

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 63/64 (1914)
Heft: 10

Artikel: Beitrag zur Vornahme von Probe-Belastungen im Eisenbetonbau
Autor: Hübner, Fritz
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-31432>

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: 20.02.2026

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

INHALT: Beitrag zur Vornahme von Probe-Belastungen im Eisenbetonbau. — Die Anstalt Balgrist in Zürich. — Die Maschinenhalle der Schweizerischen Landesausstellung in Bern 1914. — Eissäulen bei Wasserkraftanlagen. — Miscellanea: Eine Übersicht über die zur Zeit bestehenden Bergaufzüge für Personenbeförderung. Gleichtstrombahnen mit höhern Spannungen. Verband deutscher Diplom-Ingenieure. Gebührenfreiheit für Bodenaustausch. Schmalspurbahn Erlach-Landeron-Lignières-Prés. Ritomsee-Wasserwerk. Gegen die Wortmissgebarten. Elektrizitätswerke in Graubünden. Schiff-

fahrt auf dem Oberrhein. Eidg. Technische Hochschule. Bezirksgebäude in Zürich 4. Schiffahrt Basel-Bodensee. — Nekrologie: Th. Weiss. H. Aebl. A. Baumann. Hermann Rietshel. Jakob Blattner. — Konkurrenz: Verwaltungsgebäude der Stadt Luzern. Kantonbank Neuchâtel. — Literatur. — Korrespondenz. — Vereinsnachrichten: Bernischer Ingenieur- und Architekten-Verein. Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein. Gesellschaft ehemaliger Studierender: Stellenvermittlung. Tafel 24 bis 27: Die Anstalt Balgrist in Zürich.

Band 63.

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

Nr. 10.**Beitrag zur Vornahme von Probe-Belastungen im Eisenbetonbau.**Von Kontrollingenieur *Fritz Hübner* in Bern.

Die Ansichten über die Nützlichkeit von Probebelastungen sind sehr geteilt. Auf der einen Seite wird ihr Wert nur sehr gering eingeschätzt, von anderer Seite eine Probebelastung als das Mittel angesehen, das zur sicheren Beurteilung eines Bauwerkes unfehlbar ausreiche. Auch hier ist wohl der goldene Mittelweg als der richtigste anzusehen. Denn in der Kette von Untersuchungsmitteln sind Probebelastungen unbedingt ein nicht zu unterschätzendes Glied, sobald man sich vergegenwärtigt, welchem Zweck sie in jedem einzelnen Fall dienen können. Ueber das mehr oder weniger verwickelte Spiel der inneren Kräfte oder über die Sicherheit einzelner Querschnitte eines Tragwerkes werden sie, zumal die bisher üblichen Probebelastungen, jedenfalls nur ein unsicheres Bild zu entrollen vermögen und zu einer *erschöpfenden* Beurteilung eines Bauwerkes selten genügen. Hingegen schafft man sich mit einer sorgfältig durchgeföhrten Probebelastung in allen Fällen eine willkommene Grundlage zur Beurteilung des *allgemeinen* Verhaltens eines Bauwerkes.

Wenn nun im *Eisenbau* den Belastungsproben eine verhältnismässig grössere Bedeutung beigemessen werden kann als im Eisenbetonbau, so findet diese Tatsache ihre hauptsächlichste Begründung in dem Umstand, dass einer der für die Beurteilung von Durchbiegungsmessungen massgebendsten Werte: der Elastizitätsmodul des Materials innerhalb nur enger, zudem für Zug und Druck gleichen Grenzen veränderlich ist und daher praktisch als unveränderlich angesehen werden darf. Ein weiterer, den eisernen Tragwerken zugute kommender Vorteil ist die Möglichkeit, gewisse statische Voraussetzungen, insbesondere über die Lagerungen, auch wirklich und ohne besondere Erschwerungen nahezu erfüllen zu können. Die Praxis hat denn auch erwiesen, dass theoretisch richtig (d. h. mit Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente und des Einflusses der Querkräfte) ausgemittelte Durchbiegungen durch die Probebelastungen sich im allgemeinen bestätigt finden, und dass es im wesentlichen nur die Starrheit der genieteten Knotenpunktsverbindungen und die etwaigen Nachgiebigkeiten der Trägerlagerungen sind, die bei im übrigen einwandfrei erstellten Tragwerken eine vollständige Uebereinstimmung von Rechnung und Messung beeinträchtigen. Den ersten dieser Einflüsse kann man jedoch sehr wohl auf ein geringstes Mass zurückführen, was nebenbei bemerkt auch im Interesse der Herabminderung der Nebenspannungen liegt, leider aber oftmals noch zu wenig gewürdigt wird.

