

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

20. JAHRGANG.

BERLIN, DEN 14. APRIL 1923.

No. 6.

Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton.

(Vergl. No. 1, 2 und 3. Hierzu die Abbildungen S. 44 und 45.)

6. Gewölbte Straßenbrücke über den Skuru-Sund bei Stockholm.

(Vgl. Teknisk Tidskrift 1915, Heft 11.)



Wenn wir auf dieses Bauwerk, das schon Ende 1915 seiner Bestimmung übergeben worden und auch an anderer Stelle behandelt worden ist, jetzt noch zurückkommen, so gibt uns dazu einerseits der im Hauptblatt der „Deutschen Bauzeitung“ erscheinende Bericht von Hrn. Prof.

Seeling über „Reiseeindrücke aus Stockholm am Schluß des Jahres 1922“ Veranlassung, aus dem uns auch für diese Veröffentlichung einiges Material zur Verfügung gestellt worden ist; andererseits aber gehört das Bauwerk zu den bedeutendsten Eisenbeton-Ausführungen des Auslandes des letzten Jahrzehntes, namentlich im nördlichen Europa, und läßt auch die ästhetischen Vorzüge dieser Bauweise im schönen Landschaftsbild besonders deutlich hervortreten, so daß wir es an dieser Stelle nicht übergehen dürfen. Bezüglich der technischen Einzelheiten des Bauwerkes stützen wir uns dabei auf eine Veröffentlichung des Ingenieurs des Werkes: Ziv.-Ing. Axel Björkman, Direktor der Eisenbetonbau-Unternehmung „Arcus“ in Stockholm in der oben genannten schwedischen Fachzeitschrift.

Das Bauwerk liegt im Zuge einer wichtigen Verkehrsstraße nach Stockholm, die die Insel Värmdö über den Skuru-Sund hinweg mit dem Festland verbindet. Seit etwa 1830 bestand hier schon eine Schiffbrücke, die dem Verkehr schon länger nicht genügte und große

Unterhaltungskosten erforderte. Der Bau einer festen Brücke in so hoher Lage, daß sie für Segelschiffe die freie Durchfahrt gestattet, sollte daher mit Staatsbeihilfe erfolgen, und im Jahre 1911 wurde der Bau einer Eisenbrücke vorgesehen, die den Sund mit einem 60 m weit gespannten Parabelträger überbrücken und in den Zufahrtsrampen als Balken von 10 m Spannweite auf Pendelstützen ausgebildet werden sollte.

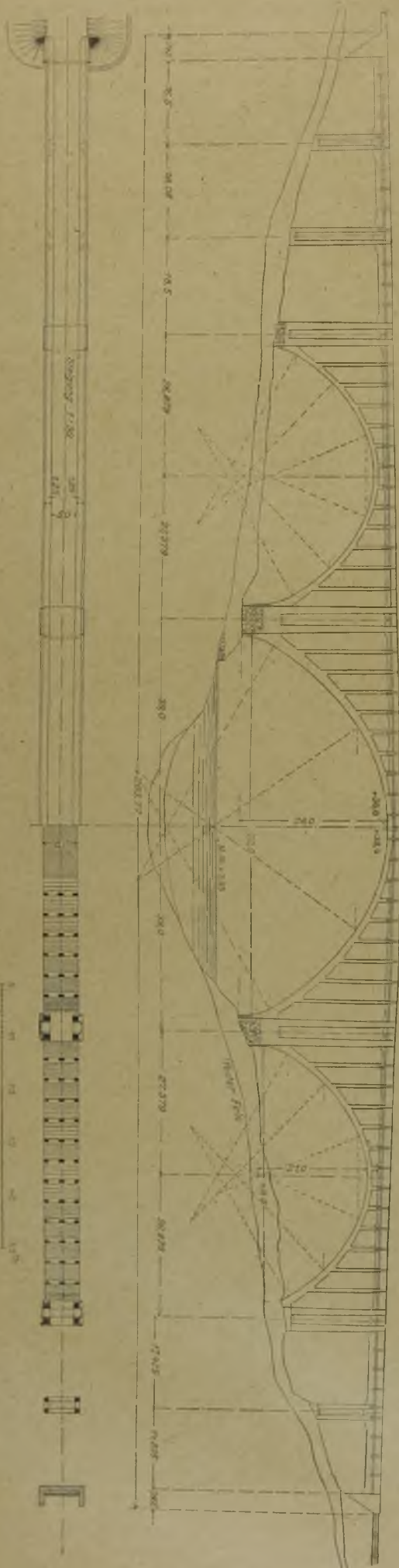
Der spätere Erbauer der Brücke trat dann aber mit dem Entwurf einer gewölbten Eisenbetonbrücke hervor, die allerdings etwa 20 v. H. mehr kosten sollte, als für die Eisenbrücke veranschlagt war. Gab man auch in schönheitlicher Beziehung der Eisenbeton-Bogenbrücke an der landschaftlich hervorragend schönen Baustelle, von der unsere Abb. 1 hierunter und Abb. 2, S. 45 eine gute Vorstellung geben, unbedingt den Vorzug, so wurden doch zunächst von der Wegebau-Verwaltung Angebote für eine Eisen- und eine Eisenbetonbrücke eingefordert. Der Entwurf der A.-G. Arcus befriedigte dabei in ästhetischer Hinsicht am meisten. Trotzdem seine Ausführung um 44000 Kr. teurer war als das billigste Angebot auf eine Eisenbrücke, wurde der Gesellschaft dann doch der Auftrag zur Ausführung gegen eine feste Bausumme von 276000 Kr. für das 284 m lange Brückenbauwerk erteilt.

Der Entwurf hat bis zur Ausführung noch verschiedene Wandlungen durchgemacht, bis er die Gestalt erhielt, wie sie Abb. 3, S. 42, in Ansicht und Grundriß zeigt. Die Baustelle der neuen Brücke liegt etwa 200 m südlich der alten Schiffbrücke an der schmalsten Stelle des Sundes, wo sich zwei Felsnasen vorschieben. Der feste Fels tritt zu Tage bzw. ist er nur durch eine dünne Moränenschicht überdeckt. Die



Abb. 1. Gesamtansicht des fertigen Brücken-Bauwerkes.
(Mittelbogen 72 m Spw., Durchfahrtshöhe 32 m.)

Abb. 3. Gesamtanordnung des Brücken-Bauwerkes



natürlichen Verhältnisse laden also zur Ausführung einer Bogenbrücke ein. Nach verschiedenen Vorentwürfen wurden drei gewölbte Öffnungen angeordnet, von denen die den Skuru-Sund überschreitende Mittelöffnung 72 m Spw. hat, während sich beiderseits zwei Bögen von je 49 m Spw. anschließen. Die Höhe der Brücke über Hochwasser ist 32 m. Auf der einen Seite schließt sich noch ein 53 m langer Viadukt mit drei Spannungen, auf der anderen ein solcher von 31,5 m mit zwei Spannungen an, die als Balkenträger auf schlanken Stützen ausgebildet sind. Zwischen den drei gewölbten Öffnungen, sowie Hauptbrücke und Viadukt, sind kräftigere Doppelpfeiler angeordnet. Die Bögen sind als eingespannt ausgebildet.

Die Formgebung der Brücke ist, wie unsere Abbildungen erkennen lassen, eine sehr einfache. Auf äußeren Schmuck ist ganz verzichtet. Die Wirkung wird erzielt durch schöne Linienführung und gute Verteilung der Massen. Um eine etwas kräftigere Wirkung zu erreichen, sind die Hauptpfeiler stärker ausgebildet, als es aus statischen Gründen erforderlich wäre. Die gute Eingliederung des Bauwerkes in die Landschaft ist aus unseren Abb. 1 und 2 ersichtlich. Als Berater in ästhetischen Fragen hat Arch. Prof. L. I. Wahlman in Stockholm mitgewirkt. Die Berechnung und Durchführung der Konstruktion im Einzelnen ist das Werk des Ziv.-Ing. Tor Kempe der A.-G. Arcus.

