

# DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 13. Juni 1941

Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

## Versuche über das Zusammenwirken von I-Trägern mit Eisenbetondecken.

Von Professor Dr.-Ing. Maier-Leibnitz VDI, Stuttgart.

Im folgenden wird an Hand von Versuchen über die Tragfähigkeit von Verbundträgern berichtet, die unter meiner Mitwirkung an dem Institut für Bauwesen der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart<sup>1)</sup> im Sommer 1940 im Auftrage der I. G. Farbenindustrie AG. in Ludwigshafen am Rhein durchgeführt worden sind. Diese Versuche und meine Vorschläge für die zweckmäßige bauliche Durchbildung von Verbundträgern wurden durch einen Baustellenversuch angeregt, der im Jahre 1937 von der bautechnischen Abteilung der I. G. Farbenindustrie AG., Ludwigshafen, durchgeführt worden ist. — Die Abmessungen der drei Versuchsträger I 18 samt der mit Kehlnähten aufgeschweißten Schubbewehrung zeigt Abb. 1, während auf Abb. 2 (Lichtbild) der dritte Träger, der wie die beiden anderen vor dem Betonieren durch eine Druckschraube unterstützt wurde, mit der Bewehrung in der Schalung zu sehen ist. Die Schalung war gegen den Erdboden abgestützt, ruhte aber nicht auf den I-Trägern.

Vom Auflager A bis zur Trägermitte wurde die obere Fläche des oberen Flansches mit Flachmeißelbiehen eines Boschhammers aufgeraut, eine Maß-

der Spannungsnulllinie die Betondruckspannungen im Steg zu vernachlässigen. Zunächst wurde  $x$  bestimmt, dann  $J = J_o + J_u$ , damit

$$\sigma_b = \frac{M_q x}{J} \quad \text{und} \quad \frac{1}{n} \cdot \sigma_e = \frac{M_q (h-x)}{J}$$

Es wurde  $\sigma_e = 1,467 \text{ t/cm}^2$  als zulässig angesehen, weil einerseits die auf Grund des Versuchs bestimmte Spannung sich kleiner ergibt und weil

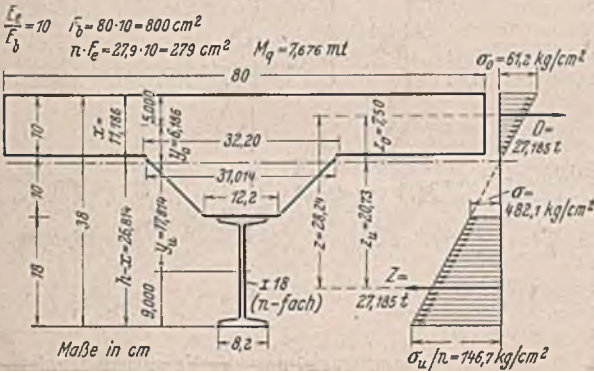
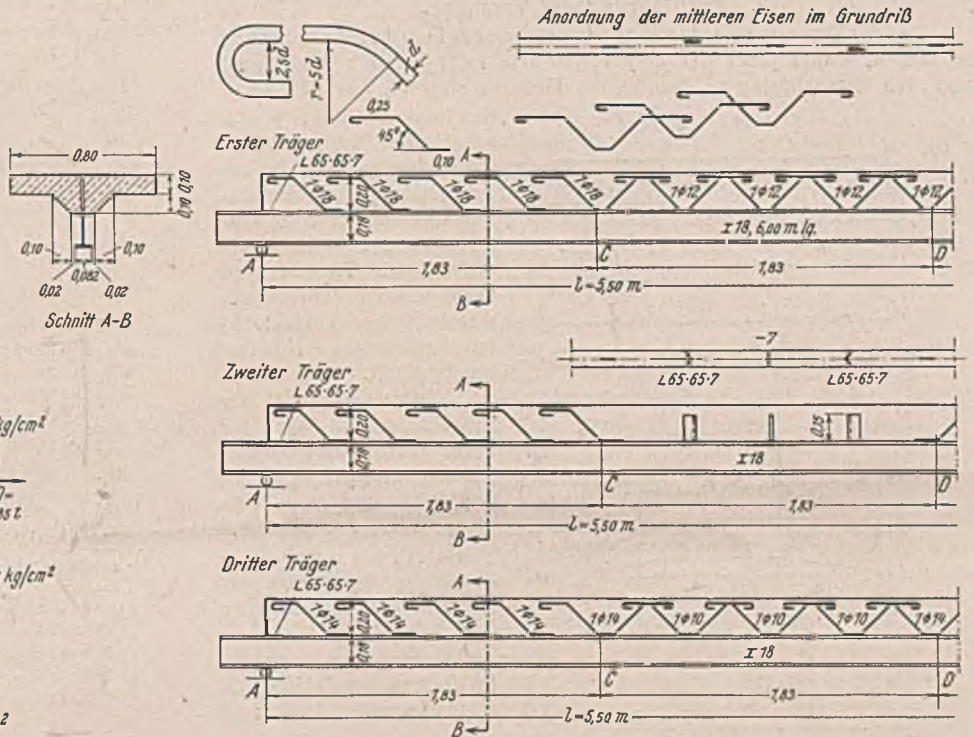


Abb. 3. Rechnerische Beanspruchung der Versuchsträger.

regel, die übrigens, wie die Versuche gezeigt haben, auf die Tragfähigkeit eines hinreichend bewehrten Trägers ohne Einfluß ist.

### 1. Grundlagen für die Bemessung.

Entsprechend Abb. 1 wurde den Versuchen ein zwischen I-Unterrügen in der üblichen Weise gelagerter Verbundträger von 5,5 m Stützweite und — entsprechend einer Trägerentfernung von 1,40 m — mit einer Gesamtlast von  $q = g + p = 0,63 + 1,40 = 2,03 \text{ t/m}$  zugrundegelegt.

$M_q = M_g + M_p = 2,382 + 5,294 = 7,676 \text{ mt}$ . Um der bei Hochbauten oft geforderten Möglichkeit von Aussparungen in der Decke Rechnung zu tragen, wurden die Versuchskörper nicht mit einer Plattenbreite von 1,40 m, sondern von nur 80 cm ausgeführt. Die nach der Eisenbetontheorie unter der Voraussetzung  $n = 10$  berechneten Spannungen sind in Abb. 3 eingetragen. Für praktische Zwecke genügt es, an Stelle der genauen Berechnung der Lage

andererseits der auf Grund von  $n = 10$  errechnete Wert eine Randspannung ist, also nicht wie bei einem gewöhnlichen Eisenbetonquerschnitt eine Schwerpunktsspannung.

### 2. Grundlagen der Versuche.

Beim Versuch und auch als Grundlage für die Bemessung der Schubbewehrung wurde einer Forderung Rechnung getragen, die eigentlich bei allen Balkenträgern für Industriebauten zu stellen ist. Sie besteht darin, daß man wohl mit einer gleichmäßig verteilten Belastung  $p$  (im vorliegenden Fall  $p = 1,4 \text{ t/m}$ ) den Trägerquerschnitt bemißt, aber stillschweigend voraussetzt, daß diese Belastung durch eine Einzelast  $P$  ersetzt werden kann, die zusammen mit dem Eigengewicht ein nutzbares Biegemoment (in unserem Fall 7,676 mt) ergibt. Bei I-Trägern aus Baustahl ist diese Forderung ohne weiteres erfüllt, jedoch z. B. nicht bei Eisenbetonträgern, deren Schubbewehrung gleichmäßig verteilter Belastung entspricht. Über die Lage der Einzellast muß natürlich eine Vor-

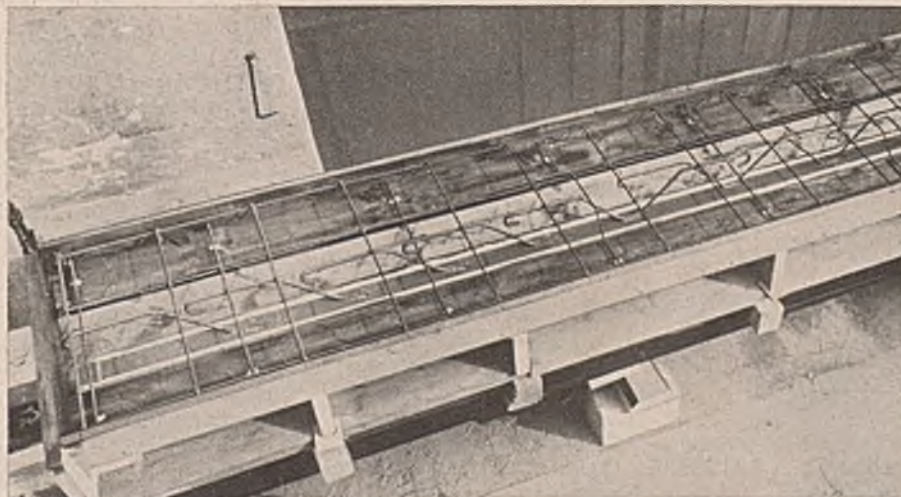


Abb. 2. Der dritte Träger in der Schalung.

<sup>1)</sup> Vorstand: Professor Otto Graf, Sachbearbeiter: Ing. H. Schmid, Mitarbeiter: Dipl.-Ing. S. Ladek.

aussetzung gemacht werden: die Einzellast  $P$  wurde in einem Drittelpunkt der Spannweite, und zwar abwechselnd in  $C$  oder  $D$  angreifend angenommen. Damit ergeben sich die in Abb. 4 angegebenen Verhältnisse. Die Eigenlast von  $g = 0,63$  t/m wurde bei dem Versuch in folgender Weise berücksichtigt.

Die Versuchskörper wurden gewogen und ergaben ein Gewicht von 1,48 t. An Stelle dieser gleichmäßig verteilten Belastung  $g_1 = 0,269$  t/m wurde genügend genau die Doppelbelastung der Abb. 4a  $G_1 = 0,513$  t je in  $C$  und  $D$  angenommen. Die Doppellasten  $G_2 = 0,8$  t der Abb. 4b geben zusammen mit  $G_1$  ein Moment von  $0,940 + 1,467 = 2,407$  mt, das ungefähr dem Moment aus  $g = 0,630$  t/m entspricht. Die Last  $P$  von 4,3 t gibt im Lastangriffspunkt ein Moment von 5,256 mt (Abb. 4c). Die Doppellasten  $G_1$  und  $G_2$  zusammen mit  $P = 4,3$  t geben ein Gebrauchsmoment von 7,663 mt, das genügend genau dem obengenannten Moment  $M_q$  von 7,676 mt entspricht.

Zu beachten ist, daß beim Versuch zuerst die Doppellasten  $G_2 = 0,8$  t aufgebracht wurden und außerdem die Last  $P$  entweder in den Punkten  $C$  oder  $D$ ; weiter, daß die von den beiden Doppellasten  $G_1$  bedingten Wirkungen beim Versuch nicht in die Erscheinung treten.

3. Durchführung der Versuche.

Um der Eigenart eines Deckenbalkens in einem Industriebau Rechnung zu tragen, wurde jeder der drei Träger wie folgt geprüft: Ausgehend von den Doppellasten  $G_2$  wurde die Gebrauchslast  $P_{zul} = 4,3$  t je in den Punkten  $C$  und  $D$  80 mal aufgebracht, d. h., es wurde für die als zulässig anzusehende, einem Gesamtmoment von 7,663 mt entsprechende Belastung bei allen drei Trägern ein Dauerversuch unter der wechselweise aufgetragenen zulässigen Nutzlast durchgeführt.

Weiter wurde auf der Trägersseite, an der der Trägeroberflansch nicht aufgeraut war, die in  $D$  angreifende Last  $P$  bis zu einem Wert  $P_{str}$  solange gestelgt, bis sich bei Beobachtung der Dehnungen am unteren Flansch unter dem Punkt  $D$  das Erreichen der Streckgrenze anzeigte. Im übrigen ging der Versuch folgendermaßen weiter:

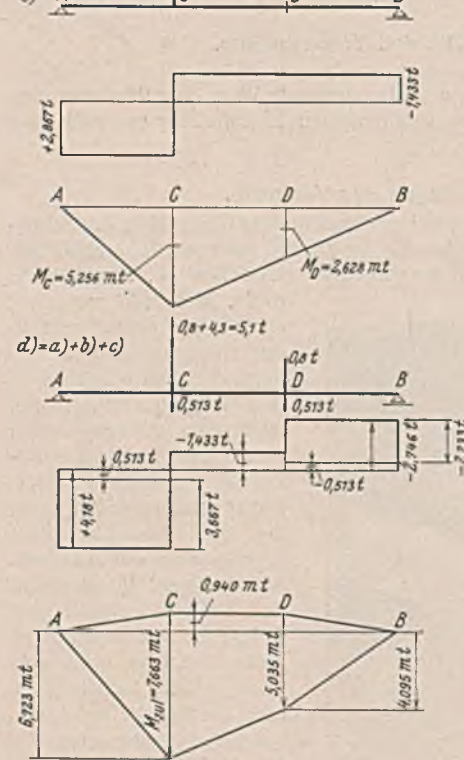
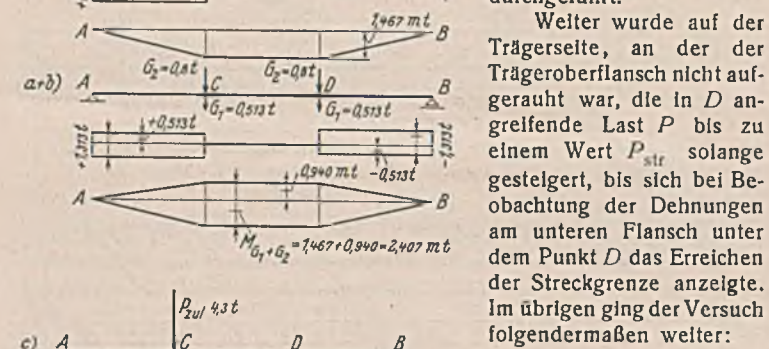


Abb. 4. Lastbilder und zugehörige Querkraft- und Momentenflächen unter Eigengewicht und Nutzlast ( $P_{zul} = 4,3$  t).

in  $D$ :  $P_{str} = 11,0 - 0,8 = 10,2$  t  
 $P_v = 16,1 - 0,8 = 15,3$  t  
 $P_v$  —:  $\times$  Last, bei der der Träger versagt.

