



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

18. Jahrgang 1921.

NO 4.

### Bemerkenswerte Brückenausführungen des Auslandes in Eisenbeton.

Hierzu die Abbildungen auf S. 29.



Während der Kriegsjahre sind im Ausland eine Reihe bemerkenswerter Eisenbeton-Brückenbauten entstanden, von denen mit Rücksicht auf die schwere Zugänglichkeit der ausländischen Fachliteratur hier einige beschrieben werden sollen. Vorausgeschickt seien einige Beispiele, die durch die besondere Art ihrer Herstellung Interesse bieten.

#### 1. Wiederherstellung der Eisenbeton-Brücke bei Vic-sur-Aisne.

(Nach „Le Génie civil“ 1920, No. 25)

Während des Krieges ist von der Brücke, auf der die Schmalspurbahn von Vic nach Epagny über die Aisne geführt wird, einer der beiden Bögen, die mit je 32,50 m Spannweite den Fluß überschreiten, zerstört worden. Die Brücke ist 1909 gebaut worden und jede ihrer Spannungen wird, wie Abbildung 1 auf S. 26 zeigt,

von 2 Eisenbeton-Bögen von etwa  $\frac{1}{8}$  Pfeil in 3,0 m Abstand getragen, die nach Bauweise Considère in umschürmtem Beton ausgeführt worden sind.

Zerstört worden ist nur der eine Bogen, dessen Trümmer zur Zeit der Wiederherstellung i. J. 1920 noch als wirrer Haufen im Flußbett lagen, sodaß die Aufstellung eines auf Pfählen ruhenden Lehrgerüsts nicht möglich war. Man wählte daher eine völlig freitragende Konstruktion, die auch den Vorzug hat, daß während des Brückenbaues auch schon mit den Räumungsarbeiten vorgegangen werden konnte. Da eine Sprengwerkskonstruktion mit Rücksicht auf den flachen Bogen und den schwachen Zwischenpfeiler kaum möglich gewesen wäre, griff der Unternehmer zu dem Hilfsmittel der Aufhängung der Lehren an Drahtkabeln, die über ein auf dem Zwischenpfeiler bezw. dem Widerlager des eingestürzten Bogens aufgestelltes hölzernes Bockgerüst liefen und einerseits hinter dem Widerlager in einer im Erdreich ruhenden Eisenbetonplatte, andererseits an dem stehengebliebenen Bogen verankert waren. Es ist das eine Hilfskonstruktion, wie sie während des Krieges



Abbildung 2. Aufstellung des Lehrgerüsts.  
Im Vordergrund links der Arm eines Greifbaggers zum Ausräumen des Flußbettes.



Abbildung 3. Fertiges Lehrgerüst.  
Wiederherstellung der Eisenbeton-Brücke Vic-sur-Aisne.

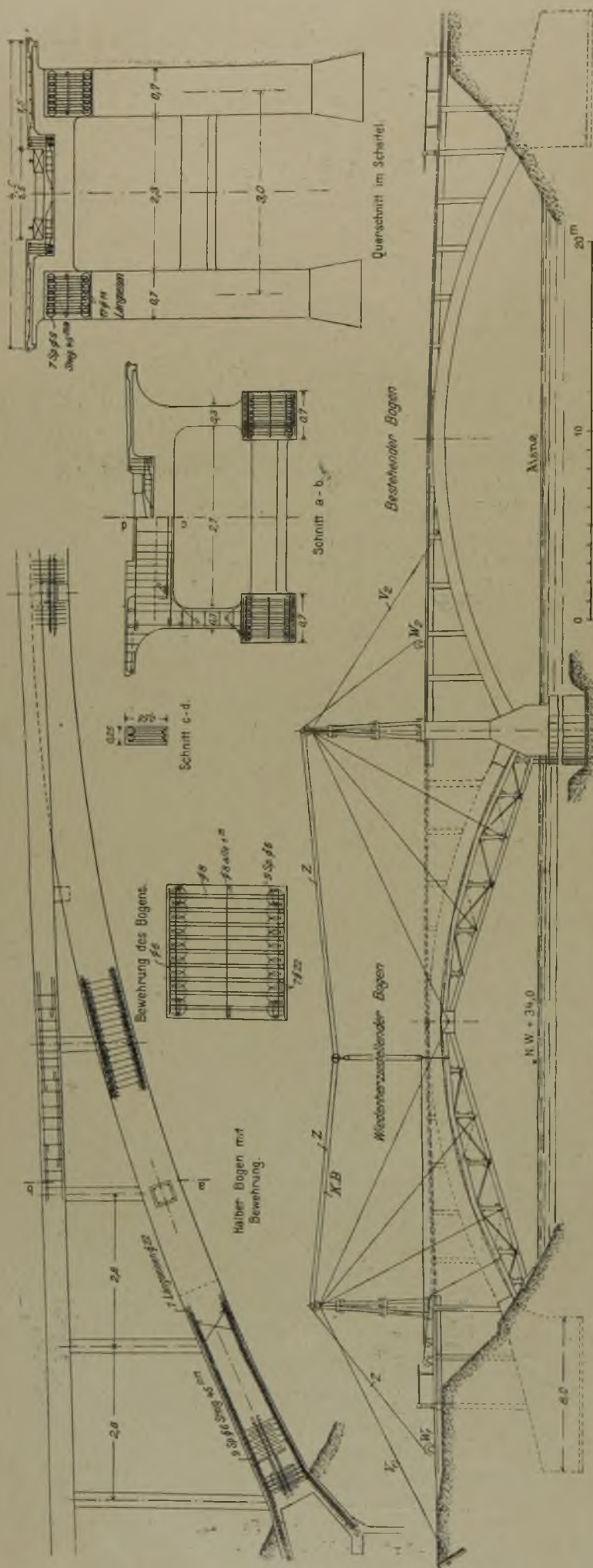


Abbildung 1. Wiederherstellung der Eisenbeton-Bogenbrücke über die Aisne bei Vie-sur-Aisne. System der Brücke und Bauvorgang.

und bei Wiederherstellungsarbeiten in ausgedehntem Maße und mit gutem Erfolg angewendet worden ist.\*) Zur Aufstellung der Lehren und zum Transport der Baustoffe wurde außerdem eine Kabelbahn benutzt, die sich als Auflager der schon erwähnten Bockgerüste bedient.

Jede Bogenrippe wird von 2 Lehren getragen, sodaß also 4 Lehrbögen vorhanden waren, die an 24 Kabeln aufgehängt waren. Jede Lehre besteht aus 2 gleichen Teilen, die am Ufer bezw. auf der Fahrbahntafel des stehengebliebenen Bogens liegend zusammengebaut wurden. Sie wurden dann im Scheitel an der Laufkatze der Kabelbahn aufgehängt, die durch das Zugseil Z und die Winden  $W_1$  und  $W_2$  fortbewegt werden konnte. (Vergl. Abbildung 1.) So wurden die beiden Lehrhälften bis zur Brückenmitte vorwärts bewegt und dann abgelenkt. Die Verankerungen  $V_1$  und  $V_2$  waren dabei schon vorher an den Lehren befestigt und auch die entsprechende Länge abgepaßt, sodaß die Lehren nunmehr durch die Kabel gehalten wurden. Die Lehren jeder Bogenhälfte wurden dann nach der Quere ausgesteift, sie blieben aber während der Herstellung der Schalung und dem Verlegen der Eisen von einander unabhängig (d. h. sie wirkten nicht als Sprengwerke). Die Lehren zeigten dann aber im Scheitel einen Durchhang von 7 cm, der vor Ausführung der Betonierung durch Ankeilen bis auf 2,5 cm zurückgeführt wurde. Da nun aber eine gewisse Wirkung der Lehre als Dreiecksbogen angenommen werden mußte, sind die Felder der Lehre nachträglich noch mit Diagonalen in Holz und Eisen ausgekreuzt worden. Abbildung 2 und 3, S. 25 zeigen die Lehren im Bau und fertig zusammengestellt.

