

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

20. JAHRGANG.

BERLIN, DEN 3. JANUAR 1923.

No. 1.

Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton.

(Hierzu die Abbildungen Seite 4 und 5.)



us dem Gebiete des Beton- und Eisenbeton-Brückenbaues haben wir im Jahrg. 1921 der „Mitteilungen“ Nr. 4, ferner in Nr. 17 bis 19 bereits eine Anzahl französischer und englischer Beispiele wiedergegeben. Wir lassen nachstehend weitere folgen, wie sie uns aus der ausländischen Fach-Literatur zur Verfügung

stehen. Eine systematische Übersicht über das ganze Gebiet zu geben, ist dabei nicht beabsichtigt.

1. Neue Straßen-Bogenbrücke in Eisenbeton über den Piave bei Ponte nelle Alpi.

(Nach „Giornale del Genio Civile“ vom 30. Nov. 1921.)

Das Bauwerk liegt im Zuge der alten von Oberitalien nach Österreich führenden Straße, die von Conegliano abzweigt, nach Fadalto emporsteigt und über Longarona, Perarolo, Cortina und Toblach das Tal der Drau erreicht. Die Vorgängerin des jetzigen Baues war eine Eisenbrücke mit gradlinigen Balken von 45 m Spw., auf 2 massigen Widerlagern ruhend, die das Tal der Piave in 25 m Höhe über dem Flußbett überschritt. Am 10. November 1917 wurde sie von den zurückgehenden italienischen Truppen zerstört, um den Einbruch der österreichischen Armee zu verzögern.

Die Brücke liegt an historischer Stelle. Schon zur Römerzeit war hier ein Übergang über den Fluß vorhanden. Im Mittelalter standen hier hölzerne Brücken, die mehrfach abbrannten. bzw. zerstört, aber auch immer wieder neu aufgebaut wurden. Auch in den Kriegen der neueren Zeit, 1813 und 1848, wurde die Brücke zerstört. Im Jahre 1850 erstand sie neu als Holzbogenbrücke mit Mittelpfeiler, 1866 fiel sie wieder den kriegerischen Ereignissen zum Opfer. Im Jahre 1871 schließlich wurde die Brücke in Eisen neu erstellt, um dann im Weltkriege zum letzten Male zu Grunde zu gehen. Im Jahre 1918 wurde von den Österreichern zunächst eine Notbrücke für leichten Verkehr gebaut, die dann 1920 dem Neubau Platz machte, dem unsere Beschreibung gilt. Nicht weniger als 17 Brücken sind an dieser Stelle urkundlich nachweisbar.

Diese Vorgeschichte des Bauwerkes wird ausführlich dargestellt und mit Quellennachweisen belegt von dem Erbauer der neuen Brücke, Ziv.-Ing. Miozzi Eugenio in Belluno, in der italienischen Fachzeitschrift „Genio Civile“. Nach einer kürzeren Beschreibung der Konstruktion wird von dem Verfasser eingehend die Berechnung der als eingespannter elastischer Bogen ausgebildeten Brücke vorgeführt. Letztere stützt sich auf die Theorie Castiglianos (Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques et ses applications, Turin 1879) und bietet nichts besonders Bemerkenswertes.

Die Brücke übersetzt das Flußbett mit einer einzigen Bogenspannung. Die Mittellinie des Bogens ist möglichst der Stützzlinie angepaßt, hat 41 m Sehnenslänge und 12,73 m Pfeil. Der verbreiterte Bogenfuß setzt sich auf ein kurzes Betonfundament auf, das unmittelbar auf dem Felsuntergrund ruht. Die Eiseneinlagen des Bogens greifen in das Fundament tief hinein, sodaß dieser als eingespannt betrachtet werden kann. Die Fahrbahn ruht im Scheitel unmittelbar auf längerer Strecke auf dem Bogen selbst auf, im übrigen überträgt sie ihre Last auf den Bogen mit schlanken Stützen, die in je 2,562 m Abstand angeordnet sind. Der Brückenbogen ist nicht als in voller Brückenbreite durchgehendes Gewölbe ausgestaltet, sondern in 3 Einzelrippen von je 0,70 m Breite aufgelöst, die im Scheitel 0,75, im Kämpfer je 1,20 m Stärke besitzen und durch Querstreifen von 0,25.0,25 m Stärke verbunden sind.

Unser Bild, Abb. 1 hierunter, gibt eine Gesamtansicht des fertigen Bauwerkes, Abb. 2 auf S. 5 einen Blick unter die Brücke. Aus Abb. 3 S. 4 ist die Gestaltung und Bewehrung einer Bogenrippe ersichtlich.



Abb. 1. Gesamtbild der Piave-Brücke.

Abb. 4 a—c auf derselben Seite gibt einen Querschnitt durch die Brückenbahn mit Bewehrung des Querträgers, ferner die Bewehrung der Brückentafel und des Streckgurtes der Bogenrippen wieder.

Der statischen Untersuchung der Bögen sind 3 Belastungsfälle zugrunde gelegt: Eigenlast mit 500 kg/m^2 gleichmäßig verteilter Last; dgl. wie vor dazu ein 20 t Wagen einseitig in der Mitte des Bogenschenkels; dgl. wie der erste Fall mit einer Straßenwalze im Brückenscheitel. Außerdem ist eine Temperaturveränderung von $\pm 20^\circ \text{ C}$. berücksichtigt. Daraus ist die ungünstigste Beanspruchung der einzelnen Querschnitte ermittelt unter Annahme eines Verhältnisses der Elastizitätsmodule von Eisen und Beton $n=10$. Die größten Druckspannungen im Beton, die unter diesen Voraussetzungen ermittelt wurden, sind $46,8 \text{ kg/cm}^2$ an der inneren Leibung im Scheitel, $50,7 \text{ kg/cm}^2$ an der äußeren Leibung am Kämpfer. Die größten Zugspannungen im Eisen sind 225 kg/cm^2 an der inneren Leibung im Scheitel, 153 kg/cm^2 dgl. am Kämpfer; die größten Druckspannungen im Eisen belaufen sich auf 471 kg/cm^2 an der äußeren Leibung im Scheitel, 462 kg/cm^2 an der inneren Leibung am Kämpfer. Die zulässige Spannung

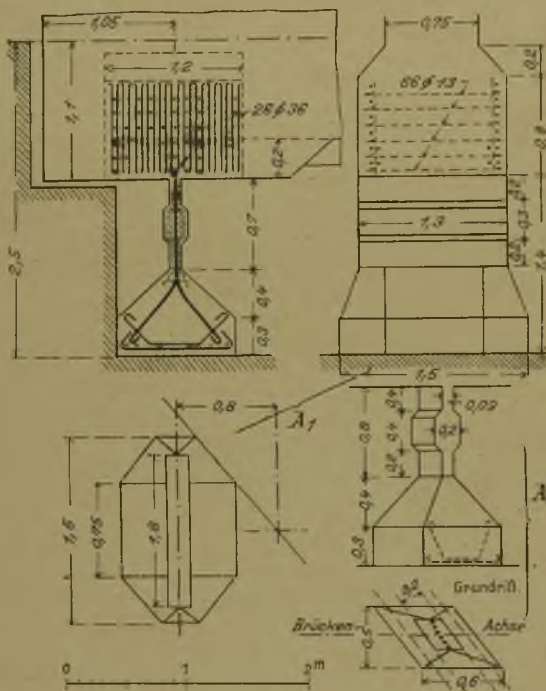


Abb. 7. Bewegliches Auflager in Eisenbeton der Bogenbalkenbrücke von Castelnaudary.

von 40 kg/cm^2 für den Beton wird damit, wenn man nur den reinen Bogenquerschnitt betrachtet, allerdings überschritten, tatsächlich nimmt aber im Scheitel die mit dem Bogen festverbundene Fahrbahnplatte den Druck mit auf. Die Stärke des Scheitels wird dadurch von $0,75$ auf $1,10 \text{ m}$ gesteigert; oberhalb des Kämpfers sind die 3 Rippen, ferner, wie der Bogenquerschnitt, Abb. 3, erkennen läßt, auf eine längere Strecke durch eine die äußere Leibung der Bögen verbindende Gewölbeschale miteinander verbunden, die ebenfalls einen Teil des Druckes aufnimmt. Außerdem ist der Bogenfuß hier noch verbreitert. Dazu kommt dann noch die günstige Wirkung der Einspannung.

Der verwendete Beton besteht auf 1 m^3 fertigen Beton aus 400 kg Zement auf $0,80 \text{ m}^3$ Kies, $0,40 \text{ m}^3$ Sand.

