

Neuere

Bauweisen und Bauwerke

aus Beton und Eisen.

III. THEIL.

Fortsetzung des Berichtes über den Stand bei der Pariser Ausstellung
aus dem Gebiete des Wasserbaues.

(Mit 40 Textfiguren und einer Tafel.)

Der Expertenbericht über den Hauseinsturz in Basel.

(Mit 10 Textfiguren.)

IV. THEIL.

Die Durchbiegung und Einspannung von armierten Betonbalken und Platten.

(Mit 44 Textfiguren und drei Tafeln.)

Von

FRITZ VON EMPERGER

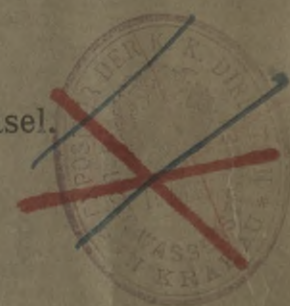
b. a. Bau-Ingenieur.



Wien 1902.

Verlag von Lehmann & Wentzel (Paul Krebs).

Druck von R. Spies & Co. in Wien.



Politechnika Krakowska
Biblioteka Główna



100000113529

~~Expositur
d. k. u. Don. f. d. B. d. W.
in Krakau
Paul. S. Nr. 77~~

Neuere

Bauweisen und Bauwerke aus Beton und Eisen.

III. THEIL.

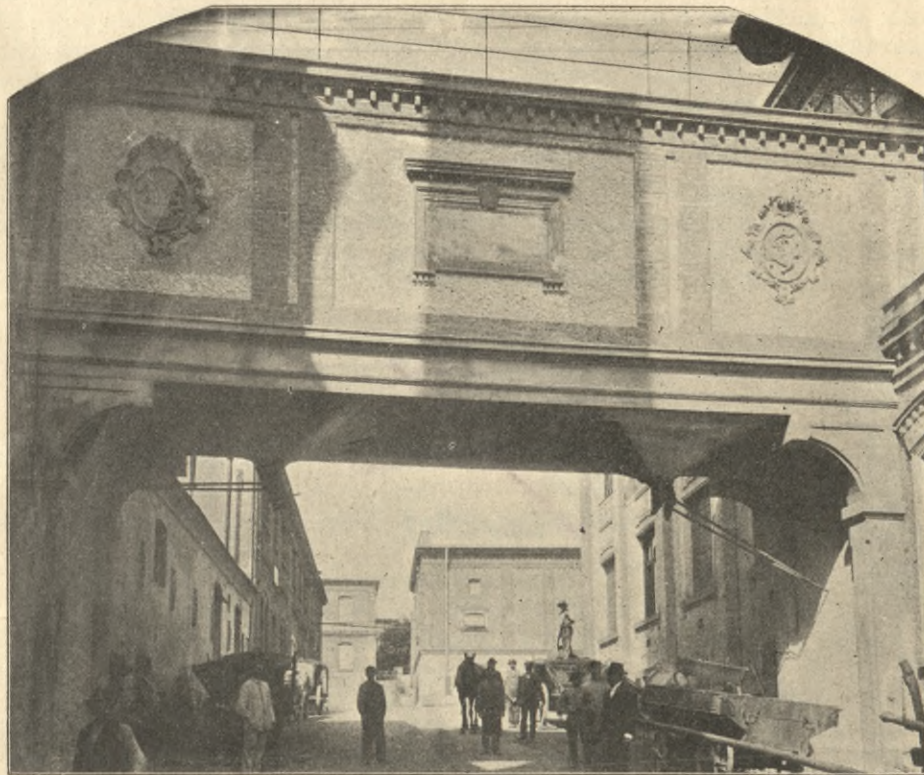
Fortsetzung des Berichtes über den Stand der Pariser Ausstellung aus dem Gebiete des Wasserbaues.

Der Expertenbericht über den Hauseinsturz in Basel.

Von

FRITZ VON EMPERGER

b. a. Bau-Ingenieur.



Treber-Silos des Hofbräuhauses in Nussdorf.
Erbaut von Ed. Ast & Co.

50 Textfiguren.

Eine Tafel.

Sonder-Abdruck aus der „Zeitschrift des Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines“ 1902.

Wien 1902.

Verlag von Lehmann & Wentzel (Paul Krebs).

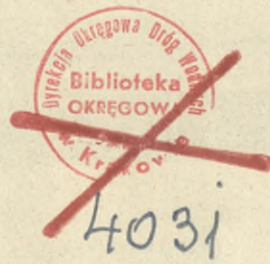
Druck von R. Spies & Co. in Wien.



681.32: 624.02.45



IV - 300199



D-26/2001

Bauwerke.

(Fortsetzung aus dem I. Theil.)

III. Wasserbau.

Im Anschluss an die in den vorangehenden Capiteln*) behandelten Stützmauern sei zunächst der Staumauern Erwähnung gethan. Da eine Armierung dieser Mauerkörper allen hiebei in Frage kommenden Eigenschaften des Mauerwerks zugute kommt, so ist der Gedanke ihrer Anwendung bereits öfters — zuerst von Coignet, dem Vater, 1861**), und von einer Reihe von ausgezeichneten Fachmännern, ich erinnere nur an G. Lindenthal***) und Ruffieux†) — auch in diesen Spalten ††) ausgesprochen worden. Eingehende Vorschläge hat der französische Oberstlieutenant Leroisy †††) gemacht, die in Fig. 1 dargestellt sind. Er bedient sich zur Versteifung bereits nicht mehr des Gewölbes wie Scheck,*) sondern der Platte und bringt behufs Controle der Dichtigkeit einen Canal an der Sohle an. Unrichtig scheint es nur, wenn man bei diesen Vorschlägen die Oekonomie der Bauweise in erste Reihe stellt, denn man würde die gewöhnlichen Staumauern ja gerne noch wesentlich stärker machen,



Fig. 1. Armierte Staumauern von Leroisy.

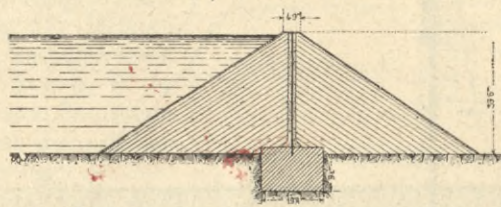


Fig. 2. Staudamm mit Kern in San Diego (Cal.).

wenn man damit der Sicherheit des Bauwerkes wesentlich nützen könnte. Ohne jene lange Reihe von Unfällen mit Staumauern einzeln zu zergliedern, genügt es, sich die Namen von Puentes, Habra und aus jüngster Zeit von Buzey (Frankreich), Austin (Texas) und Columbus (Georgia)**†) ins Gedächtnis zu rufen, um sich klar zu werden, dass in allen diesen Fällen das Eisen der Zerstörung des Mauerwerks Einhalt gethan und dort, wo die Katastrophe außerhalb des Mauerwerks ihren Anfang nahm, wenigstens die Plötzlichkeit der Zerstörung verhindert hätte. Benimmt man aber solchen Unglücken ihr explosives Auftreten, so schrumpfen damit auch diese Katastrophen auf das Niveau gewöhnlicher Unglücksfälle zusammen.

Darum ist es eigentlich nicht recht erklärlich, warum wir gerade auf diesem Gebiete nur auf eine Ausführung (siehe unten) verweisen können und sonst nur auf einige Stau-

dämme, die nach amerikanischer Methode mit einem Mauerwerkskern versehen sind. Fig. 2 führt uns diesbezüglich den Otay-Staudamm in San Diego (Californien) vor, in welchem jedoch die Armierung in einem vertical durchgehenden Eisenblech besteht. Derselbe ist bei einer Höhe von 39 m aus Steinmaterial ziemlich lose hergestellt und nur mit einem durchgehenden Mauerchen von 60 cm Stärke versehen, welches ein 12 mm starkes Blech einschließt. Das Mittel ist radical, benützt aber doch den Beton nur als Rostschutz und Versteifung, ist also doch zu weitgehend, und sei auf die analogen Ausführungen beim Damme in East-Canyon Creek (Utah)*), als ein Beispiel aus dem Reservoirbau**) auf ein solches in Cincinnati, im Canalbau auf die Bauweise Chameroy und Bonna, endlich auf die Caissons bei Senk-kastenfundierungen verwiesen. Einen ähnlichen Gedanken Schnitt xx. verwirklicht ein in

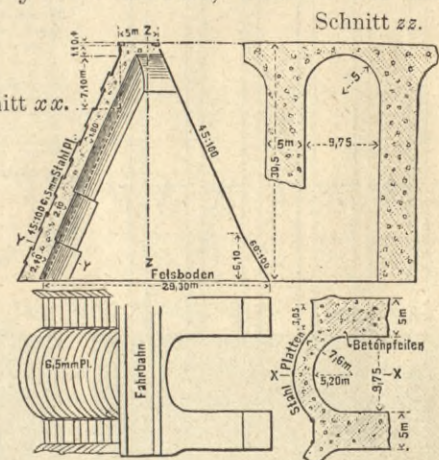


Fig. 3. Beton-Staumauer mit Stahlplatten, 18m hoch, in Ogden (Utah).

Fig. 3 dargestelltes Wehr in Utah, indem nämlich dort auch die beiden Materialien nicht innig vereint wie beim armierten Beton, sondern im selbständigen Nebeneinander zur Verwendung kommen.

Die einzige Ausführung dieser Art ist die Staumauer de la Mouche bei Langre zur Wasserversorgung des Canals Marne—Saône.***) Dieser Bau ist deshalb so interessant, weil in demselben die Mauer sich mit Bezug auf ihre zwei wichtigen Functionen in zwei verschiedene Theile getrennt vorfindet: Eine gewöhnliche Staumauer, die rein statischen Zwecken dient, und einen Vorhang aus armiertem Beton, der die Wasserdichtigkeit herstellen soll. Dieser Vorhang hat eine Höhe von 17.0 m und reicht 1.0 m über Hochwasser, ist 8 bis 12 cm dick und mit Rippen in Abständen von 60 cm mit der Mauer so verbunden, dass ein Luftraum von 10 cm es erlaubt, die Drainage sicherzustellen. Es ist also hier der armierte Beton zur Dichtung des Mauerwerks angewendet worden, ein Vorgang, der insofern nicht

*) Im I. Theil dieser Veröffentlichung.

**) Les bétons agglomérés, Seite 140.

***) Vol. 34, Trans. A. S. C. E., Seite 505.

†) Ann. d. P. et Ch. 1901, 1. trim.

††) „Zeitschrift“ 1900.

†††) „Génie militaire“ 1896.

**†) „Centralblatt der Bauverwaltung“ 1892.

***†) „Eng. News“ vom 23. Jänner 1902.

*) „Eng. News“ 1902, Seite 14.

**) „Eng. News“ 1901, S. 389.

***) Siehe Näheres in S. Christophs „Le béton armé“.

selten vorkommt, als man sich dazu häufig — ich verweise als Beispiel auf das im Jahre 1898 gebaute Mauerwerks-Reservoir von Orléans mit 6500 m^3 Fassung, das mit einer 4 cm Hülle versehen wurde — aber erst nachträglich entschließt, nachdem sich die Unzulänglichkeit des gewöhnlichen Mauerwerkes ergeben hat. Ich erinnere dabei auch an jene große Reihe von Tunnelbauten, wie bei der Semmeringbahn und der Wiener Verbindungsbahn, wo man dem zerstörten Mauerwerk nachträglich eine Betonausfütterung geben musste.*)

Allgemein jedoch geht im Thalsperrenbau die Auffassung dahin, dass diese beiden Functionen der Mauer zu trennen wären, indem man hinter der wasserseitigen Mauerwerksfläche ein Drainrohrnetz anordnet. Es sei endlich noch ein Project dieser Art in Fig. 4 angeführt, das für die von

Dort, wo es sich um einen vollkommen hermetischen Abschluss von jeder Feuchtigkeit handelt, sind Hilfsmittel, wie Asphalt, Blech, Blei oder Glas, am Platz, dort jedoch, wo man nur jene Wasserundurchlässigkeit erzielen will, die ein merkbares Durchdringen der Feuchtigkeit an der Oberfläche verhindert, schießen diese Mittel über das Ziel hinaus, insbesondere wegen ihrer Kostspieligkeit; so z. B. ist die Pester Unterpflasterbahn dermaßen trocken gelegt, dass man zur Staubekämpfung die Bettung bespritzen lassen muss. Trotz alledem geben alle diese Hilfsmittel selbst bei übergroßen Dimensionen keine Sicherheit gegen Sprünge, wie sie der armierte Beton hat. Es sei daher im Zusammenhang mit dem Folgenden die Frage der Wasserdichtigkeit des Betons kurz gestreift.

Dieselbe hängt zunächst von der Porosität des Betons

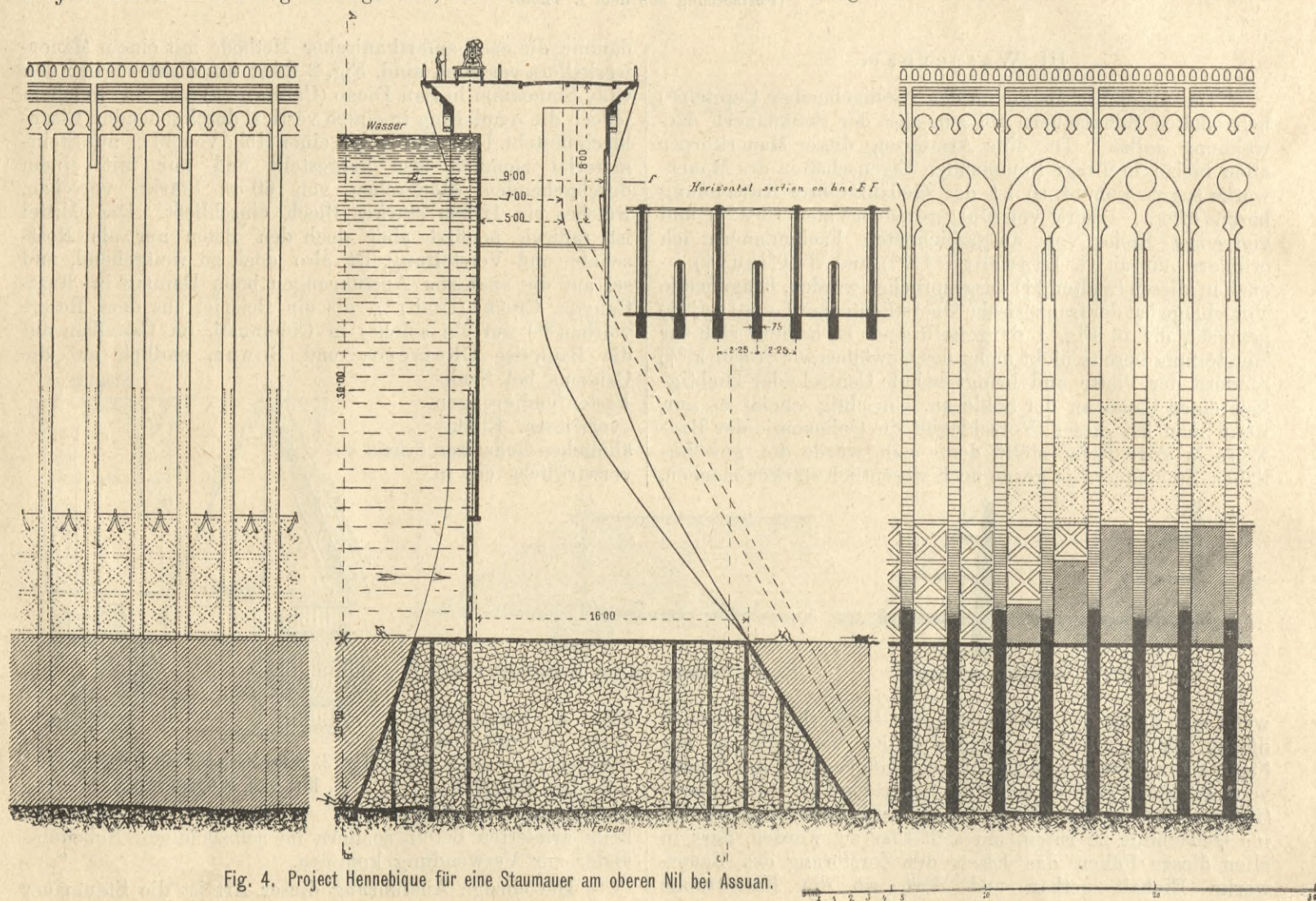


Fig. 4. Project Hennebique für eine Staumauer am oberen Nil bei Assuan.

Baurath Siedek in der „Zeitschrift“ 1900 auf Seite 73 beschriebene riesige Wehranlage bei Assuan am oberen Nil bestimmt war und von Hennebique herrührt. Der Erbauer dieses Werkes, der bekannte englische Hydrotekt W. Wilcocks, veröffentlichte dieses Project in seinem Bericht „The Nile Reservoir Dam at Assuan“ mit der Bemerkung, dass ihn nur die Schwierigkeit der Ausführung an der so entlegenen Stelle hievon abgehalten habe.

Die Figur zeigt uns eine völlige Nachahmung des üblichen Staumauerprofils. Bei armiertem Beton jedoch, der ganz andere Widerstandskräfte als gewöhnliches Mauerwerk entwickeln kann, dürfte eine noch besser geeignete Form gefunden werden, und sei deshalb auf Fig. 3 als Beispiel verwiesen.