Wenden wir uns aber den andern Bauweisen zu, so erkennen wir, dass die soeben für eiserne Tragwerke als zutreffend erwähnten Voraussetzungen nur zum geringsten Teil oder auch gar nicht erfüllt sind. Beim *Holz* z. B. ist der Elastizitätsmodul ein ebenso unbestimmter Faktor als die naturgemäß unvollkommenen und in der Ausführung überdies unregelmässigen Knotenpunktsverbindungen der üblichen hölzernen Fachwerke. Dies erschwert die Ergründung des Kräftespiels solcher Tragwerke außerordentlich und erniedrigt den Wert von Durchbiegungsmessungen sozusagen auf Null. In dieser Beziehung weisen jedoch die neuestens in Aufschwung gekommenen Tragwerke in Hetzerbauweise eine schätzbare Vervollkommenung auf, indem durch die voraussichtlich sich bewährende Verleimung von Latten das Ungewisse der bisherigen Verbindungen

dahinfällt und insbesondere auch eine beliebige, statischen Anforderungen genügende Querschnittsbemessung und Formgebung der Träger ermöglicht ist.

Beim *Eisenbetonbau* ist neben dem, von der Güte des Betons außerordentlich abhängigen Elastizitätsmodul, eine der am unangenehmsten empfundenen Unbestimmtheiten: der Grad der bei Tragwerken dieser Bauweise ohne besondere Vorkehrten stets vorhandenen Einspannung der Enden. Da jedoch gerade diese Einspannungen gegenwärtig in der statischen Berechnung der Tragwerke, und zwar vorab aus wirtschaftlichen Gründen, eine grosse Rolle spielen, so macht sich diese Unbestimmtheit ganz besonders bei Trägern und Decken des Hochbaues, des wichtigsten Anwendungsbereiches des Eisenbetons, fühlbar, wo sowohl die Art, als hauptsächlich auch die Güte der die Einspannungen meistens bewirkenden Mauerung sehr verschieden sind. Nun wird der objektive Beobachter ohne Zweifel zugestehen müssen, dass in der gegenwärtigen Eisenbetonpraxis mit dem Bewerten dieser Einspannungen gar oft ein bedenkliches Spiel getrieben wird, indem diese Einspannungen zudem vielfach nur da berücksichtigt werden, wo sie der Querschnittsverminderung dienlich sind, während inbezug auf Gewähr für die *angenommenen* Einspannwerte selten die nötige Aufmerksamkeit angewendet wird. Hierbei wird weniger noch in der Durchbildung der Einspannquerschnitte gefehlt, als vielmehr in der nötigen Umsicht hinsichtlich der so wichtigen, die Güte des Mauerwerkes geradezu bestimmenden Ausführung derselben. Wohl am allerwenigsten beachtet werden die Einspannverhältnisse anlässlich der Belastungsproben, obschon diese Gelegenheit jedem Fachmann ein willkommener Anlass sein sollte, die über die Wirkungsweise der Träger mehr oder weniger willkürlich getroffenen Annahmen auf ihr Zutreffen hin zu ergründen. In unserer Hochbaupraxis begnügt man sich gegenteils, selbst unter behördlichen Kontrollen, meistens mit der Ermittlung bloss der Einsenkung in der Mitte eines Tragwerkes, und wagt es, sie ohne weiteres zum Kriterium für die Sicherheit der Baute zu stampfen. Um den Wert derartiger Beurteilungen jedoch zu kennzeichnen, genügt es, darauf hinzuweisen, dass im Ausdruck für die Durchbiegung eines Trägers nicht nur das unbestimmte Einspannmoment, sondern auch der nicht ohne weiteres bekannte Biegungselastizitätsmodul des Betons enthalten sind, woraus sich die Möglichkeit ergibt, die verschiedensten, naturgemäß besonders die vertrauerweckenden Rückschlüsse zu ziehen.

