Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 103/104 (1934)
Heft: 22

Artikel: Eisenbeton-Konstruktionen Alpha
Autor: Voellmy, A.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-83221

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: 25.07.2025

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

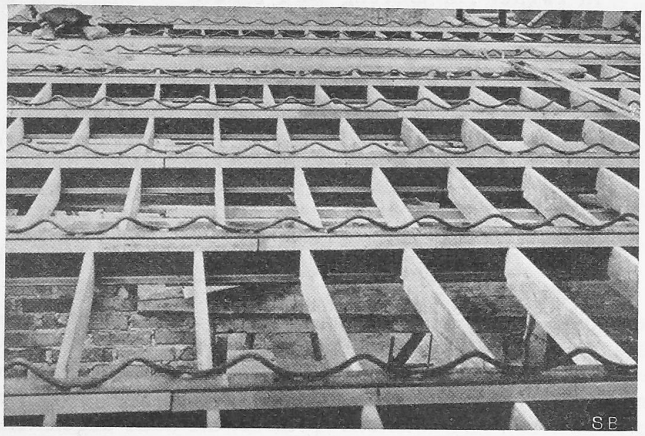

Abb. 1. Alpha-Decke vor Verlegung der Schilfrohr-Hohlkörper.
I NP 14 mit aufgeschweisster Spirale und Lamelle, Stützweite 8,20 m, Abstand 1,0 m.

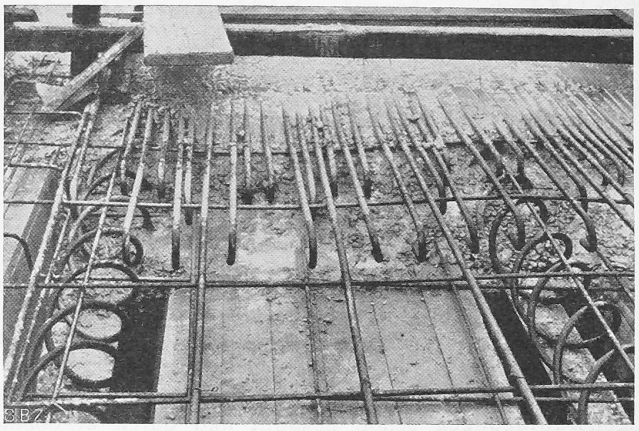

Abb. 2. Verstärkung der Strassenbrücke über die Birs bei Laufen.
I Träger NP 32, Stützweiten 2 × 14 m.

Eisen-Beton-Verbundkonstruktionen Alpha.

Der nachfolgende Auszug aus einem Bericht von Prof. Dr. M. Ros über Untersuchungsergebnisse der E. M. P. A., der in der Zeitschrift „Ossature Métallique" erscheint, bezweckt, die Aufmerksamkeit der Konstrukteure des Stahlbaues und des Eisenbeton auf die Wirkungsweise dieser Verbundkonstruktionen und auf deren Anwendungsmöglichkeiten in Hochbau und Brückenbau zu lenken.

Die Abb. 1 bis 3 veranschaulichen das konstruktive Prinzip der Alpha Eisen-Beton-Konstruktionen: es sind Eisenbeton-Verbundkörper mit auf Profileisen abgestützter Betonplatte, dadurch gekennzeichnet, dass auf den Träger-Flanschen der Profileisen ein oder mehrere wellenförmig oder spiralig gekrümmte Eisenstäbe aufgeschweisst und in die unarmierte oder armierte Betonplatte einbetoniert sind. Diese gekrümmten, aufgeschweissten Stäbe bewirken eine sehr gute gegenseitige Verankerung zwischen Profileisen und Betonplatte; sie bilden eine höchst wirksame Schub-Armierung, vermöge welcher die Tragfähigkeit auf Biegung, Schub, Druck und Knicken eine bedeutende Steigerung erfährt. Während der Erstellung wirken die Profileisen allein als Träger, die je nach Art der Gerüstabstützung die ständige Last ganz oder teilweise übernehmen. Normalerweise bleiben die Profileisen frei und nur in Fällen ausgesprochener Feuersgefahr erhalten sie eine feuersichere Ummantelung oder sie werden einbetoniert.

Die von Ing. *O. Schaub,* Stadtbaumeister von Biel ausgearbeitete Alpha Eisen-Beton-Konstruktion bezweckt, den Beton aus der Zugzone von auf Biegung beanspruchten Konstruktionen gänzlich zu verdrängen und die Profileisen als Zuggurt wirken zu lassen. Der Erfinder war bestrebt, die technischen Vorteile des Stahlbaues und des Eisen-Betonbaues in konstruktiv möglichst einfacher und materialtechnisch richtiger Weise auszunützen.

