Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 67/68 (1916)

Heft: 17

Artikel: Die deutschen Vorschriften für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton

Autor: Schüle, F.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-32999

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 15.12.2025

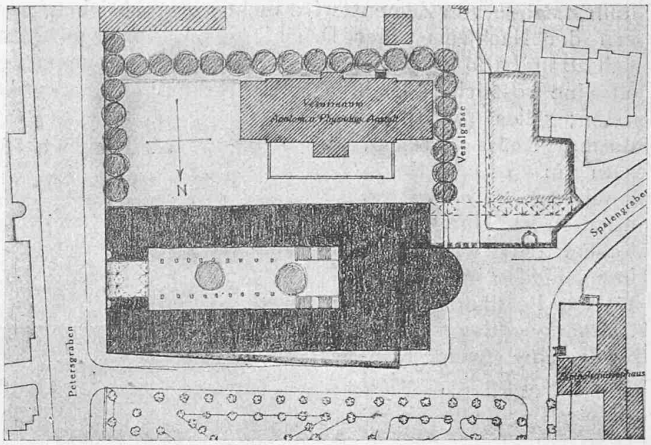
ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Wettbewerb Kollegienhaus der Universität Basel.

5. Rang (ohne Preis). Entwurf Nr. 4 „An der Gasse".

Verfasser: *Gebr. Bräm*, Architekten in Zürich.

Ansicht gegen den Petersgraben. — Lageplan 1 : 2000.



Die deutschen Vorschriften für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton.

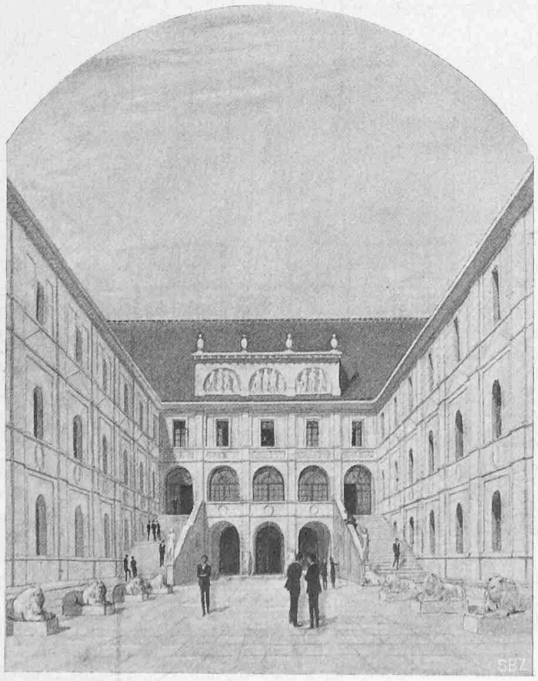
Im Oktober 1915 hat der deutsche Ausschuss für Eisenbeton Bestimmungen herausgegeben, die in Preussen durch Erlass vom 13. Januar 1916 in Kraft getreten sind und die Vorschriften vom 24. Mai 1907 ersetzen sollen. Auch in den anderen Staaten Deutschlands sollen die neuen Bestimmungen bald genehmigt werden und künftighin als die „Deutschen Vorschriften von 1915" gelten.

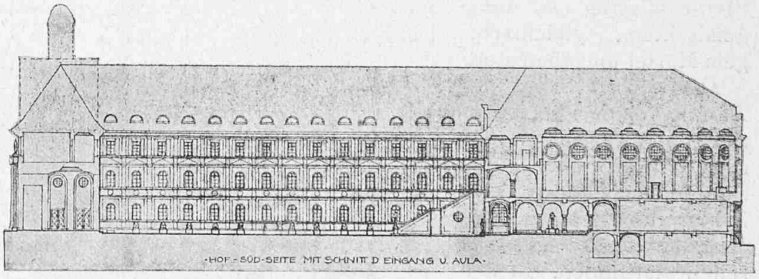
Dank seinem zielbewussten Vorgehen und der beträchtlichen Mittel, die ihm von Behörden und Vereinen zur Verfügung gestellt wurden, hat der deutsche Ausschuss für Eisenbeton seit seinem Bestehen, d. h. innerhalb neun Jahren, umfangreiche Untersuchungen durch die deutschen Materialprüfungsanstalten ausführen lassen. Aus deren Ergebnis und aus den gesammelten Erfahrungen der Praxis sind die Bestimmungen entstanden, die hier in Kürze besprochen werden sollen. In seinen Ausführungen über die schweizerische Verordnung vom 26. November 1915 hat Kontrollingenieur *F. Hübner* (Bd. 67, S. 1) diese neuen Vorschriften bereits erwähnt und hervorgehoben, wie sie sich mit den schweizerischen Kommissionsvorschriften von 1909 und mit denjenigen von 1915 in manchen Punkten decken; die vorliegende Besprechung soll namentlich die Neuerungen und Unterschiede kennzeichnen.