Das nachstehend entwickelte Verfahren verfolgt nun den Zweck, den mit der Praxis in Berührung stehenden, mit der Theorie des Eisenbetons vertrauten Fachmann auf die Möglichkeit hinzuweisen, bei erstellten Tragwerken die Wirkungsweise im allgemeinen, die Einspannmomente und nötigenfalls auch die mittlere Güte des Betons eines Bau- teiles im besondern, in befriedigender Weise zu überprüfen, als dies mit den bisher gebräuchlichen Mitteln geschah. Der Vorgang ist der, dass neben den Einsenkungen der Trägermitte und -enden hauptsächlich auch die *Verdrehungswinkel der Balkenaxe möglichst nahe der Einspannstelle erhoben werden*. Für die letztere Messung sind *Libellenapparate* zu verwenden¹⁾. Sie besitzen eine

¹⁾ Die Verwendung der Libellenapparate bei Versuchen ist nicht neu; der verfolgte Zweck war jedoch nur die Festlegung der Biegungslinie der Schwerpunktsaxe. Vergl. u. a. Mitteilung an den internationalen Kongress für Materialprüfungen der Technik über „Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen“, von Professor H. Scheit und Dr.-Ing. E. Probst; ferner auch Heft 4 des Eisenbetonausschusses des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereins über „Versuche mit eingespannten Balken“, von Dr.-Ing. von Emperger.

hohe Empfindlichkeit, indem z. B. die von dem verstorbene Kontrollingenieur Mantel erstellten *Klinometer*²⁾, deren sich der Verfasser stets bedient, die Winkelverdrehungen mit Sicherheit auf 3 bis 4° genau zu erheben gestatten. Hieraus erhellt, dass die für die Beurteilung der Einspannungen besonders wichtigen Verdrehungen der Balkenaxe an den Auflagerungsstellen mit grosser Genauigkeit und höchst einfach zugleich festgestellt werden können; hierin liegt der wesentliche Unterschied gegenüber der bisherigen Praxis, den Verlauf der Biegungslinie mittels mehreren, über die Trägerlänge verteilten Durchbiegungsmessern zu ermitteln. Bei diesem letzteren Vorgehen leiden nämlich die gegen die Balkenenden hin äusserst kleinen Durchbiegungen an Genauigkeit, wegen der für diese Zwecke ungenügenden Empfindlichkeit der üblichen Durchbiegungsmesser.

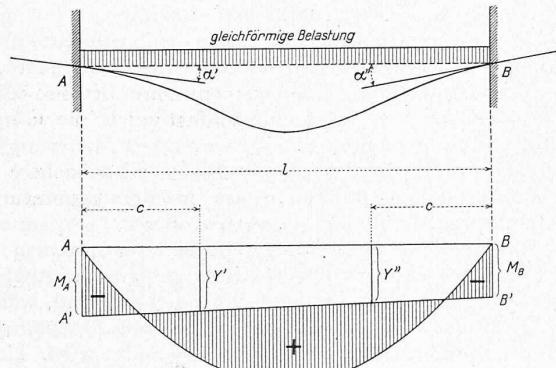


Abbildung 1.

Die Verwertung der gemessenen Verdrehungen der Balkenaxe an den Einspannstellen geschieht durch die von Müller-Breslau (Graph. Statik der Baukonstruktionen, Band II, Abteilung 2) für die Bestimmung der Einspannmomente abgeleiteten Gleichungen:

$$\begin{aligned} E \cdot J \cdot \alpha' &= \frac{1}{2} Y' \cdot l + \frac{R_o}{l} \\ E \cdot J \cdot \alpha'' &= \frac{1}{2} Y'' \cdot l + \frac{L_o}{l} \end{aligned} \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

In diesen Gleichungen ist auf örtliche Erwärmungen des zu messenden Trägers keine Rücksicht genommen, was wohl in Anbetracht der Dauer einer Belastungsprobe meistens zulässig sein wird. Wie der Abbildung 1 ferner zu entnehmen ist, sind die Werte Y' und Y'' den Einspannmomenten entsprechende Biegunsmomente, die auf einer Strecke c von den Auflager senkrechten gleich $\left[\frac{l}{3} - 2x \frac{E \cdot J}{G \cdot F \cdot l} \right]$ abzutragen sind. Das zweite Glied dieses Ausdrückes berücksichtigt den Einfluss der Querkräfte und kann daher in den meisten Fällen vernachlässigt werden, sodass $c = \frac{l}{3}$ wird. L_o und R_o bedeuten endlich die statischen Momente der Belastungsfläche für den nicht eingespannten, einfachen Balken mit der Stützweite „ l “, bezogen auf die linke, bzw. rechte Auflager senkrechte.