Als Belastungsannahmen waren für das Bauwerk folgende vorgeschrieben: 500 kg/cm² Menschengedränge, 2 Reihen Lastwagen von 5 t mit 3 m Achsabstand, 1,5 m Spur; 1 Last-Automobil von 10 t mit 4 m Achsabstand und 1,5 m Spur mit 1 bzw. 4 t Raddruck; vierrädrige Motorwagen für Straßenbahnverkehr mit 3 t Raddruck, 1,8 m Achsabstand, 1,5 m Spur und 9,5 m Länge. Abstand der beiden Gleisachsen 2,8 m; Anhängewagen von 2 t Raddruck, sonst wie vor. Es wurde eine Lastverteilung auf 0,2 · 0,2 m der Straßendecke und unter 45° durch die Bettung auf die Fahrbahtafel angenommen; der Winddruck war mit 250 kg/cm² bei leerer, 150 kg/cm² bei voller Brücke einzusetzen bei Annahme eines 2 m hohen Verkehrsbandes; schließlich waren Temperatur-Unterschiede von + 30° C. zu berücksichtigen.

Als Spannungen waren zugelassen: im Eisen für Verkehrslast allein 800 kg/cm², bei gleichzeitiger Berücksichtigung von Winddruck und Temperaturspannung 1000 kg/cm²; für den Beton 40 kg/cm² bei Mischung 1 : 2 : 3, 35 kg/cm² bei 1 : 3 : 3, 10 kg/cm² bei 1 : 5 : 7; Schubspannungen im Beton 1 : 2 : 3 nicht über 4 kg/cm².

Die Einzelheiten der Konstruktion sind aus den Abb. 4 a—d, S. 44, ersichtlich. Das große Gewölbe von 72 m Spannweite hat 28 m Pfeil. Es ist im Scheitel 1,05 m stark, 6,7 m breit; am Widerlager sind die entsprechenden Maße 1,8 bzw. 7,15 m. Die im Ganzen zwischen den Geländern 7,5 m breite Brückenbahn — davon 5 m Fahrdamm, je 1,25 m Bürgersteig — ragt also beiderseits etwas über Brückenstirn über. Die Gewölbe sind nach der Stützlinie für Eigengewicht geformt und als eingespannt berechnet. Der Beton im großen Bogen wird mit 32 kg/cm² Druck und 3 kg/cm² Zug beansprucht, sodaß eine Eisenbewehrung statisch überflüssig ist. Zur Erhöhung der Sicherheit sind aber längs der oberen und unteren Leibung auf 1 m Brückenbreite je 4 Rundeseisen von 13 mm eingelegt. In gleicher Weise sind die beiden Gewölbe von 49 m Spw. behandelt, die 21 m Pfeil, 0,75 m Scheitel-, 1,22 m Kämpferstärke und 6,7 bzw. 7,05 m Gewölbbeite besitzen. Die größten Spannungen im Beton sind hier 31 bzw. 5 kg/cm².

Die Fahrbahn wird, soweit sie nicht im Mittelbogen im Scheitel unmittelbar auf diesem aufruhrt, von je 3, durch starke Querträger zu einem festen Rahmen verbundenen Stützen getragen und durch 5 Längsbalken von 1,3 m Höhe, die an den Vouten bis auf 2,05 m gesteigert ist. Die Balkenbreite von 30 cm erwies sich für die Unterbringung von 10—12 Rundeseisen von 32 und 34 mm Stärke als etwas knapp. Diese mußten in

3 Reihen übereinander angeordnet werden. Die Breite der Viaduktbalken ist daher auf 40 cm gesteigert worden. Am Ende jedes Bogens sind Ausdehnungsfugen vorgesehen; die kurzen Stützen nahe dem Scheitel sind daher, damit sie der Bewegung frei folgen können, mit 2 Gelenken versehen, während sie mit dem Fahrbahnbalken durch kräftige Vouten fest verbunden sind. Die festen Stützen besitzen genügende Elastizität, um der Bewegung folgen zu können. In den Seitenbögen, Abb. 3, sind die beiden Mittelstützen gelenklos, der Fahrbahnbalken des mittleren Feldes ist aber beiderseits durchschnitten.

Zwischen den Bögen sind stärkere Pfeiler in Form von Doppelportalen angeordnet, die den auf die Brückenbahn wirkenden Winddruck in die Fundamente hinunterführen. Die Pfeiler und Widerlager sind unmittelbar auf den festen Fels gegründet. Die Bewehrung der Pfeiler und Querträger ist aus Abb. 4 c und d ersichtlich.

Die Viadukte werden von durchlaufenden Plattenbalken auf Stützen gebildet, welche letztere als unten eingespannt betrachtet sind. Massive Beton-Widerlager bilden den Abschluß des 284 m langen Brückenbauwerkes, das durch 4 Ausdehnungsfugen in 5 Abschnitte zerlegt wird. Die Fugen sind mit teergetränkten Eisenplatten überdeckt, während auf den Widerlagern Bleiplatten liegen.

Die Isolierung der Brückenbahn ist in sorgfältiger Weise durch bituminösen Anstrich auf den Beton, Asphaltfilmschicht und nochmaligem Anstrich hergestellt. Darüber liegt eine 8 cm starke Schicht porösen Betons. Die Entwässerung erfolgt nach Fahrbahnmitte, wo ein halbes Tonrohr eingelegt ist. Die Brückenbahn wird von einer 25 cm starken Macadam-schicht gebildet, die in der Decke als Teermacadam behandelt ist. Granitschwellen fassen die Fahrbahn ein. Die Brückenbahn entwässert nach Schächten, die hinter den Widerlagern liegen.

Das ganze Bauwerk erforderte 5400 cbm Beton, davon 3700 cbm Eisenbeton, und 187 t Eisen. Verwendet wurde für die Gewölbe ein Beton 1:3:3 mit Granit-Steinschlag, im übrigen kam Kiesbeton zur Verwendung. Es waren zur Feststellung der günstigsten Betonmischung umfangreiche Vorversuche mit Kies- und Steinschlagbeton 1:1,5:1,5; 1:2:3; 1:3:3; 1:5:7; 1:6:8 gemacht und entsprechende Würfel nach 10 und 28 Tagen zerdrückt. Die Steinschlagwürfel zeigten dabei eine erheblich höhere Festigkeit als die Kiesbetonwürfel gleicher Mischung. Die zugelassene Festigkeit von $\frac{1}{3}$ der Würfelfestigkeit war aber bei den Kiesmischungen für alle Konstruktionsteile mit Ausnahme der Gewölbe ausreichend. Der Schotterbeton beschränkte sich daher auf die Gewölbe. Zur Prüfung des Gewölbebetons wurden außerdem 12 Probekörper nach Emperger hergestellt. Es ergab sich nach 28 Tagen eine mittlere Biegedruckfestigkeit von 280 kg/cm², die niedrigste war 250, die höchste 347 kg/cm². Der Kiessand wurde in natürlicher Mischung verwendet und in der Nähe des Mälarsees gewonnen. Wasser mußte, da das Sundwasser etwas salzig ist, von einiger Entfernung zur Baustelle geleitet werden. Das ganze Bauwerk wurde mit einer einzigen Zement-sorten durchgeföhrt.

Eine wichtige Rolle spielt bei Gewölben so großer Spannweiten die ordnungsmäßige Herstellung des Lehrgerüsts, das außerdem einen erheblichen Teil der Herstellungskosten für sich beansprucht. In der Skizze Abb. 5, S. 44, ist das System des Lehrgerüsts des Hauptbogens dargestellt. Bei den Seitenöffnungen bot die solide Gründung der Lehren keine Schwierigkeit. Hier wurden kleine Betonpfeiler durch die Moräne bis auf den festen Fels abgesenkt. Die Ausrüstung erfolgte hier mittels Keilen, die mit Seife geschmiert waren. Ihre Herausschlagung erforderte aber bedeutende Kraftanstrengungen, sodaß die Anwendung von Keilen bei Spannweiten dieser Größe doch nicht mehr als zweckmäßig erscheint, eine Erfahrung,

die man ja auch schon früher bei größeren Gewölben gemacht hat.