Die größte Senkung im Scheitel unter stärkster Belastung ist mit $0,88 \text{ cm}$ ermittelt.

Die Brücke wurde von der Unternehmerfirma Rio Rino in Bologna ausgeführt. Am 18. Mai 1920 wurde mit dem Bau angefangen, er konnte aber nicht gleich mit voller Kraft in Angriff genommen werden, da zunächst das provisorische Bauwerk abgetragen werden mußte. Am 13. September 1920 war das Lehrgerüst aufgestellt, das mit großer Sorgfalt hergestellt worden ist, um eine durchaus feste, die genaue Formgebung

des Bogens sichernde Lehre zu gewinnen. Abb. 5, S. 4, zeigt das Schema dieses Lehrgerüsts, das in der Strommitte auf einen festen, provisorischen Pfeiler abgestützt ist. Es enthält nicht weniger als 200 m^3 Holz. In Abb. 6, S. 5, ist noch das massige Lehrgerüst im Bilde wiedergegeben. Eine weitere Verzögerung der Ausführung verursachte dann der Umstand, daß die alten Widerlager, die man anfangs hatte wieder benutzen wollen, sich bei näherer Untersuchung als durch die Sprengung bei der Zerstörung der alten Brücke so erschüttert erwiesen, daß eine genügend sichere Einspannung der Bogenrippen in sie nicht gesichert erschien. Es mußten die in Abb. 3 sichtbaren neuen Fundamente in Stampfbeton hergestellt werden, die durch alte Eisenbahnschienen verstärkt sind, bis zu denen die Längseisen der Rippen herabgeführt sind. Am 16. Oktober 1920 konnte dann erst mit den Betonierungsarbeiten begonnen werden und am 28. Oktober 1920 waren die Rippen fertig betoniert. Ihre Bewehrung mit einer Schar von Längseisen an der oberen und unteren Leibung, verbunden durch enggestellte Bügel, geht aus Abb. 3 hervor. Vom 28. Oktober 1920 bis 5. März 1921 mußten die Arbeiten ruhen. Am 14. März 1921 erfolgte die Ausrüstung des Bogens, an die sich der Abbau des Lehrgerüsts und die Fertigstellung der Fahrbahn anschloß. Nach 7monatlicher Bauzeit wurde die Brücke am 20. April 1921 dem Verkehr übergeben. Sie ist ein Beispiel einer soliden Ausführungsweise.

2. Bogenbalken-Brücke in Eisenbeton von Castelnaudary (Aude).

(Nach „Le Génie Civil“ vom 2. September 1922.)

Das nächst zu beschreibende Bauwerk ist eine Straßenbrücke, die oberhalb des Bahnhofes genannter Stadt über die Eisenbahnlinie von Bordeaux nach Cette führt. Es ist eine schiefe Brücke von $41,4 \text{ m}$ Stützweite der beiden über der Fahrbahn liegenden Hauptträger. Die Gesamtbreite ist 9 m , wovon 6 m auf die Fahrbahn entfallen. Diese nimmt auf der einen Seite noch das Gleis einer schmalspurigen Straßenbahn auf. Die Hauptträger sind Fachwerkbögen mit aufgehobenem Horizontalschub mit etwa $\frac{1}{6}$ Pfeil. Im Scheitel sind die Bögen durch eine Quersteife verbunden, sodaß in diesem Querschnitt ein steifer, geschlossener Rahmen entsteht. Die Fahrbahn ist mit 8 Hängestangen in Eisenbeton am Bogen aufgehängt. Die unteren Enden dieser Hängestangen sind rechtwinklig durch kräftige Querträger zu offenen U-Rahmen verbunden. An den schiefen Enden sind die letzten Querträger in der Mitte eines schief zwischen die Bogenenden gespannten Endquerträgers aufgelagert. 5 Längsträger, davon 2 unter den Schienen der Schmalspurbahn, sind zwischen die Querträger gespannt.

Der Obergurt des Bogens ist $0,75 \cdot 0,50 \text{ m}$, der Untergurt $0,75 \cdot 0,445 \text{ m}$ stark. Die Gurte sind durch Längseisen und Umschnürung bewehrt. Das Zugband hat $0,6 \cdot 0,52 \text{ m}$ Querschnitt und ist mit 58 Rundeseisen von 24 mm Durchmesser bewehrt, die gleichmäßig auf den Querschnitt verteilt und durch Bügel reichlich verbunden sind. Ihre Enden sind aufgebogen und greifen tief in die Bogenfüße ein.

Das Bemerkenswerte an der Brücke ist die Auflagerung auf biegsamen Lagerstühlen, die eine Längsbeweglichkeit gestatten und vor eisernen Rollenlagern den Vorteil der Billigkeit und der Ersparung besonderer Unterhaltung besitzen. Abb. 7 stellt die Ausführungsform dar nach einem Vorschlag von Henry Lossier.

Das bewegliche Auflager der Hauptträger ist in Abb. 7, A., dargestellt. Dieses Auflager besteht aus einem $0,70 \text{ m}$ langen lotrechten Steg, der zwischen das Bogenzugband und die Auflagerplatte gestellt ist, und dessen Hauptbewehrung aus 26 Eisen von je 36 mm Durchmesser besteht, die im Zugband und der Auflagerplatte auseinander gebogen und einbetoniert sind. Im Steg sind diese Eisen außerdem noch kräftig umschnürt. In der Abb. 7, A., ist außerdem ein kleines schräg ausgebildetes Auflager ähnlicher Art gezeigt, das in der Mitte des Endquerträgers der Brücke an der Ausdehnungsfuge angeordnet worden ist. — Fr. E.

Torsionsbewehrung.

Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin.



In den Nummern 19 und 20 der „Mitteilungen“ v. J. haben wir diese Frage theoretisch behandelt und die Ergebnisse bezüglich Versuche zur Begründung herangezogen. Nachstehend soll sie durch einige praktische Beispiele noch etwas näher erläutert werden.

Wir müssen jedoch mit einigen statischen Vorbemerkungen beginnen, um bei den Beispielen die Drehmomente in beliebigen Querschnitten angeben zu können. — Wird der Zylinderstab (Abb. 1), dessen Endquerschnitte A und B festgehalten sind, durch eine exzentrisch wirkende Einzelkraft Q belastet, so können wir diese Belastung durch Hinzufügen zweier zentrisch wirkender und entgegengesetzt gerichteter Querkraften in ein Drehmoment $Q \cdot e$ und in eine zentrisch wirkende Querkraft + Q zerlegen. Die Kraft + Q ruft zentrisch wirkende Auflagerkräfte

$$Q_A = \frac{b}{l} Q \quad \text{und} \quad Q_B = \frac{a}{l} Q$$

hervor. Das Drehmoment verursacht Auflager-Drehmomente M_A bzw. M_B , die auf den Stabstrecken a bzw. b konstant bleiben und deren Summe $Q \cdot e$ ist. Die Größe dieser Momente kann aus der Formänderung bestimmt werden. Der Querschnitt C verdreht sich unter der Last um den Winkel ϑ , die Querschnitte A und B stehen fest; die Winkeländerung γ der ursprünglich winkelrecht aufeinander stehenden Flächenelemente ist dann (Abb. 2)

$$\text{im Stabteil } a \quad \gamma_a = \frac{r \vartheta}{a}, \quad \text{dgl. } b \quad \gamma_b = \frac{r \vartheta}{b}$$

Da das Drehmoment bei konstant bleibenden Querschnittabmessungen mit der hervorgerufenen Winkeländerung proportional ist, so folgt

$$\frac{M_A}{M_B} = \frac{\frac{r \vartheta}{a}}{\frac{r \vartheta}{b}} = \frac{b}{a}$$

Außerdem ist $M_A + M_B = Qe$ und daher

$$M_A = \frac{b}{e} Qe = Q_A \cdot e, \quad M_B = \frac{a}{e} Qe = Q_B \cdot e$$

Setzt man M_A und Q_A zusammen, dann ergibt sich als resultierender Auflagerdruck die Kraft Q_A im Abstande e von der Stabachse. Ebenso beim Auflager B.

Bei exzentrischem Kraftangriff verschiebt sich also die Kräftebene parallel zur Stabachse, die Bestimmung der Querkraft in einem Schnitt erfolgt genau so, wie bei zentrischer Belastung, nur wirkt die so ermittelte Querkraft am Hebelarm e. Da der Hebelarm für alle Querschnitte konstant ist, so sind die Drehmomente mit der jeweiligen Querkraft proportional und man erhält die Drehmomentenfläche aus der Querkraftfläche durch Multiplikation mit der Exzentrizität e.