Es können somit die Einspannmomente anhand der Gleichungen (1) bestimmt werden, sobald Gewissheit besteht über die Grösse des einzuführenden Elastizitätsmoduls. Hinsichtlich dieses Wertes ist im wesentlichen Folgendes festzustellen: In einem seiner Berichte an den internationalen Kongress für die Materialprüfungen der Technik in New York 1912 hat Professor Schüle in Zürich seine Untersuchungen über das „Verhältnis zwischen der Festigkeit und der Elastizität des auf Druck beanspruchten Betons“ bekannt gegeben. Diese Untersuchungen haben den gesetzmässigen Zusammenhang zwischen der Würfeldruckfestigkeit und dem (Druck-)Elastizitätsmodul erwiesen, demzufolge

²⁾ Die nähere Beschreibung dieses Apparates findet sich im Separat-Abdruck aus der Schweiz. Bauzeitung, Bd. XXXV, Nr. 5, 6 und 7; erstellt werden die Apparate von Feinmechaniker Usteri-Reinacher in Zürich.

Professor Schüle seinen Bericht mit dem Hinweis darauf schliesst: „dass seine Untersuchungen ein wertvolles und sicheres Mittel liefern zur Feststellung der Formänderungen bestehender Tragwerke und zur Berechnung der wirklichen Spannungen, die im Eisenbeton auftreten.“

Dem ersten Berichtsheft des Eisenbeton-Ausschusses des Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, in dem unter anderem über Bruchversuche mit bewehrten Balken rechteckigen Querschnittes berichtet wird, ist ferner zu entnehmen, dass der aus den elastischen Durchbiegungen der Probekörper abgeleitete *Biegungs-Elastizitätsmodul* nicht mit demjenigen *Druck-Elastizitätsmodul* des Betons übereinstimmt, der auf Grund der Ergebnisse von mit den Balkenproben parallel ausgeführten Würfeldruckproben und unter Zuhilfenahme der vorerwähnten Untersuchungen von Professor Schüle abgeleitet werden kann. Die von Professor Bernhard Kirsch geleiteten Wiener Versuche haben ergeben,

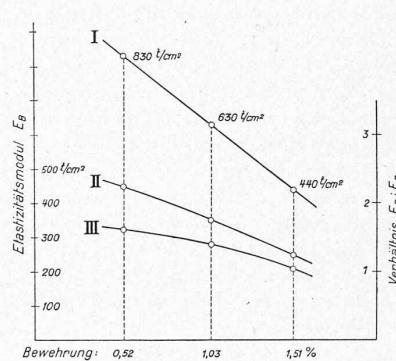


Abbildung 2.

dass bei der für die angewandte Mischung (320 kg Zement auf 1 m³ Kies und Sandmischung) nach österreichischen Vorschriften zulässigen Betondruckspannung von 35 kg/cm² die Biegungsmoduli von 830 000 bis 440 000 kg/cm² abnehmen, während die Bewehrung von 0,52 % bis 1,51 % zunimmt (vergl. Abb. 2, Kurve 1). Die entsprechenden Ergebnisse der jeweils am selben Tag mit den Balken eingestampften und auch erprobten Würfel ergeben Druckfestigkeiten von 306 bis 277 kg/cm² (das Alter der Probekörper mit höherer Bewehrung war nämlich etwas geringer), welcher Veränderlichkeit, nach Professor Schüle, Druck-Elastizitätsmoduli zwischen den Werten 370 000 und 355 000 kg/cm² entsprechen. Das Verhältnis $E_B : E_D$ vom Biegungs-Elastizitätsmodul zum Druck-Elastizitätsmodul schwankt demnach zwischen 2,24 und 1,24, wenn die Bewehrung innerhalb den entsprechenden Grenzen 0,52 % und 1,51 % schwankt (vergl. Abbildung 2, Kurve II). Diese Verhältniszahlen gelten jedoch vorläufig nur für Rechteckbalken, bei denen der Beton mit den zulässigen 35 kg/cm² beansprucht ist und wenn die Berechnung des Trägheitsmomentes des Balkenquerschnittes, im Sinne der österreichischen Vorschriften vom Jahre 1911, mit Berücksichtigung des gezogenen Betonteiles durchgeführt wird. Berechnet man die Trägheitsmomente z. B. nach der bei uns üblichen Ritterischen Weise (ebenfalls mit $n = 15$), so schwanken die den vorgenannten Verhältniswerten $E_B : E_D$ entsprechenden neuen Werte zwischen 1,62 und 1,04 (vergl. Abbildung 2, Kurve III) für die Balkenquerschnitte der Wiener-Versuche. Aus diesen Betrachtungen geht hervor, dass der für die Verwendung der Gleichungen (1) wichtige Biegungs-Elastizitätsmodul innerhalb nicht unbedeutender Grenzen schwankt, die zur Hauptsache von der Bewehrung abhängig sind. Ob sich nun das Verhältnis $E_B : E_D$ bei Plattenbalken ähnlich gestaltet, muss vorläufig noch dahingestellt bleiben; ebenso können die weiteren Fragen, in welchem Mass die Grösse des Querschnittes und die Güte des Betons auf das Verhältnis $E_B : E_D$ von Einfluss sind, noch nicht beantwortet werden. Es wäre wünschenswert, dass weitere Versuche auch zur Beantwortung dieser nicht unwichtigen Punkte unternommen werden könnten. Immerhin wird man zur Ableitung der an ausgeführten Bauwerken vorhandenen Einspannungen mit den obgenannten Werten bei Decken im allgemeinen rechnen dürfen und diese vorläufig auch bei nicht aussergewöhnlichen Unterzügen anwenden können, ohne befürchten zu müssen, dass, was insbesondere die letzteren anbetrifft, das Endergebnis allzusehr verändert erscheint, wenigstens bei mittelwertigem Beton.

