

DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 6. Juni 1941

Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

Einiges über die Gestaltung von Pfeilern stählerner Überbauten.

Von G. Schaper und Architekt Dipl.-Ing. Werner Schaper.

Die Pfeiler stählerner Überbauten müssen als Teile der Brücke in ihren Umrißformen für sich gut gestaltet sein und in ihren Formen und Abmessungen zu den stählernen Überbauten passen und mit diesen eine

kommt, aus tadellosem, gleichmäßigem Beton hergestellt, dessen Ansichtsflächen keine Arbeitsfugen aufweisen dürfen und durch steinmetzmäßige Bearbeitung ein einwandfreies und erfreuliches Aussehen erhalten müssen.

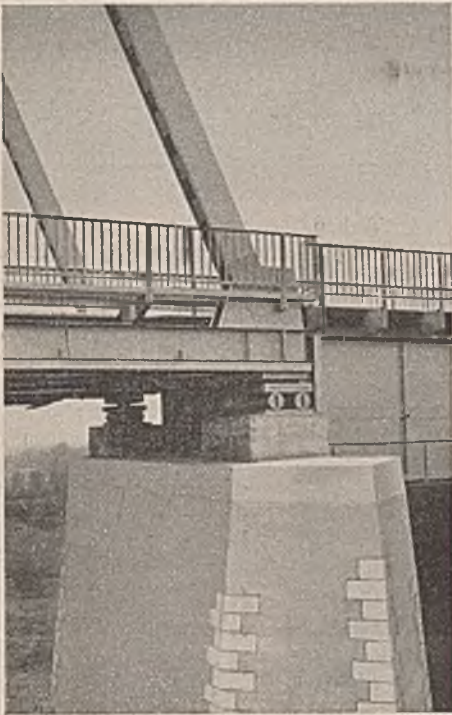


Abb. 1.

Schlechte Ausbildung eines Flußpfeilers.

Einheit bilden. Sie werden am besten mit gutem Natursteinmauerwerk¹⁾ verkleidet oder da, wo die Verwendung von Natursteinen wegen großer Beschaffungsschwierigkeiten oder aus anderen Gründen nicht in Frage

¹⁾ G. Schaper, Mauerwerk, Pfeiler, Widerlager und Gestaltung massiver Brücken. Berlin 1938, Wilh. Ernst & Sohn. Die zweite erweiterte Auflage erscheint demnächst.



Abb. 2. Brücke mit zu kleinen Pfeilern.



Abb. 3. Pfeiler mit zu starkem Anzug.

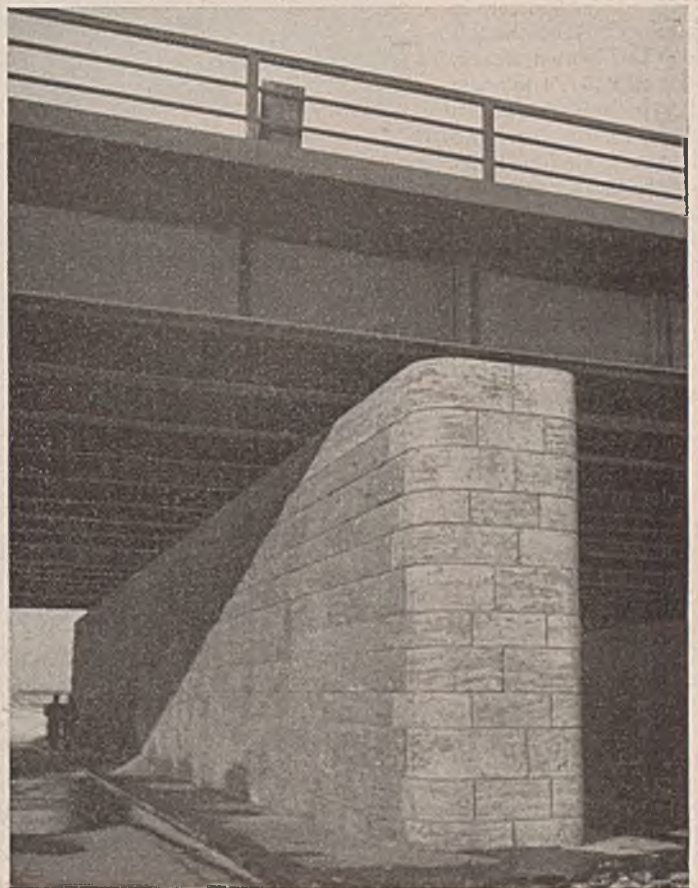


Abb. 4. Niedriger, mit Natursteinen verkleideter Pfeiler einer Unterführung.

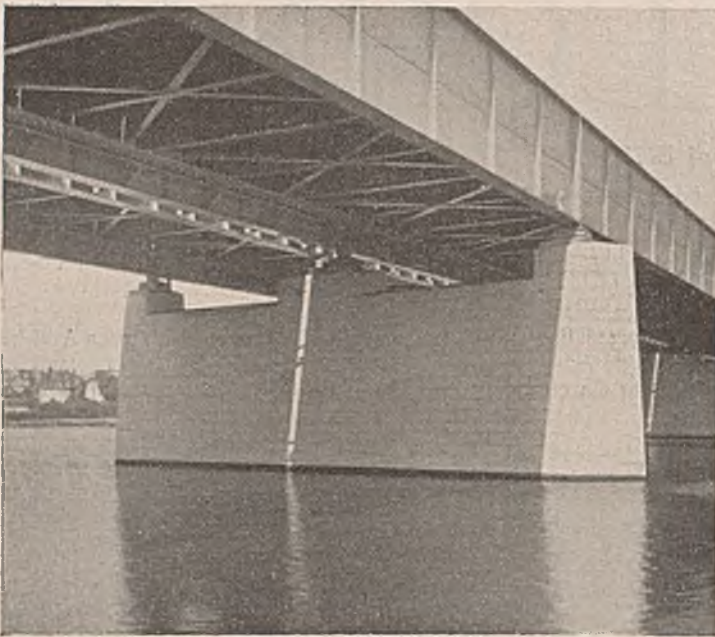


Abb. 5.
Mit Natursteinen verkleideter Flußpfeiler.

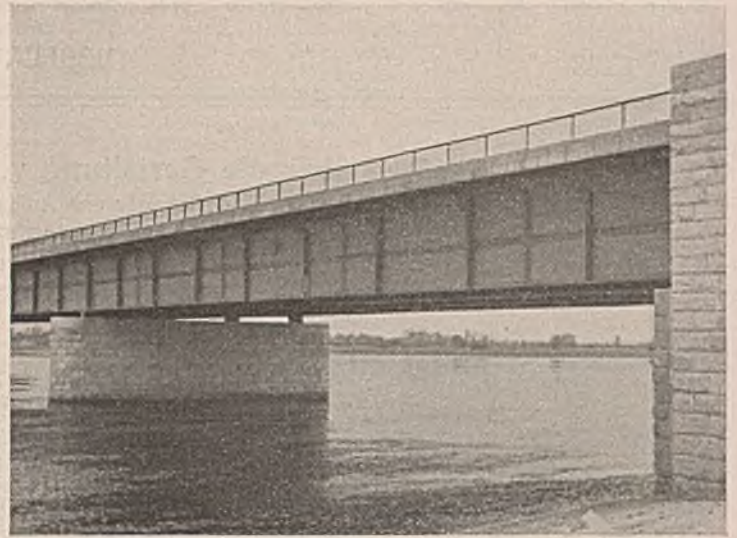


Abb. 6.
Mit Natursteinen verkleideter Flußpfeiler mit ebener Kopfoberfläche.

Oft hat man aus Sparsamkeitsgründen nur die Spitzen und Ecken der Pfeiler und auch nicht in ganzer Höhe, sondern nur so weit, wie der Eisangriff zu erwarten ist, mit Natursteinen verkleidet (Abb. 1). Eine solche Ausführung gibt ein unruhiges, häßliches Aussehen. Mindestens sollte man den ganzen Vorkopf in voller Höhe mit Natursteinen verkleiden.

Die Längen und Breiten der Pfeiler müssen in richtigem Größenverhältnis zu den Überbauten stehen. Zu kurze und zu schmale Pfeiler passen schlecht zu großen Überbauten. So wirken z. B. die Pfeiler der in Abb. 2 dargestellten Brücke zu dürrftig. Längere und breitere Pfeiler hätten das Brückenbild sehr verbessert.

In der Richtung der Brückenachse dürfen die Pfeiler keinen zu großen Anzug erhalten. Stark nach unten sich verbreiternde Pfeiler wirken häßlich. Einen zu starken Anzug hat z. B. der in Abb. 3 wiedergegebene Pfeiler, der auch sonst noch mancherlei Mängel aufweist.

