampen ist die Herstellung eines besonderen Rampengleises anzustreben. Als Grundgedanke für eine betrieblich einwandfreie Gleisanlage kann die Gleisskizze Abb. 9 dienen. Güterzug-Ein- und Ausfahrgleis ist Gleis 2. Als Durchfahrgleis zur Bedienung der Ladeanlagen dient Gleis 1, woran das Güterschuppengleis 3, das Rampengleis 4 und das Ladegleis 5 beiderseits mit Weichen so angeschlossen sind, daß jede von diesen Anlagen ohne gegenseitige Störung bedient werden kann. Eine derartige Anlage bedingt eine große Längsentwicklung und ist wohl

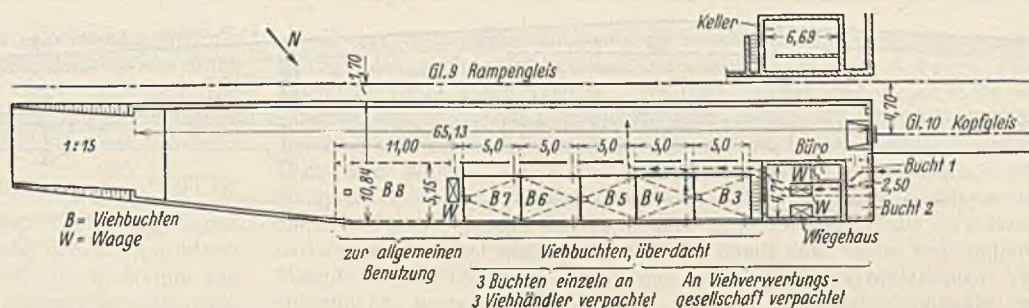


Abb. 8.

bisher noch nicht ausgeführt. Jedoch ist eine Variante nach Abb. 10 ganz gut möglich. Hierbei sind die Ladegleise 5 und 5a und das Rampengleis 4 nicht hintereinander, sondern nebeneinander angelegt, wodurch die Längsentwicklung geringer wird. Nach dieser Prinzipskizze sind die Freiladeanlagen und die Rampenanlage in Beetzendorf ausgeführt. Der Güterschuppen liegt hier allerdings nicht, wie in Abb. 10 ausgezogen dargestellt, links vom Empfangsgebäude an einem besonderen Ladegleis 3, sondern rechts vom Empfangsgebäude an dem Gleis 1 (punktirt angedeutet). Eine gleichzeitige Bedienung des Güterschuppens einerseits und der Ladestraße und der Rampe andererseits ist bei dieser Anordnung des Güterschuppens nicht in allen Fällen möglich. Die dadurch entstehenden betrieblichen Nachteile sind bei dem heutigen Umfange des Verkehrs in Beetzendorf aber nicht so erheblich, daß eine Verlegung des Güterschuppens in die

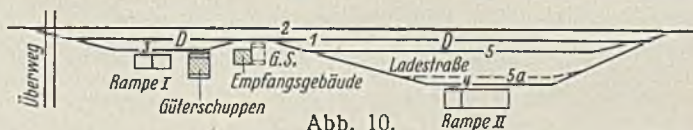


Abb. 10.

mit ausgezogenen Linien dargestellte Lage, die große Kosten verursachen würde, notwendig wäre. Bei einer Neuanlage würde aber die in Abb. 10 ausgezogen dargestellte Anordnung betrieblich vorzuziehen sein. Dabei wird man zunächst das Ladegleis 5a und die Rampe II nebst Rampengleis 4 fortlassen können und zuerst eine kleine Rampe I in der Nähe des Güterschuppens bauen, die man als Vieh- und Feuerrampe so lange benutzt, bis die Erbauung der Rampe II infolge von Verkehrsteigerung notwendig wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Frage der Gebäudeunfälle durch Windsaugwirkung.

Von Gerhard Mensch, Beratender Ingenieur VBI, Berlin-Charlottenburg.

Der nachstehend beschriebene Unfall an einem Geschoßbau im Kabelwerk Oberspree der AEG in Berlin-Oberschöneweide dürfte von allgemeinem Interesse sein und auch Vergleichsmöglichkeiten bieten mit den Ergebnissen der Versuche, die vom Winddruckausschuß der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen veranlaßt sind an Gebäudemodellen in kleinem Maßstabe im sog. Windkanal in der Aerodynamischen Versuchsanstalt in Göttingen¹⁾.

Am 4. Juli 1928 durchzog ein Sturm von stellenweise ungewöhnlicher Stärke ganz Norddeutschland vom Rhein bis Ostpreußen, der an

keit von 12 bis 13 m/sek. Nach den Aufzeichnungen des meteorologischen Observatoriums bei Potsdam hatte dort bis gegen 13 Uhr nur schwache Luftbewegung geherrscht. Bald nach 13 Uhr setzte der Sturm in voller



Abb. 1. Querschnitt.

vielen Stellen erheblichen Schaden verursachte, u. a. auch im Flughafen Tempelhof und, wie schon erwähnt, im Kabelwerk Oberspree. Nach einer über den Sturm von H. v. Ficker herausgegebenen Sonderausgabe aus den Sitzungsberichten der Preußischen Akademie der Wissenschaften sind Stürme von der Stärke 10 bis 11, also entsprechend einem Winddruck von 110 bis 135 kg/m², auf den Teil östlich der Elbe beschränkt geblieben. Der Sturm, der mit einem Temperaturabfall von 30° auf 10° verbunden war, zeichnete sich in Berlin und Umgebung durch seine verhältnismäßig lange Dauer (1/2 bis 3/4 Std.) sowie durch die Verschiedenheit der Windstärke in örtlich eng aneinander grenzenden Strichen aus. Während stellenweise schwerer Sturm starke Verwüstungen anrichtete, blieben unmittelbar angrenzende Striche verschont, in denen Windstärke 7 nicht überschritten worden zu sein scheint, entsprechend einer mittleren Windgeschwindig-

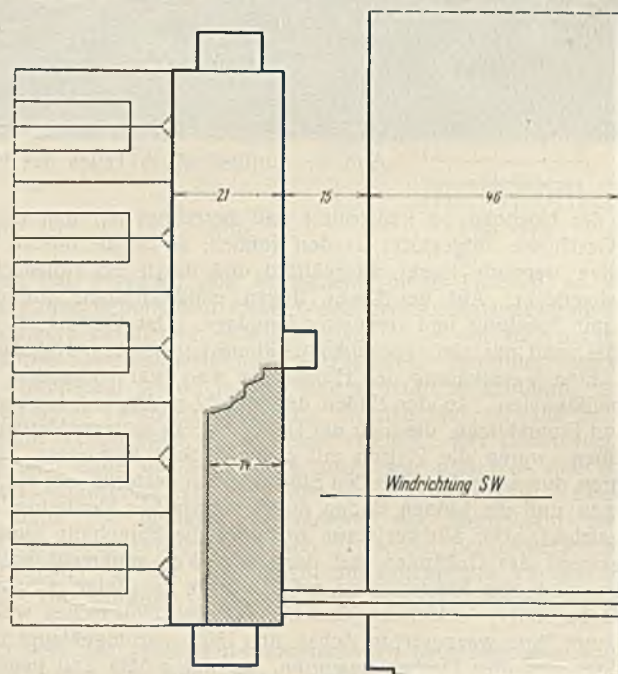


Abb. 2. Grundriß.

Stärke ein; es wurden Böen mit einer Höchstgeschwindigkeit von 31 m/sek, entsprechend Windstärke 11 der zwölfteiligen Beaufortskala, beobachtet. Ungefähr eine Stunde später fanden entsprechende Erscheinungen in

¹⁾ Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen, Bd. 3, 1927, und Bd. 4, 1928, VDI-Verlag, Berlin.

