

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 105/106 (1935)  
**Heft:** 22

**Artikel:** Die Eisenbeton-Konstruktionen der neuen Kantonalen Verwaltungsgebäude in Zürich  
**Autor:** [s.n.]  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-47439>

#### **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:** 10.01.2026

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

INHALT: Die Eisenbeton-Konstruktionen der neuen Kantonalen Verwaltungsgebäude in Zürich. — Mitteilungen: Die Eidgen. Technische Hochschule. Claudio Versuche zur Gewinnung der Wärmeenergie des Meeres. Ausstellung Land- und Ferienhaus in Basel. Eisenbahn und Ferienhaus in Frankreich. Ein Stauwehr in der

Themse. Ein Pionier der Elektrotechnik. XIII. Internationaler Architekten-Kongress in Rom. — Nekrolog: Joseph Poscher. Albert Pétri. Rob. F. Stockar. — Wettbewerbe: Katholische Don Bosco-Kirche in Basel. Kleine Genfer Wohnhäuser. — Literatur.

## Die Eisenbeton-Konstruktionen der neuen Kantonalen Verwaltungsgebäude in Zürich.

*Vorbemerkung der Redaktion.* Die neuen kantonalen Verwaltungsgebäude auf dem Walcheareal, am rechten Limmatufer, gegenüber Hauptbahnhof und Landesmuseum in Zürich gehen ihrer Vollendung entgegen. Sie werden errichtet nach Entwurf und unter Bauleitung der Architekten *Gebrüder Pfister*, die auf Grund ihres Wettbewerb-Entwurfes (vergl. „SBZ“ 21. Januar 1928) ein erstes Bauprojekt ausgearbeitet hatten, das wir in Modellbildern ebenfalls gezeigt hatten (24. Sept. 1932); aus jener Veröffentlichung wiederholen wir zur Erinnerung und Orientierung über die Gebäudegruppe Abb. 1. Die heutige Ausführung weicht von jenem Projekt im wesentlichen nur darin ab, dass im vordern, kleineren Baublock auch das oberste (zurückgesetzte) Geschoss in die Fassadenflucht vorgezogen worden ist, und dass die flach projektierten Dächer (gemäß Beschluss des Kantonsrates vom 18. Juli 1932, vergl. „SBZ“, 24. Sept. 1932) durch flach geneigte ersetzt werden mussten. Eine architektonische Darstellung der imposanten Baugruppe ist nach ihrer Vollendung in Aussicht genommen; dieser vorgängig geben wir heute den Bauingenieuren das Wort zur Erläuterung ihrer Ueberlegungen und Massnahmen hinsichtlich der Eisenbeton-Konstruktionen.

### I. Statisches und Konstruktives zum Turmbau.

Von Dipl. Ing. CHARLES CHOPARD,

Mitarbeiter: Dipl. Ing. MAX MEYER, beide in Zürich.

**1. Einteilung, Abmessungen, Zweckbestimmung, Nutzlasten.** Der durch die Architekten Gebrüder Pfister erstellte Baukomplex der neuen kantonalen Verwaltungsgebäude auf dem Walcheareal der Stadt Zürich zerfällt in drei Baukörper, von denen der nördlich gelegene turmartige Abschluss das sog. Archivgebäude bildet. Seinem Volumen nach ist es mit seinem nahezu quadratischen Grundriss von 535 m<sup>2</sup> Fläche und einer Höhe von 33,60 m vom Erdgeschoss zum Dachgesimse der kleinste Bautrakt; es unterscheidet sich aber von den beiden andern Bauten einerseits durch seine überragende Höhe, anderseits durch seine hohen Nutzlasten. Diese führten dann auch zu einer kombinierten Bauweise zwischen Eisenbeton und Stahl, die im Folgenden näher besprochen werden soll.

Das Gebäude gliedert sich in einen untern Teil für Ladenlokale, Bureauräume, Sitzungssaal, Abwartwohnung

usw. und einen oberen Teil vom 4. zum 9. Obergeschoss, der als Archivraum dient. Es werden vorläufig nur vier solcher Geschosse für die Unterbringung von Staatsarchiven verwendet, während das fünfte Geschoss als Reserve verfügbar bleibt (siehe Abb. 1 bis 4).

Für die Wirtschaftlichkeit des Konstruktionssystems waren die Werte der anzunehmenden Nutzlasten von ausschlaggebender Bedeutung. Es wurden daher vorerst Gewichtsbestimmungen für die verschiedenen Aktenkategorien vorgenommen. Die Ergebnisse variieren zwischen 600 und 1000 kg/m<sup>2</sup>, wobei die schwerste Last unter Berücksichtigung der Regalhöhen und der Verhältnisse der direkt belasteten zur gesamten Deckenfläche eine Nutzlast von 1200 kg/m<sup>2</sup> gleichmässig verteilt ergibt. Außerdem war in allen Geschossen noch mit einer wandernden Menschenlast von 50 kg/m<sup>2</sup> zwischen den Regalen zu rechnen. Um einschränkende Bestimmungen in Bezug auf die Raumausnutzung zu vermeiden, wurden daher für alle Archivdecken 1200 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast in Rechnung gesetzt.

Bezüglich der für die Säulenberechnung, sowie der Fundamente in Rechnung zu setzenden Deckennutzlasten erschien eine Nutzlastabminderung aus ökonomischen Gründen gerechtfertigt, weil für die schweren Archive maximal nur zwei Geschossdecken in Betracht fallen. Es wurde somit ein Nutzlastenschema aufgestellt, das für die einzelnen Geschosse Nutzlasten von 700 bis 1200 kg/m<sup>2</sup> vorsieht und deren Mittel 25 % unter jenem liegt, das bei der gleichzeitigen maximalen Belastung aller Decken auftreten könnte. Das Eintreten dieses maximalen theoretischen Falles ist aber praktisch ausgeschlossen. — Der Wind wurde mit 150 kg/m<sup>2</sup> getroffener Ansichtsfläche in Rechnung gesetzt.

**2. Berechnungsvorschriften.** Grundsätzlich mussten die Vorschriften von 1915 zu Grunde gelegt werden, wobei immerhin den heute erreichbaren grösseren Materialfestigkeiten Rechnung getragen wurde durch Festsetzung der zulässigen Beanspruchungen wie folgt: *Armierter Beton*: Biegung (bei 300 kg hochwert. P. Z.):  $\sigma_{d\,b\,zul} = 62 \text{ kg/cm}^2$  bzw. bei abgeminderter Eisenzugsspannung  $\Delta\sigma_{d\,b} = 0,1 (1500 - \sigma_a)$  bis max.  $\sigma_{d\,b\,zul} = 82 \text{ kg/cm}^2$  für Stahlprofilquerschnitte Stahl 44 und  $\Delta\sigma_{d\,b} = 0,1 (1200 - \sigma_a)$  für Rundreisen Stahl 37 bis max. 82 kg/cm<sup>2</sup>. Für Säulen (bei

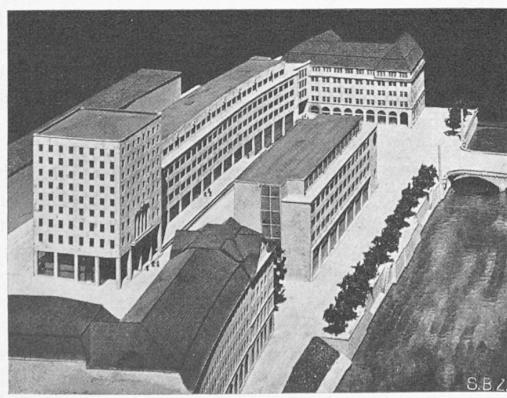


Abb. 1. Ursprünglicher Entwurf (1932) mit Flachdächern und zurückgesetztem Dachgeschoss des vordern Baublocks.  
Fliegerbild des Modells aus NW; rechts die Walchebrücke.