A. Erster Träger:

$W_{B28} = 250$ kg/cm <sup>2</sup>
$W_{B35} = 311$ kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{str} = 2,61$ t/cm <sup>2</sup> (unterer Flansch)
in $D$ : $P_{str} = 11,0 - 0,8 = 10,2$ t
$P_v = 16,1 - 0,8 = 15,3$ t
$M_v = 21,107$
$M_{zul} = 7,663 = 2,75 = n_M$
$P_v = 15,3$
$P_{zul} = 4,3 = 3,56 = n_P$

B. Zweiter Träger.

$W_{B28} = 189$ kg/cm <sup>2</sup>
$W_{B35} = 205$ kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{str} = 2,71$ t/cm <sup>2</sup> (unterer Flansch)
in $D$ : $P_{str} = 10,0 - 0,8 = 9,2$ t
$P_v = 12,0 - 0,8 = 11,2$ t
$M_v = 16,091$
$M_{zul} = 7,663 = 2,10 = n_M$
$P_v = 11,2$
$P_{zul} = 4,3 = 2,60 = n_P$

C. Dritter Träger.

$W_{B28} = 250$ kg/cm <sup>2</sup>
$W_{B96} = 268$ kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{str} = 2,91$ t/cm <sup>2</sup> (unterer Flansch)
in $D$ : $P_{str} = 11,6 - 0,8 = 10,8$ t
$P_v = 12,7 - 0,8 = 11,9$ t
$M_v = 16,951$
$M_{zul} = 7,663 = 2,21 = n_M$
$P_v = 11,9$
$P_{zul} = 4,3 = 2,77 = n_P$

Streckgrenze der Bewehrungsseisen:  
 $\varnothing 14$  mm:  $\sigma_{str} = 2,95$  t/cm<sup>2</sup>  
 $\varnothing 10$  mm:  $\sigma_{str} = 3,29$  t/cm<sup>2</sup>  
 $\varnothing 12$  mm:  $\sigma_{str} = 2,79$  t/cm<sup>2</sup>  
 $\varnothing 18$  mm:  $\sigma_{str} = 3,195$  t/cm<sup>2</sup>

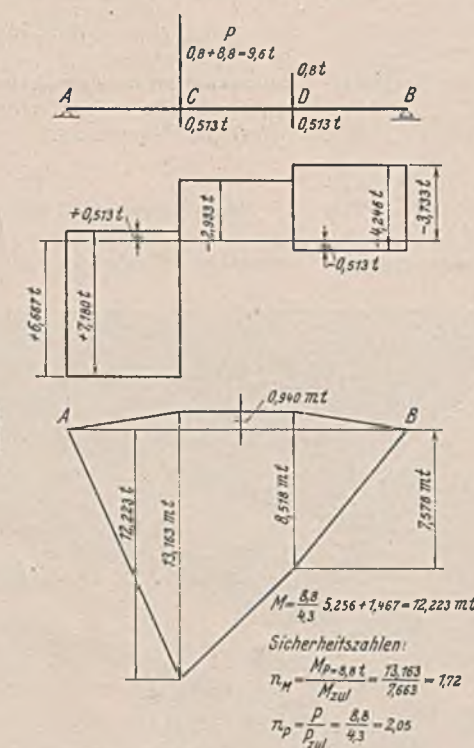


Abb. 5. Querkraft- und Momentenflächen unter Eigengewicht und Versuchslast ( $P = 8,8$  t).

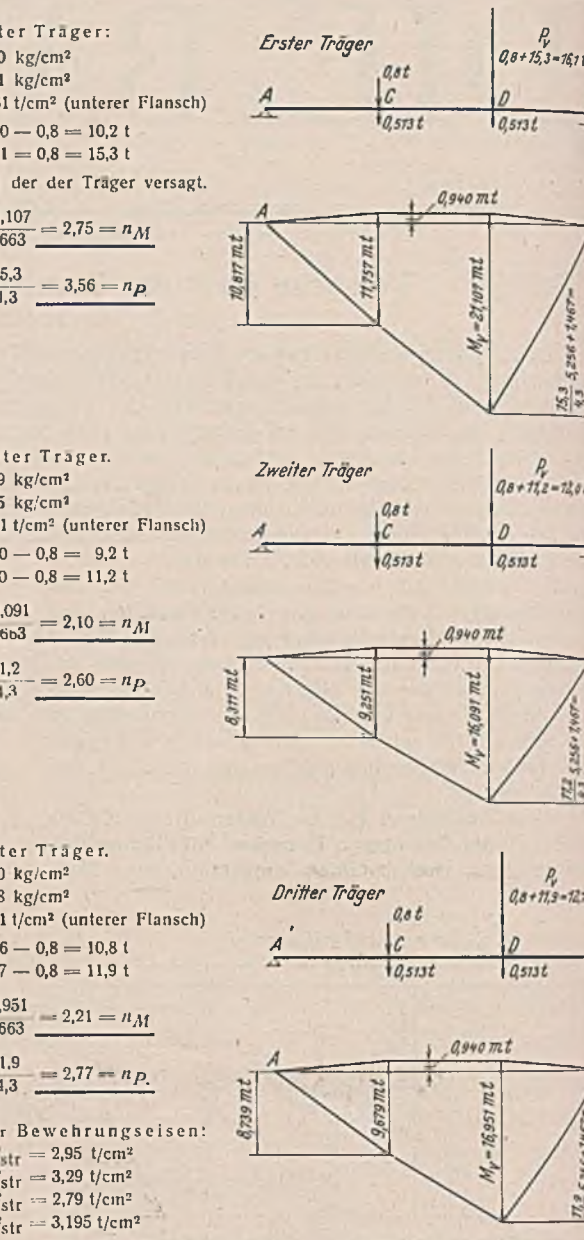


Abb. 6. Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.

a) Zunächst wurde eine Versuchslast von 8,8 t aufgebracht, der die Querkraft- und Momentenlinie der Abb. 5 entsprechen. Die Versuchslast wurde so gewählt, daß das von ihr hervorgerufene Moment sich zu dem zulässigen Moment  $M_{zul}$  verhält wie 1,72:1, also ungefähr wie die Streckspannung von 2,4 t/cm<sup>2</sup> zu der zulässigen Beanspruchung von 1,4 t/cm<sup>2</sup>.

b) Ausgehend von der Festsetzung, daß ein Träger, der einer Dauerprüfung bei dem 1,72fachen Wert des Moments  $M_{zul}$  erfolgreich unterworfen wird, als vollwertig anzusehen ist, wurde auch  $P = 8,8$  t je 100 mal in  $C$  und  $D$  aufgebracht.

c) Nach Abschluß des Dauerversuchs wurde auf die Doppellasten  $G_2 = 0,8$  t entlastet und von diesem Zustand aus in Punkt  $D$ , also auf der Seite, wo der Träger nicht aufgeraut war, die Last  $D$  bis zum Versagen des Trägers unter einer Last  $P_v$  gestelgt.

4. Versuchsergebnisse.

Die wesentlichen Versuchsergebnisse sind in der Zusammenstellung Abb. 6 dargestellt.

Erläuternd ist dazu zu sagen, daß der erste Träger bis zum Erreichen der Last  $P_v$  eine vollwertige Verbundwirkung aufwies. Bei den beiden anderen Trägern, bei denen bewußt schon unter der Gebrauchslast eine hohe rechnermäßige Beanspruchung der Bewehrungsseisen gewählt wurde, zeigte sich dies in einer Verminderung der Lasten  $P_v$ . Diese verminderten Lasten  $P_v$  sind im übrigen nicht geringer, als man von einem Eisenbetonträger erwarten darf, bei dem bekanntlich die Last, bei der er versagt, in erster Linie von der Streckgrenze der

Sicherheitszahlen:  
 $n_M = \frac{M_p = 8,8}{M_{zul} = 7,663} = 1,148$   
 $n_P = \frac{P_v = 15,3}{P_{zul} = 4,3} = 3,56$

Bewehrungsseilen abhängt. Die hohe Traglast des ersten Trägers und die in der Zusammenstellung der Abb. 6 eingetragenen Sicherheitszahlen von 2,75 und 3,56 sind dadurch zu erklären, daß die Schubbewehrung noch voll in Wirkung war, bis sich Streckfiguren im Steg des I-Trägers zeigten, d. h., bis die plastische Formänderung des I-Trägers sich in den Steg erstreckte.

5. Schubbewehrung.

Die Grundsätze für die Bemessung der Schubbewehrung gehen aus Abb. 7 hervor. Man sieht daraus, daß die unter 45° geneigten, am Oberflansch angeschweißten Rundseile nicht wie sonst üblich mit Hilfe der unterteilten Schubspannungsfläche nach Abb. 8 in § 20 der Eisenbetonbestimmungen aufgeteilt sind. Es ist vielmehr angenommen, daß sich in Abb. 7a die Kraft  $D_{re}$  gleichmäßig auf die Zug- und Druck-schrägen des äußeren Trägerteils AC verteilt. Im Mittelfeld zwischen den Querschnitten C und D sind die Schubseile so angeordnet, daß

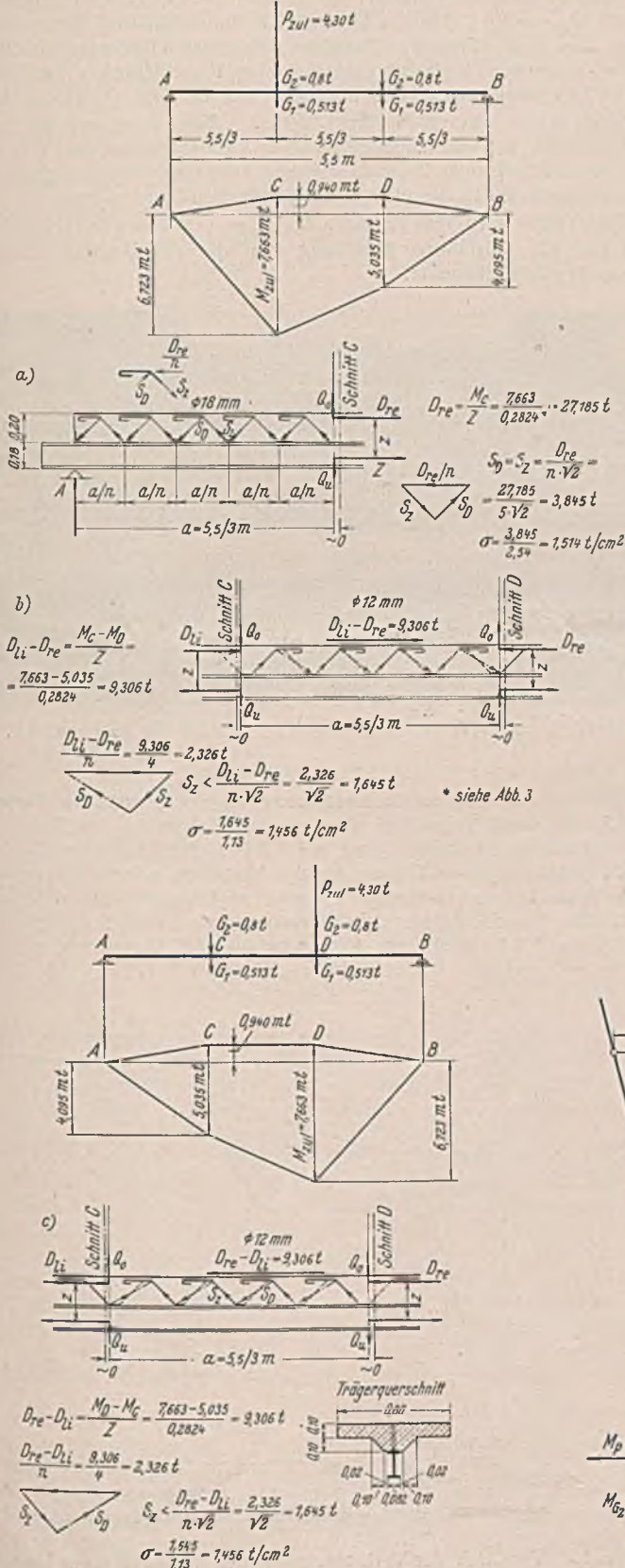


Abb. 7. Bemessung der Schubbewehrung.

sowohl eine von rechts nach links als auch eine von links nach rechts wirkende Kraft ( $D_{li} - D_{re}$ ) und ( $D_{re} - D_{li}$ ) einwandfrei aufgenommen werden kann.

Bei der Anordnung der Bewehrung ist Wert darauf gelegt worden, daß die im Beton sich bildenden Druckschrägen ein wirksames Auflager an der Stelle der Aufschweißung der Zugschrägen erhalten. Für die Verbundwirkung sind besonders wichtig die auf den Oberflansch aufgeschweißten Endwinkel, deren Anschluß zweckmäßigerweise für eine waagerechte Kraft  $= D/n$  bemessen wird. Der Versuch mit dem ersten Träger hat eindeutig gezeigt, daß ein nach den vorstehenden Grundsätzen bewehrter Verbundträger so viel trägt, als man unter voller Ausnutzung seiner plastischen Verformungsmöglichkeit auf Biegung erwarten darf. Bei anderen Belastungsarten als der dem Versuch zugrunde gelegten, z. B. bei beweglichen Einzellasten, empfiehlt es sich, jede Zug-Druck-Schrageneinheit für sich zu betrachten und für  $\max(D_{re} - D_{li})$  und  $\max(D_{li} - D_{re})$  zu bemessen. Dabei ist zu beachten, daß im äußeren Trägerteil der Abb. 7a die von rechts nach links wirkende Kraft schräg wirkt, weil zu D noch ein Querkraftanteil  $Q_o$  (zusammen mit  $Q_u = Q$ ) hinzutritt.

6. Wichtige Einzelergebnisse der Versuche.

Aus der Fülle der Versuchsergebnisse seien nur einige besonders bezeichnende herausgegriffen:

a) Erster Träger.

Beim Punkt D wurden im unteren Flansch die Längenänderungen auf eine Meßstrecke von 200 mm gemessen. Ihr Verlauf unter anwachsenden Lasten und Momenten, ausgehend von  $M = 0,940 + 1,467 \text{ mt}$ , herrührend von den beiden Doppellasten  $G_1$  und  $G_2$  (Abb. 8), lassen einen Schluß auf das Verhalten des ganzen Trägers zu. Man sieht aus dem Schaubild, daß nach Aufbringen der beiden Lasten  $G_2 = 0,8 \text{ t}$  in C und D die Last P bis 4,3 t gesteigert wurde, daß 80 mal in D entlastet und belastet wurde, ohne daß bleibende Dehnungen eintraten. Die Beanspruchung im unteren Flansch errechnet sich, ausgehend von  $G_2 = 0$  in C und D unter den beiden Lasten  $G_2 = 0,8 \text{ t}$  und  $P = 4,3 \text{ t}$ , also bei einem Moment von 6,723 mt, zu  $\sigma_e = 57 \cdot 0,021 = 1,197 \text{ t/cm}^2$ . Einem Gesamtmoment unter  $P_{zul} = 4,3 \text{ t}$  von 7,663 mt (Abb. 4) entspricht also ein  $\sigma_e = 1,364 \text{ t/cm}^2$  gegenüber

dem bei  $n = \frac{E_c}{E_b} = 10$  gefundenen, in Abb. 3 eingetragenen gerechneten Wert von  $\sigma_e = 1,467 \text{ t/cm}^2$ . Aus dem Vergleich beider Werte ist auf die Berechtigung der Berechnung mit  $n = 10$  zu schließen. Mit  $n = 15$  ergeben sich gegenüber  $n = 10$  viel zu hohe Werte von  $\sigma_e$  und kleinere Werte für  $\sigma_b$ . Nach Beendigung der Schwellbeanspruchung bis  $P = 4,3 \text{ t}$  wurde die Last bis  $P_{str} = 10,2 \text{ t}$  gesteigert, dann wieder auf  $P = 8,8 \text{ t}$  gesenkt und diese Last wieder von  $M = 2,407 \text{ mt}$  an 100 mal aufgebracht, ohne daß sich hier eine Zunahme der Dehnung gezeigt hätte. Über den ganzen Querschnitt sich erstreckende Dehnungsmessungen bei je  $P = 4,3 \text{ t}$  und  $P = 8,8 \text{ t}$  sind ebenfalls aus Abb. 8 zu ersehen. Nach der Dauerprüfung bei  $P = 8,8 \text{ t}$  wurde durch langsames Steigern der Last der Wert  $P_v = 15,3 \text{ t}$  ermittelt. Wenig unter dieser Last zeigten sich deutliche Streckfiguren im Steg des Trägers. Unter  $P_v$  hat die Schubbewehrung wohl unter gleichzeitiger Überwindung der Betondruckfestigkeit in der Platte versagt.