*) Siehe Monatsschrift f. ö. B. 1901. Aufsatz von C. J. Wagner.

ab. Da die Zwischenräume des gewöhnlichen Sandes in den Grenzen von $15-33\%$ des gesamten Volumens schwanken, so kann man bei einem Mörtel 1:2 auf eine vollständige Ausfüllung dieser Poren rechnen, und es kann somit auch bei einem Beton 1:2:2 durch eine Ausfüllung der Fugen des Schotters mit solchem Mörtel Wasserundurchlässigkeit erzielt werden. Die hiebei notwendige gute Lagerung des Cementbreies in den Lücken wird durch einen gewissen Ueberschuss an Wasser befördert, und verzichtet man deshalb auf eine erdfeuchte Herstellung und entsprechend ausgiebiges Rammen, dessen Bedeutung vielfach überschätzt wird*), unter gleichzeitiger Verwendung eines Schnellbinders, wie es die Römer bereits prakticiert haben. Von anderer Seite — insbesondere von Dykerhoff — wird ein Zusatz von

*) Siehe diesbezüglich: J. Hitz, Vortrag in der Westend Society, Eng., October 1900.

mindestens 0.1 Fettkalk zu gewöhnlichem Portland-Cement-Mörtel von 1:2½ empfohlen, also die Herstellung eines zu dem Zwecke geeigneten besonderen Portland-Cementes, da die gewöhnliche Zusammensetzung desselben ebensowenig wie z. B. bei Flusseisen ein Passepartout sein kann; ferner geschieht dies wohl auch aus dem vorerwähnten Grunde, um die Geschmeidigkeit der Masse zu erhöhen, und weil der Kalk das Rissigwerden beim Austrocknen verhindert und bei seinem Abbinden, sei es durch Volumsvermehrung, sei es durch Verschlemmung, die vorhandenen Poren schließen soll. Für die meisten Fälle jedoch, wo der Betonkörper bedeutende Dimensionen hat, wird derselbe mit einer geringeren Menge als 500 kg Cement auf ein Cubikmeter Sand hergestellt und nur mit einer fetten Mörtelschichte 1:1 circa 3 cm stark auf der Wasserseite versehen und die Oberfläche entsprechend behandelt. In diesem Mauerwerk kommen jedoch wie in jedem anderen Oberflächenrisse und Luftbläschen vor, die sich unter Umständen zu durchgehenden, resp. zusammenhängenden Spalten ausbilden können. Es sind das bis zu einem gewissen Grad unvermeidliche Erscheinungen, die bei fetten Cementmörteln oft ein recht augenfälliges Oberflächennetz bilden. Bei Steinmauerwerk erwartet man von dem Verband, dass er den Zusammenhang dieser Sprünge unterbricht und verhindert. Wie weit dies selbst bei so riesigen Mauerwerksmassen wie bei der Staumauer der Gileppe zutrifft, davon kann uns jede Photographie dieses Bauwerkes einen sprechenden negativen Nachweis liefern. Der Wasserverlust beträgt bei der Gileppe nachweislich 300 l pro Min. Freilich kann man durch die Wahl entsprechender Materialien, mit Hilfe des experimentellen Versuchswesens, auch auf diesem Gebiete bessere Resultate erzielen. Die amerikanischen Absolventen Broenimann und Ross haben experimentell die Fortpflanzung des Wasserdruckes in Gesteinen untersucht und nachgewiesen, dass bei einem untersuchten Mörtel 1:1 schon nach drei Tagen gar keine Spannungserscheinungen auftreten sollen, die an eine directe Fortpflanzung der Drücke schließen lassen, wie er bei den meisten Steinen nachgewiesen wurde. Ist es doch eine bekannte Thatsache, dass z. B. in Dresden die Mauerwerkscanäle aus dem dortigen Sandstein erst durch den Ueberzug mit einer Cementschicht die nötige Dichtigkeit erhalten. Dagegen liest man ganz allgemein in Lehrbüchern: Die Bausteine vom Granit bis zum Sandstein sind mit 0.2 bis 5% hygroscopisch, die Mörtel jedoch sind mit 10 bis 20% angegeben. Durch Generalisierung einer an und für sich richtigen Thatsache kommt man da zu ganz falschen Begriffen, als ob sich diese Eigenschaft durch entsprechende Herstellung nicht corrigieren ließe. Trotzdem ist der Einfluss des Wassers auf den Cement selbst ein großer, und man will nachgewiesen haben, dass eine völlige Sättigung und ein Austrocknen einer Temperaturschwankung von 40° C. entspricht, was sich ja auch durch ein Netz sichtbarer Sprünge erkenntlich macht. Diese übergroße Empfindlichkeit des reinen Cementes verschwindet durch einen Sandzusatz, wenn weniger wie 800 kg Cement pro m³ Sand verwendet wurden. Das Eisen seinerseits verhindert das Eindringen von oberflächlichen Sprünge und nimmt die Scherspannungen auf, die der Beton nicht zu ertragen im Stande ist, so lange das Eisen selbst keine unzulässigen Inanspruchnahmen erfährt.

Bei hohem Wasserdruck und da die Praxis weder so fett noch so sorgfältig mischt, ist im allgemeinen die Wasserdurchlässigkeit keine sofortige Erscheinung, sondern eine Eigenschaft, die sich oft erst mit der Zeit einstellt, aber dann auch einer großen Steigerung fähig ist, indem das Wasser die vorhandenen oder erst durch den Druck gebildeten Aedern von selbst wieder durch Ablagerung von Sedimenten verstopft. So haben Beobachtungen (Fig. 22, 24) bei der ca. 1½ km langen Röhre von 1.8 m Durchmesser, die für die Pariser Canalisation erst kürzlich von Bonna ausgeführt wurde, ergeben, dass in dem unter einem Drucke

bis 13.6 m stehenden Rohr nur bei 7.4 m Druck die Dichtigkeit eine sofortige war. Bis 11.2 m zeigten sich nasse Flecken und weiters ein Nässen, das aber nach zwei, resp. drei Monaten aufgehört hat, so dass von da an die ganze Röhre als wasserundurchlässig gelten konnte. Bordenave hat ein 3 m langes, armiertes Betonrohr von 50 cm Durchmesser und 43 mm Wandstärke von der Wasserleitung in Alfordville (1894) zu Ausstellungszwecken aufgehoben und berichtet hierüber, dass diese ursprünglich für einen Druck von 18 m bestimmte Röhre bei einer Probe (1897) bei 38 m Druck feuchte Stellen zu zeigen begann, beim Wiederholen (1898) 40 m durch einen Monat ausgehalten hat und eine Steigerung bis 60 m zuließ. Cottancin citiert einen Fall, wo eine Röhre, die ursprünglich nur 3 m Druck aushielt, allmählich auf 60 m gesteigert wurde. Natürlich hindert in diesen Fällen eine entsprechende Menge Eisen die unzulässige Vergrößerung der tatsächlich auftretenden Sprünge und ermöglicht so ihre spätere Verschlemmung. Als ein näheres Beispiel bemerkenswerter wasserdichter Ausführung sei auf die von Bordenave 1892 ausgeführte Wasserleitung Venedigs verwiesen. Dieselbe ist 6½ km lang und steht unter 7 m maximalem Druck. Die Rohre haben 80 cm Durchmesser und 37 mm Fleisch. Fig. 5 zeigt uns die

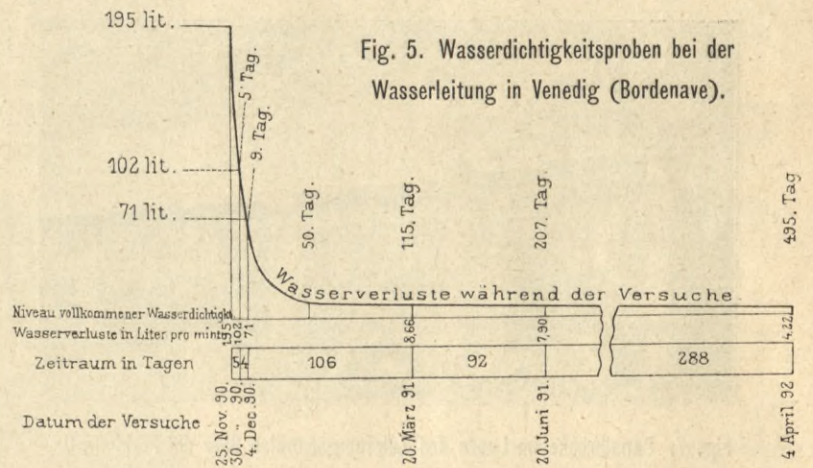


Fig. 5. Wasserdichtigkeitsproben bei der Wasserleitung in Venedig (Bordenave).

Abnahme der Wasserverluste vom 5. bis 495. Tage der Inbetriebsetzung, an welchem Tage, 4. April 1892, die Uebernahme durch die Gesellschaft erfolgte. Der Verlust hat damals 4.22 l pro Minute betragen, was mit Rücksicht auf die Länge der Leitung und die vielen in Betracht kommenden Muffen und Verbindungen als sehr gering bezeichnet werden muss. Die Leitung durchschneidet sehr bewegliches Terrain, Lagunen, so dass anfangs zu häufigen Reparaturen Anlass war, ein Zustand, der heute als glücklich überwunden bezeichnet wird.



Fig. 6. Zuleitungscanal am Simplontunnel.

Eine andere Ausführung in großem Maßstabe bietet uns der bereits erwähnte Zufusscanal am Nordeingang des Simplontunnels in Brieg, nach Bauweise Hennebique, wie sie uns Fig. 6 im Bilde und Fig. 1 der beiliegenden Tafel im Längs-

schnitt und Querschnitt darstellt. Während bei allen sonstigen derartigen Ausführungen es nicht unterlassen wurde, besondere Vorrichtungen zum Schutz gegen Temperaturschwankungen und für die Wasserdichtigkeit anzubringen, so ist der Beweis, dass beides durch Beton-Eisen erspart werden kann, durch diese Ausführung allein in hervorragender Weise erbracht worden. Die ganze 3 km lange Leitung hat ein Gefälle von 1.2 m und führt 8 m³ pro Secunde zur Erzeugung von 2000 PS. Der Canal besteht aus 596 solchen Rohrstücken zu 5.10 m und zwei Canalbrücken von 10 m Spannweite, wie uns Fig. 7 eine solche zur Ueberführung der Furkastraße vorstellt. Dabei darf man freilich nicht vergessen, dass die oberflächlichen Temperaturschwankungen durch die innere Wassertemperatur bedeutend herabgemindert und ausgeglichen wurden. Der Bauvorgang war folgender: Auch dort, wo der Canal direct auf dem Boden aufliegt, befindet sich am Stoß alle 5.10 m eine Stütze, und ist dort im Bau ein inneres Gelenk angebracht worden, wie es Fig. 8 a zeigt, das eine geringe Verschiebung der Canaltheile ermöglicht. Die Herstellung war eine fortschreitende, wie sie Fig. 7 zeigt, und die Montagetemperatur eine niedrige. Es wurde die nach dem Abbinden des Cementes eintretende, oft unregelmäßige

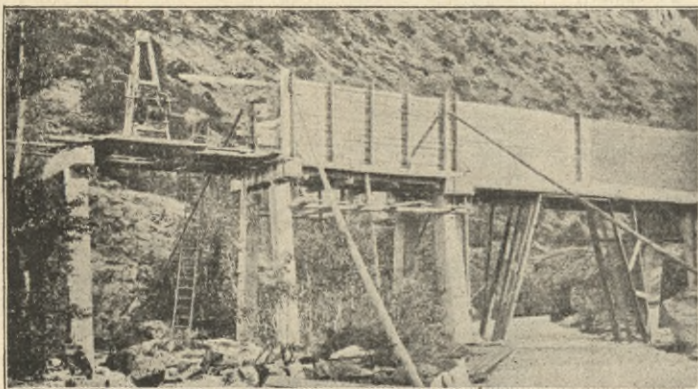


Fig. 7. Canalbrücke im Laufe des Zuleitungscanales über die Furkastraße.

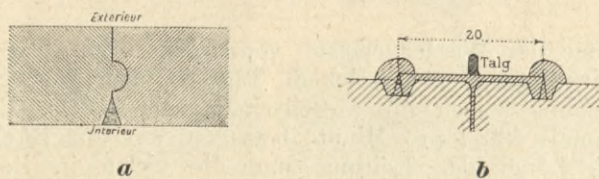


Fig. 8. Dilatations-Vorrichtungen.

Längenänderung abgewartet und damit gleichzeitig das Auftreten von Fugen, die sich je nach der Lage und Entfernung mehr oder weniger öffneten. Dann erst wurde, wo es sich als nöthig herausstellte, die in Fig. 8 b angezeigte Stoßdecke angebracht, die aus einem in die Seitenwände und den Holm des armierten Bockes versenkten Blech besteht, dessen Beweglichkeit in den nothwendigen Grenzen durch seine Form und eine dort ersichtliche Talgzwischenlage gewahrt wurde. Die Anbringung solcher Ausdehnungsdeckungen ergab sich ganz unregelmäßig, und lässt sich höchstens insofern eine Abhängigkeit von der Trace und ihrer Umgebung nachweisen, als dieselben sich dort am nöthigsten herausstellten, wo diese beiden Umstände einem Ausweichen hinderlich waren. Der Bau wurde im April 1899 in Angriff genommen und schon im Juli desselben Jahres vollendet, und hat der Schreiber dieses denselben im August 1900 an einem kühlen Tage in Augenschein genommen und einen tadellosen Zustand festgestellt. Außer einigen mäßig nassen Stellen war kein äußeres Anzeichen für die ungeheure Wassermasse sichtbar, die sich da innen im Dienste eines so großen Werkes wie der Simplontunnel bewegte. Der Vertrag mit der Unternehmung hatte einen

Wasserverlust von 1 l pro laufendes Meter und Minute für zulässig erklärt — es ist dies ziemlich viel, circa 6.30/100 der Gesamtwassermenge, und mit Rücksicht auf die geplante Ausführung in Holz vorgeschrieben gewesen. Bei dem feinen Kalkschlamm, den die Rhône mit sich führt, ist dieser Wasserverlust nie in Anspruch genommen worden. Besonders interessant ist die Ausführung jenes Theiles, der, in Fig. 6 ersichtlich, sich längs der steilen Felswand „der Hohenfluh“ hinzieht. Hier ist die Leitung auf Beton-Eisenböcke gelegt, die mit schwach geneigten Füßen, 40—50 cm im Gevierte, versehen, durchschnittlich 4—6 m, an einzelnen Stellen sogar bis 10 m hoch sind.

Nach diesen Ausführungen kann man ganz allgemein Beton-Eisen für einen Wasserdruck bis 7.5 m als leicht wasserdicht herstellbar bezeichnen, während eine Erhöhung dieser Zahl auf 25 m einem Spezialisten vorbehalten bleiben muss, eine weitere Erhöhung bis 40 m Wasserdruck aber nur unter einer besonderen Garantie der Firma annehmbar erscheint,* da eine Uebernahmeprobe der einzelnen Rohrstücke nicht als das geeignete Mittel zur Sicherstellung gelten kann. Es wird sich hier bei Röhren schon eine innere wasserdichte Hülle als das sicherste Auskunftsmittel empfehlen. Dass jedoch Mauerwerk hiezu auch allein vollkommen geeignet ist, wenn es sich bloß um eine „Dichtigkeit“, aber um keine „Undurchlässigkeit“ handelt, davon geben uns außer den angeführten Bauten auch die hohen Staumauern Zeugnis.



Fig. 9. Canalbrücke über die Inze bei Evillard (Schweiz).

Außer der bereits erwähnten Simplonleitung hat H e n n e b i q u e noch bei Evillard in der Schweiz (Bex) eine kombinierte Trink- und Kraftwasserleitung mit offenem Gerinne hergestellt, auf die wir deshalb hier zurückkommen, weil dieselbe zwei schiefe Canalbrücken von 12 m Spannweite über die Inze enthält (Fig. 9). Hier sehen wir die tragenden Seitenwände zu bogenförmigen Trägern mit 40 cm Stich ausgebildet. Der Fall, dass man die Canalwände armiert und die geraden Trägerwände gleichzeitig als Brückenträger verwendet, ist nur bei kleineren Spannweiten üblich. Beispiele dieser Art zeigen Fig. 10, eine von P a v i n ausgeführte Canalbrücke in Algier von 8.0 m Spannweite, und Fig. 11, eine von G. A. W a y s s ausgeführte Wasserkraftanlage in Doblach von 8.2 m. Eine weitere Ausführung derselben Firma in Ulmerfeld hat zwei Spannweiten zu je 7.5 m, und endlich sei noch der Ueberführung des Kastrgestätter Gerinnes über die Südbahn bei Lalla-Aonda, Algier (1895).

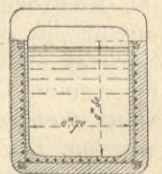


Fig. 10. Canalbrücke in Algier (1895).

Die Vorliebe, mit der sich der Canalbrückenbau des Bogens bedient, hängt mit dessen geringer Durchbiegung im Scheitel zusammen, dafür machen es aber die statisch unbedeutenden Sprünge, die beim Bogen in den Kämpfern beginnen und sich in den Bogenzwickel fortsetzen, nicht rathsam, bei großen Spannweiten den Bogen mit den Canalwänden unverrückbar zu verbinden. Hieraus ergibt sich die

*) Siehe: „Monitore Tecnico di Milan“ 1898, C. Canovetti.

Nothwendigkeit der Zweitheilung, wobei man durch Einfügung eines Zwischenmittels eine weitere Sicherheit erhalten kann. Es steht zu hoffen, dass diese Methoden bei den uns bevorstehenden Canalbauten volle Würdigung finden werden. Auch im deutschen Canalbrückenbau ist man von dem theuersten Mittel einer Bleiausfütterung bei den Anschlüssen, das ja schon zur Zeit der Römer als letztes und sicherstes Mittel galt, endlich abgekommen, und stehen weitere Vervollkommnungen auf diesem Gebiete in Frage, die beim Dortmund—Ems-Canal Anwendung gefunden haben.

Von ausgeführten Bauten sei als Beispiel auf die 122 m lange Haltung bei Pirna und auf die ähnliche Ueberführung eines Gerinnes über die Straße bei Neunkirchen (siehe Tafel, Fig. 2) und den Dorschendurchlass mit 9·10 m

Spannweite zu verzeichnen. Anstatt des üblichen Pfeilerwaldes mit Kreuzgewölben tritt eine freie, luftige Construction entweder von weit gespannten Bögen oder von Plattendecken, erstere gewöhnlich verbunden mit einem runden, letztere mit einem rechteckigen Grundriss. Während Monier und alle älteren Ausführungen an dem runden Grundriss festhalten, ist Hennebique gleichzeitig mit der Einführung seiner Rippenplatte zum Rechteck übergegangen. Als Beispiel dieser Art führt uns beiliegende Tafel, Fig. 6 ein Reservoir für 680 m³ von Hruschau vor, das von E. Ast & Co. erbaut wurde. Die Details der hiebei angewendeten Säulen und die Uebertragung der Deckenlasten auf den Reservoirboden zeigt Fig. 6 der Tafel in Nr. 46 der „Zeitschrift“ ex 1901.

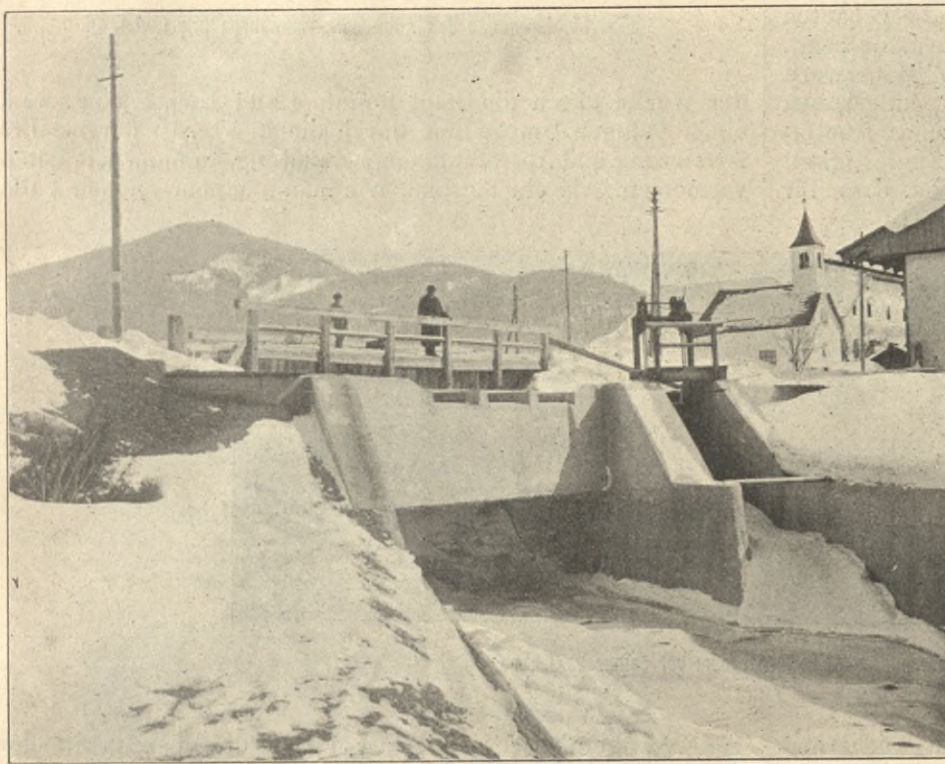


Fig. 11. Canalbrücke über den Sylvesterbach in Doblach.

Spannweite des Gerinnes sowie eine ganze Reihe von ähnlichen Bauten, wie die Ueberführung des Mühlgrabens über den Nadelbach bei St. Pölten, ausgeführt von G. A. W a y s s & Co., verwiesen.