Die Fundamentbelastung des Archivbaus entspricht der eines 18-stöckigen, 60 m hohen Hochhauses mit normalen Nutzlasten.

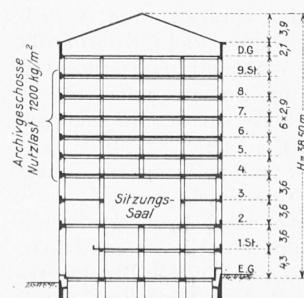
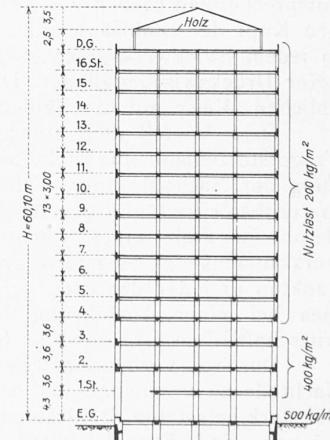


Abb. 2. Vertikalschnitte des ausgeführten Turmbaues (links) und (vergleichshafter) eines normalen Wohnhochhauses (rechts). — Masstab 1 : 1000.



Mischungen von 300 kg hochw. P. Z.) zulässige Axial-Druckspannung  $60 \text{ kg/cm}^2$ . — *Stahlkonstruktionen* (im Bauzustand) bei Verwendung von englischem Stahl 44 mit einer Streckgrenze von  $2,9 \text{ t/cm}^2$ : Druck, Zug, Biegung:  $\sigma_a = \pm 1500 \text{ kg/cm}^2$ ; Knicken:  $\sigma_{kzul} = 1,4 \left( 1,0 - 0,005 \frac{l}{i} \right)$ .

3. Erläuterung des Tragwerksystems (siehe Abb. 1 bis 5 und 7). Ursprünglich hatte die architektonische Bauleitung eine reine Eisenbetonkonstruktion im Auge und das erste von den Ingenieuren aufgestellte Vorprojekt sah eine solche Lösung mit nur sechs Innensäulen vor, wofür sich in den Axen B-B, C-C und D-D je ein Vielstockrahmen über drei Felder ergab; das mittlere Feld war rd. 11,50 m weit gespannt. Es zeigte sich aber, dass die Dimensionen der Säulen und Unterzüge in den Archivräumen zu gross wurden, weshalb man vergleichsweise ein Projekt in reiner Stahlkonstruktion einforderte. Dieses wurde von vornherein für neun innere Säulen durchgeführt; die Fassaden waren zur Aufnahme der Windkräfte ebenfalls in Stahlfachwerk und die Zwischendecken als gewöhnliche Hourdisdecken zwischen I-Balken konstruiert. Der Kostenvergleich ergab, dass das Eisenbetonprojekt selbst bei nur sechs inneren Säulen noch rd. 10 % billiger war, als die reine Stahlkonstruktion mit neun inneren Säulen und entsprechend leichteren Unterzügen; so gelangte man schliesslich zu einer Lösung, die die konstruktiven, wirtschaftlichen Vorteile beider Konstruktionsarten in sich vereinigt, zur *Verbundbauweise*.

4. Aufnahme und Uebertragung der Geschoss-Eigen gewichts- und Nutzlasten. Die in den Eckpunkten nahezu quadratischer Deckenfelder angeordneten neun Innensäulen B<sub>3,5,7</sub>, C<sub>3,5,7</sub>, D<sub>3,5,7</sub> bedingen rein wirtschaftlich eine kontinuierliche und kreuzweise armierte Betonplatte für die sieben Archidecken und das Dachgeschoss (siehe Abb. 4); dadurch entsteht ein System von rechtwinklig sich kreuzenden Unterzügen, in deren Kreuzungspunkten die neun Innenstützen angeordnet sind. Die Unterzüge sind über vier Felder kontinuierlich und auf den Fassadensäulen und Wänden frei drehbar gelagert. Die konstruktive Lösung einer solchen Disposition bildet für eine Ausführung mit reinen Stahlprofilträgern in den Kreuzungspunkten einige Schwierigkeiten. Eine einfache, aber etwas teure Lösung wurde gefunden in Form einer kreuzförmigen, nach zwei Dimensionen berechneten *Kontinuitätslasche* (Abb. 4 und 5). Diese Lasche ist auf den obren Flanschen der Deckenträger aufgeschraubt und vermittelt den Uebergang der Biegezug-Resultierenden der Stützenmomente in zwei zu einander senkrechten Richtungen. Der Durchgang der entsprechenden Biegedruck-Resultierenden geschieht durch den Kopf der Stahlsäule (die unter der Kontinuitätslasche in jedem Stockwerksgeschoss gestossen ist) mittels besonderer Druckzwischenglieder. Die Querkräfte können in der üblichen Weise auf die Säulen abgeleitet werden.

Dem Vorteil der einwandfreien Uebertragung der Trägerstützenmomente steht bei der vorerwähnten Anordnung der Nachteil einer nicht gleichwertigen Kontinuität in vertikaler Richtung gegenüber. Während beim armierten Beton im Falle eines solchen dreidimensionalen Stockwerkrahmens der biegefeste Anschluss in den Kreuzungspunkten in jeder der drei Richtungen gleichwertig ist, gilt dies bei einer Ausführung in Stahlprofilträgern innert wirtschaftlichen Grenzen nur für zwei Richtungen.

Durch die Verbundbauweise ist es möglich, die erwähnten Nachteile zu vermeiden und weitere Vorteile zu erreichen. Bei stark belasteten Stahlsäulen als Glieder von Stockwerkräumen sind Exzentrizitäten (z. B. hervorgerufen durch Säuleneinspannmomente aus Lasten, Wind usw.) als sehr nachteilig zu bezeichnen, weil normalerweise die vor

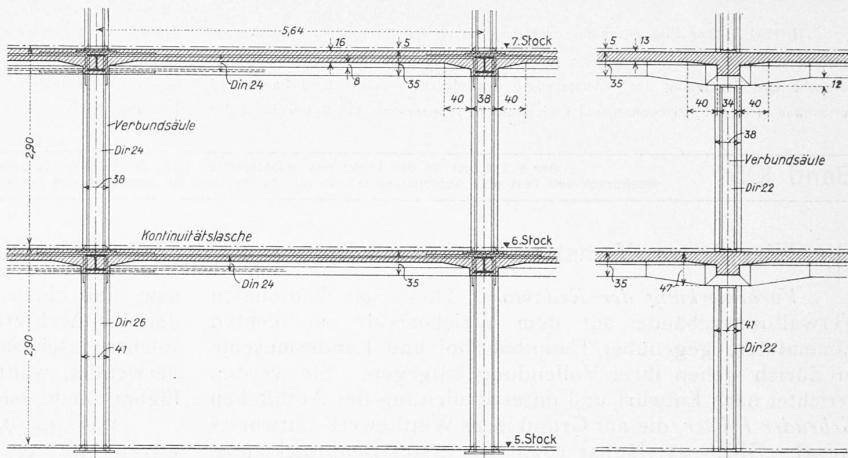


Abb. 5. Schnitte (1 : 100) durch zwei Archivgeschosse, links Verbundbau, rechts reiner Eisenbeton.  
Kosten-Vergleich: Platte 13,70 Fr./m<sup>2</sup>, Unterzüge 66,70 Fr./m. — Platte 12,70 Fr./m<sup>2</sup>, Unterzüge 21,60 Fr./m.