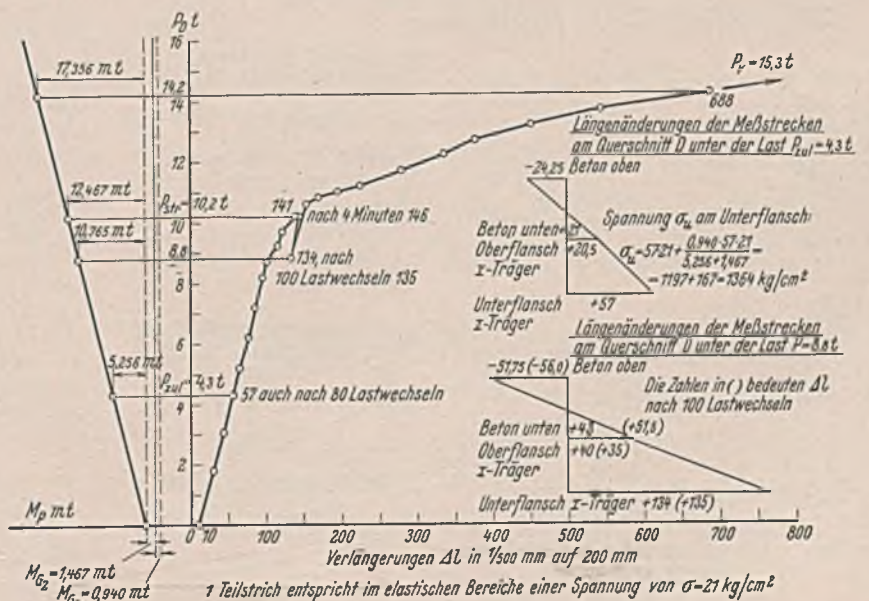


Abb. 8. Verlängerungen  $\Delta l_D$  der Meßstrecke  $l_D = 200 \text{ mm}$  auf 200 mm Flansch des ersten Trägers bei Punkt D.



Abb. 9. Erster Träger nach dem Versuch.

Den Träger nach seinem Versagen zeigt Abb. 9. Die Betonteile des Trägers wurden nach dem Versuch entfernt. Sämtliche Schweißstellen waren unverletzt, die Endwinkel verbogen. Dasselbe ergab sich auch bei den beiden anderen Trägern.

Die letzten Ablesungen wurden bei  $P = 14,2$  t, also entsprechend einem Moment von  $17,356 + 2,407 = 19,763$  mt vorgenommen. Betrachtet man den Spannungszustand nach vollständiger plastischer Verformung des Stahlquerschnitts in dem Augenblick, in dem gerade die Würfel Festigkeit des Betons erreicht ist, bei der Annahme eines dreieckförmigen Spannungskells im Beton, so ergibt sich (Abb. 10):

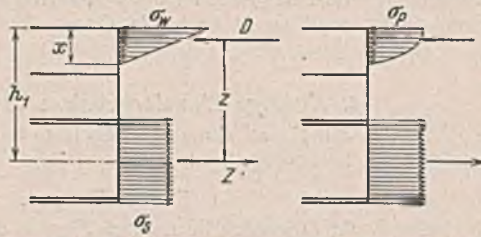


Abb. 10. Spannungszustand nach vollständiger plastischer Verformung des Stahlquerschnitts.

$$Z = F_e \sigma_s = D \quad D = \sigma_w b \cdot \frac{a}{2} = F_e \sigma_s$$

$$x = \frac{2 F_e \sigma_s}{\sigma_w b} \quad b = \text{Plattenbreite}; \quad M_v = Z z = F_e \sigma_s \left( h_1 - \frac{2 F_e \sigma_s}{3 \sigma_w b} \right);$$

mit  $h_1 = 29$  cm,  $F_e = 27,9$  cm<sup>2</sup>,  $\sigma_s = 2,61$  t/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_w = 0,311$  t/cm<sup>2</sup> ergibt sich:  $M_v = 27,9 \cdot 2,61 \cdot 27,049 = 19,697$  mt, ungefähr gleich dem obenerwähnten, zuletzt abgelesenen Moment von 19,763 mt.

$$\frac{M_v}{M_{zul}} = \frac{19,697}{7,663} = 2,57.$$

Auf Grund der vorstehenden Überlegung könnte man ein  $n$ -freies Bemessungsverfahren ableiten, wobei man sich für die Schubbewehrung mit  $z = h_1 - \frac{2x}{3} = 27,049$  cm statt 28,24 cm (Abb. 3) auf der sicheren Seite bewegen würde.

Aus den Versuchsbeobachtungen ist zu erwähnen, daß unter der Erstbelastung mit  $P = 4,3$  t bei  $D$  im Beton die ersten Haarrisse an der Auflagerverstärkung (Voute) festgestellt wurden.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß sich der Verbundträger im ganzen ähnlich verhalten hat wie ein entsprechender Stahlträger. Man vergleiche meine Versuche über einen in der Mitte mit einer Last  $P$  belasteten Träger I 14.14 von 160 cm Länge<sup>2)</sup>. Bei diesen Trägern ergab sich  $P_T = 13,04$  t,  $P_T' = 14,5$  t und  $P_v = 17,15$  t.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1929, S. 313, Abb. 4 u. 6.

b) Zweiter Träger.

Er wurde wie der erste Träger nach 28 Tagen geprüft. Er wies von allen drei Trägern die kleinste Schubbewehrung auf. Die Beobachtungen der Längenänderungen im Unterflansch sowie die Längenänderungen über den ganzen Querschnitt sind in Abb. 11 dargestellt. Bis zu  $P_{zul} = 4,3$  t sind die Dehnungen im Unterflansch genau gleich denen des ersten Trägers. Zwischen Beton und Oberkante des Stahlträgers ergaben sich jedoch schon kleine Verschiebungen, die unter  $P_{str} = 9,2$  t stark anwuchsen und sich bei der Dauerbelastung unter  $P = 8,8$  t ganz wesentlich vergrößerten. Man sieht aus der Lastdehnungslinie, daß nach hundertmaligem Aufbringen der Last  $P = 8,8$  t von einem vollwertigen Zusammenwirken zwischen dem Stahlträger und der aufbetonierten Decke nicht mehr gesprochen werden kann.

Den Träger nach dem Versagen bei  $P_v = 11,2$  t in der Prüfmaschine zeigt Abb. 12. Auf dieser Abbildung sind die mit Drucköl betätigten Kolben deutlich erkennbar.

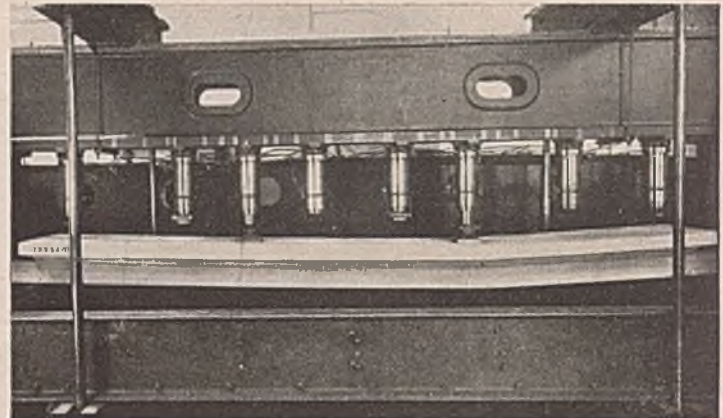


Abb. 12. Zweiter Träger nach dem Versagen in der Prüfmaschine.

c) Dritter Träger.

Der dritte Träger wurde nach einer Lagerung von drei Monaten geprüft. Er weist gegenüber dem zweiten Träger in der Mitte eine wirkungsvollere Schubbewehrung auf. Auf Abb. 13 sind im Vergleich zu den beiden anderen Trägern die das Verhalten solcher Träger kennzeichnenden Längenänderungen unter dem Lastpunkt  $D$  aufgetragen. Wesentliche Verschiebungen des Betons gegenüber dem Stahlträger sind erst bei  $P = 8,8$  t eingetreten. Man sieht aus Abb. 13 deutlich, daß auch

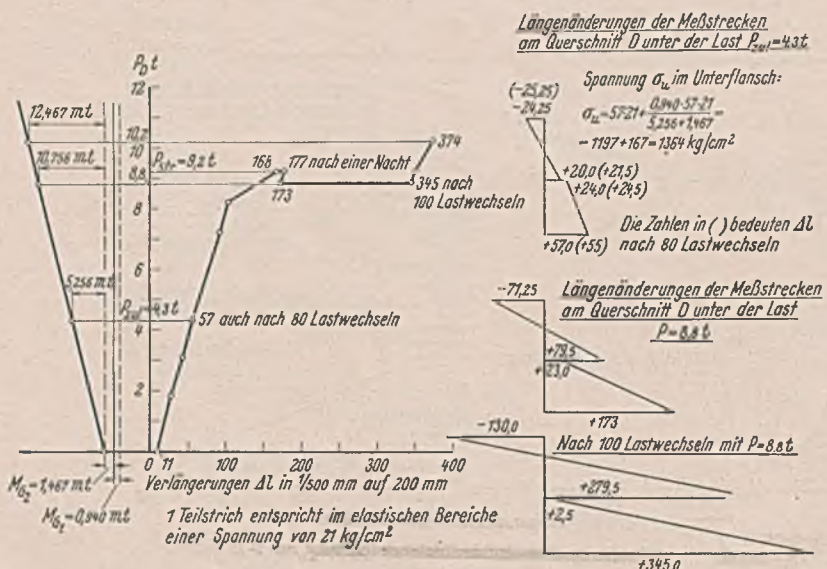


Abb. 11. Verlängerungen  $\Delta l_D$  der Meßstrecke  $l_D = 200$  mm am unteren Flansch des zweiten Trägers bei Punkt D.

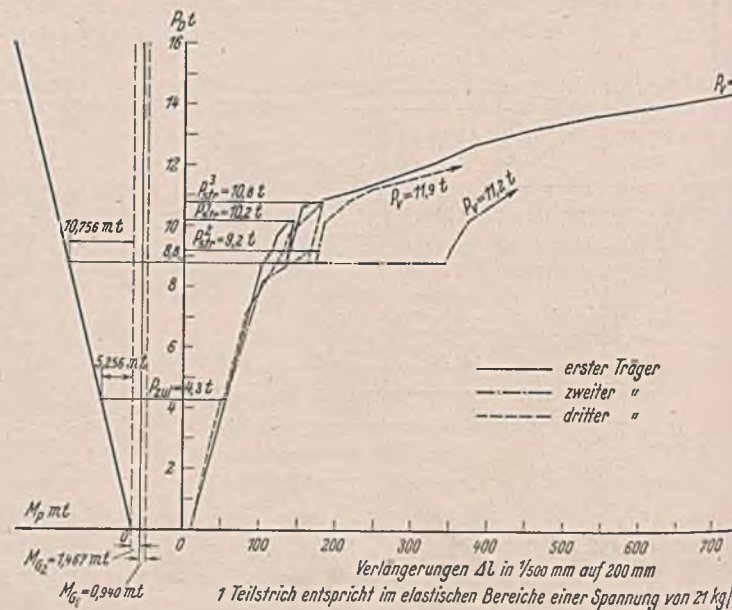


Abb. 13. Vergleich der Verlängerungen der Meßstrecke am Unterflansch der drei Träger.

bei einer nicht ganz vollwertigen Schubbewehrung bis zu einer Last, die wesentlich über der zulässigen liegt, keine Beschädigungen eintreten, daß aber nur bei einer vollwertigen Bewehrung sich ein Verbundträger ähnlich verhält, wie ein reiner Stahlträger.

Wenn keine Schubbewehrung vorhanden ist, verhält sich der entsprechende Verbundträger bis zu einer gewissen Laststufe genau wie ein Verbundträger mit Schubbewehrung, so lange eben die Haftspannung in der Berührungsfläche zwischen Beton und Trägeroberkante wirksam ist. Bei  $P = 4,3$  t ist die Haftspannung  $\frac{3M}{zbl} = \frac{766300 \cdot 3}{28,24 \cdot 8,2 \cdot 550} = 18 \text{ kg/cm}^2$ .

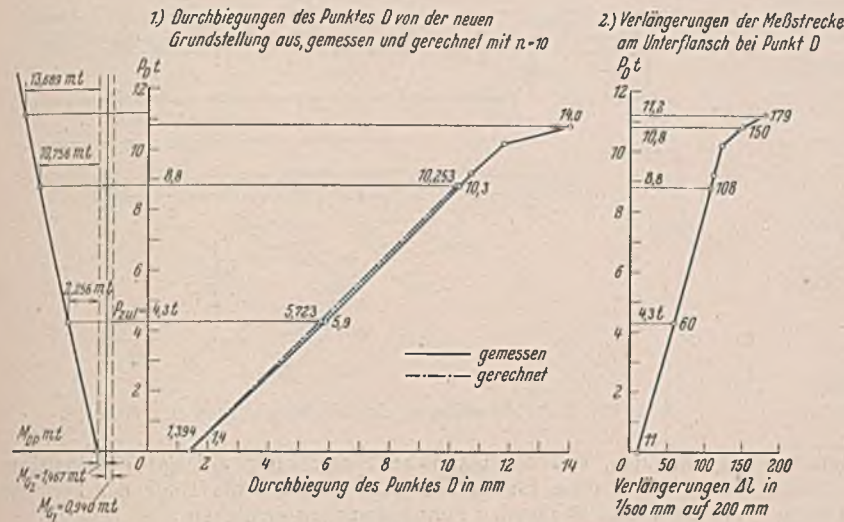


Abb. 14. Dritter Träger, statischer Versuch.

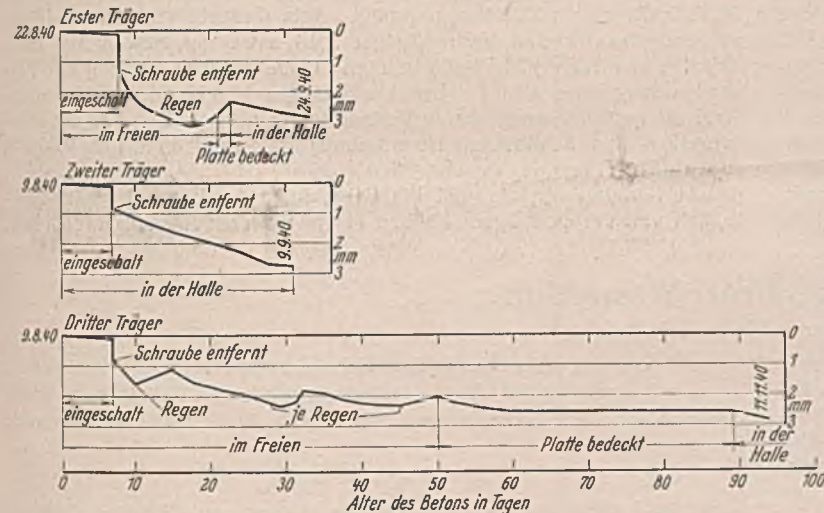


Abb. 16.

Senkungen der Trägermitte nach der Herstellung bis zum Beginn des Versuchs.

Der dritte Träger wurde nach vollständiger Entlastung einem rein statischen Versuch unterworfen. Auf Abb. 14 sind außer den bezeichnenden Verlängerungen der Meßstrecke am Unterflansch bei D, die sich bis  $P = 8,8$  t nicht wesentlich von denen des ersten Trägers unterscheiden, auch die Durchbiegungen des Punktes D von  $P = 0,0$  t bis  $P = 10,8$  t angegeben. In dieses Schaubild sind auch die gerechneten Durchbiegungen eingetragen, die sich nur unwesentlich von den gemessenen unterscheiden. Der gemessene Anfangswert von 1,4 mm bezieht sich auf die Laststufe  $G_2$  in C und D von je 0,8 t. Bei der Berechnung dieser und der übrigen Durchbiegungen wurde, entsprechend Abb. 3, ein Trägheitsmoment  $J = 140335 \text{ cm}^4$  sowie die Elastizitätszahl  $E = 1/10 \cdot 2100000 \text{ kg/cm}^2$  zugrunde gelegt. Auch aus dem Vergleich der gemessenen und der gerechneten Durchbiegungen ist zu schließen, daß die Wahl von  $n = 10$  berechtigt ist. Bei einem mit dem Verbundträger gleichwertigen Stahlträger I 28 werden die Durchbiegungen 1,85 mal so groß.