Die ältesten Anwendungen des Beton-Eisenbaues sind Reservoirbauten, und sind dieselben ebenso zahlreich wie mannigfaltig, besonders wenn man unter diesem Sammelnamen Gefäße aller Art zusammenfasst, angefangen von den historischen Kübeln Moniers, dann Behälter für die verschiedensten Fabrications- und Speicherungszwecke, wie Maischbottiche, Weinkübeln, Kalköfen, Kohlen- und Getreide-Silos bis zu den großen Wasserreservoirs mit mehreren tausend Cubikmeter Inhalt.

Im Reservoirbau kommen bautechnisch drei Theile in Betracht: der Boden, die Wände und die Decke. Der Unterbau, der Reservoirboden, wird je nach Lage entweder wie ein Oberboden (Fig. 16) oder ein Fundament (Fig. 6 der Tafel des I. Theiles oder in Fig. 6 der beiliegenden Tafel) construiert, dessen Bauweisen bereits kurz Behandlung fanden. Bei der Decke der Reservoirs ist durch die geänderte Oekonomie dieser Bauweise eine Steige-

runge zu größeren Spannweiten zu verzeichnen. Anstatt des üblichen Pfeilerwaldes mit Kreuzgewölben tritt eine freie, luftige Construction entweder von weit gespannten Bögen oder von Plattendecken, erstere gewöhnlich verbunden mit einem runden, letztere mit einem rechteckigen Grundriss. Während Monier und alle älteren Ausführungen an dem runden Grundriss festhalten, ist Hennebique gleichzeitig mit der Einführung seiner Rippenplatte zum Rechteck übergegangen. Als Beispiel dieser Art führt uns beiliegende Tafel, Fig. 6 ein Reservoir für 680 m³ von Hruschau vor, das von E. Ast & Co. erbaut wurde. Die Details der hiebei angewendeten Säulen und die Uebertragung der Deckenlasten auf den Reservoirboden zeigt Fig. 6 der Tafel in Nr. 46 der „Zeitschrift“ ex 1901. Neuerer Zeit ist man jedoch öfters zum runden Grundriss zurückgegangen wegen seiner statischen Vortheile, die die gefahr-vollen Eckconstructions vermeiden, und hat darüber große Decken in der filigransten Weise in einem Stück hergestellt, so bei der in Fig. 12 dargestellten Decke für das Reservoir („Eng. News“ 1894) in Rockford (Ill.), welches nach der Bauweise Golding mit Streckmetall hergestellt wurde, und sei diesbezüglich noch auf die früheren Fig. 26, 27 im I. Theil verwiesen.

Chassin gibt den Preis solcher Riesengeschirre fallend mit dem Fassungsraum an.

Bei: 25 m ³ . . .	Fres. 32·6	per Cubikmeter,
50 " . . .	27·6	" "
75 " . . .	24·7	" "
100 " . . .	23	" "
200 " . . .	20	" "
300 " . . .	18	" "
500 " . . .	16	" "
1000 " . . .	15	" "

Diese Preise gelten jedoch nur, wo kein weiterer Unterbau und kein Deckel nöthig ist. Das größte, von Chassin ausgeführte Reservoir in Chatillon (Dep. Seine) hat 4000 m³ Inhalt. Dasselbe ist zwar auch kreisförmig mit 32 m Durchmesser, wurde jedoch mit zwei kreisförmig angelegten Tonnengewölben von je 6 m Spannweite, die auf einer inneren Säulenreihe aufrufen, nur theilweise zugedeckt. Die Wahl des Baumaterials war in diesem Fall wie in so manchen anderen, so auch in Hruschau (Fig. 6 der beiliegenden Tafel) u. s. w., durch die dadurch erzielte Verminderung der Fundamentpressung als die einzig mögliche Lösung gegeben.

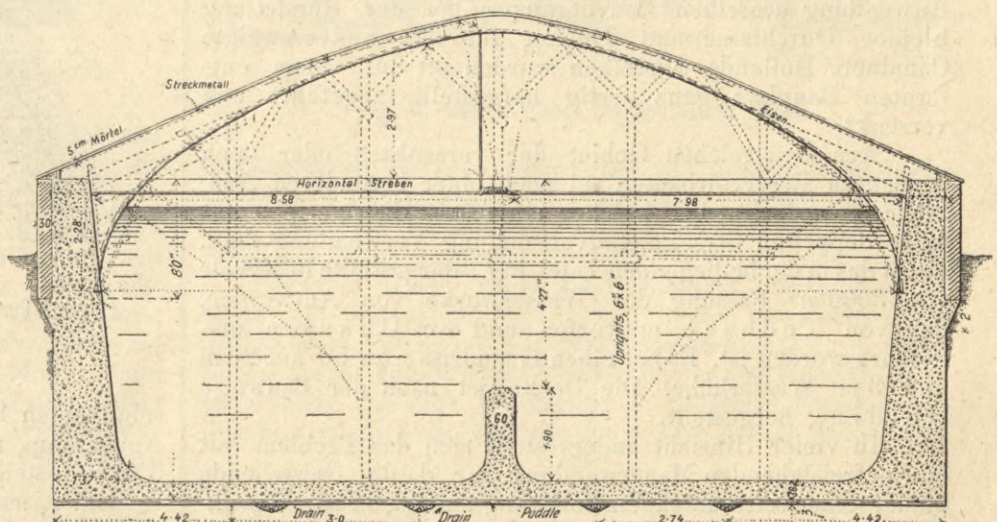


Fig. 12. Wasserreservoir in Rockford (Ill.).

Als ein diesbezüglicher Maßstab sei hier nebenbei erwähnt, dass die in Fig. 24 dargestellte Leitung in einem Mauerwerksbogen ausgeführt werden sollte, 30 cm am Scheitel und 60 cm am Kämpfer, 18 t per lfd. Meter Gewicht hatte; in Beton-Eisen ist dieses Gewicht auf 1 t per lfd. Meter reduziert worden. Es ist klar, dass Reservoirs mit 5 m und mehr Wasserhöhe, die den Boden dementsprechend hoch belasten, in gewissen Bodenarten unmöglich ausgeführt werden könnten.

Es erübrigt uns noch eine Besprechung der Reservoirwände. Dieselben liegen gewöhnlich versenkt und werden demgemäß wie Stützmauern zu construieren sein, seltener frei, manchmal auch in zwei Stockwerken beide Arten umfassend. Als ein einfaches, jedoch typisches Beispiel dieser Art sei auf Fig. 7 der beiliegenden Tafel verwiesen, die einen in Innsbruck von der Firma A c k e r m a n n & M a d i l e gebauten Gasbehälter darstellt, der eine kreisförmige Armatur zeigt. Wie oft wird diese nothwendige Vorsicht, das Mauerwerk durch periphere Schließen zusammenzuhalten, unterlassen und dieser Unterlassung noch ein wissenschaftliches Mäntelchen umhängt mit dem Nachweis über die Zugfestigkeit des Mauerwerkes und dabei außeracht gelassen, dass für

ist, wie das folgende Beispiel beweist. Fig. 14 stellt die Klärbassins in Kansas-City (Mo.) dar, die man zunächst mit Strebepfeilern (A) abzusteiern versucht hat. Nach Uebernahme

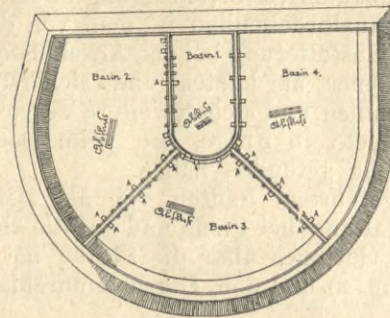


Fig. 14. Grundriss des Klärbassins in Kansas City (Mo.).

der Werke durch die Stadt konnte Chief Eng. K i e r s t e d einen völligen Umbau nur durch die in Fig. 15 dargestellte Armierung und Ausfüllung einer Zuleitungskammer mit Beton vermeiden. Als ein Beispiel, wie man in einem solchen Falle

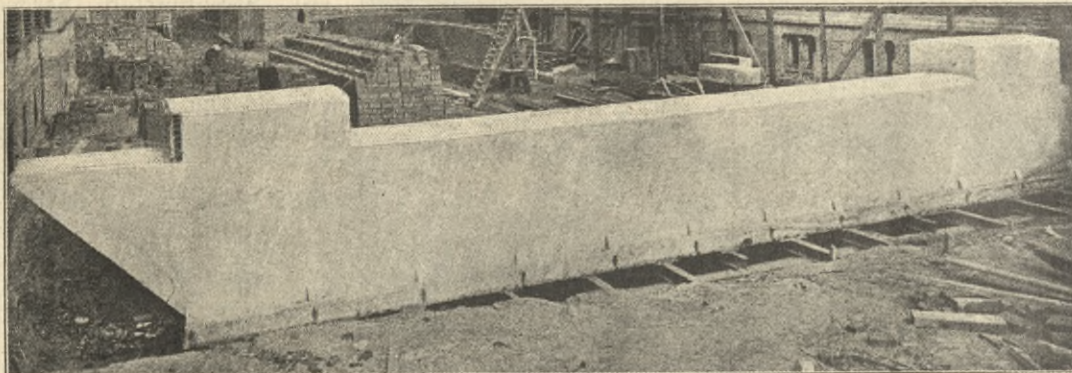


Fig. 13. Personentunnel in Amsterdam vor seiner Versenkung.

das Vorhandensein dieser Zugfestigkeit eine Sicherheit nicht besteht.

In dieses Gebiet gehören ferner die bereits im I. Theil dieser Veröffentlichung dargestellten wasserdichten Kellerbauten der Amsterdamer Cement-Eisen-Werke, von denen wir hier noch den in Fig. 13 dargestellten Personentunnel zur Verbindung zweier Gebäude (20 m lang, 1.4 m breit, 2.25 m hoch) nachtragen. Derselbe wurde zunächst frei hergestellt, um dann später versenkt zu werden, und führen wir diese eigenartige Tunnelconstruction aus dem Jahre 1894 schon des Interesses wegen hier an und wegen der Anwendung desselben Bauvorganges bei der Herstellung kleiner Durchlässe und Dücker für das weitverzweigte Canalnetz Hollands. Dieselben wurden oft auf einem entfernten Bauplatz ganz fertig hergestellt, zugeführt und versenkt.

Aus dem reichen Gebiet der versenkten oder doch bedeckten Reservoirbauten sei noch einer besonderen Ausführung gedacht, bei welcher ein festes Eisengerippe mit einer doppelten Streckmetallverschalung Verwendung fand. Es ist das in der beiliegenden Tafel, Fig. 3 dargestellte Reservoir von 3000 m³ Fassung der Wasserwerke von Antwerpen, das von T e d e s c o entworfen und von C h a s s i n ausgeführt worden ist. Es hat einen Grundriss von 50 auf 20 m und 3 m Wasserhöhe. Die Decke ist nach der Bauweise G o l d i n g hergestellt.

In vieler Hinsicht anders stellt sich das Problem mit einer freistehenden Mauerwandung dar, da die freistehende Mauer einer schwankenden Belastung ausgesetzt ist, Schwankungen, denen gewöhnliches Mauerwerk nicht gewachsen

von vornherein construirt, sei auf den bereits in der Tafel des I. Theiles, gezeigten Kugelfang in Lyon nach Bauweise H e n n e b i q u e verwiesen. Als eine weitere Anwendung aus diesem Gebiete sei auf die städtischen Schwimm-

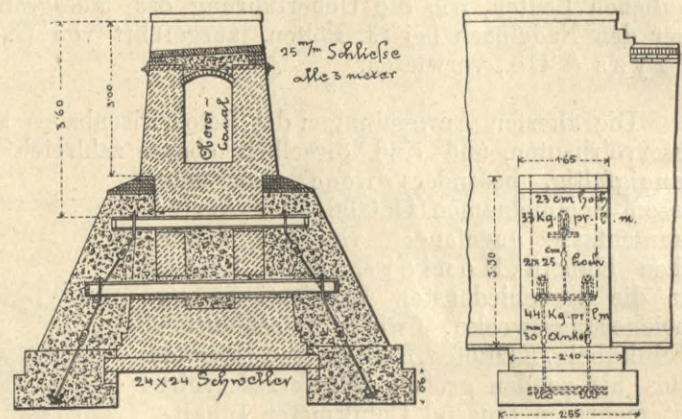


Fig. 15. Querschnitt und Ansicht der verstärkten Mauer des Klärbassins in Kansas City (Mo.).

schulbauten hingewiesen, so z. B. eine derartige Anlage in Amsterdam, mit einem Bassin lang 27.0 m, breit 13.0 m, tief 3.25 m, ansteigend bis 1.25 m, ausgeführt von den Amsterdamer Cement-Eisen-Werken. Ein zweites Beispiel in Gebweiler im Elsass zeigt uns Fig. 5 der beiliegenden Tafel, aus der die

Abmessungen zu entnehmen sind. Dasselbe ist von dem ausgezeichneten deutschen Vertreter Hennebique, Herrn Ingenieur Ed. Züblin, dem wir eine ganze Reihe hervorragender Bauten in den Reichslanden verdanken, hergestellt. Es ist bemerkenswert durch seine minimalen Abmessungen und durch die Anordnung einer Dilatationsvorrichtung, die das Reservoir von den übrigen Gebäuden unabhängig macht. Es wäre das ein bei Mauerwerk ganz undenkbares Detail. Dort wie in Amsterdam ist die betreffende Mauer außerdem ein Theil der anschließenden Wohn- und Arbeitsräume und zeigt, wie ich durch persönliche Besichtigung mich überzeugt habe, keine abträgliche Erscheinung von Feuchtigkeit. In Wien besitzen

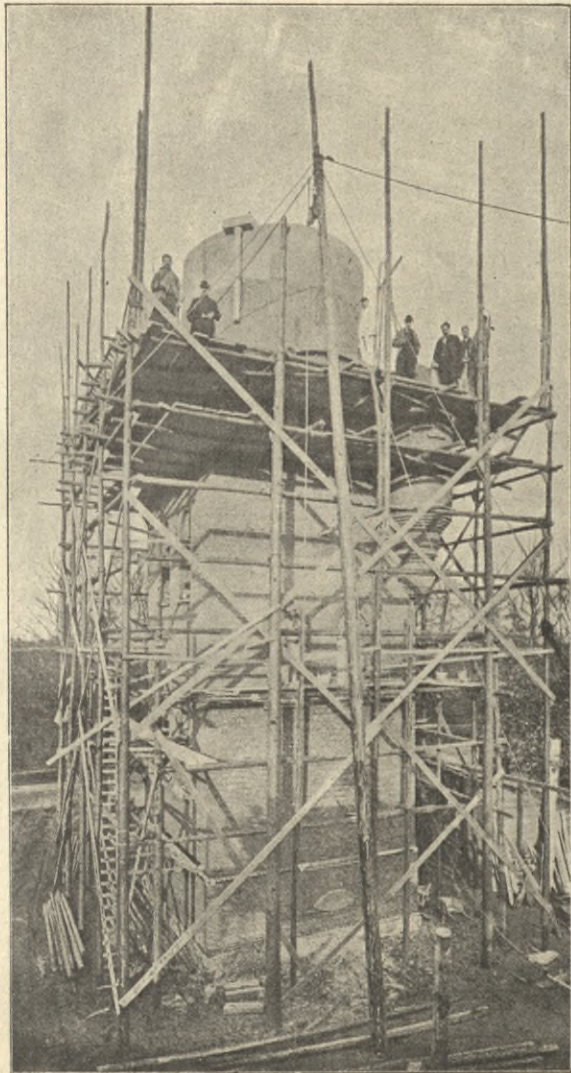


Fig. 16. Wasserturm der Wasserleitung für Wageningen (Holland).

wir nur ein kleineres, von A s t & C o. ausgeführtes Beispiel. Dasselbe ist deshalb erwähnenswert, weil dort der Trog auf armierten Balken ruht.

Als Beispiel von Hochreservoirien sei der von den Amsterdamer Cement-Eisen-Werken ausgeführte Wasserturm (Fig. 16) mit 50 m³ Fassung angeführt, der zur Gemeindegewässerleitung von Wageningen gehört. Derselbe hat 4.65 m im Durchmesser und 3.5 m Höhe. Der Reservoirboden bildet die Decke des obersten Geschosses. Nachdem bereits Monier Vater viele Hochreservoirie gebaut hat, so verfügen wir hierin über eine stattliche Zahl und vollständige Erfahrung. Hier ist schließlich noch ein in der beiliegenden Tafel, Fig. 4, abgebildetes Intze-Reservoir beim Fabriksschornstein des Herrn Hunnebelle in Amiens, erbaut von Hennebique, dargestellt, dessen Herstellung uns Fig. 17 zur Anschauung bringt.

Auf dem Gebiete der Weltausstellung 1900 selbst ist das von Coignet construierte Château d'eau wohl das großartigste Bauwerk in Beton-Eisen gewesen, dessen eingehende Anführung wir hier deshalb unterlassen müssen, um nicht Nützlicheres im Platze zu beschränken. Fig. 18 ruft die allen Besuchern wohl erinnerlichen Umrisse desselben ins Gedächtnis. Selbes enthält außer einer Reihe von Kuppel-, Gewölbe- und Träger-Bauten auch

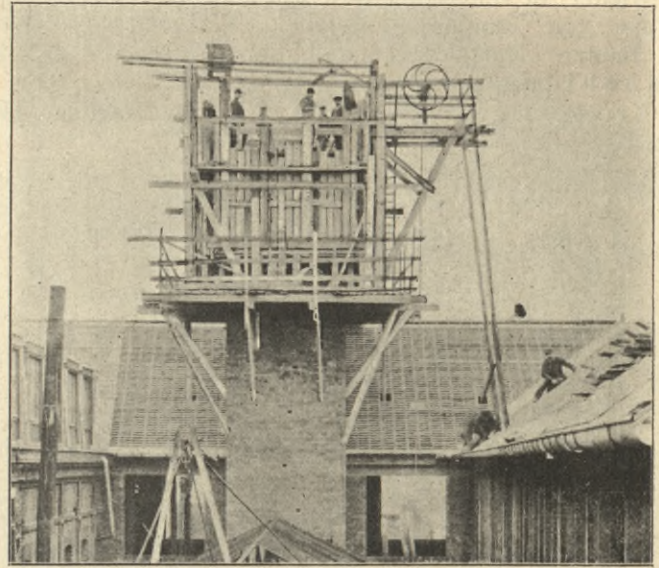


Fig. 17. Reservoir „System Intze“.

drei Reservoirie, wovon das oberste von der Trinkwasserleitung gespeist wurde, während das mittlere und das letzte als Speisereservoir für die verschiedenen Betriebe dienten, die ihr Wasser der Seine entnahmen und, nachdem es diesem Zwecke und der Schaustellung gedient hat, wieder derselben zuführten. Es sei nebenbei erwähnt, dass sowohl die Trinkwasserleitung der Ausstellung als diese Rückleitung aus Rohren von armiertem Beton hergestellt war.