Im Brückenbau und bei Verstärkungen von Tragkonstruktionen bietet das Alpha-System sehr schätzenswerte technische und wirtschaftliche Vorteile. Besondere Bedeutung kommt ihm im Hochbau zu, wenn ein wirksamer Verbund der leicht armierten Fassadenmauern und Innenwände mit den eisernen Stützen, durch Erhöhung der Tragfähigkeit, Steifigkeit und Stabilität, namentlich auch unter Abwägung wirtschaftlicher Vorteile, angestrebt wird.

Der Berichterstatter ist sich voll bewusst, dass die unter der Leitung und Kontrolle der Eidg. Materialprüfungsanstalt — Abteilungschef Ing. A. Vœllmy und Dr. J. Brunner, wissenschaftlicher Mitarbeiter der Eidg. Materialprüfungsanstalt — durchgeführten Versuche noch nicht die erschöpfende Abklärung aller materialtechnischen und konstruktiven Fragen gebracht haben und dass die sehr mannigfaltigen Anwendungsmöglichkeiten des Alpha-Systems weitere Versuche und Studien erfordern, die zu technisch und wirtschaftlich interessanten Ergebnissen führen werden.

*

A. DECKEN, AUF BIEGUNG BEANSPRUCHTE KONSTRUKTIONEN.

Zur Nachprüfung des Zutreffens der üblichen Berechnungsweise von Verbundkonstruktionen für die Alpha-Decken wurden zwei Versuchsdecken (Abb. 4 und 5) konstruiert auf Grund folgender Annahmen:

Eigenlast	160 kg/m²
Nutzlast	310 kg/m²
Zulässige Betondruckspannung σ_b zul =	40 kg/cm²
„ Eisen-Zugspannung σ_e zul =	1200 kg/cm²
„ Beanspruchung der Schweissnaht . .	τ zul $= \sigma_e$ zul/2

$$\frac{\text{Uebertragene Kraft pro Schweisstelle}}{\text{Querschnitt der Spirale}} \leqq \sigma_e \text{ zul}$$

Die Prüfung erfolgte nach einmonatiger Erhärtung des Beton, der in diesem Alter eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von $_w\beta_d = 345$ kg/cm² (Prismendruckfestigkeit $_{pr}\beta_d = 275$ kg/cm²) und einen mittleren Elastizitätsmodul $E = 325\,000$ kg/cm² aufwies.

Um näheren Einblick in das Wesen der *Schubübertragung* durch aufgeschweisste Spiralen zu gewinnen, wurden noch besondere Schubversuche mit Versuchskörpern gemäss Abb. 6 durchgeführt. Um eine vorzeitige Betonzerstörung zu vermeiden, wurde ein Beton verwendet, der zur Zeit der Prüfung eine Prismendruckfestigkeit von $_{pr}\beta_d = 385$ kg/cm² aufwies. Die Tragkraft dieser Schub-

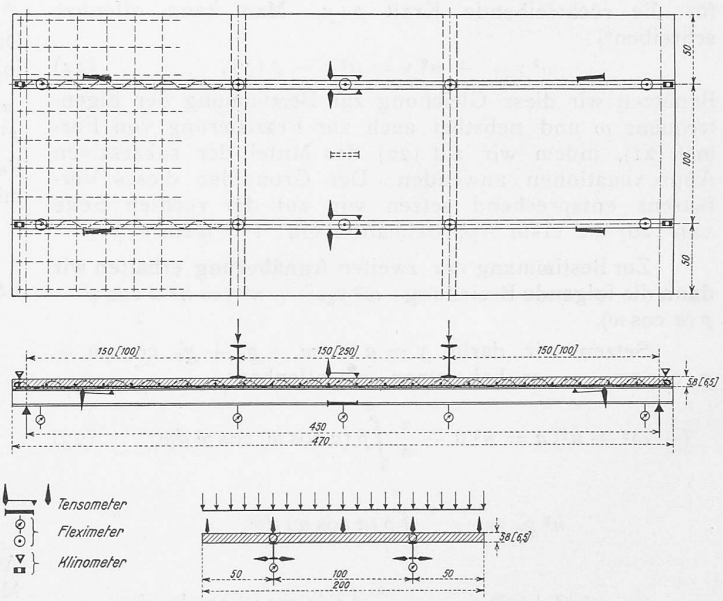

Abb. 5. Versuchsdecken mit der Anordnung der Messinstrumente. — 1 : 50.
Es wurden zwei Belastungsversuche bis zum Bruch durchgeführt:
I. Abstand der Einzellasten vom Auflager 1,50 m. Nutzlast P = 523 kg pro Träger.
II. Abstand der Einzellasten vom Auflager 1,00 m. Nutzlast P = 785 kg pro Träger.
Die eingeklammerten Masse beziehen sich auf den Versuch mit der Decke II.