Die Bestimmungen zerfallen in zwei Teile: I. Allgemeine Vorschriften über Materialien und Ausführung und II. Leitsätze für die statische Berechnung. Ein Anhang gibt Aufschluss über die Druckversuche an Würfeln.

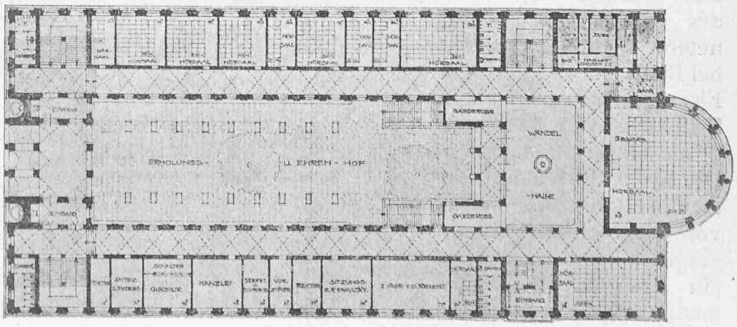
I. Die allgemeinen Vorschriften

setzen eine gut organisierte baupolizeiliche Kontrolle voraus. Aus dem Wortlaut sind nachstehend die wichtigeren Punkte hervorgehoben: Als *Zement* wird sowohl Portland- wie Eisenportlandzement zugelassen, insofern sie den deutschen Normen entsprechen. Das letztere Bindemittel besteht aus Portlandzement mit einem Zusatz von gemahlener Hochofenschlacke. Der Unternehmer muss durch wieder-





Längsschnitt durch Ehrenhof und Aula. — Masstab 1 : 1000.



Hofansicht. — 5. Rang (ohne Preis). Entwurf Nr. 4 „An der Gasse". — Grundriss 1 : 1000.

holte Abbindeproben an der Baustelle feststellen, dass kein raschbindender Zement verwendet wird. Für Bauteile, die laut polizeilicher Vorschrift feuerfest sein müssen, dürfen nur solche Zuschlagstoffe verwendet werden, die im Beton dem Feuer widerstehen.

Das Betongemenge wird für Zement nach Gewichtsteilen, für Sand und Kies nach Raumteilen gemessen; eine Mindestmenge von Zement wird nicht vorgeschrieben, sondern der Nachweis einer Druckfestigkeit von 150 kg/cm^2 nach 28 und 180 kg/cm^2 nach 45 Tagen. Das Betongemenge soll eine rostsichere Umhüllung der Eiseneinlagen gewährleisten; dies wird erfahrungsgemäss erreicht, wenn in 1 m^3 Beton wenigstens $^1/_2$ m^3 Mörtel enthalten ist. Durch diese Vorschriften wird den Unterschieden in der Qualität der Portlandzemente Rechnung getragen; nur da, wo eine strenge Kontrolle stattfindet, sind solche Bestimmungen zulässig, sonst wären schlimme Auswüchse nicht zu vermeiden.

Die Zusammensetzung der Mischung muss an der Mischstelle mit deutlich lesbarer Schrift angeschlagen sein und muss sich beim Arbeitsvorgang leicht feststellen lassen. Diese Vorschrift ist der Normalienkommission des schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins zu besonderer Beachtung zu empfehlen.

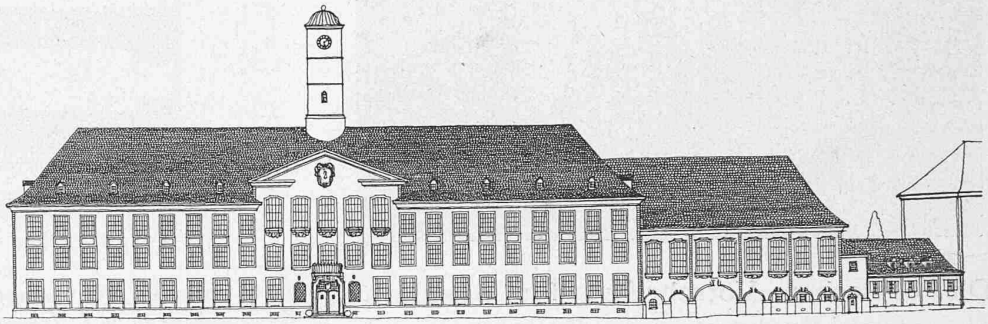
Nach den Erfahrungen mit Mischmaschinen wäre es ratsam, eine minimale Mischdauer vorzuschreiben; die Bestimmungen sehen die Mischdauer als ausreichend an, wenn alle Steine allseitig von innig gemischtem, gleichfarbigem Mörtel umgeben sind.