7. Durchbiegungen der Träger bis zum Beginn der Versuche.

Die schon oben erwähnte Druckschraube in der Mitte der I-Träger wurde vor dem Betonieren leicht am Unterflansch angelegt (Abb. 15). Beim Ausschalen ist sie gelöst worden. Dabei wurden die Durchbiegungen der Träger mit Meßuhren gemessen und bis zum Einbauen der Träger in die Prüfmaschine weiter verfolgt. Die so bei den einzelnen Trägern gemessenen Durchbiegungen zeigt Abb. 16.

8. Bemessungsverfahren für Verbundträger, Anwendungen.

Unter der Voraussetzung, daß die Träger beim Betonieren unterstützt sind, wird nach Abb. 3 der Verbundquerschnitt so bestimmt, daß bei  $M_{zul}$  unter Zugrundelegung von  $n = 10$ , entsprechend einer Würfel-festigkeit  $w_{b28} = 225 \text{ kg/cm}^2$ , die Betonspannung  $\sigma_b \leq 65 \text{ kg/cm}^2$  und die Stahlspannung  $\sigma_s \leq 1500 \text{ kg/cm}^2$  ist.

Die Schubbewehrung wird für das äußere Drittel entsprechend einer Kraft  $D_{re} = \frac{\max M_C}{z}$  bemessen, wobei auf eine Zug-Druck-Einheit  $1/n$  von  $D_{re}$  kommt. Für die Schubbewehrung des mittleren Trägerteils

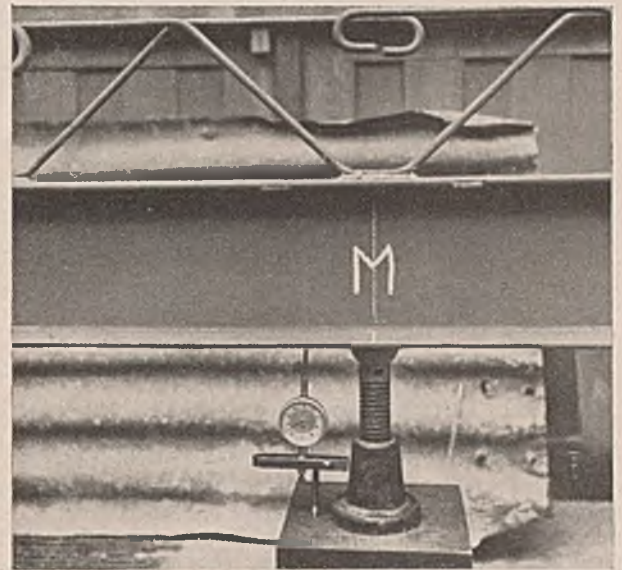


Abb. 15. Druckschraube zur Unterstützung des Trägers vor dem Ausschalen.

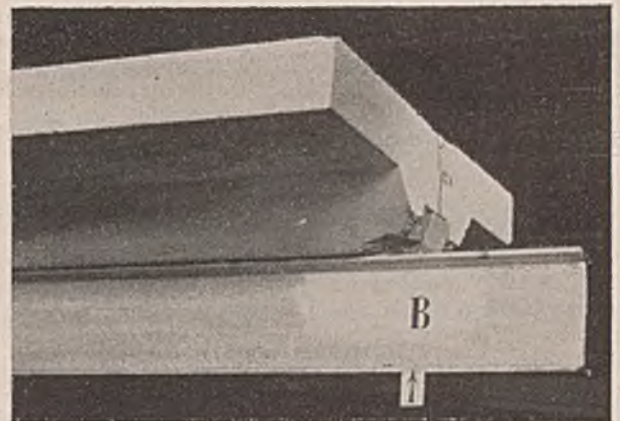


Abb. 17. Ende des zweiten Trägers nach dem Versuch. Der Endwinkel ist abgebogen.

kommt sowohl eine von links nach rechts als auch eine von rechts nach links wirkende Kraft  $\pm \frac{M_C - M_D}{z}$  in Betracht. Von besonderer Wichtigkeit sind die Endwinkel (Abb. 17). Sie sind mindestens mit einer Kraft  $D/n$  anzuschließen.

Das Vorstehende gilt für Träger des Hochbaues, insbesondere des Industriebaues. Ein Beispiel für den Anschluß eines Verbundträgers an einen Unterzug zeigt Abb. 18. Bei der in dieser Abbildung dargestellten

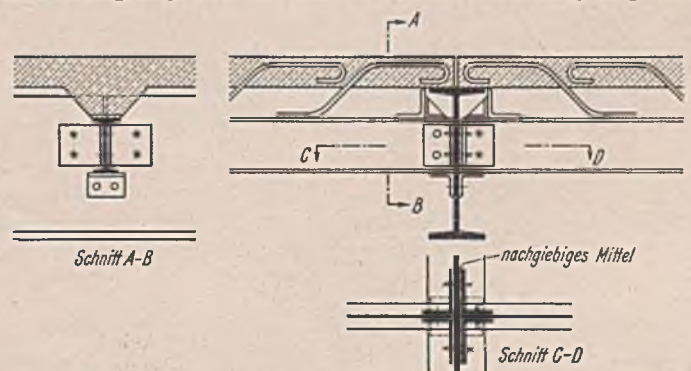


Abb. 18. Anschluß eines Verbundträgers an einen Unterzug.

Anordnung ist der Forderung einer in der Längsrichtung des Gebäudes rissfreien Eisenbetondecke Genüge geleistet sowie die Aufgabe der zweckmäßigen Ausbildung der Dehnungsfugen in einem langen Stahlskelettbau gelöst. In der Abbildung sind die Träger links von dem Unterzug ohne Fuge an den Steg fest angeschlossen; auf der anderen Seite ist durch einen elastischen Anschluß der Anschlußwinkel für die Möglichkeit von Längenänderungen in beiden Richtungen in einfacher Weise gesorgt. Weitere Maßregeln am Traggerippe, um den Formänderungen infolge irgendwelcher Längenänderungen elastischer Natur oder durch Temperatur Rechnung zu tragen, sind nicht notwendig.

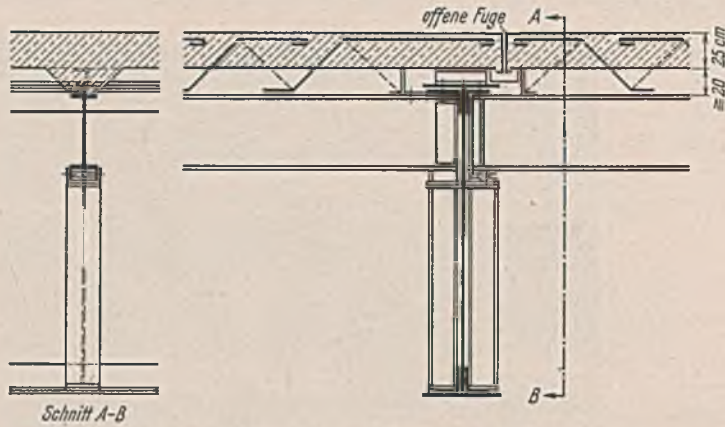


Abb. 19. Verbundträger für die Betonfahrbahn einer Brücke.

Wenn man bei Brücken Betondecken ohne besondere Fahrbahndecke verwenden will und dabei Rissfreiheit gewährleisten muß — insbesondere bei Brücken mit großen Formänderungen, z. B. bei Hängebrücken — so kann man nach Abb. 19 vorgehen. Das durch die Fugen unten austretende Regenwasser kann leicht durch eine Rinne abgefangen und weiter geleitet werden. Die Platte ruht nicht unmittelbar auf den Querträgergurtplatten auf, sondern auf in der Querrägerichtung elastischen Unterstüzungen. Insbesondere bei Hängebrücken wird durch diese Anordnung die Herstellung der Betondecke trotz der großen Formänderungen bei noch nicht geschlossenem Versteifungsträger erleichtert. Den zu Abb. 19 gehörenden Verbundträger, bemessen für eine Raupenschlepperlast von 40 t zeigt Abb. 20. Die Bewehrungsseile sind dabei teilweise schräg gelegt, um den Betondruckgurt möglichst gut zu fassen. Selbstverständlich ist bei jeder Bewehrungseinheit bewegliche Belastung

berücksichtigt, und zwar durch Einflußlinien der Momentenunterschied benachbarter Querschnitte.

Die bisherigen Ausführungen beziehen sich auf Verbundträger, die als einfache Balken ausgebildet sind. Es steht natürlich nichts im Wege auch durchlaufende Verbundträger unter Verwendung der Zug-Druck-Strebenwirkung zu bauen. Ihre Wirkungsweise und zweckmäßige Gestaltung im Bereich der negativen Momente ist noch durch Versuch (zunächst an einfachen Kragträgern) zu klären, ebenso die Fragen, die mit der natürlichen Vorspannung von Verbundträgern beim Betonieren und mit der künstlichen Vorspannung zusammenhängen. Es ist übrigens

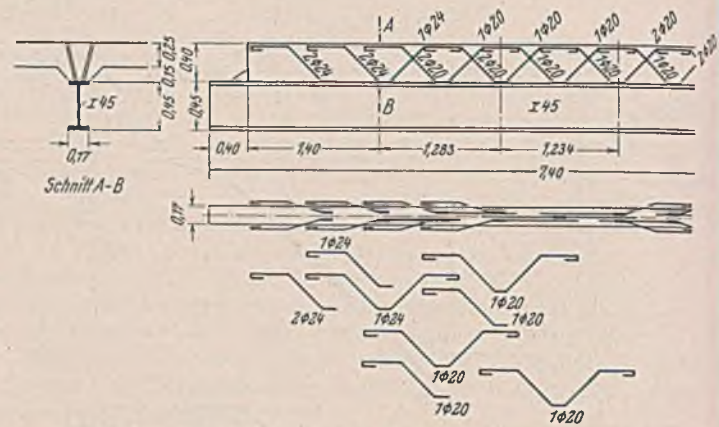


Abb. 20. Schubbewehrung des Verbundträgers der Abb. 19.

zu vermuten, daß die natürliche Vorspannung auf das oben erwähnte Moment  $M_V$  ohne Einfluß ist, wohl aber auf die Höhe der Last, bei der die ersten bleibenden Formänderungen entstehen.

Zum Schluß sei noch die Frage der Stahlersparnis gestreift. Statt des dem Versuch unterworfenen ersten Trägers hätte bei dem Moment  $M_q = 7,676$  mt ein I 28 knapp genügt. Sein Gewicht für 1 m ist 48 kg während das für den Verbundträger I 18 samt der Bewehrung nach Abb. 1 (erster Träger) 28,5 kg/m beträgt. Ohne Berücksichtigung der Verbundwirkung wäre also für 1 m Deckenträger 19,5 kg, d. h. 68% mehr Stahl als bei dem ausgeführten Verbundträger notwendig. Für das Festschweißen eines Schubeisens ist mit einem Preis von 0,45 RM bis 0,50 RM zu rechnen.

Ausführungsbeispiele und die Behandlung der Frage der Wirtschaftlichkeit von Verbundträgern bleiben einem weiteren Aufsatz vorbehalten.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Bemessung offener Wasserläufe.

Von Marinebaurat Weiß, Gotenhafen.

Bei der Vielzahl von Geschwindigkeitsformeln für die Bemessung offener Wasserläufe steht man zunächst vor der Frage, wie sich die Ergebnisse der einzelnen Formeln unterscheiden, welche Beiwerte zu wählen sind, wenn Messungen fehlen, und wie sich Unsicherheiten oder Ungenauigkeiten der Formeln und Beiwerte auswirken. Dazu sind im folgenden die verschiedenen Geschwindigkeitsformeln miteinander verglichen und Fehlerbestimmungen durchgeführt.

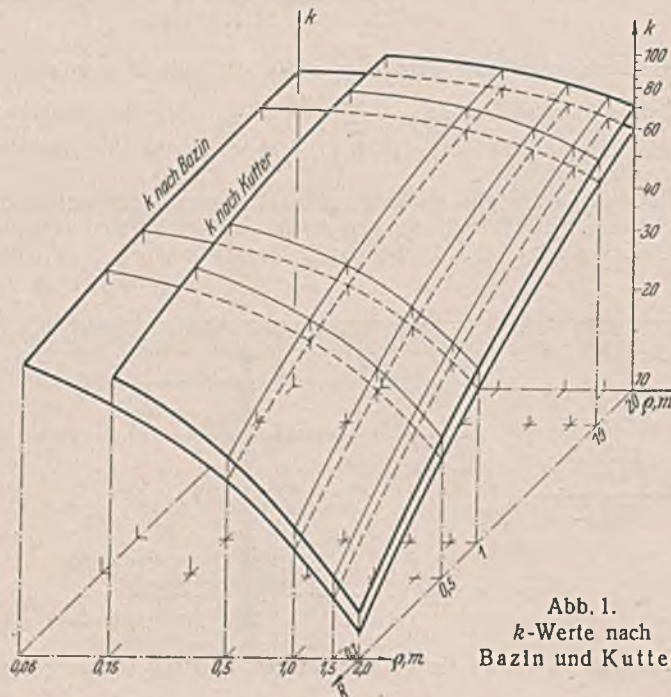


Abb. 1. k-Werte nach Bazin und Kutter.