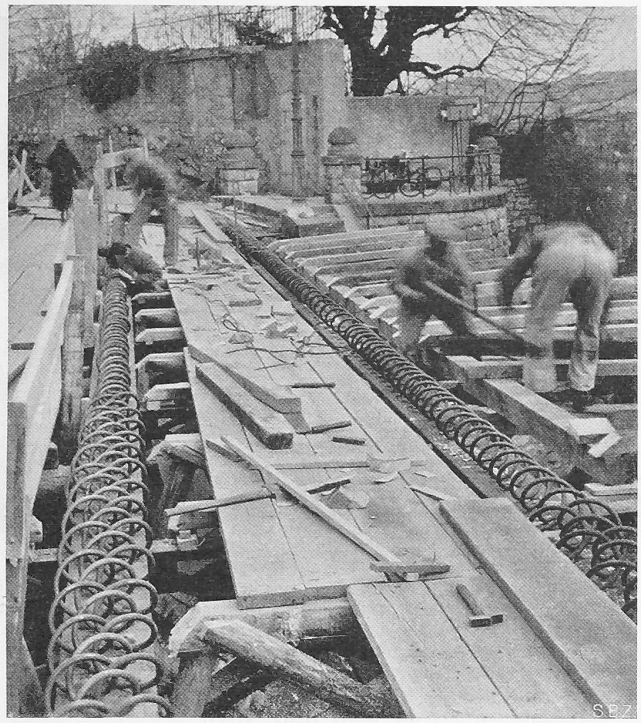

Abb. 3. Verstärkung der Jägerbrücke über die Bahnlinie Biel-Sonceboz.

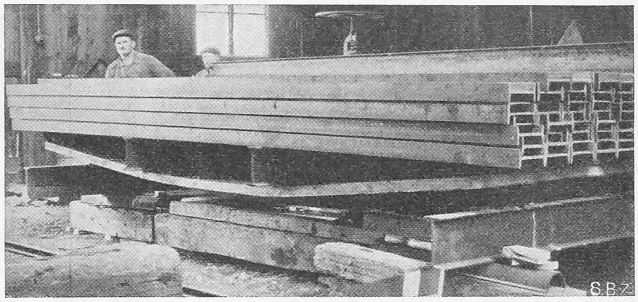

Abb. 4. Versuchsdecke I unter Gesamtlast von 11,4 t (vergl. Abb. 5).

körper wurde aber infolge lokalen Ausknickens von Steg und Flanschen am Kopfende des I NP 12 erschöpft, wobei die Schweisstellen der spiralartigen Schubbewehrung intakt blieben. Die übertragende Kraft pro Schweisstelle beträgt 6,8 bis 7,1 t, im Mittel $\sim$ 7 t. Die Gewährleistung der Uebertragung dieser Schubkräfte wird normalerweise für die statische Bruchsicherheit der Verbundkonstruktionen genügen.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse hat zu folgenden Feststellungen geführt:

1. Die Arbeitsweise der Verbundquerschnitte — Beton und Stahl — der den Bruchversuchen unterzogenen Dekken, innerhalb üblichen Biege- und Schubbeanspruchungen bis zur Ueberwindung der Haftfestigkeit zwischen den Längsträgern und der armierten Betonplatte, welche Ueberwindung bei rd. 3,5 facher Nutzlast erfolgt, ist eine vollkommen einheitliche. Nach dem Ueberschreiten dieser Last kommt die spiralartige Schubbewehrung voll zur Wirkung: auch über diese Belastung hinaus bis zur Bruchlast ist die Zusammenwirkung des Verbundes eine sehr gute.

2. Es erfolgte kein Versagen der Schubarmierung; der Bruch wurde bei beiden Decken durch Ueberschreiten der Streckgrenze im unteren Flansch der I NP 12 Längsträger eingeleitet. Nach dem Wegspitzen des Beton zeigte sich die Schubarmierung intakt.

Die festgestellte Bruchsicherheit der Decken ist, bezogen auf die Nutzlast allein, eine 5,35 bis 5,45 fache und bezogen auf die Gesamtlast — Eigengewicht und Nutzlast — eine 3,5 bis 3,6 fache.

3. Die Berechnung auf Grund der zulässigen Spannungen, entsprechend den neuen Schweizerischen Beton- und Eisenbeton-Vorschriften gewährleistet eine ausreichende statische Bruchsicherheit. Auch die übrigen Berechnungs-Grundlagen und konstruktiven Einzelheiten der massgebenden Bestimmungen in den neuen Schweizerischen Vorschriften für Eisenbeton und Stahl sind zu beachten.

4. Die unter der Nutzlast gemessenen lotrechten Durchbiegungen, auf die Stützweite l bezogen, betragen $\delta = l/800$ bis $l/900$. Das Ergebnis ist, mit Rücksicht auf die besondere Konstruktion der Alpha-Decken, befriedigend.