Niedrige und hohe Pfeiler werden auch bei größerer Länge meist in einem Stück ausgeführt; bei Wasserläufen bildet diese Ausführungsart die Regel, da bei geteilten Pfeilern die Strömungsverhältnisse ungünstig beeinflusst werden.

Abb. 4 zeigt einen niedrigen, mit Natursteinen



Abb. 7. Flußpfeiler mit freiliegenden Lagern.

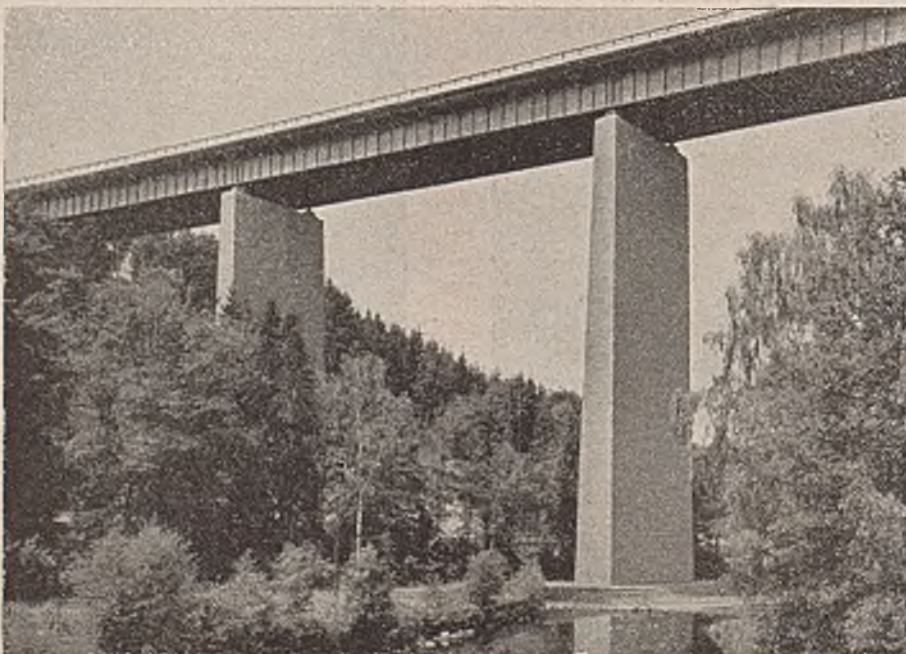


Abb. 8. Schlanke, mit Natursteinen verkleidete Pfeiler einer Talbrücke.

verkleideten Pfeiler, der vorn und hinten geradlinig begrenzt ist und dessen Kanten abgerundet sind. Die Schichten der Verkleidung sind verschieden hoch; die Ansichtsflächen sind gespitzt. Der Pfeiler ist sonst ganz schmucklos. Trotzdem wirkt er sehr gut.

Abb. 5 stellt einen mit Natursteinen verkleideten Flußpfeiler dar, der vorn und hinten in eine Spitze ausläuft. Auf dem Pfeiler liegen zwei voneinander getrennte Überbauten. Der Kopf des Pfeilers wirkt dadurch unruhig, daß die Teile des Pfeilers unter den Auflagern erhöht sind, um einem Besichtigungswagen die Durchfahrt über dem Pfeiler zu ermöglichen. Bei tiefliegender Fahrbahn ist eine andere Ausbildung nicht möglich, wenn man auf einen Besichtigungswagen, der über die ganze Brückenlänge durchlaufen kann, nicht verzichten will. Sonst muß man den Besichtigungswagen überhaupt weglassen oder in jeder Öffnung einen Wagen anordnen, was aber das Brückenbild ungünstig beeinflusst.

In Abb. 6 ist ein Flußpfeiler mit ebener Kopfoberfläche wiedergegeben. Die Fahrbahn liegt hoch; infolgedessen kann der Besichtigungswagen zwischen den Hauptträgern über die Pfeiler durchlaufen, ohne daß die Teile der Pfeiler unter den Lagern wie in Abb. 5 erhöht werden.

Der Ingenieur zeigt die stählernen Lager der Über-

bauten als wichtige Tragteile des Bauwerks gern, während der Architekt es liebt, die Auflager nicht zu sehr in die Erscheinung treten zu lassen, um den Überbau für das Auge besser mit dem Pfeiler in Verbindung zu bringen. Einen Pfeiler mit freiliegenden Lagern zeigt Abb. 7. Die Kopfoberfläche ist eben, der Pfeiler ist vorn und hinten zugespitzt. Die Natursteinverkleidung des Pfeilers reicht nur bis zu der aus Eisenbeton bestehenden Auflagerbank. Der Beton hat einen Zusatz aus dem Schotter des Granits erhalten, aus dem die Verkleidung besteht; die Ansichtsflächen des Betons sind grob gespitzt. Die Eisenbetonbank ist daher nur wenig von der Natursteinverkleidung zu unterscheiden. Es wird aber im allgemeinen vorgezogen, die Natursteinverkleidung bis zur Pfeileroberkante zu führen wie bei dem Pfeiler der Abb. 6. Bei diesem Pfeiler liegen die Auflager versenkt in einer Wanne, so daß die Unterkante des stählernen Überbaues mit geringem Abstand über die Oberkante des Pfeilers hinwegstreicht.

Die schlanken, hochstrebenden, mit Naturstein verkleideten Pfeiler der in Abb. 8 veranschaulichten Talbrücke passen mit ihrem rechteckigen Querschnitt zu dem vollwandigen Überbau mit seinen schlichten Formen sehr gut.

Die bisher behandelten Pfeiler sind ganz schmucklos gehalten. Gut gestaltete Kopfgesimse und vor den Pfeilerschaft vorspringende Sockel geben den Pfeilern ein lebhaftes und ansprechendes Aussehen. Abb. 9 zeigt einen Flußpfeiler mit kräftigem, schön geformtem Kopfgesims. Der Pfeiler in Abb. 10 hat ein etwas anders gestaltetes Kopfgesims und einen vorspringenden Sockel erhalten. In Abb. 11 ist ein hoher Pfeiler einer Talbrücke wiedergegeben, der durch ein Kopfgesims und durch einen vorspringenden Sockel ein lebhafteres Bild als der Pfeiler in Abb. 8 zeigt.

Abb. 12 veranschaulicht einen Strompfeiler einer großen Strombrücke. Der stählerne Überbau ist zunächst zweigleisig, der Pfeiler ist aber gleich zur Aufnahme eines zweiten zweigleisigen Überbaues ausgebaut. Er ist ganz mit Basaltlava verkleidet. Der die Lager tragende Kopf hat senkrechte Seitenflächen, der Pfeilerschaft verbreitet sich etwas nach unten. Pfeilerkopf und Pfeilerschaft sind durch ein kräftiges Gesims voneinander getrennt. Der Pfeilervorkopf läuft mit zwei Bogen in eine Spitze aus. Über dem

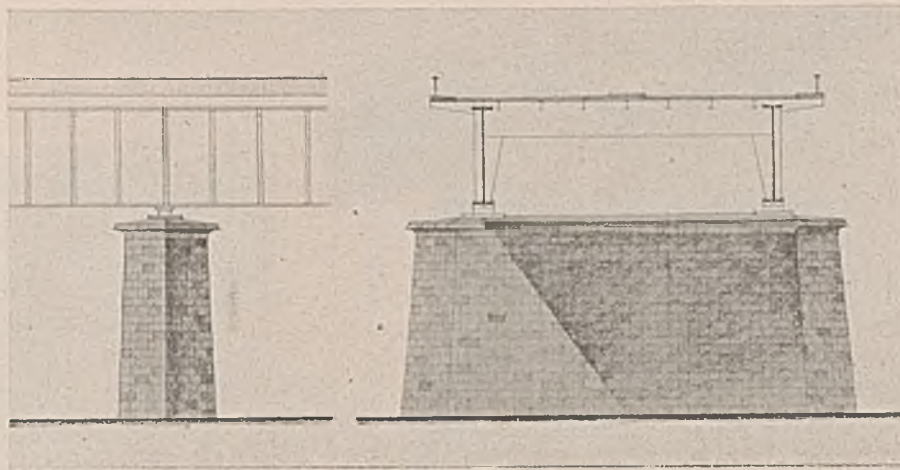


Abb. 9. Flußpfeiler mit Kopfgesims.