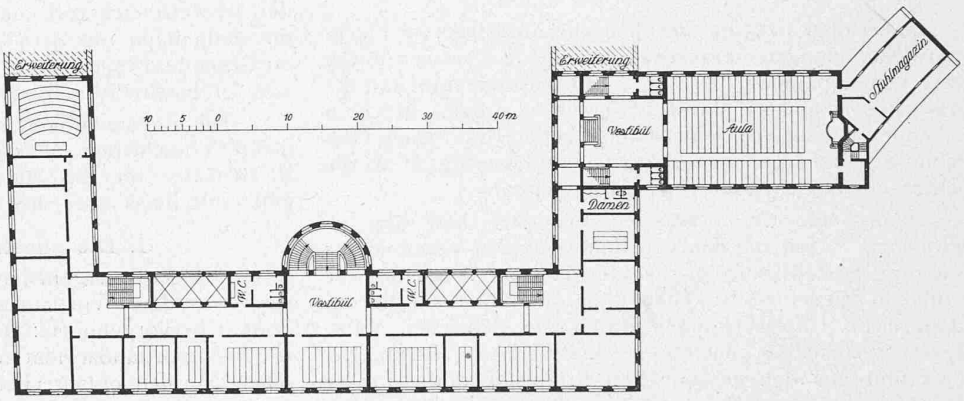
Die Verarbeitung der Betonmasse darf bei trockner und warmer Witterung nicht über eine Stunde, bei nasser und kühler nicht über zwei Stunden nach dem Mischen stattfinden. In der Regel ist weicher oder flüssiger Beton zur guten und dichten Umhüllung des Eisens der geeignetere. Erdfeuchter Beton bei Bauteilen mit geringer Eisenarmierung ist in Schichten von höchstens 15 *cm* Stärke zu stampfen. Die Eisen dürfen mit Zementbrei nur *unmittelbar* vor dem Einbetonieren eingeschlämmt werden, da ein ausgetrockneter Zementmantel den Verbund zwischen Eisen und Beton stört.

Ueber die *Herstellung der Schalungen* sind die Bestimmungen ziemlich ausführlich. Es sei als Vorsichtsmassregel erwähnt, dass bei Schalungen von Säulen am Fuss und Ansatz der Auskragungen, bei Schalungen von tiefen Trägern an der Unterseite Reinigungsöffnungen anzubringen sind. Die *Fristen für das Ausschalen* sind die bisher vorgeschriebenen; es wird jedoch besonders auf die Beobachtung der ausreichenden Erhärtung des Betons Gewicht gelegt; besondere Vorsicht ist geboten bei Bauteilen, die beim Ausschalen nahezu schon die volle rechnungsmässige Last haben.

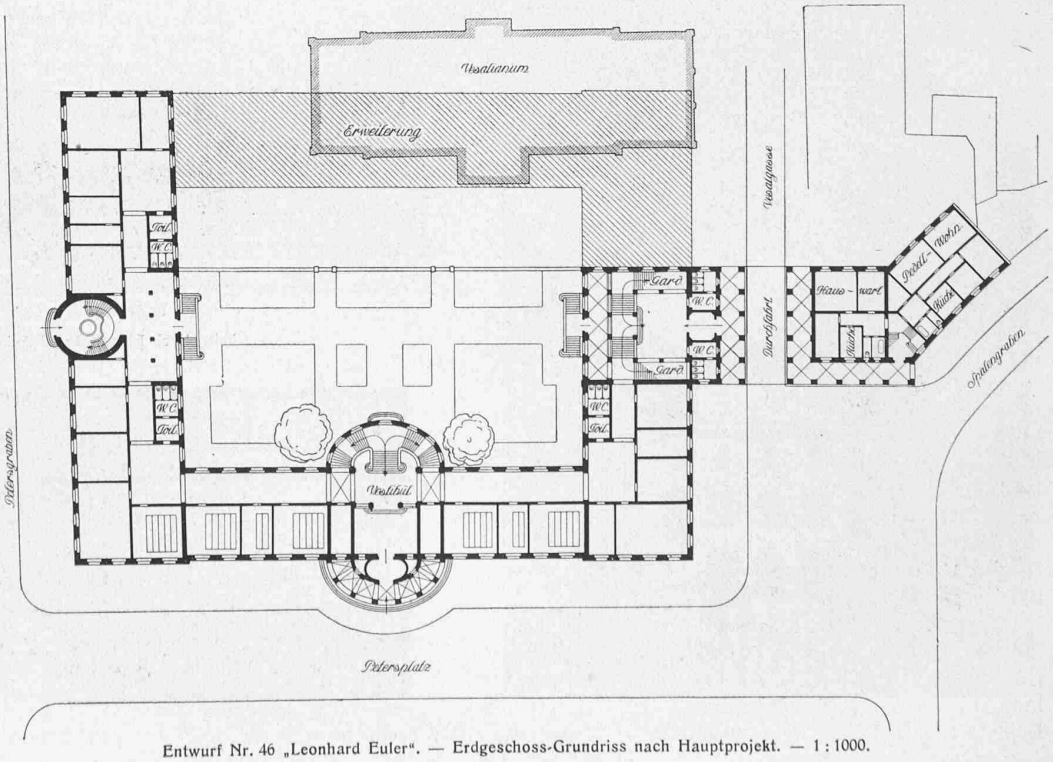
Wettbewerb für ein Kollegienhaus der Universität Basel.