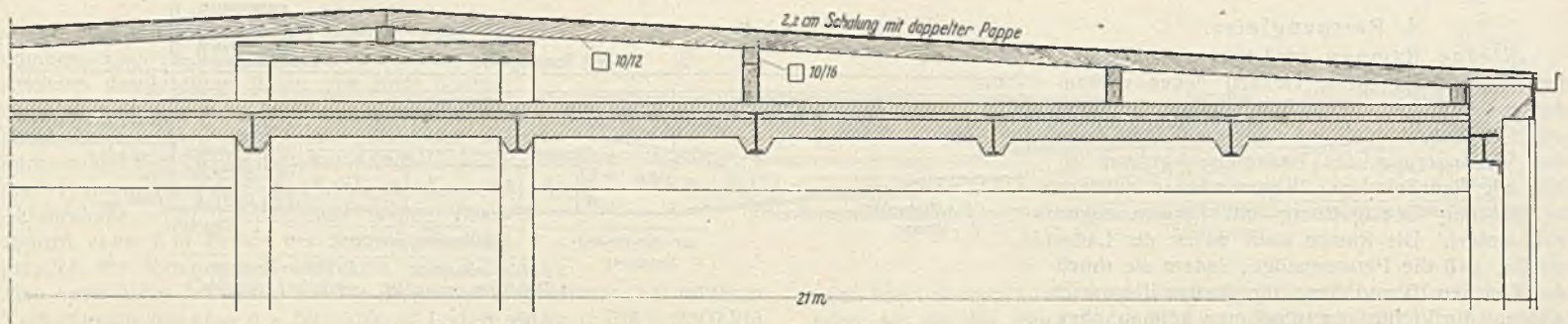


Abb. 3. Querschnitt durch die Dachabdeckung.

Berlin (Zentrum) statt. Im Osten Groß-Berlins (Oberschöne-weide) ist der Sturm noch etwas später als in Berlin (Zentrum) aufgetreten, da sich die Böen von Westen nach Osten hin fortpflanzten. Durch Windstärke 11 können, so heißt es in dem Bericht, Verwüstungen schwerster Art angerichtet werden. Zwischen 14 und 15 Uhr sind auch die vorgenannten Schäden entstanden.

Der in Frage kommende Bau im Kabelwerk Oberspree ist ein Geschosßbau von 100 m Länge und 21 m Breite, der in Abb. 1 im Querschnitt und in Abb. 2 im Grundriß dargestellt ist. Die eine Längsfront liegt nach der Spree zu gegen SW. Hier ist dem Geschosßbau ein Flachbau vorgelagert, der von ihm durch eine 15 m breite Straße getrennt

Endtreppenhaus und einem Verbindungsgang vom Hochbau über die vorgelagerte niedrige Halle hinweg. Anscheinend hat der Wind dadurch eine seitliche Führung erhalten. Abb. 4 läßt die Lage und Gestalt des Bauwerks deutlich erkennen. Obgleich in den Hallen gearbeitet wurde, sind Personen nicht verletzt worden.

Nachdem Bauunfälle wie der vorbeschriebene in den letzten Jahren mehrfach bekanntgeworden sind, hat sich das Fehlen von amtlichen Vorschriften, die die Berücksichtigung der Windsaugwirkung fordern, immer mehr fühlbar gemacht. Erst vor kurzem ist ein Bauunternehmer auf Wiederherstellung eines durch Windsaugwirkung zerstörten Daches vom Bauherrn verklagt worden. Der zum gerichtlichen Sachverständigen

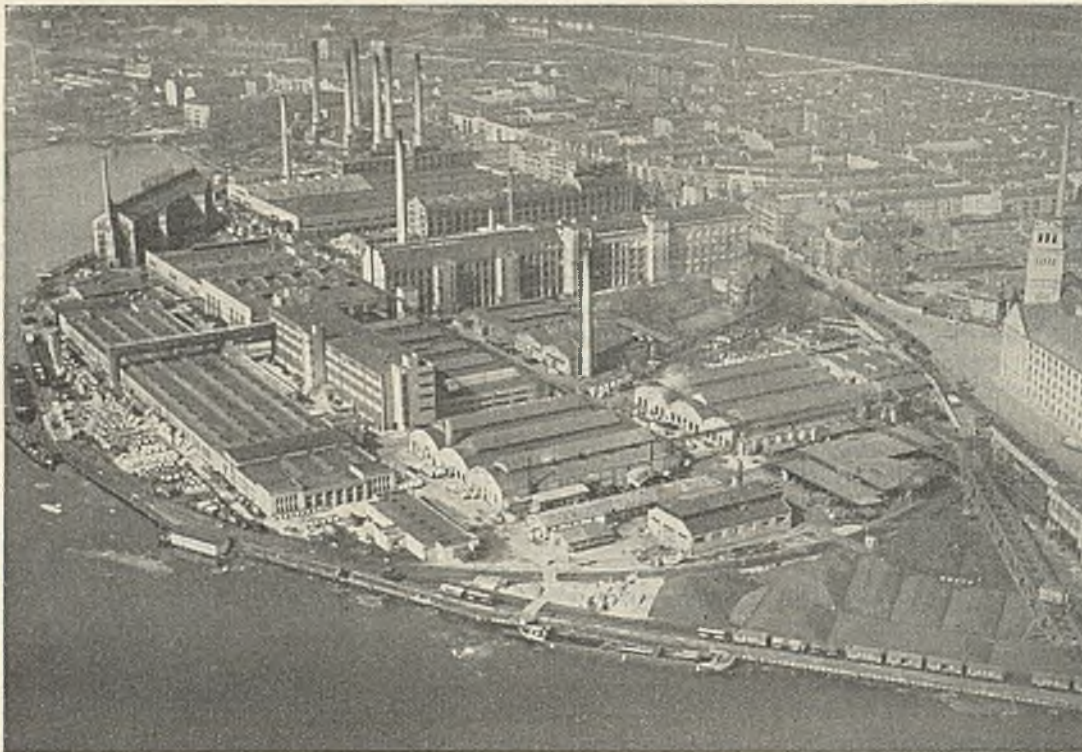


Abb. 4. Luftbild eines Teiles des Kabelwerkes.

ist. Da der Hochbau so konstruiert und berechnet ist, daß noch fünf weitere Geschosse aufgestockt werden können, so ist die oberste Decke als massive tragende Decke ausgebildet und durch ein Holzdach nach Abb. 3 abgedeckt. Auf der Decke liegen einige Pfetten und darüber Sparren mit Schalung und doppelter Papplage. Das Gesims ist massiv ausgebildet, und nur eine vorgehängte Rinne ist mit dem Holzdach verbunden. Eine Verankerung des Holzdaches war zwar vorhanden, jedoch sehr unvollkommen. An den Enden der in 6,67 m Abstand angeordneten Mittel- und Frontstützen, die über der Decke zwecks späterer Verlängerung hervorstehen, waren die Pfetten mit 5 mm dicken Rundisen befestigt. Diese waren durch ein Loch an den Stützenenden gesteckt, um die Pfetten geschlungen und die beiden Enden durch mehrfaches Verdrehen miteinander gesichert. Der Südweststurm traf über die Spreehalle hinweg auf die Längswand des Gebäudes, hat dann den Weg senkrecht nach oben genommen und eine Saugwirkung auf das Dach zur Folge gehabt. Der in Abb. 2 besonders kenntlich gemachte Teil des Holzdaches wurde angehoben, um eine waagerechte Achse um 180° herumgeklappt und auf den übrigen Teil des Daches geworfen, wo der größte Teil liegen blieb, während einige Teile in die dahinterliegenden Hallen fielen, nachdem die Dächer durchschlagen waren. Die 5 mm dicken Verankerungseisen waren an den Stellen gerissen, wo die Enden miteinander verschlungen waren. Der abgehobene Dachteile lag zwischen dem mittleren höher geführten Treppenhaus und dem linken, gleichfalls über das Dach hervortretenden

