

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Band:** 67/68 (1916)  
**Heft:** 3

**Artikel:** Die neue Verordnung betr. Eisenbetonbauten der der Aufsicht unterstellten Transport-Anstalten  
**Autor:** Hübner, Franz  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-32957>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 22.11.2024

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

INHALT: Wildbachverbauungen und Flusskorrekturen in der Schweiz. — Die neue Verordnung betr. Eisenbetonbauten der der Aufsicht des Bundes unterstellten Transport-Anstalten. — Ideen-Wettbewerb für einen Bebauungsplan Bahnhofquai bis Zähringerstrasse in Zürich. — † Alfred Ilg. — Miscellanea: Historisches Museum auf dem Brühl, St. Gallen. — Die Detroit-Superiorbrücke in Cleveland, Kohlenfelder in Spitzbergen, Simplon-Tunnel. Prüfanstalt für Heiz- und Lüftungsanlagen in Charlottenburg. Brückensprengung durch Druckwasser. Uferschutzbauten mit Drahtschotter-

behältern. Die Elektrizitätswerke der Vereinigten Staaten von Nordamerika. Turbodynamos von 35 000 kW. Die Eisenbahnbrücke über den Ohio bei Sciotoville. Der Hauenstein-Basistunnel. — Konkurrenzen: Bebauungsplan von Zürich und Vororte. — Nekrologie: Adolf Kellenberger. — Literatur. — Vereinsnachrichten: Gesellschaft ehemaliger Studierender: Stellenvermittlung.

Tafeln 4 und 5: Wildbachverbauungen und Flusskorrekturen in der Schweiz. Tafel 6: † Alfred Ilg.

Band 67.

Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 3.

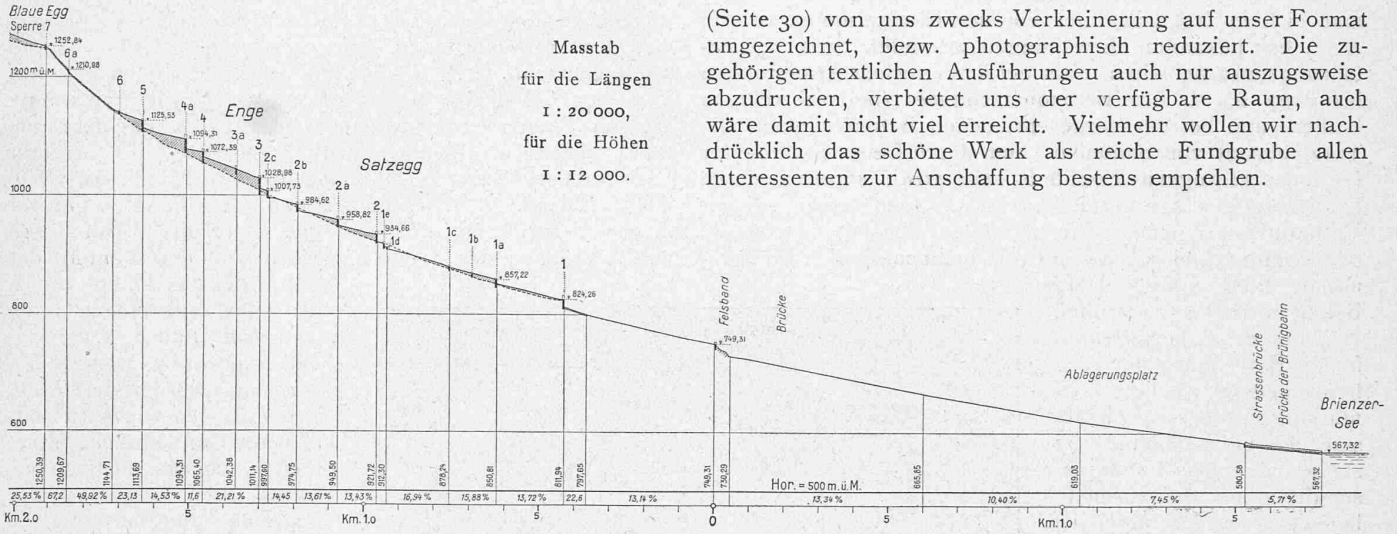


Abb. 1. Längenprofil der Lammbach-Verbauung bei Brienz. — Abb. 2 (unten). Teilgrundriss.

### Wildbachverbauungen und Flusskorrekturen in der Schweiz.

Herausgegeben vom Eidgen. Oberbauinspektorat in Bern. (Mit Tafeln 4 und 5.)

„Die vorliegende Schrift<sup>1)</sup> bezweckt“, wie es in der Einleitung heisst, „die bis anhin bei den Wildbachverbauungen in der Schweiz gemachten neuern Erfahrungen, gute wie schlimme, weitem Kreisen zugänglich zu machen und zugleich für die Projektierung und Ausführung neuer Arbeiten eine gewisse Wegleitung zu geben.“

Während der letzten 50 Jahre sind in der Schweiz nach den Angaben des Buches rund 230 Millionen Fr. für Verbauungen und Korrekturen an Gewässern aufgewendet worden. Zieht man die Mannigfaltigkeit im Charakter der Gewässer in Betracht, so wird gewiss jeder Wasserbauer gerne nach dem umfassenden Berichte des Herrn Oberbauinspektor A. v. Morlot greifen, in dem man die zur Beurteilung der erzielten Erfolge massgebenden Angaben zusammengestellt, dazu in Zeichnungen und Bildern dargestellt findet. Um von der Sorgfalt und Art dieser Darstellung einen Begriff zu vermitteln, geben wir hier als Abbildungsproben einige wieder, die sich auf die Verbauung des gefürchteten Lammbaches bei Brienz beziehen, und zwar die Bilder auf Tafeln 4 und 5 nach den uns vom Eidg. Oberbauinspektorat freundlichst zur Verfügung gestellten Original-Bildstöcken, die Textabbildungen 1 bis 3

<sup>1)</sup> Siehe unter Literatur auf Seite 42 dieser Nummer.