Um eine Ausrüstung der Brücke nach Fertigstellung der Bögen zu ermöglichen, waren die doppelten Verankerungskabel hinter der 15 cm starken Eisenbeton-Verankerungsplatte schleifenförmig zusammengeführt. In der Rundung der Schleife steckte ein halbrundes Holz, zwischen diesem und der Ankerplatte ein Doppelkeil. Es war also einerseits eine gewisse Nachregulierung der Kabel bei der Aufstellung und ein späteres Nachlassen derselben möglich, das ein Ausrüsten der Bögen gestattete, sobald die nachträglich im Scheitel hinzugefügten Keile herausgeschlagen wurden. Die Bogenrippen waren, um Reißbildung bei der Ausrüstung zu verhindern, im Scheitel und am Kämpfer mit vorläufigen Gelenken, Bauart Considère, versehen, die später geschlossen wurden. Die Senkung des von der Lehre freigewordenen Bogens betrug nur noch 4 mm.

2. Wiederherstellung massiv gewölbter Brücken unter Zuhilfenahme von Eisenbetonlehren.

(Annales des ponts et chaussées 1916. Bd. I und Génie civil 1917, S. 227.)

Nach der Marne-Schlacht waren eine Anzahl zerstörter gewölbter Brücken der Ostbahn rasch für den Eisen-

\*) Génie civil 1919, Heft 24 25 gibt eine Reihe solcher Beispiele.

bahnverkehr wieder herzustellen. Es ist dazu mit gutem Erfolg und verhältnismäßig geringen Kosten bei Spannweiten bis zu 20 m vielfach das folgende Verfahren angewendet worden.

Aus alten Eisenbahnschienen (oder auch aus Eisen) wurden auf kaltem Wege der Form des Gewölbes entsprechende Lehren gebogen, die in 50 cm Abstand sich zwischen die Widerlager oder stehengebliebenen Gewölbestümpfe einpaßten. Sie wurden ohne Gerüst mit Hilfe von Kabelkranen versetzt und zwar in einigen Zentimetern Abstand von der inneren Leibung des Gewölbes. Sie wurden dann noch durch ein Netz von Eisenstäben verbunden und dann in fettem Beton gebettet, sodaß eine Eisenbeton-Lehre entstand, die nach 10 Tagen Erhärtung stark genug war, um als Lehre für das eigentliche Gewölbe zu dienen, das dann entweder in Ziegeln, meist aber in Stampfbeton mit Eiseneinlagen hergestellt wurde.

Man stampfte diese Gewölbe aber nicht in parallelen Ringen, sondern in querdurchlaufenden Blöcken von 1 m Breite ein, die abwechselnd zu  $\frac{1}{3}$  und  $\frac{2}{3}$  der Gewölbstärke durchgingen, sodaß also die beiden Gewölberinge mit Verzahnung in einander greifen. Die Reihenfolge des Stampfens der Blöcke wurde dabei so gewählt, daß die Lehre stets eine symmetrische Belastung erhielt und sich nicht stark deformierte. In die Fugen der Blöcke wurden dabei durchlaufende Rundisen und in die Fugen der Schichten Bügel eingebettet, sodaß schließlich ein fest zusammenhängendes Gewölbe entstand. Diese Ausführungsweise gestattete ein sehr rasches Arbeiten und stellte sich billiger als die Ausführung mit Holzlehren.

Nach dieser Bauweise wurde z. B. eine Brücke über die Meurthe mit 2 Gewölben zu je 18,35 m Spw. hergestellt. Die Trageisen der Lehren wurden aus alten Schienen von 30 kg/m Gewicht zusammen genietet und in Abständen von 0,50 m von einander und in 5 cm Abstand von der Innenkante Gewölbe verlegt. Zwischen die Schienen wurden nach der Quere Stäbe von 15 · 15 mm Querschnitt gespannt und über diese parallel zum Bogen verlaufende Rundisen von 15 mm gestreckt nach Art einer Plattenbewehrung. Der Beton bestand aus 400 kg/m<sup>3</sup> Zement, 0,45 m<sup>3</sup> Sand, 0,80 m<sup>3</sup> Kies. Die Betonierung erfolgte zuerst im Scheitel und an den Kämpfern, dann dazwischen.

An einem einzigen Vormittag wurde die Betonlehre für die beiden eingleisigen Bögen hergestellt. Die Schalung war mit Bügeln an den Schienen aufgehängt. Während der 10-tägigen Erhärtung des Bogens wurde die Betonblock-Teilung auf der Lehre aufgerissen und wurden die Eisen, wie oben beschrieben, verlegt. Die Betonierung jedes Gewölbes erforderte 2 zehnstündige Arbeitstage. —

### 3. Ersatz einer eisernen Straßenbrücke durch eine Eisenbeton-Bogenbrücke in Indien.

(Nach „The Engineer“ 1916, S. 132.)

Ueber den Parappar-Fluß in Indien führte eine eiserne Straßenbrücke mit über der Fahrbahn liegenden Fachwerkträgern, die dem schweren, aus dem Forstbetrieb herrührenden Verkehr nicht mehr gewachsen war und daher gleich anderen Brücken derselben Straße durch eine Eisenbeton-Brücke ersetzt werden sollte. Da reichliche Höhe vorhanden war, konnte eine unter der Fahrbahn liegende Bogenbrücke, getragen von 2 Bogenrippen hergestellt werden, deren Gesamterschließung Abbildung 4, S. 29 wiedergibt. Die Rippen haben 48,8 m Spannweite, sind 0,61 m breit und haben 0,99 m Scheitel-, 1,91 m Kämpferstärke. Die Fahrbahnplatte hat 20 cm Stärke, die Längsträger über den in 3,05 m Abstand stehenden Pfosten haben 35,5 zu 25,5 cm Querschnitt, ebenso viel die Querträger. Die Brückenbreite zwischen den Geländern ist 4,26 m. Berechnet ist die Brückenbahn für 390 kg/m<sup>2</sup> gleichmäßige Last bzw. eine 15 t schwere Straßenlokomotive mit einem angehängten Zug von Holzwagen.

Die Brücke übersetzt außerdem einen Gebirgsstrom mit häufigen, rasch anwachsenden Hochwassern, sodaß der Einbau von festen Rüstungen bedenklich er-

schien, umso mehr als die abgelegene Gegend die dauernde Anwesenheit eines erfahrenen Ingenieurs am Platz nicht gestattete. Das Vorhandensein der eisernen Brücke legte die Möglichkeit nahe, die Lehren zur Herstellung der Bogenrippen an der Eisenkonstruktion aufzuhängen. Die Berechnung ergab aber, daß die Brücke zum Tragen der ganzen Last während der Ausführung zu schwach war.

Man verwendete daher die eiserne Brücke nicht zur Herstellung der endgültigen schweren Brückenrippen selbst, sondern nur zur Herstellung leichter Eisenbetonlehren, die nach ihrer Erhärtung selbst im Stande waren, die Last der endgültigen Rippen zu tragen, und die eisernen Brückenträger nur noch zur Aussteifung des sonst unter dem Einfluß der Belastung bei Ausführung der Bogenrippen verschieblichen elastischen Systemes benutzten.

Abbildung 5 und die Aufnahme während der Ausführung, Abbildung 6, S. 29 lassen dieses Verfahren erkennen. Danach sind an den Querträgern der Eisenbrücke mit je 4 Bolzen für jede Bogenrippe zunächst Holzquerträger aufgehängt, die einerseits die Schalung für die Einbetonierung der Eisenbetonlehre, andererseits leichte Laufstege tragen. Dann wurden bei möglichst gleichmäßiger und vorsichtiger Aufbringung der Last zunächst die leichten, ebenfalls Bogenform zeigenden

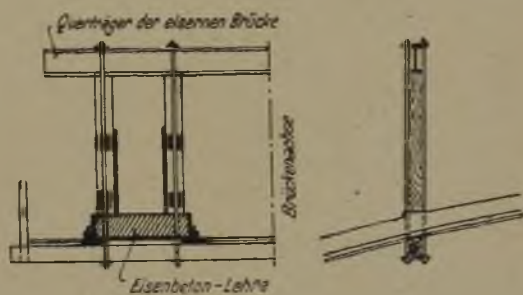


Abbildung 5. Ausführung mit an der vorhandenen eisernen Eisenbrücke aufgehängter Eisenbeton-Bogenlehre.