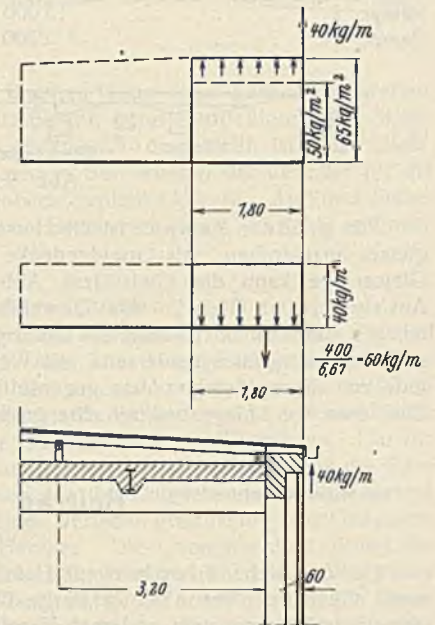


Abb. 5. Darstellung der am Rande des Daches wirkenden Kräfte.

ernannte Abteilungsleiter am Kaiser-Wilhelm-Institut für Strömungsforschung Göttingen, Dr.-Ing. Otto Flachsbar, hat den Standpunkt eingenommen, daß der Unternehmer sich gegen amtliche Vorschriften nicht vergangen habe. Der Erlaß einer amtlichen Vorschrift dürfte bisher zurückgestellt sein, weil zuverlässige Zahlen über die Größe der Saugwirkung nicht vorliegen. Es soll daher versucht werden, die ungefähre zahlenmäßige Größe der Windsaugwirkung bei dem oben beschriebenen Bauunfall festzustellen.

Aus der Tatsache, daß das Dach nach dem Anheben um 180° herumgeklappt worden ist, darf geschlossen werden, daß die Windsaugwirkung am Rande des Daches am größten war. Diese Erscheinung wird auch bestätigt durch die Göttinger Versuche. Nach dem Abheben der außen liegenden Dachteile hat der Wind das Dach auch von unten getroffen und damit die Drehbewegung weiter unterstützt. Das Anheben wurde schließlich noch dadurch gefördert, daß die Kastenrinne von 20 cm Breite auch noch einen unmittelbaren Winddruck in voller Stärke von unten erhielt. Nimmt man die Größe dieses Druckes von unten mit rd. 130 kg/m^2 an und die gleichzeitig vorhandene Saugwirkung mit 65 kg/m^2 , so ergibt sich, daß auf 1 lfdm Rinne eine Belastung nach oben von $(130 + 65) 0,2 = \text{rd. } 40 \text{ kg}$ gewirkt hat. Der übrige Teil der Kraft, die das Abheben des Daches, dessen Eigengewicht 40 kg/m^2 betrug, verursacht hat, muß von der Saugwirkung auf das Dach herühren.

Außer dem Eigengewicht des Daches wirkte den nach oben wirkenden Kräften noch die Bruchfestigkeit der in 6,67 m Abstand vorhandenen 5-mm-Rundisen mit $0,2 \text{ cm}^2$ Querschnitt entgegen. Da es sich um Rund-

cisen handelte, die bereits bei dem Einschalen der Decke mehrfach gebraucht und die an vielen Stellen über die Elastizitätsgrenze hinaus durch das Verdrehen beansprucht waren, so dürfte bei einer ruckweisen Beanspruchung des Eisens von 2000 kg/cm² der Bruch eingetreten sein. Das Rundeseisen würde danach also bei der Belastung von 0,2 · 2000 = 400 kg gerissen sein. Auf 1 lfdm würde sich ergeben $\frac{400}{6,67} \approx 60$ kg. In Abb. 5 sind die nach oben und unten wirkenden Kräfte aufgetragen. Dabei hat sich ergeben, daß bei gleichzeitiger Wirkung von 40 kg/m Winddruck- und Windsaugwirkung auf die Rinne und einer Saugwirkung von rd. 50 kg/m² bei einer Breite von etwa 1,8 m (≈ halber Plattenabstand), von der Traufe ab gerechnet, die nach oben und unten wirkenden Kräfte im Gleichgewicht gewesen wären. Bei einer angenommenen Saugwirkung von 65 kg/m² würde also ein Unterdruck von 15 kg/m² auf die vorgenannte Fläche gewirkt haben.

Dieser Wert dürfte einigermaßen zutreffend sein, wenn man berücksichtigt, daß noch kein Fall bekanntgeworden ist vom Abheben einer Leichtsteindecke eines Daches. Derartige Dächer haben meistens ein Gewicht von mindestens 70 bis 75 kg/m² einschl. Pappe. Wenn daher die bisher bestehende Vorschrift, wonach bei offenen Hallen ein auf Dach und Wände von innen nach außen wirkender Winddruck von 60 kg für 1 m² rechtwinklig getroffener Fläche zu berücksichtigen ist, dahin erweitert würde, daß mit dem gleichen Werte die Windsaugwirkung zu berücksichtigen ist, so dürfte damit dem bisher empfundenen Mangel abgeholfen sein, ohne daß dadurch die erforderlichen Verankerungen kostspieliger werden, als die, die bisher ohnehin aus Sicherheitsgründen meistens vorgesehen wurden. Bei Dachüberständen, vorgehängten Rinnen usw., wo der Wind auch noch als Druck von unten angreifen kann, müssen noch besondere Vorkehrungen getroffen werden entsprechend den an der Traufe angreifenden Kräften.

Die zulässigen Spannungen bei genieteten und geschweißten Stahlbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 44.)

Auf Grund der Stuttgarter Dauerversuche mit zahlreichen, von führenden Firmen verschweißten Probestäben aus St 37 können Stäbe mit Stumpfstoß (V- oder X-Naht) in Konstruktionen, die oftmals wiederkehrenden Belastungen ausgesetzt sind, unter der Annahme 1,5facher Sicherheit mit 800 kg/cm² bei guter Lichtbogenschweißung und 1000 kg/cm² bei guter Gasschmelzschweißung ausgenutzt werden. Das sind Zahlen, die dem derzeitigen Stande der Schweißtechnik entsprechen, jedoch bei der raschen Entwicklung zweifellos noch höher getrieben werden können. Nach DIN 4100 ist die Spannung in der Schweißnaht $\rho = \frac{P}{a \cdot 1} = 0,6 \sigma_{zul}$ nachzuweisen. Dies hat manche Konstrukteure dazu veranlaßt, die Schweißnaht nicht quer, sondern schräg anzuordnen, so daß sich eine Schweißnahtlänge = 1,7 der Blechbreite ergibt und damit der Stab voll mit σ_{zul} ausgenutzt werden darf. Das ist natürlich falsch. Die Schrägnaht leistet nicht mehr als die Quernaht, ist außerdem schwieriger herzustellen und wesentlich teurer.

Man hat eben allgemein in DIN 4100 vergessen, neben den Angaben für die Anordnung und Bemessung der Schweißnähte den nutzbaren Querschnitt F_n einzuführen. Dabei ist die Querschnittsausnutzung bei Zugstäben, die mit Schweißnähten angeschlossen sind, häufig erheblich geringer, die Querschnittschwächung größer als bei genieteten Zugstäben, namentlich bei Laschenverbindungen.

Die günstigsten Ergebnisse liefert der Stumpfstoß gleich dicker Bleche (Abb. 12). Es ist beim schweißgerechten Konstruieren Wert darauf zu legen, daß möglichst gleich dicke Stäbe oder Bleche miteinander verschweißt werden. Große Dickenunterschiede sind für die Verschweißung ungeeignet. Beim Übergang von dünnen auf dicke Bleche entsprechend Abb. 13 entsteht durch die Ausmittigkeit der Kraftübertragung und den harten Querschnittübergang eine Spannungsschwelle, die die Dauerfestigkeit der Verbindung ungünstig beeinflusst. Durch langes Ausschärfen des dickeren Bleches auf das dünnere (Abb. 14) wird der Kraftfluß stetiger. Der mittige Anschluß ist jedoch vorzuziehen (Abb. 15). Durch breite und flach auslaufende Nähte läßt sich eine Steigerung der Leistungsfähigkeit dieser Verbindung erreichen. (Im Maschinenbau sind auch durch Ausschleifen und Übersleifen Erfolge erzielt worden.)