5. Die festgestellten bleibenden Verformungen nach Entlastung sind sehr gering: für die Decke I beträgt die bleibende Verformung, für die Belastung entsprechend der 1,5 fachen Nutzlast mit nachheriger Entlastung, 7 % der gesamten Verformung. Für die Decke II beträgt die bleibende Verformung bei Belastung bis zur einfachen Nutzlast mit nachfolgender Entlastung 1,6 % der gesamten Verformung.

Diese Ergebnisse sind als sehr gut zu bewerten und dienen auch als weiterer Beweis für das einheitliche Zusammenwirken der Konstruktion. Nicht zu übersehen ist, dass der Beton von sehr guter Festigkeitsqualität war.

B. STÜTZEN, AUF KNICKEN BEANSPRUCHTE KONSTRUKTIONEN.

Zur Prüfung auf Knickstabilität wurden mit vier Versuchstützen von 3,0 m Länge in Alpha-Verbundkonstruktion (bestehend aus einem I NP 10 mit einer Betonplatte 35 × 7 cm, spiralige Schubarmierung ∅ 12 mm) Knickversuche mit Verformungsmessungen und Spannungsmessungen ausgeführt. Die Stützen erhielten an ihren Enden Spitzenlagerung, sodass das Knicken nach jeder Richtung frei war. Die Knicklänge betrug 3,20 m.

Die Druckkraft wurde unmittelbar in das Trägereisen I NP 10 eingeleitet. Die gemessenen Knick-Tragkräfte waren:

a) bei Lastangriff im innern Kernrand des I-Eisens (zentrisches Knicken) 55,5 t;

b) im Schwerpunkt des I-Eisens (exzentrisches Knicken) 22,0 t;

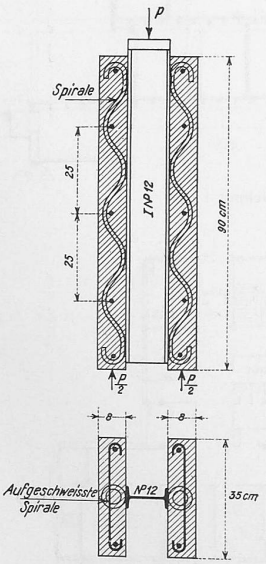

Abb. 6. Schubversuchskörper.
Versuch 1 mit Spirale ∅ 12 mm.
Versuch 2 mit Spirale ∅ 14 mm.

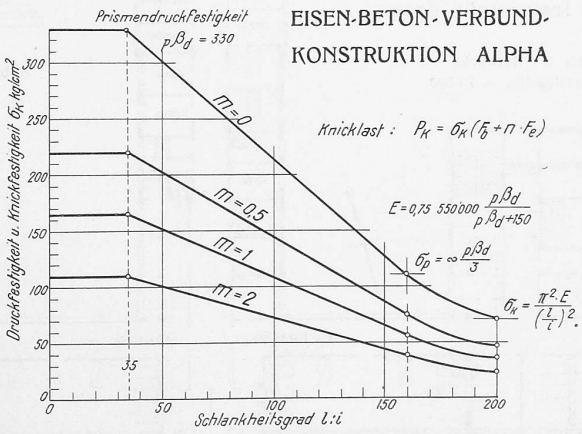

Abb. 7. Knickspannungskurven der E. M. P. A. für zentrisches und exzentrisches Knicken.
Exzentrizitätsmass $m = \frac{\text{Exzentrizität}}{\text{Verschränkte Kernweite}}$

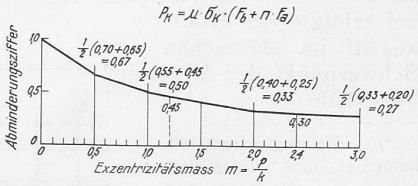

Abb. 8. Exzentrisches Knicken.
Abminderungskoeffizienten für Säulen in Verbundkonstruktion „Alpha".

c) im äusseren Kernrand des I-Eisens (exzentrisches Knicken) 17,0 t.

Bei allen drei Versuchen erfolgte das Knicken in der Ebene des I-Eisens, in Richtung gegen die Betonplatte. Eine Lösung des Verbundes zwischen Betonplatte und Trägereisen fand in keinem Fall statt.

Es wurde versucht, die gemessenen Resultate durch die nachfolgende Annäherung rechnerisch zu verfolgen.