Die Ermittlung der vorhandenen Einspannungen gestaltet sich also einfach, sobald vorausgesetzt werden darf, dass die Würfelproben zuverlässig ausgeführt worden sind und sich durch einigermassen zutreffende Gleichmässigkeit auszeichnen. Es dürfte aber nicht unangebracht sein, wieder einmal zu betonen, dass diese Voraussetzung sich in der Praxis als nicht immer zutreffend erweist: Es werden leider noch viel zu oft nur ganz wertlose oder gar keine Würfelproben ausgeführt. Unregelmässigkeiten in der Betonmischung sind ebenfalls nicht unbedingt ausgeschlossen, besonders bei Handmischung oder zufolge des Umstandes, dass den nötigen Einrichtungen für zuverlässiges Ausmass der Baustoffe Zement, Kies und Sand keine gebührende Aufmerksamkeit geschenkt wird. Endlich können aber durch unverhofft eintretende Bewegungen der Rüstungen oder durch überraschenden Frosteintritt besonders jüngere Bestandteile mehr oder weniger ernstlich benachteiligt werden. In solchen Fällen können nun die Gleichungen (1), unter Mitverwendung der zu messenden Durchbiegung, auch noch zur nachträglichen Bestimmung der mutmasslichen mittleren Betonfestigkeit angezweifelter Bauwerksteile Verwendung finden; diese Möglichkeit wird aber auch allgemein willkommen sein, um anlässlich einer Probebelastung selbst aus zuverlässigen Würfelproben stammende Ergebnisse nebenbei zu überprüfen. Die Ableitung der für diesen Fall geltenden Gleichung soll hier beispielsweise nur für den Fall der in der Abbildung 1 angenommenen gleichförmigen Belastung geschehen.

Die Einsenkung in der Mitte eines beiderseits eingespannten Balkens ist bekanntlich durch folgende Formel bestimmt:

$$\Sigma_m = \left[\frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384} + \frac{M_m \cdot l^2}{8} \right] \frac{1}{E \cdot J} \quad \dots \quad (2)$$

in der M_m das in Balkenmitte wirkende, nur von den Einspannungen herrührende Moment bedeutet. Nach Gleichungen (1) und mit Berücksichtigung der Abbildung 1 ist dieses Moment auch gleich dem arithmetischen Mittel aus den Momenten Y' und Y'' . Durch Einsetzung dieses so gewonnenen Wertes M_m in die Gleichung (2) und unter Berücksichtigung, dass bei der vorausgesetzten gleichförmigen Belastung

$$L_o = R_o = \frac{p \cdot l^4}{24}$$

ist, erhält man nach einigen Umformungen die Gleichung:

$$E_B = \frac{p \cdot l^4}{48 \cdot J \cdot [8 \cdot \delta_m - l(\alpha' + \alpha'')] \dots \dots \dots (3)}$$

mit der man vorerst den Biegungs-Elastizitätsmodul und, gestützt auf die vorhergehenden Ausführungen, somit auch die mutmassliche Beton-Druckfestigkeit bestimmen kann. Die Gleichung (3) ist auch bei kontinuierlichen Trägern anwendbar, solange die gegenseitigen senkrechten Verschiebungen der Stützpunkte zum mindesten so gering sind, dass sie keinen wesentlichen Einfluss auf die innern Kräfte ausüben können.