Dauerbrucherscheinung bei dem mit Stumpfnaht angeschlossenen Stab ist die gleiche wie bei dem aus dem Vollen herausgearbeiteten Stab gleicher Form und Abmessung. Der Dauerbruchanriß geht von der Ecke aus (Abb. 17). Ein so angeschlossener Stab kann höchstens mit 50% seiner Leistungsfähigkeit ausgenutzt werden. Um die Spannungsverteilung günstiger zu gestalten und die Einschnürung des Kraftbündels an den Ecken zu vermeiden, empfiehlt sich ein Anschluß entsprechend Abb. 18 mit stetigerem Querschnittübergang und Anordnung der Schweißnaht senkrecht zu den Hauptzugkraftlinien oder bei Rahmen mit eingeschweißtem Übergangsblech (Abb. 19).

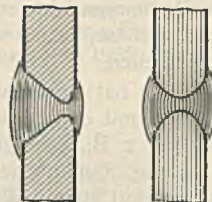


Abb. 12.

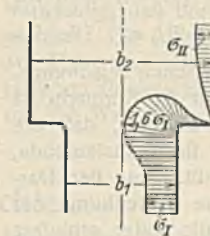


Abb. 17.

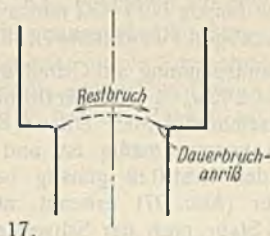


Abb. 18.

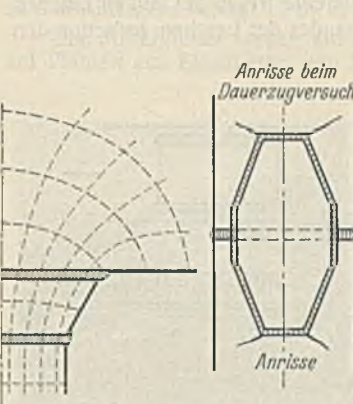


Abb. 19.

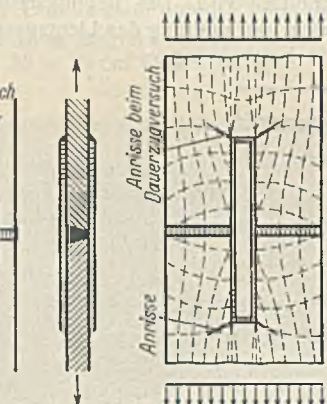


Abb. 20.



Abb. 21 a.

Abb. 21.

Man hat versucht, den Stumpfstoß durch Laschen zu verstärken (Abb. 20), und gehofft, auf diese Weise den Ausnutzungsgrad des Werkstoffs steigern zu können. Ein teilweiser Erfolg war auch bei mangelhaft ausgeführten Stumpfschweißungen festzustellen. Bei guter Verschmelzung in der Stumpfnaht wurde jedoch eine wesentliche Erhöhung der Dauerfestigkeit durch Laschenüberdeckung, die den Mehraufwand an Werkstoff und Arbeit rechtfertigen würde, nicht erreicht. Der Dauerbruch tritt am Anfang oder Ende der Lasche ein, und zwar bildet er sich im Grundwerkstoff unmittelbar vor der Stirnnaht aus (Abb. 20). Ebenso wenig Erfolg hatte die geplante Verstärkung der Stumpfnaht mit durchgestecktem Blech entsprechend Abb. 21, wobei der Dauerbruchanriß im Stab ebenfalls von der Schweißnaht am Anfang des Verstärkungsblechs ausging. Das Kraftfeld (Abb. 21 a) zeigt eine Spannungsspitze an dieser Stelle.

Bei dem von genieteten Konstruktionen übernommenen Stabstoß mit Laschen, wobei die Verbindung durch Stirn- oder Flankennähte oder durch beides zusammen geschieht, liegen räumliche Spannungszustände vor. Die Kraftübertragung aus der Stabebene in die Laschenebenen mit Stirnnahten (Abb. 22) bedingt scharfe Umbiegungen im Kraftfluß — Spannungsschwellen —, die sich hinsichtlich der Dauerfestigkeit der Verbindung ungünstig auswirken. Dazu kommt die durch den beiderseitigen

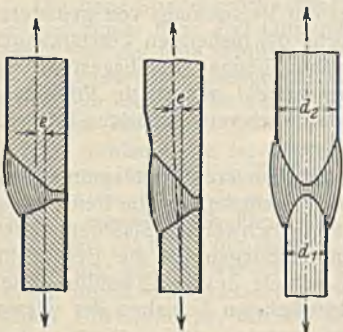


Abb. 13.

Abb. 14.

Abb. 15.

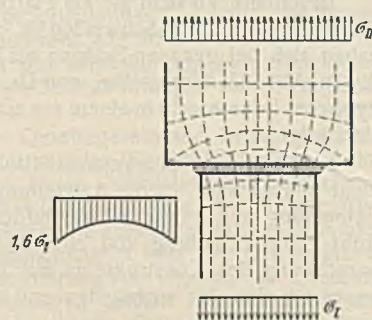
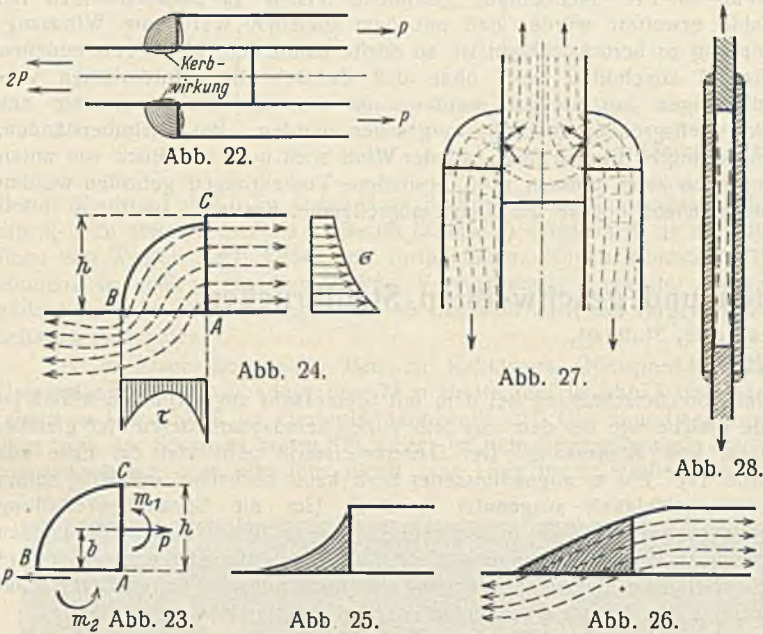


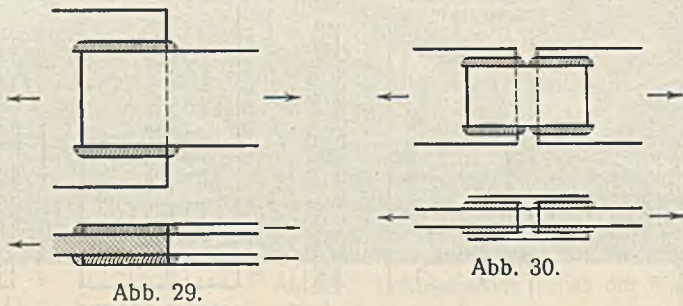
Abb. 16.