Schwierig war die sichere Aufstellung des Lehrgerüsts der Mittelöffnung. Hier wollte man zunächst die vorgesehene Durchfahrt von 20 m Höhe und 14 m Breite in Sundmitte offen halten, das Gerüst beiderseits auf Pfähle stützen. Das erwies sich aber nicht als zulässig, da das Sundbett an den steilen Seiten von Lehm überlagert ist, in dem sich Pfähle nicht sicher einrammen ließen. Die Versenkung von Kasten beiderseits der Durchfahrt hätte sehr teure Arbeiten unter Wasser erfordert. Man entschloß sich daher, den Hauptstützungspunkt des Lehrgerüsts in die Mitte zu legen, wo man das Felsbett mit einer 2 m starken Kiesschicht zuvor überlagerte. In diese wurden Pfähle gerammt, dann in 8 m Tiefe unter Wasser abgeschnitten und dann darauf der vorher auf einem Helling abgebundene und schwimmend herangebrachte Mittelpfeiler des Gerüsts abgesenkt. Dieser Pfeiler hatte unten 25 · 12 oben 19 · 9 m Fläche und 10 m Höhe; nach Versenkung auf das vorbereitete Bett ragte er noch 2 m über Wasser. Er gab nun eine durchaus sichere Stütze ab, während das Lehrgerüst dicht an den Ufern auf kleine, unmittelbar auf den Fels gegründete Betonpfeiler gestützt werden konnte. In sehr sorgfältiger Weise ist die Ausführung des Pfeiler-Unterbaus, des Pfeilers selbst und der Lehre im Quer- und Längssinn mit Verschwertungen durchgeföhrt.

Zur Ausrüstung des Mittelgewölbes wurden Schraubenspindeln benutzt, und zwar 90 Stück, die bei 2000 t Gewicht des Gerüsts und der frischen Betonmasse des Gewölbes je 22 t zu tragen hatten. Der Beton wurde in einzelnen Lamellen, wie die Abb. 5 erkennen läßt, eingebracht. Die Fugen der einzelnen Abschnitte wurden dabei möglichst senkrecht zur Druckrichtung gestellt. Das Mittelgerüst, das entsprechend überhöht war, erfuhr dabei eine Senkung von 12 cm, während bei dem unmittelbar auf Fels gegründeten Seitengerüst die Senkung nur 3 cm betrug. Zur Ausrüstung waren 12 Mann erforderlich, die die Spindeln vom Scheitel anfangend nach den Seiten möglichst gleichmäßig senkten. Die Ausrüstung erfolgte nach 8 Wochen. Der Bogen erfuhr dabei nur noch eine Senkung von 4 mm, bei den Seitengewölben, die nach 6 Wochen ausgerüstet wurden, war die Senkung nur noch 1 mm.

Mit dem Bau wurde Anfang 1914 angefangen. Zunächst wurden die Erd- und Felsarbeiten für die Viadukt-pfeiler und die Widerlager ausgeföhrt. Im Sommer und Herbst wurden die Viadukte gebaut und die Seitengewölbe bis auf die Fahrbahn. Ebenso wurden die vorbereitenden Arbeiten für die Aufstellung des großen Lehrgerüsts im Sommer betrieben. Im Winter wurde das Gerüst selbst aufgestellt, desgleichen die Lehren für die Fahrbahn-Konstruktion der Seitenöffnungen. Gegen Ende April 1915 wurde dann das große Gewölbe betoniert, im Juli war die Betonierung aller Konstruktionsteile beendet.

Im September 1915 konnte die Probelastung stattfinden, die mit 600 kg/m² Kiesschüttung ausgeübt wurde. Es zeigte sich dabei keine unzulässigen Senkungen und Deformationen. Die größte Senkung unter der Last im westlichen Seitenbogen war 1,5 mm, die aber nach der Entlastung wieder verschwand. Im großen Bogen war die Senkung 4 mm, da aber gleichzeitig die Temperatur von 10 auf 4° C gesunken war, so ist der Verkürzung der Bogenachse durch diesen Umstand ein Teil der Senkung zuzuschreiben, sodaß nicht mehr als 2—3 mm Senkung auf die Last kommen dürften. Die bleibende Senkung betrug hier 1,5 mm. Im östlichen Bogen betrug die größte Senkung 1 mm, die nach Entlastung auf 0,5 mm zurückging. Nach diesem Ergebnis wurde die Brücke im Oktober 1915 dem Verkehr übergeben. Inbezug auf ihre Erscheinung, die sorgfältige Durchbildung ihrer Konstruktionseinzelheiten, die Art der Ausführung stellt die Brücke ein schönes Beispiel moderner Ingenieurkunst und der Eisenbetontechnik im Besonderen dar. — Fr. E.

Gebäudeunterfangung mit Betonpfählen nach Patent Strauß.



n München steht das Wohnhaus des Grafen Schenk von Stauffenberg, das vor 15 Jahren erbaut wurde, auf einem Gelände, das früher, wie so viele andere Münchener Baugrundstücke, zwecks Kiesgewinnung ausgebeutet und dann mit Schutt wieder aufgefüllt wurde.

Der letztere Umstand führte dazu, daß infolge mangelhafter Gründung bei den westlichen und nördlichen Gebäudemauern vor etwa zwei Jahren Setzungsrisse auftraten, denen aber anfangs keine Beachtung geschenkt wurde. Im Winter 1921/1922 vergrößerten sich jedoch die Risse derart, daß Gefahr für den Bestand des Hauses vorhanden war. Die städtische Baupolizei in München verfügte deshalb, um der Einsturzgefahr des Gebäudes zu begegnen, die Sicherung desselben. Mit dieser Sicherung wurde die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. beauftragt. Durchgeführte Untersuchungen ergaben, daß die Mauer der West- und Nordseite des Hauses

Fundamentbankette durch eine eisenbewehrte Betonplatte verbreitert. Die Eisenbetonplatte war in ihren Abmessungen ungenügend und die Ausführung mangelhaft, sodaß die Fundamentplatten bei der Senkung des Gebäudes abgedrückt wurden. Durch die Setzung des Füllmaterials und durch das Abreißen der Fundamentplatten senkte sich dann die westliche und nördliche Hausseite und neigte sich, da die Ost- und Südseite des Hauses fester stand, gleichzeitig nach vorne, sodaß der Überhang am Dachgesims etwa 60 cm betrug. Die 51 cm starke Stampfbetonmauer im Keller wies Risse bis zu 6 cm l. W. auf.

Die Decke über dem Kellergeschoß wurde durch die Ausbauchung der Kellerumfassungsmauern zum Teil ihres Auflagers beraubt, sodaß auch für diese Decke bei weiter fortschreitender Senkung des Gebäudes Einsturzgefahr bestand.

Zur Sicherung gegen eine weitere Gebäudesetzung und Behebung der Schäden, wurde von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in München,

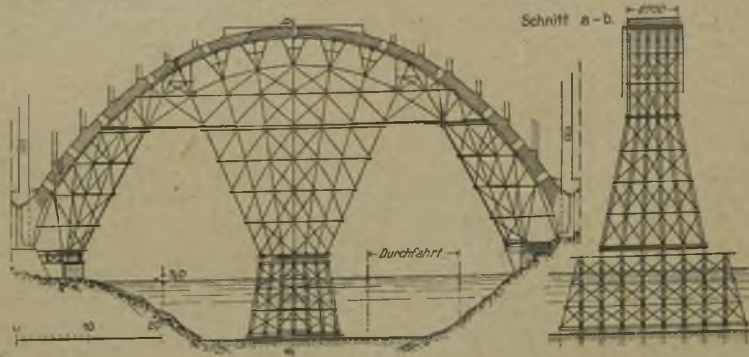
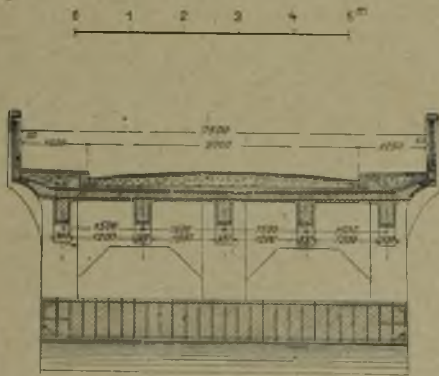
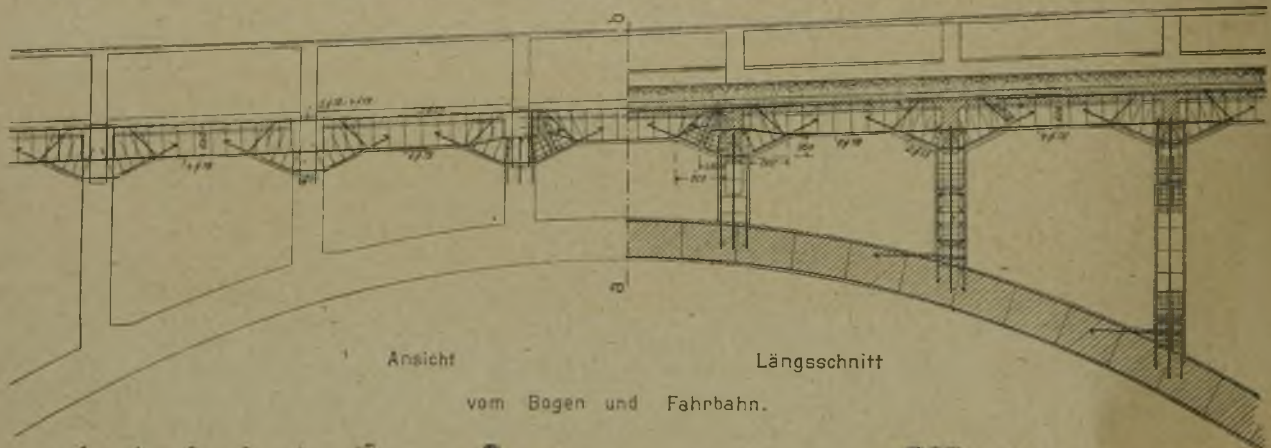