Dasselbe gilt auch, wenn mehrere Einzelasten auftreten und auch für verteilte Lasten, da letztere aus unendlich kleinen Einzellasten gebildet werden, vorausgesetzt, daß sich sämtliche Lasten in einer parallel zur Stabachse im Abstande e liegenden Kraftfläche befinden.

Wirken die Lasten mit verschiedenen Exzentrizitäten, z. B. eine Lastgruppe I in einer zur Stabachse parallel liegenden Kräfteebene mit dem Abstand e_I , eine zweite in einer anderen Ebene mit der Exzentrizität e_{II} , und bedeutet Q_I die Querkraft aus der Lastgruppe I, Q_{II} diejenige aus II, dann ist das jeweilige Drehmoment

$$M = Q_I e_I + Q_{II} e_{II}$$

Die Momentenfläche ergibt sich in diesem Fall aus der Addition der e_I -fachen Q_I -Fläche mit der e_{II} -fachen Q_{II} -Fläche.

Bei beweglichen Lasten muß ein jeder Querschnitt für die größten Kraftwirkungen bemessen sein, es sind also die größten Querkraften und die größten Drehmomente zu bestimmen.

Für die größte Querkraft ist Teilbelastung gefährlich, so daß also der rechts oder links vom Querschnitt liegende Balkenteil belastet wird. Das größte Drehmoment wird im allgemeinen nicht unter dieser Laststellung entstehen, die Teilbelastung muß vielmehr noch weiter unterteilt werden, sodaß nur die Lasten bleiben, die — in der Querrichtung —

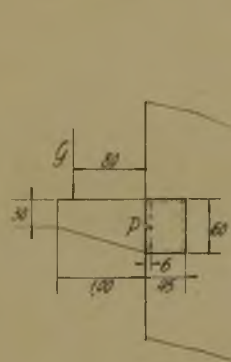
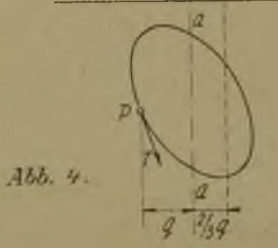
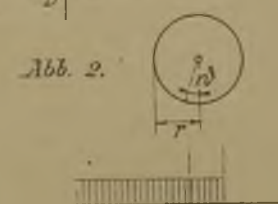
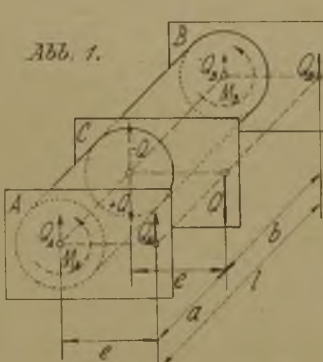
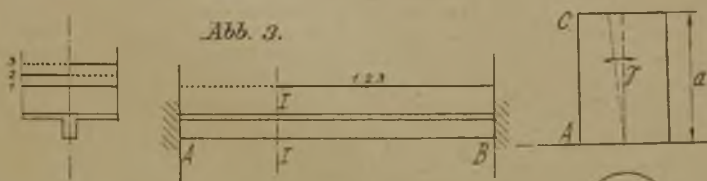


Abb. 5. Unterstützung-Konstruktion für den Ölbehälter bei einem Turbinen-Fundament.

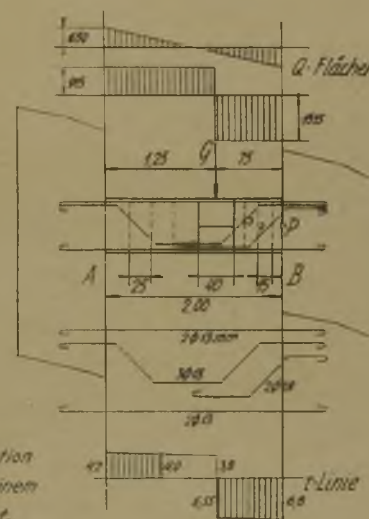
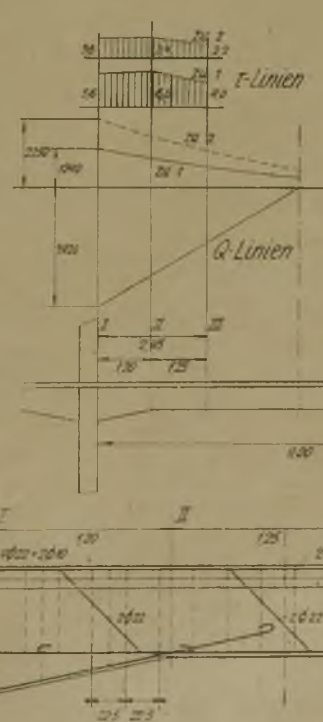


Abb. 6. T-förmiger Laufstegbalken (bei einseitiger Belastung auf Torsion beansprucht.)



rechts oder links von der Balkenachse wirken. Zur Bestimmung der größten Querkraft und des größten Drehmomentes für den Plattenbalken-Querschnitt I—I in Abb. 3 wird z. B. der rechte Balkenteil 1B belastet. Die größte Querkraft entsteht, wenn sich diese Belastung auf die ganze Querschnittsbreite erstreckt (Belastungsfall 1); hierbei wird das Drehmoment = 0, weil keine Exzentrizität vorhanden ist. Für das größte Drehmoment sind die (in Längs- und Quer-

zu bemessen, wodurch auch die Laststellung 1 berücksichtigt ist. Hinzu kommt noch der Einfluß der ständigen Lasten. Zur Bestimmung der Bewehrungsgrenze müssen auch — wie 1920 besprochen — Randspannungen ermittelt werden. Auf S. 156 in Nr. 20 Jhg. 22 wurde für eine beliebige Querschnittform angenähert die Randstelle angegeben, an der bei gegebener Kraft Richtung die größte Spannung auftritt. Die Größe der Spannung in diesem Punkt hängt von der

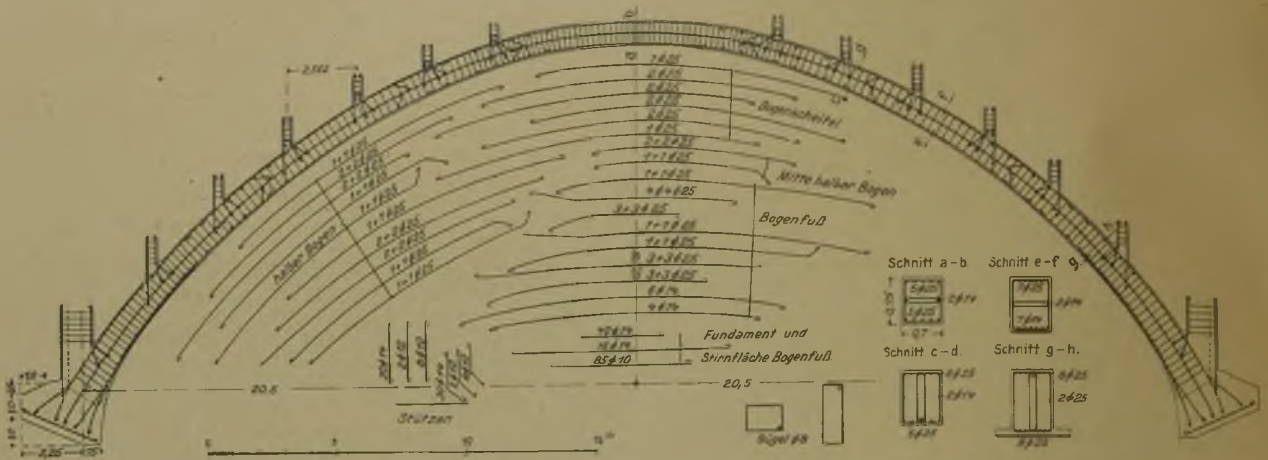


Abb. 3. Ausbildung der Bogenrippen und ihre Eisenbewehrung.