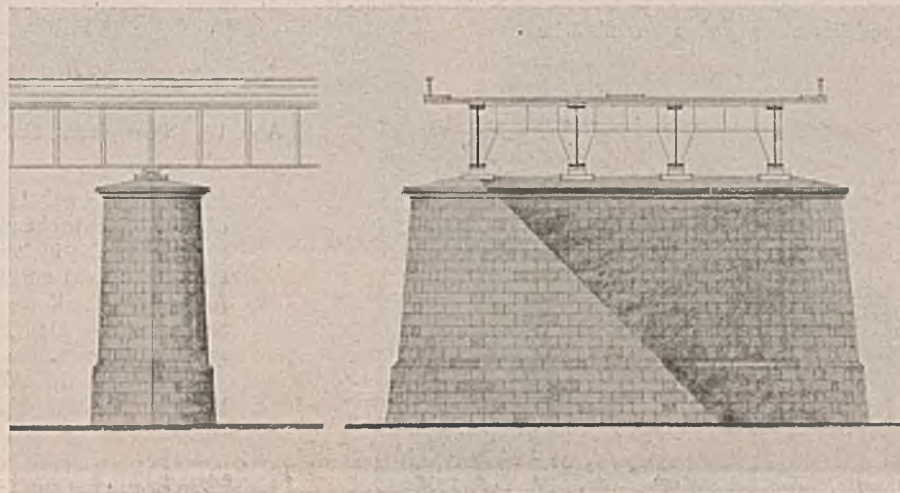


Abb. 10. Flußpfeiler mit vorspringendem Sockel und Kopfgesims.

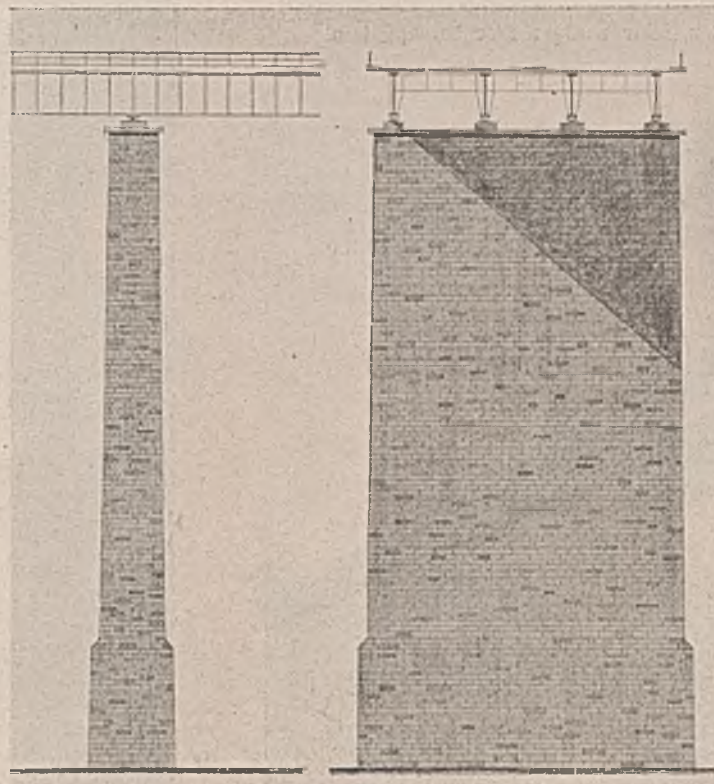


Abb. 11. Hoher Pfeiler einer Talbrücke mit Kopfgesims und Sockel.

Kopfgesims ist der Vorkopf mit dem oberen Pfeilerteil durch eine Kappe verbunden.

Auch der Strompfeiler in Abb. 13 zeigt gute Formen. Die gegen die Strömung gerichtete Spitze des Pfeilers reicht nur bis zum höchsten Hochwasser, der Pfeilerkopf hat im Grundriß eine dreiseitige, vorn stumpfe Form und ist mit seinem Gesims bis zur Oberkante der Fahrbahn geführt.

In manchen Fällen, namentlich bei breiten Talbrücken, sind auch geteilte Pfeiler am Platze. Sie werden teils aus Gründen der Kostenersparnis, teils aus Gründen des guten Aussehens gebaut. Bei breiten Talbrücken versperren vollwandige, in einem Stück gebaute Pfeiler in der Schrägansicht das ganze Tal. Aufgelöste und geteilte Pfeiler lassen auch in der Schrägansicht den Blick durch das Tal freier.

Abb. 14 zeigt eine Talbrücke mit aufgelösten, rahmenartigen Eisenbetonpfeilern. Der stählerne, vollwandige Überbau hat zwei Hauptträger, die auf zwei durch einen Riegel zu einem rahmenartigen Gebilde zusammengefaßten Eisenbetonstützen aufliegen. Die schlichte, sachliche Ausbildung der Pfeiler paßt gut zu den einfachen Formen des vollwandigen stählernen Überbaues. Die Brücke fügt sich sehr schön in die Umgebung eines Gebirgstales ein.

Für Überbauten mit zwei Hauptträgern sind auch gemauerte Pfeiler mit einer überwölbten Aussparung in der Mitte (Abb. 15) und für Überbauten mit vier Hauptträgern gemauerte Pfeiler mit zwei überwölbten Öffnungen (Abb. 16) ausgeführt worden. Solche Pfeiler wirken gut, wenn die Aussparungsöffnungen in einem guten Verhältnis zu den Mauerwerkskörpern des Pfeilers stehen, was bei den beiden wiedergegebenen Beispielen der Fall ist. Auf keinen Fall dürfen die Aussparungen so groß werden, daß die Mauerwerkskörper zu dürrig erscheinen. Bei den dargestellten Pfeilern sind die Aussparungsöffnungen groß genug, um den Pfeiler gut aufzulösen, aber nicht so groß, daß der Zusammenhang des Pfeilers verlorengeht.

Bei Brücken mit vier Hauptträgern sind auch öfter die Pfeiler in zwei ganz voneinander getrennten Teilen ausgeführt worden (Abb. 17). Je zwei Hauptträger sind zu einem Überbau zusammengefaßt, und jeder der beiden Überbauten ist für sich auf Pfeilern gelagert, die nicht mit den Pfeilern des anderen Überbaues

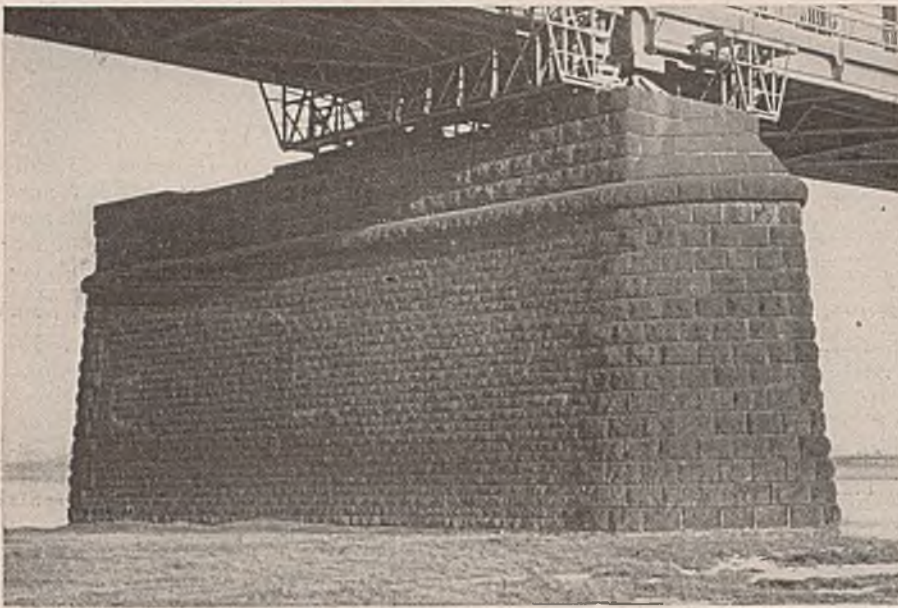


Abb. 12. Stropfpfeiler einer großen Strombrücke.