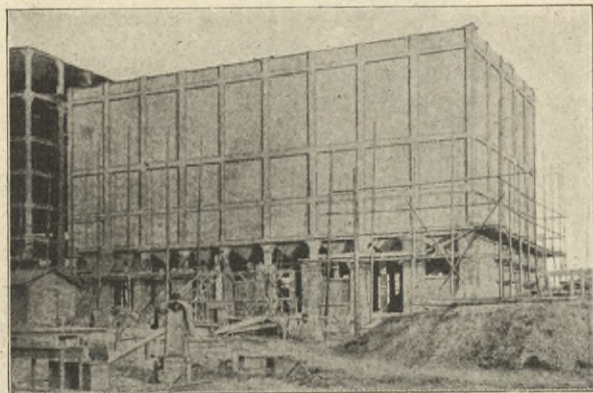
Fig. 18. Chateau d'eau. Weltausstellung 1900.

sichtspunkten. Es sei diesbezüglich auf die Untersuchungen von Prante*) verwiesen. Als größere Ausführung dieser Art seien die bestehend in Fig. 19 versinnbildlichten Silos der Stadt Straßburg und die Silos in Genua, beide in Bauweise Hennebique, angeführt. Vorbildlich in Bezug auf Größe und Detaildurchführung ist insbesondere die Anlage in Genua mit 106 Speicherkammern, einheitlichen Lade- und Entlade-Vorrichtungen und einer Geleiseverbindung, die eine Würdigung in größerem Maßstabe als dies hier möglich ist verlangt,**) in der Anlage jedoch den

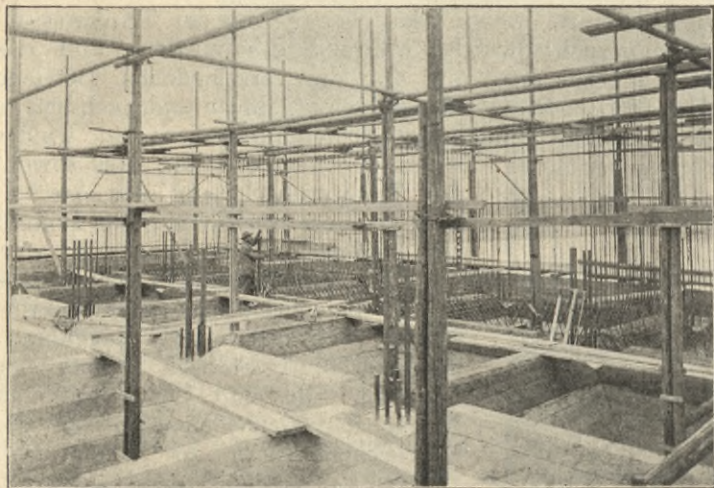
*) „Zeitschrift V. d. Ing.“, 26. September 1896 und „Ciment“ 1901, ***) Siehe z. B. „Annales des Travaux publics de Belgique“, Nr. 1902. Feber.

Silos in Straßburg ähnlich ist, wo nur 45 Kammern von 16 m Höhe vorhanden sind, so dass jede Kammer 180 t Getreide aufnehmen kann. In beiden Fällen hat der Beton selbst auch in der Façade Verwendung gefunden. Fig. 8 beiliegender Tafel, zeigt uns eine zwischen zwei Gebäuden der Nussdorfer Brauerei nachträglich eingebaute Treber-Silosanlage, ausgeführt von der Firma Ed. A s t & Co.

Das Eisennetz, das ein solches Gefäß verlangt, kann nun wieder in selbsttragenden Formen oder nur in einem Gerippe von Rundeisen bestehen. Während dies letztere die Bauten Moniers und seiner Nachfolger, wie Hennebiques, kennzeichnet, bedient sich Bonna des Kreuzeisens, während Mátrai sein Gerippe beim



a



b

Fig. 19. Silos in Straßburg auf der Sporeninsel.

„Globe celeste“ in der Weltausstellung 1900, wie bei einem Silo in Chantemelle in Fig. 20 ersichtlich, mit Kabeln und steifen Ständern armiert; andere endlich nehmen, wie der jüngere Monier, die beiden Querschnittsformen in den verschiedensten Combinationen. Wenn irgendwo eine derartige Auswahl keine principielle Bedeutung hat, so ist das hier der Fall, denn die größere oder geringere Steifheit der Armierung kommt mit Bezug auf die großen Dimensionen des Bauwerkes gar nicht in Frage, wohl aber die bequeme Montierung, die für die Walzprofile, und die gute Verteilung, die für die Rundeisen spricht. Hauptsache bleibt ein zusammenhängendes Netz. Für den Zusammenhang der Eisen untereinander genügt der Beton allein, es liegt hier wenigstens kein anderer Zwang vor, zu einer Vernietung oder Verschraubung zu greifen, als der einer bequemeren Montage.

Ein ganz origineller von Bonna hergestellter Bau dieser Art, der lebhaft an die Ausstellungsbauten erinnert,

ist ein Lagerhaus der Phosphatwerke in Sfax,*) 100×20 m im Grundriss, 14 m hoch. Es besteht aus einer Reihe Eisenrahmen (Gitterträger) in Abständen von 3 m, die oben tonnenartig geschlossen sind und mit der armierten Grundplatte ein Ganzes bilden, während die Verschalung zwischen diesen Beton-Eisenpfeilern durch armierten Beton und Streckmetall erzielt wurde. Die Füllung dieser Magazine geschieht von oben her und die Entleerung durch Oeffnungen in der Mauer direct auf die Schiffe. Anstoß zu dieser Ausführung boten die schlechten Gründungsverhältnisse.

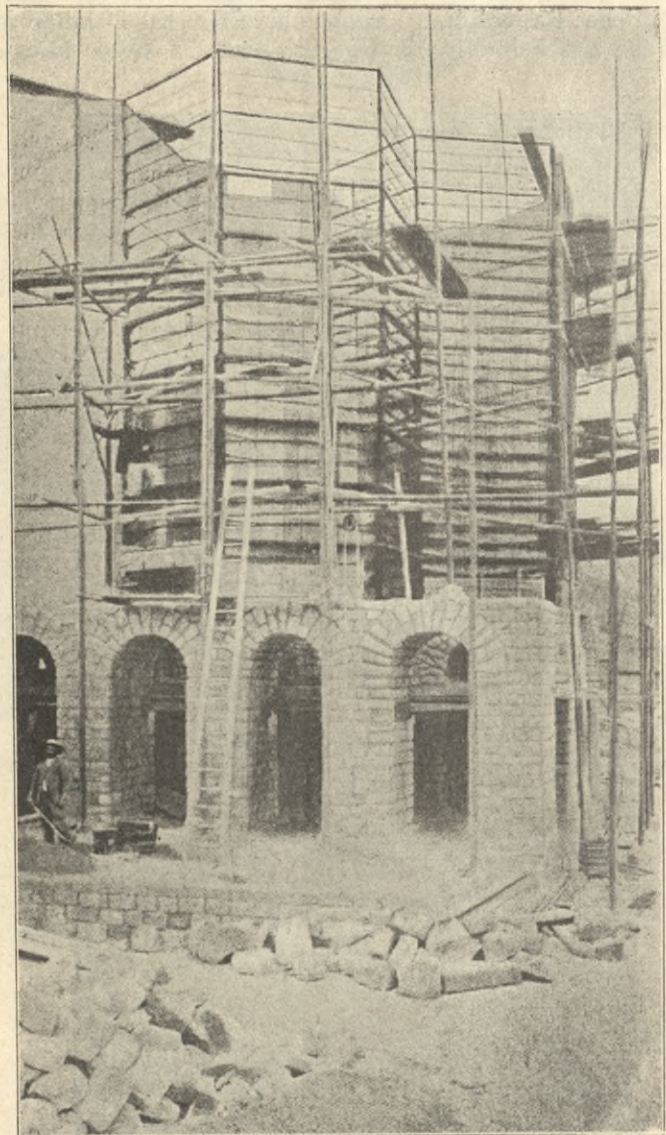


Fig. 20.

In Duluth (Canada) ist kürzlich ein derartiger großer Silosbau eingestürzt. Es sind dort nicht nur die Dimensionen ungewöhnliche gewesen, die Silos haben 10 m Durchmesser

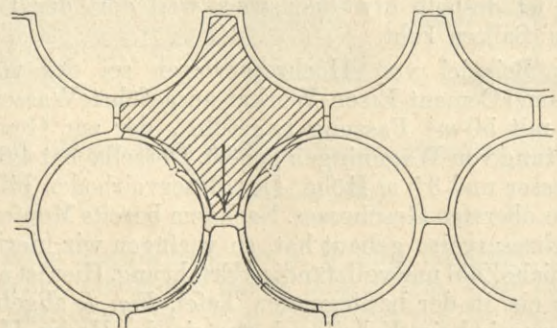


Fig. 21.

*) „Ciment“, October 1899.

und 31 m Höhe, auch der Grundriss (Fig. 21) war abnorm und keinesfalls günstig, und auch die Herstellung der Armierung nicht danach angethan, den Unfall besonders aufsehenerregend zu gestalten. Die Beton-Mauer (1:5:6) war unten 30 cm stark, armiert mit Stahlringen 40×10 in Abständen von 30 cm ohne verticalen Zusammenhang. Das Unglück geschah, als die schraffierte Silofläche gefüllt war, als ein verdientes Schicksal für eine Dilettanten-Arbeit.

*

Wir wollen diese Betrachtungen mit einem kurzen Hinweis auf den Bau von Rohren und Canälen schließen. Frankreich gibt uns diesbezüglich ein nachahmungswertes Beispiel, wie weit man es auf diesem Gebiete durch eine fabriks-gemäße Durchbildung bringen kann. Schon bei der Ausstellung 1889 haben die Arbeiten Bordenaves berechtigtes Aufsehen erregt, und wir führen in Fig. 22 seine diesmalige Schau-stellung in der Weltausstellung 1900 vor. Nun ist aber seither mit und neben ihm auf diesem Gebiete eine ganze Industrie in Frankreich entstanden, und wenn wir uns fragen, warum wir trotz der großen Thätigkeit unserer deutschen Firmen zurückgeblieben sind, so liegt wohl die Erklärung darin, dass hier noch etwas anderes vorliegt als jener Bureaokratis-mus, den wir mit den Franzosen ge-meinsam haben, es ist eine bis an Aengst-lichkeit grenzende Abneigung gegen Neuerungen selbst dort, wo keine Vor-schriften hindernd eintreten, wo der projectierende In-genieur in freier Erwägung und Würdigung das Bessere wählen könnte, wählen sollte. Zum Beweise, dass es uns an thatkräftigen Firmen auf diesem Gebiete nicht fehlt, sei auf den Umstand verwiesen, dass schon in den Achtzigerjahren anlässlich des Projectes der Wiener-Neustädter Tiefquellenleitung von der Firma Pittel & Brausewetter Versuche mit Betonrohren bei 3 Atm. Druck durchgeführt worden sind und die Firma W a y s s Bauten mit Monier-rohren bereits in ihren allerersten Katalogen nachweist. Die diesbezüglichen deutschen Verhältnisse sind erst kürzlich in einer Schrift erforscht und niedergelegt worden, die Herr Ingenieur M. G a r r y, Director der Versuchs-Anstalt in Char-lottenburg-Berlin über Wunsch des deutschen Vereines der Portland-Cement-Fabrikanten verfasst hat*), und die auch für unsere Verhältnisse kennzeichnend ist. Besonderes Interesse erwecken die von ihm citierten Uebernahmenvorschriften in Bremen, Freiburg i. B., Stettin und Offenbach. Es ist uns mit wenigen Ausnahmen jede größere fabriks-gemäße Ausbildung dieses Geschäftszweiges versagt geblieben, während in Paris die Stadt selbst bei dem Ausbaue ihrer Canalisierung darauf ausging, nicht an alten Schablonen festzuhalten, sondern durch Heranziehung dieser Fabricate den Fortschritt zu fördern. Mit welchem Erfolge, sagen uns folgende Ziffern. Bei der bereits einmal erwähnten Druckleitung von 1.80 m Durchmesser ist der Gebrauch des Gusseisens undurch-führbar gewesen, also würde man bei uns einfach schließen, wir nehmen Flusseisen. Die Chef-Ingenieure Bechmann und L a u n a y, als Leiter der Canalisation von Paris, haben jedoch erst bei einem Druck von über 22 m zu Flusseisen gegriffen, bis zu 14 m herab wendeten sie ein armiertes Betonrohr mit einem 4 mm Blechfutter, unter 14 m ein reines Beton-Eisenrohr an, was die Kosten der Leitung

*) „Urtheile aus der Praxis über Cementröhren“, Berlin, „Thon-Industrie-Zeitung“.

von Fres. 450 auf 300 und endlich auf Fres. 200 per Längen-meter herabminderte. Wir sehen also, welche große Oeko-nomie damit verbunden ist, da die Dimensionierung eines Eisenrohres gerade bei kleinen Drücken nichts weniger als im Verhältnisse zum Druck abnimmt. Daher kommt es auch, dass man nach Coignet sagen kann, dass man bei

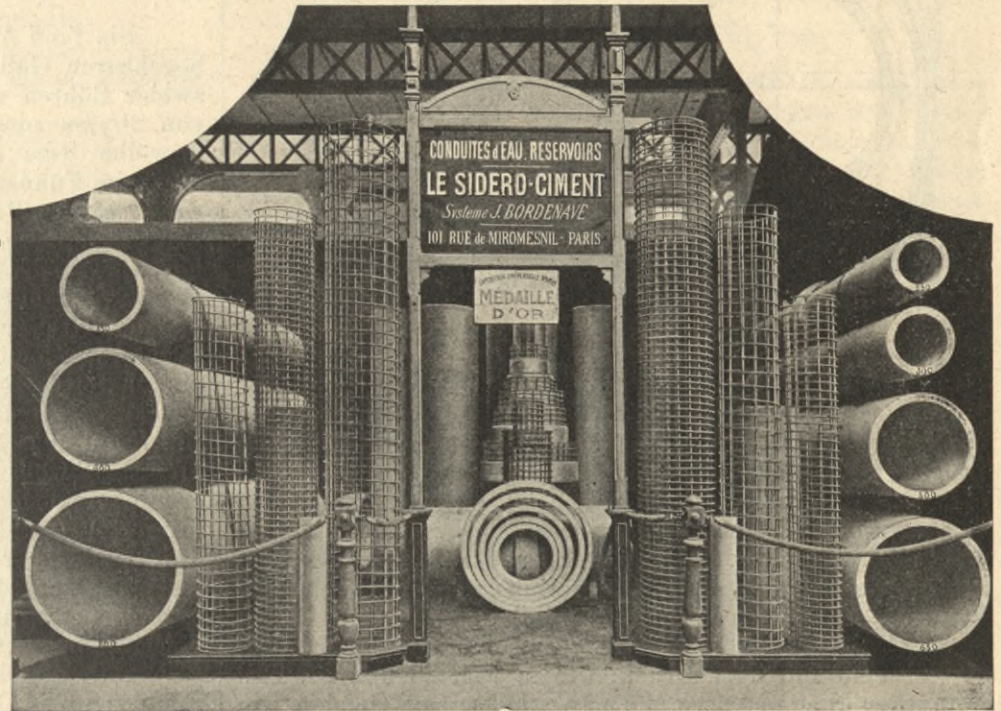


Fig. 22. Bordenaves Ausstellung 1900.

diesen Drücken mit ca. ein Viertel des Eisens im Beton verglichen mit einem Eisenrohr sein Auskommen findet. Bei mit Bezug auf die Transportkosten günstigen Fällen ist sogar eine erfolgreiche Concurrenz mit Gusseisenrohren in Bezug auf den Preis möglich, abgesehen davon, dass dieses für gewisse Anwendungen überhaupt nicht recht geeignet erscheint, während die Betonrohre durch ihre Glätte und ihren Widerstand gegen Außendruck so ziemlich alle vortheil-haften Eigenschaften der Gusseisen- und Thonröhren ver-binden. Der erste Anstoß diesbezüglich geht — wenn auch indirect — von der Weltausstellung aus. Bei der Wasser-leitung von Ménilmontant mit 6 km Länge und 1.10 m Durchmesser ist der armierte Beton (System B o n n a), der dort bis 75 m Druck zu ertragen hat, nur deshalb angenommen worden, weil die Eisenwerke für die Ausstellung überlastet waren. Wie weit die Dinge in Frankreich heute bereits gediehen sind, beweist der Umstand, dass die letzten Be-richte der Befürchtung Ausdruck verleihen, dass die Guss-eisen-Industrie wegen des Ueberhandnehmens der Beton-Eisen-Röhren ihr rentabelstes Feld einbüßen wird, obwohl das Anwendungsgebiet dort wegen des Durchmessers ein beschränktes ist und in höherem Maße auf jenen heute ausschließlich in Mauerwerk hergestellten Canälen liegt. So war die in Fig. 23 unten erwähnte Canalleitung zunächst in Mauerwerk projectiert, 40 cm im Scheitel (ansteigend auf 80 cm). Bei dem in Mauerwerk ausgeführten kleinen Theil stellte sich der Preis auf Fres. 485 pro lfd. Meter, bei Beton-Eisen auf Fres 372. Es war also der Preis im Mauerwerk um 30% höher, und ergab die Ausführung in Beton-Eisen eine Ersparnis von Fres. 20 pro lfd. Mtr. im Aushub. Des weiteren verweisen wir auf Fig. 24, wo der bereits erwähnte schwere Mauerwerksbogen 30 cm im Scheitel projectiert war und dem leichten Baue Coignet platzmachen musste.

Wenn wir von der Herstellung von Durchlässen ab-sehen, weil bei diesen Ausführungen die Wasserdichtigkeit

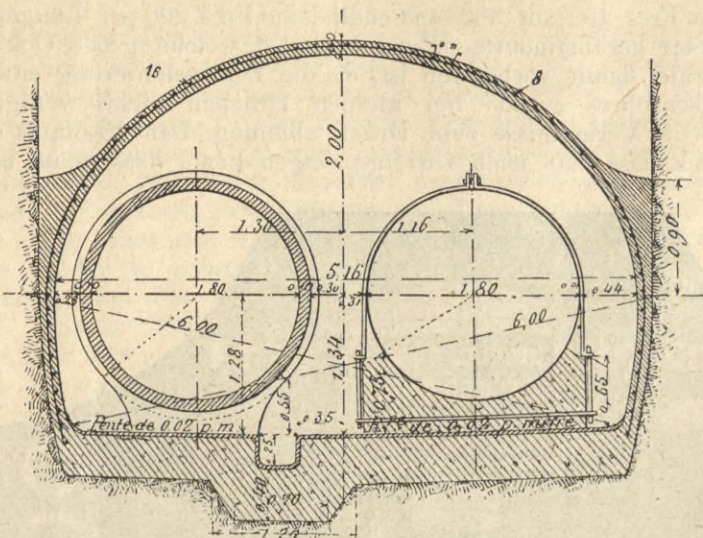


Fig. 23. Bauweise Bonna.

nicht in Betracht kommt und dieselben eigentlich als Brückenbauten anzusehen sind, so muss man sagen, dass dieser Leitungsröhrenbau ein Gebiet für sich bildet, das dementsprechend auch seine eigenen, bislang nicht behandelten Bauweisen hat. Allen gemeinsam ist nur ein doppeltes Netz aus Armaturen mit peripherer und achsialer Richtung, wobei die peripheren Ringe je nach dem Druck auswendig oder inwendig zu legen sind, manchmal auch abwechselnd mit dem Druck, wie in Fig. 23 und 24. Das Netz selbst kann nun nach Monier und seinem Gefolge, wie Coignet, Hennebique, aus lauter Rundeseisen bestehen, während Bordenave (Fig. 22), Bonna ausschließlich und Chassin theilweise Profileisen hiezu verwenden. Die Ringe können entweder streng peripherisch oder auch schraubenförmig aufgebracht sein; von letzterem gibt uns Fig. 27 ein Beispiel. Was die Herstellung anbelangt, so kann dieselbe an Ort und Stelle geschehen oder im vorhinein, gewöhnlich nahe bei der Verwendungsstelle in einem fliegenden Fabricationsstande. Diese Herstellung wieder kann durch verticalen Guss oder durch ein peripheres Auftragen ausgeführt werden. Diese letztere Art der Herstellung ist bei dem bei uns vielfach eingeführten System D. Zissler üblich. Hiebei wird die Fabrication auf einer rotierenden Schablone vorgenommen, auf welche zunächst eine Lage Mörtel, dann ein fertiges Drahtgeflecht und dann, je nach der Stärke und Inanspruchnahme der Rohre, gleich die Decklage oder vorher

1—2 Lagen Mörtel, weitere Geflechte und Drahtspiralen aufgetragen werden. Bezüglich der Details sei auf die Veröffentlichungen des Erfinders sowie auf diejenigen von ziemlich allen hiesigen Betonfirmen verwiesen, die mit seinen Maschinen arbeiten. Die französischen Methoden seien in folgenden Beispielen erläutert.