handene Knickspannung für die Querschnittsbemessung massgebend ist. Beim Archivbau entfallen alle Säulenmomente aus Wind infolge der relativ starren Fassadenkonstruktion in armiertem Beton. Auch die Deckeneigen gewichtslasten ergeben kleine Säuleneinspannmomente, bzw. Exzentrizitäten, wenn entsprechend der Verbundbauweise die Säulen vorbelastet werden. Hingegen entstehen als Folge der grossen Deckennutzlasten Säuleneinspannmomente, die auf die zulässige Säulenknickkraft von wesentlichem Einfluss sind. Dadurch, dass die Stahlsäule vor dem Aufbringen der Nutzlasten nachträglich zu einer Verbundkonstruktion einbetoniert und entsprechend mit Rundisenen zusätzlich armiert wird, vergrössert sich das Trägheitsmoment der Säule in einem Masse, dass die Verbundsäule für das „ideelle Trägheitsmoment“ wesentlich höhere zul. Knickspannungen ergibt, als die reine Stahlsäule. Zugleich wird dabei auch der Beton im Betrage seiner zulässigen Druckbeanspruchung zur Lastaufnahme mithherangezogen. Weiterhin erlaubt die Berücksichtigung des Schwindens in einer solchen Verbundsäule die oben erwähnten Vorteile noch besser auszunützen, indem dadurch kleinere und somit wirtschaftlichere Querschnitte erzielt werden können (Abb. 6). Die Frage über das maximal zulässige Mass der Berücksichtigung des Schwindens in Verbundkonstruktionen zur Erreichung kleinster Säulenquerschnitte bei besserer Ausnutzung des Stahles soll später in einer Abhandlung zur Diskussion gestellt werden; beim Archivbau wurde nur  $1/4$  des totalen Schwindmasses für Beton in Rechnung gesetzt. Es sei aber darauf hingewiesen, dass bei Verbundsäulen das Auftreten einer Schwindfuge am Säulenkopf im Bereich der Möglichkeit liegt, sodass an dieser Stelle der Stahlkern die volle Last und auch Einspannmomente aus Nutzlast aufzunehmen hat. Es zeigt sich aber, dass diese empfindliche Stelle des Stahlquerschnittes nur bei den obersten Säulen massgebend ist, wo die Momente im Verhältnis zur Last überwiegen; für die Säulen in den untersten Geschossen dagegen ergab die vorerwähnte Berechnungsmethode, verbunden mit der aus einem bestimmt vorgeschriebenen Bauvorgang sich einstellenden Stahlvorspannung, Vorteile: es konnte dadurch 25 bis 35 % an hochwertigem Profilstahl eingespart und gleichzeitig eine entsprechende Verringerung des fertigen Säulenquerschnittes erzielt werden, trotzdem die Stahlvorspannung aus Gründen, die durch Fragen der Bauorganisation und des Baufortschrittes selbst bedingt waren, nur durch die Eigengewichtslasten aus je zwei aufeinander folgenden Stockwerken hervorgerufen wird.

Die Vorschrift, die Zubereitung des Betons mit *getrenntem* Sand- und Kiesmaterial vorzunehmen, lieferte einmal mehr den Beweis dafür, dass man auf diese Weise am besten in der Lage ist, ein gleichmässig gutes und homogenes Material zu erhalten, denn das Mittel aus 15 Proben für die einzelnen Etagen vom Parterre aufwärts

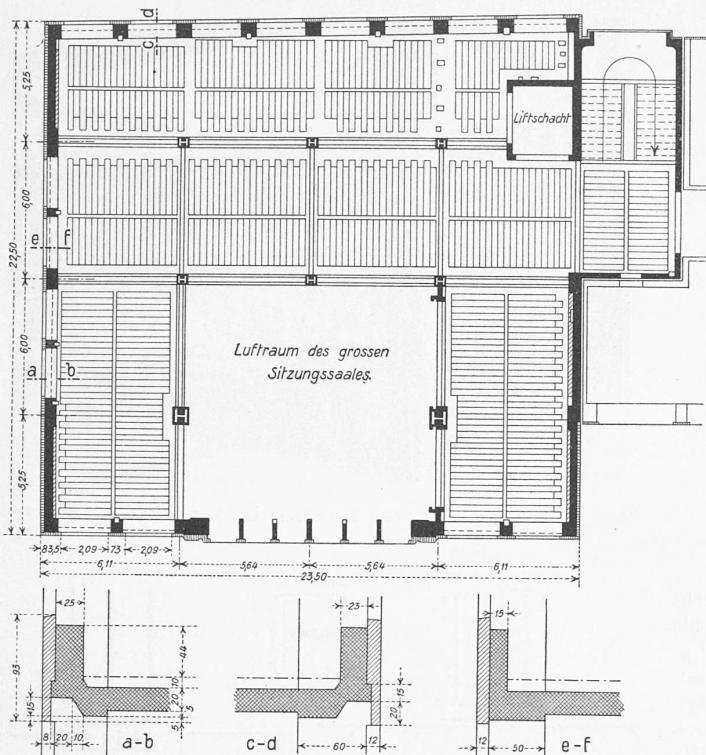


Abb. 3. Grundriss vom 2. Stock 1:300; Schnitte 1:60.

ergab für hochwertigen P. Z. und 300 kg Mischung eine mittlere Druckfestigkeit von  $281 \text{ kg/cm}^2$  nach 7 Tagen, mit grössten Streuungen gegenüber den extremen Werten von etwa 10 %. Die Regelmässigkeit dieser Ergebnisse liess die weitere Untersuchung der letzten zehn Proben nach 28 tägiger Lagerung aus ökonomischen Gründen als entbehrlich erscheinen; die vorgeschriebene Festigkeit von  $325 \text{ kg/cm}^2$  wurde durchwegs überschritten.

\*

In der folgenden graphischen Uebersicht (Abb. 6) haben wir Kostenvergleiche zwischen verschiedenen Säulentypen für Lasten zwischen 200 bis 600 t, wie sie im Archivbau vorkommen, zusammengestellt, um die Vorteile der Verbundsäulen zu veranschaulichen. Alle Säulen sind auf gleicher Basis für quadratische Form minimalsten Querschnitts berechnet. Unterhalb der horizontalen Lastaxe wurden die Säulenlängen unter den betreffenden Lasten aufgetragen. Es ergibt sich, dass die Verbundsäule allgemein kleinere Säulenabmessungen aufweist, als selbst stark bewehrte Betonsäulen (Kurven D und E); deren

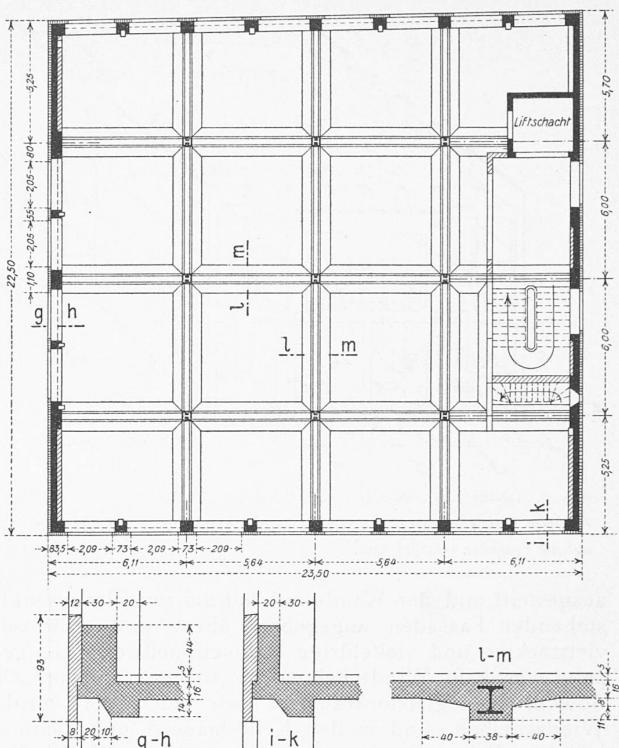


Abb. 4. Normales Archivgeschoss 1:300; Schnitte 1:60.