### Die neue Verordnung betr. Eisenbetonbauten der der Aufsicht des Bundes unterstellten Transport-Anstalten.

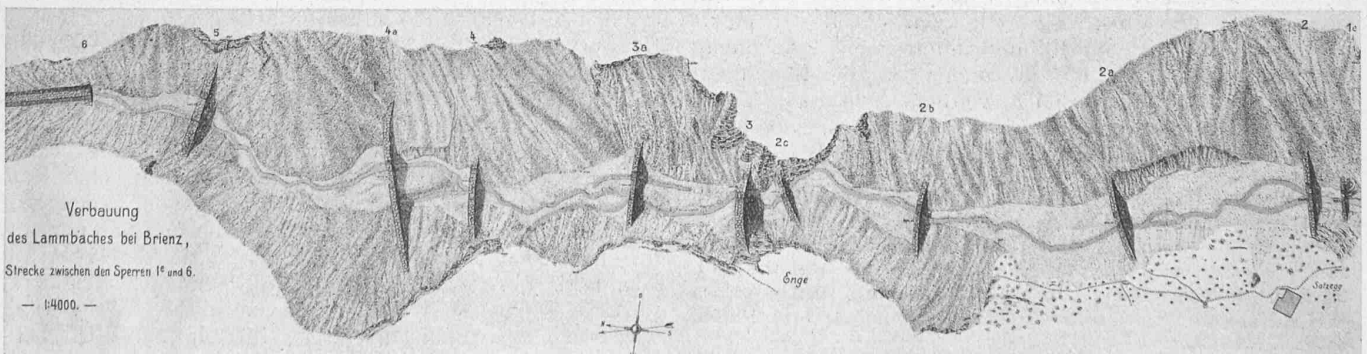
(Vom 26. November 1915.)

Erläutert von Fritz Hübner, Kontrollingenieur, Bern.

(Fortsetzung von Seite 26.)

#### Art. 3.

Dieser und der folgende Artikel sind wohl diejenigen, die das regste Interesse erwecken. Der bisherige Standpunkt des Eisenbahndepartementes in bezug auf Rechnungsweise und zulässige Spannungen ist bereits in der Einleitung berührt worden. Wenn es nun laut Absatz c dieses Art. 3 für die Berechnung der Druckspannungen im Beton und der Zugspannungen im Eisen, bei auf Biegungen beanspruchten Trägern, die Rechnungsweise von Prof. W. Ritter verlassen hat, so geschah es, um den übrigen beteiligten Kreisen zu entsprechen, indem es im allgemeinen ja gleichgültig bleibt, nach welcher Methode die innern Spannungen ermittelt werden, wenn nur die zulässigen Spannungen dann auch entsprechend festgesetzt werden. Andererseits ist das Eisenbahndepartement, als Aufsichtsbehörde über die für die Allgemeinheit wichtigsten Bauwerke, mehr denn je gezwungen, an der Notwendigkeit eines Nachweises von Zugspannungen im Beton auch weiterhin festzuhalten, wenigstens in allen jenen Fällen, wo beim Auftreten von Zugrissen eine Gefahr für den längeren Bestand eines



Bauwerkes zurzeit noch angenommen werden muss.<sup>12)</sup> Da es aber hierzu nach wie vor die bei uns (und auch in andern Staaten) eingebürgerte Ritter'sche Berechnungsweise als zweckdienlich erachtet, ergibt sich also, gegen den Wunsch des Departementes, eine Zweispurigkeit für die statischen Berechnungen.

Bei der Festlegung des Wertes  $n = \frac{E_{\text{Eisen}}}{E_{\text{Beton}}}$  zu 20 liess man sich in Ergänzung der von den Erläuterungen zu den K. V. her bekannten Erwägungen besonders von der Erfahrungstatsache leiten, dass bei den üblichen Armierungen bis etwa 2,5% des Betonquerschnittes (bei rechteckigen Balken) und bei der vorgeschriebenen Betonfestigkeit, die Tragfähigkeit von Bauteilen kaum durch Ueberwindung der Betondruckfestigkeit erschöpft sein wird, sondern durch Erreichung der Streckgrenze im Eisen. Inanbetracht solcher Verhältnisse schien es, wie bei Art. 1 Abs. d, überflüssig, den rechnermässigen Wert  $n$  in mathematischen Einklang mit der Elastizitätsziffer des Betons bringen zu wollen.

Dass ferner, laut Absatz d, für die Berechnung der Trägheitsmomente, behufs Ermittlung der äussern Kräfte statisch unbestimmter Systeme, nur der Betonquerschnitt ohne die Eiseneinlagen zu berücksichtigen ist, hat nicht bloss den Vorzug der Einfachheit, sondern begegnet auch dem Umstande, dass die wirklichen  $J$  kleiner sind als die mit einheitlichem  $E_b$  zu ermittelnden, weil die Elastizitätsziffer des Betons auf Zug kleiner ist als auf Druck.