Bei Stäben mit veränderlichem Querschnitt und bei Querschnittübergängen von schmalen auf breite Bleche (z. B. Stabanschluß an Knotenblech) mit Stumpfnaht hat man es mit zweiachsigen Spannungszuständen zu tun. Harte Übergänge entsprechend Abb. 16 ergeben ein Kraftfeld mit Spannungsspitzen an den einspringenden Ecken. Die

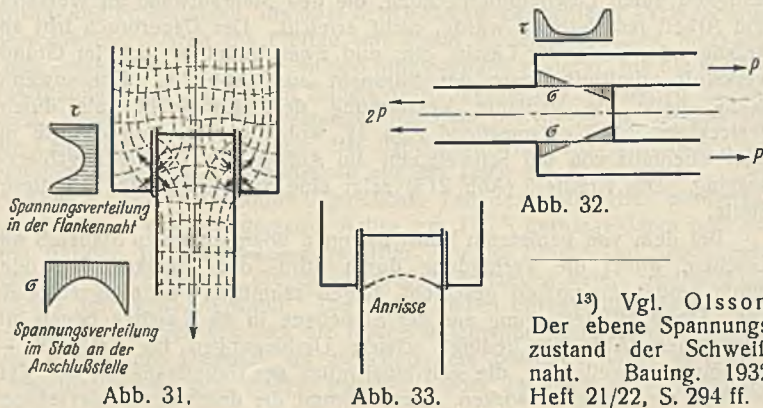
Einbrand bedingte Kerbwirkung. Die Ursprungfestigkeit D_{zu} eines mit Laschen und Stirnnaht gestoßenen Stabes St 37 beträgt 700 bis 800 kg/cm², also nur rd. 35% von der des ungestoßenen Stabes. Näherungsweise läßt sich die Spannungsverteilung in der Schweißnaht wie folgt erfassen: In der waagerechten Fläche AB (Abb. 23) wirkt P als Scherkraft, in der senkrechten Fläche AC als Normalkraft. Dem Moment Pb wirken die



Einspannmomente M_1 und M_2 entgegen. Für $AB = AC = h$ wird $M_1 = M_2 \approx \frac{Ph}{4}$ und die größte Randspannung $\max \sigma = 2\frac{1}{2} \sigma_0$. Die Ermittlung der größten Randspannung auf Grund der Ayrischen Spannungsfunktion ergab $\max \sigma = 2\frac{2}{3} \sigma_0$ ¹³⁾. Der Kraftfluß durch die Stirnnaht ist durch Abb. 24 gekennzeichnet. Man erkennt ohne weiteres, daß die Hohlkehlförmigkeit (Abb. 25) unzweckmäßig ist und eine flach auslaufende, breite Naht (Abb. 26) den Kraftfluß günstig beeinflusst. Aus der Darstellung der Kraftfelder (Abb. 27) erkennt man die Ablenkung der Hauptzugkraftlinien im Stabe nach der Schweißnaht, die unter schieferm Winkel geschnitten wird. Die Biegemomente treten bei langen Laschen (Abb. 28) durch Verringerung des Lichtabstandes der Laschen zwischen den Stabenden in Erscheinung.

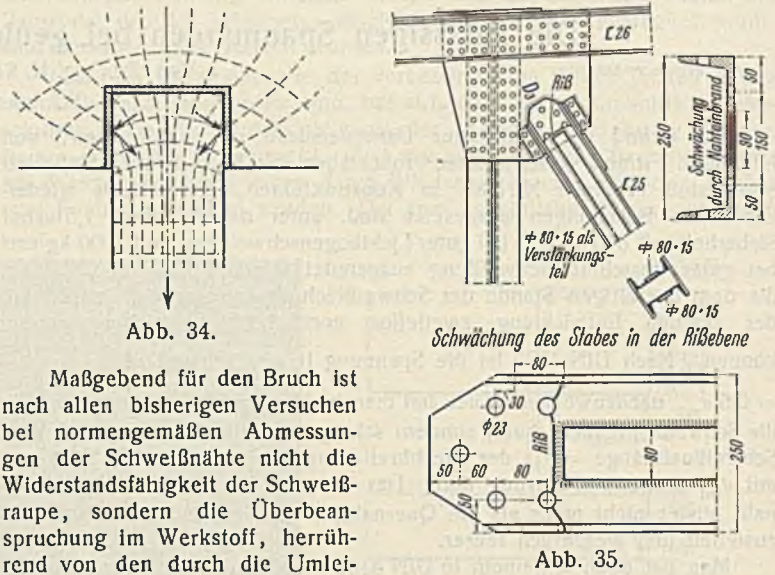


Bei Stabanschlüssen mit Flankennähten entsprechend Abb. 29 und Laschenstößen mit Flankennähten entsprechend Abb. 30 ist der Spannungszustand noch verwickelter. Hierbei werden zunächst die Hauptzugkraftlinien in der Ebene des Stabes seitlich nach den Flankennähten abgelenkt, dabei bilden sich Druckgewölbe im Stabe, die sich gegen die Schweißnähte stemmen. An den Enden der Flankennähte ergeben sich gefährliche Spannungsspitzen (Abb. 31). Je länger die Flankennaht und je höher die Belastung, um so ungünstiger wird die Spannungsverteilung. In den Flanken-



nähten muß die Kraft aus der Stabebene in die Laschenebene umgelenkt werden, wobei Biegungsspannungen auftreten (Abb. 32), die jedoch kleiner sind als bei den Stirnnähten. Dem allmählichen Kraftabbau im Stabe steht ein entsprechender Anbau in den Laschen gegenüber. Der Verlauf der Hauptkraftlinien ist durch Abb. 31 veranschaulicht¹⁴⁾. Höhn hat versucht, den Spannungszustand in Stabstößen mit Laschen und Kehlnähten aus den äußeren und inneren Relativverschiebungen zwischen Stab und Laschen zu erfassen¹⁵⁾. Die theoretischen Untersuchungen sind sehr dankenswert, praktischen Wert haben sie nur, wenn sie durch Versuche gestützt sind.

Bei Stabanschlüssen entsprechend Abb. 29 an dicke Bleche gehen die ersten Anrisse beim Dauerversuch von den Einbrandstellen am Anfange der Flankennaht aus, der Bruchriß verläuft quer durch den Stab (Abb. 33). Ursprungfestigkeit D_{zu} auf den Stabquerschnitt bezogen 700 bis 1000 kg/cm². Werkstoffausnutzung 30 bis 40% je nach dem Grade der Ablenkung der Kraftlinien bei der mehrfachen Richtungsänderung des Kraftflusses.



Maßgebend für den Bruch ist nach allen bisherigen Versuchen bei normengemäßen Abmessungen der Schweißnähte nicht die Widerstandsfähigkeit der Schweißraupe, sondern die Überbeanspruchung im Werkstoff, herrührend von den durch die Umleitung der Kraft bedingten Spannungsspitzen, den durch das Einbrennen der Schweißnaht bedingten Kerbwirkungen, den Temperatur- und Schrumpfspannungen in der Umgebung der Schweißnaht. Selbst bei dem durch Stirn- und Flankennähte ringsum angeschlossenen Stab (Abb. 34) war, obgleich der Kraftfluß günstiger ist, eine wesentliche Steigerung der Dauerfestigkeit nicht festzustellen.

Man hat versucht, durch konstruktive Maßnahmen Anschlüsse zu schaffen, mit denen die angeschlossenen Teile besser ausgenutzt werden können, z. B. Schlitznähte in breiten Stäben zur gleichmäßigen Kraftverteilung, Randbleche und durchgesteckte Bleche bei Zugstößen in Verbindung mit Stumpfnähten zur Verstärkung der Stoßstelle, sich verjüngende Stabenden und Schweißraupen mit abnehmender Dicke zur allmählichen und gleichmäßigen Überleitung der Kräfte und anderes mehr. Derartige Verbesserungsvorschläge werden zurzeit in Stuttgart geprüft. Der Erfolg hat den Erwartungen leider nicht ganz entsprochen.

Die Schweißverbindungen sind nach den Ergebnissen der bisherigen Dauerversuche bei überwiegend schwingender Beanspruchung den entsprechenden Nietverbindungen nicht gleichwertig. Die Unterschiede bezüglich der Dauerfestigkeit gleichen sich allerdings mit steigender Vorspannung aus. Die Schweißung kommt hiernach in erster Linie für Bauwerke mit überwiegend ruhender Beanspruchung in Betracht.