### A. Die beiden Formelgruppen.

Die Formeln für die Wassergeschwindigkeit lassen sich in zwei große Gruppen einteilen. Die erste Gruppe geht auf die Grundform von Chezy zurück:

$$v = k \sqrt{R J}$$

Dabei ist  $k$  entweder ein Festwert oder abhängig von  $R$ , oder abhängig von  $R$  und einer Kennzahl, die die Rauigkeit des Gerinnes angibt, oder abhängig von  $R$  und  $J$ , oder schließlich abhängig von  $R$ ,  $J$  und einer Kennzahl für die Bettrauhigkeit. Die zweite Formelgruppe hat die Grundform

$$v = k \sqrt[3]{R J}$$

In den Formeln der ersten Gruppe ist:

$$k = 50,9 \quad \text{nach Eytelwein}$$

$$k = \frac{87 \sqrt{R}}{e + \sqrt{R}} \quad \text{nach Bazin (neu)}$$

$$k = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \quad \text{nach Kutter}$$

$$k = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad \text{nach Ganguillet-Kutter}$$

$$k = \lambda R^{0,2} \quad \text{nach Forchheimer}$$

$$k = 25 \left(1 + \frac{1}{2} \sqrt{R}\right) \quad \text{nach HeBlé}$$

$$k = \sqrt{\frac{2g}{\zeta}}; \quad \zeta = 0,00741 + \frac{0,000434}{v} = 0,00741 + \frac{0,000434}{\sqrt{2g} \sqrt{R J}} \sqrt{5}$$

$$k = \frac{10^4 \cdot 1,962 \sqrt{R J}}{0,217 + \sqrt{0,0471 + 10^5 \cdot 1,45 R J}} \quad \text{nach Weißbach}$$

$$k = 185 \left(1 - 1,135 J^{1/14}\right) R^{3/14} \quad \text{nach Winkel}$$

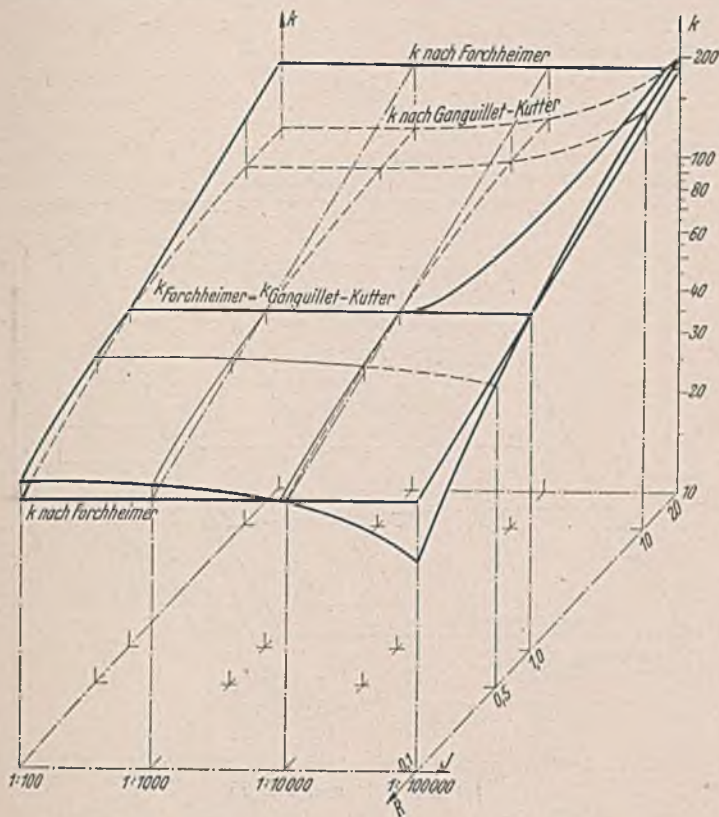


Abb. 2.  $k$ -Werte nach Forchheimer und Ganguillet-Kutter für  $n = 0,01$  und  $\lambda = 100$ .

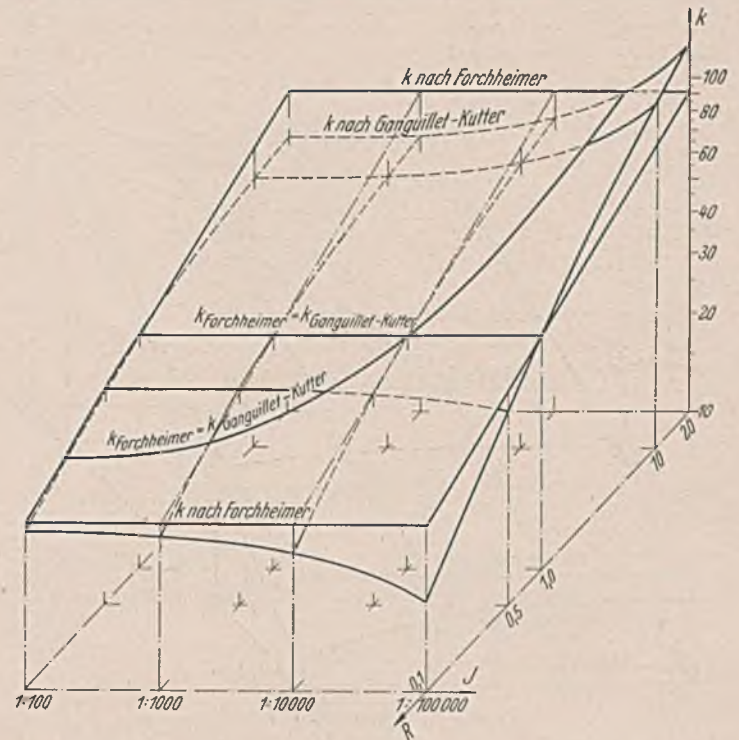


Abb. 3.  $k$ -Werte nach Forchheimer und Ganguillet-Kutter für  $n = 0,02$  und  $\lambda = 50$ .

$R =$	0,1	0,5	1,0	10,0	20,0	$R =$	0,1	0,5	1,0	10,0	20,0
<b>Bazin</b>						<b>Kutter</b>					
$k_{\rho=0,06} = 0,06$	73,5	80,0	82,2	85,0	86,0	$k_{m=0,15} = 0,15$	67,8	82,6	87,0	95,6	96,8
$k_{\rho=0,5} = 0,5$	33,8	50,9	58,0	75,0	78,4	$k_{m=0,5} = 0,5$	38,9	58,5	66,6	86,4	89,8
$k_{\rho=1,0} = 1,0$	20,9	36,0	43,5	66,1	71,1	$k_{m=1,0} = 1,0$	24,1	41,5	50,0	76,1	81,5
$k_{\rho=1,5} = 1,5$	15,2	27,8	34,8	59,1	65,1	$k_{m=1,5} = 1,5$	17,4	32,1	40,0	68,0	74,8
$k_{\rho=2,0} = 2,0$	11,9	22,7	29,0	53,2	60,1	$k_{m=2,0} = 2,0$	13,7	26,1	33,3	61,4	69,3
<b>Ganguillet-Kutter <math>n = 0,01</math></b>						<b>Ganguillet-Kutter <math>n = 0,02</math></b>					
$k_J=0,01 = 0,01$	71,2	93,2	100	115	117	$k_J=0,01 = 0,01$	29,7	44,2	50,0	63,8	64,8
$k_J=0,001 = 0,001$	70,2	92,5	100	116	118	$k_J=0,001 = 0,001$	29,3	44,0	50,0	65,0	67,4
$k_J=0,0001 = 0,0001$	62,4	89,1	100	123	128	$k_J=0,0001 = 0,0001$	25,8	42,5	50,0	71,3	75,5
$k_J=0,00001 = 0,00001$	42,1	79,3	100	178	199	$k_J=0,00001 = 0,00001$	18,6	38,0	50,0	107	127
<b>Ganguillet-Kutter <math>n = 0,03</math></b>						<b>Ganguillet-Kutter <math>n = 0,04</math></b>					
$k_J=0,01 = 0,01$	17,6	28,3	33,3	46,2	48,9	$k_J=0,01 = 0,01$	12,2	20,8	25,0	37,2	39,8
$k_J=0,001 = 0,001$	17,3	28,3	33,3	46,9	50,0	$k_J=0,001 = 0,001$	12,1	20,8	25,0	37,8	40,6
$k_J=0,0001 = 0,0001$	15,4	27,3	33,3	52,6	57,7	$k_J=0,0001 = 0,0001$	10,8	19,9	25,0	42,6	47,1
$k_J=0,00001 = 0,00001$	11,8	24,6	33,3	78,5	96,5	$k_J=0,00001 = 0,00001$	8,65	18,4	25,0	62,4	78,4
<b>Forchheimer</b>						<b>Heßle</b>					
$k_{\lambda=100} = 100$	63,1	87,0	100	159	182	$k =$	29,0	33,9	37,5	65,8	81,0
$k_{\lambda=50} = 50$	31,6	43,5	50,0	79,5	91,0						
$k_{\lambda=33,3} = 33,3$	21,0	29,0	33,3	53,0	60,7						
$k_{\lambda=25} = 25$	15,8	21,7	25,0	39,7	45,5						
<b>Winkel</b>						<b>Weißbach</b>					
$k_J=0,01 = 0,01$	20,7	29,2	33,9	55,6	64,4	$k_J=0,01 = 0,01$	50,4	51,0	51,3	51,5	51,5
$k_J=0,001 = 0,001$	34,8	49,1	57,0	93,5	108	$k_J=0,001 = 0,001$	48,6	50,0	50,3	51,0	51,1
$k_J=0,0001 = 0,0001$	47,5	67,0	77,8	128	148	$k_J=0,0001 = 0,0001$	43,2	47,4	48,6	50,5	50,8
$k_J=0,00001 = 0,00001$	56,9	80,0	93,0	153	177	$k_J=0,00001 = 0,00001$	30,2	39,8	43,0	48,6	49,4

Zur zweiten Gruppe gehören die Formeln:

$$k = 30,7 \sqrt[3]{t} \quad (0,1 \leq t \leq 1,5 \text{ m})$$

$$= 34 \sqrt[3]{t} \quad (1,5 \leq t \leq 6,0 \text{ m})$$

$$= (50,2 + 0,5 t) \quad (t \geq 6,0 \text{ m}) \quad \text{nach Hermanek}$$

$$k = 23,781 t^{0,276} J^{-0,042} \quad (0,2 \leq t \leq 2,0 \text{ m})$$

$$= 22,11 t^{0,08} J^{-0,07} \quad (t \geq 2,0 \text{ m}) \quad \text{nach Gröger}$$

$$k = \frac{116 J^{10} J^{-0,007} t}{2,2 + t^{2/3} + 0,15/t^2} \quad \text{nach Matakiewicz.}$$

**B. Die  $k$ -Werte der ersten Gruppe.**

Um die Formeln der ersten Gruppe vergleichen zu können, ist festzustellen, wie weit sich die  $k$ -Werte innerhalb der sachlich vorkommenden Grenzen von  $R$ ,  $J$ ,  $\rho$ ,  $m$ ,  $n$  und  $\lambda$  unterscheiden. Es werden folgende Beiwerte untersucht:

$$0,1 \leq R \leq 20 \quad 0,15 \leq m \leq 2,00$$

$$0,00001 \leq J \leq 0,01 \quad 0,01 \leq n \leq 0,04$$

$$0,06 \leq \rho \leq 1,75 \quad 25 \leq \lambda \leq 100.$$

In nebenstehenden Zusammenstellungen sind die  $k$ -Werte aufgeführt, die sich innerhalb obengenannter Grenzen ergeben. Die letzte Stelle der Werte in sämtlichen Zusammenstellungen ist nicht genau, da die Zahlen mit dem Rechenschleier berechnet sind.

Die Werte der Zahlentafeln sind in Abb. 1 bis 11 zur besseren Anschauung von der Ähnlichkeit des Verlaufes der  $k$ -Werte in einem dreidimensionalen logarithmischen Koordinatennetz aufgetragen. Die  $k$ -Werte nach Kutter und Bazin (Abb. 1) liegen entsprechend dem Aufbau der Formeln im selben Bereich, besonders wenn man berücksichtigt, daß die Beträge der  $\rho$ -Werte stets kleiner sind als die Beträge der entsprechenden  $m$ -Werte. Die Abweichungen zwischen den  $k$ -Werten nach Ganguillet-Kutter und Forchheimer (Abb. 2 bis 5) weichen für mittlere Werte von  $R$  und  $J$  nicht erheblich voneinander ab, so daß es in solchen Fällen berechtigt erscheint, die umständliche Formel von Ganguillet-Kutter durch die einfachere Formel Forchheimers zu ersetzen. Dasselbe gilt auch für den Ersatz der Formeln von Bazin und Kutter durch die von Forchheimer.

Eine Ähnlichkeit im Verlauf der  $k$ -Werte der bisherigen Formeln mit der Formel von Heßle (Abb. 8) oder der von Winkel (Abb. 9) besteht dagegen nicht. Ebenso ist kein Zusammenhang zwischen den  $k$ -Werten nach Winkel und Weißbach erkennbar (Abb. 10 u. 11).

**C. Der Ersatz von  $R$  durch  $t$ .**

Als Übergang zur zweiten Formelgruppe ist untersucht, wie sich der Ersatz des hydraulischen Radius  $R = \frac{F}{U}$  durch die Tiefe  $t$  auswirkt, denn es ist üblich, bei sehr breiten und verhältnismäßig flachen Gewässern

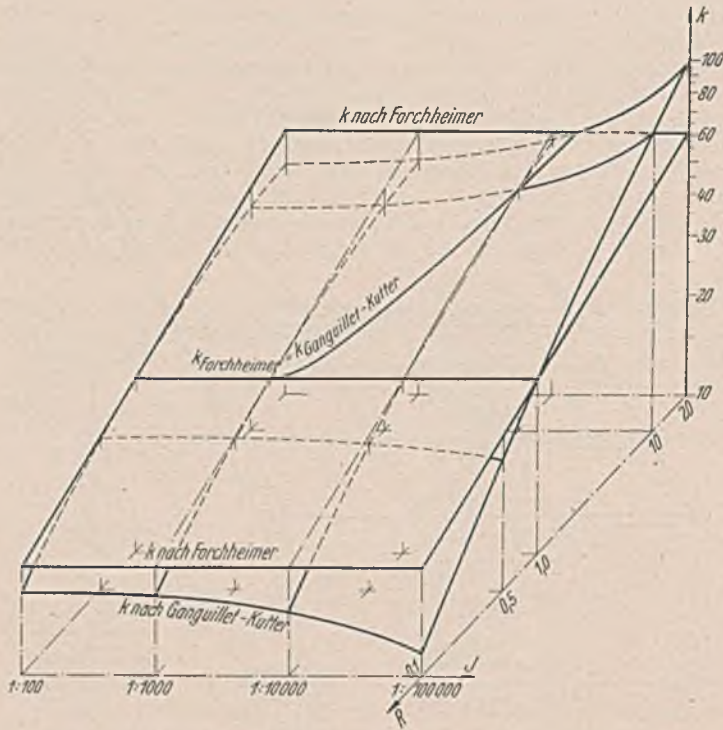


Abb. 4.  $k$ -Werte nach Forchheimer und Ganguillet-Kutter für  $n = 0,03$  und  $\lambda = 33,3$ .

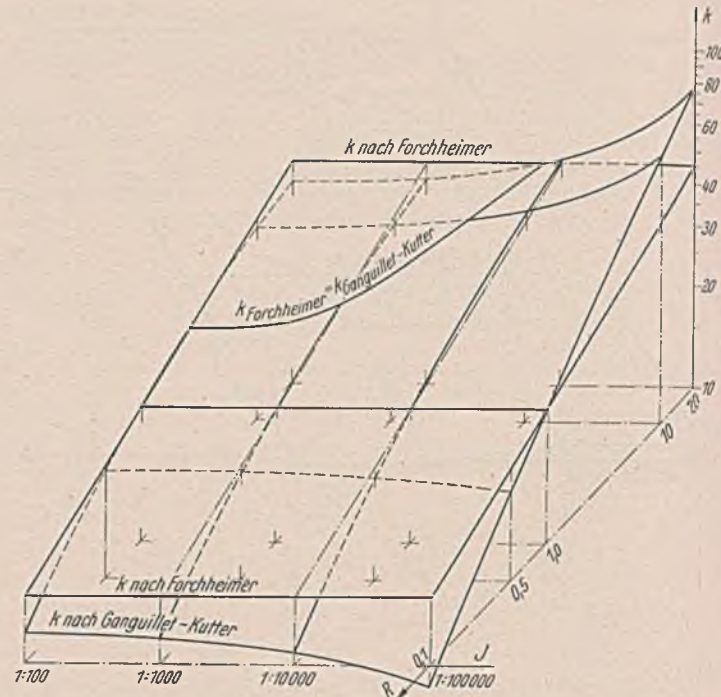


Abb. 5.  $k$ -Werte nach Forchheimer und Ganguillet-Kutter für  $n = 0,04$  und  $\lambda = 25$ .