Es wird auffallen, dass im Absatz e nebst der Berechnungsweise auch gleich die zulässigen Spannungen für den Zug im Beton bestimmt sind. Dies geschah, um zu kennzeichnen, dass diesen Spannungen, vom Standpunkt der Sicherheit der Bauteile aus, nicht die gleiche Bedeutung beigemessen werden darf wie den sonstigen, im Art. 4 festgesetzten Spannungen, die für die Tragfähigkeit der Bauteile unmittelbar massgebend sind. Es sei nebenbei auch bemerkt, dass die Ritter'sche Berechnungsweise grössere  $\sigma_{bz}$  liefert, als sie es in Wirklichkeit sind, und daher die zul.  $\sigma_{bz}$  entsprechend höher anzusetzen sind. Im Vergleich zu andern Verordnungen ist ferner zu beachten, dass infolge der grösseren Verteilungen der Lasten einerseits (vergl. Art. 2 a bis d), und infolge der Berechnung der Spannungen mit  $n = 20$  andererseits, die Betonquerschnitte etwas kleiner ausfallen werden, sodass dem Nachweis der Zugspannungen im Beton nunmehr eine wesentlich höhere Bedeutung beizumessen ist. Zur besseren Beleuchtung

<sup>12)</sup> Vergl. hierüber vorab das Heft 31 des D. A. E. und von früheren Abhandlungen u. a.: *Zentralblatt der Bauverwaltung*, Nr. 7 und 10, Jahrgang 1913: Zur Begrenzung der Zugspannungen des Betons in Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton, von Geheimrat Labes; ferner über denselben Gegenstand in *Beton und Eisen*, 1913, Heft 8, bzw. 1914, Heft 24/25, von Dr. Ing. Schaechterle, im *Zentralblatt der Bauverwaltung*, 1914, Nr. 26, von Prof. Moersch,

dieser vielumstrittenen Frage müssen wir daher etwas ausführlicher sein, namentlich weil die Notwendigkeit des Zugspannungsnachweises auch bei uns sehr oft bestritten worden ist.

Gegenüber bisher üblicher Berechnung mit  $n = 15$  wird, mit  $n = 20$ , das theoretische  $\sigma_{bz}$  kleiner, und zwar, in % des mit  $n = 15$  berechneten  $\sigma_{bz}$ , um rund 3,5% bis 9% bei Platten und rund 6,5% bis 14,5% bei hohen Balken rechteckigen Querschnittes, bei einer Veränderlichkeit des Armierungsquerschnittes von 0,5% bis 2,5% des Betonquerschnittes. Im Mittel (bei einer Armierung von etwa 1,5%) ist also die mit  $n = 20$  berechnete Spannung  $\sigma_{bz}$  bei Balken rechteckigen Querschnittes ungefähr um 10% kleiner als die mit  $n = 15$  berechnete; das ungefähr gleiche Verhältnis erhält man für Plattenbalken. Dem Heft 24 des D. A. E. entnimmt man, dass für eine unserer neuen Verordnung entsprechende Güte des Betons und bei Abständen der Armierungseisen von den Kanten der

Beton-Aussenflächen von 2 bis 4 cm, mit einem  $\sigma_{bz} = 32 \text{ kg/cm}^2$  (mit  $n = 15$ ) unmittelbar vor der Rissbildung gerechnet werden darf (d. h. mit  $\sigma_{bz} = \sim 29 \text{ kg/cm}^2$  mit  $n = 20$ ). Ganz ähnliche Werte lassen sich aus noch unveröffentlichten Versuchen der Materialprüfungsanstalt in Zürich ableiten. Aus dem Gesagten ergibt sich also, dass zur Zeit der vorgeschriebenen Probelastungen, für einen Beton und für eine Ausführungsweise (namentlich in bezug auf Lage der Eisen) wie sie durch unsere Verordnung zweifelsfrei festgelegt sind, mit rechnermässigen Sicherheiten gegen das Eintreten der ersten Zugrisse gerechnet werden darf von 1,3 bis 1,4 bei Eisenbahnbrücken,  $\sim 1,1$  bei Strassenbrücken und  $\sim 1,0$  bei Hochbauten. Mit zunehmendem Alter werden sich diese Sicherheiten noch etwas erhöhen. Um die neuen Verhältnisse besser zu kennzeichnen seien noch folgende Angaben gemacht: die neue Verordnung erhöht die zulässige Spannung  $\sigma_{bz}$  im Vergleich zu den in den „Prov. Normen“ festgelegten Werten um 35% bei Eisenbahnbrücken, 65% bei Strassenbrücken und 10% bei Hochbauten, bei gleichzeitiger Erhöhung der Mindest-

würfelfestigkeit des Betons um 25%. Am meisten begünstigt erscheinen demnach die Strassenbrücken, also jene häufigen Bauwerke auf Eisenbahngelände, die zudem noch die Vorteile der Bestimmung in Art. 2d geniessen. Die neue Verordnung dürfte somit wohl an die Grenze dessen gegangen sein, was noch eine angemessene Sicherung gegen das Auftreten von Zugrisen im Beton bietet. Es sei daher nochmals betont, dass dies unter der grundsätzlichen Voraussetzung geschah, dass den Einflüssen von Temperatur und Schwinden in Berechnung und Ausführung und namentlich auch den Bestimmungen der Art. 2 Abs. 1, Art. 8 Abs. 1 bis 3, Art. 12 Abs. 2 und 3 bestmögliche Aufmerksamkeit geschenkt werde. Eine merkliche Erschwerung wird der Zugspannungsnachweis, in bezug auf Wirtschaft-



Abb. 3. Uebersichtskarte der Lammbach-Verbauung. — 1:40000. Verkleinerte Wiedergabe aus «Wildbachverbauungen und Flusskorrekturen in der Schweiz» (Text auf Seite 29).