V. Preis (6. Rang). Entwurf Nr. 46 „Leonhard Euler". — Arch. *Bracher, Widmer & Daxelhoffer*, Bern.



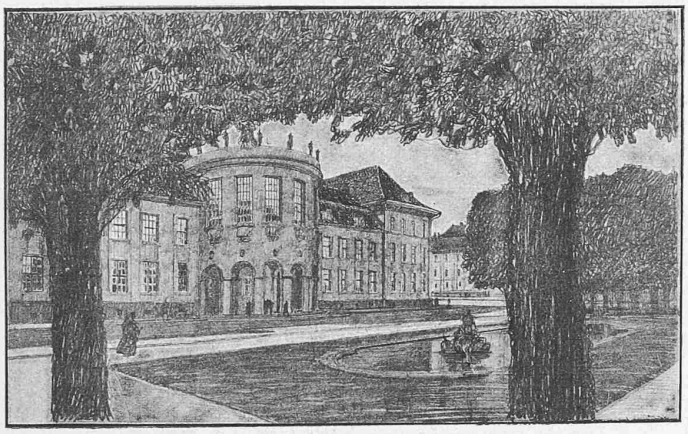


Grundriss vom I. Stock und Fassade am Petersplatz nach Variante. — 1 : 1000.



Entwurf Nr. 46 „Leonhard Euler". — Erdgeschoss-Grundriss nach Hauptprojekt. — 1 : 1000.

Probebelastungen sollen auf den unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden; die Probelast darf die $1\,^1/_2$ fache Nutzlast nicht übersteigen und auf die einfache Nutzlast ermässigt werden, wenn letztere über 1000 kg/m^2 beträgt. Die Probelast muss mindestens 12 Stunden liegen, die bleibende Durchbiegung ist frühestens 12 Stunden nach Wegnahme der Probelast festzustellen; die bleibende Durchbiegung darf höchstens $^1/_4$ der Gesamtdurchbiegung betragen, unter Ausschaltung des Einflusses von Auflagersenkungen.



V. Preis (6. Rang). Entwurf Nr. 46. — Hauptprojekt (Petersplatz). Architekten *Bracher, Widmer & Daxelhoffer* in Bern.

Es erscheint fraglich, ob diese abnormal lange Dauer der Probe sich bei den jetzigen Durchbiegungsmessern mit einer befriedigenden Genauigkeit der Ablesungen vereinbaren lässt.

Nach dieser Auswahl von praktischen Vorschriften ist zu ersehen, dass die Bestimmungen für die Ausführung sich auf die Erfahrungen gediegener Betonfirmen stützen. Es ist jedoch zu hoffen, dass inbezug auf die Mischungsverhältnisse des Beton, weitere Fortschritte gestatten werden, eine präzisere und klarere Fassung der Bestimmungen zu ermöglichen.

II. Leitsätze für die statische Berechnung.

Die Berechnungsweise der Vorschriften von 1907 mit $E_{\text{Eisen}} : E_{\text{Beton}} = 15$ sowohl für Zug wie für Druck ist beibehalten; das Bestreben der neuen Bestimmungen ging dahin, Willkürlichkeiten bei der statischen Berechnung tunlichst zu vermeiden.

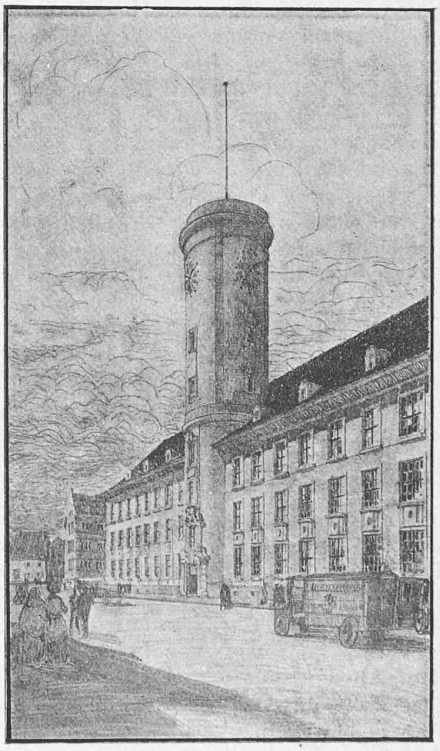
Bei *Hochbauten* können die Wärmeschwankungen unberücksichtigt bleiben; es genügt im allgemeinen, Schwindfugen in Abständen von 30 bis 40 *m* anzuordnen. — Bei *rahmen- und bogenförmigen Tragwerken* von grossen Spannweiten sowie bei Ingenieurbauten muss der Einfluss der Wärme mit $\pm$ 15° C berücksichtigt werden. Der Einfluss des Schwindens wird einem Temperaturabfall von 15° C gleichgesetzt. Als lineare Dilatation des Beton wird $1 : 10^5$ vorgeschrieben. Bei 70 *cm* geringster Abmessung von Tragwerken und bei solchen, welche durch Ueberschüttung geschützt sind, dürfen die Wärmeschwankungen mit $\pm$ 10° C gerechnet werden.