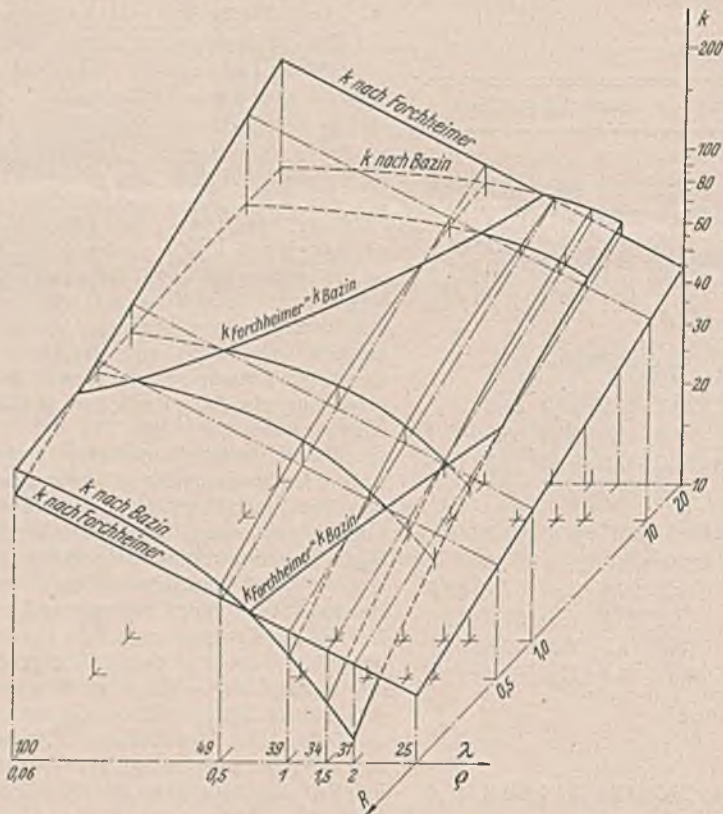


Abb. 6.  $k$ -Werte nach Forchheimer und Bazin.

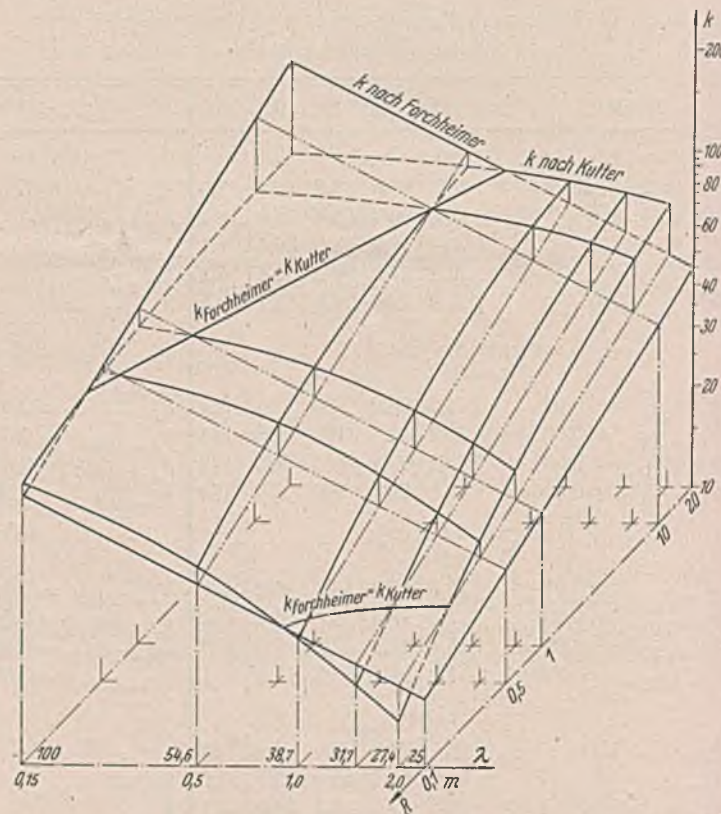


Abb. 7.  $k$ -Werte nach Forchheimer und Kutter.

$R$  durch  $t$  zu ersetzen. Am zugänglichsten für diese Untersuchung ist die Formel von Forchheimer. Nach Einführung der Sohlenbreite  $b_s$ , der Wassertiefe  $t$  und der Böschungsneigung  $1:n$  lautet die Formel von Forchheimer:

$$v = \lambda \left( \frac{1+n \cdot \frac{t}{b_s}}{1+2\sqrt{1+n^2 \frac{t}{b_s}}} \right)^{0.7} t^{0.7} J^{0.5} = \lambda a t^{0.7} J^{0.5}$$

Es ist für  $n \neq 0$ :

$$\lim_{a_{t/b_s} \rightarrow 0} = 1 \text{ und}$$

$$\lim_{a_{t/b_s} \rightarrow \infty} = \frac{1}{\left(2\sqrt{\frac{1}{n^2} + 1}\right)^{0.7}}$$

und für  $n \rightarrow \infty$  wird

$$\lim_{a_{t/b_s} \rightarrow \infty} = 0,5^{0.7} = 0,615.$$

Für  $n \rightarrow 0$  dagegen wird

$$\lim_{a_{t/b_s} \rightarrow \infty} = 0.$$

Damit sind die Grenzen der  $a$ -Werte bestimmt, und es ist erwiesen, daß ohne große Fehler  $t$  an Stelle von  $R$  bei sehr breiten und flachen Wasserläufen mit schwach geneigten Böschungen gesetzt werden kann. Bei der unteren Grenze ist statt der vollen Tiefe  $t$  die mittlere Tiefe  $t_m$  zu nehmen.

**D. Die  $k$ -Werte der zweiten Gruppe.**

In den folgenden Zusammenstellungen sind die  $k$ -Werte der zweiten Formelgruppe zusammengestellt.

Hermanek

$t =$	0,1	0,5	1,0	1,5	3,0	6,0	10,0	20,0
$k =$	9,71	21,8	30,7	37,5	44,9	53,2	55,2	60,2



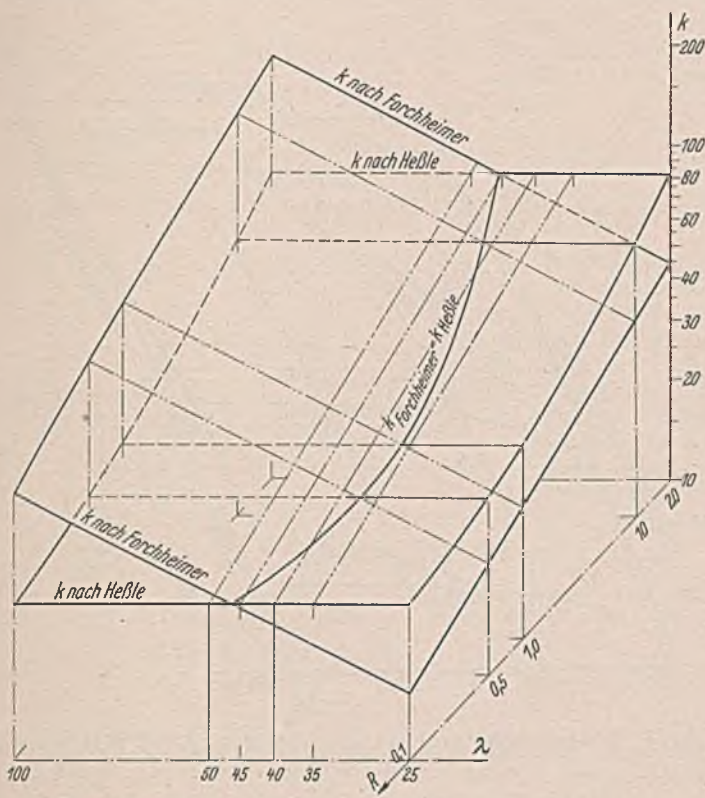


Abb. 8.  $k$ -Werte nach Forchheimer und Heßle.

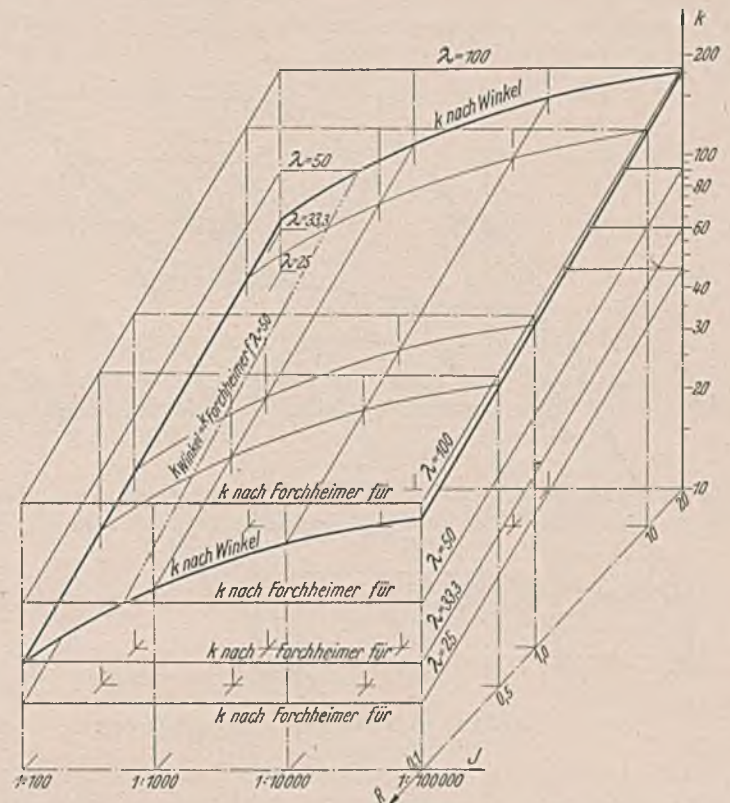


Abb. 9.  $k$ -Werte nach Forchheimer und Winkel für  $25 \leq \lambda \leq 100$ .

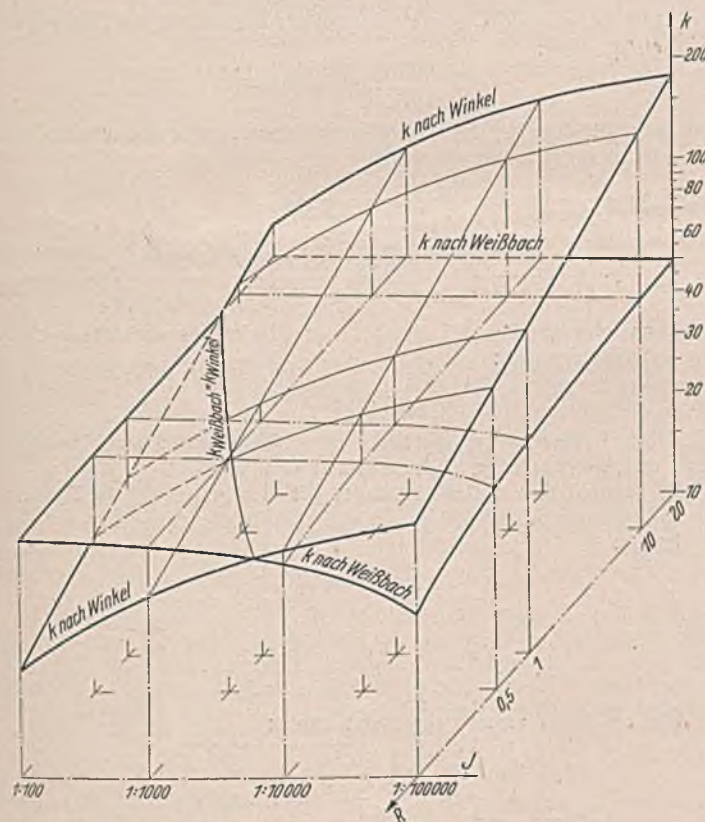


Abb. 10.  $k$ -Werte nach Winkel und Weißbach.

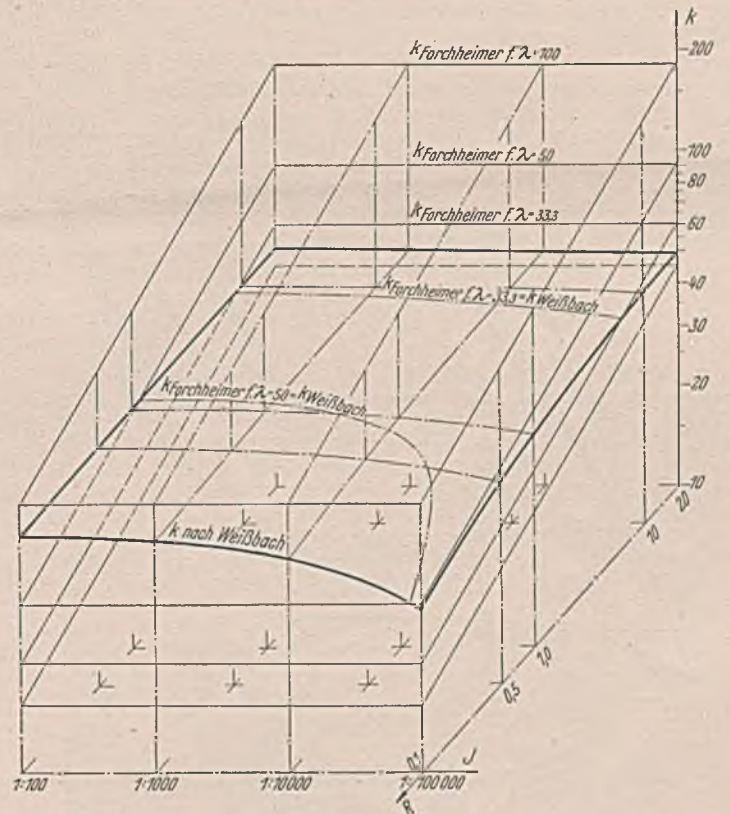


Abb. 11.  $k$ -Werte nach Forchheimer und Weißbach für  $25 \leq \lambda \leq 100$ .

		Gröger					Matakiewicz					
$t =$		0,2	0,5	1,0	2,0	10	20	0,1	0,5	1,0	10,0	20,0
$k_J = 0,01$	$= 0,01$	14,8	24,1	29,1	35,1	36,6	38,8	10,9	20,5	23,6	34,8	41,9
	$= 0,001$	16,2	26,4	31,9	38,6	43,0	45,5	16,3	30,7	35,5	52,4	63,0
$k_J = 0,0001$	$= 0,0001$	17,8	29,0	35,0	42,4	50,6	53,6	17,7	33,3	38,5	56,8	68,4
	$= 0,00001$	19,6	31,9	38,7	46,6	59,4	63,0	18,0	33,2	39,2	57,9	69,5

Die so erhaltenen  $k$ -Werte sind ebenfalls in einem logarithmischen Raumkoordinatennetz dargestellt (vgl. Abb. 12 bis 14). Auffallend bei Gröger ist der zweideutige  $k$ -Wert für  $t = 2,0$  m.

Für  $0,5 \leq t \leq 10$  m ist der Unterschied der  $k$ -Werte zwischen Gröger und Matakiewicz nicht sehr erheblich. Die  $k$ -Werte nach Forchheimer und Matakiewicz stimmen im Bereich  $1:200 \cong J \cong 1:100000$  und  $0,1 \leq t \leq 20$  m ganz gut überein für  $\lambda = 33,3$ , das einem  $n = 0,03$  nach Ganguillet-Kutter entspricht. Dasselbe gilt sinngemäß für die  $k$ -Werte nach Hermanek im Bereich  $1,0 \cong t \leq 20$  m. Es kann also auch für die zweite Formelgruppe die viel einfachere Formel von Forchheimer benutzt werden, wenn es sich um einen Wasserlauf handelt, der mit seiner Betrauhtigkeit obigen Beiwerten entspricht.