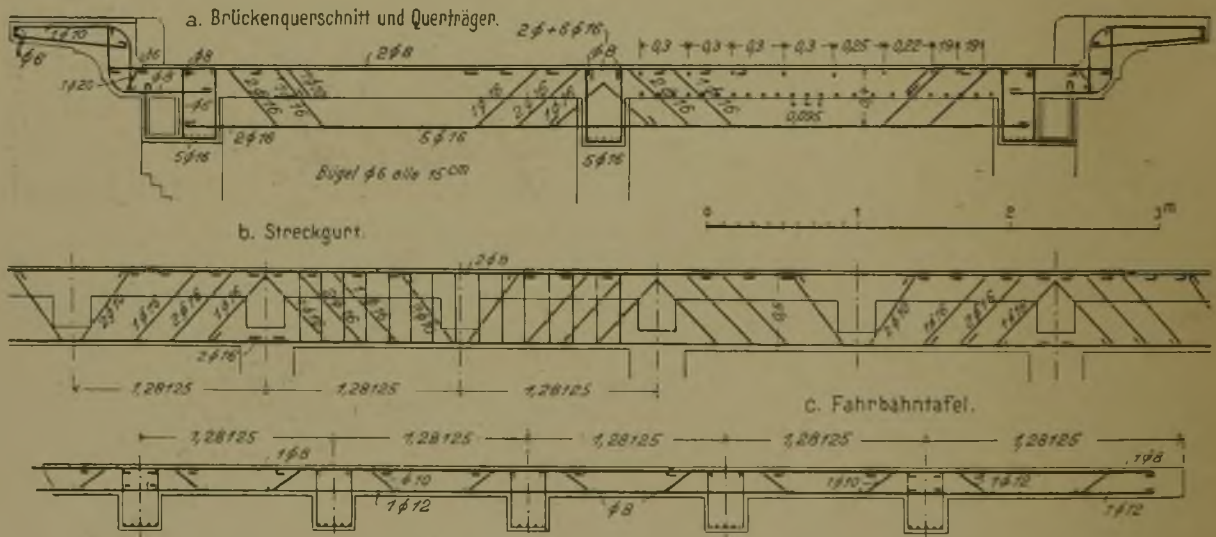


Abb. 4a—c. Brückenquerschnitt und Fahrbahn-Konstruktion und -Bewehrung.

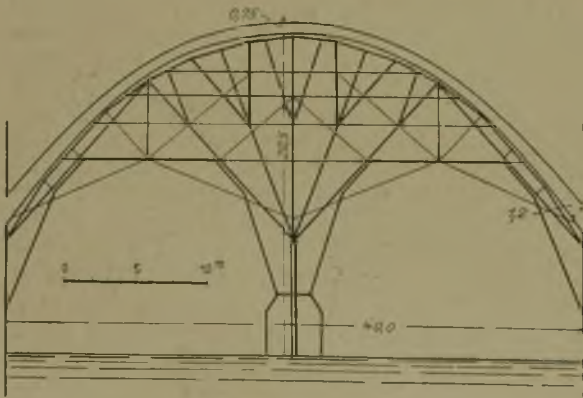


Abb. 5. Schema des Lehrgerüsts.

richtung partiellen) Laststellungen 2 und 3 gefährlich, wobei die Querkraft nur halb so groß ist. Die Verhältnisse liegen hier wieder ähnlich wie bei Biegung mit Achsialkraft wobei für Moment und Normalkraft ebenfalls zwei verschiedene Belastungsfälle gefährlich sind.

Da die Teilbelastung 2 und 3 als Summe die Belastung 1 ergeben, so genügt es für die erstgenannten beiden Fälle

Abb. 3—5. Einzelheiten der Bogenbrücke über den Piave.

Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton.

Größe und Exzentrizität der Querkraft ab. Bei verteilter Nutzlast taucht nun die Frage auf, welche Teilstrecke in der Querrichtung zu belasten ist, um den Spannungsgrößwert zu bekommen. Hierzu denken wir uns, daß in Abb. 4 eine Querkraft von links nach rechts über den Querschnitt wandere. Solange sich diese links von der Achse a—a befindet, hat die im Punkt P entstehende Drehspannung τ_d dasselbe Vorzeichen, wie die Schubspannung τ_q , die beiden addieren sich zu τ . Wirkt die Querkraft rechts von der Achse, dann wechselt τ_d das Vorzeichen und wirkt τ_q entgegen, sodaß sich τ verringert. Unter Hinweis auf Formel 7 in Nr. 20, Jhg. 22 wird $\tau = 0$, wenn

$$1,5e = q \quad \text{oder} \quad e = \frac{2}{3}q \text{ ist.}$$

Für die Größtspannung eines Querschnittes muß somit die einseitig angeordnete Nutzlast auch noch die Strecke $\frac{2}{3}q$ der anderen Seite bedecken. —

Wir können nun nach diesen Vorbemerkungen auf die Beispiele übergehen.

1. Unterstützungs-konstruktion für den Ölbehälter bei einem Turbinenfundament. (Abb. 5, S. 3.)

Der zwischen die Fundamentstützen gespannte Balken wird durch die Konsole auf Torsion beansprucht, und soll daraufhin bemessen werden. Der Einfachheit halber lassen wir das Eigengewicht der Konsole an derselben Stelle wirken, wie die Belastung G . Die exzentrisch wirkende Last ist: Eigen-

$$\text{gewicht der Konsole } \frac{1}{2} (0,30 + 0,60) 0,40 \cdot 1,0 \cdot 2400 = 430 \text{ kg}$$

$$\text{Einzellast } G = 2000 \text{ kg}$$

Die exzentrisch wirkende Querkraft beträgt

$$\text{auf der Strecke } AG \quad 2430 \frac{0,75}{2,0} = 915 \text{ kg}$$

$$\text{„ „ „ } GB \quad 2430 - 915 = 1515 \text{ „}$$

Die Exzentrizität ist $0,80 + \frac{1}{2} 0,45 = 1,02 \text{ m}$ und somit das Drehmoment

$$\text{auf der Strecke } AG \quad M_A = 1,02 \cdot 915 = 935 \text{ kgm}$$

$$\text{„ „ „ } GB \quad M_B = 1,02 \cdot 1515 = 1550 \text{ „}$$

Das Eigengewicht des Balkens ist $0,45 \cdot 0,60 \cdot 2400 = 650 \text{ kg/m}$,

$$\text{die Querkraft aus Eigengewicht am Auflager } \frac{2,0}{2} 650 = 650 \text{ kg.}$$

Um zu sehen, ob eine kombinierte Schub- und Drehbewehrung überhaupt erforderlich ist, muß die größte Spannung ermittelt werden. Am Auflager B wirkt die größte Querkraft und das größte Drehmoment, und zwar

$$Q_B = 1515 + 650 = 2165 \text{ kg}$$

$$M_B = 1550 \text{ kgm.}$$

Im Punkt P ist dann (auf Grund der Formeln auf S. 154 in Nr. 20/22)

$$\tau_B = \frac{2165}{45 \cdot \frac{3}{4} \cdot 60} + \left(3 \cdot \frac{2,6}{60} + 0,45 \right) \cdot \frac{155000}{45^2 \cdot 60}$$

$$1,08 + 5,72 = 6,8 \text{ kg/cm}^2 > 4,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist also Bewehrung vorzusehen. Um die Länge der bewehrten Zone zu bestimmen, muß das Schubspannungs-Diagramm ermittelt werden. Am Auflager A ist

$$Q_A = 915 + 650 = 1565 \text{ kg; } M_A = 935 \text{ kgm}$$

$$\tau_A = 1,08 \cdot \frac{1565}{2165} + 5,72 \cdot \frac{93500}{155000} = 0,78 + 3,42 = 4,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Unmittelbar rechts von G ist

$$\tau_{Gr} = 6,8 - 1,08 \cdot \frac{650 \cdot 0,75}{2165} = 6,55 \text{ kg/cm}^2$$

links von G :

$$\tau_{Gl} = 4,2 - 1,08 \cdot \frac{650 \cdot 1,25}{2165} = 3,8 \text{ kg/cm}^2.$$

Wie aus der Spannungsfigur ersichtlich, ist die Randspannung auf der Hälfte der Strecke AG kleiner als $4,0 \text{ kg/cm}^2$, in diesem mittleren Balkenteil ist also Bewehrung nicht erforderlich.

a. Bemessung gegen Biegung.

Das Einspannungsmoment ist angenähert:

$$M = \frac{650 \cdot 2,0^2}{12} + \frac{2430 \cdot 0,75 \cdot 1,25}{2,0} \cdot \frac{8}{12} = 220 + 760 = 980 \text{ kgm}$$

$$f_e = \frac{98000}{1200 \cdot \frac{8}{4} \cdot 60} = 1,82 \text{ cm}^2$$

erford. 1 Rundeisen von 18 mm Dm. = $2,54 \text{ cm}^2$. Für die Biegungsbewehrung sind an den Einspannstellen, sowie auch im Felde aus den Abbiegungen genügend Stäbe vorhanden.

b. Bemessung gegen Schub und Drehung.