Zur Ermittlung der unbekannten Grössen statisch unbestimmter Tragwerke sowie der elastischen Formänderung aller Tragwerke sind die aus dem vollen Betonquerschnitt inkl. Zugzone und aus dem 10fachen Querschnitt der Längseisen errechneten Trägheitsmomente in Rechnung zu setzen; es ist dann $E_b = 210\ t/cm^2$. Für die Ermittlung der äussern Kräfte kann in der Regel unter Vernachlässigung der Eiseneinlagen mit konstantem Trägheitsmoment gerechnet werden.

Als *Stützweite von Platten* kommt die Lichtweite plus Deckenstärke in Feldmitte, bei Balken mit freier Auflagerung die Entfernung der Auflagermitten, bei grösseren Auflagerlängen die um 5% vergrösserte Lichtweite in Betracht. Bei durchgehenden Platten und Balken gilt als Stützweite die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen. Zur Aufnahme des Stützenmomentes darf die durch Verlängerung der flachen Balkenschrägen bis zur Stützenmitte sich ergebende Höhe als wirksam angenommen werden, wobei zu beachten ist, dass der am stärksten beanspruchte Querschnitt nicht immer über der Stützenmitte liegt. Die Neigung der Schrägen soll nicht steiler als 1 : 3 sein und der Momenten-Nullpunkt muss ausserhalb der Schräge zu liegen kommen. — Bei Endstützen ist, wenn eine genaue Berechnung auf Rahmenwirkung nicht angestellt wird, wenigstens ein solches Biegungsmoment zu berücksichtigen, das $^1/_3$ des Momentes im Endfelde bei freier Auflagerung des Balkens über der Endstütze beträgt. — Wenn nur ständige Belastung vorkommt, darf das Feldmoment bei gleichen Stützweiten nicht unter $\frac{pl^2}{24}$ angenommen werden. Platten in Hochbauten einerseits oder beiderseits an Eisenbetonrippen starr verbunden, können bei annähernd gleicher Feldweite und gleichmässiger Belastung, zur Vereinfachung mit $M = \frac{pl^2}{14}$ in den Mittelfeldern, $\frac{pl^2}{11}$ in den Endfeldern berechnet werden; an den Rippen ist vollkommene Einspannung anzunehmen; l ist der Axabstand der Rippen.

Als *wirksame Breite der Druckplatte* eines Plattenbalkens darf nach jeder Seite von der Axe aus nicht mehr als die vierfache Rippenbreite, achtfache Plattendicke, zweifache Trägerhöhe oder halbe zugehörige Plattenfeldweite angenommen werden. Bei einseitigen Plattenbalken ist die dreifache Rippenbreite, die sechsfache Plattendicke oder die anderthalbfache Trägerhöhe massgebend; natürlich gilt der kleinste der so ermittelten Werte. Die *wirksame Balkenhöhe* (Nutzhöhe) muss mindestens betragen $^1/_{20}$ der Stützweite bei Balken, $^1/_{27}$ bei massiven und Hohlsteindeckenplatten.

Bei ringsum aufliegenden rechteckigen Platten mit gekreuzten Eiseneinlagen wird die gleichmässig verteilte Belastung p verteilt im umgekehrten Verhältnis der vierten



Entwurf Nr. 46. — Hauptprojekt. Fassade am Petersgraben.

Potenz der Stützweite. Diese Vorschrift dürfte wohl in Bälde abgeändert werden im Sinne der Verteilung nach dem umgekehrten Verhältnis der zweiten Potenz, was mit den bisherigen Versuchen und mit dem Wesen des Eisenbeton besser übereinstimmt.

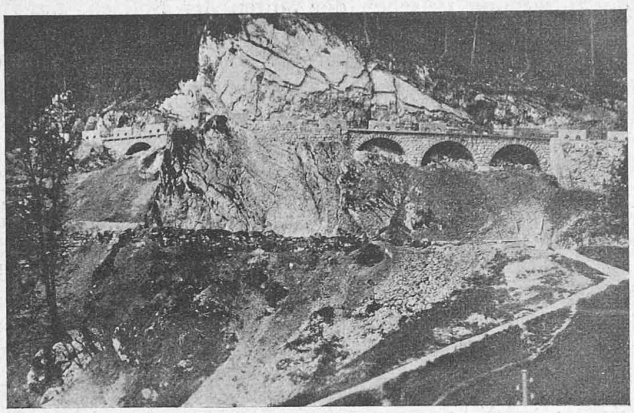


Abb. 4. Lehnenviadukte der neuen Strasse an der „Nase".