Querschnitt kann zwischen 400 und 600 t konstant gehalten werden und ist praktisch nicht grösser als der reiner Stahlsäulen, jedoch wirtschaftlicher als diese. Für Lasten unter 400 t bis etwa 220 t ist der Querschnitt der Verbundsäule z. T. wesentlich geringer, als jener der Stahlsäule in St. 44 und bedeutend wirtschaftlicher. Das selbe zeigt die Kurve C-C für Stahlsäule in Stahl 37, bei der die grössere Wirtschaftlichkeit gegenüber Stahl 44 (Kurve B-B) bis zu Lasten von etwa 350 t bemerkenswert ist, weil die Säulenabmessungen trotzdem nicht grösser werden; die geringeren Kosten der Verbundsäule bleiben jedoch auch der reinen Stahlsäule mit Stahl 37 gegenüber bestehen.

Was nun die schlaffbewehrten Betonsäulen anbetrifft, so bedingt jede Ausführungsart grössere Abmessungen, als die reinen Stahlsäulen; ihre Kosten sind aber, selbst bei stärkerer Bewehrung, unverhältnismässig billiger und zwar umso billiger, je höher die Säulenlasten sind. Es ist also vom entwerfenden Architekten jeweils genau zu überlegen, ob die grossen Mehrkosten im Falle reiner Stahlsäulen durch den verhältnismässig geringen Raumgewinn gegenüber reinen Eisenbeton- oder Verbundsäulen gerechtfertigt sind. Er wird sich künftig sehr oft für den Typ A der Verbundsäule entscheiden, die bei kleinstmöglichen Säulenabmessungen immer noch billiger ist, als die reine Stahlsäule (Typen B, C).

Solche Ueberlegungen wurden, wie erwähnt, auch beim Archivbau angestellt, dass aber Raumersparnisgründe gegenüber solchen der Wirtschaftlichkeit einzelner Konstruktionsteile ausschlaggebend werden können, zeigt sich z. B. bei den Deckenunterzügen, die als Verbund- bzw. Stahlkonstruktion sich viel teuer stellen, als reine Eisenbetonunterzüge. Dieser Mehraufwand ist jedoch für die niedrigen Archivgeschosse zufolge totalen Wegfalls der Unterzugsvouten und der geringeren Unterzugshöhen als durchaus gerechtfertigt zu betrachten. Einen interessanten Vergleich zwischen den im Archivgebäude vorkommenden Säulenlasten und denen eines Gebäudes mit gewöhnlichen Nutzlasten vermittelt Abb. 2.

5. Fassadenkonstruktionen und Aufnahme der horizontalen Windkräfte (Abb. 7). Durch die als horizontaler Windverband wirkenden kreuzweise armierten Deckenplatten wird die vom Wind getroffene Fassade in jedem Stockwerk

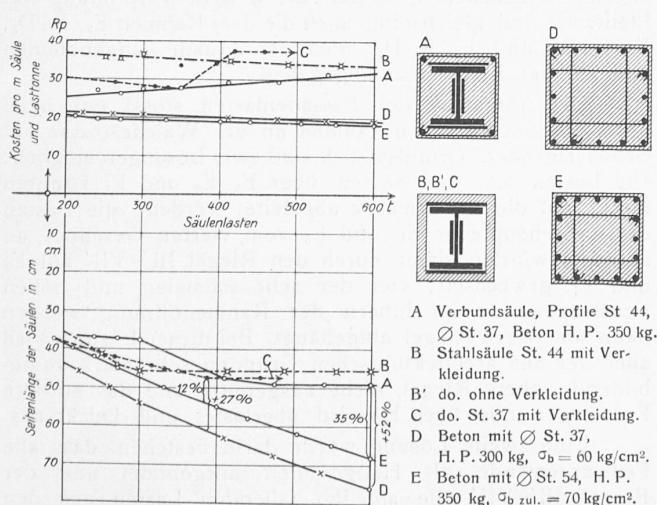


Abb. 6. Vergleich minimaler Säulenquerschnitte für grosse Säulenlasten.

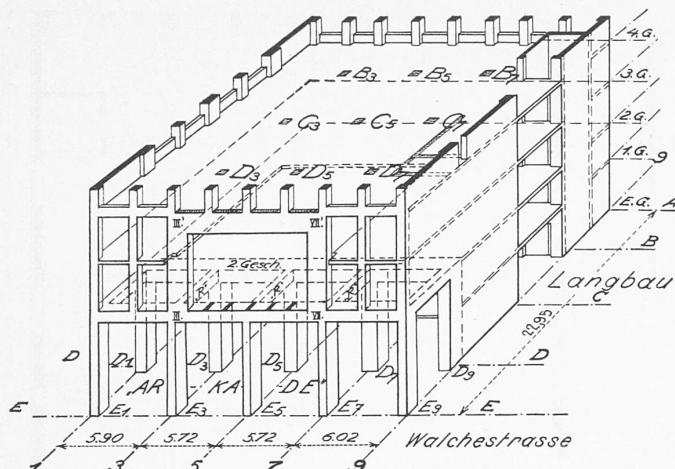


Abb. 7. Isometrie (1 : 500) der untern Geschosse des Turmbaues.  
Armierte Betonkonstruktion, soweit sie an der Aufnahme des Winddrucks auf die Fassaden beteiligt sind.

ausgesteift und der Windschub auf die zwei dazu senkrecht stehenden Fassaden abgegeben; diese sind teilweise als vielstöckige und vielfeldrige Rahmen, teilweise als gekuppelte vertikale Windscheiben konstruiert und berechnet. Sowohl die Vielstockrahmen, wie auch die vertikalen Windscheiben, sind in den Kellermauern und damit auch im eigentlichen Fundament fest verankert; die Windkräfte werden also in Form von horizontalen Querkräften, Fuss-Einspannmomenten und zusätzlichen Säulen-, Zug- und Druckkräften auf das Fundament abgegeben.

Das Monolitische des Eisenbetons bringt es mit sich, dass die Horizontalverschiebungen des beschriebenen räumlichen Tragsystems so klein bleiben, dass sie in Bezug auf die Innensäulen praktisch gleich Null gesetzt werden können; die Innensäulen erhalten somit keine Beanspruchungen (Momente, zusätzliche Säulenkräfte, Querkräfte) aus Wind.