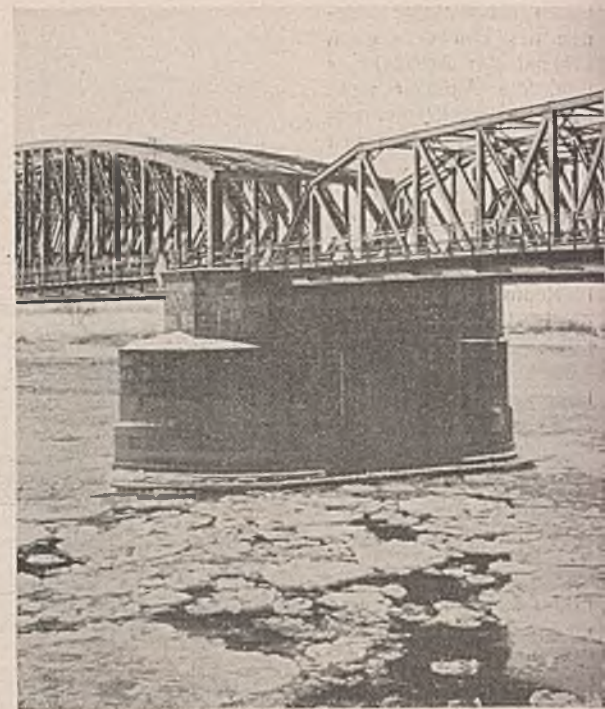


Abb. 13. Stropfpfeiler einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke.



Abb. 14. Talbrücke mit aufgelösten, rahmenartigen Eisenbetonpfeilern.

zusammenhängen. Das durch eine solche Ausbildung der Pfeiler entstehende Brückenbild ist durchaus ansprechend. Die Pfeiler der Brücke in Abb. 17 wirken allerdings etwas nüchtern. Man hätte sie wohl durch Anordnung von Kopfgesimsen und hervorspringenden Sockeln (Abb. 11) gliedern und dadurch lebhafter gestalten können.

Bei der in Abb. 18 wiedergegebenen Talbrücke mit vier Hauptträgern, von denen auch

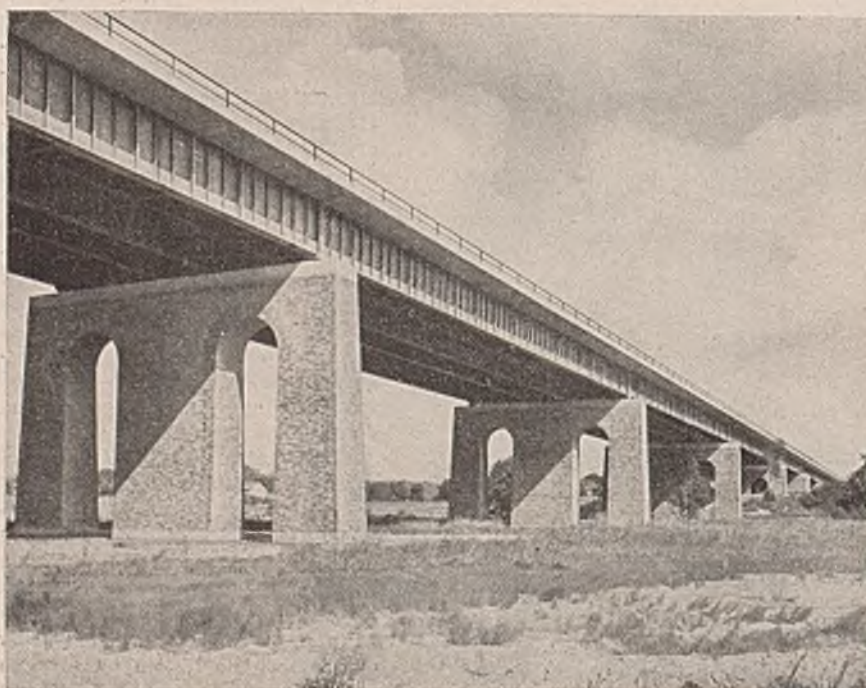


Abb. 16. Gemauerte Pfeiler mit zwei überwölbten Aussparungen.

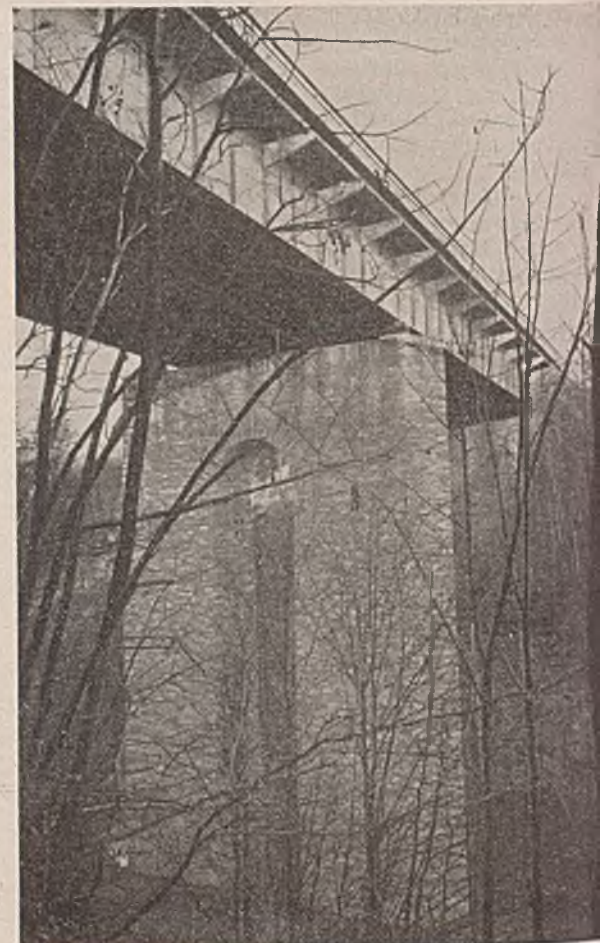


Abb. 15. Pfeiler mit einer überwölbten Öffnung.



Abb. 17. Talbrücke mit geteilten Pfeilern.



Abb. 18. Talbrücke mit geteilten und aufgelösten Pfeilern.

hier je zwei zu einem Überbau vereinigt sind, sind ebenfalls je zwei voneinander getrennte Pfeiler angeordnet worden. Um diesen Pfeilern ein lebhaftes Aussehen zu geben, hat jeder Pfeilerteil eine überwölbte Aussparungsöffnung erhalten. Hierdurch und durch die Teilung selbst erscheinen die Pfeiler doch wohl zu aufgelöst.

Besser hätte hier wohl eine Gestaltung gewirkt, wie sie in Abb. 16 dargestellt ist.

Die Pfeiler sind sehr wichtige, das Brückenbild stark beeinflussende Teile der Brücke. Sie müssen deshalb mit aller Sorgfalt und unter Beachtung der Regeln für ihre gute Gestaltung entworfen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Berechnung der elastischen Einspannung von Stützengrundkörpern nach dem Verfahren von Cross.

Von Paul Landes, Berlin.

Das Verfahren von Cross¹⁾ für die Berechnung von Stockwerkrahmen und Durchlaufträgern, über das das deutsche Fachschrifttum m. W. zuerst im Jahre 1938 ausführlich berichtet²⁾, hat bei uns, dank seiner verblüffenden Einfachheit, raschen Eingang gefunden. Die Behandlung von Stützensenkungen und waagerechten Verschiebungen ist schon 1938 bekannt gewesen³⁾. 1939 zeigt Floris die Anwendung des Verfahrens von Cross bei veränderlichem Trägheitsmoment der Stäbe⁴⁾. 1940 entwickelt Voegell ein Verfahren zur Ermittlung von Temperatureinflüssen⁴⁾. Nachstehend soll gezeigt werden, daß sich auch die Berechnung der elastischen Einspannung der Grundkörper von Stützen nach dem Crossschen Verfahren denkbar einfach gestaltet.

In Abb. 1 sei AB der als starr betrachtete Grundkörper, CD der damit biegefest verbundene Rahmenstiel.

Man denkt sich zunächst diese biege feste Verbindung gelöst, den Stab CD bei D fest eingespannt und bei C in waagerechter Richtung frei aufliegend. Dann ist der Drehwinkel der Stabachse bei C infolge des Moments $M=1$ gleich γ , der Drehwinkel infolge $M=1$ am Grundkörper gleich β . Die Kehrwerte der Drehwinkel bilden die Drehwiderstände:

$$W_{CD} = \frac{1}{\gamma} \quad W_{CB} = \frac{1}{\beta}$$

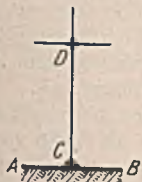


Abb. 1.

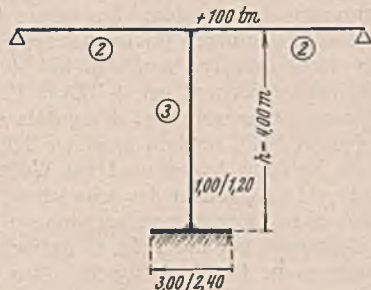


Abb. 2.

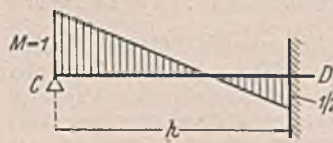


Abb. 3.