Abb. 5. System des Lehrgerüsts des Hauptgewölbes.

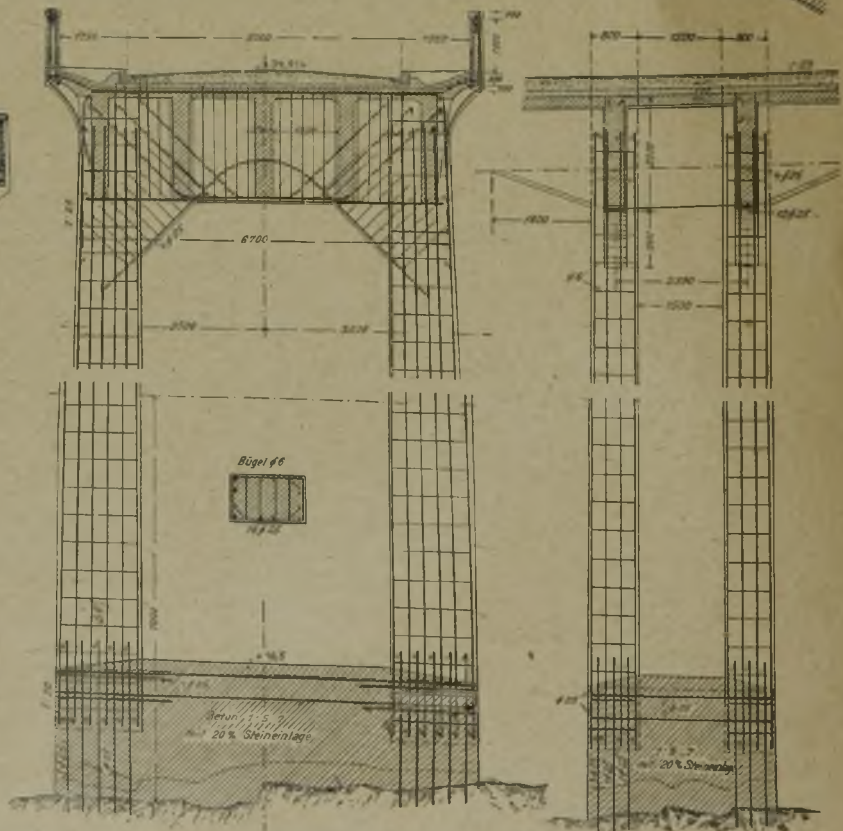


Querschnitt im Scheitel (a-b.)

Abb. 4a-d. Einzelheiten der Konstruktion eines Seitengewölbes und der Hauptpfeiler.

Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton.

nicht auf gewachsenem Boden, sondern auf Schuttmaterial gegründet waren, sodaß etwa zwei Drittel der Grundfläche des Hauses auf gewachsenen tragfähigen und etwa ein Drittel auf nicht tragfähigen Baugrund gegründet erschienen. Der Erbauer des Hauses hatte zwar zur Sicherheit der Gründung auf das Füllmaterial und zur Verringerung der Bodenpressung die



Hauptpfeiler im Quer- und Längsschnitt.

mit Zustimmung der Baupolizei eine Unterfangung des Gebäudes mit Betonpfählen nach Patent Strauß durchgeführt.

Erfahrungsgemäß nehmen die Straußpfähle infolge ihrer großen Reibung gegen die Erdwand die ihnen zugewiesene Belastung dann voll auf, ohne sich unter der Belastung zu senken, wenn die Pfähle sorgfältig und sachgemäß durch erfahrenes und gut geschultes Personal hergestellt werden. Der Straußpfahl erfüllt seinen Zweck um so sicherer, wenn sich beim Ziehen der Bohrröhre große Wulste bilden und durch ein sorgfältiges Stampfen des

Da die Fundamentbankette des Gebäudes abgedrückt waren und das Mauerwerk weitgeöffnete starke Risse aufwies, mußten bei der Einsturzgefahr für das Gebäude, wegen zu vermeidender Erschütterungen, die Mauerdurchbrüche möglichst verringert werden. Die Unterfangung der gesetzten und zerissenen Umfassungsmauern erfolgte deshalb in der Weise, daß unmittelbar neben den Umfassungsmauern zunächst die Betonpfähle gebohrt und betoniert wurden. Dann wurden die Umfassungswände an einzelnen Stellen durchbrochen und durch diese Mauerdurchbrüche dann 50 cm breite Eisenbetonbalken gezogen.



Abb. 2. Gesamterscheinung der Skuru-Sund-Brücke in der Landschaft (Luftbild).
Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton.

Betons ein Abreißen des gebohrten Pfahles hintangehalten wird. Die nach Fertigstellung der Unterfangungsarbeiten gemachten Beobachtungen bestätigen dies im vorliegenden Fall auch vollkommen.

Da das Gebäude bewohnt war und trotz polizeilichen Räumungsbefehls die Mieter nicht zur Räumung gebracht werden konnten, mußten die Arbeiten unter Beobachtung größter Vorsicht durchgeführt werden. Die Pfahlgründung in den niederen Kellerräumen, deren lichte Höhe nur 2,75 m betrug, die durch die Abstufung der Kellerdecke auf 2,40 m verringert wurde, ergab besonders erschwerte Arbeit.

die sich auf die inzwischen erhärteten Betonpfähle stützen. Die Lasten der Wände werden also hauptsächlich durch diese Eisenbetonquerbalken auf die Pfähle übertragen, außerdem werden die Wände auch noch von Eisenbetonlängsbalken, die die Pfähle in der Längsrichtung verbinden, gefaßt und getragen. Die Unterfangungsarbeiten wurden mit vollem Erfolg durchgeführt. Fortgesetzte Beobachtungen und Lotungen im Innern des Gebäudes, seit nahezu einem Jahr, zeigen, daß das Gebäude zur Ruhe gekommen ist und daß die Anwendung von Straußpfahlgründungen für derartige Unterfangungsarbeiten zu empfehlen ist. —

Oberingenieur Zwisler, München.

Die Ausbildung von Stollen mit innerem Druck.



In dem französischen Organ des „Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins“, dem „Bulletin technique de la Suisse Romande“ veröffentlicht der schweizerische Ingenieur R. Maillart umfangreiche und interessante Untersuchungen über die Ausbildung von Stollen mit innerem Druck (N. 22, 23 und 25/1922 und N. 4 und 5/1923), aus denen ein kurzer Auszug von Interesse sein wird. Eine Reihe neuer Druckstollen schweizerischer Kraftwerke sind nach diesen, von den bisherigen Anschauungen zum Teil abweichenden Grundsätzen ausgebildet worden.

Zunächst wird die Frage nach dem zweckmäßigsten Querschnitt eines Stollens untersucht. Wird dabei zunächst der innere Druck vernachlässigt, so kommt Verfasser in kohäsionsloser Erde zu einem Kreisquerschnitt, den er auf die ganze Länge des Stollens durchführt, auch in wechselnden Bodenschichten, da ein Querschnittswechsel im weniger ungünstigen Boden (Ellipsenform) unbequem ist.