Diese Voraussetzungen sind richtig für alle Stockwerke vom Dachgeschoss bis zum 2. Obergeschoss. Hier jedoch tritt eine Störung im vorskizzierten Kräftespiel ein bezüglich der Uebertragung des auf die Fassaden gegen Stampfenbachplatz oder gegen den Langbau wirkenden Windes. Sie ist bedingt einerseits durch den zweigeschossigen Sitzungssaal im zweiten Obergeschoss, andererseits durch die Fassadensäulen E<sub>1</sub> bis E<sub>9</sub>, welche infolge ihrer Schankheit (Höhe 8,0 m und Querschnitte von nur 40, bzw. 44/110 cm) in Richtung Walchestrasse keinen nennenswerten Widerstand gegen horizontale Windkräfte leisten können, umso mehr, als sie durch die Fassadenlasten schon stark beansprucht sind. Die Windkräfte und Momente, die in der Fassade Walchestrasse wirken können, also über der Säulenaxe E-E, müssen daher auf eine parallelverlaufende innere Säulenaxe D-D gewechselt werden. Dies liess sich zwanglos erreichen, weil für die Säulen D<sub>1</sub> - D<sub>9</sub> im Erdgeschoss und ersten Obergeschoss genügend starke Querschnitte zur Verfügung standen; außerdem erhielten diese Säulen aus ästhetischen Gründen einen kräftigen oberen Verbindungsriegel. Es lag daher nahe, diese Konstruktionselemente zu einem kräftigen Rahmen auszubilden, der ungefähr die halbe Windlast des die Fassade Stampfenbachplatz treffenden Windes auf die Fundamentkonstruktion überträgt. Die horizontale Uebertragung des Windschubes vollzieht sich durch die mit den Riegeln „R“ ausgesteifte Decke über der Arkade (Abb. 7), die den Windschub aus dem Fassadenrahmen III-III'-VII-VII' übernimmt und auf den oberen Riegel des Rahmens D<sub>1</sub> bis D<sub>9</sub> im Erdgeschoss abgibt. Ueber diesem Rahmen steht im zweiten und dritten Obergeschoss ein eiserner Portalrahmen, dessen Ständer unter den Säulenachsen D<sub>3</sub> und D<sub>7</sub> stehen. Er hat die Aufgabe, die Last der Säule D<sub>5</sub> über dem Sitzungssaal abzufangen und auf die Betonrahmenständer D<sub>3</sub> und D<sub>7</sub> im

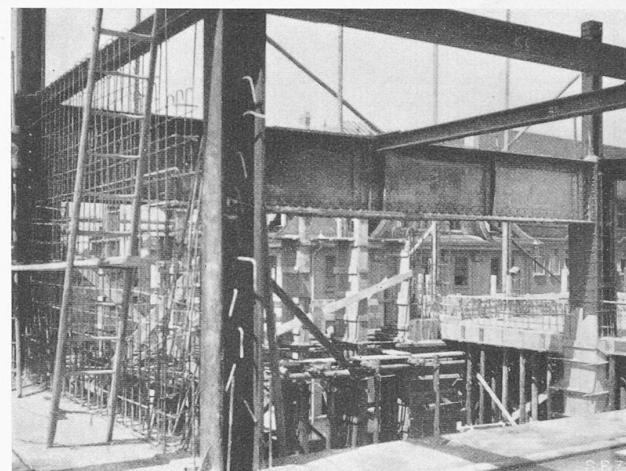


Abb. 10. Stählerner Rahmen über dem Sitzungssaal im 2. Stock.

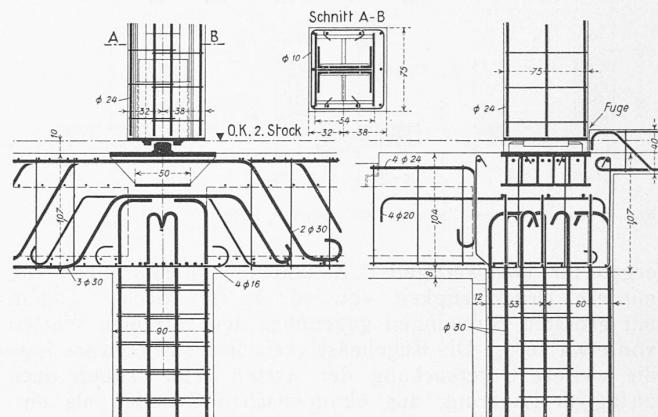


Abb. 8. Stahlgussgelenk des stählernen Rahmens zwischen 2. u. 4. Stock. 1:10.

Erdgeschoss zu übertragen; er wurde über den Säulen D<sub>3</sub> und D<sub>7</sub> auf O. K. zweites Obergeschoss gelenkig gelagert, um den Windrahmen in dieser Axe nicht durch Rahmenfussmomente zusätzlich zu beladen; die Ausbildung der Säulenfussplatte geschah in der Weise, dass die Armierung des Windrahmenriegels über D<sub>1</sub> - D<sub>9</sub> ungehindert verlegt und der Riegelquerschnitt nicht geschwächt wurde (Abb. 8).

Der Wind auf die Gebäudefront Seite Walchestrasse wird im Erdgeschoss und ersten Stock durch die Fassadenpfeiler in der Axe 1-1, durch die zwei gekoppelten armierten Windscheiben in der Axe 9-9 in Verbindung mit Pfeiler E<sub>9</sub> und gleichzeitig auch die drei Rahmen E<sub>3</sub>-R-D<sub>3</sub>, E<sub>5</sub>-R-D<sub>5</sub> und E<sub>7</sub>-R-D<sub>7</sub>, über der Arkade aufgenommen und auf das Fundament abgegeben.

Die Aufnahme der Fassadenlasten stösst nur beim vorerwähnten Fassaden-Rahmen an der Walchestrasse auf Schwierigkeiten. Grundsätzlich sind zwei Lösungen möglich: Die Lasten aus den Säulen über E<sub>3</sub>-E<sub>5</sub> und E<sub>7</sub> könnten direkt auf die Kellermauer abgeleitet werden; die Lasten der Zwischenpfeiler E<sub>4</sub> und E<sub>6</sub> vom vierten Geschoss an aufwärts würden dann durch den Riegel III'-VII' auf E<sub>3</sub> und E<sub>7</sub> gewechselt; vier der sehr schmalen und hohen Fenstergewände im Innern der Rahmenöffnung würden dann am oberen Riegel aufgehängt. Bei dieser Lösung wird aber der aus architektonischen Gründen sehr stark auszubildende obere Riegel nicht ausgenutzt und das mittlere Fenstergewände über E<sub>6</sub> wird überlastet und knickt aus.

Eine zweite Lösung würde darin bestehen, dass alle Fenstergewände als Hängesäulen ausgebildet und der Riegel III'-VII' alle auf ihn fallenden Lasten aus den oberen Etagen auswechseln würde. Dies ergäbe aber eine

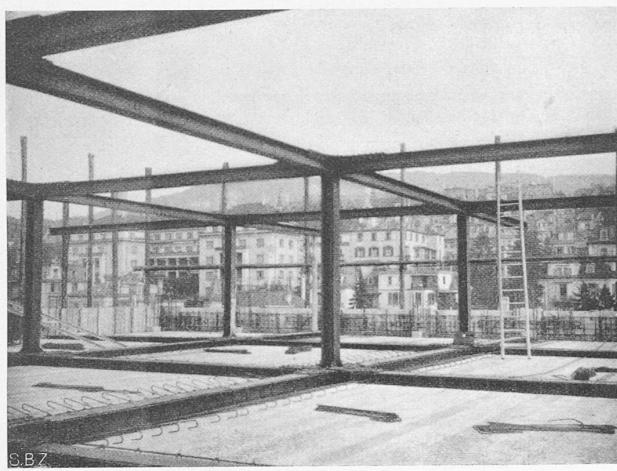


Abb. 11. Stahlsäulen und Unterzug-Träger über dem 8. Stock.