Eisenbetonlehren betoniert. Nach ihrer Erhärtung wurden die Schalkasten für die endgültigen Rippen auf ihnen aufgesetzt, gleichzeitig aber zwischen den Hängestangen zwischen Rücken der Lehre und Unterseite der eisernen Querträger Holzpfosten eingekleimt. Wenn nun eine Neigung zur Deformation der Bogenlehre durch nicht ganz gleichmäßige Last auftritt, so übertragen diese Pfosten Druck auf den alten, eisernen Brückenträger, der damit also die Rolle eines Versteifungsträgers übernimmt. Diese aufwärts gerichteten Kräfte ließen sich bei sorgfältiger Lastverteilung bei der Betonierung in solchen Grenzen halten, daß sie ohne Schaden von den Fachwerkträgern aufgenommen werden konnten.

Die Eisenbetonlehren wurden in 2 Tagen betoniert. Sie hatten dann 2 Monate Zeit zum Abbinden, während die Schalung für die endgültigen Rippen und die Eisenbewehrung fertig gestellt wurde. Der Rücken der Eisenbetonlehre wurde sorgfältig geglättet und geölt, um ein Anbinden der endgültigen Rippen zu verhindern. Den endgültigen Rippen ließ man wieder 1 Monat Erhärtungszeit vor weiterem Aufbau.

Die Ausrüstung wurde in der Weise bewirkt, daß man die seitlich über die endgültigen Rippen vorstehenden dünnen Lehren im Scheitel antrieb und so lange schwächte, bis sie unter dem Einfluß ihres eigenen Gewichtes (nach vorheriger Beseitigung der Hängestangen usw. natürlich) zusammenknickten und in den Fluß abstürzten.

Die ganzen Arbeiten ließen sich mit wenig geübten Kräften und mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse in verhältnismäßig kurzer Zeit und mit mäßigen Kosten durchführen.

In einigen weiteren Aufsätzen soll über neue Brückenbauten in Eisenbeton, die sich durch Größe der Spannweite oder Kühnheit der flachen Spannung oder sonstwie in konstruktiver Beziehung auszeichnen, berichtet werden. —

Fr. E.

## Eisenbeton-Brunnenkranze für Brunnengründungen beim Bau der Pariser Untergrundbahnen.



In der französischen Zeitschrift „Annales des ponts et chaussées“ 1920, Heft V wird über interessante Gründungen dieser Art berichtet. In dem einen Fall handelt es sich um die Herstellung des Zuganges zu einem Bahnhof, der mit Schienenoberkante 24,82 m unter Straße liegt. Ein Aufzugsschacht von 4·4 m Querschnitt und ein Luftschacht von denselben Abmessungen wurden zu einem durch Zwischenwand geteilten Brunnen rechteckigen Querschnittes von 10,5·6 m zusammengefaßt. Um diesen Schacht windet sich dann noch eine Treppe von 2,75 m Breite. Die Bodenschichten bestehen, von oben gerechnet, aus 5 m sehr feinem Sand, der in den unteren 2 m stark von Wasser durchsetzt ist und Tribsand-Charakter besitzt, darunter kommt eine 3 m-Schicht weicher Mergel, dann 6 m Kalktuff, darunter fester Ton, der den Gips überlagert, der den tieferen Untergrund von Paris bildet. Bis zu 17,27 m Tiefe, d. h. 2 m in den festen Ton hinein, sollte der Brunnen abgesenkt, der Rest des Schachtbaues und der Tunnel selbst im Schacht- und

Durch die oberen Schichten bis auf den Kalktuff ging die Absenkung leicht und regelmäßig vor sich unter Benutzung eines Greifbaggers. Mittels elektrischer Pumpe ließ sich der Brunnen leicht ausschöpfen. Der Kalktuff setzte größeren Widerstand entgegen. Hier mußten die Schneiden unterminiert werden, worauf der Brunnen ruckweise um die entsprechende Höhe nieder ging. Eine Schrägstellung des Brunnens nach einer alten Grube zu wurde durch entsprechende entgegengesetzte Steifung am oberen und unteren Ende einer Wand und durch etwas stärkere Mauerung der einen Brunnenwand bei Schwächung der anderen soweit ausgeglichen, daß der auf 17 m abgesenkte Brunnen nur 9 cm Abweichung von der Lotrechten zeigte. Im Ton ging die Absenkung wieder regelmäßiger vor sich. Am Schluß der Absenkung war der Reibungswiderstand so groß, daß er das ganze Brunnengewicht trug. (Das entspricht einer Reibung von 20 kg/qm äußerer Brunnenoberfläche.) Aus kräftigen, wagrechten Rissen im oberen, im Tribsand steckenden Teil des Brunnens gegen Schluß der Absenkung war zu schließen, daß hier die Reibung besonders groß war. Durch Zementeinspritzung wurden die Risse geschlossen und auf der Innenseite des Brunnens noch die Risse übergreifende Verankerungen mit 30 mm-Eisen angebracht, um den Brunnen wieder zusammen zu halten.

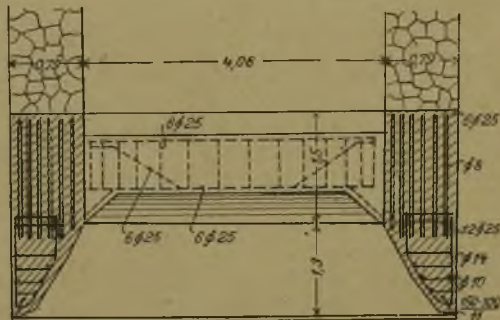


Abbildung 2. Ausbildung des Eisenbeton-Brunnenkranzes des Hauptschachtes in Abbildung 1.

Abbildung 1a und b. Oberes Brunnende mit dem Hauptschacht einfassenden L-Brannen für den Treppenlauf.

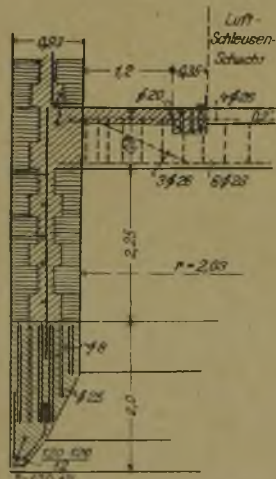
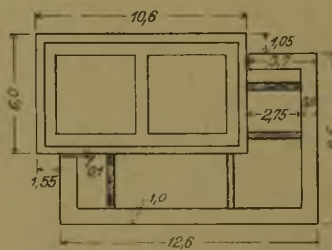
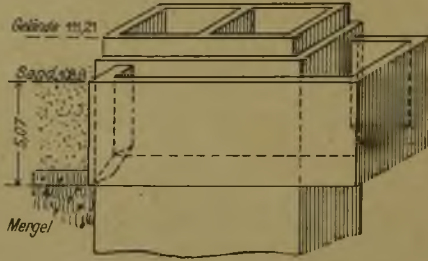


Abbildung 3 (rechts). Herstellung eines Pumpenschachtes ovalen Querschnittes durch Absenkung eines Brunnens mit Luftdruck.

Abbildung 4. Brunnenschneide und Arbeitskammer zu Abbildung 3.

Eisenbeton-Brunnenkranze bei Brunnengründungen beim Bau der Pariser Untergrundbahnen.

Der Brunnen wurde nun mit Betonsäulen von 8,5 m Höhe an den vier Ecken unterfangen und im festen Ton dann ohne Schwierigkeit das Tunnelstück hergestellt, auf dem der Schacht aufsetzt.

Die beabsichtigte Ausführung der Treppenläufe erwies sich aber im oberen Teil als unausführbar, da durch die Löcher in der Brunnenwand nicht nur Wasser, sondern auch Boden in solcher Menge eindrang, daß man sie schleunigst wieder schließen mußte, um nicht Absenkungen in der Nachbarschaft zu erhalten. Man mußte hier ebenfalls zur Absenkung eines Brunnens auf 5 m Tiefe greifen, der aber im Querschnitt nicht ein geschlossenes Rechteck war, sondern offene L-Form hatte (Abbildung 2). Die offene Seite umfaßte den fertigen Schacht, die kurzen Schenkel stützten sich gegen dessen Wände. Es wurde dabei aber eine mit Stroh und Lehm sorgfältig verstopfte Fuge von 10 cm Stärke gelassen, die das

Wasser abhalten sollte. Um die Reibung am fertigen Schacht zu verringern, wurden zwischen die Wände des neuen Brunnens und des alten Schachtes Holzsteifen gesetzt, die nach jedem Absenkungsabschnitt wieder eingesetzt wurden. Es gelang, diesen ungewöhnlich geformten Brunnen mit 0,31 m Absenkung in 10 Arbeitsstunden ohne Gefahr bis in den dichten Mergel hinauszubringen. Der untere Teil des Treppenlaufes ließ sich dann im Trocknen ausbrechen und bis zur Tunnelsohle herabführen. Die Gesamtkosten dieser Arbeit haben 210 000 Frs. betragen.