Platten sind mindestens 8 *cm* dick zu bemessen; bei Rippendecken bis zu 0,6 *m* Axabstand muss die Platte mindestens 5 *cm* stark sein. Es sind Querrippen von Stärke und Bewehrung von Tragrippen anzuordnen und zwar bei 4 bis 6 *m* Spannweite mindestens eine, über 6 *m* mindestens zwei. — Für Einzellasten gilt als Verteilungsbreite quer zu den Trageisen $^2/_3$ der Stützweite, mit oder ohne verteilende Deckschicht, parallel zu den Trageisen die Breite der Einzellast plus zweimal die Deckschichtdicke.

Für die Berechnung der *Schubspannungen* am Auflager kommt die Breite der Einzellast vergrössert um das Zweifache von Deckschicht plus Plattendicke in Betracht. Geht die Schubspannung τ_0 bei Balken über 14 kg/cm^2, so ist die Rippenstärke zu vergrössern, in den Balkenteilen mit $\tau_0 > 4\ kg/cm^2$ sind die Schubspannungen durch das Eisen vollkommen aufzunehmen. — *Haftspannungen* brauchen nicht berechnet zu werden, wenn die Enden der Eisen mit runden oder spitzwinkligen Haken versehen und die Eisen nicht stärker als 26 *mm* sind. — *Betonzugspannungen* sind zu ermitteln bei Brücken unter Geleisen, die von Hauptbahn-Lokomotiven befahren werden; zur Vermeidung von Rissen (?) sind die Spannungen $\sigma_0 = 750\ kg/cm^2$, $\sigma_{bz} = 24\ kg/cm^2$ einzuhalten.

Es ist zu bedauern, dass in der graphischen Tabelle, welche die Ermittlung der Rippenbreite vereinfachen soll, der „Armierungsprozent" sich nicht wie allgemein üblich auf die Nutzhöhe mal Rippenbreite, sondern auf die Rippenhöhe allein (d. h. ohne Plattendicke) mal Rippenbreite bezieht. Der Armierungsprozent ist zur raschen Beurteilung der statischen Verhältnisse erfahrungsgemäss so wertvoll, dass, um Missverständnissen vorzubeugen, an seiner Ermittlung nach Ansicht des Referenten nichts geändert werden sollte.

Bei Brücken über Bahnanlagen wird ein besonderer Schutz (Anstrich oder aufgehängte Schutztafeln) gegen die Einwirkung der schwefligen Rauchgase empfohlen.

Bei *Stützen* gelten für die zulässige zentrische Belastung die folgenden Formeln: $P = \sigma_b (F_b + 15\, F_e)$, wenn Längseisen (min. 0,8% max. 3%) und Bügel vorhanden sind, und $P = \sigma_b\ (F_k + 15\, F_e + 45\, F_s)$ bei *umschnürten Säulen*, wobei F_k der Querschnitt des umschnürten Kerns bedeutet. Der Ausdruck in Klammern darf höchstens gleich 2 F_b betragen. Die Längsbewehrung (F_e) soll mindestens $^1/_3$ der Querbewehrung (F_s) sein. Umschnürte Säulen sind solche mit Querbewehrung nach der Schraubenlinie oder mit Ringbewehrung versehene Säulen von kreisförmigem Kernquerschnitt. Der Abstand der Ringe oder die Ganghöhe darf nicht grösser als $^1/_5$ des Durchmessers des Kernquerschnittes oder über 8 *cm* betragen.

Auf *Knickung* ist eine zentrisch belastete Säule zu berechnen, wenn ihre Höhe mehr als das 15fache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt; hierbei ist die Eulersche Formel anzuwenden mit $E_b = 140\ t/cm^2$ und $J = 70\, P \cdot l^2$; P_o ist in *t* die Belastung der Stütze, *l* die volle Stablänge in *m*. Diese Berechnungsweise setzt eine 10fache Sicherheit voraus; sie ergibt für kürzere Säulen, d. h. für solche, bei denen das Eulersche Gesetz nicht in Frage kommen kann, wesentlich höhere Belastungen als die schweizerische Verordnung von 1915. Es geht dies aus folgendem Beispiel hervor: Querschnitt des Beton 20 × 20, Eiseneinlagen 4 Eisen à 20 *mm*:

Säulenlänge	4,00 *m*	6,00 *m*
Belastung nach der Schweiz. Verord. 1916	12,8 *t*	9,6 *t*
Belastung nach den deutsch. Bestimmungen	20,3	9,0

Solche Unterschiede rühren davon her, dass die Knickung von Eisenbetonstützen experimentell noch nicht genügend abgeklärt ist.