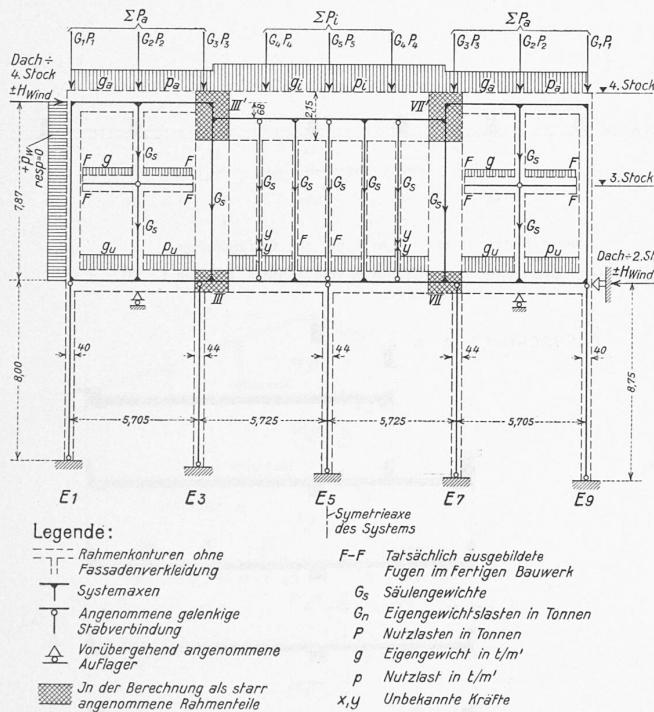


Abb. 9. Statisches System des Fassadenrahmens Seite Walchestr. — 1:300.

teure, stark armierte Rahmenkonstruktion, die sich in der Hauptsache nur auf die Pfeiler  $E_3$  und  $E_7$ , im Erdgeschoss abstützen würde. Diese Pfeiler wären dann auf Knicken überanspruch; ausserdem erhielte der schlanke Fassadenriegel in Höhe der zweiten Geschossdecke grosse zusätzliche Momente aus den Rahmenständer-Fussmomenten, herrührend aus der Exzentrizität der Säulen in den Punkten III und VII.

Die beste Lösung, die allen Anforderungen gerecht wird, war die, dass nur zwei der Fenstergewandsäulen in der Lastübertragung durch untere Korkfugen ausgeschaltet wurden. Der Berechnungsgang dieses Fassadenrahmens war nach Vornahme zulässiger Vereinfachungen des Systems kurz folgender (siehe Ansicht des Rahmens Abb. 9):

Zuerst wurde der Rahmen für  $Y = 0$  auf Grund eines provisorischen Auflagers zwischen  $E_1$ - $E_3$  und  $E_7$ - $E_9$  nach der Fixpunktmetode berechnet; die Exzentrizität der Säulen  $E_3$ , bzw.  $E_7$  in den Knoten III und VII wurde berücksichtigt. Durch Wegnahme der provisorischen Auflager ergaben sich die wirklichen Rahmenmomente. Da sich dabei die Belastung des Fenstergewandes über  $E_5$  als zu gross ergab, wurden zwei Stäbe mehr ins System ein-

bezogen durch Berechnung der unbekannten  $Y$  auf Grund der Ergebnisse des ersten Systems als Grundsystem. Durch Superposition ergaben sich die definitiven Knotenpunktmomente und daraus alle Rahmenkräfte und Momente. Infolge der stark verschiedenen Druckspannungen in den einzelnen Ständern musste der Einfluss der Vertikalkräfte berücksichtigt werden.

Die Fundation hat an Eigengewichtslasten total 6700 t und samt den reduzierten Nutzlasten 10200 t auf den Baugrund zu übertragen, wofür eine Grundfläche von 613 m<sup>2</sup> zur Verfügung steht. Daraus ergibt sich eine mittlere Bodenpressung von 0,92 kg/cm<sup>2</sup>, bzw. 1,66 kg/cm<sup>2</sup>. Da der Baugrund aus lehmiger Grundmoräne mit Steinen besteht, war die Ausbildung einer durchgehenden armierten Fundamentplatte gegeben, umso mehr, als die Lasten durch den Wegfall der Säulen  $D_5$  über dem zweiten Obergeschoss sehr verschieden sind und ungleichmässig verteilt auf die Fundation abgegeben werden.

Die Fundationsplatte selbst wurde als ein System sich rechtwinklig kreuzender Unterzüge mit dazwischen gespannten kreuzweise armierten Plattenfeldern auf elastischer Unterlage berechnet und zur Aussteifung dieses Systems, namentlich aber der Plattenränder, die Kellermauern und die Kellerdecke in die Berechnung einbezogen und entsprechend armiert. Die Berechnungsart auf elastischer Unterlage drängt sich hier auf, weil sie eine bessere Verteilung der Bodenpressungen ergibt als jede andere Methode, und damit eine Fundationsberechnung von gleichmässigem Sicherheitsgrad erlaubt, die die Möglichkeit von SetzungsrisSEN auf ein Minimum beschränkt. Dies ist im vorliegenden Fall mit Bezug auf die Fassadenverkleidung mit Naturstein von besonderer Bedeutung. Obwohl der Wert der Bettungsziffer nicht genau bekannt ist (es wurde  $c = 10$  kg/cm<sup>2</sup> angenommen), so ist deren Einfluss auf das Rechnungsergebnis innert weiten Grenzen praktisch ohne Bedeutung. Im Gegensatz zur altüblichen Berechnung mittleren Bodenpressungen sei erwähnt, dass die tatsächlichen Bodenpressungen gegenüber dem mittleren Wert von 1,66 kg/cm<sup>2</sup> sehr stark schwanken; sie betragen beispielsweise unter der wenig belasteten Säule  $D_5$  nur 0,70 kg/cm<sup>2</sup> und steigen wieder unter den stark belasteten Säulen bis 2,60 kg/cm<sup>2</sup> an. Das beweist, dass die vorerwähnte Aussteifung der Fundamentplatte in Form eines allseitig armierten Kelleruntergeschosses für die Stabilität des ganzen Bauwerkes eine Notwendigkeit war.

Es sei zum Schluss noch beigefügt, dass das Studium der Eisenbeton- und Stahlkonstruktionen dieses Turmbaues im Sommer 1933 der früheren Ingenieurfirma Terner & Chopard übertragen wurde. Die Fundierungsarbeiten nahmen bereits im Herbst gleichen Jahres ihren Anfang, erlitten aber durch die nachfolgende Winterperiode eine längere Unterbrechung und konnten erst im Vorfrühling 1934 wieder aufgenommen werden. Dank einem besonderen Bauprogramm, das die gegenseitigen Obliegenheiten der beiden am Rohbau beteiligten Hauptunternehmer, den Firmen Th. Bertschinger A.-G. für die Maurer- und Eisenbetonarbeiten und der Eisenbaugesellschaft Zürich für die Stahlkonstruktionen, genau regelte, gingen die Betonierungs- und Montagearbeiten in bestem Einvernehmen glatt und reibungslos vor sich und waren bereits im November des selben Jahres fertiggestellt.

## II. Belastungsprobe im Baublock Stampfenbachstrasse. Von Dipl. Ing. E. RATHGEB, Zürich.

Die Belastungsprobe wurde nach Beendigung des Rohbaues durchgeführt; die baulichen Verhältnisse sind aus Querschnitt und Grundriss (Abb. 12 bis 14) ersichtlich. Der Deckenschnitt B-B zeigt die Dimensionen der quer gespannten Hohlsteindecken, und der Fenstersturz, der die Deckenlasten auf die Fassadensäulen überträgt, ist im Detail A ebenfalls dargestellt (Abb. 12). Abgesehen von den nach unten stärker werdenden Mittelsäulen weisen

im 1., 2. und 3. Stock die Eisenbetonkonstruktionen die selben Anordnungen und Abmessungen auf. Im Erdgeschoss verdoppelt sich der Abstand der Fassadensäulen, was das Abfangen jeder zweiten oberen Fassadensäule durch einen starken durchlaufenden Fassadensturzträger im Erdgeschoss nötig macht. Die quergespannten Hohlsteindecken wirken in Verbindung mit den Fassaden- und Innensäulen als Stockwerkrahmen und sind auch dementsprechend berechnet und dimensioniert worden. Die Decken wurden für eine Nutzlast von  $500 \text{ kg/m}^2$  berechnet, ausserdem für Trennwände in jeder Fassadensäulenaxe und für die längslaufenden Korridorwände.