An anderer Stelle der Untergrundbahn ist ein ovaler Brunnen von 5,56·4,05 m innerem Durchmesser und 93 cm Wandstärke, der später als Pumpenschacht zu dienen hat, bis auf 18,45 m Tiefe abgesenkt worden. Da hier mit stärkerem Wasserandrang wegen der Nähe der Seine, die hier vom Tunnel gekreuzt wird, zu rechnen war, wurde in Höhe des zukünftigen Fußbodens der Pumpenkammer eine Decke eingebaut und der Brunnen mit Luftdruck abgesenkt. Der Brunnenkranz hat hier 2 m Höhe, während die Höhe der Arbeitskammer 4,45 m ist (mit Rücksicht auf die spätere Verbindung unter dieser Decke mit der Tunnelröhre der Bahn). Berechnung und Bewehrung ist nach demselben

Stollenbau ausgeführt werden. Nach Absenkung des Brunnens wollte man durch Löcher in diesem das Wasser abziehen und dann im Trocknen die außen um den Schacht verlaufenden Treppenläufe herstellen.

In Ausführung dieses Bauprogrammes wurde die Baugrube zunächst bis 1,5 m über Grundwasser ausgeschachtet und auf ihrer Sohle der Brunnenkranz hergestellt, der einschließlich der Schneide 2,8 m Höhe erhielt bei 0,97 m Breite, entsprechend der Stärke der gemauerten Brunnenwand. (Abbildung 1.) Die 10,5 m langen Brunnenkranzseiten wurden als Balken so berechnet und bewehrt, daß sie auf volle Länge freitragend das Mauerwerksdreieck tragen können, das entsteht, wenn sich bei ungleichmäßiger Setzung des Brunnens von den Ecken unter 45° geneigte Risse bilden würden. Die Balken haben 12 untere, z. T. nach den Enden aufgebogene Rundeisen von 25 mm Durchm. und 6 obere gleicher Stärke, verbunden durch 8 mm Bügel erhalten. Die kurzen Seiten des Kranzes sind ähnlich ausgebildet, die Zwischenwand wird von einem Eisenbetonbalken getragen. In 2 m Abstand sind außerdem Lotrechte 15 mm-Eisen angeordnet, die 6 m hoch als Anker in das Mauerwerk des Brunnens eingreifen.

Prinzip erfolgt wie im ersten Fall. Die Arbeitskammerdecke, die ebenfalls in Eisenbeton ausgebildet ist, wurde für 13 000 kg/qm Auflast von oben und 5000 kg/qm Druck von unten nach oben berechnet. Die Brunnenwand war hier in Ziegelblock-Verblendung mit Betonkern ausgeführt. In der Höhe der Arbeitskammer wurden in diesen Kern noch Ringanker eingelegt. (Vergl. die Uebersicht Abb. 3 und den Schnitt durch den unteren Teil des Brunnens Abb. 4.)

Die Absenkung mußte hier mit großer Vorsicht erfolgen im unteren Teil, weil der Brunnen unmittelbar ueben dem mit Gußeisen ausgekleideten Tunnel herabzuführen war. Schwierigkeiten bot auch die Herstellung der Querverbindung vom Schacht zum Tunnel, wobei ein zu großer Verlust von Druckluft, sowie die Gefahr des Eindringens größerer Wasser- und Bodenmassen vermieden werden mußte. Man hat zu dem Zweck in umfangreicherer Weise von

der Empressung von Zement in den umgebenden Untergrund Gebrauch gemacht und hat damit guten Erfolg erzielt.

Ein besonderer Umstand war noch nach Herstellung der Schachtsohle zu berücksichtigen. Mit dem Moment des Schlusses des Bodens hörte das Entweichen von Druckluft unter der Brunnenschneide auf. Infolge dessen sammelten sich auf der Schachtsohle reichlich Kohlenoxydgase an, trotzdem man durch die Luftschleuse ab und zu Luft entweichen ließ. Man verlängerte daher das Luftzuführungsrohr durch ein angesetztes Stahlrohr bis in die Arbeitskammer hinein, um so frische Luft bis zur Arbeitssohle herabzuführen. Der Verfasser M. Suquet, Chefingenieur der Brücken und Wege, hält das auch für ein geeignetes Hilfsmittel für gewöhnliche Luftdruckkassons zur Verhütung von Erkrankungen infolge der Luftverschlechterung während der Auffüllung der Arbeitskammer mit Beton. —

### Zementpreis und Teuerung im Wohnungsbau.



In No. 52 und 53. Jahrg. 1920 der Zeitschrift „Zement“ wird unter Beigabe genauer Zahlen und Tabellen die Frage untersucht, ob der gegen den Zement erhobene Vorwurf, daß er in hervorragendem Maße an der Teuerung im Baugewerbe schuld sei und daß im Besonderen die Baukosten durch seinen hohen Preis derart verteuert würden, daß es nahezu unmöglich geworden sei, die der Volksgesundheit immer gefährlicher werdende Wohnungsnot zu lindern, berechtigt ist. Um diese Frage beantworten zu können, wird am Beispiel des Kleinhauses untersucht, ob im Zement oder in welchen sonstigen Ursachen die gegenwärtige Ueberteuering begründet ist und ob der Zementpreis an und für sich von ausschlaggebender Bedeutung für die Baukosten ist. Es wird von Interesse sein, aus diesen Ausführungen die Ergebnisse hier mitzuteilen, während bezüglich der Einzelzahlen auf die Veröffentlichung selbst verwiesen werden muß.

Die Baukosten setzen sich zusammen aus dem Aufwand für die benötigten Baustoffe, den Arbeitslöhnen, den allgemeinen Geschäftskosten, dem Unternehmergewinn. Da diese sich mit den örtlichen Verhältnissen ändern, ist der zahlenmäßige Vergleich für Baustellen in Berlin bei mittelmäßig günstiger Zufahrtslage (etwa 800 m vom nächsten Güterbahnhof) durchgeführt.

Der Verfasser betrachtet dann zunächst die Steigerung der Baustoffpreise an sich (frei Eingangsbahnhof) und zwar vom Juli 1914 bis November 1920 und kommt für Zement zu einer solchen um 917% (von 4,15 M. auf 42,20 M. einschl. Verpackung). Unter dieser Steigerung blieben von den übrigen üblichen Baustoffen nur Kies mit 78,5, Sand mit 76,5%, hier ist aber zu berücksichtigen, daß bei dem Preis dieser Baustoffe etwa 60% des Gesamtwertes auf die Transportkosten fallen, die bei den übrigen nur einen geringen Anteil am Gesamtwert haben, sodaß die Steigerung des Baustoffpreises an sich für Kies und Sand entsprechend höher (1270 und 1230%) angesetzt werden müßte. Für Schlacke, die vor dem Kriege als Abfallprodukt zu einem Preise abgegeben wurde, der nur etwa die Frachtkosten deckte, ergibt sich eine Preissteigerung um 1000%, während die Fracht selbst nur um etwa 300% gestiegen ist. Der Preis gebrannter Hintermauerungssteine ist um 1592, von Kantholz um 1525, von Runderisen um 2542% gestiegen. Die Kosten der Anfuhrslöhne einschl. Auf- und Abladen sind für Ziegel um 1046% am wenigsten, demnächst für Zement um 1060, für Sand und Kies am höch-

sten um 1270% gewachsen. Die Arbeitslöhne für Maurer- und Bebauungsarbeiten erforderlichen Bauar-



Abbildung 5. Ausführung der Eisenbeton-Lehre.



Abbildung 4. Fertige Eisenbeton-Bogenbrücke über den Parappar-Fluß (Indien).  
Bemerkenswerte Brückenausführungen des Auslandes in Eisenbeton.

beiter sind um das 7,5—12,5 fache gestiegen. Der Höchstsatz gilt für den ungelerten Bauarbeiter. Hier steht dem Vorkriegspreis von 0,53 M./St. ein solcher von 6,60 M./St. gegenüber. Die verringerte Arbeitsleistung ist dabei noch nicht berücksichtigt.