Der nur in das I-Eisen eingeleitete Druck teilt sich vermöge der Haftfestigkeit allmählich auch der Betonplatte mit und zwar werden die in der Nähe des Eisens gelegenen Betonteile an der Druckaufnahme stärker beteiligt sein als die Randpartien. Beim Versuch mit dem Druckmittelpunkt am innern Kernrand des I-Eisens dürften wir nahe am elastischen Schwerpunkt sein, was sich an den anfänglich geringen Ausbiegungen zeigte. Wir ermitteln nun eine ideelle Druckfläche im Beton, die, ersetzt durch den zehnfachen Betonquerschnitt, voll wirksam mit dem Eisenquerschnitt zusammen, diesen elastischen Schwerpunkt hätte. Es ergibt sich eine Beton-Partie gleich rd. $^1/_3$ der gesamten Betonfläche. Der Schlankheitsgrad l/i beträgt 68. Die Prismendruckfestigkeit des verwendeten Beton wurde zu $_{pr}\beta_d = 330$ kg/cm² ermittelt mit einem zugeordneten Elastizitätsmodul von $E = 380\,000$ kg/cm².

Aus den in Abb. 7 dargestellten Knickspannungs-Kurven der E. M. P. A. ergibt sich für den Schlankheitsgrad von $l/i = 68$ eine Knickfestigkeit von $\sigma_k = 270$ kg/cm² und eine zentrische Knicklast $P_k = \sigma_k (F_b + n F_c) = 270 (84 + 10 \cdot 10{,}6) = 51{,}5$ t gegenüber $P_k = 55{,}5$ t gemessen. Für exzentrisches Knicken ergeben die Untersuchungen [1]) die in Abb. 8 als Funktion des Exzentrizitätsmasses dargestellten Abminderungskoeffizienten, ermittelt als Mittelwert der Abminderungen für Eisen und für Eisenbeton.

Mit diesen Abminderungs-Ziffern errechnen sich aus der gemessenen Tragkraft für zentrisches Knicken $P_k = 55{,}5$ t folgende Knicklasten für exzentrisches Knicken:

Belastungsfall a): Zentrisches Knicken, $m = 0$:

$1{,}0 \times 55{,}5$ t $= 55{,}5$ t (= gemessen).

Belastungsfall b): Exzentrisches Knicken, $m = 1{,}20$:

$0{,}45 \times 55{,}5$ t $= 25{,}0$ t (gegenüber 22,0 t gemessen)

Belastungsfall c): Exzentrisches Knicken, $m = 2{,}40$,

$0{,}30 \times 55{,}5$ t $= 16{,}7$ t (gegenüber 17,0 t gemessen).

Vergleichsweise trägt das I NP 10 für sich allein bei Knicken um die y-Axe:

$l/i_y = 320/1{,}07 = 300$; $\sigma_k = 0{,}232$ t/cm²; $P_k = 2{,}46$ t.

Knicken um die x-Axe:

$l/i_x = 320/4{,}01 = 80$; $\sigma_k = 2{,}200$ t/cm²; $P_k = 23{,}3$ t.

Es wurde durch besondere Versuche festgestellt, dass bei gleichzeitiger Einführung der Druckkraft in Beton *und* Profileisen sich noch eine bedeutende Steigerung der Tragfähigkeit erzielen lässt. Bei sonst gleicher Versuchsanordnung wie bei den oben besprochenen Versuchen betrug bei Heranziehung des ganzen Verbundquerschnittes die Tragkraft 72 t. Hierbei erfolgte der Kraftangriff im elastischen Schwerpunkt der Verbundsäule.

[1]) „Knickung exzentrisch belasteter Stäbe", Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau, Paris 1932, und Schweizer. Ingenieur-Kalender.