Durch die Rahmenverbindung der Decken mit den Fassadensäulen entstehen in den 3,92 m weit gespannten Fensterstürzen *Torsionsspannungen*, deren genaue rechnerische Ermittlung bei dem komplizierten Sturzquerschnitt nicht möglich ist. Torsion tritt auch auf im Unterzug zwischen den Innensäulen bei einseitiger Belastung des grossen Deckenfeldes. Die Unmöglichkeit der genauen Berechnung der Verdrehungen des Sturzes und des Unterzuges hat zur Folge, dass auch die Längsverteilung der aus der Rahmenberechnung ermittelten Biegmomente der Deckenfelder nur näherungsweise möglich ist. Aus diesem Grunde sind die Deckenfelder besonders in Feldmitte etwas stärker armiert worden, als es die Rahmenberechnung ergab, und zudem sind im grossen Deckenfeld drei und im kleinen Deckenfeld Rippen mit kräftiger Armierung angeordnet, schiedenen Einspannungsverhältnissen der Rechnung zu tragen. Bei jeder Säulen-Achse mit Rücksicht auf die dort anfallenden Werte die stärkere Einspannung dieser Deckenstreifen breitere Rippen und eine stärkere Druckplatte worden, etwa analog den stärker armierten Pilzdecken.

Um für die Auswertung der Messergebnisse einfache Verhältnisse zu erhalten, wurde die Probebelastung im 3. Stock durchgeführt. Für diese Decke sind die Fassaden-Säulen oben und unten gleich gelagert, während das bei allen andern Decken nicht genau der Fall ist. Es wurden, wie im Grundriss angegeben, auf dem grossen Deckenfeld drei Geleise verlegt und mit Hilfe von Rollwagen, die mit Ziegelsteinen (für die noch einzubauenden Zwischenwände) beladen waren, ein Deckenfeld von 11,76 m Länge mit etwa 47 t belastet; das ergibt, auf die Fläche verteilt, eine Belastung von  $450 \text{ kg/m}^2$ , entspricht also annähernd der vorgeschriebenen Nutzlast; die Resultate der Messungen sind nebenstehend graphisch dargestellt (Abb. 15). Die angegebenen Werte sind die Mittelwerte aus den zwei durchgeföhrten Belastungsproben; die Messungen und ihre Aufzeichnung wurden durch die E. M. P. A. durchgeföhr.

Die erhaltenen Resultate für die Durchbiegungen der Decke zeigen im Längsschnitt B, dass es unbedingt nötig war, das Deckenfeld auf drei Axlängen zu beladen, um wenigstens im mittleren Drittel die volle Auswirkung der Belastung zu erhalten. Der annähernd geradlinige Verlauf zwischen Schnitt I – III weist darauf hin, dass eine beidseitige Verlängerung der Belastung auf das mittlere Drittel der belasteten Fläche kaum noch einen wesentlichen Einfluss gehabt hätte.

Zum Vergleich der gemessenen Durchbiegungen und Drehungen mit den rechnerisch ermittelten Werten wurde das Trägheitsmoment für die Hohlsteindecke für den vollen Querschnitt berechnet, ohne Abzug der Hohlkörper, und die Armierungen wurden nirgends berücksichtigt. Den aus

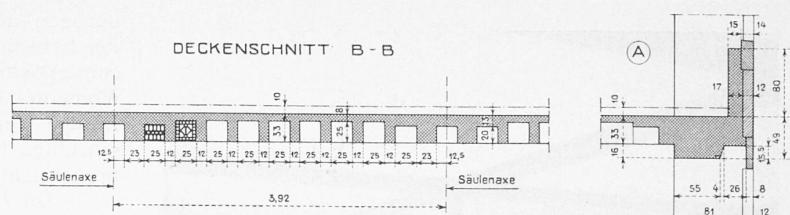


Abb. 12. Deckenschnitt B-B (in Abb. 13) und Fassadenträgerschnitt A (in Abb. 14). 1 : 80.

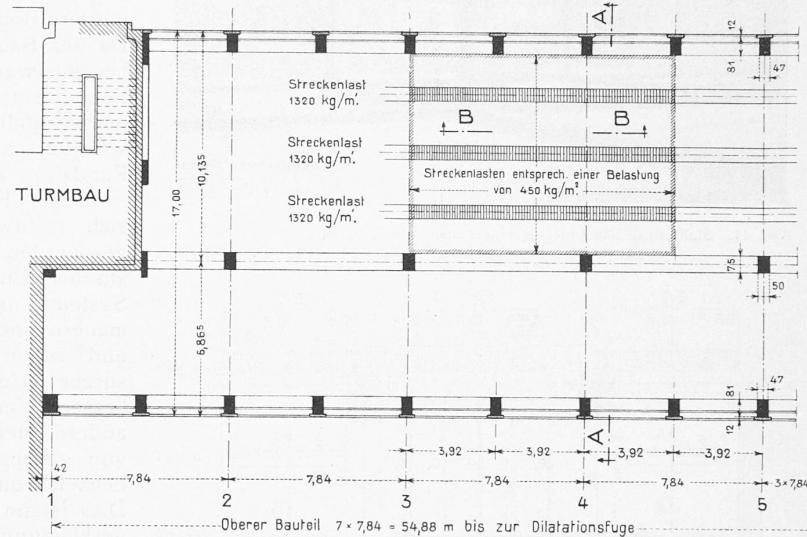


Abb. 13. Oberer Bauteil, linke Hälfte. — Teilgrundriss vom 3. Stock, Maßstab 1 : 300

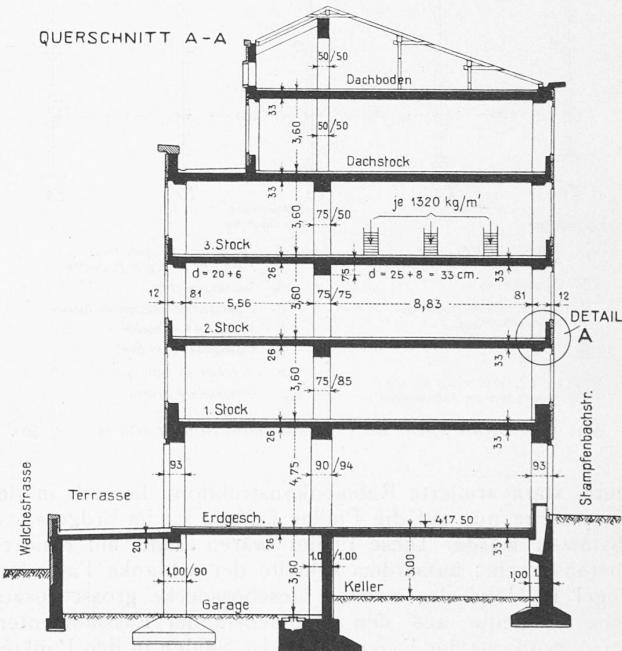


Abb. 14. Oberer Baublock. Ausführung Locher & Cie., Zürich. — 1 : 300.

den Würfelproben bei der Bauausführung ermittelten Druckfestigkeiten entspricht nach der Formel  $E_b = \frac{550\,000 \cdot \beta_d}{150 + \beta_d}$  ein Elastizitätsmodul von 386 000 kg/cm<sup>2</sup>, der auch der rechnerischen Ermittlung der Durchbiegungen und Drehungen zu Grunde gelegt wurde.