Die Unkosten und der Gewinn werden durch einen Aufschlag auf die aus Baustoffpreisen und Arbeitslöhnen sich ergebenden Herstellungskosten bestimmt. Die Höhe des Prozentsatzes ist ungefähr die gleiche geblieben wie vor dem Kriege. Er ist für die Baustoffe mit je 6% des Preises, für Arbeitslöhne mit 20% für die Unkosten, 10% für den Gewinn eingesetzt.

Auf Grund dieser Annahme sind dann die Kosten der hauptsächlichsten Bauteile, bei denen Zement in Anwendung kommt, berechnet worden, d. h. für Mauerwerk verschiedener Bauweisen, für Mauern und Fundamente; für Schornsteinkästen; für Fußböden in Kellern; Waschkücheln; Ställen; für Sohlbänke aus Beton und Sockelputz; schließlich für Betontreppen.

Bei der Untersuchung der Kosten des Mauerwerkes wird Ziegelmauerwerk mit Kalkmörtel in Vergleich gestellt mit Plattenwänden und Vollmauerwerk in Beton als den beiden hauptsächlichsten Typen dieser Bauweise. Für 19<sup>m</sup> 38<sup>cm</sup> starke Ziegelmauer wird eine Steigerung der Herstellungskosten um 1250% ermittelt, woran die Baustoffe mit 58, die Löhne mit 42% beteiligt sind. Im Durchschnitt wird die Preissteigerung bei den hier in Betracht kommenden Baustoffen mit 1530%, für die Löhne desgl. mit 980% angegeben. Bei schwächeren Mauern ist die Steigerung etwas geringer.

Für Betonplatten und Formsteinwände ist eine Gesamt-Wandstärke von 30<sup>cm</sup>, mit einer doppelten Schale aus Schlackenbeton von 6,5<sup>cm</sup>, verbunden durch Betonstege, die etwa 15% der Wandfläche ausmachen, und mit Schlacke ausgefüllt, zu Grunde gelegt. Es wird angenommen, daß die Platten wie üblich, an der Baustelle unter Verwendung des dort gefundenen Sandes hergestellt werden. Die Steigerung der Baukosten wird dann zu 1180% ermittelt, wovon nur 21% auf die Baustoffe, 79% auf die Arbeitslöhne entfallen. Im Durchschnitt wird der Preiszuwachs für die Baustoffe auf 962% für die Arbeitslöhne auf 1050% ermittelt. Weitere Tabellen sind gegeben für Betonvollmauerwerk und zwar für Formsteinwände und Gußbeton-Mauerwerk. Bei allen diesen eigentlichen Zementbauweisen macht der Preisanteil des Zementes im Höchstfalle noch nicht 16% der Wandbaukosten aus. Da die Zunahme des Zementpreises hinter der der übrigen Baustoffe zurückbleibt und auch hinter der Zunahme der ganzen Mauerbaukosten, so wirkt er auf diese verbilligend und nicht verteuern. Bei den Betonbauweisen spielt der Anteil der Löhne eine gewaltige Rolle. Er schwankt zwischen 70 und 80%. Außerdem

ist der Preiszuwachs der Arbeitslöhne größer als der der Baustoffe, besonders auch des Zementes, die hohen Löhne in Verbindung mit der geringen Arbeitsleistung tragen daher nach dem Verfasser die Hauptschuld an den hohen Baukosten.

In gleicher Weise werden die Preisverhältnisse der übrigen erwähnten Bauteile untersucht. Auch hier ergibt sich der Schluß, daß die prozentuale Preiszunahme des Zementes fast ausnahmslos geringer ist als die Preissteigerungen auf allen anderen Gebieten, die zur Bildung der Baukosten beitragen.

Zum Schluß wird noch untersucht, in welcher Menge der Zement bei einem Bau überhaupt Verwendung findet, um dem Einfluß seiner Preiserhöhung auf die Baukosten noch weiter nachzugehen. Es wird hier zur Erläuterung das Beispiel eines Kleinhauses gewählt, das in seinen Abmessungen den Vorschriften entspricht, die für die Gewährung des staatlichen Zuschusses vorgeschrieben sind, d. h. es ist eine Wohnfläche von 70 q<sup>m</sup> und ein umbauter Raum von 285 cb<sup>m</sup> zugrunde gelegt. Rechnet man nach den Verhältnissen vom November v. J. mit 210 M. für 1 cb<sup>m</sup> umbauten Raumes, so stellt das Gebäude einen Wert dar von 59 850 M. und es betragen die Zementkosten bei Ziegelbauweise noch nicht 0,6%, bei Zementplattenbauweise 7,3, bei Gußbetonbauweise 6,0%. Die Baukosten werden also in keiner Weise ausschlaggebend durch den Zement beeinflußt.

An einem praktisch ausgeführten Beispiel in der Nähe Berlins, wo 6 größere Doppelwohnhäuser in Beton hergestellt worden sind mit je 456 cb<sup>m</sup> umbauten Raumes, wird dann das Verhältnis der Zementkosten zu den gesamten Baukosten noch einmal nachgerechnet. Auf jede Wohnung kamen 1500 kg Zement, deren Kosten 7,1% der Baukosten ausmachen, was etwa der obigen Rechnung entspricht.

Man kann demnach also keinesfalls sagen, daß der Zementpreis den Wohnungsbau unmöglich mache. Denn selbst eine wesentliche Verbilligung des Zementes um vielleicht 50% würde die Baukostensumme kaum merklich herabdrücken, während eine Herabsetzung der Arbeitslöhne um das gleiche Maß ganz wesentlich mit-sprechen würde.

### Berechnung von Plattenbalken, bei welchen die Nulllinie in den Steg fällt, bei gegebener Balkenhöhe.

Von Ingenieur Paul Grumbolat, Kattowitz O.-S.



isweilen ist bei Plattenbalken aus Forderungen der Gesamtkonstruktion eine bestimmte Balkenhöhe von vornherein festgelegt. Besonders häufig findet sich dieser Fall bei Brückenbalken, deren Konstruktion durch die Straßenhöhe und das Durchflußprofil bestimmt wird. Man ist in diesem Fall dann auf Proberechnungen angewiesen, um den Eisenquerschnitt zu finden, der die gewünschten Eisenspannungen voll ausnützen läßt. Im Folgenden ist daher eine einfache Gleichung abgeleitet, welche den Eisenquerschnitt unter vollster Ausnützung der angenommenen Spannung unmittelbar aus dem Biegemoment, der gegebenen Balkenhöhe und dem gleichfalls bekannten Plattenquerschnitt bestimmt.

Wird unter Beibehaltung der sonst üblichen Bezeichnungen  $h - a = z$  gesetzt, so ist wie bekannt

$$x = \frac{\frac{bd^2}{2} + n f_e z}{bd + n f_e} + \frac{bd^2 + 2n f_e z}{2(bd + n f_e)}$$

Bezeichnet ferner  $r$  den Ausdruck  $\frac{z}{d}$ , so ist also  $r = \frac{z}{d}$

und  $z = rd$ , mithin

$$x = \frac{bd^2 + 2n f_e rd}{2(bd + n f_e)} = \frac{d(bd + 2n r f_e)}{2(bd + n f_e)}$$

Dann berechnet sich weiter

$$\begin{aligned} h - a - x + y &= z - x + x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = rd - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} \\ &= rd - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6 \left\{ \frac{d(bd + 2n r f_e)}{bd + n f_e} - d \right\}} \\ &= rd - \frac{d}{2} + \frac{d}{6 \left\{ \frac{bd + 2n r f_e}{bd + n f_e} - 1 \right\}} \\ &= \frac{d}{2} \left\{ 2r - 1 + \frac{bd + n f_e}{3(bd + 2n r f_e - bd - n f_e)} \right\} \\ &= \frac{d}{2} \left\{ 2r - 1 + \frac{bd + n f_e}{3n f_e(2r - 1)} \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{d \left\{ 6n r f_e(2r - 1) - 3n f_e(2r - 1) + bd + n f_e \right\}}{2 \left\{ \frac{3n f_e(2r - 1)}{d(12n r^2 f_e - 6n r f_e - 6n r f_e + 3n f_e + bd + n f_e)} \right\}} \\ &= \frac{d}{2 \left\{ \frac{3n f_e(2r - 1)}{d} \right\}} \\ &= \frac{d}{6n f_e(2r - 1)} \left\{ 12n r^2 f_e - 12n r f_e + 4n f_e + bd \right\} \\ &= \frac{d}{6n f_e(2r - 1)} \left\{ 4n f_e(3r^2 - 3r + 1) + bd \right\}. \end{aligned}$$