Abb. 4.

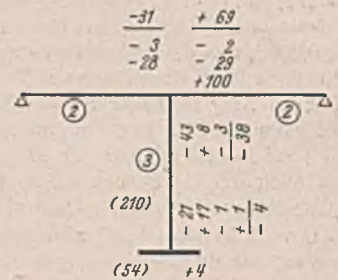


Abb. 5.

Vorausgesetzt wird:

1. elastisches Verhalten des Bodens,
2. die Mittelkraft bleibt innerhalb des Kerns der Gründungssohle,
3. der Grundkörper ist im Vergleich zum Boden als starr zu betrachten.

¹⁾ Trans. Amer. Soc. civ. Engrs., Bd. 96 (1932).

²⁾ Dr.-Ing. Darnedde, Näherungsweise Berechnung von durchlaufenden Trägern und Rahmen. Bauing. 1938, Heft 3/4, S. 45.

³⁾ B. u. E. 1939, Heft 10, S. 172.

⁴⁾ B. u. E. 1940, Heft 9, S. 125.

Der Drehwinkel des Knotens ist $W_C = \frac{1}{\gamma} + \frac{1}{\beta}$. Nunmehr kann C wie ein anderer Rahmenknoten behandelt werden. In der gleichen Weise lassen sich auch Widerlagerverdrehungen eingespannter Bogen behandeln. Die Fortpflanzungszahl ist dann nicht $1/2$, sondern muß besonders ermittelt werden.

Beispiel.

Die Stabverbindung der Abb. 2 sei mit dem Moment $M_{DF} = 100 \text{ tm}$, das sich etwa bei voller Einspannung und einseitiger Verkehrsbelastung ergeben

hat, belastet. Die Zahlen in den Kreisen stellen die Stabsteifigkeiten, vervielfacht mit einer beliebigen Zahl unter Berücksichtigung der Auflagerung dar.

Trägheitsmoment des Stieles:

$$J_{St} = 1,2 \cdot \frac{1,0^3}{12} = 0,1 \text{ m}^4.$$

Trägheitsmoment der Grundrißfläche des Grundkörpers:

$$J_B = 2,4 \cdot \frac{3,0^3}{12} = 5,4 \text{ m}^4.$$

Die Bettungsziffer des Bodens sei 10 kg/cm³.

Nach Abb. 3 ist:

$$\gamma = \frac{1}{E J_{St}} \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{2}{3} - \frac{1}{2} \cdot h \cdot \frac{1}{2} \right) = \frac{1}{4 E} \cdot \frac{h}{J_{St}}$$

Alle Rechte vorbehalten.

Eindeichung und Abfluß.

Von o. Professor Dr.-Ing. habil. Richard Winkel, Danzig-Langfuhr.

Ein Hochwasser in einem Flusse ist eine Schwallwelle von einer in Abb. 1 dargestellten Form, die auf der Strecke 1—2 ein Gefälle J_1 aufweist, das größer als das sonst bestehende Gefälle $J = h_1/l_1$ ist, da $J_1 = \frac{h_1 + z}{l_1}$ ist, wenn der höchste Wasserstand HHW. um z über dem Mittelwasserstande MW. liegt. Abb. 1 läßt weiterhin erkennen, daß der fallende Rücken der Hochwasserwelle auf der Strecke 2—3 ein Gefälle $J_2 = \frac{h_2 - z}{l_2} < J$ hat.

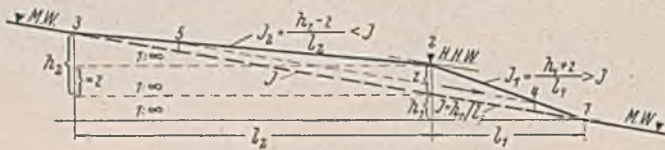


Abb. 1.

Da nun die Abflußgeschwindigkeit nach der Brahmschen Formel¹⁾ $v = k\sqrt{RJ}$ und der Abfluß $Q = vF$ ist, so ist offenbar der Abfluß bei gleichen Pegelständen auf dem Wellenhang (Strecke 1—2) und auf dem Wellenrücken (2—3) nicht gleich groß. Die Steilen 4 und 5 (Abb. 1) seien zwei Wasserstände gleicher Höhe am Pegel, dann muß demnach bei 4 eine größere Wassermenge abfließen als bei 5, obgleich die Durchflußflächen F in beiden Fällen gleich groß sind.



Abb. 2.

Ein Beispiel soll dieses Geschehen darstellen. Es möge der in Abb. 2 gezeichnete Durchflußquerschnitt 1—1' gegeben sein, der an der betrachteten Stelle bei Hochwasser eine Wasserspiegelbreite $B_0 = 492 \text{ m}$ hat. Die Gefälle sind bei MW. . . $J = 0,0002$ und bei Hochwasser $J_1 = 0,00025 > J$ sowie $J_2 = 0,00018 < J$. Der MW.-Querschnitt ist muldenförmig, hat 110 m Breite, die Größttiefe $T = 2,55 \text{ m}$ und den hydraulischen Halbmesser $R = F : U \approx F : B = \frac{T}{1,4}$. Mithin $R = 2,55 : 1,4 = 1,82 \text{ m}$ und $F = BR = 110 \cdot 1,82 = 200 \text{ m}^2$. Aus dem Nomogramm¹⁾ für $v = R^{5/2} f(J)$ ist mit den beiden oben erhaltenen Werten $R = 1,82 \text{ m}$ und $J = 0,0002$, $v = 0,85 \text{ m/sek}$ zu entnehmen (es wird nachher zum Vergleich auch nach den Formeln von Kutter, Bazin und Ganguliet gerechnet werden). MQ ist daher $vF = 0,85 \cdot 200 = 170 \text{ m}^3/\text{sek}$. — Das höchste Hochwasser HHW. liegt in unserem Beispiel 2,45 m über MW. oder $2,45 + 2,55 = 5,0 \text{ m}$ über der Mitte der Flußsohle; mit diesen Angaben kann auch der Hochwasserabfluß (wie zuvor bei MW.) unter Zugrundelegung eines einheitlichen Querschnitts berechnet werden.

Um die Abflußlinie (Q, z) zu erhalten (Abb. 3), sollen drei verschiedene Wasserstände den Berechnungen zugrunde gelegt werden. Zur besseren Übersicht soll der Nullpunkt am Pegel in der Höhe der Flußbettmitte (an der Flußsohle) angenommen werden. Die Berechnung bezieht sich nun auf den Abfluß bei den Pegelstellen $+ 2,55 \text{ m}$ (MW.), $+ 3,55 \text{ m}$, $+ 4,45 \text{ m}$, $+ 5,0 \text{ m}$ HHW.

1. $+ 3,55 \text{ m PN}$.

$$B \approx 486 \text{ m} \quad F \approx 486 \cdot 1 + 200 = 686 \text{ m}^2 \quad R = \frac{686}{486} = 1,41 \text{ m},$$

¹⁾ R. Winkel, Die Grundlagen der Flußregelung . . . , S. 13 u. 14 (Nomogramm). Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ R. Winkel, Grundsätzliches zur planmäßigen Flußregelung. DWV 1940, Heft 12, S. 382 bis 384.

Das Moment $M = 1$ ruft im Boden die Kantenpressung

$$\sigma_r = \frac{1}{J_B} \cdot \frac{d}{2}$$

hervor.

Die größte Dehnung im Boden ist:

$$y = \frac{\sigma_r}{C}; \quad \beta = y \cdot \frac{2}{d} = \frac{\sigma_r \cdot 2}{Cd} = \frac{1}{CJ_B}$$

$$W_{cD} = \frac{1}{\gamma} = \frac{4 E J_{St}}{h} = \frac{4 \cdot 210\,000 \cdot 0,1}{400} = 210$$

$$W_{eB} = \frac{1}{\beta} = CJ_B = 10 \cdot 5,4 = 54.$$

Die Momente bei C verteilen sich also im Verhältnis 210 : 54.

Der Ausgleich ist in Abb. 5 durchgeführt. Es zeigt sich hierbei, daß das Einspannmoment im Boden nur $\frac{4}{21} = 19\%$ der starren Einspannung beträgt.

bei $J_1 = 0,00025$ ist nach dem Nomogramm¹⁾ $v' = 0,79 \text{ m/sek}$
und $Q' = v' F = 542 \text{ m}^3/\text{sek}$,
bei $J_2 = 0,00018$ ist nach dem Nomogramm¹⁾ $v'' = 0,68 \text{ m/sek}$
und $Q'' = v'' F = 466 \text{ m}^3/\text{sek}$.