Bauweise Coignet.

Sie fand Anwendung bei Herstellung einer elliptischen begehbaren Gallerie in Argenteuil (Fig. 23) zur Aufnahme zweier Röhren von 1.80 m Durchmesser, die auf die Länge von $2\frac{1}{2}$ km eine Straße zu tragen hat. Der Beton ist im Gewölbe 8 cm stark mit 450 kg Portland-Cement per m^3 Sand, im Fundament mit 300 kg hergestellt worden. Mauerwerk würde 40 cm im Scheitel und 80 cm in den Widerlagern nöthig gehabt und allein $2 m^3$ mehr Aushub verlangt haben. Das Eisennetz besteht aus Rundeseisen von 8 und 16 mm mit 11 cm Maschenweite, verbunden durch Draht an den Kreuzungsstellen, versteift durch ein U-Eisen zur leichteren Montierung. Der innere, 1 cm starke Mörtelverputz hatte 600 kg Portland-Cement pro Cubikmeter Sand an dem Boden und den Seiten, während die Scheitelunterseite in Mörtel aus Roman-Cement (900 kg) hergestellt wurde. Dieses Gewölbe wurde mit einem 11 t wiegenden Wagen erprobt, wobei eine elastische Durchbiegung von $1\frac{1}{2}$ mm festgestellt wurde; später wurde eine Arbeitsbahn oberhalb des Scheitels verlegt. Diese glänzenden Resultate hätten fast ein Unglück durch das Vertrauen, das sie erzeugten, herbeigeführt, indem man bei der Zuschüttung das Gewölbe einseitig belastete, so dass Sprünge entstanden.

Im Zuge desselben Werkes finden wir weiterhin ein Rohr von 3 m Durchmesser (Fig. 24), das in ähnlicher Weise ausgeführt ist und 561.4 m lang als Fortsetzung der beiden Rohre von 1.8 m über den Rücken von Argenteuil hinab anzusehen ist. Dieselbe Dosierung von Beton, 9 cm stark, und des 1 cm starken Verputzes, dieselbe Armierung wie vorher. Alle 4.2 m sind Verstärkungen angebracht, um den Druck auf das Fundament zu übertragen. Beides sind Beispiele von continuierlich an Ort und Stelle hergestellten Röhren, wie dies den großen Abmessungen derselben am besten entspricht.

Bauweise Bonna.

Innerhalb der oben beschriebenen Gallerie (Fig. 23) sollen zwei Rohre Platz finden, deren Fortsetzung der vorher beschriebene Canal von 3.0 m Durchmesser (Fig 24) ist. Vorläufig wurde jedoch nur eines, und zwar mit einem Durchmesser von 1.8 m, ausgeführt. Man stand hier vor der

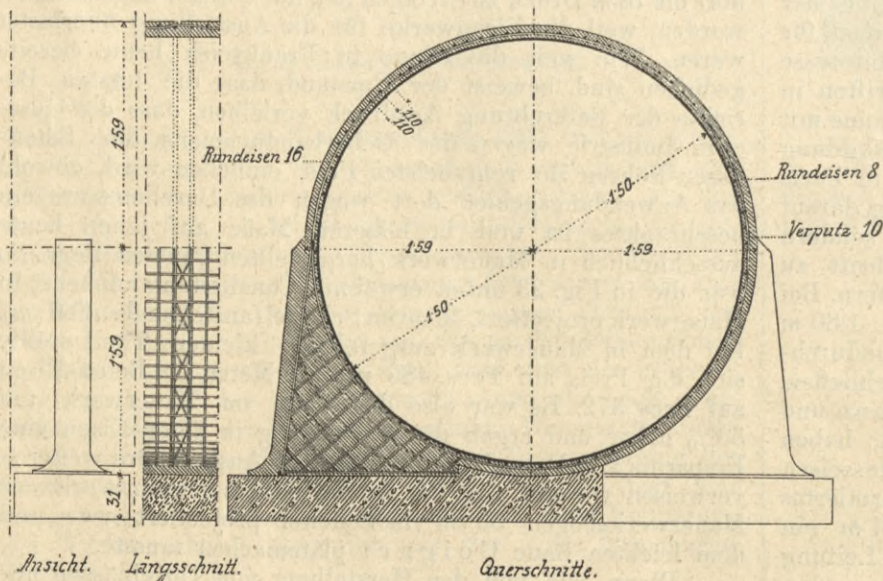


Fig. 24. Bauweise Coignet.

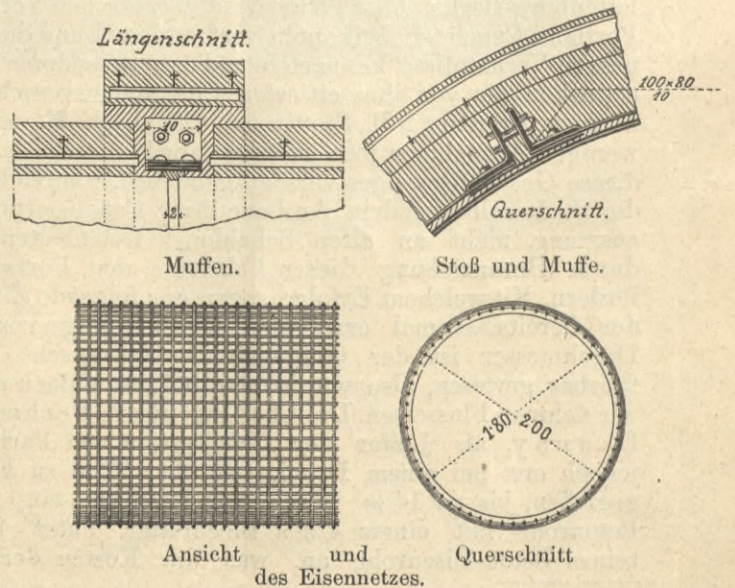


Fig. 25. Details zur Bauweise Bonna.

Wahl zwischen Blech und Beton-Eisen. Die Entscheidung, der bereits früher gedacht wurde, ist so gefallen, dass eine Gesamtlänge von 972 m in Flusseisenblech, u. zw. herab bis zu einem Druck von 36 m, hergestellt wurde, von da bediente man sich auf 1461 m des Beton-Eisens, u. zw. 300 m zunächst mit einem Futterblech von 4.5 mm bis 15 m und von da bis 13.6 m Druck 3.5 mm Stärke. Die Leitung wurde aus einzelnen Stücken von 2.5 Länge zusammengesetzt.

Bonna verwendet als periphere Armatur ein \perp -Eisen mit dem kürzeren Arme nach außen und nimmt dasselbe

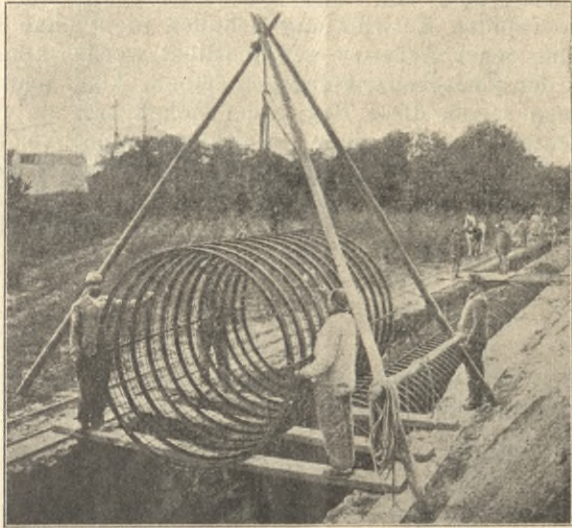


Fig. 26. Bauweise Chassin.

Profil, nur kleineren Kalibers, in den Leitlinien des Cylinders, wobei beide durch eine Einkerbung (Fig. 25) zusammengepasst werden. Hierauf werden die Rohre vertical gegossen. Bonna verwendet 732 kg Ciment de la Porte de France auf 1 m³ Sand und mischt denselben aus schnellbindendem und mittelbindendem Portland-Cement, gewöhnlich im Verhältnisse 7 : 2, eventuell noch etwas mehr vom letzteren. Nach 20 Minuten werden die Formen entfernt, und wird ein neues Stück gegossen, nach 48 Stunden kann dasselbe versetzt werden. Dort, wo kein Futterblech vorhanden ist, wurde ein Zwischenraum von 3 cm freigelassen und diese Fuge vergossen und mit Deckringen von Beton-Eisen versehen, das Ganze in der in der Fig. 23 ersichtlichen Weise unterstützt. Der Stoß ist für den Fall mit einem inneren Futterblech in Fig. 25 dargestellt.

Bezüglich Näherem sei auf die „Annales des ponts et chaussées“ 1897, S. 176, verwiesen. Ein weiteres Beispiel ist

die Wasserleitung für die Ausstellung („Ciment“, August 1900), 6 km lang, 1.10 m Durchmesser, wobei jedoch ebenso wie im Vertheilungsnetz in Achères (40 km) ausschließlich Röhren mit doppelter Wandung und einer Bleizwischenlage Anwendung fanden. Bei diesen kommen nur die äußeren Drücke in Betracht. Das Metallfutter dient zur Abdichtung, die inneren Cement-Rohre zum Schutze des Metalles.

Bauweise Chassin (Fig. 26).

Dieselbe fand beim Bau des Canals von Chennevières (2 km), einer erst kürzlich erfolgten Erweiterung des Pariser Canalnetzes, Anwendung. Derselbe hat einen Druck von 2 bis 15 m auszuhalten, und ist, nachdem die Wahl der Bauart dem Unternehmer anheimgestellt blieb, von Chassin mit einem Nachlass von 8% gegen das officielle Project für armierten Beton erstanden worden. Chassin armiert die Leitlinien mit T-Eisen (45—45—6½), die horizontale Fläche nach

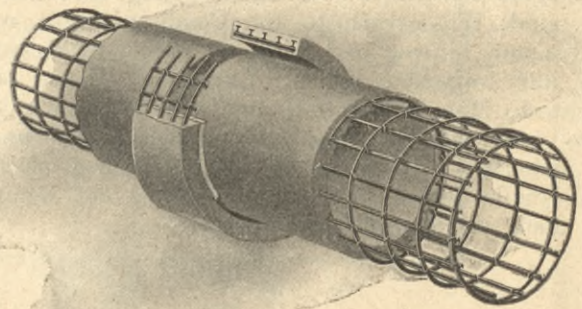


Fig. 27. Bauweise Bordenave.

außen, die kreisförmig geschlossen und in Abständen von 25 cm angebracht sind. Diese sind durch 68 Rundeseisen in der Längsrichtung verbunden. Die Herstellung geschah auf theilweise innen, theilweise außen angebrachtem Gerüste, das eine bewegliche Form darstellte, durch Schüttung von unten herauf, ohne viel Rammen. Der verwendete Beton hatte 600 kg Cement per Cubikmeter Sand und erhielt einen Verputz mit Mörtel 1 : 1. Es wurden drei Dilatationsvorrichtungen in der Weise angebracht, dass die ganze Leitung in drei gleiche Theile zerfällt. Schließlich sei noch auf das bereits erwähnte

Bauweise Bordenave,

das zur Armatur der Radial- wie der Leitlinie ausschließlich kleine I-Träger verwendet, hingewiesen (Fig. 27). Diese Lösung ist deshalb bemerkenswert, weil sie nicht nur das

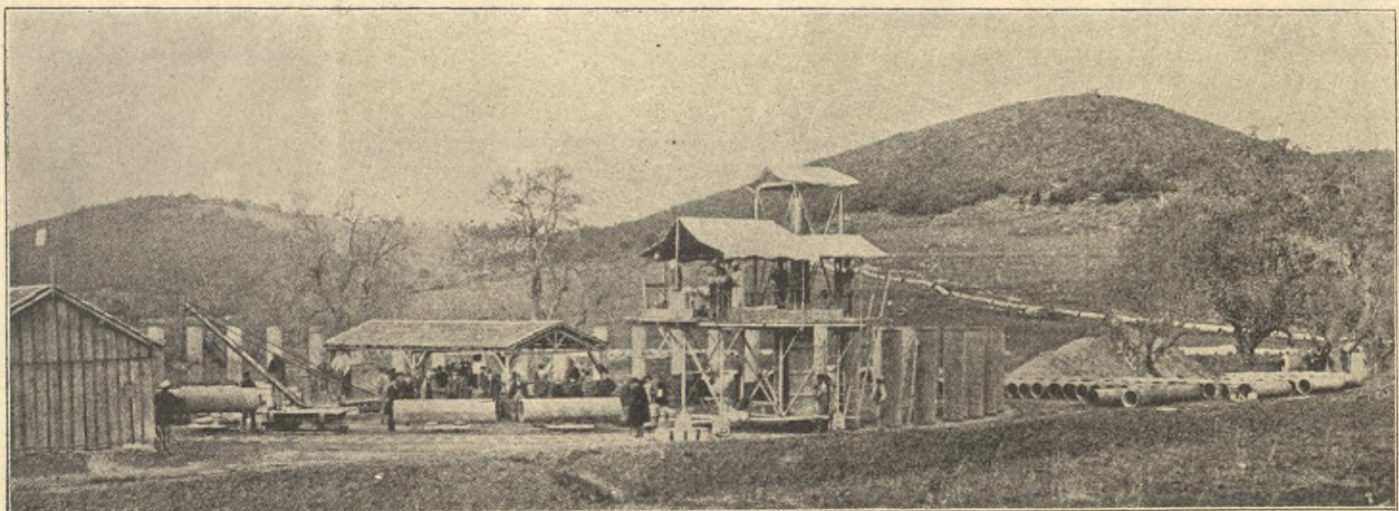


Fig. 28. Fliegende Fabrik Bordenave.

Eisen in jener Form enthält, wo der Querschnitt der Festigkeit des Rohres nach beiden Richtungen hin am nützlichsten ist, sondern noch dadurch, dass die einzelnen dazwischen eingelagerten Betonmassen in den Flanschen der I-Träger solid verankert sind. Die Fig. 28 stellt eine zum Zwecke der Wasserleitung für den Bau organisierte Fabrik in L'oued-el-Kebir (Algier) dar.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass Eisen in Cementröhren dieselben nicht nur widerstandsfähiger macht, sondern, selbst in geringen Mengen beigelegt, eine unbedingte Voraussetzung für jene Anwendungen ist, wo man Wasserdichtigkeit bei solchen Mauerwerksbauten verlangt.

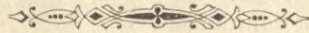
Einen richtigen Maßstab für das unvermeidliche Vorhandensein von Sprüngen bei jeder Art Mauerwerk bieten uns südliche Klimata, wo der üppige Pflanzenwuchs seine Wurzeln in dieselben eintreibt und so erweitert, dass oft die Canäle durch diese Wurzelaufläufer verstopft und zerstört wurden. Man setzt sich bei uns nur zu häufig in einer richtigen Vogelstraußpolitik über diese Sprünge und ihre Folgen, als da sind: Wasserverluste und Communication mit dem Grundwasser, hinweg und trifft bei Mauerwerkscanälen die Wahl nur zwischen beiden Extremen, Eisen oder das schlechteste Mauerwerk, weil man sich mit einem gewissen Rechte sagt, selbst das beste Mauerwerk gibt uns keine volle Sicherheit. Aber gerade darin, in der Vereinigung der Vortheile beider, liegt die Bedeutung des Beton-Eisenbaues auch auf diesem Specialgebiete.

Wir können nicht umhin, schließlich noch als zum Wasserbau gehörig auf die Turbinenkammern aus Beton-Eisen zu verweisen, in welchen der Beton abnormen Drücken wie Wassergeschwindigkeiten ausgesetzt ist. Als diesbezügliche Beispiele sei auf die Kraftanlage von Chèvres bei Genf und eine Reihe von Züblin im Elsass ausgeführte Bauten aufmerksam gemacht.

Wir schließen hiemit diese gedrängte, nur auf einige Gebiete beschränkte Darstellung, die zwar ursprünglich auf das bei der Weltausstellung 1900 gebotene Material aufgebaut war, aber bei einer Bauwissenschaft, die sich in einer so rapiden Entwicklung befindet, nicht ohne Berücksichtigung jener Arbeiten veröffentlicht werden konnte, die sich in der Zwischenzeit ergeben haben. Auch heute noch kann man sagen, diese Bauweisen stehen erst am Anfange einer Entwicklung mit einer gewaltigen Perspective. Mögen diese Zeilen als eine Aufforderung an alle Fachgenossen gelten, an den sich ihnen anbietenden Bauwerken in dem dargelegten Sinne dabei kräftig mitzuwirken.

*

Eine Fortsetzung dieser Uebersicht in späteren Heften unter Berücksichtigung des hier ausgelassenen Gebietes ist beabsichtigt.



NEUERE BAUWEISEN UND BAUWERKE IN BETON UND EISEN.

Fig. 1. Zuleitungscanal beim Simplon-Tunnel in Brieg.

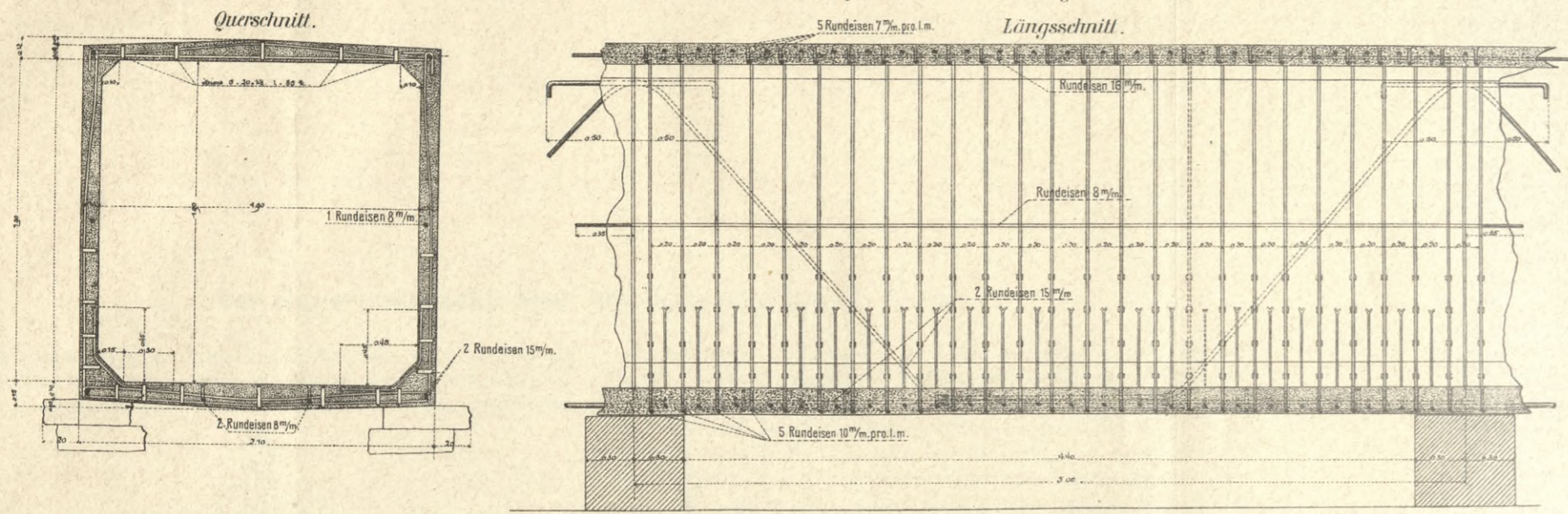


Fig. 2. Canalbrücke in Neunkirchen.