Anders liegen die Verhältnisse im Fels. Ist die Tiefenlage des Stollens gering und der Fels fest, so spielt die Form des Querschnittes in statischer Beziehung keine Rolle, eine Auskleidung ist vom Standpunkt der Standfestigkeit überflüssig. In großer Tiefe ist der Fels da-

gegen oft nicht mehr imstande die Pressungen auszuhalten, und die Wahl des Profiles und die Stärke der Auskleidung wird von größter Wichtigkeit.

Der schweizerische Geologe Prof. Heim hat die Theorie aufgestellt, daß in einer solchen Tiefe, in der das Gewicht des überlagernden Gesteins dessen Bruchfestigkeit gleich kommt, die Stollen, um standfest zu sein, so ausgebildet werden müßten, daß sie von allen Seiten einem Druck widerstehen könnten, der diesem Gewicht gleich ist. Der Fels ist dann gewissermaßen als eine plastische Masse aufzufassen, und der Tunnel müßte eine Auskleidung erhalten, die dem hydrostatischen Druck einer Flüssigkeit widerstehen kann, deren spezifisches Gewicht gleich ist dem Gesteinsgewicht. In einer Tiefe von 2000 m, wo die Pressung 0,5 t/cm² sein würde, bliebe also nur die Möglichkeit einer Auskleidung mit Stahlringen.

Die von Heim angenommenen Erscheinungen treten aber selbst in den größten bisher erreichten Tiefen nicht auf. Der Irrtum Heims liegt nach dem Verfasser in einer falschen Einschätzung des Wertes der Druckfestigkeit. Dieser Wert ist nur eine Konstante für das gleiche Material für Probekörper einer bestimmten Form, die einem bestimmten äußeren Druck unterworfen sind. Die Bruchfestigkeiten eines Würfels und eines Prisma sind verschieden und ebenso sind sie für 2 gleiche Würfel ver-

schieden, je nachdem man die Reibung auf der Druckfläche mit in Betracht zieht oder nicht. Diese Reibung verhindert die benachbarten Teile am seitlichen Ausweichen und verzögert daher den Bruch. Die Bruchfestigkeit scheint nicht nur eine Funktion der größten Spannung, sondern auch der dazu senkrecht stehenden kleinsten Spannung zu sein, während die Spannung, die senkrecht auf die durch die beiden vorigen gelegte Ebene gerichtet ist, nicht in Betracht kommt.

Ebenso kann das Gestein im Felsmassiv nicht seitlich ausweichen unter dem Einfluß der lotrechten Pressung, und es müssen schon aus diesen Gründen starke seitliche Pressungen auftreten. Außerdem sind infolge der Abkühlung der Erdrinde wagrechte Pressungen in jeder Richtung vorhanden. Verfasser zieht dann Vergleiche mit den Erfahrungen mit umschnürtem Beton, die man auf eine in tiefer Lage befindliche Felschicht, die ebenfalls seitlich nicht ausweichen kann, übertragen darf. Considère und Kármán haben Versuche mit zylindrischen Körpern gemacht, die mit seitlichem Druck verschiedener Größe bei gleichzeitiger achsialer Belastung beansprucht wurden. Nach Kármán war die Bruchfestigkeit eines solchen Körpers aus Sandstein bei achsialer Belastung ohne gleichzeitige seitliche Pressung $0,6 \text{ t/cm}^2$, die Verkürzung dabei $0,6 \text{ v. H.}$ Bei $0,275 \text{ t/cm}^2$ seitlicher Pressung stieg die Bruchlast dagegen auf $2,3 \text{ t/cm}^2$, bei $0,55$ auf $3,1$, bei $1,55$ auf $4,9$ und bei $2,47 \text{ t/cm}^2$ auf $6,7$. Die Bruchlast war hier also das 11fache der ursprünglichen. Eine Verkürzung von $0,6 \text{ v. H.}$ ist bei $2,47 \text{ t/cm}^2$ seitlicher Pressung erst bei $3,7 \text{ t/cm}^2$ achsialer Belastung erreicht worden. Der Elastizitätsmodul war also 6fach größer als bei Abwesenheit seitlicher Pressung. Bei großen, die Elastizitätsgrenze überschreitenden Pressungen zeigten sich allerdings Verkürzungen bis 7 v. H. der Länge. Diese Probekörper lassen ein deutliches seitliches Ausweichen erkennen, ohne daß sie jedoch zerstört wurden. Es tritt also tatsächlich, wie Prof. Heim annimmt, eine Plastizität des Gesteins ein, wenn dieses in großer Tiefe eingespannt ist, aber dieser Zustand tritt noch nicht ein, wenn die Bruchfestigkeit des Gesteins, gemessen in üblicher Weise an Würfeln, erreicht ist, sondern erst in Tiefen von $10\,000$ bis $20\,000 \text{ m}$, die für die Praxis nicht mehr in Betracht kommen. Kármán hat auch Probekörper aus Marmor untersucht, Considère solche aus Beton.

Der Stollen schneidet nun eine Öffnung aus dem Fels heraus und es ist zu untersuchen, wie sich um diese herum die Spannungen verteilen. Theoretische Untersuchungen dürfen dabei jedoch nur mit gewisser Vorsicht in die Praxis übertragen werden, da das Gestein keine homogene Masse darstellt, sondern von Schichten, Spalten usw. durchzogen wird. Verfasser kommt bei seinen Untersuchungen unter der Annahme rechteckigen Stollenquerschnitts zu drei Belastungsphasen. Bei der I. Phase ist die Druckfestigkeit, gemessen in gewöhnlicher Weise am Gesteinswürfel, größer als das Gewicht der über dem Profil stehenden Gesteinsmassen $h \cdot \gamma$. Dabei tritt weder Bruch noch nennenswerte Formänderung ein. Es wird sich nur ein unbedeutendes elastisches Ausweichen der Querschnittswände nach dem Inneren zeigen, der Stollen kann ohne Auskleidung bleiben. Die Querschnittsform spielt hier also keine Rolle. Bei Phase II ist k kleiner als $h \cdot \gamma$. Hier müssen die Wände brechen, da die Belastungsbedingungen ähnlich sind wie bei den Seitenwänden eines Druckwürfels, dessen Ober- und Unterfläche durch die Reibung am seitlichen Ausweichen verhindert werden. Im rechteckigen Stollen kann an den Ecken dieses Ausweichen nicht stattfinden, dazwischen entstehen gekrümmte Bruchflächen derart, daß sich etwa eine Kreisform des Profils herstellt. Diese Bruchflächen können sehr plötzlich entstehen. Die Spannungsverteilung um das Profil herum muß nun tangential sein und man kann ihre Größe angenähert zu $h \cdot \gamma$ annehmen. Weitere Zerstörungen um den so gebildeten Kreisquerschnitt herum werden aber nicht mehr entstehen, da die Bruchspannung k , längs der gekrümmten Fläche größer wird als die am Würfel gemessene Bruchspannung k . Wir kennen diesen Koeffizienten k , durch Versuche allerdings bisher nicht. Es besteht dann wieder eine Analogie zum umschnürten Beton. Hier springen zwischen den Umschnürungen unter höherem Druck auch Betonteile in konkaver Fläche heraus, und dann hält er Pressungen aus, die die Bruchspannung k weit übersteigen. In der Belastungsphase II hat also die Zimmerung und die nachherige Verkleidung nur die Aufgabe, die kleinen sich ablösenden Schalen der Stollenwände festzuhalten, sie brauchen also nicht stark zu sein. Die Phase III ist schließlich diejenige, bei der auch der vorher bezeichnete Bruchkoeffizient k_1

überschritten wird. Dann setzt sich die Zerstörung des Gesteins auch weiter in den Fels hinein über den Kreisquerschnitt hinaus fort. Die Tangentialkraft überwindet langsam die Kohäsion und die innere Reibung. Hier hat eine Auskleidung die Aufgabe, den seitlichen Widerstand abzugeben und damit den Druckkoeffizienten weiter zu erhöhen, die Zerstörung aufzuhalten. Sie muß daher entsprechend starke Abmessungen haben.