Ueber die Ergebnisse bisheriger Anwendungen kann der Verfasser kurz Folgendes berichten:

1. Die Kellerdecke eines Werkstatteneubaues ist $1\frac{1}{2}$ Jahre nach ihrer Erstellung dem Betrieb übergeben worden. Indessen konnten die mangelhaften Ergebnisse der 28-tägigen Würfelproben durch vorhandene Ersatzwürfel nach einer Erhärtungszeit von 6, bzw. 12 Monaten überprüft werden. Diese letzteren Würfel ergaben dann eine mittlere Druckfestigkeit von 220 kg/cm^2 . Aus den Ergebnissen der Probebelastung konnte eine Festigkeit von höchstens 265 kg/cm^2 abgeleitet werden. Die Belastung selbst erfolgte durch einen zweiachsigen beladenen Schotterwagen von 18 t Gewicht. Da die Decke etwas älter war als die Würfel, kann die Uebereinstimmung als eine zufriedenstellende betrachtet werden.

2. In eine $8,5 \text{ m}$ weitgespannte Hohlkörperdecke eines Schulhausneubaues hatten die zuständigen Behörden, trotz zuverlässiger und guter Würfelproben, zu wenig Vertrauen. Die deshalb angeordnete Probebelastung gestattete die

Ableitung einer mutmasslichen Beton-Druckfestigkeit von 270 kg/cm^2 , während die entsprechenden Würfelproben, die etwas jünger waren, ein Mittel von 219 kg/cm^2 ergaben. Hierbei ist zu bemerken, dass Würfelproben anderer Decken für dieselbe Mischung bis 280 kg/cm^2 Druckfestigkeit zeigten.

3. Bei einem andern Schulhausneubau ergab sich die Notwendigkeit einer Probebelastung aus dem Umstand, dass einmal keine Würfelproben erstellt worden waren, und dass zudem eine der Decken während ihrer Betonierung von plötzlich eingetretenem starkem Frost überrascht wurde. Durch die Belastung zweier unabhängiger Decken, von denen die eine die angezweifelte, die andere eine unter günstigen Bedingungen erstellte war, ermöglichte das beschriebene Verfahren nachzuweisen, dass die angezweifelte Decke unbedingt Schaden gelitten hatte; deren Betonfestigkeit ergab sich zu ungefähr 150 kg/cm^2 , während die bessere Decke einen Beton von ungefähr 195 kg/cm^2 Druckfestigkeit aufwies.

4. Für die Decke eines Fabrikneubaues endlich, die für eine Nutzlast von 700 kg/m^2 berechnet war, gestatteten die aus der Probebelastung gewonnenen Messungen die Ermittlung einer mutmasslichen Betonfestigkeit von 190 kg/cm^2 ; die bessern Würfelserien ergaben Festigkeiten von 178 und 190 kg/cm^2 . Die schlechteren Ergebnisse einer andern Serie müssen außer Betracht fallen, weil nachgewiesenermassen ihre Herstellung eine ganz sonderbare war.

Was nun die *Schlussfolgerungen* hinsichtlich der beobachteten *Einspannungen* anbetrifft, so geht aus der vorerwähnten Versuchsreihe die eine Tatsache hervor: dass die Einspannungen stets grösser waren als für die Rechnung angenommen worden war; die vorausgesetzte Kontinuität hat sich ebenfalls als sehr gut zutreffend erwiesen. Um über die Grösse der Einspannmomente berichten zu können, ist die vorliegende Versuchsreihe noch viel zu klein; auch sind die angetroffenen Verhältnisse zu verschiedenartig gewesen, um wegleitende Schlüsse jetzt schon zuzulassen.

Immerhin wird man aus diesen Betrachtungen den Schluss ziehen dürfen, dass Probebelastungen, im Sinne des beschriebenen Verfahrens ausgeführt, vielfach wertvolle Dienste werden leisten können. Die Anwendung des Verfahrens eignet sich freilich nur für den Fachmann mit dem notwendigen theoretischen Rüstzeug. Außerdem können die naturgemäss verwickelten Verhältnisse des Eisenbetonbaues, die zum Teil noch weiterer Aufklärung bedürfen, in ihrer für die Anwendung dieses Verfahrens besonderen Wichtigkeit nur von Jenen richtig eingeschätzt werden, die sich nicht bloss in die Schwierigkeiten der Berechnungsweise von Tragwerken aus Eisenbeton eingelebt haben, sondern sich auch einigermassen vertraut gemacht haben mit den Ergebnissen der zahllosen Versuchsreihen. Unter dieser Voraussetzung kann von diesem Prüfungsverfahren an fertigen Bauten wohl erwartet werden, dass es dazu beitrage, uns dem Ziele näher zu bringen, das Dr. von Emperger so trefflich mit den Worten gezeichnet hat¹⁾: „Zum Zwecke der Erhöhung der Tragfähigkeit des Eisenbetonbalkens müssen wir an die Ausbildung der Widerlager als tragende Wände denken, wie wir es bisher nicht gewohnt waren, zu tun. Dass diese Behandlung unserer Bauten als Stockwerkräumen mehr Mühe und Aufwand an Zeit erfordert wie die heutige Auffassung, die sich um die Ausbildung der Widerlager gar nicht kümmert und für die Träger nur den Mittelquerschnitt berechnet, ist unvermeidlich, aber ebenso einleuchtend, dass diese Mühe belohnt wird durch die ökonomische und fachlich richtige Ausbildung der Tragkonstruktion. Es werden diese Arbeiten eine Domäne des fachlich hochstehenden Ingenieurs sein, von welchen der gewöhnliche Baumeister mit seinem tabellarischen Wissen ausgeschlossen bleibt. Die Annäherungen, mit denen wir uns