Wie bekannt ist

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e(h - a - x + y)}, \text{ also } f_e = \frac{M}{\sigma_e(h - a - x + y)}$$

(1) Bezeichnet nun  $m = \frac{M}{\sigma_e}$ , so wird

$$f_e(h - a - x + y) = \frac{m}{\sigma_e} = m$$

und unter Einsetzung des oben für  $h - a - x + y$  errechneten Ausdruckes wird

$$\begin{aligned} & \frac{d f_e}{6n f_e(2r - 1)} \left\{ 4n f_e(3r^2 - 3r + 1) + bd \right\} = m \\ & 4n f_e(3r^2 - 3r + 1) + bd = \frac{6n(2r - 1)m}{d} \\ & 4n f_e(3r^2 - 3r + 1) = \frac{6n(2r - 1)m - bd^2}{d} \\ & f_e = \frac{6n(2r - 1)m - bd^2}{4nd(3r^2 - 3r + 1)} \end{aligned}$$

und durch die Zahl 6 vereinfacht wird die Gleichung

$$f_e = \frac{n(2r - 1)m - 0,166bd^2}{2nd(r^2 - r + 0,333)}$$

Wird nun noch  $n = 15$  eingesetzt und die Plattenbreite  $b$  in  $m$  ausgedrückt, so ergibt sich als Schlußgleichung

$$(2) \quad f_e = \frac{(2r - 1)m - 1,11bd^2}{2d(r^2 - r + 0,333)} \quad (b \text{ in } m).$$

Da die Eisenspannung in dem Ausdruck (1)  $m = \frac{M}{\sigma_e}$

berücksichtigt ist, so gilt die vorstehende Gleichung ganz allgemein für jedes beliebig gewählte  $\sigma_e$ .

Dieser hierdurch ermittelte Wert  $f_e$  stellt den höchsten Grenzwert des Eisenquerschnitts dar, welcher bei der gegebenen Balkenhöhe die gewünschte Grenzspannung des Eisens gerade erreicht. Es bleibt dann aber weiter noch stets zu untersuchen, ob die zulässige Betondruckspannung nicht überschritten wird. Eine Gleichung für  $\sigma_b$  läßt sich unter Benutzung des oben für  $x$  errechneten Wertes leicht aus dem Ausdruck

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e x}{n(h-a-x)} = \frac{\sigma_e x}{n(z-x)} \text{ ableiten.}$$

$$d(bd + 2nr f_e) \sigma_e$$

$$\sigma_e = \frac{2n(bd + n f_e) \left( r d - \frac{d(bd + 2nr f_e)}{2(bd + n f_e)} \right)}{d(bd + 2nr f_e) \sigma_e}$$

$$= \frac{n \{ 2rd(bd + n f_e) - d(bd + 2nr f_e) \}}{(bd + 2nr f_e) \sigma_e}$$

$$= \frac{n(2rbd + 2nr f_e - bd - 2nr f_e)}{(bd + 2nr f_e) \sigma_e}$$

$$(3) \quad \sigma_b = \frac{nbd(2r-1)}{nbd(2r-1)}$$

Indem man also das für die Berechnung von  $f_e$  gewählte  $\sigma_e$ , sowie den aus der Gleichung (2) für  $f_e$  ermittelten Wert einsetzt, findet man, wenn  $b$  und  $d$  in cm ausgedrückt werden, die sich ergebende größte Betondruckspannung.

Es wird nun aber erwünscht sein, feststellen zu können, ob die gegebene Balkenhöhe für ein gewähltes  $\sigma_e$  überhaupt genügend groß ist, um die Betondruckspannung in der vorgeschriebenen Grenze zu halten, ohne erst zuvor den Eisenquerschnitt zu berechnen zu brauchen. Für diesen Fall, bei welchem sich  $\sigma_b$  sofort aus dem Biegemoment und dem gewählten  $\sigma_e$  bei einem hierdurch zwangsweise festgelegten  $f_e$  bestimmen läßt, errechnet sich die Gleichung aus dem Ausdruck (3), wenn man in diesem für  $f_e$  den unter (2) berechneten Wert einsetzt. Also wird

$$\sigma_b = \frac{\left\{ bd + \frac{2nr[m(2r-1) - 1,11bd^2]}{2d(r^2 - r + 0,333)} \right\} \sigma_e}{nbd(2r-1)}$$

$$= \frac{\left\{ bd + \frac{2nr[6n(2r-1)m - bd^2]}{4nd(3r^2 - 3r + 1)} \right\} \sigma_e}{nbd(2r-1)}$$

### Vermischtes.

Die endgültige Tagesordnung für die 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 9.—11. März d. J. in Berlin unterscheidet sich von der in No. 3 der „Mitteilungen“ veröffentlichten vorläufigen Tagesordnung nur in den Vorträgen am 3. Tag. Anstelle von No. 12, Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Kisso, tritt ein Vortrag des Direktors Dipl.-Ing. Karl Weidert, Vorstandsmitglied der Eisenbeton-Schiffbau-A.-G., Bremen über: Erfahrungen und Fortschritte im Eisenbetonschiffbau (mit Lichtbildern). Als neue No. 13 schiebt sich ein der Vortrag des Hrn. Direktor Dr.-Ing. H. Marcus der Fa. Huta, Hoch- und Tiefbau-A.-G., Breslau über: „Neuere Ausführungen von trägerlosen Pilzdecken“ (mit Lichtbildern), während der Vortrag des Hrn. Dir. Dr.-Ing. K. W. Mautner ausfällt. —

Eine Angliederung des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ an das Reichsverkehrsministerium erscheint als dringend wünschenswert, nachdem die preuß. Wasserbauverwaltung, der bisher die geschäftliche Leitung und Federführung dieses Ausschusses übertragen war, an das Reichsverkehrsministerium zum 1. April d. J. übergegangen sein wird, soweit die Wasserstraßen in Betracht kommen. Der Ausschuß ist zwar s. Zt. vom preuß. Ministerium der öffentl. Arbeiten einberufen worden, es haben ihm aber von vornherein Vertreter der Reichs- und Staatsbehörden der verschiedenen früheren Bundesstaaten, sowie sämtlicher staatl. Versuchsanstalten und der großen Fachvereine der in Betracht kommenden Industrien angehört. Dementsprechend haben auch die von ihm aufgestellten Eisenbeton-Bestimmungen in allen Ländern Anerkennung gefunden, sodaß man von Deutschen Bestimmungen reden kann. Eine Angliederung an ein anderes preuß. Ministerium, wie z. B. an das Wohlfahrtsministerium, dem die Baupolizei unterstellt ist, würde sich daher nicht empfehlen, umso mehr als sich

$$= \frac{\{ 4nbd^2(3r^2 - 3r + 1) + 2nr[6n(2r-1)m - bd^2] \} \sigma_e}{4n^2bd^2(2r-1)(3r^2 - 3r + 1)}$$

$$= \frac{\{ 2bd^2(3r^2 - 3r + 1) + 6nr(2r-1)m - rbd^2 \} \sigma_e}{2nbd^2(6r^3 - 6r^2 + 2r - 3r^2 + 3r - 1)}$$

$$= \frac{\{ bd^2(6r^2 - 7r + 2) + 6nr(2r-1)m \} \sigma_e}{2nbd^2(6r^3 - 9r^2 + 5r - 1)}$$

$$(4) \quad \sigma_b = \frac{\{ bd^2(3r^2 - 3,5r + 1) + 3nr(2r-1)m \} \sigma_e}{nbd^2(6r^3 - 9r^2 + 5r - 1)}$$

Ergibt diese Formel einen größeren Wert für die Betondruckspannung als den gesetzten zulässigen, so muß unbedingt entweder die Balkenhöhe vergrößert oder, wenn dieses aus besonderen Gründen nicht zulässig sein sollte, der Querschnitt doppelt bewehrt werden.