Die *zulässigen Spannungen* sind unter gewöhnlichen Verhältnissen aus nachfolgender Zusammenstellung ersichtlich, die einen Vergleich mit den Werten der schweizerischen Verordnung unmittelbar gestattet:

	Bahnbrücken kg/cm^2	Strassenbrücken kg/cm^2	Hochbauten kg/cm^2
1. Zentrischer Druck. Beton . .	30	30	35
2. Biegung und exzentrischer Druck. Beton	30	35—40	40
3. Biegung und exzentrischer Druck. Eisen	750	900—1000	1200
4. Biegung und exzentrischer Druck. Beton auf Zug	5	5	5
5. Schubspannung τ_0 Beton . . .	4	4	4
6. Haftspannung τ_1 Beton . . .	4,5	4,5	4,5
7. Drehungsspannung des Beton .	4,0	4,0	4,0

Die Werte unter 1. sind bei Säulen mehrgeschossiger Gebäude auf 25 kg/cm^2 im Dachgeschoss und 30 kg/cm^2 im darunter liegenden Geschoss abzumindern. Für Platten von weniger als 10 *cm* Dicke gelten die Werte $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_{bd} = 35\ kg/cm^2$. — Es dürfen die Betondruckspannungen bis auf $^1/_7$ der Würfelfestigkeit in Säulen und $^1/_6$ in Rahmen und Bögen erhöht werden, wenn die Würfel-

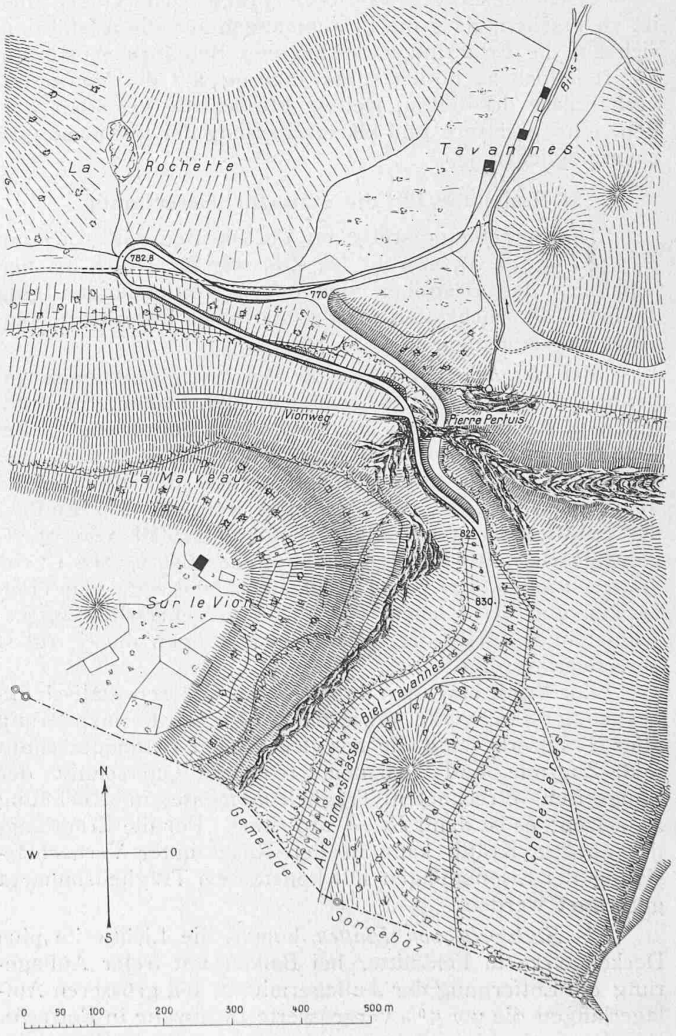


Abb. 1. Korrektion der Nordrampe der Pierre-Pertuis-Strasse. — 1 : 10 000.

Abb. 2. Abzweigung der neuen von der alten Strasse.

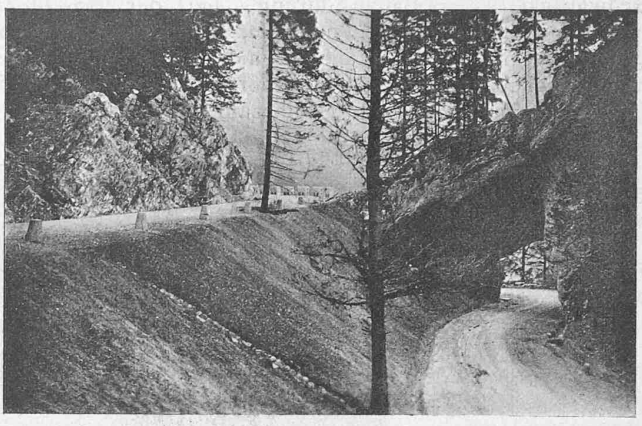


Abb. 3. Neue und alte Strasse an der Pierre-Pertuis.

festigkeit nach 45 Tagen 245 kg/cm^2 überschreitet; die obere Grenze für σ_{bd} ist dann 50 kg/cm^2. — An den Unterseiten der Schrägen und Kehlen von Plattenbalken, wo diese an die Mittelstützen anschliessen, kann σ_{bd} um $^1/_3$, jedoch nicht über 50 kg/cm^2 erhöht werden. — Werden bei Brücken sämtliche möglichen Einwirkungen berücksichtigt, so dürfen die Spannungen unter 1., 2. und 3. um 30% überschritten werden, wobei für σ_e 1200 kg/cm^2 und für σ_{bd} 60 kg/cm^2 als äusserste Grenzen einzuhalten sind. — Beim Vergleich mit den in der Schweiz zulässigen Spannungen auf Biegung beanspruchter Platten ist zu beachten, dass für gewöhnliche Verhältnisse mit $n = 15$ σ_{bd} um 3 bis 5 kg/cm^2 höher ermittelt wird als wie mit $n = 20$. — Da in der Praxis der Nachweis höherer Würfelfestigkeit des Beton vor der Aufstellung der statischen Berechnung etwas schwer zu beschaffen sein wird, werden die Erhöhungen für σ_{bd} eher Ausnahmen bilden.