Wird die radiale Pressung zwischen Auskleidung und Fels mit x bezeichnet, ferner $h \cdot \gamma$ mit y und ist k_1 die Bruchfestigkeit des Gesteins, so kommt Verfasser zu der empirischen Beziehung $y = \sqrt{a \cdot x (k_1 + 1)^2 + k_1^2}$ worin a ein vom Material abhängender Koeffizient ist. Für Sandstein wird dafür der Wert ermittelt und gesetzt $x = \frac{y^2 - k_1^2}{a (k_1 + 1)^2} \text{ t/cm}^2$. Da k_1 mit wachsendem Halbmesser des Profils sinkt, so wächst x dementsprechend. Läßt man daher den Stollen längere Zeit ohne genügend starken Ausbau, so schreitet die Zerstörung in dem Felsmassiv fort, die Pressung steigt immer mehr an. Eine rasche Auskleidung ist daher geboten, da man sie sonst immer stärker machen muß.

Im 2. Teil seiner Untersuchungen geht Verfasser nun auf die Ermittlung der Stärke der Auskleidung für bekanntes x über. Beim Kreis ist einfach $\sigma = x \cdot \frac{2R^2}{R^2 - r^2}$ oder $\sigma = \frac{x \cdot R}{d}$, worin R und r die äußeren bzw. inneren Halbmesser und d die Auskleidungsstärke bedeuten. Bei anderen Profilformen müssen, da die nahezu kreisförmige Pressungskurve mehr oder weniger von der Profilform abweicht, so beträchtliche exzentrische Pressungen entstehen, daß die Verkleidung brechen müsste. Aber das Felsgestein verhindert das, da sein passiver Gegendruck ein vielfaches von x in gewöhnlichen Tiefen ist. Es wird so eine Drucklinie entstehen, die sich besser dem Profil anpaßt, aber nicht etwa mit der Mittellinie der Verkleidung zusammenfällt. Verfasser ermittelt dann die Spannungsflächen usw. für ein mehr eiförmiges und ein rechteckiges Profil. Jedenfalls aber bleibt die Kreisform die beste. Voraussetzung bei allen diesen Betrachtungen ist, daß die Auskleidung sich eng an den Felsausbruch anschließt, keine unausgefüllten Öffnungen läßt, da sich sonst der passive Gegendruck des Felsens nicht entwickeln kann. Ist das aber nicht der Fall, so muß selbst da, wo an sich eine ganz schwache Auskleidung genügen würde, eine 2—3mal so starke brechen.

Was die zulässigen Spannungen im Auskleidungsmaterial betrifft, so ist zu berücksichtigen, daß wir es von Anbeginn der Tunnelherstellung mit Belastungen zu tun haben, die Alles übertreffen, was bei sonstigen Konstruktionen üblich ist. Andererseits aber ist, wenn der Fels einige Kohäsione besitzt, nicht mit plötzlichen Zerstörungen einer Verkleidung zu rechnen, es muß darüber immer eine gewisse Zeit vergehen, man wird also die Deformationserscheinungen nicht übersehen können. Die hierin liegende Sicherheit gestattet es auch, mit sehr viel höheren Druckbeanspruchungen im Auskleidungsmaterial zu rechnen, die deren Bruchspannungen nahe kommen. Verfasser läßt daher unbedenklich das 10fache der sonstigen Druckbeanspruchung zu. An Beispielen wird rechnerisch dargetan, daß, um den Zerstörungsprozeß aufzuhalten, unter Umständen eine Verkleidung ausreicht, die in ihrem Widerstand denjenigen des Felsens selbst nicht übertrifft. Das erklärt sich damit, daß das Verkleidungsmaterial noch nicht zusammengepreßt ist, wie der Fels selbst. Praktisch wird man allerdings stets ein festeres Material anwenden, um die Auskleidung möglichst dünn zu machen. Aus den obigen Ausführungen erklärt sich aber die Erscheinung, daß sich Tunnel, in denen starke Pressungen auftreten, also der Fall der Phase III vorliegt, wenigstens eine Zeit lang ohne Verkleidung am Fuß halten. Ebenso kann der Tunnel ohne Sohlengewölbe stabil bleiben. Es ist aber immerhin bedenklich, dieses fortzulassen wo stärkere Pressungen zu erwarten sind.

Verfasser weicht mit den vorgetragenen Anschauungen nicht unerheblich von denjenigen anderer Autoren ab. Er kommt ferner noch zu folgenden Schlüssen. Wenn ein schlechter Fels durchfahren wird, so müssen wir hinsichtlich Stärke und Güte der Auskleidung doch Vieles der Schätzung überlassen, denn die genauen Werte lassen sich nicht durch Versuche feststellen. Man nimmt daher, um spätere kostspielige Arbeiten zu vermeiden, die Auskleidungsstärke im Allgemeinen wesentlich größer an, als sie nach der Rechnung zu sein brauchte. Verfasser empfiehlt statt dessen, den Ausbruch zwar so groß zu machen, daß

man mit den bei ungünstigsten Annahmen ermittelten Auskleidungsstärken auskommt und doch das erforderliche freie Profil läßt, dann aber zunächst nur einen Auskleidungsring in schwächeren Abmessungen auszuführen und dann diesen, falls sich Bewegungen zeigen, durch einen zweiten und evtl. dritten inneren Ring zu verstärken. Werden diese 3 Ringe zusammen so stark, wie die anfangs vorgesehene starke Auskleidung in einem Ring, so ist die Widerstandsfähigkeit des dreifachen Ringes doch sehr erheblich größer als die Auskleidung in einer Stärke, denn durch den inneren Gegendruck des zweiten Ringes wird

auch die Bruchfestigkeit des ersten erhöht usw. Man kann auf diese Weise, selbst wenn man schließlich zur gleichen Auskleidungsstärke kommt, wie ursprünglich geschätzt, doch billiger arbeiten, weil man evtl. ein weniger festes und kostspieliges Material benutzen kann, z. B. gewöhnliches Mauerwerk statt Haustein.

Nach diesen Voruntersuchungen geht Verfasser nun zur Berücksichtigung des Innendruckes über und schließlich zur Frage der Auskleidung des Stollens mit Beton und Eisenbeton. Darüber wird in einem Schlußaufsatz noch berichtet werden. — (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Ausbesserung eines ausgewaschenen Beton-Brückenpfeilers mittels Eisenbeton-Verstärkung. Eine sonderbare Folgeerscheinung einer mangelhaften und sorglosen Betonierung zeigte sich an den Pfeilern der Straßenbrücke mit durchlaufenden Rippenbalken aus Eisenbeton über die Marosch bei Saromberk nördlich von Tg. Mures-Marosvararhely in Rumänien.

Die 60 m weite Brücke hat 3 Öffnungen von 25,0, 17,50 und 17,50 m. Die beiden Strompfeiler von 3 m Höhe aus Stampfbeton sind auf 5 m hohe, in die Flußsohle aus hartem Mergel versenkte Fundamente von 4,50 mal 1,60 m Grundfläche aufgesetzt. Die Betonierungsarbeiten der Pfeiler sind im Winter 1913/14 ausgeführt worden. Nach Verlauf von 9 Jahren veranlaßten bedenkliche Erscheinungen die Baudirektion von Chy-Klausenburg zu kostspieligen Ausbesserungsarbeiten an diesen Pfeilern. Es waren nämlich an den Betonfundamenten in der Nähe des Niedrigwasserspiegels Abbröckelungen und Aushöhlungen der Betonoberfläche beobachtet worden. Bei näherer Untersuchung zeigte sich bei dem einen Strompfeiler, wo sich die Flußsohle unterdessen um 2 m vertieft hatte, daß der Beton knapp unter Niedrigwasser rings um den Pfeiler bis zu 50 cm Tiefe ausgewaschen war und daß ungefähr in der Mitte des Pfeilers das Betonfundament in seiner ganzen Dicke von 1,60 m durchlöchert war. Infolgedessen war von der ursprünglichen Grundfläche nur noch kaum ein Drittel übriggeblieben. In den Höhlungen wurde Sand und Schotter in unabgebundenem Zustande vorgefunden.

Da der tiefer unten gelegene Teil des Fundamentes aus gutem Beton besteht, sowie auch die höheren Schichten für widerstandsfähig befunden wurden, konnte eine ringförmige Verstärkung des geschwächten Fundament Querschnittes in Niedrigwasserhöhe aus Beton mit ringförmiger Eisenbewehrung vorgenommen werden, die an zwei Stellen durch Verbindungen quer durch den Betonkörper versteift war. Bei der ersten Verbindung konnten die Eiseneinlagen durch das erweiterte Loch gelegt werden, für die zweite Verbindung wurde ein Loch durch den auf ein Drittel geschwächten Betonkern gemeißelt.