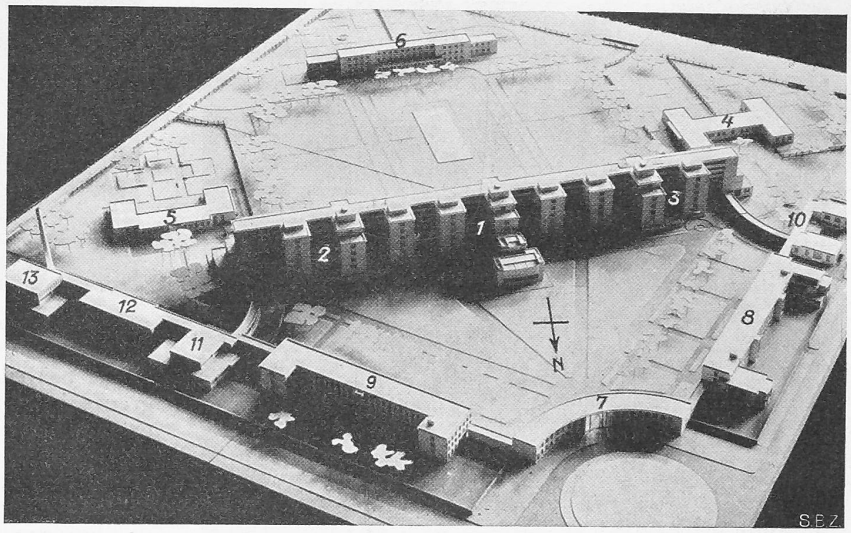

Abb. 1. Modellbild aus Norden. — 1 Chirurgie; 2 Medizin; 3 Gynäkologie usw.; 4 Dermatologie; 5 Infektion; 6 Tuberkulose; 7 Verwaltungsgebäude, Haupteingang; 8 Schwesternhaus, katholische Kapelle, Pflegerinnenschule mit Konferenz- und Versammlungssaal, gleichzeitig protest. Kapelle; 9 Beamtenhaus mit Einzelzimmern für männl. und weibl. Personal sowie Zweizimmerwohnungen für Interne; 10 Leichenhaus, bakteriologische Laboratorien, Leichenschau, Abdankung; 11 zentrale Küche mit Nebenäumen; 12 Waschküche mit Desinfektion und Nebenräumen; 13 Heizung mit Werkstätten und Nebenräumen.

Zusammenfassend wird festgestellt:

1. Die Knickstabilität von Säulen nach dem System Alpha ist in hohem Masse davon abhängig, ob die Kraft-Einführung nur in die Trägereisen oder in den ganzen Verbundquerschnitt, also gleichzeitig in die Trägereisen und die Betonplatte erfolgt. Im ersten Fall ist die wirkliche Fläche der Betonplatte F_t durch eine ideelle Fläche F_i zu ersetzen (auf Grund der vorliegenden Versuche $F_i/F_t \sim {}^1/_3$). Im zweiten Fall darf bei geeigneter konstruktiver Ausbildung der Säulenenden die ganze Fläche der vorhandenen Betonplatte $F_t = F_b + n F_a$ in Rechnung gestellt werden.

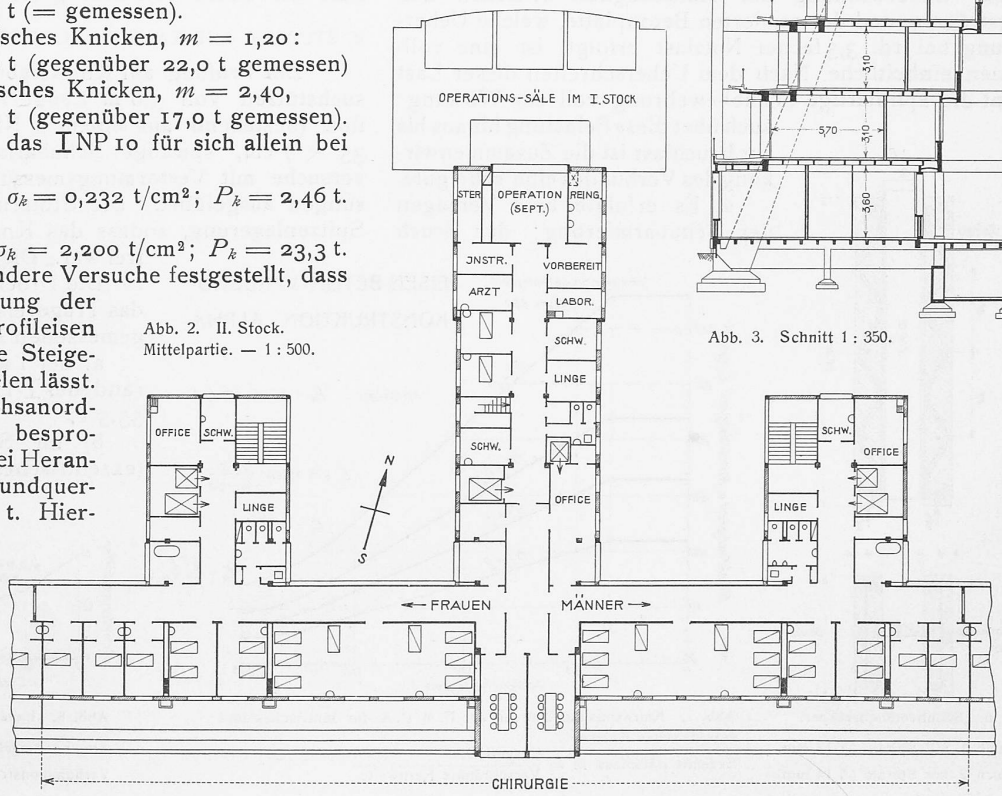

Abb. 2. II. Stock. Mittelpartie. — 1 : 500.