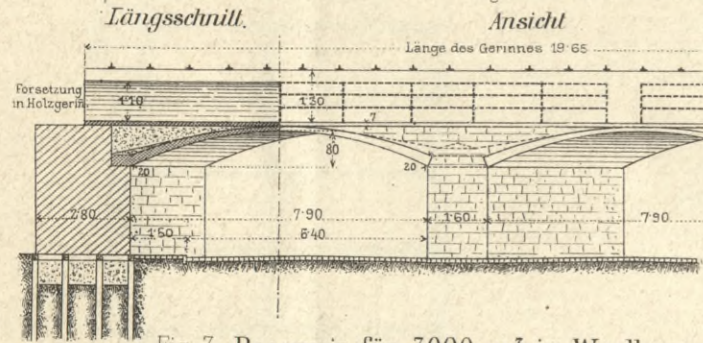


Fig. 3. Reservoir für 3000 m³ in Waelhem.

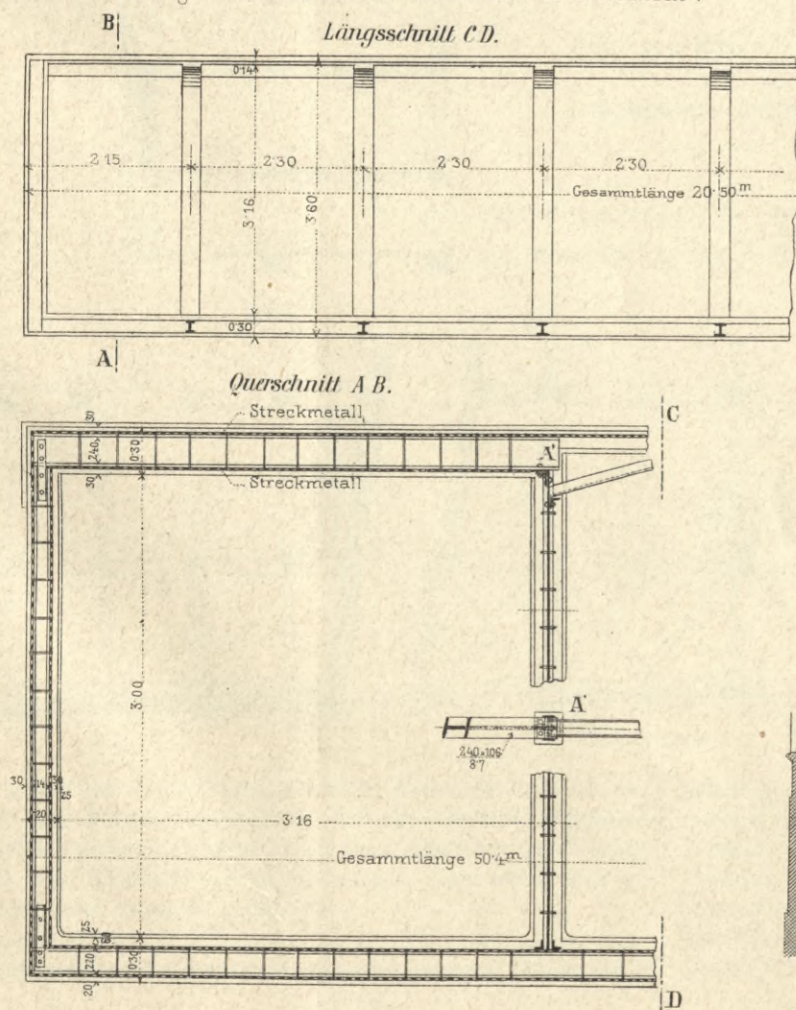


Fig. 4. Schornstein-Reservoir der Fabrik Hunnebelle in Amiens.

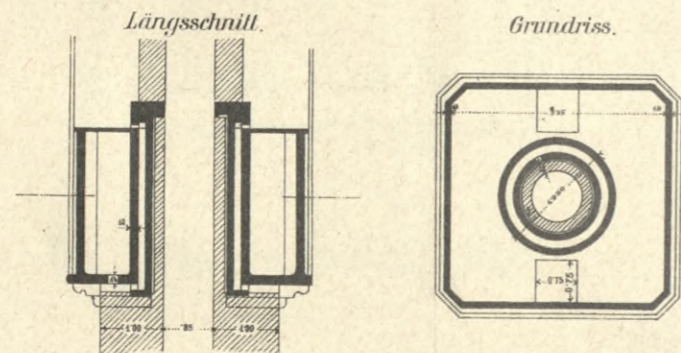
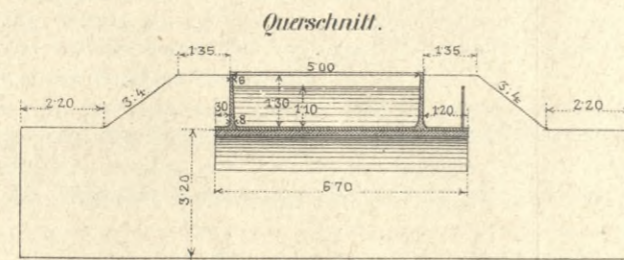


Fig. 5. Badeanstalt zu Gebweiler.

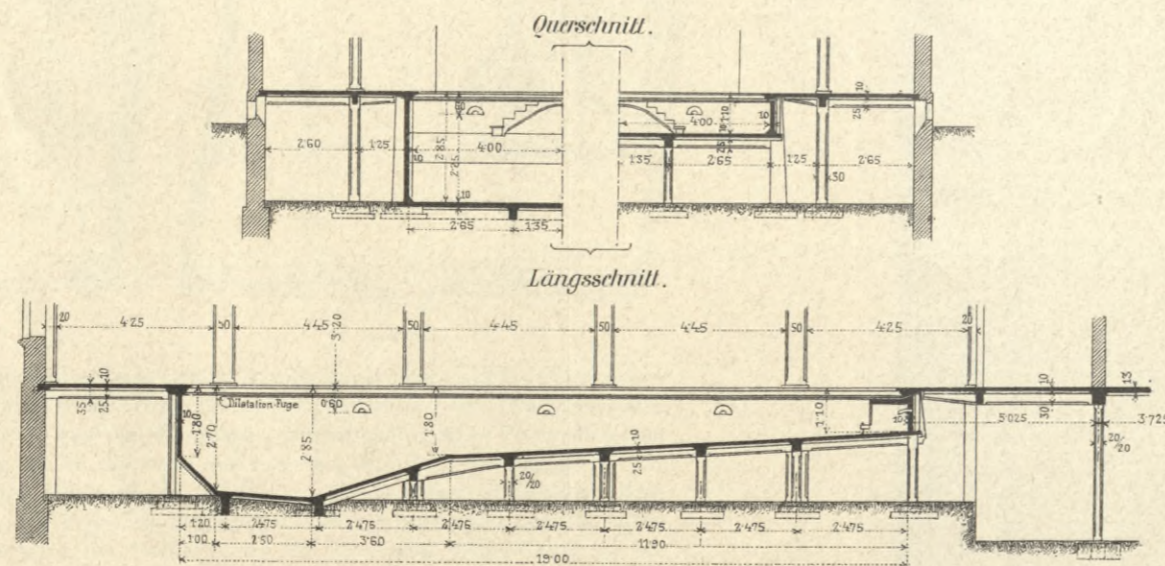


Fig. 6. Reservoir für 680 m³ in Hruschau.

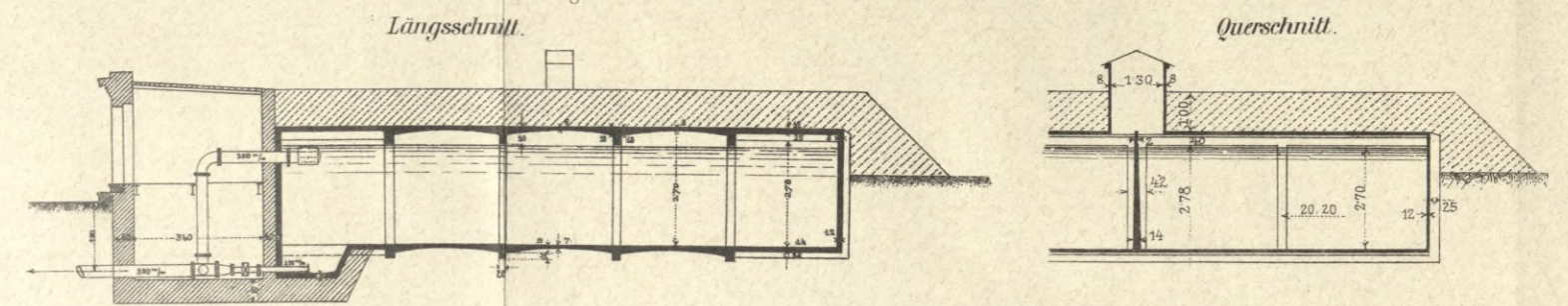


Fig. 7. Gasbehälter-Bassin in Innsbruck.

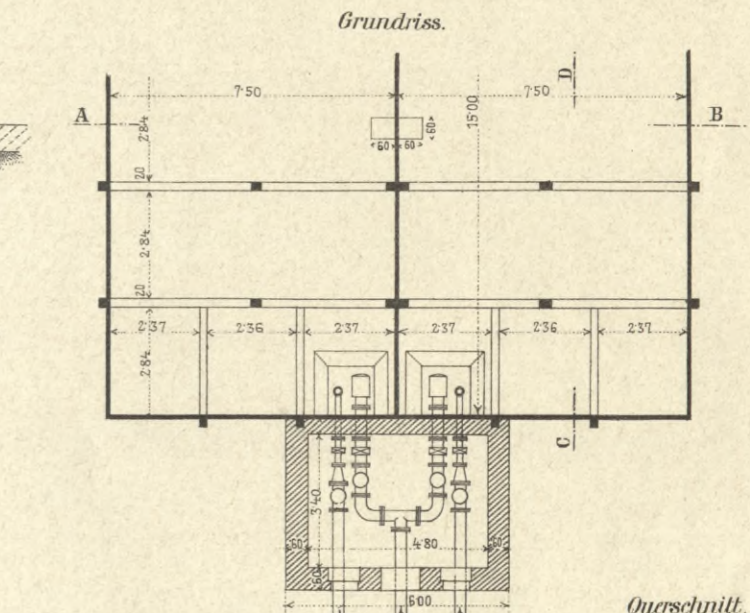
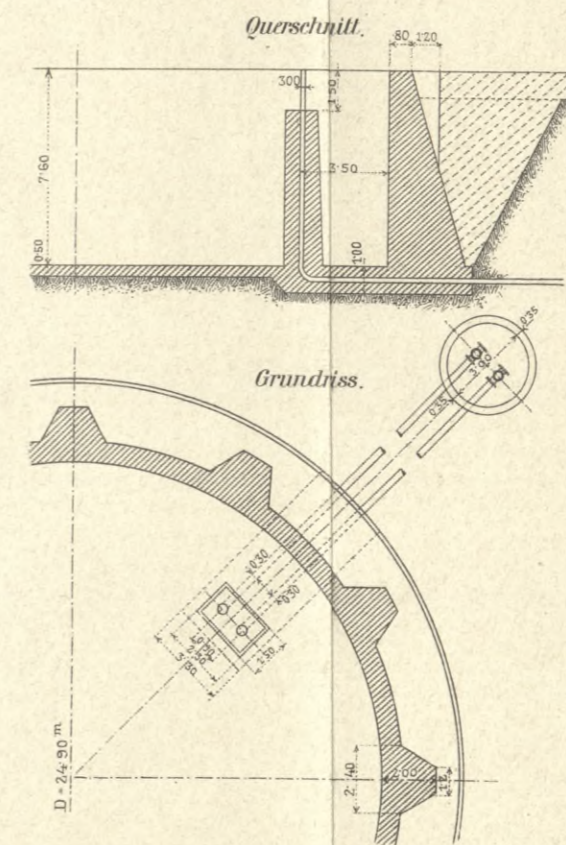
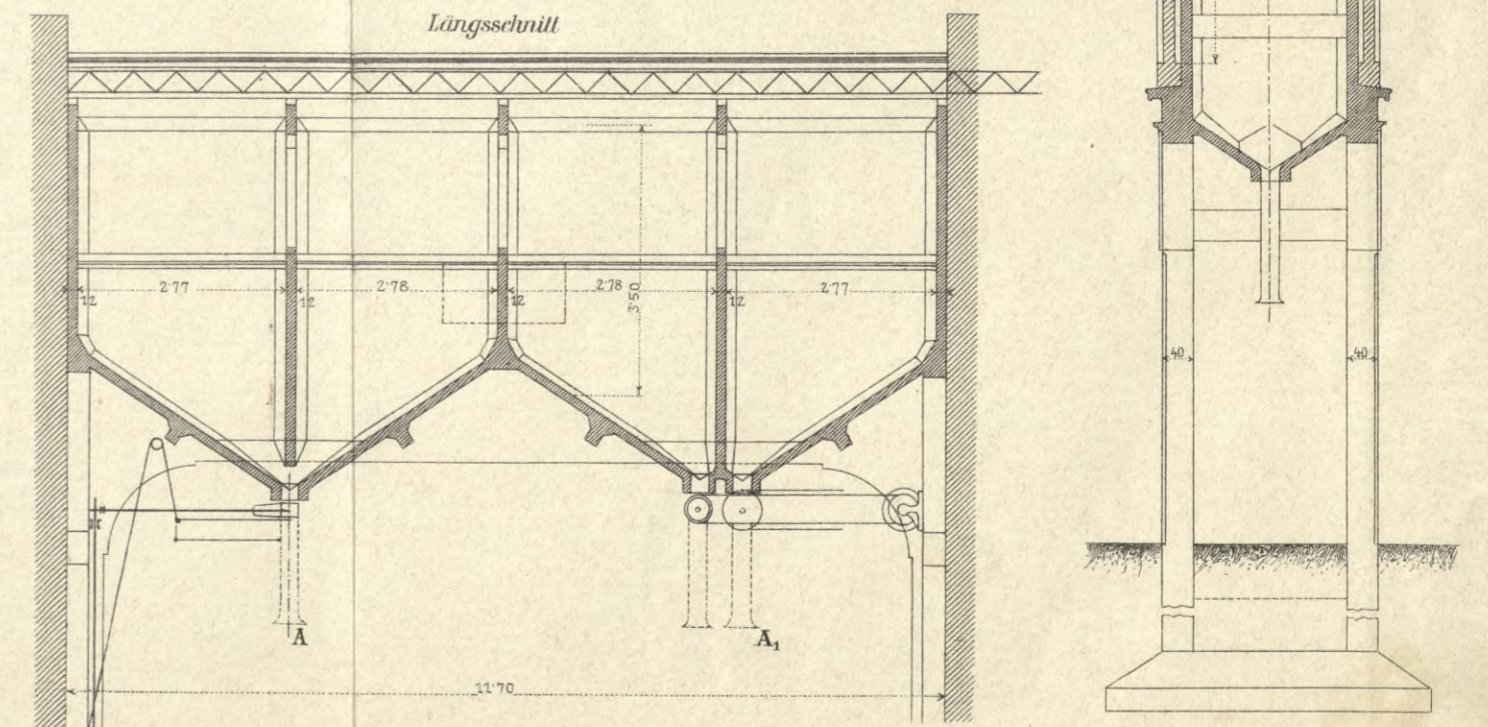
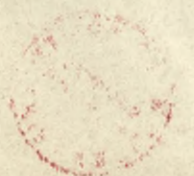


Fig. 8. Treber Silos für 80 m³ in Nussdorf.





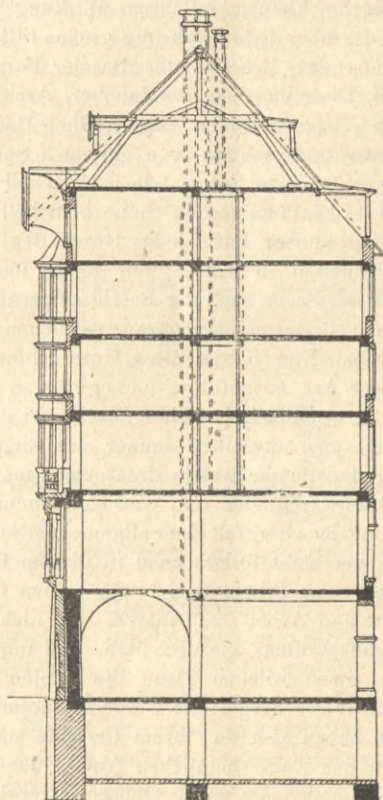
Der Expertenbericht über den Hauseinsturz in Basel.

Gelegentlich meines Pariser Berichtes*) habe ich bereits einiger Unglücksfälle Erwähnung gethan, die sich bei Bauten mit armiertem Beton zugetragen haben, und konnte ich nach einem eingehenden

Ich habe auch damals nicht verfehlt, jenen ersten Mahnruf Dumensils zu verzeichnen, der selbst einer der ältesten Concessionäre Hennebiques ist, indem er nachdrücklich zur Vorsicht mahnt und bittet, sich durch die allseitigen Erfolge nicht in Sicherheit wiegen zu lassen, denn Vertrauensseligkeit ist auf diesem Gebiete eine sichere Anweisung auf eine Katastrophe.

Alles das scheint jedoch nicht überall gewürdigt worden zu sein, und nur so erklärt sich der inzwischen am 28. August 1901 erfolgte vollständige Einsturz eines fünfstöckigen Gebäudes, eines Flügels des zukünftigen Hôtels „zum Bären“ in der Aeschenvorstadt Basels. In Fig. 1 findet sich der Querschnitt und einige Grundrisse zur weiteren Kennzeichnung der Sachlage dargestellt.

Wenn wir erst jetzt auf diesen Vorfall zu sprechen kommen, so rechtfertigt das der Umstand, dass die Gerichtsverhandlung kürzlich ausgeschrieben wurde, und der Expertenbericht, der uns die Grundlage der folgenden Besprechung liefert, erst jetzt in unsere

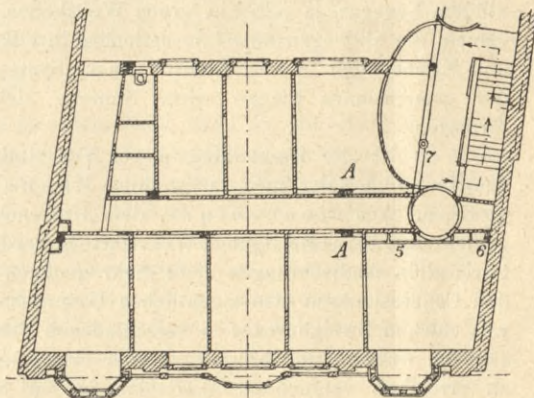


Schnitt

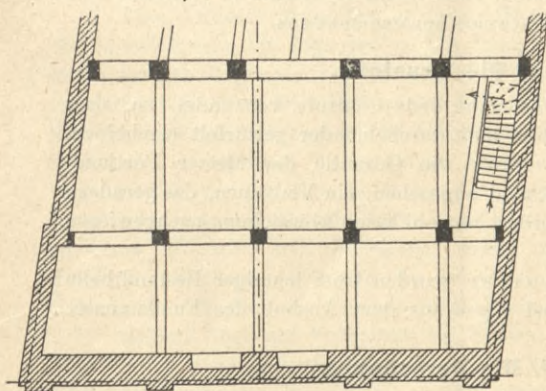
Fig. 1.
Hôtel „zum Bären“ in Basel.