Beispiel:  $M = 13660 \text{ mkg}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $d = 15 \text{ cm}$ ;  $h - a = z = 45 \text{ cm}$ .

Es sei von vornherein untersucht, ob die Balkenhöhe für ein Spannungsverhältnis  $\sigma_e/\sigma_b = 1200,40$  genügt.

Es berechnet sich

$$m = \frac{M}{\sigma_e} = \frac{1366000}{1200} = 1138; \quad r = \frac{z}{d} = \frac{45}{15} = 3,0$$

dann wird

$$\sigma_b = \frac{\{ 100 \cdot 15^2(3 \cdot 3^2 - 3,5 \cdot 3 + 1) + 3 \cdot 15 \cdot 3(2 \cdot 3 - 1) \cdot 1138 \} \cdot 1200}{15 \cdot 100 \cdot 15^2(6 \cdot 3^3 - 9 \cdot 3^2 + 5 \cdot 3 - 1)} = 43,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zulässige Spannung wird also überschritten. In der Annahme, daß eine Höhe von  $z = 52 \text{ cm}$  genügen wird, werde gleich der erforderliche Eisenquerschnitt berechnet.

Es ist  $r = \frac{z}{d} = \frac{52}{15} = 3,466$ ;  $m$  (wie oben) = 1138,

also wird nach Gleichung (2)

$$f_e = \frac{(2 \cdot 3,466 - 1) \cdot 1138 - 1,11 \cdot 100 \cdot 15,0^2}{2 \cdot 15,0(3,466^2 - 3,466 + 0,333)} = 24,4 \text{ cm}^2.$$

Dieser errechnete Eisenquerschnitt ergibt bei der gewählten Balkenhöhe von  $52 \text{ cm}$  gerade eine Eisenzugspannung von  $1200 \text{ kg/cm}^2$ . Die Betondruckspannung wird nach Gleichung (3)

$$\sigma_b = \frac{(100 \cdot 15 + 2 \cdot 15 \cdot 3,466 \cdot 24,4) \cdot 1200}{15 \cdot 100 \cdot 15,0(2 \cdot 3,466 - 1)} = 36,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Eine Nachprüfung auf Grund der Amtlichen Bestimmungen wird die Richtigkeit dieser errechneten Werte bestätigen. —

immer nachdrücklicher das Bestreben geltend macht, die technischen Baupolizeibestimmungen, vor allem die Belastungsannahmen und Berechnungsvorschriften ebenfalls einheitlich für das ganze Reich zu regeln. —

**Pfähle von 60<sup>m</sup> Länge in Eisenbeton** sind nach „The Engineer“ vom 11. Juni 1920 bei der Gründung einer Brücke in Schweden zur Verwendung gekommen. Die 900<sup>m</sup> lange Brücke ist selbst ganz in Eisenbeton ausgeführt mit Spannungen von je 15<sup>m</sup> und ist auf Pfähle gegründet. Die Wassertiefe beträgt 18<sup>m</sup>. Die Pfähle, die in einem Trockendock hergestellt wurden, bestehen aus Röhren von 0,90—1,20<sup>m</sup> Durchm. und sind schwimmend zur Verwendungsstelle gebracht. Sie sind unter Wasserspülung durch eine Ramme von außergewöhnlichen Abmessungen und 10<sup>t</sup> Bärgewicht, die auf 4 Eisenbeton-Prahmen aufgestellt war, eingerammt und dann mit Beton gefüllt worden. —

**Ergebnisse der mechanischen Prüfung der italienischen Zemente in dem fünfjährigen Zeitraum von 1915—1920** werden von Ingenieur Giulio Revere vom Mat.-Prü.-Amt des Polytechnikums in Mailand in der „Revista tecnica della Svizzera italiana“ Jahrg. 1920, No. 12 mitgeteilt, die nicht ohne Interesse sind, wenn sie auch nicht ohne Weiteres auf deutsche Verhältnisse übertragen werden dürften.

Es sind in der genannten Zeit im Ganzen 809 Zemente geprüft worden, von denen etwa  $\frac{2}{3}$  alle normalen Proben bestanden haben, auch die Le Chatelier'sche Kochprobe. Namentlich sind umfangreiche Druckproben im Mischungsverhältnis 1 : 3 nach 7 und 28 Tagen ausgeführt worden, wobei 3—6 Proben jeden Zementes in beiden Altersstufen untersucht wurden. Aus diesen Proben sind dann die Mittelwerte gebildet und in Gruppen von 30—470<sup>kg/cm</sup><sup>2</sup> Festigkeit, steigend von 10 : 10<sup>kg</sup> geordnet. Nach den italienischen Vorschriften vom 10. Januar 1907 soll die Mindestfestigkeit nach 7 Tagen 180, nach 28 Tagen 220<sup>kg/cm</sup><sup>2</sup> betragen. Hinter der vorschriftsmäßigen 7-Tagefestigkeit sind 1916

bis 1917: 20,3, 1918: 38, 1919: 48 und 1920: 42 % zurück geblieben, im Mittel 39 %. Die geringste beobachtete Festigkeit lag in 2 Fällen zwischen 30 und 39,9, die höchste in 1 Fall zwischen 340 und 349,9 kg/cm<sup>2</sup>. Hinter der verlangten Druckfestigkeit nach 28 Tagen blieben zurück 1916/17: 16,4 1918: 20, 1919: 37,8, 1920: 27,1. i. M. 25,2 %. Die geringsten beobachteten Festigkeiten lagen in 3 Fällen zwischen 50 und 59,9, die höchste betrug in 1 Fall 469,9 kg/cm<sup>2</sup>. Der Prozentsatz der Zemente, die der Vorschrift nicht entsprechen haben, ist also gegenüber demjenigen bei 7 Tagen Erhärtung um 13,8 % niedriger. In keinem Fall bleibt die Festigkeit nach 28 Tagen unter dem vorgeschriebenen Wert, wenn sie nach 7 Tagen diesen erreicht hatte. Jedenfalls sind solche Fälle so selten, daß man nach Ansicht des Berichterstatters mit fast absoluter Sicherheit rechnen darf, daß ein Zement, der nach 7 Tagen genügt, nach 28 Tagen erst recht den vorgeschriebenen Wert erreicht. Das Verhältnis der 7- zur 28-Tage-Festigkeit ist aber recht wechselnd. Nach den Versuchen lag es zwischen 1 und 2,10, aber bei 80 % zwischen 1,2 und 1,49. Bei dem Kongreß der italienischen Gesellschaft für die Materialprüfungen der Technik 1919 in Pisa wurde der Vorschlag gemacht, die Druckfestigkeit nach 28 Tagen auf 250 kg/cm<sup>2</sup> heraufzusetzen. Falls das Bestimmung geworden wäre, hätten 50 % aller Zemente diese Forderung nicht erfüllt.

Der Berichterstatter betont auf Grund seiner Untersuchungen mit Nachdruck die Notwendigkeit einer häufigeren Prüfung des zu Bauzwecken verwendeten Zementes auf seine Druckfestigkeit, als der einzig zuverlässigen Prüfung, die viel zu selten von den Bauleuten angewendet werde. In der Mehrzahl der Fälle könne man sich dabei, um raschere Ergebnisse zu erhalten, schon auf die 7-Tageprüfung stützen. Ob man noch weiter in der Abkürzung der Zeit gehen dürfte, ohne die Sicherheit zu gefährden, sei noch eine Frage eingehender Untersuchungen. Berichterstatter hat selbst 32 Zemente nach 4 Tagen auf Druckfestigkeit geprüft und das Verhältnis zur 7-Tage-Festigkeit ermittelt. Es lag zwischen 1,09—1,44. i. M. zwischen 1,12 und 1,25, d. h. bei einer Festigkeit von 156—144 kg/cm<sup>2</sup> nach 4 Tagen betrug die Zunahme nach 7 Tagen 15—25 %. Zu weitergehenden Schlüssen reichen diese Versuche aber noch nicht aus. —

**Der internationale Wettbewerb für eine Ueberbrückung des Limfjords zwischen Aalborg und Noerresundby (Dänemark).** Im Hauptblatt der „Deutschen Bauzeitung“, No. 13, ist der Ausfall dieses Wettbewerbes bereits mitgeteilt, zu dem 42 Arbeiten eingereicht waren. Es handelte sich um den Ersatz einer 500 m langen Ponton-Brücke durch ein solides Bauwerk. Hierfür kam eine Klappbrücke für Ozeandampfer und eine Gründung auf 200 m tiefen Seeschlamm in Betracht, sodaß ein anderer Baustoff als Eisen für das Tragwerk ausgeschlossen erschien. Dementsprechend sind auch nur 5 Arbeiten in Eisenbeton eingelaufen. Mit Preisen wurden nur Vorschläge aus Eisen bedacht.