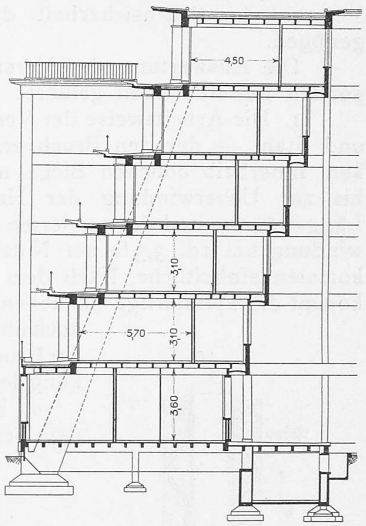

Abb. 3. Schnitt 1 : 350.

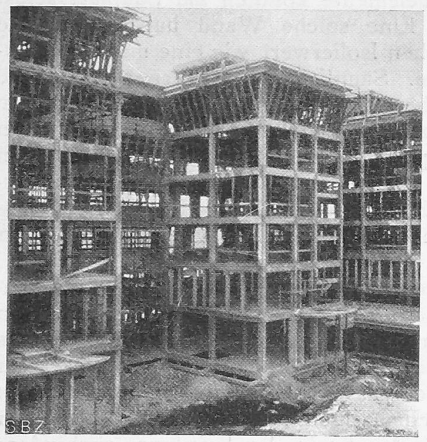

Abb. 4. Die Querflügel der Rückfront.

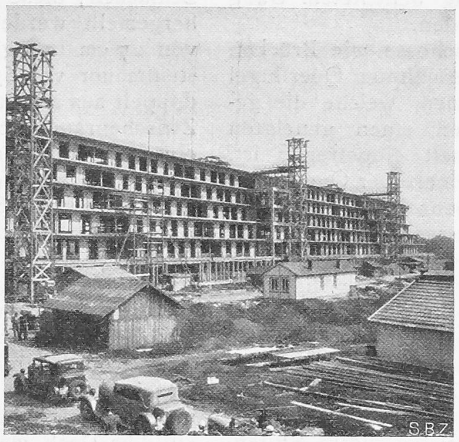

Abb. 5. Die südliche Hauptfront.

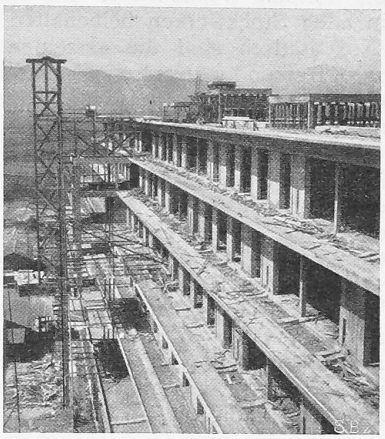

Abb. 6. Terrassen-Staffelung der Hauptfront.

2. Die Wirkung der Exzentrizität kann vermittelst der durch die Untersuchung der E. M. P. A. gewonnenen Grundlagen mit befriedigender Genauigkeit berücksichtigt werden. (Siehe Fussnote [1]).

3. Es empfiehlt sich, mit Rücksicht auf Verformung und Tragfähigkeit, insbesondere für Stützen, einen inbezug auf seine Festigkeitseigenschaften guten Beton zu verwenden.

A. Vœllmy.

Das neue Krankenhaus von Colmar.

Arch. W. VETTER, Paris und Colmar, mit Ing. A. & G. PERRET, Paris.

Während in diesen Monaten die Architekten der Schweiz an der Projektierung der neuen Kantonspital-Bauten von Zürich arbeiten und manches Problem zeitgemässsen Krankenhausbaues allgemeines Interesse bekommen wird, mag es angebracht sein, kurz die Aufmerksamkeit auf ein grosses, im Entstehen begriffenes Werk eines Schweizer Kollegen aus Bern zu lenken.

Architekt W. Vetter, der Erbauer des neuen Krankenhauses Colmar, ging bei seiner Arbeit von dem Leitsatz aus: Alle technischen Fortschritte der Zeit sind in den Dienst der Kranken zu stellen. Konsequent konnte er diese Forderung erfüllen, sodass ein selten erfreulicher, kompromissloser Bau entsteht.

Das Spital ist für 750 Kranke und 220 Angestellte berechnet. Es scheidet sich in folgende Abteilungen: Innere Medizin 203 Betten, Chirurgie 171, Frauenabteilung 66, Geburtsabteilung 40, Ohren-Nasen-Halskrankeiten 35, Augenkrankheiten 34, Kinderabteilung 48 Betten, und schliesslich Dermatologie 40, ansteckende Krankheiten 36 und Tuberkulose 80 Betten. Die drei letztgenannten Institute sind in getrennten Gebäuden untergebracht, alle andern in einem grossen Hauptbau, der zugleich auch die Räume für Konsultation und Beobachtung, die Laboratorien für Medizin, die Apotheke, die Strahlenabteilung und die Hydrotherapie beherbergt. Die ganze Anlage, die überdies die in Abb. 1 mit Ziff. 7 bis 13 bezeichneten Teile umfasst, ist durchwegs in Eisenbeton ausgeführt.