Aus: **Wildbachverbauungen und Flusskorrekationen in der Schweiz.**  
Herausgegeben vom Eidg. Oberbauinspektorat (Text siehe Seite 29).

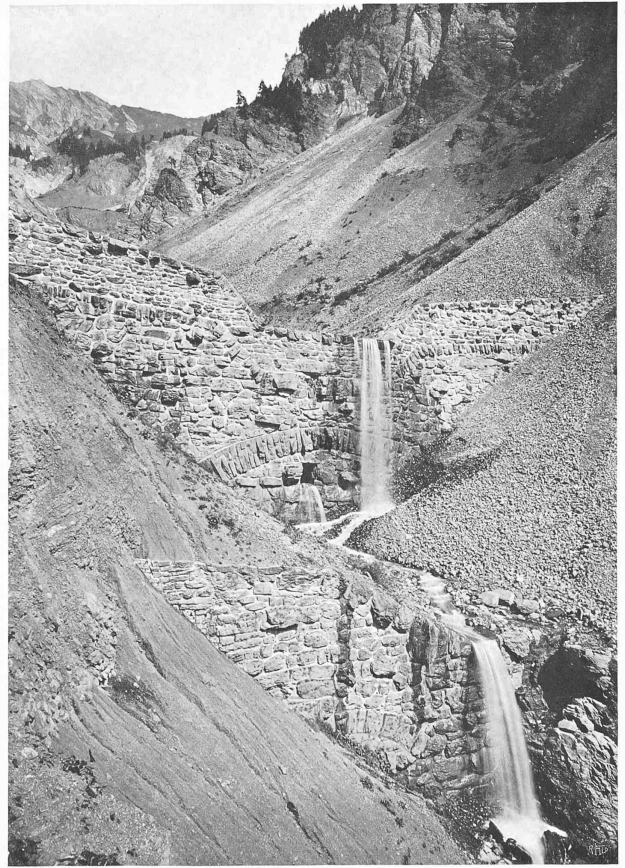


Verbauung des Lambbaches; unten: Gesamtansicht, oben: Sperre Nr. 5 und Schale (Original-Clichés des Buches).

Aus: Wildbachverbauungen und Flusskorrekturen in der Schweiz. — Verbauung des Lammbaches.



Blick von der „Satzegg“ aufwärts.



Ansicht der Sperren 1e und 2.



lichkeit, nicht mehr bedeuten; hingegen wird er den für die Dauerhaftigkeit der Bauwerke ausserordentlichen Vorteil haben, dass die wichtigsten Bauwerke in Eisenbeton hinsichtlich der schwächsten Seite der Bauweise eingehender und gleichmässiger behandelt werden müssen. Benützt man dabei den von Prof. Moersch vorgeschlagenen Ausweg, mit Hilfe graphischer Tabellen zu beweisen, dass bei Innehaltung gewisser Spannungen und bei Plattenbalken zudem noch gewisser Querschnittsverhältnisse, die rechnermässigen  $\sigma_{bz}$  unter den zulässigen liegen, so dürfte schliesslich auch die rechnerische Arbeit merklich verringert sein.<sup>13)</sup>

*Absatz i* bestimmt, in Abweichung von andern Vorschriften, in Würdigung der grossen Gefahr, die im Auftreten von Scherrissen besteht und in Durchführung des Grundsatzes, dass Zugspannungen ganz durch Eisen aufzunehmen seien, dass bei Ueberschreitung gewisser zulässiger Scherspannungen die volle Scherspannung durch geeignet angeordnete Eiseneinlagen aufzunehmen sei. Die weitere Bestimmung, dass der Beton im Sinne der in Art. 4 angegebenen zulässigen Scherspannungen, ohne Rücksicht auf Eiseneinlagen nicht höher als mit 9, bzw. 10,5, bzw. 12  $kg/cm^2$  auf Abscheren beansprucht werden dürfe, hat vorab den Zweck, eine gute Verankerung der Hauptarmierungseisen in ausreichender Betonmasse zu sichern (insbesondere bei Rippen von Plattenbalken); die bezügliche Bestimmung der *K. V.* wurde nämlich erfahrungsgemäss oft dahin ausgelegt, dass man den Steg von Plattenbalken nur soweit bemessen müsse, dass noch eine anständige Umhüllung der Eiseneinlagen möglich sei. Diese Bestimmung wird zugleich derjenigen des Absatzes e hiervor entsprechen; überdies stützt sich auf sie der Nachsatz des folgenden Absatzes k, wonach im allgemeinen der Haftspannungsnachweis entfallen kann, wenn die Enden der Armierungseisen mit halbkreisförmigen Haken versehen, d. h. bestmöglich verankert sind.<sup>14)</sup> Ueber die Art der Berechnung der Haftspannungen gehen, besonders bei durchgehenden Trägern, die Ansichten zur Zeit noch auseinander. Es schien daher angezeigt, wenigstens vorläufig noch, auf eine bestimmte Rechnungsweise zu verzichten. Im übrigen lautet die Bestimmung derart, dass es immerhin möglich sein wird, die Zuverlässigkeit der Verankerungen auch rechnermässig zu verfolgen, welcher Fall z. B. für Armierungseisen grösseren Durchmessers als etwa 25 bis 30 mm eintreten kann.