Aus diesen Auszügen und Erörterungen kann der Schluss gezogen werden, dass zur Zeit die Dimensionierung von Eisenbetonbauwerken nach den „Bestimmungen" oder nach der schweizerischen Verordnung von 1915 nur geringfügige Unterschiede zeigen wird. Die günstigen Ergebnisse der umfassenden Untersuchungen sind von dem deutschen Betonausschuss nur mit grosser Vorsicht in die Bestimmungen eingeführt worden. Es entsteht hieraus nur eine erhöhte Sicherheit der Bauwerke. Der Zukunft bleibt es vorbehalten, im Eisenbetonbau dem Wesen dieses Verbundmaterials noch besser zu entsprechen und mit Rücksicht auf die Unbestimmtheiten in der Qualität des Beton die Berechnungsmethoden zu vereinfachen, ohne den wissenschaftlichen Boden zu verlassen, z. B. durch intensivere Verwertung des Begriffes des Armierungsprozents.

Die Aufstellung von Vorschriften an Hand eines umfangreichen Versuchs- und Erfahrungsmaterials war keine leichte Sache. Zu der gelungenen Lösung dieser Aufgabe kann der deutsche Ausschuss für Eisenbeton beglückwünscht werden.

Zürich, März 1916. *F. Schüle.*

Die Korrektion der Pierre-Pertuis-Strasse.

Der schon von den Römern benutzte Jura-Uebergang der Hauptstrasse Biel-Basel überschreitet die Wasserscheide zwischen Schüss- und Birstal mit einer Scheitelhöhe von 830 *m* ü. M. südlich von Tavannes. Die Strasse hat auf der Südrampe Steigungen von 12 bis 14%, auf der Nordrampe solche bis 18%, dazu stellenweise sehr ungünstige Krümmungsverhältnisse. Gleich nördlich der Passhöhe benützt der alte Weg ein natürliches Felsentor, Pierre-Pertuis genannt, das auf nebenstehendem Uebersichtsplan, sowie auf Abb. 3 sichtbar ist. Seit langem bestand das Bedürfnis, diese Strasse zu verbessern. Während des gegenwärtigen Grenzdienstes unserer Armee ist nun nach einem Projekt der bernischen Baudirektion die Korrektion der Nordrampe dieser Strasse ausgeführt worden und zwar von Punkt 825 bis 770 auf nebenstehendem Uebersichtsplan. Mit Erlaubnis der Genie-Abteilung des Armeestabes geben wir hier einige Bilder dieses unter aussergewöhnlichen Umständen durchgeführten Strassenbaues wieder, um damit eines der zahlreichen Beispiele produktiver Arbeit, der Schaffung von bleibenden Friedenswerken durch unsere Armee vorzuführen.[1])

Wie der Abb. 1 zu entnehmen, zweigt die neue Strasse etwa 100 *m* nördlich des Scheitelpunktes auf der westlichen Seite von der alten ab (Abb. 2). Sie folgt mit 6,8% fallend einem felsigen Hang, überschreitet den Felsriegel der Pierre-Pertuis (Abb. 3), biegt um einen weiteren Felsvorsprung in scharfer Krümmung gegen Nordwesten (Abb. 4), um dann ohne weitere Geländeschwierigkeiten mit 6 bis 4% fallend (Abb. 5) die alte Strasse südlich des Dorfes Tavannes wieder zu erreichen. Die Strasse hat eine minimale Fahrbahnbreite von 5,6 *m* und in den Kehren Verbreiterungen bis zu 3 *m*, samt entsprechender Gefällsverminderung. Von der Gediegenheit der Ausführung zeugen die Kunstbauten beim Felsvorsprung der „Nase" (Abb. 4). Von der

[1]) Vergl. auch: «Die hölzernen Birsbrücken bei Münchenstein» in Band LXV, Seite 199 und 244 (Mai 1915).

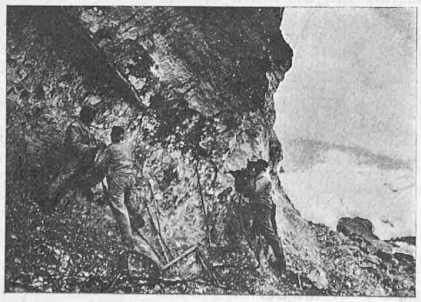


Abb. 6 und 7. Mechanische Bohrung am Felsvorsprung der „Nase".

Abb. 8. „Ende Arbeit!"