Als Ursache für genannte Erscheinungen wurde die ungenügend sorgfältige Wasserhaltung bei der Ausführung der Fundamente festgestellt. Nachdem ein Hochwasser die erste Spundwand fortgerissen hatte, unter deren Schutz der untere Teil des Fundamentes betoniert worden war, wurde die Betonierung bei allzugroßem Wasserzudrang fortgesetzt, dessen Strömung den Zement aus dem noch frischen Beton auswusch.

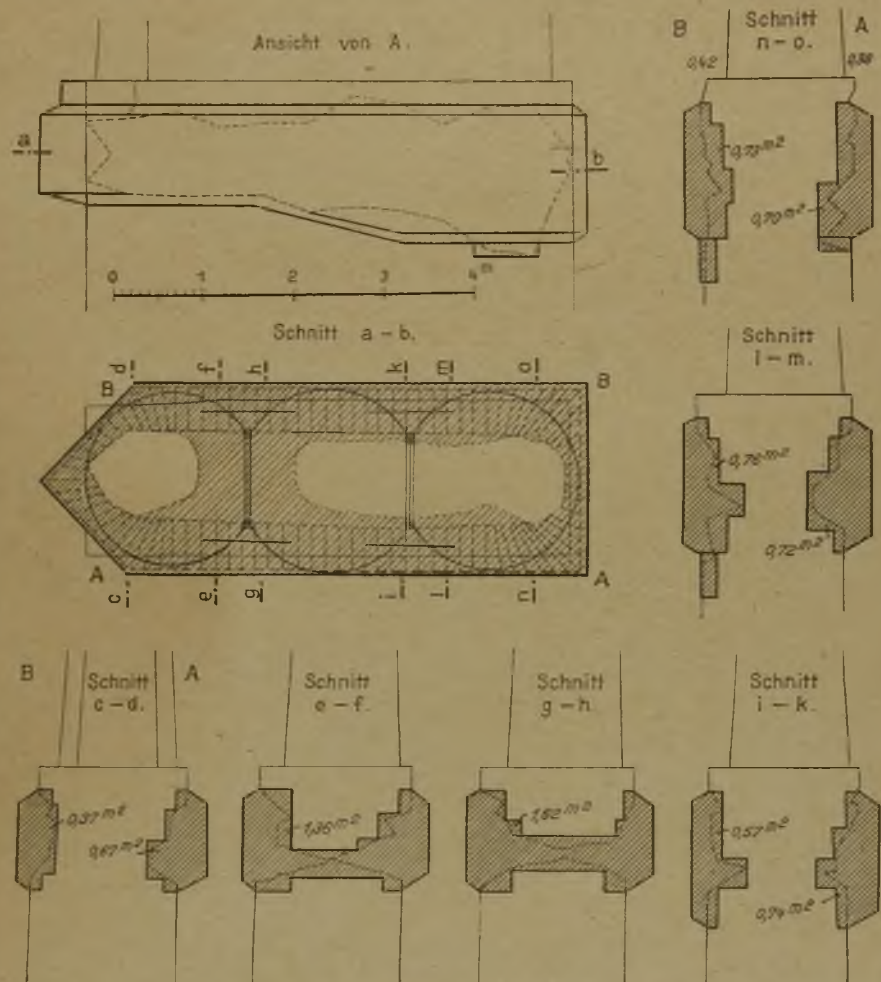
Der Einfluß des Eises und der Schlag der schwimmenden Floßhölzer legte die Schäden in verhältnismäßig kurzer Zeit für die Beobachtung frei.

Die beigegebene Abbildung läßt den Zustand des Pfeilers vor und nach der Ausführung der Ausbesserungsarbeiten erkennen.

Deckeneinsturz im Verlagshaus Rudolf Mosse, Berlin. Die in den Tageszeitungen über die Einsturzkatastrophe im Verlagshaus Rudolf Mosse, Berlin, erschienenen Abhandlungen enthielten über die Ursache des Unglücks die verschiedensten Angaben. Völlige Klarheit hierüber wird sich erst nach Abschluß der amtlichen Untersuchungen

ergeben. Es ist jedoch notwendig darauf hinzuweisen, daß es sich nicht um eine Bauausführung in Eisenbeton gehandelt hat. Tatsache ist vielmehr, daß Steineisendecken, die zwischen eiserne Träger gespannt waren, eingestürzt sind.

Nach einer amtlichen Darstellung der städt. Baupolizei



Ausbesserung eines ausgewaschenen Beton-Brückenpfeilers mittels Eisenbeton-Verstärkung.

ist eines der zugleich das Dach bildenden Deckenfelder am 24. Januar 1923 zusammengebrochen und hat alle darunter liegenden Geschoßdecken durchschlagen, bis auf die Gewölbe über dem Kellergeschoß, die standgehalten haben. Hier lagerten sich die Trümmerhaufen ab. Die zusammengebrochene Decke war eine zwischen eiserne I-Träger gespannte, gestelzte Raebel'sche Steineisendecke von 4,12 m Spannweite. Das unter der Einbruchstelle liegende Deckenfeld war durch einen eisernen I-Träger unterteilt, der sich durchgebogen hatte. Die Reste der Decken lassen erkennen, daß diese entsprechend der statischen Berechnung für eine Nutzlast von 200 kg/m² ausgeführt waren. Wenn auch Abschließendes noch nicht gesagt werden kann, so ist doch festgestellt, daß sich zwar die Eiseneinlagen einwandfrei zeigten, daß aber, da der Mörtel sich vom Eisen fast vollständig gelöst hat, dessen Abbindung noch nicht völlig erfolgt war. Die fragliche Decke soll zwischen dem 21. und 24. Dezember 1922 hergestellt und am 19. Januar 1923 ausgeschalt worden sein, also eine Abbindezeit von rund 4 Wochen gehabt haben. In dieser Zeit bewegte sich die Temperatur um den Nullpunkt herum; vielleicht hat sogar die Decke etwas Frost bekommen.

Die Ursache des Einsturzes wird vorläufig auf Überlastung der Decke zurückgeführt. Auf den Deckenfeldern soll stellenweise Kies bis zu 70 cm Höhe gelagert haben, dessen Gewicht durch häufige Regenfälle stark vergrößert wurde.

Aus dem Vorstehenden ergibt sich, daß die Eisenbetonbauweise mit dem Deckeneinsturz im Hause Rudolf Mosse nicht das Geringste zu tun hat. — W. P.

Literatur.

Karl Naske. Die Portland-Zement-Fabrikation. 4. Aufl. Verlag Theod. Thomas, Leipzig. 8°, 462 S. Text mit 465 Textabbildungen.

Das Werk, das 1902 erstmalig erschienen ist und sich rasch Freunde erworben hat, wendet sich in erster Linie an den Ingenieur, der sich mit dem Bau von Zementfabriken befassen will, in zweiter Linie an den Zementfabrikanten, um diesen die Anordnung und die Betriebs-einrichtungen gut eingerichteter Fabriken näher zu bringen. Chemisch-technologische Vorgänge sind nur, soweit unbedingt zur Erläuterung notwendig, mit einbezogen. Die 2. Auflage erschien 1908, die 3. i. J. 1914, dann nach langer Pause die 4. im Herbst vorigen Jahres, und alle spiegeln sie in ausgezeichnete Weise die fortschreitende Entwicklung in der Zementindustrie wieder. So zeigt die neue Auflage im maschinellen Teil in den Mitteilungen über Hammermühlen zur Vorzerkleinerung von Rohstoffen, über neue Bauarten von Dreiwalzenmühlen und Verbundmühlen, über selbsttätige Schachtofen, besondere Bauweisen von Drehrohröfen und schließlich über Vorkehrungen zur Bekämpfung der Staubplage eine Reihe wichtiger Neuerungen, und außerdem sind die Beispiele ausgeführter Fabriken, auf die besonderes Gewicht gelegt ist, erweitert und ergänzt.