#### Art. 4

bestimmt die zulässigen Spannungen. Er kennzeichnet sich in erster Linie durch eine, der Wichtigkeit der Bauten entsprechende Veränderlichkeit der zulässigen Spannungen, ähnlich derjenigen der Brückenverordnung von 1913. Ausgehend von den aus den *K. V.* übernommenen zulässigen Spannungen, die für Hochbauten allgemeinen Anklang gefunden und sich bewährt haben, ergab es sich dann, dass die Werte für Eisenbahnbrücken ungefähr mit jenen übereinstimmen, die in andern Staaten üblich sind.

Die Erhöhung der zulässigen Betondruckspannung von Balken rechteckigen Querschnittes fusst auf der Beobachtung, dass das rechnermässige  $\sigma_{bd}$  mit wachsender Armierung stärker anwächst als das wirkliche. Infolge verbesserter Betonqualität, und in Beachtung, dass der in den *K. V.* erstmals gebrachte Zuschlag nicht übertrieben ist, ist der in der Formel der *K. V.* gegebene Beiwert 0,05 für Eisenbahnbrücken beibehalten und für die andern Bauten entsprechend gesteigert worden. Die aus diesen Formeln sich ergebenden Höchstwerte der zulässigen  $\sigma_{bd}$  liegen, für Hochbauten, etwas tiefer als nach den *K. V.*; sie sind jedoch allgemein als genügend hoch anerkannt worden.

<sup>13)</sup> Siehe Zentralblatt der Bauverwaltung, 1914, Nr. 26 und 1915, Nr. 59.

<sup>14)</sup> Siehe D. A. E., Heft A. — Zeitschrift des Oesterr. I. u. A. V., 1911, Nr. 43: Neue Anschauungen über den Verbund zwischen Eisen und Beton, von Prof. Saliger. — Prof. Moersch: Der Eisenbetonbau, Haftspannungen in Plattenbalken. — Beton und Eisen, 1913, Heft 15: Zur Frage der Haftspannungsberechnung, von Dr. Ing. Petry.

Bei der folgenden Zahlengruppe, namentlich auf Druck beanspruchte Bauteile betreffend, sind auch die Ständer von Rahmentragwerken ausdrücklich in diese Klasse von Bauwerksteilen eingestellt; diese Massregel erschien notwendig, weil bei diesen Bauteilen vielfach übersehen wird, dass ihnen zweifellos die wichtige Rolle von Stützen beigemessen werden muss.

Die besondere Erhöhung der für Druckglieder massgebenden Spannungen bei Bogentragwerken rechtfertigt sich durch die Ueberlegung, dass mit wachsender Spannweite der Einfluss der Verkehrslasten gegenüber jenem des Eigengewichtes sich verringert, dass infolgedessen der durch das Eigengewicht bedingte, sicherere Belastungszustand, d. h. bei den (wohl meistens nach der Stützlinie für Eigengewicht geformten) Gewölben der zentrische Druck, an Bedeutung gewinnt. Zudem sind für solche Bauwerke (nach Art. 8, Absatz 4) ausnahmslos Beton-Vorproben verlangt, die es ermöglichen, die Güte des Betons mindestens dem Art. 8, Absatz 3, entsprechend zu gewährleisten.

Die zulässigen Zugspannungen im Eisen stehen, was Hochbauten anbetrifft, in angenähertem Einklang mit den durch die B. V. bestimmten Werten; die für Strassen- und Eisenbahnbrücken gültigen Spannungen mussten jedoch, mit Rücksicht auf die zulässigen Beton-Zugspannungen, etwas tiefer gehalten werden, als bei den eisernen Bauten.

Es wird auch auffallen, dass, im Gegensatz zu den *K. V.* (und auch den Vorschriften anderer Staaten), besondere Zuschläge zu den festgesetzten zulässigen Spannungen bei Mithberücksichtigung von Wärme- und Schwindungseinflüssen nicht vorgesehen sind. Der Einfluss des Schwindens, d. h. die in Art. 1, Absatz d, festgesetzte lineare Verkürzung, wird *praktisch* wohl selten zuverlässig vermindert werden können und muss daher als wirkliche, nicht als Zufallswirkung aufgefasst werden. Die Wind- und Bremskräfte sind freilich zufällige, aber deren Einfluss auf die Eisenbetonbauten bleibt wohl ausnahmslos verhältnismässig gering. Mit Bezug auf die Temperaturkräfte ist das wesentlichste (flache Bogen betreffend) bereits unter Art. 1, Absatz d, gesagt worden. Die Verhältnisse bei hohen Bogen beleuchtend sei z. B. auf den Bogen der Langwiesener Brücke hingewiesen, bei dem das ungünstigste Zusammentreffen aller dieser Zusatzkräfte eine Steigerung der höchsten Druckbeanspruchung um bloss 6,7  $kg/cm^2$  bewirkt, d. h. von 34,7  $kg/cm^2$  für Eigengewicht + Verkehrslast, auf max. 41,4  $kg/cm^2$ . Solche Verhältnisse rechtfertigen aber kaum eine grundsätzliche Berücksichtigung durch Zulassung höherer Spannungen. Liegt einmal ein ganz besonderer Ausnahmefall vor, bei dem der Berechnung nicht zugängliche Zufälligkeiten (wie Verschiebungen von Stützpunkten usw.) ausgeschlossen sind, so wird man ihn anhand des Art. 22 auch angemessen zu behandeln verstehen.