**E. Die Bestimmung von Fehlergrenzen.**

Eine Vereinfachung der Rechenarbeit bedeutet der Ersatz von  $R^{0,7}$  durch  $a t^{0,7}$ . Es ist nun zu untersuchen, mit welcher Genauigkeit im Bereich  $t_1 \leq t_m \leq t_2$  die Abhängige

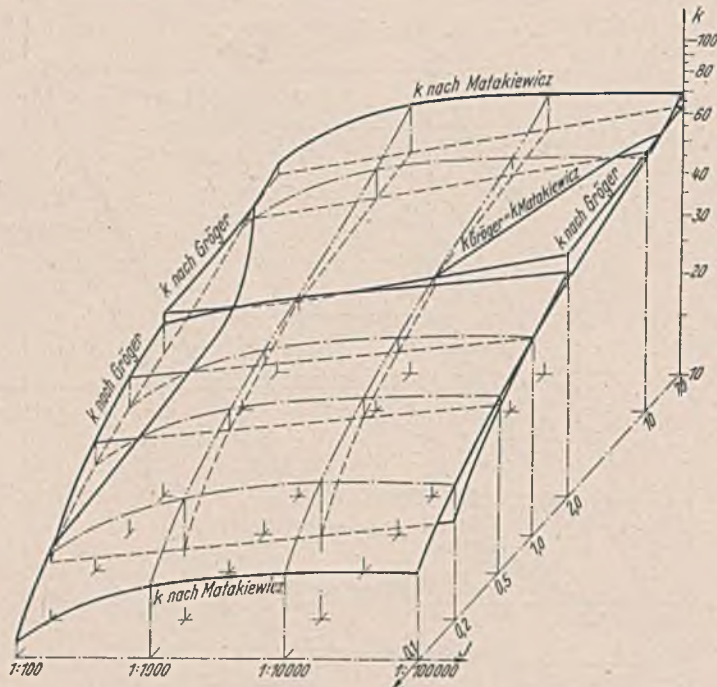


Abb. 12. *k*-Werte nach Matakiewicz und Gröger.

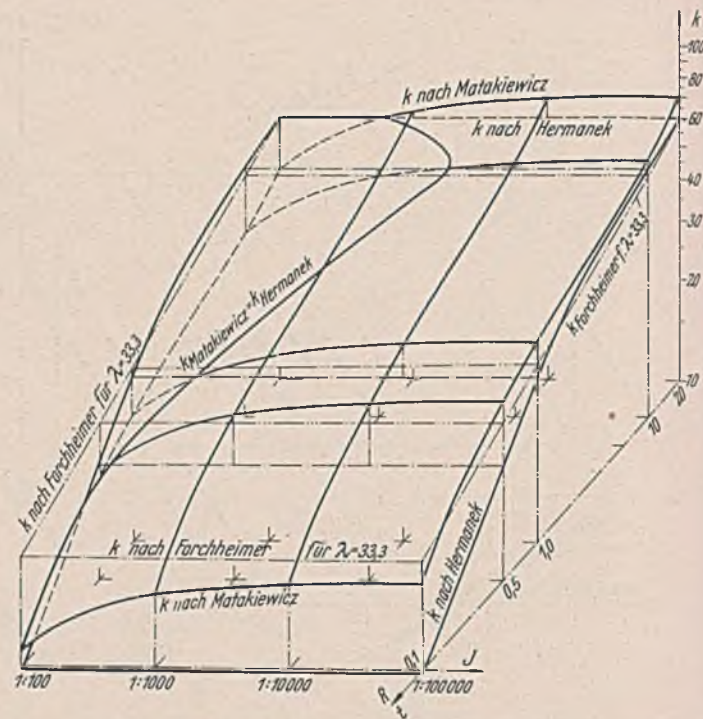


Abb. 14. *k*-Werte nach Forchheimer, Hermanek und Matakiewicz für  $\lambda = 33,3$

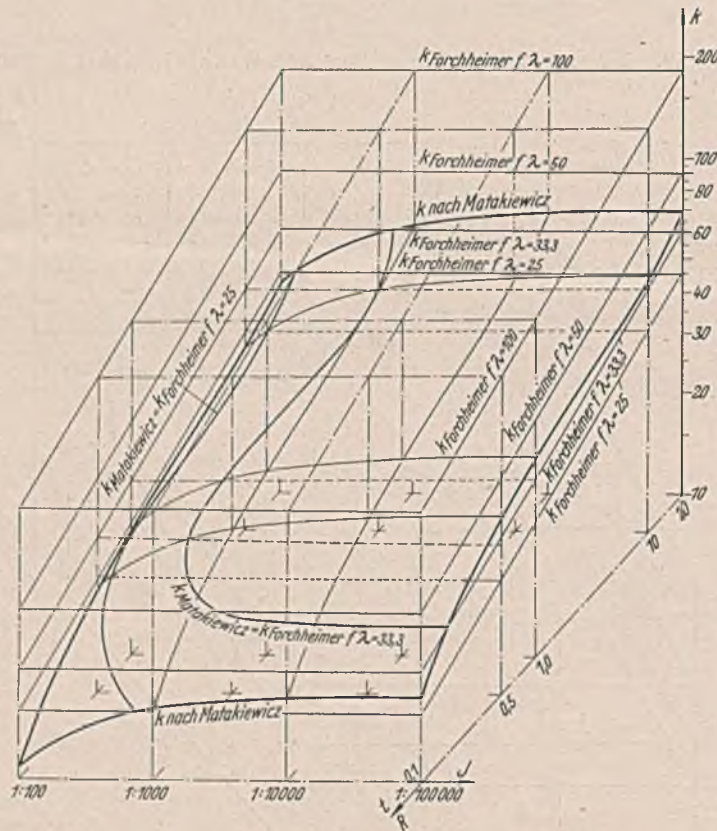


Abb. 13. *k*-Werte nach Forchheimer und Matakiewicz für  $25 \leq \lambda \leq 100$ .

$$a = \left( \frac{1 + n \cdot \frac{t}{b_s}}{1 + 2\sqrt{1 + n^2} \frac{t}{b_s}} \right)^{0,7}$$

durch den *a*-Wert für *t<sub>m</sub>* ersetzt werden kann für unveränderliche Werte von *b<sub>s</sub>* und *n*. Es ist nach dem Mittelwertsatz der Differentialrechnung:

$$\Delta a = f(t_m + x) - f(t_m) = x f'(t_m + \vartheta x)$$

$$f(t_m + x) = \left( \frac{b_s + n t_m + n x}{b_s + 2\sqrt{1 + n^2} t_m + 2\sqrt{1 + n^2} x} \right)^{0,7}$$

$$f'(t_m + x) = \frac{0,7}{(b_s + 2\sqrt{1 + n^2} t_m + 2\sqrt{1 + n^2} x)^{0,7}} \cdot \left[ \frac{n}{(b_s + n t_m + n x)^{0,3}} - \frac{2\sqrt{1 + n^2} (b_s + n t_m + n x)^{0,7}}{b_s + 2\sqrt{1 + n^2} t_m + 2\sqrt{1 + n^2} x} \right]$$

Für  $n = 2, b_s = 10 \text{ m}$  und  $2 \leq t_m \leq 4$  wird der Fehler  $\Delta a$  höchstens:  
 $\Delta a = 0,0251$ .

Es ist  $a_{t=3} = 0,767$ . Der Fehler bei der Berechnung der Geschwindigkeit beträgt dann:

$$\frac{0,0251}{0,767} \cdot 100 = 3,26\%$$

und zwar gilt dies für die obere Grenze von *t*. Für die untere Grenze von *t* ist *x* negativ, und es wird:

$$\Delta a = x \cdot \frac{0,7}{(b_s + 2\sqrt{1 + n^2} - 2\sqrt{1 + n^2} x)^{0,7}} \cdot \left[ \frac{n}{(b_s + n t_m - n x)^{0,3}} - \frac{2\sqrt{1 + n^2} (b_s + n t_m - n x)^{0,7}}{b_s + 2\sqrt{1 + n^2} t_m - 2\sqrt{1 + n^2} x} \right]$$

Nach obigem Beispiel beträgt der Fehler für die obere Grenze  $\Delta v = 0,053$ , das sind:

$$\frac{0,053}{0,767} \cdot 100 = 6,91\%$$

Dieser Fehler ist geringer als z. B. der Unterschied zwischen Weißbach und Winkel oder Forchheimer und Winkel.

Es entsteht nun weiter die Frage, wie sich Fehler bei der Ermittlung der abfließenden Wassermenge auf die Wassertiefe auswirken.

Es ist:

$$v = \lambda a t^{0,7} J^{0,5} = \frac{Q}{n t^2 + b_s t}$$

oder

$$t^{2,7} + \frac{b_s}{n} \cdot t^{1,7} = \frac{Q}{n \lambda a J^{0,5}}$$

Für  $t^{1,7}$  den Wert  $t^{1,35}$  eingesetzt ergibt:

$$t = \left( -\frac{b_s}{2n} + \sqrt{\frac{b_s^2}{4n^2} + \frac{Q}{n \lambda a J^{0,5}}} \right)^{\frac{1}{1,35}}$$

Die sekundliche Wassermenge *Q* sei um *q* unsicher. Die größte Abweichung der Wassertiefe  $t_{Q \pm q}$  von  $t_Q$  liegt auch hier an der unteren Grenze. Es ist nach dem Mittelwertsatz:

$$\Delta t = q f'(Q - q) = \frac{q}{1,35 n \lambda a J^{0,5} \cdot 2 \sqrt{\frac{b_s^2}{4n^2} + \frac{Q - q}{n \lambda a J^{0,5}}} \left( \sqrt{\frac{b_s^2}{4n^2} - \frac{Q - q}{n \lambda a J^{0,5}}} - \frac{b_s}{2n} \right)^{0,35}}$$

Für  $b_s = 10 \text{ m}, n = 2, t = 2 \text{ m}$  wird  $a = 0,81$ ; es sei ferner  $\lambda = 36,5$  (entsprechend  $n = 0,0275$  nach Ganguillet-Kutter),  $J = 1:1600$ ,  $Q = 33,6 \text{ m}^3/\text{sek}$ . Der Fehler in der Bestimmung der Wassermenge betrage 20%, d. h.  $q = \pm 6,72 \text{ m}^3/\text{sek}$ . Dann wird  $\Delta t = 0,263 \approx 0,26 \text{ m}$ , d. h. die Tiefe schwankt im vorliegenden Fall um 13,2%.

Diese Fehlerbestimmung ist nicht ganz genau, da

$$t^{2,7} + \frac{b_s}{n} \cdot t^{1,7} = \frac{Q}{n \lambda a J^{0,5}} = t^{2,7} + \frac{b_s}{n} \cdot t^{1,35} = \frac{Q}{n \lambda a J^{0,5}}$$

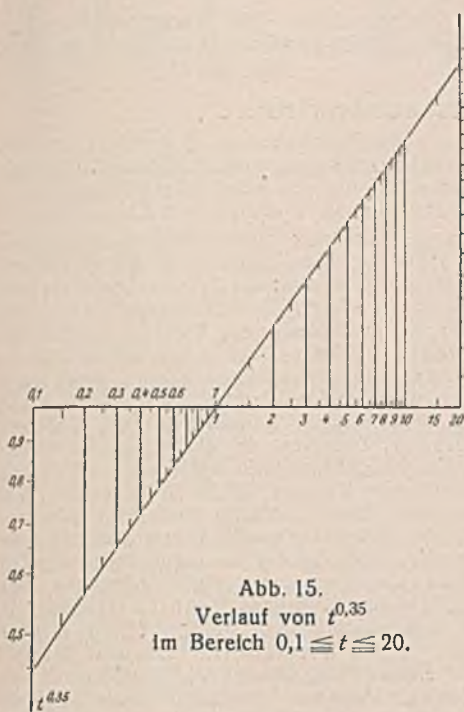


Abb. 15.  
Verlauf von  $t^{0,35}$   
im Bereich  $0,1 \leq t \leq 20$ .

gesetzt wurde. Der Unterschied zwischen beiden Gleichungen beträgt:

$$\frac{b_s}{n} \cdot t^{1,35} (t^{0,35} - 1).$$

Dieser Wert ist Null für  $t = 1,0$ .

In Abb. 15 ist der Wert  $t^{0,35}$  im Bereich  $0,1 \leq t \leq 20$  m dargestellt. Die Abweichung ist für  $t = 20$  m 286% größer und für  $t = 0,1$  rd. 214% kleiner als 1. Im vorliegenden Fall ist die Abweichung um 27% zu groß, d. h. der

Es ist nach Abb. 16 der Unterschied gegenüber Forchheimer:

$$\Delta a_{\min} = 0,5^{0,033} = 0,975 \quad \approx 2,5\%$$

und

$$\Delta t_{\max} = t^{0,033} = 20^{0,033} = 1,11 \quad \approx 11\%$$

Damit wird

$$\Delta v_{\min} = 0,975 \cdot 1,11 = 1,08 \quad \approx 8\%$$

und

$$\Delta v_{\max} = 1^{0,033} \cdot 1,11 = 1,11 \quad \approx 11\%$$

Es ist ferner:

$$\Delta t_{\min} = 0,1^{0,033} = 0,92 \quad \approx 8\%$$

damit wird

$$\Delta v_{\min} = 0,975 \cdot 0,92 = 0,896 \quad \approx 10,4\%$$

und

$$\Delta v_{\max} = 1,0^{0,033} \cdot 0,975 = 0,975 \quad \approx 2,5\%$$

Die Abweichungen gegenüber Forchheimer liegen auch bei den Grenzfällen nicht außerhalb der Unterschiede zwischen den aufgeführten Formeln. Die Benutzung der Formel

$$v = \lambda \alpha t^{2/3} j^{0,5}$$

hat aber den Vorzug, daß sie ohne logarithmische Zwischenrechnung mit dem Rechenschleier unmittelbar ausgewertet werden kann.



Abb. 16. Verlauf von  $t^{0,033}$  im Bereich  $0,1 \leq t \leq 20$ .

wirkliche Fehler in der Bemessung der Tiefe beträgt nicht 0,26, sondern 0,19 m, also nicht 13,2%, sondern 9,5%. Im Rahmen der bisher festgestellten Abweichungen ist der Fehler  $t^{1,7} = t^{1,35}$  belanglos.

#### F. Die Erleichterung der Rechenarbeit.

Für die Wassergeschwindigkeit ist in der „Hütte“<sup>1)</sup> die Formel  $v = k R^{2/3} j^{1/2}$  vorgeschlagen, die auf Grund der Ausführungen auf S. 272  $v = \lambda \alpha t^{2/3} j^{0,5}$  lautet.

Der Unterschied gegenüber der Forchheimerschen Formel beträgt

$$\Delta v = \frac{\lambda a t^{0,7} j^{0,5}}{\lambda \alpha t^{0,667} j^{0,5}} = \left( \frac{1 + n t / b_s}{1 + 2 \sqrt{1 + n^2 t / b_s}} \right)^{0,033} t^{0,03}$$

1) 26. Aufl., III. Bd., S. 500. Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.

#### G. Schlußbetrachtung.

Die vorliegenden Ausführungen führen die Bemessung von Wasserläufen auf rechnerisch leicht auszuwertende Formeln zurück und geben das Verfahren an, um Fehler und ihre Auswirkungen zu bestimmen. Sie zeigen, daß z. B. bei Schwankungen in der Wasserführung von 20% die Wassertiefe nur noch um 9,5% falsch ist, daß also die Fehler bei der Bestimmung der Wassertiefe geringer werden.

Fehler bei der Bestimmung der Wassermenge wirken sich auf die Wassertiefe um so weniger aus, je flacher die Böschungen geneigt sind. Nun bedenke man, daß ein Wasserlauf meist — wie es bei Flüssen stets der Fall ist — eine bewegliche Sohle hat, und man wird Abweichungen von 0,1 m bei der Bestimmung der Wassertiefe als noch erträgliche Ungenauigkeit ansprechen. In den Ungenauigkeiten bei der Messung der Wassertiefe, der Wassergeschwindigkeit und des Gefälles wird ein großer Teil der Unterschiede in den Formelwerten zu suchen sein.