Besondere Vorsicht ist am Platze bei der Verstärkung von genieteten Konstruktionen durch Schweißen¹⁶⁾. Manche der bisherigen Verstärkungen haben sich bei genauer Prüfung als Schwächungen herausgestellt, wie die in Abb. 35 dargestellte, von Dr. Kommerell mitgeteilte Rißbildung (typischer Dauerbruch) in einem vor einem Jahre schweißverstärkten Brückenstab zeigt.

Solange die Festigkeitsverhältnisse der Konstruktionselemente noch nicht geklärt sind, ist die Aufstellung von Vorschriften für die Berechnung, Bemessung und bauliche Durchbildung von geschweißten Stahlbauten verfrüht. Die Schaffung von zuverlässigen Unterlagen für die Festigkeitsberechnung des Konstrukteurs auf dem Gebiete des geschweißten Stahlbaues ist eine der wichtigsten und vordringlichsten Aufgaben der wissen-

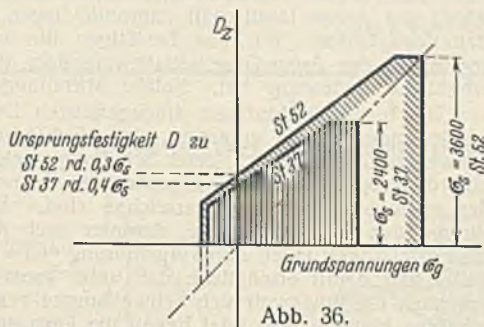
¹⁴⁾ An Modellen aus Gummi mit eingeleimten Kehlnähten lassen sich die Verformungszustände anschaulich darstellen. Besonders deutlich treten das Aufwölben der Laschen und die starken Verzerrungen an den Enden der Flankennähte in Erscheinung.

¹⁵⁾ Schweiz. Bauztg. 1932, I, S. 257.

¹⁶⁾ Gaber, Zusammenwirken von Nietung und Schweißung bei Zug und Druck. Bauing. 1932, Heft 21/22, S. 290.

¹³⁾ Vgl. Olsson, Der ebene Spannungszustand der Schweißnaht. Bauing. 1932, Heft 21/22, S. 294 ff.

schaftlichen Versuchsforschung. Sache der beteiligten Industrien wird es sein, im engen Zusammenarbeiten mit den wissenschaftlichen Forschungsinstituten und den Konstrukteuren die technische Entwicklung — auf wissenschaftliche Versuche gestützt — vorwärtszutreiben und die bisher erzielten Festigkeitszahlen dauernd zu verbessern. Vorläufig darf für die Zwecke der Festigkeitsrechnung von geschweißten Brücken günstigstenfalls das durch den Linienzug entsprechend Abb. 36 begrenzte Spannungsfeld angenommen werden. Das nutzbare Feld ist wesentlich kleiner als das für genietete Konstruktion maßgebende Feld (Abb. 8).



In Hinsicht auf Dauer- oder Ermüdungsbruch gleichwertige geschweißte Brückenkonstruktionen ergeben nicht nur keine Werkstoffersparnis, sondern fallen in der Regel schwerer aus als genietete Konstruktionen.

Die Ergebnisse der Stuttgarter Dauerversuche sind für Weiterentwicklung des Stahlbrückenbaues von größter Bedeutung, nicht nur in technischer Beziehung, sondern auch hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit. Im Wettbewerb der verschiedenen Bauweisen und bei der Einführung technischer Neuerungen spielt die Wirtschaftlichkeit eine große Rolle. Voraussetzung eines gesunden, wirtschaftlichen Vergleichs ist die technische Gleichwertigkeit. Im Brückenbau steht die Forderung unbedingter Betriebssicherheit obenan. Beim wirtschaftlichen Vergleich von genieteten und geschweißten Konstruktionen muß verlangt werden, daß gleiche Bruch-sicherheit gewährleistet ist. Als Unterlagen zu solchen wirtschaftlichen Vergleichen dürfen die von Prof. Graf, Stuttgart, durchgeführten vergleichenden Untersuchungen über die Leistungsfähigkeit von Niet- und Schweißverbindungen üblicher Ausführungsart und von solchen, die zur vollkommenen Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Baustähle beitragen sollen, herangezogen werden. Die heute gültigen Berechnungsvorschriften DIN 4100 stehen im Widerspruch mit den Stuttgarter Dauer-

versuchen. Mit diesen Vorschriften kann eine betriebsichere Ausbildung dynamisch beanspruchter Bauteile nicht gewährleistet werden.

Bisher sind verschweißte Stahlbauten von Firmen hergestellt worden, die auf dem Sondergebiete des Schweißens große Erfahrung besitzen und zur konstruktiven Durchbildung und Berechnung über einen Stab von wissenschaftlich geschulten und werkstoffkundigen Ingenieuren verfügen. Mit Herausgabe der Berechnungs- und Bemessungsvorschriften machen sich auch Unternehmer mit ungenügender wissenschaftlicher Vorbildung und mangelnder praktischer Erfahrung an Aufgaben heran, denen sie nicht gewachsen sind. Ohnehin ist allgemein festzustellen, daß infolge des verschärften Wettbewerbes und der gedrückten Preise die Güte der Arbeitsleistung oft allzusehr gegenüber wirtschaftlichen Erwägungen zurückgedrängt wird.

Die genieteten Stahlkonstruktionen sind in langjähriger und stetiger Entwicklung auf eine hohe Stufe technischer Vollkommenheit gebracht worden. Bei den nach den heute gültigen Vorschriften (DIN 1073 und BE) bemessenen Stahlbauten (St 37) ist eine 1,5fache Sicherheit gegen Dauerbruch vorhanden. Nach den Ergebnissen der Stuttgarter Versuche erscheint es unbedenklich, die zulässigen Spannungen im Falle besonders sorgfältiger Ausführung und besonders genauer Spannungsermittlung noch zu erhöhen.

Demgegenüber steht die Entwicklung geschweißter Stahlkonstruktionen noch in den Anfängen. Bei aller Freude am Fortschritt kann es nicht gutgehen, wenn für die neue und noch nicht allseitig erprobte und in langjährigem Betrieb bewährte Bauweise Spannungen, die weit über den Dauer- und Ermüdungsfestigkeitsgrenzen liegen, zugelassen werden. Durch die neuen Vorschriften DIN 4100 werden die geschweißten Konstruktionen in ungerechtfertigter Weise gegenüber genieteten Konstruktionen bevorzugt. Bei genieteten Konstruktionen wird 1,5 Sicherheit verlangt, bei den geschweißten Konstruktionen ist eine hinreichende Sicherheit gegen Dauerbruch nicht gewährleistet. Dieser Zustand ist unhaltbar. Gerade wegen des scharfen wirtschaftlichen Wettbewerbes muß heute technische Gleichwertigkeit gefordert werden. Dazu ist es unumgänglich notwendig, daß die Vorschriften DIN 4100 sobald wie möglich abgeändert werden. Die Anpassung der Vorschriften für geschweißte Brücken an die aus Dauerversuchen gewonnenen neuen Erkenntnisse ist notwendig, einerseits um folgenschwere Unfälle und Fehlschläge zu vermeiden, andererseits um die Weiterentwicklung in gesunde Bahnen zu lenken.

Vermischtes.

Eisenbetonbrücke über den Buffalo-Fluß bei Houston, Tex. Bei der neuen Straßenbrücke über den Buffalo-Fluß war die Konstruktionshöhe über dem freien Durchfahrtsprofil bis zur Straßenoberkante möglichst gering zu halten. Es ergab sich daher unter Anwendung von Eisenbeton eine bemerkenswerte Ausführungsform, die in Eng. News-Rec. 1932, Bd. 109, Nr. 2 vom 14. Juli, S. 36, beschrieben ist.



Abb. 1.

Die neue Straßenbrücke überquert den Fluß unter einem Winkel von 77° mit einem über drei Öffnungen durchlaufenden Tragwerk aus Eisenbeton. Für die freie Schifffahrt war ein Profil von 30 m Breite und 12,8 m Höhe vorgesehen. Demgemäß ist in der Mittelöffnung eine Stützweite von 36,5 m und in den beiden gleichen Seitenöffnungen von je rd. 26 m vorhanden (Abb. 1).