\* \* \*

Während sich die bis jetzt behandelten Bestimmungen mit der *Theorie* des Eisenbetons, also mit seiner idealen Seite befassen, behandeln die nun folgenden Abschnitte die *Ausführung*, die für die Beurteilung der neuen Bauweise massgebend ist.

#### Art. 5.

Die Anforderungen an die Güte des Eisens müssen für Eisenbetonbauten naturgemäss mit denjenigen für eiserne Bauten übereinstimmen. Neu ist in diesem Artikel die Regelung der Anzahl der zu leistenden Güteproben. Die Erfahrung hat gezeigt, dass diesen Proben oft zu wenig, wenn nicht gar keine Aufmerksamkeit geschenkt wird, trotzdem, wie wir bereits bemerkt haben, im allgemeinen die Güte des Eisens für die Sicherheit der Bauwerke ausschlaggebend ist. Die nun auf je 15 t Armierungs-Eisen verlangten zwei Proben entsprechen dem bereits in der Brückenverordnung aufgestellten Grundsatz, dass jede „Charge“ zu erproben sei. Dies ist auch der Fall bei der weiteren Forderung, dass für jeden Stangendurchmesser mindestens zwei Proben auszuführen sind, was hauptsächlich bei kleinern Bauten von Bedeutung sein wird, für

welche die Eisen meistens von beliebigen Lagern bezogen werden, ohne Kenntnis der Chargen, denen sie entstammen.

Art. 7.

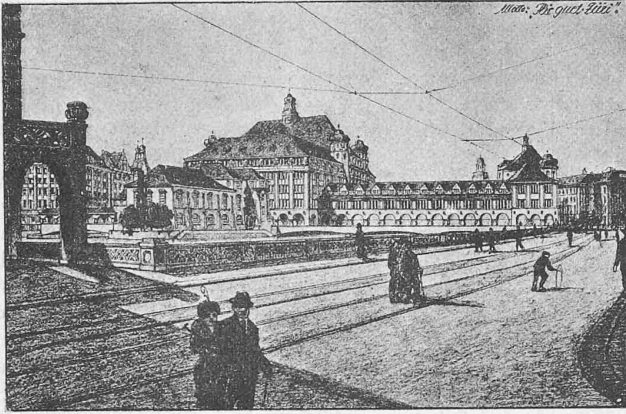
Obschon die drei ersten Absätze nichts wesentlich neues bringen, muss doch bemerkt werden, dass man nicht überall eine den Querschnitten angemessene Wahl der Korngrösse des Kieses zu treffen pflegt. Namentlich aber soll der zweite Teil des 3. Absatzes beobachteten Ausführungsmängeln begegnen. Das Uebersehen dieser Bestimmung, wonach „feinere Sandkörner, die durch ein Sieb mit  $\frac{1}{2}$  mm weiten Löchern gehen, in einer Menge bis 10% der Sand-

den meisten Fällen nicht mehr als etwas Interesse und guten Willen, und gehört mit zu jenen Voraussetzungen, die der Bewertung der zulässigen  $\sigma_{bz}$  zugrunde lagen. Die genaue Befolgung der Bestimmungen in Absatz 4 und 5 dieses Art. 7 hat noch den Vorteil, dass sie, zusammen mit der Untersuchung der Festigkeit des Betons, den in Art. 8, Absatz 4 geforderten Vorproben dienen kann, wenn das gleiche Material häufige Anwendung findet.

Art. 8

regelt die Fragen, die seitens der Aufsichtsbehörde zu fortwährenden Beanstandungen führen. Gleich Absatz 1, der auch in den K. V. enthalten ist, wird meistens dahin ausgelegt, dass das dort gegebene Verhältnis von Kies zu Sand in allen Fällen das richtige sei; es wird aber nur mit Materialien, die den in Art. 7, Absatz 2 und 3, gegebenen Korngrössen entsprechen, zugleich grösste Dichte und Festigkeit des Betons gewährleisten.

In Absatz 3 sind die Anforderungen an die Festigkeit des Betons, sowie die Folgen ungenügender Betonfestigkeit geregelt. Die Lagerung der Probekörper in feuchtem Sand ist deshalb verlangt, weil sie die gleichmässigsten Erhärtungsbedingungen schafft; diese Erwägung liegt auch der Bestimmung im Absatz 7 zugrunde. Denn der Zweck dieser Proben ist vorab der: eine möglichst zuverlässige Kontrolle über den Grad der Gleichmässigkeit der zu verschiedenen Zeiten erzeugten Betonmassen zu erhalten. Entgegen oft gehörten Behauptungen muss aber laut bezüglichen Versuchen<sup>15)</sup> die Würfel Festigkeit künftighin auch als diejenige des Betons im Bauwerk angesehen werden.