2. $+ 4,45 \text{ m PN}$.

$$B \approx 490 \text{ m} \quad F \approx 490 \cdot 1,9 + 200 = 1131 \text{ m}^2 \quad R = \frac{1131}{490} = 2,31 \text{ m}$$

bei $J_1 = 0,00025$ ist nach dem Nomogramm $v' = 1,13 \text{ m/sek}$
und $Q' = v' F = 1278 \text{ m}^3/\text{sek}$,

bei $J_2 = 0,00018$ ist nach dem Nomogramm $v'' = 0,96 \text{ m/sek}$
und $Q'' = v'' F = 1084 \text{ m}^3/\text{sek}$.

3. $+ 5,0 \text{ m PN}$.

$$B \approx 492 \text{ m} \quad F \approx 492 \cdot 2,45 + 200 = 1405 \text{ m}^2 \quad R = \frac{1405}{492} = 2,86 \text{ m}$$

und $Q = HHQ$ für $J_1 = 0,00025$ mit $v = 1,31 \text{ m/sek}$ (nach dem Nomogramm), $HHQ = vF = 1842 \text{ m}^3/\text{sek}$.

(Für eine kurze Zeit, etwa bis 1 Stunde, kann noch angenähert gleichförmige Fließbewegung angenommen werden).

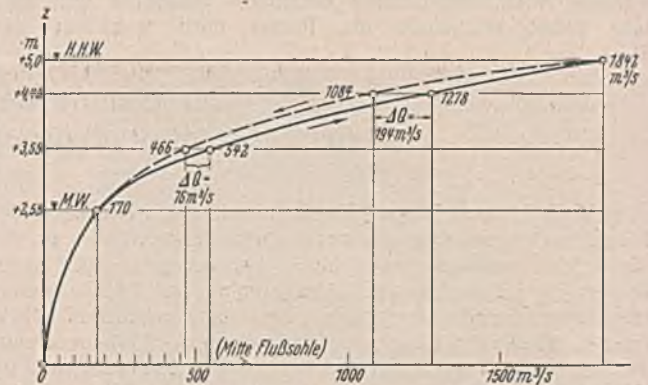


Abb. 3.

Diese Werte sind in Abb. 3 eingetragen und untereinander durch Linien verbunden worden; der untere Linienzug gilt für das steigende Hochwasser, der obere für das fallende Wasser (Strecke 2—3 in Abb. 1); es ist daraus zu ersehen, daß bei $+ 4,45 \text{ m PN}$. der Unterschied im Abfluß $194 \text{ m}^3/\text{sek}$ und bei $+ 3,55 \text{ m PN}$. $76 \text{ m}^3/\text{sek}$ beträgt.

Streng genommen liegt der größte Abflußwert nicht in einer scharfen Ecke (vgl. Abb. 3), sondern in einem scharf gekrümmten Bogen (Schleife), weil die Neigung J_1 des vorderen Wellenhangs schon vor dem Punkt 2 (Abb. 1) allmählich in das schwächere Gefälle J_2 übergeht³⁾.

Bei allen Hochwasserberechnungen ist streng zu beachten, daß als Durchflußfläche nur die Teile in Betracht zu ziehen sind, die von einer nennenswerten, flußabwärts gerichteten Strömung durchflossen werden, also nicht auch stillliegende Flächen auf querab vom Strom überstauten Gebieten (Ländereien und Wiesen). Diese Gebiete sind besser durch Eindeichungen gegen Überschwemmungen zu schützen. Rücken durch solche Eindeichungen teilweise bis in das eigentliche Stromgebiet vor, so kann die Hochwasserhöhe (HHW.) möglicherweise um ein gewisses, wenn auch zulässiges Maß erhöht werden; diesem Umstand muß durch entsprechende Höhenlage der Deichkrone Rechnung getragen werden. Es handelt sich jetzt also darum, durch Berechnung das etwa mögliche

³⁾ R. Dachler, Betrachtungen über nichtstationäres Fließen, insbesondere über die Hochwasserwelle. Wkr. u. Ww., Nr. 8 u. 9. München 1935.

Maß einer solchen Wasserstandserhöhung bei HHW. zuverlässig genug zu bestimmen. In welcher Weise das möglich ist, soll wieder an dem vorigen Beispiel gezeigt werden.

Es ist festzustellen, welche Wasserspiegelerhöhung des HHW. durch eine Breitenverminderung von $B_0 = 492$ m auf 400 m bedingt werden würde. Diese Frage wird am einfachsten so beantwortet, daß die Abflüßmengen für verschiedene Füllhöhen Δz über dem HHW. (bei $B_0 = 492$ m) in dem eingegengten Querschnitt mit $J_1 = 0,00025$ berechnet werden.

- Bei $\Delta z = 0$ ist $F \infty 200 + 2,45 \cdot 400 = 1180 \text{ m}^2$; $R = \frac{1180}{400} = 2,95$
 v (nach dem Nomogramm) = 1,31 (bis 1,32) m/sek, mithin $Q = 1545 \text{ m}^3/\text{sek}$,
- bei $\Delta z = 0,20$ m ist $F \infty 1180 + 0,2 \cdot 400 = 1260 \text{ m}^2$
 $R = \frac{1260}{400} = 3,15$ m $v = 1,39$ m/sek $Q = 1754 \text{ m}^3/\text{sek}$,
- bei $\Delta z = 0,40$ m ist $F \infty 1180 + 0,4 \cdot 400 = 1340 \text{ m}^2$
 $R = \frac{1340}{400} = 3,35$ m $v = 1,45$ m/sek $Q = 1944 \text{ m}^3/\text{sek}$.

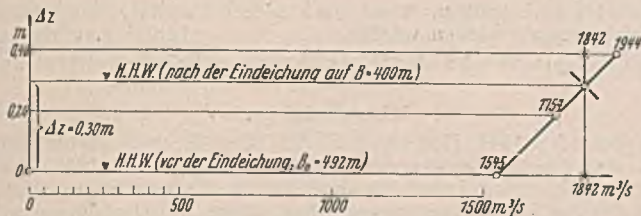


Abb. 4.

Diese Werte sind in Abb. 4 aufgetragen. Die Verbindungslinie der Endpunkte, die hier noch fast geradlinig bleibt, schneidet die Lotrechte im Abstand 1842 m^3/sek (= HHQ) in der Höhe $\Delta z = 0,30$ m; es ist also die gesuchte Erhöhung des HHW. durch die Breitenverminderung von 492 m auf 400 m gleich ungefähr 0,3 m, wie es auch die nachfolgende Berechnung bestätigt:

- Bei $\Delta z = 0,30$ m ist $F \infty 1180 + 0,3 \cdot 400 = 1300 \text{ m}^2$
 $R = \frac{1300}{400} = 3,25$ m $v = 1,42$ m/sek $Q = 1846 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Diese Erhöhung ist in den Querschnitt der Abb. 2 eingetragen. Die Flächen 1—2 und 2'—1' sind zusammen rd. $92 \text{ m} \cdot 2,45 \text{ m} = 225 \text{ m}^2$ groß, während die Fläche der Wasserstandserhöhung $400 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} = 120 \text{ m}^2$ beträgt, mithin $225 - 120 = 105 \text{ m}^2$ weniger als vielleicht zu erwarten gewesen wäre, das liegt daran, daß sich der R -Wert erhöht und sich auch damit die Geschwindigkeit v entsprechend (gegen den Zustand vor der Einengung) vergrößert.

Da vielleicht gegen die Zuverlässigkeit der bisher benutzten Berechnungsweise von v nach dem Nomogramm¹⁾ $v = R^{5/2} f(J)$ noch Bedenken

bestehen könnten, sollen die gefundenen Größen für die durchschnittliche Abflüßgeschwindigkeit auch noch nach den sonst üblichen Formeln nachgeprüft werden, und zwar nach der vereinfachten Formel von Kutter (I), nach der neuen Formel von Bazin (II) und nach derjenigen von Ganguillet (III) unter Benutzung der von Ganguillet mitgeteilten Rechentafel.

I. Kutter:

$$v = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \sqrt{RJ} \dots m \text{ für Flüsse} = 1,75,$$

II. Bazin:

$$v = \frac{87}{1 + \gamma/\sqrt{R}} \sqrt{RJ} \dots \gamma \text{ für Flüsse} = 1,3,$$

III. Ganguillet:

$$v = \left[\frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \right] \sqrt{RJ} \dots n = 0,025 \text{ für Flüsse.}$$

- A. MW.: $J = 0,0002$ $R = 1,82$ m $\sqrt{R} = 1,35$ und $\sqrt{J} = 0,0141$.