Die Straßenbreite ist 11,5 m, der Querträgerabstand beträgt 3,05 m. Zur Vermeidung hoher Zufahrtrampen wurde die Straßenoberkante in Brückenmitte nur 1,34 m über dem freien Schifffahrtsprofil festgelegt. Dadurch ergaben sich über den Mittelstützen für die Hauptträger Abmessungen, die durch die aus Abb. 1 erkennbare ungewöhnliche, gekrümmte Gurtführung erreicht wurden. Die Zugspannungen über den Mittelstützen werden durch eine besonders starke Bewehrung von $1\frac{1}{4}$ " starken Quadratstählen aufgenommen, die auf sieben Lagen verteilt ist. Im Untergurt sind in der Hauptöffnung vier und in den beiden Seitenöffnungen je fünf Lagen von Zugstangen vorgesehen. Die Zugbewehrung über den Mittelstützen ist, wie aus Abb. 2 ersichtlich, beim Einbetonieren durch eine besondere Stützung gesichert worden. Die höchste Beanspruchung im Beton der Träger beträgt rd. $77,3 \text{ kg/cm}^2$. Die Brückenenden stützen sich auf Rollenlager. Über den Mittelstützen sind die Träger auf den Pfeilern durch 16 Stück $1\frac{1}{4}$ "-Eisen verankert, die in zwei Reihen im Abstände von 36 cm angeordnet sind. Die Köpfe der Pfeiler unter den Auflagern

haben dreifache Spiralbewehrung. Die Höhe der Pfeiler vom Sockel bis zu den Auflagern beträgt 12 m, ihr Durchmesser unten 1,2 und oben 1,06 m.

Die Mittelpfeiler stehen auf 15 m langen Holzpfeilern, die Widerlager auf Pfeilern aus Eisenbeton von $36 \times 36 \text{ cm}$ Querschnitt.



Abb. 2.

Mit Rücksicht auf die Ausführung und auf die Herabminderung der Schwindspannungen wurde die Brücke in fünf Abschnitten betoniert. Zunächst wurde ein Stück von etwa 22 m über den beiden Mittelstützen fertiggestellt, dann folgte die Betonierung der restlichen Teile der Seitenöffnungen und zuletzt die Ausfüllung des verbliebenen Mittelteils. Die Anschlußfugen wurden durch besondere Einlagen gegen Abscheren gesichert.

Die Gesamtlänge der Brücke einschl. der Widerlager ist rd. 113 m. Das Bauwerk enthält 1800 m^3 Beton, wovon 725 m^3 auf den Überbau entfallen. Ferner wurden 340 t Bewehrungsstahl und 6900 m^2 Schalung verbraucht.

Die Kosten einschl. der Beseitigung einer alten beweglichen Brücke belaufen sich auf rd. 122 000 \$.

— Zs. —

Zuschriften an die Schriftleitung.

Dauerversuche mit Schweißverbindungen. In der Bautechn. 1932, Heft 30, S. 395, veröffentlicht Herr Prof. Graf, Stuttgart, im 1. Teil seines Aufsatzes Festigkeitswerte, die bezüglich der Wechselstromschweißung mit umhüllten Elektroden (Zusammenstellung 1, Reihe 1b) zu unrichtigen Schlußfolgerungen führen können. In der Besprechung der Versuchsergebnisse heißt es:

„Die Dauerzugfestigkeit D_{zu} erreichte somit bei Gasschmelzschweißungen den Wert 16 kg/mm², bei Lichtbogenschweißungen den Wert 15 kg/mm². Allerdings ist D_{zu} bei zwei Versuchsreihen mit Lichtbogenschweißung wesentlich kleiner (10 kg/mm²) geblieben.“

Eines der Versuchstücke, die bei der Prüfung den niedrigeren Wert von etwa 10 kg/mm² ergaben, war nach Graf mit Arcos-Reformend-Elektroden geschweißt. Daraus konnte irrtümlich durch Verallgemeinerung geschlossen werden, daß Wechselstromschweißungen mit umhüllten Elektroden ungeeignet seien für die Herstellung von Schweißverbindungen, die wechselnden, oftmals wiederkehrenden Beanspruchungen widerstehen müssen.

Sinn und Zweck von Dauerversuchen mit Schweißverbindungen bestehen nicht nur darin, festzustellen, welche Schweißverfahren und welche Stromart bei der Lichtbogenschweißung für die Erreichung höchster Dauerzugfestigkeit geeignet sind, sondern es sollen durch sie auch der Einfluß der Eigenschaften des Elektrodenmaterials studiert und hieraus die sich ergebenden Folgerungen gezogen werden. In diesem Sinne schreibt auch Prof. Graf selbst (S. 397):

„Damit entsteht das Erfordernis, den Einfluß der Art der Schweißung, besonders auch des Elektrodenmaterials bei Dauerversuchen, näher zu verfolgen.“

Von diesem Standpunkte ausgehend, wurden von vornherein zu den Versuchen von Prof. Graf nicht nur verschiedene blanke, sondern auch verschiedene umhüllte Elektroden herangezogen, und unter ihnen bewußt auch solche, von denen feststand, daß sie für dauernd dynamisch beanspruchte Schweißverbindungen in der Praxis auszuschließen seien. Die Einbeziehung auch solcher Elektroden war aus wissenschaftlichen Gründen geboten.

Selbstverständlich gehörten aber auch in diese Versuchsreihe Schweißverbindungen mit solchen — sowohl blanken wie umhüllten — Elektroden, die Dauerzugfestigkeiten erwarten ließen, wie solche gerechter Weise in Bauwerken gefordert werden müssen, die dauernd wechselnden Beanspruchungen ausgesetzt sind.

Von der Firma Arcos schon geraume Zeit vor den Grafschen Versuchen angestellte Dauerfestigkeitsversuche hatten einwandfrei ergeben, daß die für solche Zwecke hergestellte Konstruktionselektrode „Stabilend“ befriedigende Ergebnisse liefern würde. Aus diesem Grunde wurden für die Versuche von Prof. Graf auch entsprechende Schweißverbindungen mit dieser Elektrode ausgeführt, deren Prüfung noch aussteht. Es ist beabsichtigt, die Ergebnisse dieser Prüfung im weiteren Verlauf der Grafschen Arbeiten ebenfalls zu veröffentlichen. Da aber bis dahin noch eine geraume Zeit vergehen kann, ist es erwünscht, schon jetzt der Fachwelt einige der bei eigenen und bei fremden Versuchen mit Arcos-Stabilend festgestellten Dauerfestigkeitswerte mitzuteilen:

I. Dauerbiegefestigkeit an bearbeiteten Rundstäben:

- 25 kg/mm² bei 57 kg/mm² Zerreiβfestigkeit (Niederlandsche Elektrosch Mij, Leiden).
- 21 kg/mm² (Prof. Dr. Bock, Materialprüfanstalt der Staatl. Akademie in Chemnitz).
- 18 kg/mm² = 95% der Dauerschwingungsfestigkeit des gleichzeitig geprüften Grundwerkstoffes St 37 mit 19,6 kg/mm² = 100% (Prof. Dr. Rosenthal).
- 1 082 780 Umdrehungen bei 13,2 kg/mm² Spannung in der Randfaser und 1,5 mm Durchbiegung, gegenüber 13,0 kg/mm² Spannung und 1,2 mm Durchbiegung im ungeschweißten Grundwerkstoff (Deutsche Schiff- und Maschinenbau AG, Werk AG „Weser“, Bremen).