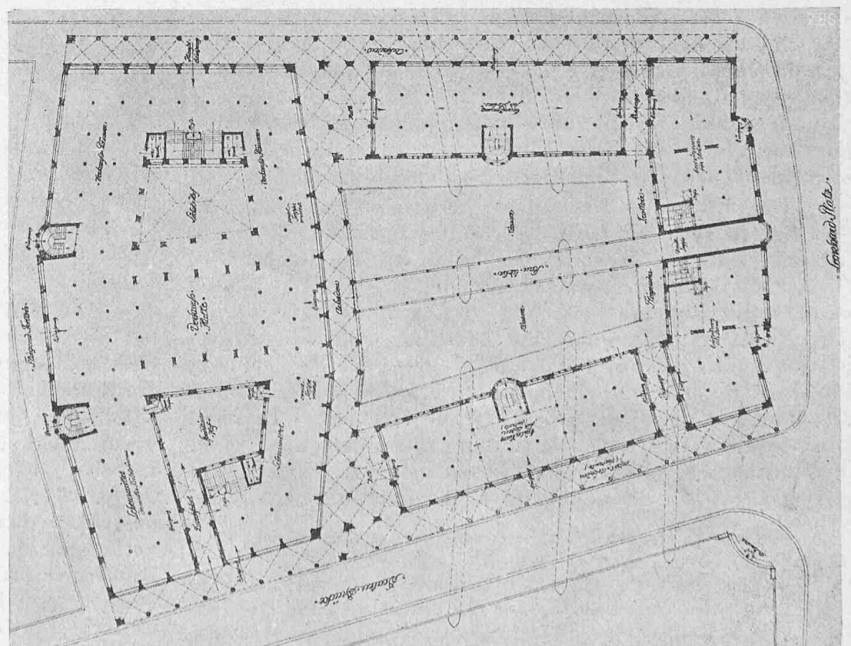
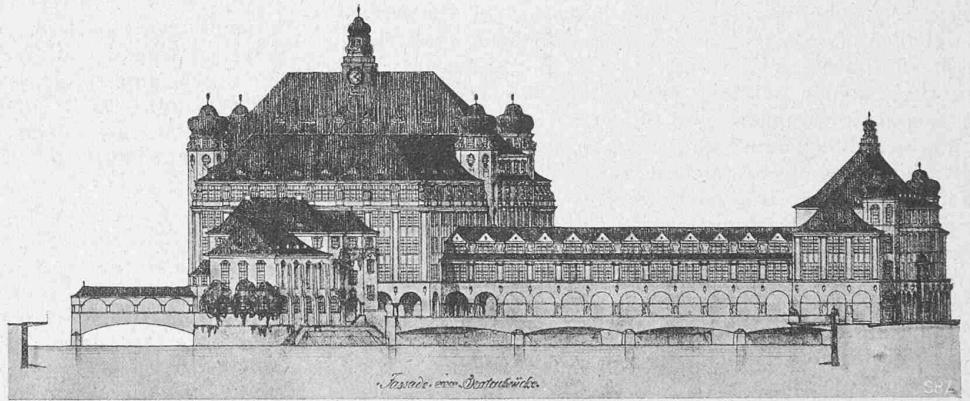
IV. Preis. Entwurf Nr. 23. — Arch. Alb. Frölich. — Ansicht vom Limmatquai.

masse vorkommen dürfen“, ist nicht selten die einzige Ursache schlechter Betonproben. Zuviel feiner Sand beeinträchtigt nämlich eine gleichmässige Durchmischung der Kies- und Sandmischung mit Zement. Ausserdem findet man oft, dass weniger in bezug auf Reinheit, als vielmehr hinsichtlich regelmässiger Abstufung des Sandes von 8 mm abwärts die nötige Aufmerksamkeit fehlt. Ebenso ist dies der Fall mit der im Absatz 4 geforderten Untersuchung des Mischungsverhältnisses in bezug auf Dichtigkeit des Sand- und Kiesgemenges und der im Absatz 5 geforderten Ueberprüfung der Zusammensetzung natürlicher Mischungen. Und doch sind sie für die Güte des Betons ausschlaggebend, da bei der vorgeschriebenen Zementmenge von 300 kg auf den  $m^3$  fertigen Betons und für im übrigen dem Art. 6 genügende Zementsorten, die Unterschiede in der Güte dieser Zemente für die Festigkeit des Betons nur eine untergeordnete Rolle spielen.<sup>15)</sup> Die Erfüllung der in Absatz 4 und 5 gestellten Bedingungen wird namentlich bei jenen Bauten unumgänglich sein, die den Nachweis der Zugspannungen im Beton erfordern. Die möglichst genaue Beobachtung dieser Vorschriften erfordert in

<sup>15)</sup> Zur Beleuchtung dieser Frage diene folgendes durch die Materialprüfungsanstalt Zürich untersuchte Beispiel aus einem Fabrikbau:

1. Mischung: 300 kg Portlandzement auf 1200 Liter natürliche Kies- und Sandmischung ergab nach 28 Tagen feuchter Lagerung 88  $kg/cm^2$  Würfel Festigkeit. (Die natürliche Mischung bestand aus 37% Kies und 63% Sand).

2. Mischung: 300 kg Portlandzement auf 800 Liter Kies und 400 Liter Sand (der vorerwähnten natürlichen Mischung entnommen) ergab nach 28 Tagen feuchter Lagerung 221,5  $kg/cm^2$  Würfel Festigkeit.



IV. Preis. Entwurf Nr. 23. — Südfassade und Grundriss der Flussüberbauung. — 1:1000.









Entwurf Nr. 26. — Arch. Rittmeyer & Furrer, Winterthur. — Das Warenhaus vom Bahnhof aus.

auszuwählen, insoweit mit geringfügigen Schäden behaftete Stücke überhaupt noch zur Verwendung gelangen sollen; die verlangte Sicherheit gegen Bruch ist nämlich nur wenig höher als jene von im Bauwerk selbst erstellten Teilen, und Zweck dieser Bruchproben muss sein: möglichst über die vorhandene *Mindestsicherheit* Aufschluss zu geben.