Querschnitt und Grundrisse.

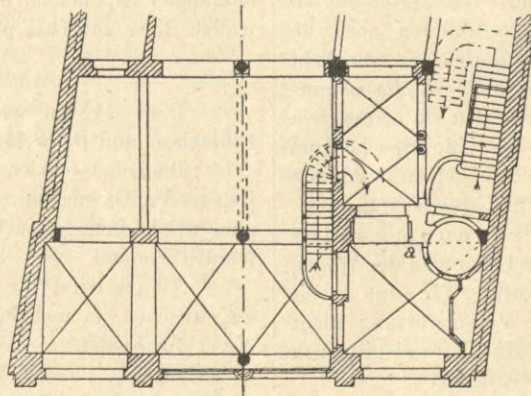
■ Hennebiquekonstruktion ■ Mauerwerk
□ Pfeiler & im Erdgeschoss (weiss gelassen).



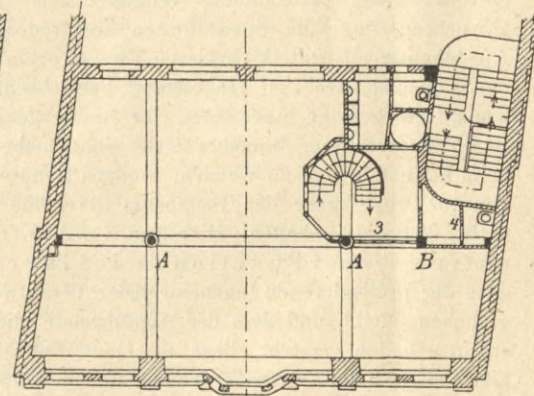
II Stock



Keller



Erdgeschoss



I. Stock

Studium an Ort und Stelle (Paris und Nizza) feststellen, dass dort nur durch Neid und unrichtige Information entstellte Gerüchte verbreitet wurden, die die unleugbare Möglichkeit einer schlechten Ausführung bereits als eine Thatsache zu melden wussten. Erst heute liegt ein Fall vor, der diese Annahme rechtfertigt.

Hände gelangt ist, das Urtheil aber nicht vor dem 15. Mai 1902 bekannt gemacht worden ist. Dieser Bericht, herrührend von dem Stadtbaumeister A. Geiser und den Professoren des eidgenössischen Polytechnikums in Zürich, Dr. W. Ritter und F. Schüle, alle in Zürich, ist als ein historisches Document zu bezeichnen, das in seiner fachlichen Abgklärtheit und logischen Schärfe auf diesen Hintergrund gestellt, nicht verfehlen wird, der Fachwelt wie ein flammendes Mene Tekel zu er-

*) „Zeitschrift“ Nr. 7 v. 1901 oder „Bauwerke und Bauweisen“ I. Theil, Seite 7.



scheinen und vor ähnlichen Unterlassungen ein für allemal zu warnen. Enttäuscht werden sich durch dasselbe aber jene Kreise finden, die von demselben eine Verurtheilung der Bauweise Hennebiques erwartet haben, indem der Bericht ausdrücklich dieselbe von jeder directen Schuld freispricht.

Es ist ja nur zu natürlich, dass der im Baufache beispiellose Erfolg Hennebiques ihm zwar eine Armee von Freunden und Nachahmern, aber gleichzeitig auch ein noch größeres Heer von Neidern aus den durch ihm beeinträchtigten Gebieten zugezogen hat. Während er stets betont, nichts weiter wie ein erfolgreicher Marchand en béton zu sein, so haben seine Anhänger ihn zum Napoléon des béton gestempelt. Es ist daher nur eine artige Fortsetzung des Wortspieles von der „Grande armée“, dass seine Gegner den Vorfall als ein „Waterloo“ bezeichnet haben wollen. Eine unparteiische Berichterstattung muss jedoch trotzdem feststellen, dass dieses Ereignis, das mehreren Menschen das Leben gekostet hat, die schwärzesten Schattenseiten seiner Geschäftsmethoden aufgedeckt hat.

Worin bestand denn eigentlich das Geheimnis des so raketartigen Erfolges des Mannes, der, als kleiner Unternehmer beginnend, sich in wenigen Jahren die ganze Bauwelt tributpflichtig zu machen wusste, ohne dass man sagen kann, dass er etwas fundamental Neues geschaffen hat, während eine Reihe von allerersten Firmen dieselbe Sache seit Jahrzehnten nicht vom Fleck gebracht haben. Abgesehen davon, dass er den Boden schon vorbereitet fand, so ist seine Formel, wie alle großen Lösungen, sehr einfach. Wo die anderen alle Arbeiten selbst machen und sich so den ganzen Unternehmergewinn sichern wollten und das Geschäft in das Halbdunkel von Geschäftsgeheimnissen hüllten, um sich die Alleinherrschaft am Markt mit hohen Preisen zu wahren, hat Hennebique gerade umgekehrt eine „Combine“ von Unternehmern organisiert und durch Heranziehen der weitesten Kreise einen Massenartikel mit entsprechend billigen Preisen zu schaffen gewusst. So wie Ast & Co. hier in Wien, so finden sich in allen Städten Europas, ja selbst in fernen Welttheilen ausgezeichnete Specialfirmen, die als sogenannte Concessionäre ihre Kenntnisse, Beziehungen und Erfahrungen in den Dienst seiner „Systeme“ stellten und unter der gemeinsamen Flagge seines Namens sich gegenseitig mächtig förderten.

Es ist die Darstellung dieser Verhältnisse bezeichnenderweise das Hauptobject der Specialausstellung Hennebiques in Paris 1900 gewesen. Aus Hennebique dem Unternehmer ward eine große gemeinsame Plananfertigungs-Werkstätte geworden. Als die Centrale in Paris allen Anforderungen nicht mehr genügen konnte, da sind neben den Concessionären, den eigentlichen Unternehmern, eine ganze Reihe von solchen Zweigbüros in verschiedenen Städten und Ländern geschaffen worden; die ihrerseits wieder eine Ausdehnung der Geschäfte zu erreichen versuchten. Besonders in der Schweiz, die fern von dem Centren der Eisenindustrie gelegen ist, haben diese Verhältnisse eine weitläufige Ausbildung erfahren. Als dort die Geschäfte so anwuchsen, dass die Specialfirmen sie weder controlieren noch die Ausdehnung mit gutem Gewissen verantworten konnten, ist die Zahl der Concessionäre ins Ungezählte gewachsen. Jede Unternehmerfirma, die geneigt war einen ihr übertragenen Bau in armiertem Beton auszuführen, brauchte sich nicht mehr an eine Specialfirma behufs Ausführung zu wenden, sondern konnte sich gegen Bezahlung von 10% und mehr der Baukosten die Pläne und das Ausführungsrecht direct verschaffen. Hier also, in der Trennung zweier untrennbarer Functionen des Ingenieurs in der Weise, dass der projectierende Ingenieur jeder Verantwortung für seine Arbeit enthoben bleibt und dass der Ausführende die Verantwortung nicht zu beurtheilen versteht, liegt die Quelle alles Uebels, und gilt auch hier die Schiller'sche Warnung an den Unberufenen:

„Der Meister kann die Form zerbrechen
Mit weiser Hand, zur rechten Zeit“.

Es wäre engherzig gedacht, wenn man dem Marchand en béton, resp. seinen Vertretern, worunter der Schweizer Mollins als der hervorragendste gilt, daraus einen Vorwurf machen wollte, dass sie ihre Ware in den weitesten Kreisen an den Mann bringen wollen, umso mehr sie unzweifelhafte Verdienste mit Bezug auf die Güte derselben haben. Freilich wird auch mit dem Namen Hennebique alles mögliche zugegedeckt. Selbst aber dann bei tadelloser Ware ist es

nicht zu billigen, wenn der Umstand, dass die Pläne von Hennebique herrühren, als ein Deckmantel für die eigene zweifelhafte Legitimation der Firma angesehen wird, solche Arbeiten auszuführen und wenn berechtigten Bedenken durch diese ausländische Patina entgegnet wird. Ich möchte gerade umgekehrt den Umstand, dass eine Firma einen so hohen Preis für Pläne zahlt, als Beweis dafür ansehen, dass sie von der Sache wenig oder gar nichts versteht, denn der Patentzwang ist in diesem Falle meistens bloße Einbildung. Wenn nun, wie das z. B. hier in Wien der Fall ist, nicht jeder General-Unternehmer armierten Beton bauen darf, so entfällt freilich damit für ihn, der einen guten Theil seines Gewinnes an eine solide Specialfirma abgeben muss, der Hauptantrieb, der dieser Neuerung in manchen Ländern eine so ungeheure Verbreitung gesichert hat, denn wenn irgendwo, so gilt hier der Satz „das Bessere ist des Guten Feind“ für das Bauwesen richtiggestellt „der größere Profit ist des Guten Feind“. Für diesen Missbrauch aber wird sich wohl niemand einsetzen, und wird man es schon den guten Seiten der neuen Bauweise allein überlassen müssen, sich Bahn brechen.

Was so manche kleine, in ihrem Wirkungskreise durchaus respectable Firma, der aber jede Erfahrung großen Stils fehlt, anstellen kann, davon ist uns das Beispiel der Baseler Baugesellschaft ein warnendes Exempel. Dieselbe, resp. ihr Inhaber, Architekt Linder, zählt zu den ersten Unternehmern Basels. Ihre Hauptarbeiten sind städtische Hausbauten, und wurden von ihr auch Speculationsbauten ausgeführt, daher der armierte Beton, wie jeder Theil des Wohnhausbaues, selbstredend im kaufmännischen Sinne beurtheilt. Wir sind weit entfernt, aus dieser gesunden Basis jedes Geschäftes vielleicht einen Vorwurf gegen sie ableiten zu wollen; nur gehört unseres Erachtens zu dem Gebrauch dieser Sache auch der Befähigungsnachweis, urtheilen zu können, was man daran ersparen, resp. verdienen kann, ohne das Gebäude zu gefährden. Nun hatten diese Unternehmer leider bereits einige Objecte dieser Art ausgeführt, und gieng an ihr die Prophezeiung *Du mensils* wörtlich in Erfüllung, dass nicht die ersten Bauten gefährlich sind, weil man dieselben immer mit ängstlicher Sorgfalt ausführt, sondern erst dann die Gefahr dreut, wenn man trotz des sich steigernden Leichtsinnes gefunden hat, dass sich immer noch kein Unglück einstellen will und jene Sorgfalt einer allgemeinen Sorglosigkeit Platz macht. Der Parlier, der nicht fortwährend in diesem Gebiete arbeitet, sondern es sonst als seine Pflicht ansieht für seinen Herrn soviel als nur möglich Cement und Arbeit zu sparen, ist nicht befähigt, zeitweilig diese Lebensanschauung auszuschalten, und nur so ist es z. B. erklärlich, dass in einem solchen Baue die Säulen in der weiter unten beschriebenen Weise hergestellt werden konnten.

Die Experten haben sich in ihrem Berichte nicht nur auf die Aufgabe beschränkt, den wahrscheinlichen Anlass der Katastrophe zu ermitteln, sondern sie haben die ganze Gebarung zergliedert und alle Möglichkeiten dargelegt, wenn auch die Firma denselben glücklich entgangen ist, um dann endlich doch ihrem Schicksale zu verfallen. Wir wollen diese zunächst punktweise zusammenfassen.

A. Die Baustoffe.

Das Eisen wurde ohne jede Controle verwendet, so, dass Flusseisen und Schweisseisen bunt durcheinander gewürfelt erscheinen.

Beim Cement wurde die Garantie der Metzger Portland-Cement-Fabrik als hinreichend angesehen, ein Vertrauen, das geradezu zum Missbrauche herausfordert, obwohl keine Abweichung nachgewiesen werden konnte.

Sand und Schotter wurden trotz lehmiger Bestandtheile ungewaschen, ja manchmal sogar aus dem Aushub des Fundamentes direct verwendet.

B. Die Berechnung

ist in Paris von Hennebique ohne Controle, ja selbst ohne Kenntnissnahme der Firma durchgeführt worden. Die Firma nahm nur den Einfluss durch fortwährendes Drängen die Lieferung der Ausführungspläne, mit dem Keller beginnend, zu veranlassen, anstatt, wie die Rechnung es verlangt hätte, umgekehrt.

Als zulässige Inanspruchnahme nimmt Hennebique zwar 1000 bezw. 25 kg/cm^2 an, dieselbe entspricht aber bei dem nach Ansicht der Experten richtigen Rechnungsgange nach Methode Ritter Spannungen bis 1500 kg/cm^2 . So findet sich insbesondere das Moment dort,

wo eine plattenartige Wirkung durch gekreuzte Eisenstangen gesichert erscheint, mit $\frac{Ql}{32}$ angenommen. Es sei dies besonders betont, weil solche rechnungsmäßige Capriolen, um gewisse, vorgeschrieben „zulässig“ erklärte Spannungen zu erzielen, keine Seltenheit sind, und meine diesbezüglich auf Grund von mir bekannten Thatsachen gemachte Bemerkung anlässlich einer jüngsthin geführten Debatte über diesen Gegenstand als ein „leichtthin“ gemachter unberechtigter Vorwurf bezeichnet wurde. Die Säulenberechnung, die, wie der Bericht andeutet, wahrscheinlich überhaupt erst nachträglich hergestellt wurde, zeigt einen groben Rechenfehler, auf den wir noch später zurückkommen wollen. Endlich möchte ich noch hinzufügen, dass ich — ohne die Pläne zu kennen — glaube, dass die Rechnungen jedenfalls mit einem Minimum an Eisenarmierung durchgeführt worden sind, wie es die Oekonomie, der einzige Leitstern bei dieser Art von Projecten, nahelegt. Dieses Minimum an Eisen ist zwar anscheinend theoretisch unanfechtbar; es zeigen sich jedoch in seinem Gefolge gewisse Erscheinungen, die solche Objecte besonders gefährlich erscheinen lassen. Ich verweise diesbezüglich auf einen Wiener Versuch vom Jahre 1899, das sogenannte „hohe“ Object, wo man diese praktischen Verhältnisse in höchst dankenswerter Weise untersuchen und ergründen wollte. Der Effect war genau derselbe, wie beim Haus in Basel. Es ist plötzlich (unter der halben Bruchlast), die sonst zu erwarten gewesen wäre, eingestürzt, indem einzig und allein die Stützen von gewöhnlicher Zimmerhöhe ihren Dienst versagten und die Decke ziemlich unversehrt auf dem Erdboden landete (Fig. 2).*)

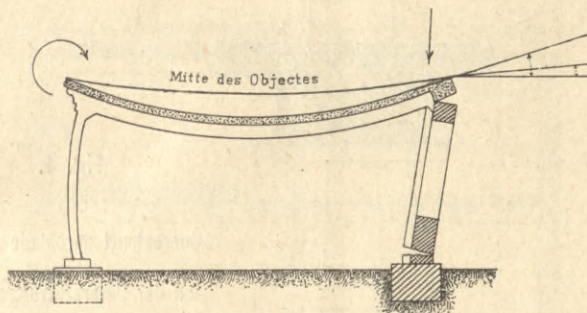


Fig. 2. Das „hohe“ Object unter der halben Bruchlast.

C. Die Ausführung.

Die Baupolizei hat sich hier, wie früher, auf die vom Gesetze vorgeschriebene rein formelle Controle beschränkt.

Die Bauleitung hat in Fortsetzung ihrer bereits beschriebenen Wirksamkeit den Dingen ihren Lauf gelassen. Es waren nicht einmal die Wirkungskreise der einzelnen Organe genügend abgegrenzt, so zwar, dass der Bauleiter, der im kritischen Momente die Betonarbeiten am Dache leitete, dem Zimmerparlier, der die Sprießen im Keller entfernt hat, ohne Auftrag gelassen haben will.

Eine Untersuchung der erzielten Betoneigenschaften geschah ebensowenig, was die Experten zu der Bemerkung veranlasste, die dadurch erzielte Ersparnis liegt in keinem Verhältnisse zu der Gefahr minderwertige Ware zu erhalten und zu verarbeiten. Was die Träger anlangt, so ergab die nachträgliche Untersuchung bei Beton 1:6 nach 28 Tagen Luftlagerung 93 kg/cm^2 im Minimum, was vollkommen genügt, um bei der üblichen Rechnung für die rechnungsmäßige Druckspannung beim Bruche 200 kg/cm^2 anzunehmen. Es besteht also in dieser Hinsicht kein Bedenken, sofern natürlich keine crassen Fehler vorgekommen sind und die Arbeit eine gewisse gleichmäßige Güte hatte, was freilich ebenfalls fraglich erscheint.

Anders liegt das Verhältnis bei Säulen. Der Bericht stellt fest: „Bei Säulen konnte überhaupt von einem sorgfältigen Einstampfen kaum die Rede sein. Die Säulen wurden nämlich von vornherein auf eine ganze Geschobhöhe verschalt, so dass die unteren Theile der Säulen nur durch mehrere Meter lange Stößel gestampft werden konnten“ und weiter: „Immerhin fiel dabei auf, dass einzelne Stützen nicht aus einem Stücke bestanden, und dass an bereits ausgeschalteten Betonpfeilern sich erhebliche Flickarbeiten vorfanden“ u. s. w.

*) Ausführliche Erörterungen hierüber geben die „Neuere Bauwerke und Bauweisen“ IV. Theil.

Der Bericht unterzieht die Säule A im I. Stocke einer Kritik, weil die H e n n e b i q u e'sche Rechnung eine Nutzlast mit 52.3 t angenommen hat, dieselbe jedoch tatsächlich 92.3 t beträgt.

Die Experten berechnen die maximal zulässige Belastung dieser Säule mit

$$P = 30 \times 1256 + 1200 \times 19.6 = 61.2 \text{ t},$$

was bei einem $\nu = 40$ einer Bruchlast von ca. 180 t und somit einer zweifachen Sicherheit gegen Bruch im Falle einer Belastung mit 92.3 t gleichkäme. Demgegenüber sei folgende Bemerkung eingeflochten. Die Säule war ca. 3.5 m lang und hatte 40 cm im Durchmesser. Der Betonquerschnitt war also $F_b = 1250 \text{ cm}^2$ und der Eisenquerschnitt (4 Stäbe zu 25 mm) $F_e = 19.6 \text{ cm}^2$ oder $1/2\%$ des F_b .

Die Experten haben nun nachgewiesen, dass knapp vor dem Einsturze des Gebäudes von der obigen Nutzlast nur ca. 68.8 t auf der Säule geruht haben.

Sehen wir (schon mit Rücksicht auf die vorher gegebene Beschreibung der Herstellung des Betons) von einer Druckwirkung des Betons momentan ab und denken uns, dass die Last sich wegen der bedeutend bleibenden Zusammendrückungen des Betons ganz auf das Eisen überträgt, so wird das Eisen bestenfalls, wenn man von Knickung absieht, bis zu seiner Stauchgrenze 2 t , bezw. $2 \times 19.6 = 39.2 \text{ t}$ aufnehmen können. Dieser Pressung entspricht eine Zusammendrückung der Säule

$$\Delta l = \frac{P l}{F_e E_e} = \frac{39200 \times 3500}{19.6 \times 2100000} = 3.2 \text{ mm}.$$

Nun ist die bleibende Zusammendrückung, die selbst ein guter Betonpfeiler dieser Höhe erfährt, eine größere als diese 3.2 mm .