¹⁾ Aus dem Vortrag des Genannten über: „Die neuesten Versuche des Österreichischen Eisenbeton-Ausschusses und ihre Ergebnisse.“ — Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, Nr. 32, vom 8. August 1913.

bisher beholfen haben, sind vielfach übermäßig stark und ohne eine gleichmässige Sicherheit gewesen. Unsere Bestrebungen gehen aber dahin, mit Hilfe des Versuches eine *gleichmässige Sicherheit* und eine gleich gute Ausbildung aller Teile sicherzustellen.“

Bern, im Januar 1914.

Die Anstalt Balgrist in Zürich.

Erbaut durch E. Usteri, Arch. in Zürich.

(Mit Tafeln 24 bis 27.)

Die eigenartige Klinik, die wir hier mit freundlicher Unterstützung ihres Erbauers eingehend darzustellen in der Lage sind, mit ihrem vollen Namen „Schweizerische Heil- und Erziehungsanstalt für krüppelhafte Kinder und orthopädische Poliklinik“, ist das Werk des Schweiz. Vereins für krüppelhafte Kinder. Auf dem sonnigen Plateau östlich des Burghölzli, an der Forchstrasse, geniesst sie alle die Vorzüge einer freien, sonnigen Lage in guter Verbindung mit der Stadt. Aufnahmefähig sind Kinder, in beschränkter Zahl auch Erwachsene, mit Leiden, die mit Aussicht auf Erfolg orthopädisch behandelt werden können, und zwar erfolgt diese Behandlung je nach Umständen im Internat oder ambulant in der Poliklinik. In der Anstalt kommt diese Scheidung zum Ausdruck in der Anlage eines Hauptgebäudes und