Die abgelenkten Stäbe werden in die Nähe der Außenkante verschoben, um die Exzentrizität und dadurch das Drehmoment zu verringern. Es sind abzubiegen:

auf der Strecke AG

$$f_e = \frac{4,2 + 4,0}{2} \cdot \frac{125}{2} \cdot \frac{45}{1200 \sqrt{2}} = 6,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{verw. 3 Dm. 18 mm} = 7,63 \text{ cm}^2,$$

auf der Strecke GB

$$f_e = \frac{6,8 + 6,55}{2} \cdot \frac{75}{2} \cdot \frac{45}{1200 \sqrt{2}} = 13,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{verw. 5 Dm. 18 mm} = 12,72 \text{ cm}^2.$$

Der Abstand der Schwerebene der abgelenkten Stäbe beträgt 6 cm von Außenkante (s. Abb.), die Exzentrizität ist

somit $e = 0,80 + 0,06 = 0,86 \text{ m}$, und das größte Drehmoment:

$$M = 0,86 \cdot 1515 = 1300 \text{ kgm.}$$

Es soll Bügelbewehrung vorgesehen werden, bestehend aus 4 Längsstäben und Bügeln. Die umschlossene Querschnittsfläche ist

$$F = (45 - 2 \cdot 3) \cdot (60 - 2 \cdot 3) = 39 \cdot 54 = 2100 \text{ cm}^2.$$



Abb. 2. Blick unter die Brücke.

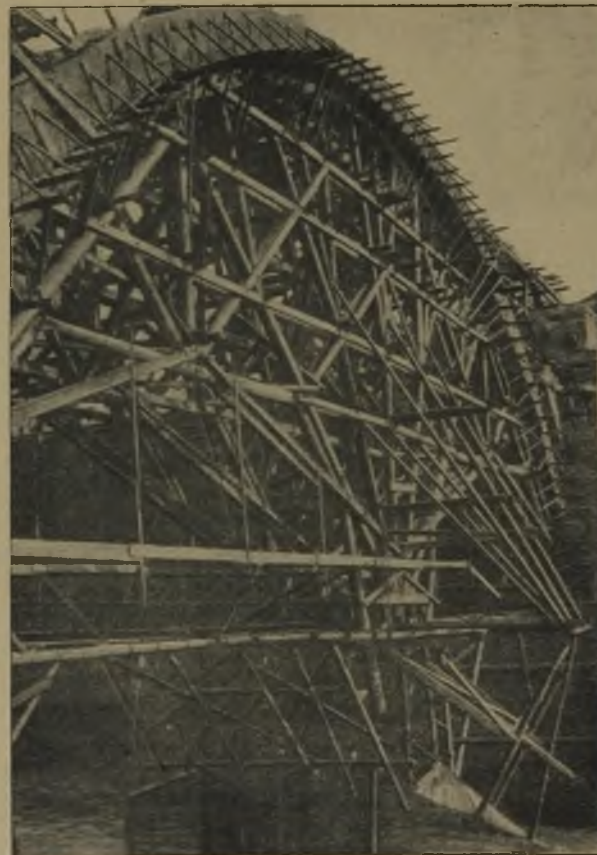


Abb. 6. Lehrgerüst der Piave-Brücke.

Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton.

Der Abstand der Längsstäbe: $t = \frac{39 + 54}{2} = 46,5 \text{ cm.}$

Der Querschnitt eines Längsstabes (nach Formel 1, S. 146, N. 19, 22)

$$f_e = \frac{130\,000 \cdot 46,5}{2 \cdot 1200 \cdot 2100} = 1,2 \text{ cm}^2$$

verw. 4 Dm. 13 mm mit je 1,33 cm².

Bei Verwendung von Bügeln mit 7 mm Dm. und 0,385 cm² Querschnitt berechnet sich der Bügelabstand zu

$$t_b = \frac{0,385}{1,20} \cdot 46,5 = 15 \text{ cm.}$$

Die hier ermittelte Drehbewegung ist für den am stärksten beanspruchten Schnitt *B* bestimmt. Ist das Moment an anderen Stellen geringer, so kann diesem Umstand durch Weglassen von Längsstäben und Vergrößerung des Bügelabstandes Rechnung getragen werden. In unserem Fall ist z. B. am linken Balkenteil das Drehmoment wesentlich geringer als am rechten. Längsstäbe weglassen kann man hier nicht, weil nur 4 Eckstäbe angenommen wurden. Am linken Balkenteil könnten zwar schwächere Stäbe verwendet werden, das wäre aber keine Ersparnis, weil die Stabenden von links und rechts zur guten Verankerung entsprechend übergreifen müßten. Wir führen infolgedessen die für Schnitt *B* ermittelten 4 Dm. 13 mm ganz durch. Die Bügelteilung kann am linken Balkenteil vergrößert werden. Bei Verwendung desselben Eisendurchmessers ist die Teilung umgekehrt proportional mit dem Drehmoment, oder — infolge der gleichbleibenden Exzentrizität — mit der Querkraft. Die Bügelteilung auf der linken Balkenseite ist somit

$$t_b = 15 \cdot \frac{1515}{915} = 25 \text{ cm.}$$

Wie wir schon im ersten Aufsatz hervorgehoben haben, müssen alle Stäbe gut verankert werden. Die Längsstäbe sind deshalb in die Stützen geführt und mit Endhaken versehen; die Bügelenden müssen gut übergreifen und erhalten ebenfalls richtige, unter 180° gebogene Haken.

2. Laufstegbalken (Abb. 6).

Dieser Balken wird auf Drehung beansprucht, wenn nur die eine Plattenseite belastet ist.

a. Bemessung gegen Biegung.

Ständige Last: . . . 2 cm Estrich 44 kg/m²

8 „ Platte 192 „

$$\frac{236 \cdot 2,0}{0,30} = 472 \text{ kg/m}^2$$

$$0,30 \cdot 2400 = 398 \text{ „}$$

$$g = 870 \text{ kg/m}^2$$

$$p = 2,0 \cdot 250 = 500 \text{ „}$$

$$q = 1370 \text{ kg/m}^2$$

Neben der Stütze

$$M = \frac{1370 \cdot 9,0^2}{10} = 11\,100 \text{ kgm,}$$

$$f_e = \frac{11\,100 \cdot 0,0}{1200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 80} = 13,2 \text{ cm}^2$$

verw. 4 Dm. 22 mm = 15,21 cm².

Im Feld

$$M = \frac{10}{14} \cdot 11\,100 = 7930 \text{ kgm}$$

$$f_e = \frac{7930 \cdot 0,0}{1200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 55} = 13,7 \text{ cm}^2$$

verw. wie neben der Stütze 4 Dm. 22 mm.

b. Bemessung gegen Schub und Drehung.

Es muß zunächst bestimmt werden, ob die zulässige Spannung an irgend einer Stelle überschritten wird, und wenn das der Fall ist, wie weit dann die bewehrte Zone reichen muß. Auf S. 4 haben wir ausgeführt, daß für die Randspannungen die um $\frac{2}{3}q$ verbreiterte einseitige Nutzlaststellung am gefährlichsten ist. In unserem Fall ergibt also die in Abb. 6 mit 1 bezeichnete Nutzlaststellung, die um $\frac{2}{3}q = \frac{2}{3} \cdot 15 = 10 \text{ cm}$ über die Mitte reicht, den Spannungsgrößtwert im Punkt *P*. — Die zu dieser Nutzlaststellung gehörende größte Querkraftfläche ist auf der Abbildung voll ausgezogen dargestellt. Unter Hinweis auf die Ausführungen auf S. 3 wird der Einfluß der ständigen Last von der Nutzlast gesondert behandelt, weil sie verschiedene Exzentrizitäten aufweisen. Die Auflagerordinaten sind im Schnitt I

$$\text{aus ständiger Last } Q_g = 870 \cdot \frac{9,0}{2} = 3920 \text{ kg}$$

$$\text{aus Nutzlast } Q_p = 1,10 \cdot 250 \cdot \frac{9,0}{2} = 275 \cdot 4,5 = 1240 \text{ kg.}$$