Halten wir uns an die gegebene Ziffer, so sollte der Beton wenigstens den Rest zu 68.8 t , das ist 29.6 t oder $\frac{29600}{1256} = 24 \text{ kg/cm}$ tragen. Diese Belastung entspricht aber nach analogen Versuchen bei einem Beton 1:6 einer bleibenden Zusammendrückung von ca. $\frac{1}{500}$ oder 7 mm *) und einer elastischen Längenänderung von $\Delta l = \frac{24 \times 3500}{200.000} = 0.42 \text{ mm}$.

Es gieng also in so einem Falle nicht an, die Rechnung nach diesen 0.42 mm (das ist $\nu = 10$) durchzuführen, noch weniger nach $\nu = 40$, auch nicht nach den 3.2 , sondern mit Rücksicht darauf, dass dieselbe wenn auch nicht 7 mm , so doch jedenfalls größer wie 3.2 mm war und mit Berücksichtigung der Thatsache, dass das Eisen die Grenzen seiner Tragfähigkeit überschritten hat. Dies braucht selbstredend nicht innerhalb der ganzen Länge einzutreten, sondern da würde nur eine fehlerhafte Stelle genügen, dass bei den weiteren Erscheinungen, bei denen nun umgekehrt die Pressungen des Betons kleiner sind wie die des Eisens, man den Beton allein in Betracht ziehen muss. Es kommt daher in der Bruchlast — auch nach allen bisherigen Versuchen — bei geringer Armierung die Würfel Festigkeit des Betons allein zum Ausdrucke. Die Experten haben nun bei dem vorliegenden Beton eine minimale Druckfestigkeit von 84 kg/cm nachgewiesen. Es ist daher die Bruchlast dieser Säule mit $84 \times 1250 = 105.5 \text{ t}$ anzusetzen, und kann somit von einer Sicherheit gegenüber der Nutzlast kaum die Rede sein, da noch alles das, was man unter dem Begriffe der Knickung zusammenfasst, insbesondere aber einseitige Belastung, noch nicht Berücksichtigung gefunden hat. Es soll mit diesem Hinweis nur festgestellt werden, wie unrichtig es ist, bei geringer Armierung von Betonsäulen sich auf das Eisen allein zu verlassen, wie dies z. B. in dem Zuggurt von Trägern möglich ist, dass dort vielmehr nur eine ausgezeichnete Herstellung des Betons entsprechende Resultate gewährgleistet.

Um nach diesem allgemeinen Bilde den von den Experten in Uebereinstimmung mit L i n d e r festgestellten wahrscheinlichen Anlass zu besprechen, müssen wir uns noch einmal auf den in Fig. 2 dargestellten Grundriss beziehen. Aus demselben ist zu entnehmen, dass sich der Bau als ein Beton-Eisen-Fachwerk in einer Mauerwerksschachtel darstellt und ist verständnisvoller Weise der armierte Beton von dem

*) Siehe diesbezüglich die interessanten Zusammenstellungen von Prof. G. Lang in den „Mittheilungen aus der Praxis des Dampf- und Dampf- u. B.“ 1902: „Zur Festigkeit des Schornsteinmörtels“ VI.

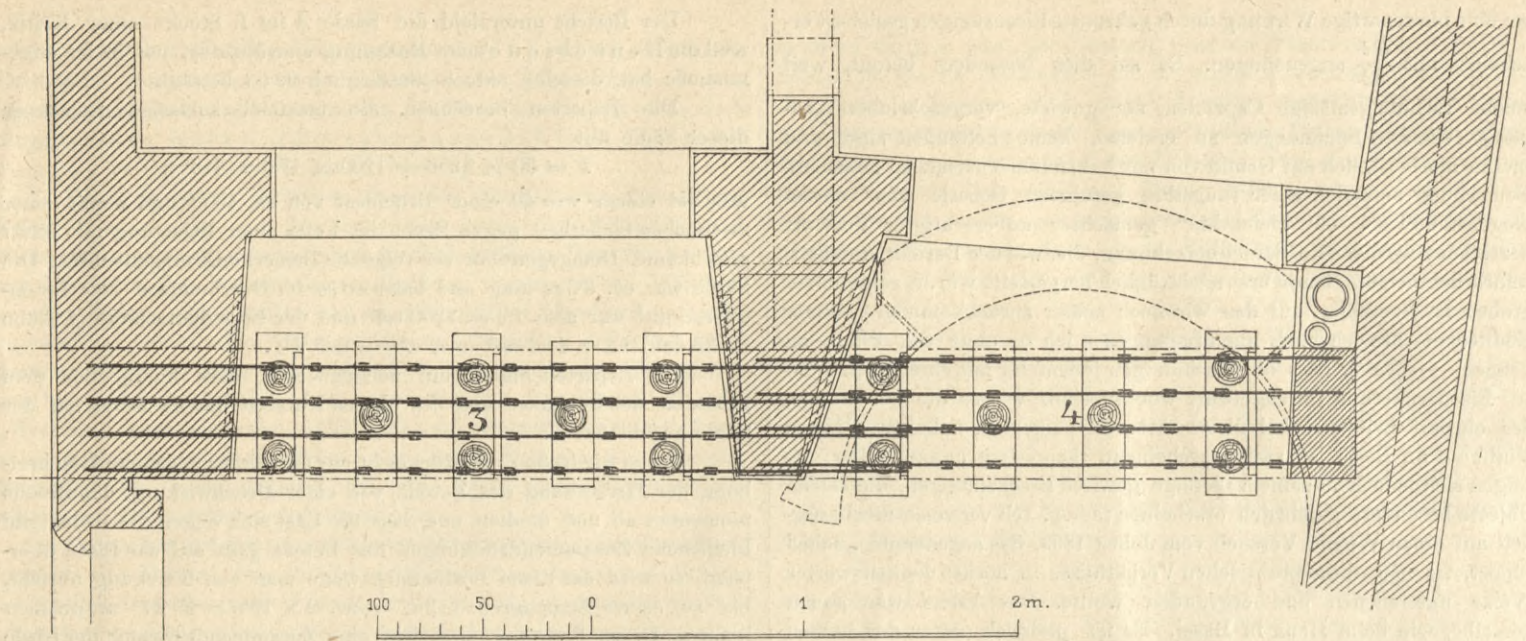


Fig. 3. Detail der zwei unterfangenen Träger aus dem 1. Stock.

mit Kalkmörtel aufgeführten Mauerwerk und seinen viel größeren Setzungen ($\frac{1}{200}$ bis $\frac{1}{150}$) durch „Kleb“pfeiler völlig unabhängig geblieben. Der Grundriss jedes Stockwerkes ist jedoch ganz unabhängig von den anderen verfasst, entsprechend dem ins Auge gefassten Zwecke, und so kommt es, dass fast keine Säule eine Fortsetzung nach unten oder oben findet. Im Keller ist auch von gewöhnlichen Mauerwerk Pfeilern Gebrauch gemacht, die aber wieder auf Beton-Eisenträger fundiert sind. Von besonderer Wichtigkeit ist das Detail im Erdgeschoße bei *a*, Fig. 1 im Erdgeschoss. Der fragliche Pfeiler ist in Fig 2 weiß gelassen und deshalb in der Fig. 3 nochmals in jenem Bauzustand wiederholt, bei dem der Einsturz erfolgt ist. Dort sollten die zwei mit 3 und 4 in der Figur bezeichneten Träger angeordnet und in der Mitte von einem Pfeiler gestützt werden, dessen Ausführung jedoch unterblieben war, die Träger wurden daher provisorisch in der in den Figuren 4 und 5 ange deuteten Weise mit Sprießen abgestützt. Am Tage des Einsturzes sollte die Unterfangung vorgenommen werden, dazu wurde der großen Einfachheit wegen die im Wege stehenden Sprießen in der Mitte bis auf eine entfernt. Zwei Stunden, nachdem dies geschehen war, erfolgte der Einsturz. An der fraglichen Stelle, über deren Zustand aus Zeugnisaussagen hervorgeht, dass sich schon Sprünge gezeigt hatten, steht die Säule *B* im ersten Stocke (Fig. 1) und war an dieser Stelle der Querschnitt der beiden Träger der in Fig. 4 dargestellte. Er war doppelt armiert, da er zum Tragen dort gar nicht bestimmt war. Unter der Voraussetzung, dass die neue gemauerte Säule die Last nicht übertragen hat, berechnen die Experten eine Inanspruchnahme von 1800 kg/cm^2 im Eisen. Während diese Inanspruchnahme bei einfach armierten Balken wohl eine Ueberanspruchung, aber keine Gefahr bedeutet, da der Bruch eines einfach armierten Trägers mit einer rechnermäßigen Zugspannung von ca. 4000 kg/cm^2 auftritt, so bewegt sich nach der auf Versuchen gestützten Ansicht des Schreibers dieses die Bruchlast von doppelt armierten Balken nahezu bei 2000 kg/cm^2 , d. h. um ja nicht missverstanden zu werden, weil es so unglaublich klingt: die doppelte Menge Eisen kann in dieser Anordnung nur $\frac{2}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ tragen.

Wir ersehen aber hieraus, dass der Träger diese Last nicht ertragen konnte und mit seinem Sturze die darauf befindliche Säule *B* sowie die nachbarliche Säule *A*, die wir bereits besprochen haben, mitriss und so den ganzen Debacle veranlasste.

Es ist wohl kaum nöthig hervorzuheben, dass hier berührte Divergenzen in den Anschauungen nur dazu dienen können, die Anschauungen der Experten weiters zu verstärken.

Der Expertise sind zwei Fragen vorgelegen.

Die erste Frage lautet: „Welches sind die Ursachen des erfolgten Einsturzes.“

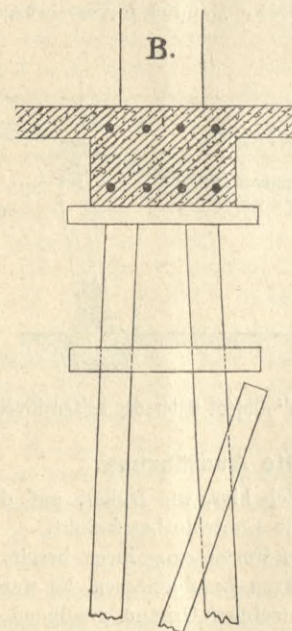


Fig. 4.

Querschnitt durch die Träger an der Unterstütsungsstelle unterhalb Pfeiler *B*.

Dieselbe ist wie folgt beantwortet worden.

Die Hauptursache des Einsturzes ist:

„Unvorsichtigkeit im Vorgehen bei Wegnahme der Sprießen unter den Unterzügen 3 und 4 über dem Parterre und mangelhaftes Unterstütsen der letztern bei Anlass der Aufmauerung des Mittelpfeilers.

Als unterstützende Momente kommen hiezu:

a) Ungenügende Dimensionierung der Säule *A* im ersten Stocke, verbunden mit dem Mangel einer Controle der Dimensionierung der Constructionen seitens der Unternehmung überhaupt.

b) Die Verwendung eines für solche Constructionen nicht geeigneten Rohmaterials, wie ungewaschener Kies und Sand.

c) Die nicht hinreichend sorgfältige Art der Ausführung der Betonarbeiten, namentlich des Einstampfens des Betons.

d) Der Mangel irgend einer Prüfung der Festigkeit des Betons in Verbindung mit den hohen Anforderungen, welche die Berechnungsweise Hennebiques an die Festigkeit des Betons stellt.

e) Eine nicht ganz abgeklärte Organisation in den Competenzen bei den unteren Organen der Bauleitung und endlich

f) Die Hast in der Ausführung der Arbeiten und die unweckmäßige Reihenfolge in der Entfernung der Sprießen in den verschiedenen Etagen.“

Die zweite Frage lautet:

„Sind die Hennebique-Constructionen in den beiden übrigen auf demselben Grundstück befindlichen, im Rohbau vollendeten Gebäude als

solide zu betrachten und können demnach die Arbeiten in diesen Bauten fortgesetzt werden, oder sind auch hier Sicherheitsmaßregeln anzuwenden und wenn ja, welche?"

Hierüber haben die Experten Schüle und Geiser bereits am 7. September 1901 eine provisorische Antwort gegeben, welche in der Hauptsache eine Ablehnung ist auf dieselbe insoweit einzugehen als seitens der Firma keine Detailpläne und Berechnungen vorgelegt werden. Es kann unmöglich Aufgabe der Experten sein, sich diese im Wege einer Untersuchung zu verschaffen und so eine doppelte Verantwortung zu übernehmen.

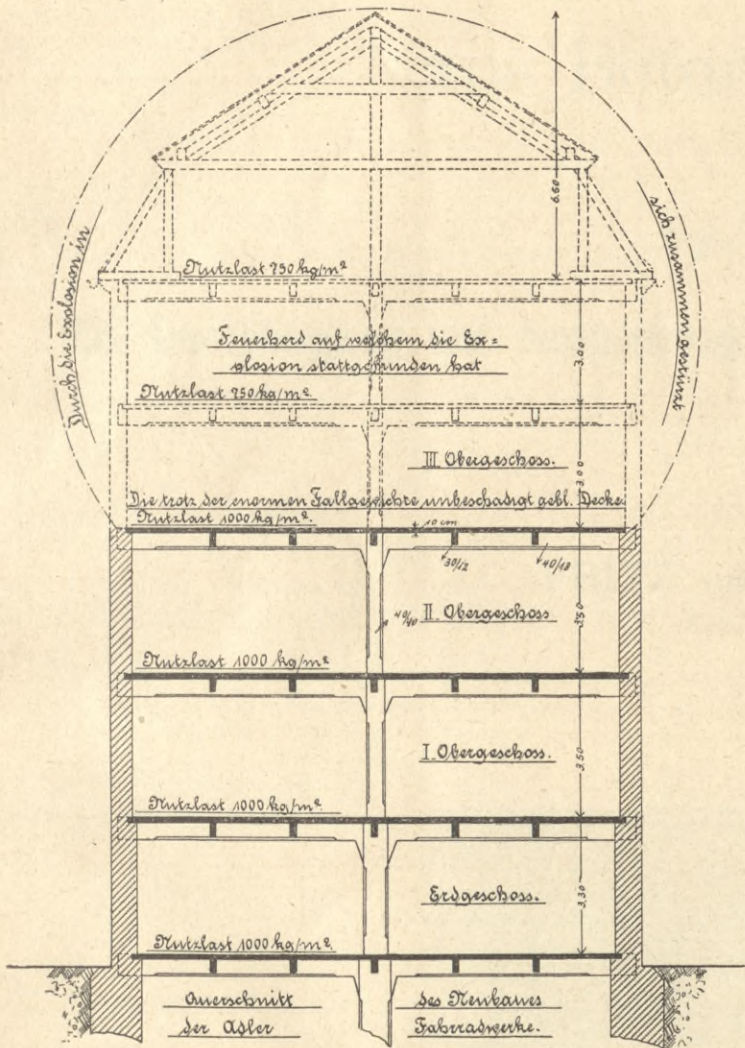


Fig. 5. Querschnitt.

Das Gericht hat nach fünftägiger Verhandlung zwei Angeklagte des Mangels an pflichtgemäßer Obsorge für schuldig erkannt und den Architekten Linder zu einem Monat Gefängnis, einen Parlier zu Frcs. 1000 Geldbuße verurtheilt, während die Entschädigungsansprüche auf den Civilrechtsweg verwiesen wurden. Das Urtheil kann als sehr milde bezeichnet werden.

Der Ausgangspunkt solcher großer Katastrophen ist entweder das Fundament oder die unteren tragenden Bestandtheile, und ist diesen Bautheilen demgemäß ganz allgemein die größte Sorgfalt zuzuwenden.

Beim armierten Beton kommt außerdem noch das hohe Eigengewicht und der feste Zusammenhang der Theile zur Geltung, besonders wenn, wie im vorliegenden Falle, keine durchgehenden Säulen angeordnet werden. Als Beweis dafür, was dagegen ein solider Bau auszu-

halten vermag, sei schließlich auf einen Unfall verwiesen, der sich am 10. October 1900 bei den Fahrradwerken „Adler“ in Frankfurt a. M. ereignet hat. Durch eine Benzin-Explosion im 3. Stocke wurde der in Fig. 5 und 6 dargestellte Theil des Gebäudes zerstört und in Brand gesetzt. Die ganze Schuttmasse ist auf die Decke des 3. Stockes herabgestürzt, ohne irgendeinen nennenswerten Schaden anzurichten. Freilich ist auch Frankfurt durch seine rigorosen Vorschriften, die schon ein bisschen über das Ziel hinauschießen, bekannt. Die Fig. 6 zeigt uns jedenfalls dasjenige, was man mit dieser Bauweise und einer soliden Ausführung, herrührend von einer Specialfirma, erzielen kann im Gegensatz zu der Leistung der Baseler Baugesellschaft.

Dieser Unfall wird jedenfalls in der Geschichte des Beton-Eisenbaues eine historische Wendung bedeuten, und seine greifbaren heilsamen Folgen machen sich bereits allerwärts geltend. Dass es erst zu einer Katastrophe kommen musste, ist einmal allem Anscheine nach auf allen Gebieten unvermeidlich! Worte helfen da nichts, beredter sind die Trümmer in Basel, auch von ihnen kann man sagen: Saxa



Fig. 6. „Adler“-Fahrradwerke in Frankfurt nach der Explosion.

loquuntur! Leider ist es in keinem Baufache besser, z. B. im Eisenbrückenbau. Wem verdanken wir die stricte Durchführung der Gesetze der Knickfestigkeit, wem die Herstellung eines ordentlichen Windverbandes? Immer waren große Katastrophen der Ausgangspunkt wohlthätiger Reformen. Fast jeder große Fortschritt in der Berechnung geschah nicht freiwillig, sondern erst dann gibt die Praxis dem Drängen selbst der Berufensten Folge, wenn ein schwerer Unglücksfall den maßgebenden Kreisen die Augen öffnet. Ich erinnere nur an unsere Brückenverordnung aus dem Jahre 1870. Durch Jahre ist dieselbe von technischen Autoritäten und Vereinen, so z. B. 1876 vom Deutsch-polytechnischen Vereine in Prag, angefochten worden; nichts hat geholfen, bis erst der Einsturz bei Hopfgarten auf der Strecke Salzburg—Bischofshofen am 6. October 1886 erfolgte. Noch in demselben Jahre wurde eine provisorische und im nächsten die neue Verordnung herausgegeben, die bis zum nächsten Unglücke bestehen bleiben dürfte! Das gehört so zu der Welten Lauf.

Ich halte also dafür, dass die Hoffnung der Experten, dass dieses Unglück nützliche Folgen haben und zu einer weiteren sorgfältigen Entwicklung der Systeme und zu einer äußersten Sorgfalt in der Ausführung Veranlassung geben wird, für eine berechnete, wenigstens insoweit als die Erinnerung daran noch eine hinreichend nachhaltige bleibt. Unsere Aufgabe muss es sein, die Lehren aus diesem Unfälle zu ziehen und ihn insbesondere allerwärts in der Erinnerung wach zu erhalten!

Wien, den 5. Juni 1902.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-301139

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000318348

Biblioteka Główna PK

IV-300199



Politechnika Krakowska
Biblioteka Główna



100000113529