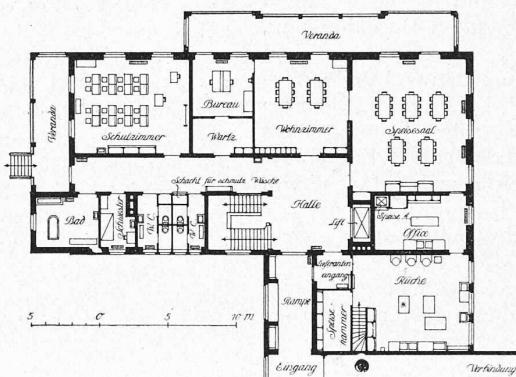


Abb. 2 und 3.
Untergeschoß und Erdgeschoß.
Masstab 1 : 500

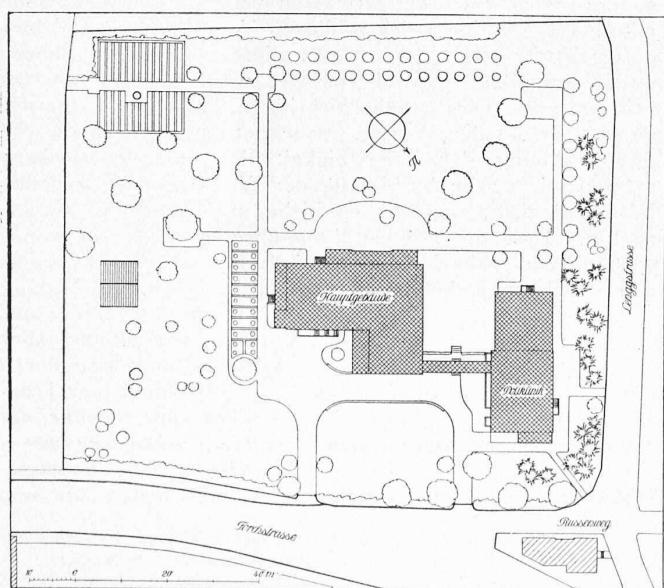
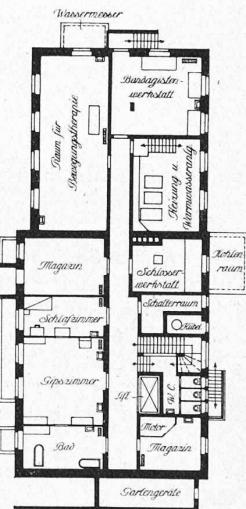
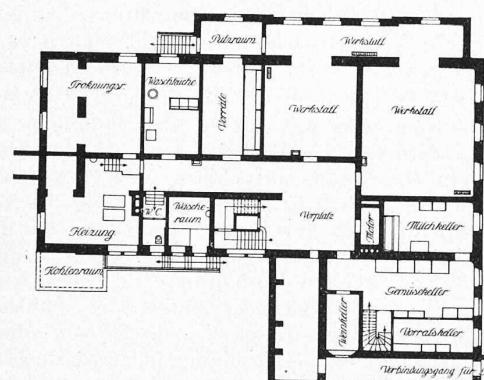
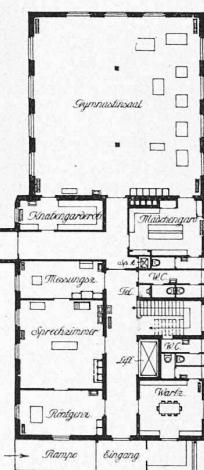


Abb. 1. Lageplan der Anstalt Balgrist. — 1:1500.

eines kleineren Nebengebäudes, die durch einen gedeckten Verbindungsgang (mit Rampe zum Ausgleich des Niveauunterschiedes) zusammenhängen. Die Einteilung, das Ergebnis sorgfältigen Zusammenarbeitens des Architekten mit dem Anstaltsdirektor Prof. Dr. W. Schulthess, geht aus den Grundrissen und Schnitten (Abb. 1 bis 10, Seite 136 und 137) so klar hervor, dass auf diese und die übrigen Bilder verwiesen werden darf. Hinsichtlich der ergänzenden Mitteilungen über den Anstaltsbetrieb, der für die Anordnungen massgebend war, folgen wir einer fachmännischen Beschreibung, die der Hausarzt Dr. Rich. Scherb veröffentlicht hat.¹⁾

Entsprechend der Scheidung in Internat und Poliklinik wurde die Verteilung der Räume vorgenommen, dabei aber dafür Sorge getragen, dass, soweit es möglich und notwendig schien, die für Therapie bestimmten Räume von Externen und Internen eventuell gleichzeitig benutzt werden

Abb. 2 und 3.
Untergeschoss und Erdgeschoss.
Masstab 1:500

www.ijer.org.in

können, immerhin so, dass die Berührung zwischen Internen und Externen auf ein Mindestmass beschränkt bleibt.

Gleich rechts beim Eingang ins *Hauptgebäude* zweigt der Verbindungsgang zur Poliklinik ab, während eine kurze Rampe zur geräumigen Halle des Erdgeschosses führt. Hier sind die Räume zu finden, die der Aufgabe der Anstalt als einer Erziehungsanstalt dienen, vor allem das Schulzimmer. Als Pulte dienen dort mannigfach verstellbare Mauchin-Pulte, als

Sitze zum Teil gewöhnliche, zum Teil eigens für Patienten mit Rückgratverkrümmungen konstruierte. Soweit möglich werden die Kinder in die Schule geführt, getragen oder gefahren, die übrigen, die das Bett hüten müssen, zu improvisierten Klassen in grössern Krankensälen vereinigt. Die Besucher der Poliklinik werden nicht mitunterrichtet. Des fernern liegen im Erdgeschoss an die Schule anschliessend die Bureauräumlichkeiten, das Wohnzimmer, mit diesem durch eine breite Doppeltür in Verbindung der geräumige Speisesaal. Dann das Office und die Küche, in der mit Niederdruckdampf und Gas gekocht wird.

Im ersten Stockwerk liegen teils über der Küche die Operationsabteilung, ein Gips- und Vorbereitungszimmer, in dem alle Gipsverbände sowie unblutige Eingriffe in

¹⁾ «Zeitschrift für Krüppelfürsorge», Band VI, Heft 2, 1913.