Unter den 5 Plänen in Eisenbeton zeigten zwei, wie uns geschrieben wird, nämlich die Entwürfe „Quadrupel“ der Armerad-Betong A.-B., Malmö, und „Felix“ von Ingenieur A. Engelund, Kopenhagen, eine Anordnung des Ob.-Baurat Dr. Emperger patentierten Systems des „umschnürten Gußeisens“. Während der gewöhnliche Eisenbeton keine Beachtung fand, wurden diese beiden Entwürfe aus umschnürtem Gußeisen angekauft, das also auch hiernach als ein ernster Konkurrent des Eisens angesehen werden kann.

Die Verwendung der gußeisernen Kerne, welche zuerst von Dr. Emperger in Leipzig 1913 beim Bau der Schwarzenbergbrücke\*) eingeführt wurden, ermöglicht ein Druckglied von ähnlichen schlanken Abmessungen wie bei der Eisenbrücke auszuführen und selbst größere Spannweiten damit herzustellen. Verglichen mit Eisen ergeben sich nicht nur geringere Gesamtkosten, sondern, was heute bei der bestehenden Eisenknappheit besondere Bedeutung besitzt, eine Ersparnis an Eisen selbst, wie in dem vorliegenden Fall, bei dem nicht der reine Bogen zur Geltung kommt, sondern ein Bogen mit Zugband Verwendung finden mußte.

Der erstgenannte Entwurf der Firma Armerad-Betong A.-B., Malmö, wurde von den Ingenieuren Dr. Emperger und Neumann, Győr, mit Spannweiten von 80 m und 6 Pfeilern, der andere von Ingenieur A. Engelund, Kopenhagen, mit kleineren Spannweiten geplant. Eine Reihe von bekannten Ausführungen\*\*) geben Zeugnis von der praktischen Verwendbarkeit und Bedeutung dieser Vorschläge für eine wirtschaftliche Verwendung des Eisens im Brückenbau, Vorschläge, die nunmehr auch von dem Forum dieses internationalen Preisgerichtes anerkannt worden sind.

\*) Neuere Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisen, 1913, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

\*\*) Beton und Eisen 1912—1917, Zeitschrift d. Oesterr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1918, Heft 31—34, Bauwelt 1916, No. 48 u. a. m.

Die Pläne werden zunächst in Aalborg und später in Kopenhagen ausgestellt werden. Ihre in einiger Zeit zu erwartende Veröffentlichung wird dem Fach Gelegenheit geben, sich mit allen damit zusammenhängenden Fragen eingehend zu befassen. —

**Preßluft zur Betonmischung und Fortbewegung.** Um das Jahr 1910 ist dieses Verfahren von J. H. Mac Michael in Chicago erstmalig angewendet worden. Das Mischgut wird danach in eine aufrecht stehende Mischkammer konischer Form gebracht, die dann fest geschlossen wird. Man läßt nunmehr von oben Preßluft ein, die die Masse einem Knie an der unteren Spitze des Konus und durch dieses dem Transportrohr zuführt. In das Knie tritt von hinten ein Luftstrahl, der die Masse im Rohr fortdrückt. Dieses System ist in seiner ursprünglichen, aber etwas veränderten Form in jeweils den besonderen örtlichen Verhältnissen angepaßter Weise namentlich zur Auskleidung von Tunneln vielfach in Amerika benutzt worden.

Die englische Zeitschrift „The Engineer“ vom 21. Jan. 1921 berichtet in einem umfangreicheren Aufsatz über amerikanische Mischmaschinen auch näher über dieses Verfahren: das vom 75 cm weiten städtischen Kanal- bis zum 2-gleisigen Vollbahntunnel benutzbar ist. Bei der Wiederherstellung oder nachträglichen Auskleidung alter Tunnel sind vorwiegend fahrbare Mischeinrichtungen dieser Art verwendet worden, bei Neuherstellungen von Tunneln feste Anlagen, die nur mit dem Fortschritt der Arbeiten von Zeit zu Zeit verschoben wurden.

Bei dem 8 km langen Tunnel der Kanadischen Nordbahn bei Montreal ist dabei der Beton durch Preßluft auf 185 bis 370 m Entfernung zunächst fortbewegt worden, die Abnutzung des Fortleitungsrohres war aber so groß, daß man nachher die Mischeinrichtung fahrbar gemacht hat und sie höchstens in Abständen von 18—30 m hinter der Verwendungsstelle gehalten hat.

Bei dem 12 km langen Tunnel unter der Wilson-Avenue der Chicagoer Wasserwerke von hufeisenförmigem Querschnitt von 3·3,6 m Abmessung, hat man aus am Bauort gewonnenen Schottermassen gleich den Beton hergestellt, nachdem man sie ein Sieb von 11 cm Lochweite hatte passieren lassen. Der Schotter enthält soviel Feines, daß er sich zur Betonbereitung gut eignete. Das gröbere Material wurde mit Karren abgefahren. Man hat die Mischeinrichtung hier auf 2 gekuppelten, eisernen Wagengestellen aufgebaut, die an einer Seite des Tunnels auf einem Gleis von 60 cm Spur sich bewegten. Der vordere Laufwagen hatte 15 m Länge und trug eine Rampe, auf der die 0,75 cbm fassenden, seitlich kippenden Transportwagen aufgezogen wurden. Sie warfen den Schotter auf ein geneigtes Sieb und durch dieses fiel er auf ein endloses Transportband, das das Material einem Füllrumpf über dem Mischer zuführte, der mit einem Druckluftempfänger auf dem hinteren Laufgestell aufgebaut war. Vom Mischer wurde der fertige Beton durch ein Rohr von 20 cm Durchm. der Verwendungsstelle zugeführt.

Bei der Ausführung eines 2,14 km langen Tunnels in San Francisco wurde eine feststehende Anlage an jedem Tunnelende benutzt und der Beton auf eine größte Entfernung von 1,2 km fortgedrückt. Es wurden etwa 50 000 cbm Beton eingebaut. Um die Mischung für die weite Entfernung plastischer zu machen, wurde Kalkmilch zugesetzt. Die Mischkammer hatte 0,90 m Durchm. und war 1,5 m hoch. Sie hatte konischen Boden, der in ein Knie auslief, an das die 20 cm starke Transportleitung anschoß. —

**Die Clapeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung.** Zu dieser Sache erhalten wir nachstehende Zuschrift, zu der wir nur bemerken, daß wir bei Zuschriften, die sich auf frühere Veröffentlichungen beziehen, immer voraussetzen, daß der Einsender ihre Veröffentlichung wünscht, wenn er nicht ausdrücklich etwas anderes bestimmt:

„Meine Zuschrift in No. 19 der Mitteilungen 1920 war nicht für eine Veröffentlichung bestimmt, sondern sollte zur Behebung einiger Zweifel dienen. Meine Vermutung bezüglich verschiedener Trägheitsmomente usw. der Stäbe hat sich als nicht richtig herausgestellt. Im Uebrigen erschien mir ein Satz von Dr. Kunze in Armierter Beton 1919, S. 12 bemerkenswert, an dem eine scharfe rechnerische Erfassung aller statischen Wirkungen besonders im Eisenbetonbau als unmöglich bezeichnet wird.“ —

Schack.

Inhalt: Bemerkenswerte Brückenausführungen des Auslandes in Eisenbeton. — Eisenbeton-Brunnenkränze bei Brunnengründungen beim Bau der Pariser Untergrundbahnen, — Zementpreis und Teuerung im Wohnungsbau. — Berechnung von Plattentalken, bei welchen die Nulllinie in den Steg fällt, bei gegebener Balkenhöhe. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.