Art. 9

entspricht dem Art. 28 der B. V. Werden daher auf dem Bauplatz selbst Güteproben ausgeführt, so unterliegen diese, wie die Werkproben für eiserne Bauten, einer angemessenen Kontrolle durch die Eidg. Materialprüfungsanstalt. (Schluss folgt.)

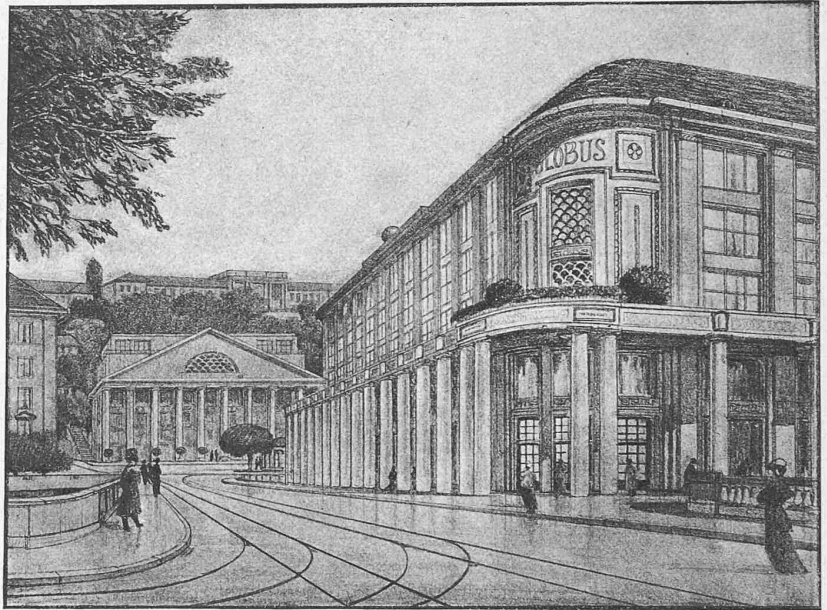
festigkeit möglich ist<sup>19)</sup>. In Anbetracht der ungleichen Wichtigkeit der Bauwerke war es nicht angezeigt, für diese besonderen Untersuchungen auf Biegefestigkeit die Anzahl der Probekörper zu regeln; es wird dies daher jeweils bei der Genehmigung der einzelnen Bauten seitens des Eisenbahndepartementes erfolgen.

Die im Absatz 6 festgesetzte Anzahl der zu erstellenden Reihen von Probekörpern entspricht je einer ungefähren Tagesleistung. Die Neuerung, dass die Hälfte der Reihen zu Nachprüfungszwecken aufzubewahren sei, entspricht bereits mehrmals erprobten Erfahrungen und ist sehr zu begrüßen, namentlich wenn es sich um die Ueberprüfung minderwertigen Betons handeln wird, von dem man bekanntlich immer die stereotype Legende einer „grossen“ Nacherhärtung zu hören bekommt.

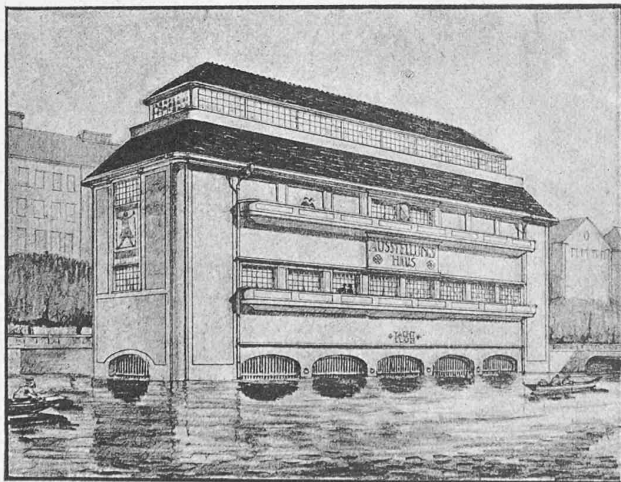
Die Bestimmung in Absatz 7 dient mit jener des Abs. 3 (betr. Lagerung der Probekörper) der notwendigen Regelmässigkeit in der Betonkontrolle. Durch sie wird manche Erörterung über die Ursachen schlechter Ergebnisse von Probekörpern dahinfallen und der Wert des verwendeten Betons zuverlässiger erkannt werden können.

Zu Absatz 8 ist zu bemerken, dass es sich empfehlen wird, insbesondere beschädigte Stücke zur Bruchprobe

<sup>19)</sup> Der Verfasser kennt Ergebnisse der Eidg. Materialprüfungsanstalt, wonach das Verhältnis  $\frac{\text{Biegefestigkeit}}{\text{Würfel Festigkeit}}$  für Prismen 0,13 (bei 3 1/2 monatigen) und 0,16 (bei 15 1/2 monatigen) für denselben Beton war.



Entwurf Nr. 26. — Blick über die Bahnhofbrücke gegen den Leonhardplatz.



Ausstellungshaus an Stelle der Kollermühle. — Entwurf Nr. 26. — Arch. Rittmeyer & Furrer, Winterthur. — Grundriss des Warenhauses. — 1:1000.