Die Exzentrizität der

ständigen Last $e = 0$

$$\text{Nutzlast } e = \frac{1,10}{2} = 0,10 = 0,45 \text{ m.}$$

Mit $b = 30 \text{ cm}$, $h = 85 \text{ cm}$ ergibt sich aus

$$\text{ständ. Last } \tau_{og} = \frac{3920}{30 \cdot 85} = 1,55 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Nutzlast } \tau_{op} = \frac{1240}{30 \cdot 85} = 0,50 \text{ „}$$

$$\psi = 3 + \frac{2,6}{\frac{85}{30} + 0,45} = 3,8$$

$$\tau_{max} = 1,55 \left(\frac{4}{3} + 0 \right) + 0,5 \left(\frac{4}{3} + 3,8 \cdot \frac{0,45}{0,80} \right) = 2,1 + 3,5 = 5,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Am Voutenende (Schnitt II) ist

$$Q_g = 3920 - 1,2 \cdot 870 = 2880 \text{ kg;}$$

$$Q_p = 275 \text{ kg/m} \cdot \frac{7,80^2}{2 \cdot 9,0} = 930 \text{ kg;}$$

$$\tau_{og} = \frac{2880}{30 \cdot 60} = 1,60 \text{ kg/cm}^2; \quad \tau_{op} = \frac{930}{30 \cdot 60} = 0,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\psi = 3 + \frac{2,6}{\frac{60}{30} + 0,45} = 4,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{max} = 1,6 \cdot \frac{4}{3} + 0,52 \left(\frac{4}{3} + 4,06 \cdot \frac{0,45}{0,80} \right) = 2,15 + 0,52 \cdot 7,43 = 2,15 + 3,85 = 6,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Stelle (Schnitt III), wo $\tau_{max} = 4,0 \text{ kg/cm}^2$ wird, findet man aus der Bedingungsleichung:

$$4,0 = \frac{3920 - x \cdot 870}{30 \cdot 60} \cdot \frac{4}{3} + \frac{275(9,0 - x)^2}{2 \cdot 9,0 \cdot 30 \cdot 60} \cdot 7,43$$

daraus

$$x = 2,45 \text{ m.}$$

Kontrolle: $Q_{4g} = 3920 - 2,45 \cdot 870 = 1790 \text{ kg}$

$$Q_{4p} = 275 \cdot \frac{6,55^2}{2 \cdot 9,0} = 655 \text{ kg}$$

$$\tau_{og} = \frac{1790}{30 \cdot 60} = 1,0 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau_{op} = \frac{655}{30 \cdot 60} = 0,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{max} = 1,0 \cdot \frac{4}{3} + 0,36 \cdot 7,43 = 1,30 + 2,70 = 4,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Es müssen demnach nur die 2,45 m langen Balkenteile neben den Auflagern bewehrt werden.

a. Bewehrung gegen Schub.

Für die Abbiegungen ist die größte Querkraftfläche maßgebend, wobei die Nutzlast über die ganze Plattenbreite verteilt wird (Laststellung 2). Diese Linie ist in Abb. 6 gestrichelt dargestellt; ihre Auflagerordinate aus Nutzlast beträgt (im Verhältnis der Belastungsbreiten reduziert):

$$1240 \cdot \frac{2,0}{1,10} = 1240 \cdot 1,82 = 2250 \text{ kg.}$$

Die Berechnung der Abbiegungen erfolgt auf übliche Weise aus den Schubspannungen, die aus den oben ermittelten Spannungswerten wie folgt hergeleitet werden können:

$$\tau_I = (1,55 + 0,5 \cdot 1,82) \cdot \frac{4}{3} = 3,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{II} = (1,60 + 0,52 \cdot 1,82) \cdot \frac{4}{3} = 3,4 \text{ „}$$

$$\tau_{III} = (1,0 + 0,36 \cdot 1,82) \cdot \frac{4}{3} = 2,2 \text{ „}$$

Die Schubspannungen bleiben zwar alle unter der zulässigen Grenze (vergl. auch die Spannungsfigur in Abb. 6), es müssen aber trotzdem Abbiegungen vorgesehen werden, da die Spannungen — wie vorhin errechnet — bei einseitiger Belastung den zulässigen Wert überschreiten, und es daher angenommen werden muß, daß Schubrisse vorhanden sind. Es werden abgeogen:

$$f_e = \left(\frac{3,3 + 3,4}{2} \cdot 120 + \frac{3,4 + 2,2}{2} \cdot 125 \right) \cdot \frac{30}{1200 \cdot \sqrt{2}} = 13,3 \text{ cm}^2. \text{ Gewählt 4 Dm. 22 mm} = 15,21 \text{ cm}^2$$

b. Bewehrung gegen Torsion.

Die Momente können verschiedenen Drehsinn haben, je nachdem die rechte oder die linke Plattenhälfte belastet wird. Infolgedessen hat es bei diesem Beispiel keinen Zweck, die abgeogenen Stäbe aus der Mitte zu rücken, und die Dreh-

momente werden auf Querschnittmitte bezogen. Bei Belastung der halben Plattenbreite (Laststellungen 3 und 4) ergeben sich die größten Drehmomente, und diese können — wie auf S. 3 angegeben — aus der dazugehörigen Querkraftfläche durch Multiplikation mit der Exzentrizität gefunden werden. Die Querkraftfläche für halbe Nutzlast ergibt sich aus der auf Abb. 6 gestrichelt gezeichneten Querkraftlinie durch Multiplikation mit 0,5. Eine weitere Multiplikation mit der Exzentrizität $\frac{1,0}{2} = 0,5$ m ergibt die Drehmomenten-

linie. Die größten Drehmomente sind also durch die gestrichelte Querkraftlinie in 4 fachem Maßstabe dargestellt.

Das größte Moment am Auflager beträgt:

$$0,5 \cdot 0,5 \cdot 2250 = \frac{2250}{4} = 563 \text{ kgm}$$

Es soll Bügelbewehrung angeordnet werden, bestehend aus 4 Längsstäben und Bügeln. Der Querschnitt eines Längsstabes ist nach Formel 1 in Nr. 19, Jhg. 22 mit $F = 55 \cdot 25 = 1370 \text{ cm}^2$ (die größere Voutenhöhe bleibt unberücksichtigt)

$$t = \frac{55 + 25}{2} = 40 \text{ cm}$$

Vermischtes.

Gründung mit Abeg-Beton-Bohrpfählen. Zu diesem Thema erhalten wir folgende Zuschrift: „In dem Aufsatz des Herrn Ing. Lorenz in Nr. 19, Jhg. 22 mit „Mitteilungen“ werden über die Tragkraft der Pfähle Ansichten in die Öffentlichkeit gebracht, die im Interesse der Sache nicht un widersprochen bleiben können.“

Zunächst sei festgestellt, daß das Verfahren der Pfahlherstellung, das in jenem Aufsatz kurz angegeben wird, grundsätzlich das gleiche ist wie bei anderen Pfahlsystemen. Nur werden beim Abeg-Pfahl die Bohrröhre verschweißt und bleiben im Boden stecken, während sie z. B. beim Strauß'schen Verfahren verschraubt sind und beim Betonieren wieder herausgezogen werden.

Der Verfasser rühmt als besonderen Vorzug der Abeg-Pfähle den, daß der Eisenmantel im Boden bleibt. Damit werden aber die Pfähle wesentlich verteuert, nicht nur wegen des Verlustes an Eisen, sondern auch durch die Arbeit des Zusammenschweißens. Bei der Unterfangung, die im ersten Teil jenes Aufsatzes besprochen wird, müßte der Mehraufwand an Baukosten dann als gerechtfertigt bezeichnet werden, wenn damit für die Pfähle wirklich eine bessere Tragfähigkeit, d. h. eine geringere Einsinkung, sich hätte gewinnen lassen, wie der Verfasser behauptet. Er befindet sich aber hierin völlig im Irrtum; gerade das Gegenteil ist richtig.

In meiner Abhandlung über „Die Tragfähigkeit der Pfähle“, die im Sommer dieses Jahres bei Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin erschienen ist, habe ich die Widerstandskraft der Pfähle untersucht und einfache Beziehungen zwischen den Eigenschaften des durchfahrenen Bodens und den Pfahlmessungen einerseits und der Tragfähigkeit andererseits hergeleitet. Ich muß auf jene Schrift verweisen.