II. Dauerschlagfestigkeit an bearbeiteten Stäben:

- 55 kgm/cm² = 44% des unter gleichen Bedingungen geprüften Grundwerkstoffes St 37/II mit 125,9 kgm/cm² (Prof. Dr. Bock).
- 360 000 Schläge bis zum Eintritt des Bruches bei 8 kgcm Schlagarbeit gegenüber 270 000 Schlägen beim Grundwerkstoff St 37 bei ebenfalls 8 kgcm Schlagarbeit und gegenüber nur 33 500 bzw. 63 500 Schlägen bei guten Blankdrahtschweißungen unter gleichen Bedingungen.

III. Dauerzugfestigkeitsversuche an unbearbeiteten Stücken, die erst einen unmittelbaren Vergleich mit den von Prof. Graf durchgeführten Versuchen ermöglichen, sind im Gange.

Wenn auch die oben mitgeteilten Ergebnisse sich nicht ohne weiteres auf alle Konstruktionen übertragen lassen, so geben sie doch vorläufig genügend Anhaltspunkte für die Bewertung und Bewährung von Stabilendschweißungen in der Praxis.

Dr. Passau,

Arcos-Gesellschaft für Schweißtechnik m. b. H. Aachen.

Erwiderung.

Die Mitteilungen der Arcos-Gesellschaft bestätigen meine früheren Feststellungen¹⁾, daß es nicht angängig ist, die Widerstandsfähigkeit von Schweißverbindungen nach dem Verhalten beim gewöhnlichen Zerreiβversuch zu beurteilen, wenn die Schweißverbindung Belastungen unterworfen wird, die in weiten Grenzen schwingen. Schweißverbindungen, die beim Zerreiβversuch die volle Festigkeit des Grundmaterials liefern, können sehr verschiedene Dauerfestigkeiten (in unserem Falle bei Wechsel zwischen $\sigma = 0$ und $\max \sigma$) ergeben.

¹⁾ Vgl. Graf, „Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente“, Berlin 1929, Verlag Julius Springer; auch „Die Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut, ohne und mit Bohrung, und mit Niet- und Schweißverbindungen“, Berlin 1931, VDI-Verlag.

Weiterhin ist zu beachten, daß die Dauerfestigkeit nur an Proben erkundet werden kann, die den tatsächlichen Verhältnissen entsprechen, also bei Schweißverbindungen für Bauwerke, Krane, Verladebrücken, Behälter u. dgl. in der Regel nur mit der Walzhaut und mit der rohen, also nicht bearbeiteten Schweißstelle. Bearbeitete Proben, wie sie der Zeitschrift der Arcos-Gesellschaft zugrunde liegen, liefern wesentlich höhere Dauerfestigkeiten. Für uns bestätigen die uns vorgelegten Versuchsergebnisse der Arcos-Gesellschaft außerdem, daß das Elektrodenmaterial erhebliche Bedeutung hat. Solche Mitteilungen sind sehr dankenswert.

Die bisher in Stuttgart durchgeführten Dauerversuche mit Schweißverbindungen lassen erkennen, daß Verbesserungen sowohl durch das Schweißverfahren an sich, durch Schaffung geeigneten Elektrodenmaterials, und durch geeignete, der Eigenart der Beanspruchung angepaßte Form der einzelnen Bauteile zu erreichen sind. Eine Reihe von namhaften Firmen der Schweißindustrie, darunter auch die Arcos-Gesellschaft, hat die Forschungsarbeiten durch Ausführung von Versuchsschweißungen unterstützt und damit ermöglicht, daß unter sonst gleichen Verhältnissen zu erkennen ist, inwieweit sich Schweißungen verschiedener Herkunft unterscheiden können. Bis jetzt liegen die Ursprungsfestigkeiten von Stumpfschweißungen (mit Walzhaut) zwischen 10 und 16 kg/mm².

Was bisher veröffentlicht ist, gibt noch keinen umfassenden Wertmesser der Leistungsfähigkeit der beteiligten Firmen. Gegenüber der Arcos-Gesellschaft kann im besonderen bestätigt werden, daß von ihren im Jahre 1931 gelieferten Schweißverbindungen bis jetzt nur ein kleiner Teil geprüft werden konnte; die seit der Niederschrift meines letzten Berichts weitergeführten Versuche mit Elektroden Stabilend lieferten Ursprungsfestigkeiten von rd. 15 kg/mm²; sie liegen damit bei den höchsten Werten gleichartiger Verbindungen. Der Verfasser hat also keinen Anlaß, die Verwendung von Arcos-Elektroden abzulehnen.

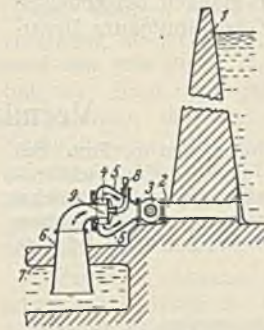
Prof. Graf.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Regelbarer Wasserkraftvernichter bei Talsperren und ähnlichen Anlagen zur Wasserspeicherung. (Kl. 84a, Nr. 529 946 vom 16. 10. 28 von Aktiengesellschaft der Maschinenfabriken Escher, Wyss & Cie. in Zürich.) In den Grundablaß 2 der Staumauer 1 einer Talsperre ist eine Absperrvorrichtung 3 eingebaut, hinter der, in der Strömungsrichtung des Wassers gesehen, die zweite, mit verstellbaren Leitschaufeln 4 versehene Abschluß- und Regelvorrichtung 5 liegt, an die ein Ausflußrohr 6 angeschlossen ist, das in ein Becken 7 ausmündet. Zur Zuführung von Luft in den Raum 9 dient ein Rohr 8. Die Leitschaufeln 4 erzeugen hinter der offenen Absperrvorrichtung 3 einen Gegen- druck, so daß diese keinen großen Erschütterungen ausgesetzt ist, wie es bei einem freien Auslauf der Fall wäre. Zudem kann man durch besondere Ausbildung der Schaufeln auf die Bewegung des Wassers so einwirken, daß im Raume 9 die lebendige Kraft des durchfließenden Wassers vernichtet wird. Letzteres gibt einen Teil seiner lebendigen Kraft an die in den Raum 9 gelangende zusammendrückbare Luft ab; eine weitere Vernichtung der Wasserkraft findet im Ausflußrohr 6 statt, so daß das Wasser mit geringer Geschwindigkeit in das Becken 7 ausfließt, das nicht mehr als Tosbecken ausgeführt zu werden braucht.



Befestigung von Holzquerschwellen auf Brückenlängsträgern, bei der die zwischen Profileisen eingespannte Schwelle auf Flanschen der Profileisen aufliegt. (Kl. 19d, Nr. 523 365 vom 14. 10. 28 von Hein, Lehmann & Co. AG, Eisenkonstruktionen, Brücken- und Signalbau in Berlin-Reinickendorf.) Um die Holzquerschwellen auch bei ungenauer Breite der Schwelle schnell und ohne Entfernen der Fahrachse auswechseln zu können, werden die zur Lagerung und Befestigung der Schwelle dienenden Eisen aus mehreren Profileisen zusammengesetzt und so ausgebildet, daß Auflagerflächen für die Schwelle, die Verbindungsteile und nötigenfalls auch für den Brückenbelag entstehen. Auf den Brückenträgern A ruhen die ungleichschenkligen Profileisen B und die aus Winkeleisen gebildeten Profileisen C. Wenigstens eines der Eisen B muß z. B. durch Schrauben D vom Träger A lösbar sein. Zwischen den Eisen B ist die Schwelle E für die Fahrachse F gelagert und nach Lösen der Schrauben D durch die Verbindungsschrauben G fest eingespannt. Nach dem Anziehen der Schrauben D ist die Schwelle E zuverlässig mit dem Brückenträger A verbunden. Winkeleisen H dienen zur Abstützung des Brückenbelages J.



INHALT: Der Bau der neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen (Rhein) — Mannheim. — Über Viehrampen. — Beitrag zur Frage der Gebäudeumflie durch Windsaugwirkung. — Die zulässigen Spannungen bei genieteten und geschweißten Stahlbrücken. (Schluß.) — Vermischtes: Eisenbetonbrücke über den Buffalo-Fluß bei Houston, Tex. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. —

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.