Der Lageplan ist so entworfen, dass der Kranke oder Besucher, der am Haupteingang die nötigen Auskünfte empfangen hat, gleich von da aus die Eingangstüre jeder grossen Abteilung sieht und auf direktem Weg dorthin gelangen kann. Dies gibt nicht nur die Möglichkeit, sich schnell im ganzen Spitalgebiet zurecht zu finden, sondern vermeidet auch den für Gesunde und Kranke so unangenehmen Eindruck mancher Spitalanlagen, in unübersehbarem Labyrinth unbekanntem Schicksal ausgeliefert zu sein.

Als Zugang zu den Wirtschaftsanlagen (Küche, Waschküche, Heizung) dient eine Nebenstrasse. Die Neigung des Geländes ist so ausgewertet, dass diese Zufahrt mit Wirtschaftshof und allen Wirtschaftsräumen sich auf der Höhe eines Untergeschosses befindet. Von da aus stellen ebene unterirdische Gänge die Verbindung mit allen übrigen Gebäuden der ganzen Spitalanlage her. Elektrische Wagen bewältigen darin alle Transporte. Ueber diesen Gängen verbinden gedeckte Galerien alle Spitalbauten, mit Ausnahme der drei erwähnten Einzelpavillons, auf Erdgeschosshöhe. Eine dritte, von allen Krankenhäusern aus unsichtbare Zufahrt dient den Leichenzügen.

Das grosse *Haupt-Krankenhaus* mit annähernd 250 m Fassadenlänge ist in Erdgeschoss und fünf Obergeschossen angelegt. Unten befinden sich die Zulassungs- und Kontrollräume, ferner die Beobachtung, in den obern Stockwerken sind die Bettenabteilungen. Das Gebäude ist vertikal unterteilt in die einzelnen Institute, die unabhängig voneinander unter Leitung der betreffenden Chefärzte stehen. Jedes Geschoss der Bettenabteilung bildet dabei eine Pflege-Einheit von 25 bis 35 Betten und ist getrennt in Männer- und Frauenseite. Die medizinischen Behandlungsräume, die zwei Speisesäle und die Verteil-Offices der Pflege-Einheiten befinden sich in der Mitte der beiden Abteilungen, während Männer- und Frauenseite je ihre eigenen Treppen, Lifts und Bettenaufzüge haben, denen im Erdgeschoss getrennte Eingänge entsprechen. Ebenso sind Bäder, Aborte und Nebenräume, sowie Theeküche und Schwesternzimmer für jede Seite getrennt vorhanden. Die Bettenabteilungen, bestehend aus Zimmern von 1 bis 8 Betten, sind ausnahmslos nach Süden orientiert, und zwar liegt vor jedem Krankenzimmer auf Wunsch der Aerzte ein breiter Sonnenbalkon, auf den die Betten hinausgebracht werden können. Die erwähnten Behandlungs- und Nebenräume dagegen sind auf der Nordseite des Bettentraktes in zu diesem senkrecht stehenden Flügeln angeordnet im Abstand von je rd. 15 m.

Hier hat nun ein Bausystem zum ersten Mal seine grosszügige Anwendung gefunden, das während des Krieges von Arch. Tony Garnier in Lyon erstmals empfohlen wurde und viele Fachleute beschäftigt hat, ohne dass es je in grösserer Anlage[1]) verwirklicht werden konnte. Um zu verhindern, dass aus senkrechter Gebäudeflucht vorkragende Balkone die darunter liegenden Stockwerke beschatten, sind die einzelnen Geschosse der Südseite aufwärts stufenförmig zurückgesetzt worden. Die Terrasse eines Krankenzimmers ist dadurch nicht *vor* das untere Geschoss geschoben, sondern liegt z. T. *über* ihm und vermeidet dadurch zu starke Schattenwirkung. Solcher stufenförmiger Ausbau würde nun aber bei senkrechter nördlicher Gebäuderückwand eine unbrauchbar grosse Tiefe der untern Geschosse zur Folge haben. Um diesen Uebelstand zu vermeiden, folgt in Colmar auch die rückwärtige Gebäudeflucht der Stufung, aber überkragend nach oben, wie die Untersicht einer Treppe (Abb. 3). Dadurch konnte

[1]) Vergl. die zweistöckige Anlage des Krankenhauses Waiblingen in „S. B. Z." Bd. 94, S. 213*, und R. Döcker: „Terrassentyp"; ferner den Wettbewerbs-Entwurf zur Chirurgischen Klinik in Zürich von Arch. Rud. Steiger (Zürich) in „S. B. Z." Bd. 97, S. 51* (31. Januar 1931).