Damit wird:

I. $v = \frac{100 \cdot 1,35}{1,75 + 1,35} \cdot 1,35 \cdot 0,0141 = 0,83$ m/sek,

II. $v = \frac{87}{1 + 1,3/1,35} \cdot 1,35 \cdot 0,0141 = 0,85$ m/sek,

III. nach der Rechentafel Ganguillet:

$v = (45) 1,35 \cdot 0,0141 = 0,86$ m/sek,

IV. nach dem Nomogramm¹⁾ war:

$v = 0,85$ m/sek.

B. HHW.: (vor der Eindeichung)

$J_1 = 0,00025$ $R = 2,86$ m $\sqrt{R} = 1,69$ und $\sqrt{J_1} = 0,0158$.

I. $v = \frac{100 \cdot 1,69}{1,75 + 1,69} \cdot 1,69 \cdot 0,0158 = 1,31$ m/sek,

II. $v = \frac{87}{1 + 1,3/1,69} \cdot 1,69 \cdot 0,0158 = 1,31$ m/sek,

III. $v = (49) 1,69 \cdot 0,0158 = 1,31$ m/sek,

IV. (nach dem Nomogramm¹⁾ war $v = 1,31$ m/sek.

C. HHW.: (nach der Eindeichung auf 400 m)

$J_1 = 0,00025$ $R = 3,25$ m $\sqrt{R} = 1,80$ und $\sqrt{J_1} = 0,0158$.

I. $v = \frac{100 \cdot 1,80}{1,75 + 1,80} \cdot 1,80 \cdot 0,0158 = 1,44$ m/sek,

II. $v = \frac{87}{1 + 1,3/1,80} \cdot 1,80 \cdot 0,0158 = 1,44$ m/sek,

III. $v = (50) 1,80 \cdot 0,0158 = 1,42$ m/sek,

IV. nach dem Nomogramm¹⁾ war $v = 1,42$ m/sek.

Damit ist die Zuverlässigkeit der Berechnungsart und auch die Anwendbarkeit des Nomogramms¹⁾ für $v = R^{5/2} f(J)$ einwandfrei nachgewiesen.

Vermischtes.

DIN 1167 — Traßzement. Der Reichsverkehrsminister (W2.T3.180/41) und der Reichsarbeitsminister (IVc 4 Nr. 8710/155/41) geben mit Runderlaß vom 6. Mai d. J. bekannt, daß das Normblatt DIN 1167¹⁾ — Traßzement — für ihren Geschäftsbereich eingeführt ist, für die Baupolizeibehörden als Richtlinie.

Albanien als Glied im transkontinentalen Straßenverkehr. Die Straße auf dem 42. Breitengrad. Auf dem 42. Breitengrad liegt in Europa das ewige Rom, dem keine gleichwertige Stadt in dieser Lage gegenübergestellt werden kann. Die von ihm nach Osten ausstrahlenden Kraftlinien laufen auf dem 42. Breitengrad scharf auf die beherrschenden

für die auf dem 42. Breitengrad verlaufende Verkehrsverbindung nach dem Osten. Der italienische Hafenplatz Bari liegt gegenüber dem Hafen Antivari an der Grenze von Albanien und Jugoslawien. In Albanien geht die Straße von dort über Skutari nach Jugoslawien. Nur auf etwa 50 km zwischen Puke und Kukes ist sie auf albanischem Gebiet unterbrochen (Abb. 1). Das hier fehlende Straßenstück wird aber wohl in kürzester Frist von den Italienern hergerichtet worden sein. Von Kukes gelangt man nach dem jugoslawischen Grenzort Prizren, von dem aus eine Verbindung über Urosevac bis Üsküb (Skoplje) an die Hauptdurchgangsstraße Belgrad—Saloniki, im Tal des Vardar, besteht. Auf dem Wege nach Süden erreicht man alsdann die alte Römerstraße Brindisi—



Punkte des Orients. Nachdem das Italienische Reich festen Fuß in Albanien gefaßt hat, dürfte es wohl die Ausgangsstellung bezogen haben

¹⁾ Beuth-Vertrieb G. m. b. H., Berlin. Preis 0,75 RM.

Durazzo—Monastir—Saloniki, die den Namen „Egnatia“ trägt und in Saloniki heute noch durch einen Triumphbogen aus der Kaiserzeit gekennzeichnet ist und auf der man in östlicher Richtung an den Golf von Orfano und dann nach Istanbul gelangt. Diese Straße auf dem 42. Grad entsendet dann bei Üsküb einen anderen Arm über Kumanovo nach Sofia, der weiter bis an die Donau vorstößt, die auf einer neu in Betrieb genommenen Fähre überschritten wird. Eine sehr gute, asphaltierte Straße nach Bukarest kann von dort benutzt werden. Diese Straße schafft eine Verbindung zwischen der dalmatinischen Küste und Bukarest von 900 km Länge bei einer höchsten Erhebung bis auf 600 m. In Italien regt man an, diese alte geschichtlich begründete Verbindung nach den Donauländern zu einer Autobahn zu entwickeln, die ein Glied in der Mittelmeer-Verbindung ist, das Italien instand setzen würde, sein ihm zukommendes Übergewicht am Mittelmeer weiter zu befestigen. Das italienisch-albanische Königreich wird die alten Straßen des Imperium Romanum zur friedlichen Erschließung des Balkans wieder aufleben lassen und sie neu ausbauen.

Die Straße Tirana—Durazzo. Die Erschließung Albanien selbst ist in die Wege geleitet, indem die Hauptstadt Albanien — Tirana — eine 34 km lange Straßenverbindung mit der Küste erhalten hat¹⁾. Die Linie steigt von der Küstenstraße Durazzo—Valona in das albanische Bergland auf und muß eine Anzahl Höhenrücken mit verlorenen Steigungen überwinden. Nach 10 km tritt sie in das Tal des Erzen, dessen steil-abfallende Talwandung aber nur streckenweis benutzt werden konnte. Sie muß sich infolgedessen auf 15 km Länge auf den Höhen südlich des Flusses halten. Der Fluß wird dreimal mit großen Brücken gekreuzt. Die Abmessungen der Straße entsprechen den bei allen Straßen des italienischen Imperiums üblichen, die Breite beträgt 8 m, davon 7 m mit Schotter und Blumenhalbränkung befestigt. Die höchste Steigung ist 5%, der geringste Halbmesser 70 m. Die Bauschwierigkeiten lagen im Gelände und in den starken Regenfällen im Frühjahr und in der Kälte im Winter. Es konnte in einem Jahr nur an 120 Tagen mit vollem Einsatz gebaut werden. Die Straße benutzt streckenweis die alte Römerstraße Egnatia, die oben schon erwähnt ist. Die geopolitisch begründete Verbindung Rom—Byzanz, die durch den Vorstoß der Osmanen auf Jahrhunderte gestört worden war, lebt damit wieder auf; sie wird berufen sein, in der Neuordnung Europas eine wichtige Kraftlinie abzugeben. Mit ihrer Verlängerung in Richtung Elbasan—Ochridasee—Saloniki ist wohl zu rechnen.

Professor Dr.-Ing. Neumann, Stuttgart.

Zuschriften an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Anschauliches Iterationsverfahren zur Auflösung von Elastizitätsgleichungen.

Im Teil V seiner Veröffentlichung²⁾ gibt R. v. Halasz ein sehr praktisches Verfahren der schrittweisen Annäherung zur Auflösung von Elastizitätsgleichungen an, wobei nur der Rechenschieber benötigt wird. In gewöhnlichen Fällen ist die erzielte Genauigkeit schon nach wenigen Umfahrungen des Vieleckes ausreichend.

In solchen Fällen aber, in denen die Beiwerte der aufzulösenden Gleichungen in ihrer Größe sehr voneinander abweichen, kann eine genügende Genauigkeit nicht immer erreicht werden. Dieser Fall tritt auf zum Beispiel bei der Berechnung von Rahmen nach dem Drehwinkelverfahren³⁾, wenn die Steifigkeiten ($k = \frac{J}{l}$ -Werte) der Stäbe sehr verschieden groß sind. Die Momente an einem Stab mit sehr großer Steifigkeit können nur dann annähernd richtig bestimmt werden, wenn die Drehwinkel genau genug ermittelt wurden. Dies ergibt sich ohne weiteres aus der allgemeinen Form der Drehwinkelgleichung:

$$M_{rm} = \mathfrak{M}_{rm} + k_{rm}(2\varphi_r + \varphi_m + 3\psi_{rm}).$$

Eine ausreichende Genauigkeit bei der Auflösung nach v. Halasz läßt sich erreichen bei Verwendung einer entsprechend niedrigen Grundzahl der Logarithmen und bei Berücksichtigung der Zahlen < 1,01 bis etwa 1,001 bei den Potenzierungen. Die übliche Potentialteilung auf dem Rechenschieber geht nur bis 1,01 (z. B. Castell 1/54 Muster Darmstadt). Es ist leicht einzusehen, daß man für Werte < 1,01 statt Potenzierung die Multiplikation und statt Multiplikation die Addition setzen kann, ohne einen nennenswerten Fehler zu begehen. Als Fortsetzung der Potentialteilung für Zahlen $\leq 1,01$ bis $\geq 1,001$ kann man also die übliche Stabteilung verwenden und die Produkte $\sphericalangle X_1' \dots \sphericalangle X_n'' \dots \sphericalangle X_1''' \dots$ für Werte < 1,01 einfach als Addition genau genug bestimmen.