### Vermischtes.

Arbeitsgruppe Teerstraßen der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen. Die Arbeitsgruppe hielt am 14. Mai eine Sitzung unter Vorsitz des Ministerialrates a. D. Professor Huber in München ab, in der Regierungsbaurat Dr.-Ing. Kohler über die Forschungsarbeiten der Gruppe während des Krieges und Dr.-Ing. Hummelsberger, Berlin, über neuere Straßenbauverfahren mit Teer sprach, wobei er besonders die Bodenmischverfahren behandelte. Weiter sprach Professor Mallison, Berlin, über Mikroskopuntersuchungen von Teerbitumengemischen und Direktor Kalter, Essen, über seine Erfahrungen im Straßenbau in Deutsch-Südwest-Afrika.

Eisenbahnwagenkipper beim Straßenbau. Kipper für Eisenbahnwagen werden im allgemeinen beim Kohlenumschlag in Großbetrieben (in Kraftwerken, bei Bekohlungsanlagen für Lokomotiven auf großen Bahnhöfen, in Häfen für den Massengutumschlag usw.) verwendet, da sie sehr leistungsfähig sind. Der Betrieb eines Kippers ist aber nur wirtschaftlich, wenn die große Leistung ausgenutzt werden kann. Der gewöhnliche Baubetrieb bietet hierfür meist keine Möglichkeiten. Lediglich auf Großbaustellen der Straßenbauten, wo große Mengen ankommender Massengüter umzuschlagen sind, kommt der Einsatz von Kippern für Eisenbahnwagen in Betracht. Dieser Fall lag auf Baustellen in Oberfranken und bei Frankfurt a. d. Oder vor.

Bei einem Eisenbahnwagenkipper fährt ein offener, beladener Wagen auf eine Plattform auf, die auf einer Seite in einem Gelenk drehbar ist und auf der anderen durch eine Spindel angehoben wird, so daß in der Schräglage

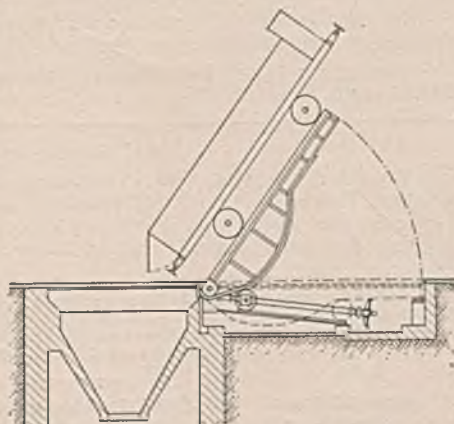


Abb. 1. Darstellung eines Wagenkippers mit waagerechter Spindel.

der Plattform der Wageninhalt über die eine geöffnete Stirnwand in eine Aufnahmegrube fällt. Die Kippspindel kann senkrecht oder waagrecht liegen. Eine senkrechte Spindel erfordert eine tiefe Baugrube, deren Anlage besonders bei ungünstigen Grundwasserverhältnissen Schwierigkeiten bereitet. Man wählt dann die Anordnung mit waagerechter Spindel, bei der durch Zwängrollen und Leitbahnen die Plattform angehoben wird (Abb. 1). Die Bautiefe einer solchen Anlage ist wesentlich kleiner als die eines Kippers mit senkrechter Spindel, so daß man auf den erwähnten Baustellen die Lösung mit waagerechter Spindel nach der Bauart der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG. vorzog.

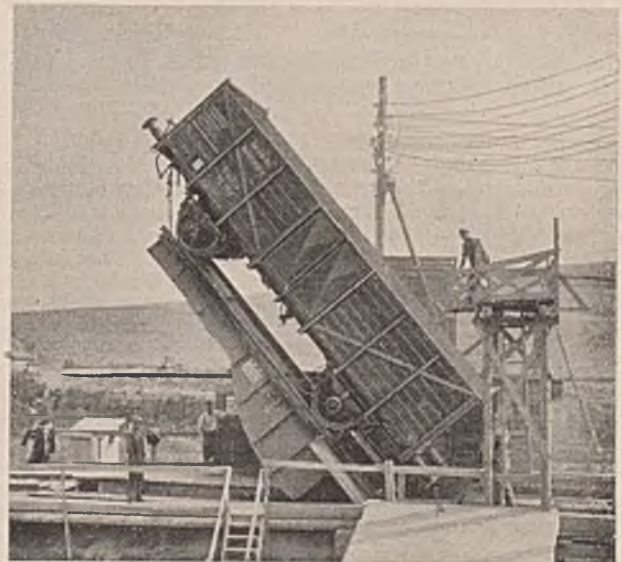


Abb. 2. Wagenkipper auf einer Reichsautobahn-Baustelle in Oberfranken.

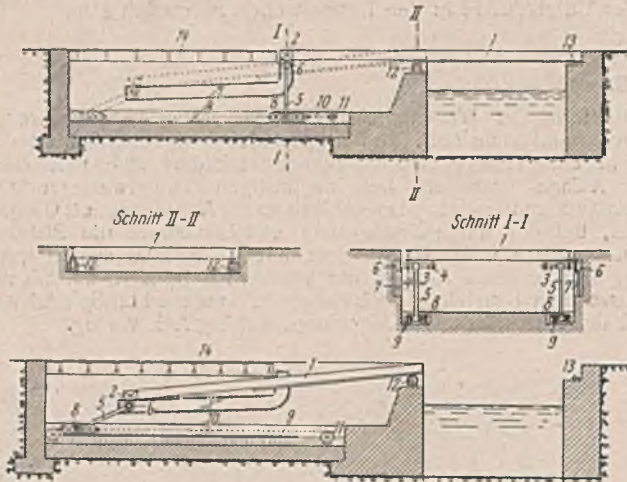
Die Tragfähigkeit der beiden Kipper (Abb. 2 u. 3) beträgt je 30 t. Die Plattformen lassen sich in einem Winkel bis zu 60° drehen. Der Antriebsmotor zur Spindel eines jeden Kippers hat eine Nennleistung von 42 PS, während die erforderliche Motorleistung bei etwa 30 PS liegt. Die Kippgeschwindigkeit richtet sich nach der geforderten Arbeitsleistung eines Kippers. Zum Drehen der Plattform von der waagerechten Ausgangsstellung bis zu einer Neigung von 45° und zurück in die waagerechte Lage sind 2,8 min und zum Drehen bis zu 60° Schräglage und zurück sind 3,24 min nötig. Unter Berücksichtigung der Zeit für das An- und Abfahren der Wagen auf dem Kopfgleis nach einem Kipper ergibt sich eine Leistung von 10 Wagen/Stde., die mit je 20 t Schotter oder Sand beladen sind. R.—



Abb. 3.  
Wagenkipper auf einer Baustelle der Reichsautobahn bei Frankfurt a. d. Oder.  
Aufn. (2): Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG.

### Patentschau.

Antrieb für Kipprollbrücken mit Rückarm. (Kl. 19d, Nr. 679 934 vom 19. 10. 35; Dortmunder Union Brückenbau-AG. in Dortmund.) Um einen einfachen Antrieb zu erhalten, bei dem alle Teile kräftig ausgeführt werden können, leicht zu warten und leicht auswechselbar sind, sind am Ende des Rückarmes ein oder mehrere Stützpendel angeordnet, deren Enden in Führungsbahnen geführt sind. Die Führungsbahn für das obere Stützpendel verläuft an ihrem der Brückenöffnung zugewendeten Ende zwecks Erzeugung der Kippbewegung in lotrechter Richtung, während der übrige, die Längsbewegung der Brücke steuernde Teil der Führungsbahn waagrecht oder schwach geneigt angeordnet ist. Das untere Stützpendelende ist auf einer geradlinigen oder angenähert geradlinigen Bahn geführt und mit der Antriebsvorrichtung verbunden.



An der Brücke 1 mit eingebautem Gegengewicht 2 sind die Achsen 3 durch Bleche 4 befestigt. Die Lenker 5 sind mit ihrem oberen Ende gelenkig an die Achsen 3, mit ihrem unteren Ende an Führungswagen 8 gelenkig angeschlossen, die sich auf Führungsbahnen 9 bewegen. Auf den Achsen 3 drehen sich die Führungsrollen 6, die in Führungsbahnen 7 eingreifen. An den Wagen 8 befestigte Zugseile 10 führen zu Winden 11. Die Brücke lagert auf den Kipprollen 12 und den vorderen Auflagern 13 auf; an den Brückenrückarm schließt sich die Brückenkellerdecke 14 an. Die Lenker 5 können, wenn die Brücke 1 in Verkehrsstellung steht, eine genau lotrechte, oder auch eine nach beiden Seiten abweichende Stellung einnehmen. Im ersteren Falle treten an den Führungswagen 8 keine waagerechten Kräfte auf, sondern alle lotrechten Kräfte gehen unmittelbar durch die Lenker 5 und die Führungswagen 8 in die Schienen 9. Die bei der schrägen Stellung der Lenker 5 an den Wagen 8 auftretenden waagerechten Kräfte werden durch Zugglieder 10 aufgenommen, die von den Windwerken 11 aus bewegt werden. Soll die Brücke aus der Verkehrslage in die zurückgezogene Stellung gebracht werden, so werden die Lenker 5 in Richtung der Führungsbahnen 7 und 9 geneigt; infolge der Lage des Schwerpunktes der Brücke zwischen Gegengewicht 2 und den Kipprollen 12 wird auf die Lenker 5 ein Druck ausgeübt, der die

Wagen 8 auf den Schienen 9 weiterschiebt. Die Brücke kippt und rollt dann über die Rollen 12 und, geführt durch die Rollen 6, in ihre Endlage ab.

### Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichsverkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen. Ausgeschieden: der Regierungsbaurat Dr.-Ing. Gerhard Kopp aus Anlaß seiner Übernahme als Direktor und Oberster Betriebsleiter der Pommerschen Landesbahnen.

b) Betriebsverwaltung. Ernann: zum Abteilungspräsidenten der Oberreichsbahnrat Karl Heinzemann, Leiter der Eisenbahnbetriebsdirektion Krakau; — zum Oberreichsbahnrat: die Reichsbahnräte Heinrich Stühr, Vorstand des Betriebsamts Waren (Müritz), Georg Voigt, Vorstand des Betriebsamts Flöha, Richard Meißner, Vorstand des Betriebsamts Chemnitz 3, Paul Siegel, Vorstand des Betriebsamts Aschersleben 1, Karl Bürkel, Vorstand des Betriebsamts Lauda, Josef Karg, Dezentner der Eisenbahnbetriebsdirektion Radom, August Scherrer, Vorstand des Betriebsamts Memmingen, Eduard Klötzer, Dezentner der RBD Linz, Friedrich Dippel, Dezentner der RBD Karlsruhe, Konrad Wolf, Vorstand des Betriebsamts Attnang-Puchheim, Emanuel Petroni, zur Zeit Vorstand des Betriebsamts Küstrin, Jakob Grenzsbach, Vorstand des Betriebsamts Nienburg (Weser), Martin Gummich, Vorstand des Betriebsamts Halle (Saale) 1, Othmar Nouak, Vorstand des Betriebsamts Gießen 2, Karl Scherer, Referent der Generaldirektion der Ostbahn in Krakau, Fritz Unglaube, Dezentner der RBD Nürnberg, Ernst Wenk, Dezentner der RBD Danzig, Johannes Nadoll, Dezentner der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Stettin, Curd Winter, Dezentner der RBD Oppeln, Ulrich Wittschell, Dezentner des RZA Berlin, Hans Ball und Eduard Bogenschütz, Dezentner der RBD Karlsruhe, Max Käser, Vorstand des Betriebsamts Bayreuth, Otto Hurt, zur Zeit Dezentner der RBD Mainz; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaussessoren Clemens Weber, Vorstand des Betriebsamts Recklinghausen, Heinrich Ferling beim Betriebsamt Frankfurt (Main) 1, Hans Gellissen beim Betriebsamt Bromberg, Helmut zur Nieden beim Neubauamt Dessau, Wilhelm Homberg bei der RBD Königsberg (Pr), Rudolf Michalski beim Betriebsamt Hagen (Westf.) 1, Anatol Weyl, zur Zeit beim Betriebsamt Uelzen, Herbert Gollum bei der Reichsbahndirektion Berlin.

Versetzt: der Abteilungspräsident Dr.-Ing. Albert Zissel, Abteilungsleiter und Dezentner der RBD Essen, als Referent in die Eisenbahnabteilungen des Reichsverkehrsministeriums mit der Dienstbezeichnung „Ministerialrat“; — die Oberreichsbahnrate Franz Schenk, Dezentner der RBD Breslau, als Referent zur Gruppe Eisenbahnen beim Reichsprotector in Böhmen und Mähren, Kurt Schwingel, Dezentner der RBD Breslau, als Dezentner zur RBD Danzig; — die Reichsbahnrate Josef Pohan, Vorstand des Betriebsamts Stargard (Pom.) 2, als Vorstand zum Betriebsamt Köslin, Fritz Därr, Vorstand des Betriebsamts Kattowitz 2, als Vorstand zum Betriebsamt Sosnowitz, Alfred Rossel beim Betriebsamt Oppeln 2 als Vorstand zum Betriebsamt Kattowitz 2, Hans Singrün bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen München als Vorstand zum Betriebsamt Bludenz, Bernhard Steinbrink, Vorstand des hochbautechnischen Neubauamts München 30, als Dezentner zur RBD Breslau, Johann Hesselberger bei der RBD Köln als Vorstand zum hochbautechnischen Neubauamt München 30; — der Reichsbahnbaussessor Heinz Kühne beim Betriebsamt Frankfurt (Main) 1 zum Neubauamt Uttendorf-Stubachtal.

Übertragen: dem Oberbaudirektor Karl Theodor Bauer, Leiter der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Hannover, die Leitung der Neubaubteilung bei der RBD Schwerin in Lübeck mit der Dienstbezeichnung „Abteilungspräsident“.

Überwiesen: der Reichsbahndirektor Oskar Schröder, Dezentner der Generalbetriebsleitung West in Essen, als Abteilungsleiter und Dezentner zur RBD Essen; — der Oberreichsbahnrat Erich Zorn, Dezentner der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Berlin, als Dezentner zur Reichsbahndirektion Berlin; — die Reichsbahnrate Herbert Fleck, Vorstand des Neubauamts Berlin 5, als Vorstand zum Betriebsamt Berlin 1, Karl Kohl, Vorstand des Betriebsamts Hannover 1, als Dezentner zur RBD Hannover, Werner Hein bei der RBD Hannover als Vorstand zum Betriebsamt Hannover 1.

In den Ruhestand getreten: der Oberreichsbahnrat Georg Claus, Dezentner der RBD Frankfurt (Main).

Gestorben: der Reichsbahnrat Reinhard Zietz, Vorstand des Betriebsamts Erfurt 2.

### Berichtigung.

Die Quellenangabe in der Anmerkung zu dem Aufsatz „In einer Nut geleimte Holzbalken“, Heft 10/11 d. J., S. 121, muß lauten: Dr. Egner, Holzsparende Bauweisen. Schrift 14 der Schriftenreihe der Reichsarbeitsgemeinschaft Holz.

INHALT: Versuche über das Zusammenwirken von I-Trägern mit Eisenbetondecken. — Die Bemessung offener Wasserläufe. — Vermischtes: Arbeitsgruppe Teerstraßen der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen. — Eisenbahnwagenkipper beim Straßenbau. — Patentschau. — Personalmeldungen. — Berichtigung.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.