Der Bauingenieur und der Betonbauer finden ihrerseits in dem Abschnitt über die Eigenschaften des Portlandzementes und die Prüfungsmethoden, sowie in den abgedruckten Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement für sie Wünschenswertes. Auch in diesem Abschnitt machen sich die Erfahrungen und wissenschaftlichen Untersuchungen des letzten Jahrzehntes geltend. Auch die Gegenüberstellung der deutschen, österreichischen, schweizerischen und russischen Normen ist für den deutschen Ingenieur von Interesse. Die zahlreichen anderen Auslandsnormen, die früher ebenfalls abgedruckt waren, mußten dagegen der Raumersparnis wegen jetzt fortgelassen werden. Dagegen ist die Zahl der guten Abbildungen nicht unwesentlich vermehrt.

Mit der vorliegenden neuen Auflage steht das anerkannte Werk wieder auf der Höhe praktischer Erfahrung und wissenschaftlicher Erkenntnis in dem behandelten Gebiet. —

Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage. Herausgegeben von Dr.-Ing. Fr. Emperger, Wien. 5. Bd. Flüssigkeitsbehälter, Röhren, Kanäle. Bearb. v. Dr. R. Grün, Dr.-Ing. Dr. Lewe, Prof. Löser und Stadtr. F. Lorey. 8°, 400 S. Text mit 743 Textabb. Berlin 1923, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Pr. geh. Grundzahl 16.2, geb. 20.4. Teuerungsindex z. Zt. 2500.

Die neue Auflage dieses Bandes des Handbuches für Eisenbetonbau, die der 2. Auflage nach 13 Jahren gefolgt ist, zeigt äußerlich etwa das gleiche Gesicht wie früher, jedoch mit nicht unerheblich vermehrtem Abbildungsmaterial. Auch die Zerlegung in 2 Hauptabschnitte, die Flüssigkeitsbehälter und die Röhren bzw. Kanäle ist geblieben. Der 2. Abschnitt hat seinen früheren Bearbeiter F. Lorey in Zeit behalten, und auf diesem Gebiet sind auch im letzten Jahrzehnt keine so wesentlichen Fortschritte zu verzeichnen, so daß hier nur an einigen Stellen die bessernde Hand des Verfassers anzulegen war.

Die Fassung des 1. Abschnittes trägt dagegen in der neuen Auflage den Charakter einer vollständigen Neubearbeitung. Diese kommt äußerlich schon dadurch zum Ausdruck, daß an Stelle des früheren Bearbeiters Wuczkowsky, Wien, jetzt 3 Autoren getreten sind, von denen B. Löser in Dresden den allgemeinen, die Beschaffenheit des Betons und dessen Dichtung und Schutz gegen Angriff schädlicher Flüssigkeiten behandelnden Teil, sowie den praktischen Teil der ausgeführten Beispiele bearbeitet hat, während Dr. R. Grün, Düsseldorf, die Frage der chemischen Einwirkung verschiedener Flüssigkeiten und schließlich Dr. Lewe, Berlin, den statischen Teil bearbeitet haben.

Was den praktischen Teil anbetrifft, so zeigt die neue Auflage in gut ausgewählten Beispielen, daß dieses Gebiet des Betonbaus eine wesentliche Fortbildung durch Einbeziehung neuer Aufgaben und eine weitere konstruktive Durchbildung erfahren hat. Im allgemeinen Teil machen

sich die neuen Erfahrungen und wissenschaftlichen Untersuchungen geltend und eine große Zahl von Mitteln, die dem Beton zur Erhöhung der Wasserundurchlässigkeit und der Zugfestigkeit zugesetzt werden sollen — eine Aufgabe, der Zugfestigkeit zugesetzt werden sollen — eine Aufgabe, die bei manchen der angepriesenen Mittel nur zum Teil erfüllt wird — werden kritisch besprochen. In Bezug auf die chemische Einwirkung verschiedener Flüssigkeiten auf den Beton hat sich unsere Kenntnis in den letzten Jahren wesentlich erweitert und vertieft, nachdem z. T. schlechte Erfahrungen dazu gezwungen haben, diesen Fragen etwas näher nachzugehen. Der Verfasser stützt sich in seiner diesen ganzen Fragenkomplex systematisch behandelnden Arbeit auf umfangreiche Umfragen, die er an die Kreise der Praxis gerichtet hat. Es kommen also nicht nur die neuen wissenschaftlichen Erfahrungen auf Grund von Laboratoriumsversuchen, sondern auch die aus der Praxis abgeleiteten Ergebnisse hier zur Geltung. Die Frage wird hier übrigens ganz allgemein, nicht nur vom Standpunkt der Flüssigkeitsbehälter, betrachtet.

Eine ganz neue Gestalt hat auch der statische Abschnitt erhalten, in dem namentlich das schwierige Problem der nach 2 Richtungen beanspruchten Platte und gekrümmter Schalen zu behandeln war. Erst die neuere Zeit hat uns — z. T. durch eingehende Versuche — die Mittel zu einer genaueren Berechnungsweise für solche Konstruktionen an die Hand gegeben. Das schwierige Gebiet wird vom Verfasser in klar verständlicher Form behandelt und die Ergebnisse sind auf möglichst einfachem Weg gewonnen, wobei der Verfasser z. T. eigene neue Methoden anwendet. Neu ist auch die Untersuchung über den statischen Einfluß heißer Füllungen der Behälter, die z. T. zu neuen praktischen Vorschlägen für die Ausbildung derart beanspruchter Behälter geführt hat.

Die neue Auflage dieses Bandes bringt also sowohl in praktischer wie wissenschaftlicher Beziehung die Fortschritte auf dem betreffenden Gebiet zum klaren Ausdruck und liefert dem ausführenden Ingenieur damit die beste Handhabe zur zweckmäßigen Lösung dieser Probleme. —

Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl. Herausgegeben von Dr.-Ing. Fr. Emperger, Wien. 11. Band. Hochbau I. Bearbeitet von Prof. Bastine, Prof. Dr.-Ing. Dörr, beide in Karlsruhe, und Ob.-Ing. R. Heim, Wien. 8°, 524 S. Text mit 1632 Textabb. Berlin 1923, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Pr. geh. Grundzahl 15, geb. 19.2. Teuerungsindex z. Zt. 2500.

Nachdem im Jahre 1922 der die Dachkonstruktionen behandelnde 2. Teil der Hochbaukonstruktionen in 2. Auflage erschienen ist (bearb. von Prof. Domke, Aachen, und Dr.-Ing. K. W. Mautner in Düsseldorf) folgt nunmehr der 1. Teil, der den Decken, Säulen, Mauern und Wänden, Treppen und schließlich den Kragbauten gewidmet ist, bereits in 3. Auflage. Damit liegt das ganze Gebiet der Konstruktionselemente der Hochbauten wieder in neuzeitlicher Bearbeitung vor. In allen Abschnitten sind die Neuerungen und Erfahrungen auf dem entsprechenden Gebiet gewürdigt. Unter den Decken werden jetzt auch die von Amerika bei uns übernommenen, in mancher Hinsicht besondere Vorzüge bietenden trägerlosen Pilzdecken behandelt und eine Reihe von amtlichen Sonderbestimmungen für Deckenbauten wurden hier aufgenommen. Bei den Säulen wurden Ausführungen über umschmürte Eisenbetonsäulen mit steifem Kern aus Gußeisen, Schmiedeeisen und Bausteinen, wie sie von Emperger vorgeschlagen und ausgeführt worden sind, neu aufgenommen. Bei den Mauern und Wänden kommen namentlich auch die Sparbauweisen, wie sie der Not der Zeit gehorchend, vor allem im Kleinwohnungsbau, jetzt vielfach angewendet werden müssen, zu ihrem Recht. Bei den Treppen hat der Bearbeiter Prof. Dr.-Ing. Dörr eine genaue Berechnung der in unseren Hochbauten so häufigen Treppenanlagen mit gekrümmtem Wangenzug in den verschiedensten Formen durchgeführt, die eine wertvolle Bereicherung der neuen Auflage darstellen. Auch der von Ob.-Ing. Heim bearbeitete Abschnitt über Kragbauten weist eine Reihe von Erweiterungen und Verbesserungen auf, entsprechend der sich immer mehr entwickelnden Anwendung solcher Konstruktionen im Eisenbetonbau zu den mannigfaltigsten Zwecken. In allen Abschnitten ist das Abbildungsmaterial gesichtet, und sind veraltete Ausführungsformen durch neue Beispiele ersetzt. — Fr. E.

Inhalt: Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton. — Gebäudennterfangung mit Betonpfählen nach Patent Strauß. — Die Ausbildung von Stollen mit innerem Druck. — Vermischtes. — Literatur. —

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