An einem Beispiel möge der Einfluß der Verbesserung gezeigt werden. Die aufzulösenden Gleichungen mögen die Form haben:

$$\begin{aligned} \varphi_b &= -0,0617 \varphi_c - 0,217 \psi_{ab} - 0,185 \psi_{bc} \\ \varphi_c &= -0,0185 \varphi_b - 0,0555 \psi_{bc} \\ \psi_{ab} &= -0,50 \varphi_b - 1,172 \\ \psi_{bc} &= -0,588 \varphi_b - 0,50 \varphi_c - 1,269. \end{aligned}$$

Diese Gleichungen werden erhalten für die waagerechte Kraft am oberen Riegel eines einfeldrigen, zweistöckigen symmetrischen Rahmens, wobei die Riegelsteifigkeiten gegenüber denen der Stiele sehr groß sind; die Bezeichnungen nach Guldan³⁾ gewählt. Auf die Darstellung der Auflösung nach v. Halasz kann verzichtet werden. Vergleichsweise werden die nach der oben angegebenen Drehwinkelgleichung bestimmten Momente für $H = 30$ t gezeigt: a) nach genauer Ermittlung mit der Rechenmaschine, b) nach v. Halasz bei Berücksichtigung nur der Werte $\geq 1,01$ (3 Umfahrungen) und c) nach v. Halasz bei Werten $\geq 1,001$ (5 Umfahrungen).

	a) Maschinenrechnung	b) nach v. Halasz Zahlen $\geq 1,01$	Fehler in %	c) nach v. Halasz Zahlen $\geq 1,001$	Fehler in %
M_{ba}	-25,96	-26,2	1	-26,0	< 1
$M_{bb'}$	+51,45	+49,2	4,4	+51,5	< 1
M_{bc}	-25,49	-25,6	< 1	-25,5	< 1
M_{cb}	-29,27	-29,2	< 1	-29,3	< 1
$M_{cc'}$	+29,27	+25,2	14	+28,5	2,7

¹⁾ Strade 1940, Heft 11, S. 506.

²⁾ Bautechn. 1940, H. 20, S. 233.

³⁾ Gehler, Der Rahmen, 3. Aufl. Berlin 1925, Wilh. Ernst & Sohn, und Guldan, Rahmen und Durchlaufträger. Wien 1940, Springer.

Der größte Fehler nach c) beträgt 2,7%, was als noch angängig erscheint, während bei b) bereits Fehler von 4,4 und 14% auftreten.

Der Unterzeichnete hat die Auflösung nach v. Halasz für 12- und 15fach statisch unbestimmte Tragwerke mit Vorteil verwendet und ausschließlich mit dem Rechenschieber auch bei sehr verschiedenen Steifigkeiten unter Anwendung obiger Verbesserung gute Ergebnisse erzielt; dagegen bei Vernachlässigung der Werte < 1,01 bei entsprechend unregelmäßigen Tragwerken Fehler bis zu 30% erhalten. Der Arbeitsaufwand gegenüber genauer Maschinenrechnung ist dabei immer noch geringer und außerdem sind Fehler infolge der Konvergenz der Zahlenwerte und ihrer Übersichtlichkeit leichter zu vermeiden.

Dipl.-Ing. Frhr. v. Haller.

Erwiderung.

Der Vorschlag des Einsenders, in schwierigen Fällen die Rechengenauigkeit durch Verwendung einer niedrigeren Logarithmengrundzahl zu steigern, erweitert den Anwendungsbereich des von mir angegebenen Verfahrens in erfreulicher Weise. Gelegentlich werde ich über weitere Verbesserungen und Vereinfachungen berichten, die inzwischen erarbeitet worden sind.

Es wäre zu begrüßen, wenn auch andere Benutzer des Verfahrens ihre Erfahrungen mitteilen würden.

Dipl.-Ing. v. Halasz.

Die Aussprache wird damit geschlossen. Die Schriftleitung.

Hängebrücken.

In Bautechn. 1941, Heft 12/13, S. 129, Anm. 2, wird nachträglich erwähnt, daß das im vorangegangenen Aufsatz (Bautechn. 1940, Heft 33, S. 386) als Vorschlag Leonhardi bezeichnete Hängebrückensystem mit durchlaufenden Verstiefungsträgern ohne starre Zwischenstützen an den Türmen bereits von amerikanischen Ingenieuren untersucht worden ist. Da eine nähere Schrifttumsangabe fehlt, dürfte die folgende Ergänzung von Wert sein.

Die genannte Hängebrückenbauart wurde schon im Jahre 1933 beim Bau der San Francisco-Oakland-Hängebrücke als ein Vergleichsmodell am Modell untersucht. Die Veröffentlichung¹⁾ dieser Hängebrückenmodellversuche hat inzwischen auch in Deutschland schon wertvolle Dienste bei einschlägigen Untersuchungen geleistet. Ein kurzer Auszug dieses Versuchsberichts ist übrigens auch in dieser Zeitschrift²⁾ veröffentlicht worden.

Rechnerisch wurde das System vor kurzem von uns behandelt und dem System mit starren Zwischenstützen des durchlaufenden Verstiefungsträgers an den Türmen gegenübergestellt³⁾. Neuerdings hat auch Professor Stüssi diese Aufgabe mit Differenzgleichungen behandelt⁴⁾.

K. Klöppel und K. Lie.

Die Herren Verfasser des Aufsatzes „Hängebrücken“ sehen von einer Erwiderung ab.

Die Schriftleitung.

Personalmeldungen.

Hochschulnachrichten. Technische Hochschule Darmstadt. Dem Magistratsoberbaurath Dr.-Ing. habil. Fr. Reinhold in Berlin ist unter Ernennung zum ordentlichen Professor in der Abteilung für Bauwesen der Technischen Hochschule Darmstadt (nicht Berlin, wie in Heft 20/21, S. 232, versehentlich angegeben) der Lehrstuhl für Städtebau, Straßenbau und städtischen Tiefbau übertragen worden.

Technische Hochschule Dresden. Professor Dr.-Ing. Walther Kunze, Geschäftsführer der Mulden-Wassergenossenschaft in Chemnitz, ist mit der Abhaltung von Vorlesungen und Übungen auf dem Gebiete der Entwässerung, Abwasserreinigung und Wasserversorgung beauftragt worden.

Hochschule für Bodenkultur in Wien. Dem außerplanmäßigen Professor Dr. Kublena ist unter Ernennung zum außerordentlichen Professor der Lehrstuhl für Geologie und landwirtschaftliche Bodenkunde übertragen worden.

¹⁾ G. E. Beggs, R. E. Davis und H. E. Davis, Test on structural models of proposed San Francisco-Oakland Suspension bridge. Univ. of California Press Berkeley, California 1933.

²⁾ H. Rabe, Modellversuche über die Spannungsverteilung in der Hängebrücke zwischen San Francisco und Oakland. Bautechn. 1934, Heft 35, S. 451.

³⁾ K. Klöppel und K. Lie, Hängebrücken mit besonderen Stützbedingungen des Verstiefungsträgers. Stahlbau 1940, Heft 21/22, S. 109; 1941, Heft 6/7, S. 32.

⁴⁾ F. Stüssi, Zur allgemeinen Formänderungstheorie der verankerten Hängebrücke. Schweiz. Bauztg. 1941, Bd. 117, Nr. 1 u. 2.

INHALT: Einiges über die Gestaltung von Pfeilern stählerner Überbauten. — Berechnung der elastischen Einspannung von Stützgrundkörpern nach dem Verfahren von Cross. — Einfeldung und Abfluß. — Vermischtes: DIN 1167, Traßzement. — Albanien als Glied im transkontinentalen Straßenverkehr. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalmeldungen.

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.