Aber auch vor jener Veröffentlichung ist man sich über die Art und Weise, wie ein Pfahl seine Last in das Erdreich abgibt jedenfalls soweit im klaren gewesen, daß man wußte, daß ein sehr beträchtlicher Teil der Pfahllast durch Reibung am Pfahlmantel in den Bogen übergeht, und daß dieser Teil um so höher ausfällt, je länger der Pfahl ist, und zwar bei der schwebenden und bei der stehenden Gründung. Die Reibung am Pfahlmantel ist nun um so höher zu bewerten, je rauher — bei gleicher Bodenbeschaffenheit — die Pfahloberfläche ist, und je heftiger die Stampfarbeit den Beton auseinander getrieben und gegen die Erdwand des Pfahlloches gepreßt hat. Dieses Auseinanderpressen des Betons durch die Stampfschläge wird aber gerade von dem Eisenmantel der Abeg-Pfähle ganz verhindert: die Reibung kann nur an der glatten Oberfläche des Eisens in dem Maße zustande kommen, in dem der Boden sich um den Pfahl preßt; sie wird daher bei standfesterem Boden verhältnismäßig klein bleiben müssen. Dieser Umstand mindert die Tragfähigkeit der Abeg-Pfähle herab. Strauß-Pfähle z. B. hätten bei gleichem Durchmesser und gleicher Länge in demselben Boden unter der nämlichen Auflast sich noch weniger gesetzt. Ohne die Entlastung durch die Wandreibung wäre jeder Pfahl ein Pfeiler ohne Fußverbreiterung und hätte niemals 30 t bei nur 1 mm Einsinkung tragen können. Das Ergebnis der Probelastung und das Gelingen der Unterfangung beweist nur, daß der weiche Boden der oberen Schichten sich in kurzer Zeit fest um die Pfähle gepreßt und dort Reibung erzeugt hat.

Eine Nachrechnung der Tragfähigkeit für einen Pfahl der Unterfangung auf Grund der Formel 14 meiner Unter-

$$f_e = \frac{56300 \cdot 40}{2 \cdot 1200 \cdot 1370} = 0,685 \text{ cm}^2$$

verw. 3 Dm. 10 mm mit je 0,785 cm²

Als Bügel sollen Dm. 7 mm mit 0,385 cm² verwendet werden. Der Bügelabstand ist dann:

$$t_b = \frac{0,385}{0,685} \cdot 40 = 22,5 \text{ cm}$$

Die Bewehrung wird auf der ganzen Länge von 2,45 m in derselben Stärke beibehalten, da die Bewehrung aus schwachen Stäben besteht, deren Verminderung nennenswerte Ersparnisse nicht bringen würde. Die Längsstäbe reichen zur guten Verankerung — über die zu bewehrende Zone hinaus. Die Bügel sind dadurch besonders gut verankert, daß sie als Tragstäbe der Konsolplatten bis zu den Plattenrändern weitergeführt werden*.) (Schluß folgt.)

*) Bei diesem Beispiel tritt der Vorteil der Bügelbewehrung zu Tage, daß sie auch entgegengesetzte Drehmomente aufnehmen kann. Bei Spiralbewehrung müßten zwei entgegengesetzt steigende Bewehrungszylinder eingebaut werden.

suchung soll hier folgen, obwohl im Aufsatz des Herrn Lorenz nur Mittelzahlen für die Mächtigkeit der einzelnen Schichten zu finden sind. Der Verfasser macht folgende Angaben: Die Grundmauern reichten etwa 4 m unter das Gelände des erhöhten Schloßhofes und etwa 2 m unter das Niveau des Parkes. Unter der obersten Lage aufgefüllten Bodens fand sich eine Moorschicht von 2—6 m Tiefe, die nach unten stärker mit Sand durchsetzt war. Darunter folgte etwa 1 m hoch gelagerter Schwemmsand, dann kam Sand und Kies. Die Länge der Pfähle wechselte zwischen 7 und 9 m, ihr Durchmesser betrug 30—32 cm.

Ich nehme an, daß die Pfahloberkante 4 m unter der Geländeoberfläche lag, daß die Moorschicht im Mittel 4 m, die Schwemmsandschicht 1 m mächtig war, der Pfahlfuß also bei einer Gesamtlänge des Pfahles von 8 m noch 3 m in Kiessand steckte. Der Durchmesser möge mit 30 cm eingesetzt werden. Die Gewichte der Raumeinheit des Erdreichs, die Böschungswinkel und die Reibungszahlen seien wie folgt geschätzt:

Moorboden:	$\gamma_b = 1400 \text{ kg/m}^3$	$\varphi_b = 30^\circ$	$\varrho_b = 0,2$
Schwemmsand:	$\gamma_c = 1600 \text{ „}$	$\varphi_c = 25^\circ$	$\varrho_c = 0,3$
Kiessand:	$\gamma_d = 2000 \text{ „}$	$\varphi_d = 45^\circ$	$\varrho_d = 0,5$

Dann wird, wenn man die Tiefe der Baugrube mit $t_a = 4 \text{ m}$ einführt, nach meiner Formel 14:

$$\begin{aligned} T &= 1400(3 \cdot 0,071 \cdot 4 + 1,3 \cdot 0,2 \cdot 0,94 \cdot 4 \cdot 6) \\ &+ 1400(2,5 \cdot 0,071 \cdot 1 + 1,2 \cdot 0,3 \cdot 0,94 \cdot 8,5) \\ &+ 2000(5,9 \cdot 0,071 \cdot 3 + 2,0 \cdot 0,5 \cdot 0,94 \cdot 3 \cdot 10,5) \\ T &= 1400(0,85 + 5,86) + 1600(0,177 + 2,98) + 2000(1,23 + 29,6) \\ &= 9400 + 5050 + 61400 \\ T &= 76000 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Setzt man $t_a = 2 \text{ m}$, so erhält man die Tragkraft T zu rund 61000 kg. Diese Belastungen könnten jedoch mit Rücksicht auf die Beanspruchung des Betons am Pfahlkopf nicht aufgesetzt werden.

Da in diesen Zahlen schon ein für normale Fälle ausreichender Grad von Sicherheit enthalten ist, so erkennt man, daß die Pfähle unnötig lang gemacht worden sind; mindestens 1 m hätte man an jedem Pfahl sparen können, selbst dann, wenn zu verlangen war, daß die Einsinkung sehr klein bleibt. Natürlich konnte der Verfasser zur Zeit der Ausführung diese Berechnung nicht anstellen; es soll auch hier nur der Behauptung entgegengetreten werden, daß der Pfahl seine Last am Fuß abgeben müsse und der Blechmantel die Tragfähigkeit erhöhe.

Beim Bauwerk der Stettiner Futtermittelwerke, das in Nr. 18 der „Mitteilungen“ besprochen ist, lassen sich die gleichen Bemerkungen machen. Da auch hier genauere Angaben fehlen, sei folgende Schätzung gemacht, die sich möglichst mit den Zahlenworten im Lorenz'schen Aufsatz deckt: Die Baugrubensohle 4 m unter Geländeoberfläche, Länge des Pfahles in der Auffüllung, im Torf und Schlick und in Kiessand je 4 m, also Pfahlhöhe $l = 12 \text{ m}$, der Durchmesser $d = 32 \text{ cm}$. Dann wird nach der gleichen Formel 14 meiner Untersuchung, wenn man setzt für:

die Auffüllung:	$\gamma_b = 1500 \text{ kg/m}^3$	$\varphi_b = 35^\circ$	$\varrho_b = 0,45$
Torf u. Schlick:	$\gamma_c = 1400 \text{ „}$	$\varphi_c = 30^\circ$	$\varrho_c = 0,2$
Kiessand:	$\gamma_d = 2000 \text{ „}$	$\varphi_d = 45^\circ$	$\varrho_d = 0,5$

die Tragfähigkeit:

$$\begin{aligned} T &= 1500(3,7 \cdot 0,32 + 1,5 \cdot 0,45 \cdot 4 \cdot 6) \\ &+ 1400(3,0 \cdot 0,32 + 1,3 \cdot 0,2 \cdot 4 \cdot 10) \\ &+ 2000(5,8 \cdot 0,32 + 2 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 14) \\ T &= 1500(1,18 + 16,2) + 1400(0,96 + 10,4) + 2000(1,86 + 56) \\ &= 26000 + 15400 + 116000 \\ T &= 157000 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Hätte man die Pfähle nur etwa 8 m lang gemacht, so hätten sie sicherlich 30–40 t tragen können.

Diese Erkenntnis ist wirtschaftlich um so bedeutungsvoller, als die Kosten der Längeneinheit eines Pfahles, sobald die Länge über etwa 5–6 m hinausgeht, stark zunehmen, also gerade die unteren Teile langer Pfähle eine Gründung sehr verteuern. —

Dr.-Ing. H. Dörr, Karlsruhe.

Aus neueren Versuchen über die Widerstandsfähigkeit von Beton gegen Abnutzung. Die Vorgänge bei der Abnutzung von Straßenbaustoffen sind sehr mannigfaltig; ihre Wiedergabe beim Laboratoriumsversuch, derart, daß der Abnutzungswiderstand verschiedener Straßenbaustoffe in Vergleich gestellt werden kann, ist schwierig, wenn die Kosten in erträglichen Grenzen bleiben sollen.

Bauschinger hat vor etwa 4 Jahrzehnten die nach ihm benannte Schleifeinrichtung angegeben. Die Probestücke werden mit einer bestimmten Belastung auf eine gußeiserne Scheibe gedrückt, die mit einem Schleifmittel nach gewissen Regeln bestreut wird. Die Abnutzung ergibt sich durch Wägung oder Messung nach einem bestimmten Schleifweg. Das Schleifverfahren wird an vielen Stellen angewandt, wobei die Geräte verschiedene Ausbildung erfahren haben.¹⁾

Nach dem Vorschlag von Gary werden Sandstrahlgebläse benutzt. In Schweden wurden angeblich Probestücke ringförmig angelegt und durch eine rollende Einrichtung belastet, welche die Stöße und Schläge des Fahrverkehrs nachahmen soll; diese Methode kann der Wirklichkeit ziemlich nahe kommen, ist aber kostspielig. Wohl zuerst in Amerika und Frankreich sind eiserne, besonders geformte Trommeln aufgestellt worden, die nach Einbringung der Probestücke in Umlauf gesetzt werden.²⁾ U. a. wird eine nach Talbot und Jones benannte Einrichtung zur Anwendung gebracht, bei der die Probestücke im Innern einer Trommel festgehalten werden; in die Trommel kommen eine bestimmte Anzahl Stahlkugeln, dann wird die Trommel verschlossen und das Ganze in Bewegung gesetzt.

Mit dieser Einrichtung hat Abrams im Hinblick auf die Bedürfnisse des amerikanischen Straßenbaus umfassende Versuche über den Abnutzungswiderstand von Beton angestellt. Aus den lehrreichen Ergebnissen sei hier folgendes entnommen³⁾.

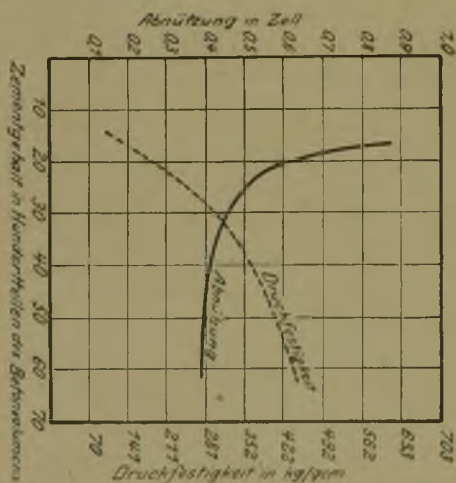


Abb. 1.

Im Allgemeinen lieferte der Beton mit Zunahme der Druckfestigkeit wachsenden Widerstand gegen Abnutzung. Abb. 1 zeigt in der gestrichelten Kurve die Druckfestigkeit für Beton mit steigendem Zementgehalt; die ausgezogene Kurve gibt die Abnahme der Höhe der Probestücke bei Prüfung nach dem geschilderten Verfahren wieder. Der Abnutzungswiderstand wächst hiernach zunächst sehr rasch, bis der Beton eine Druckfestigkeit von rd. 300 kg/cm² erreicht hat; bei weiterer Erhöhung der Druckfestigkeit verringert sich die Abnutzung nur noch langsam. Diese Feststellung erscheint wichtig, wenn auch noch nicht zu übersehen ist, inwieweit sie angewandt werden kann. Im gleichen Sinn machte sich der Wasserzusatz des Betons geltend; mit wachsendem Wasserzusatz — beginnend bei erdfeuchtem Stampfbeton — nahm die Druckfestigkeit und der Abnutzungswiderstand ab.

¹⁾ Vgl. z. B. Labordère und Anstett, Werkzeuge zur Prüfung von Pflastermaterialien, Internat. Verband für die Materialprüfungen der Technik, 1912, XIX, 2.

²⁾ Siehe u. a. Goldbeck und Jackson, Internat. Verband für die Materialprüfungen der Technik, 1912, XIX, 5, Seite 8; Gary, Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde-West, 1915, S. 386 u. f.

³⁾ Duff A. Abrams, Wear Tests of Concrete, Bulletin 10 Structural Materials Research Laboratory Lewis Institute Chicago, 1921.

Abb. 2 zeigt den Einfluß der Behandlung des Betons auf die Abnutzung desselben. In allen Fällen handelt es sich um 90 Tage alten Beton. Beton, der dauernd trocken an der Luft lagerte, ergab die größte Abnutzung. Wenn der Beton zunächst in feuchtem Sand lagerte, erhöhte sich der Abnutzungswiderstand bedeutend; die kleinste Abnutzung fand sich bei der Mischung 1:3 für Körper, die 40 Tage feucht und 50 Tage trocken lagerten; bei längerer Dauer der feuchten Lagerung waren die Verhältnisse ungünstiger, vermutlich weil die im Beton noch vorhandene Feuchtigkeit die Abnutzung unterstützte. (Durch Zufuhr von Wasser wird bekanntlich das Abschleifen usw. verstärkt.)

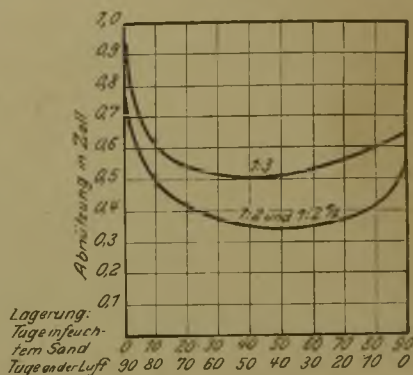


Abb. 2.

Grobe Mörtel lieferten kleinere Abnutzung als feine.

Durch Verlängerung der Mischzeit wurde die Widerstandsfähigkeit mehr oder minder erhöht.

Der Abnutzungswiderstand stieg mit zunehmendem Alter des Betons. Die Art des Sandes usw. blieb von untergeordneter Bedeutung.

Der in neuerer Zeit von Kleinlogel eingeführte „Stahlbeton“ kommt den Folgerungen entgegen, die aus den bisherigen Versuchen über den Abnutzungswiderstand von Beton zu entnehmen sind. Es ist mit diesem „Stahlbeton“-Verfahren möglich, einen Belag mit höherer Druckfestigkeit zu erlangen als bei Anwendung von Mörtel aus hochwertigem Zement und Hartgestein. Damit erhöht sich der Abnutzungswiderstand im Sinne der Abb. 1. —

Otto Graf.

Vorkehrungen gegen Wärmeausdehnungen, Verwendung von Gußbeton bei Schleusenbauten. Auf die Rundfrage des „Deutschen Beton-Vereins“ in dieser Sache sind Antworten eingegangen, die in einem Rundschreiben des Vereins wie folgt zusammengefaßt werden:

Die Auffassung geht im allgemeinen dahin, daß die Anordnung von Ausdehnungsfugen bei Schleusenmauern nicht entbehrt werden kann. Aufnahme der Wärmespannungen durch entsprechende Eiseneinlagen würde bei den auftretenden großen Kräften außerordentlich starke Eisenbewehrungen erfordern, auch sind die Kräfte rechnerisch schwer feststellbar. Die Bausausführung bedingt außerdem ohnehin eine Unterteilung in senkrecht geteilte Bauabschnitte, sodaß hier doch Trennungsfugen entstehen würden, wenn die Bewegungen nicht von vornherein auf absichtlich angeordnete Fugen übertragen werden. Bei den sehr langen Schleppzugschleusen namentlich wird bezweifelt, daß ohne Trennungsfugen auszukommen ist; mindestens ist eine Abtrennung der Häupter erforderlich. In besonderen Fällen wird die Berechnung der Eisenquerschnitte ergeben, daß die Länge der Bauteile, die ohne Trennungsfugen ausgeführt werden können, schon aus wirtschaftlichen Gründen begrenzt ist.

Die Ausführung in Gußbeton wird für vorteilhaft gehalten. Frühere Ausführungen dieser Art haben sich mindestens eben so gut wie Stampfbetonausführungen bewährt, und das Gußbeton-Verfahren wird heute bei größeren Schleusenbauten mit Erfolg ausgeübt. Namentlich amerikanische Bauten dieser Art haben die Eignung der Schleusenbauten dargetan. Es erleichtert die Herstellung der Mauern als einheitliche Blöcke, gestattet eine sichere Einbettung zahlreicher Eiseneinlagen, was bei Stampfbeton unmöglich ist. Erforderlich ist aber besondere Sorgfalt bei der Vorbereitung und der Verarbeitung der Materialien. —

Inhalt: Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton. — Torsionsbewehrung. — Vermischtes.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
W. Buxenstein Druckereigesellschaft, Berlin SW.