*Durchbiegungen der Decke in Feldmitte.* Gemessen wurde als Mittel der Durchbiegungen in den Schnitten I, II und III 1,63 mm. Die berechnete Durchbiegung beträgt 1,34 mm, wobei jedoch die Durchbiegungen und Verdrehungen von Sturz und Deckenunterzug nicht berücksichtigt sind. Der Einfluss dieser Deformationen auf die Durch-

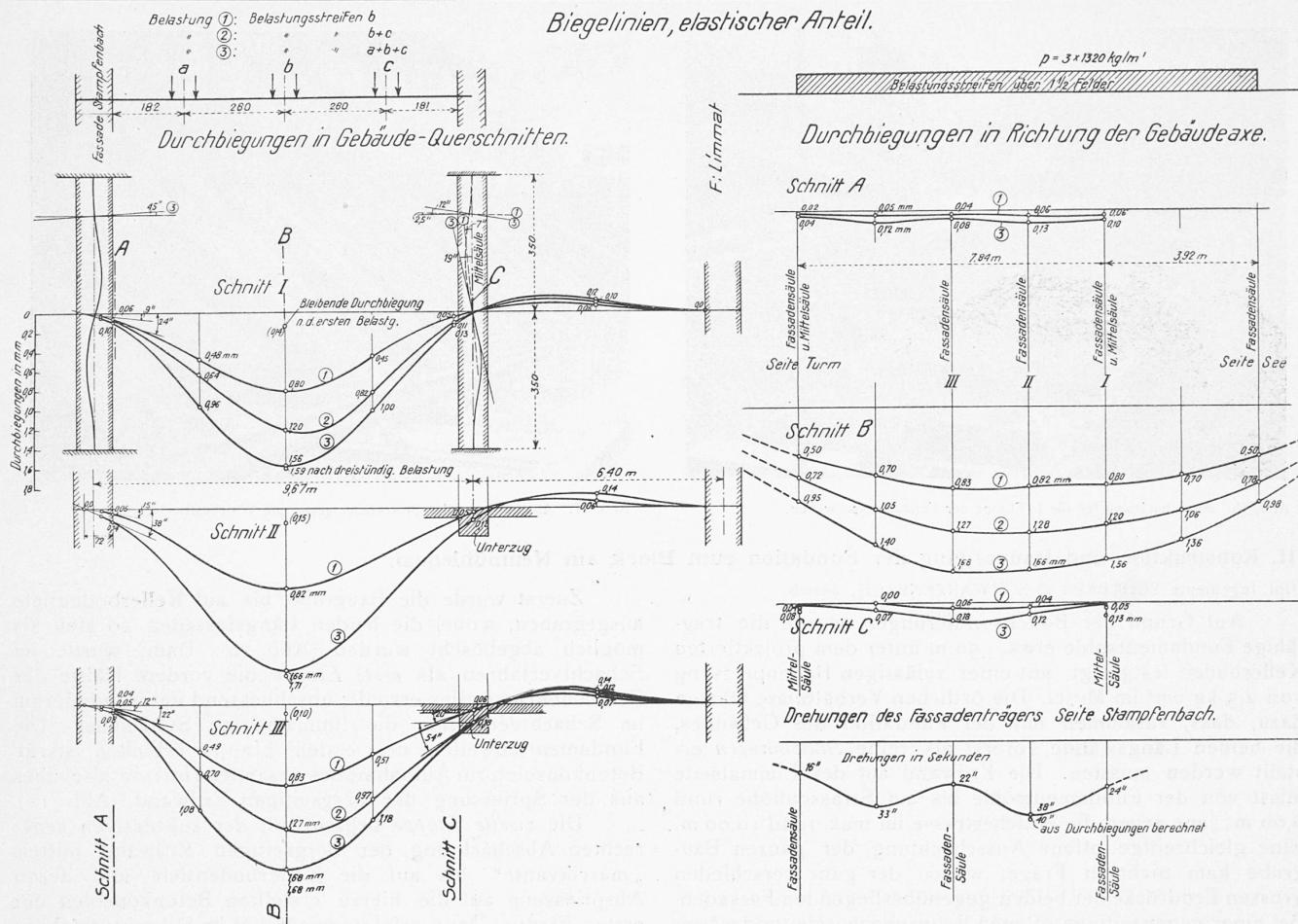


Abb. 15. Graphische Darstellung der Messungsergebnisse der Belastungsproben im 3. Stock des (oben) Baublocks Stampenbachstrasse.

biegung der Decke lässt sich nun aus den Messresultaten mit einiger Annäherung berechnen. Diese Berechnung ergibt, dass von der gemessenen Durchbiegung von 1,63 mm ungefähr 0,20 mm durch diese zusätzlichen Durchbiegungen und Drehungen von Sturz und Unterzug verursacht werden. Ermittelt man die zusätzlichen Durchbiegungen auf rein rechnerischem Weg unter Zugrundelegung der rechnerischen Durchbiegungen und Drehungen von Sturz und Unterzug, so erhält man eine zusätzliche Durchbiegung in Feldmitte von 0,25 mm, bzw. eine gesamte rechnerische Durchbiegung von 1,59 mm. Für die rechnerische Ermittlung der Torsionen sind dabei die untenstehenden Formeln von de Saint-Venant angewendet worden.

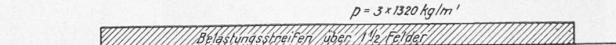
**Drehungen der Säulen.** Bei den Fassadensäulen wurde auf Deckenhöhe im Mittel eine Winkeldrehung von 23" gemessen; die Rechnung ergibt eine Drehung von 21,4". Bei der Innensäule im Schnitt I wurden 19" gemessen, während der berechnete Wert unter Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Decke in der Längsrichtung 27" beträgt.

**Torsion des Fassadensturzes und des Unterzuges.** Im Schnitt II wurde beim Sturz auf der Decke eine um 15" grössere Winkeldrehung gemessen als bei den benachbarten Säulen; die gemessene Torsion des Sturzes beträgt also 15". Beim Unterzug zwischen den Innensäulen wurde im Schnitt III eine Drehung von 54" gemessen; davon ist abzuziehen die Drehung der beidseitigen Säulen mit rd. 19", sodass sich für die Torsion 35" ergeben. Rechnerisch wurden die Torsionen ermittelt nach der von de Saint-Venant angegebenen Näherungsformel, wonach der Drehwinkel  $\alpha$  in Feldmitte beträgt:

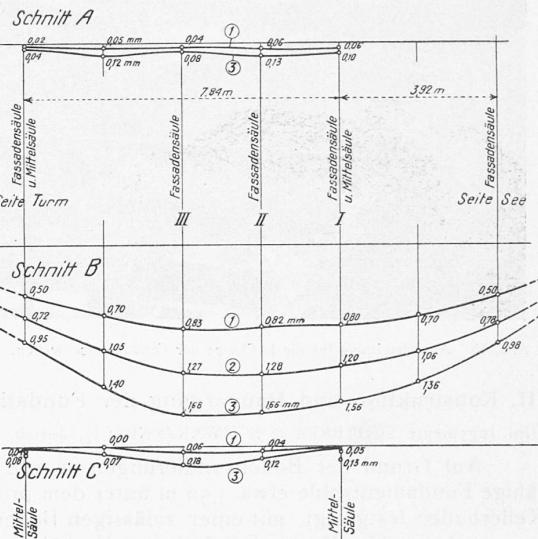
$$\alpha = \frac{M_o l/4}{J_p G}$$

wobei  $J_o = J_x + J_y$  = polares Trägheitsmoment

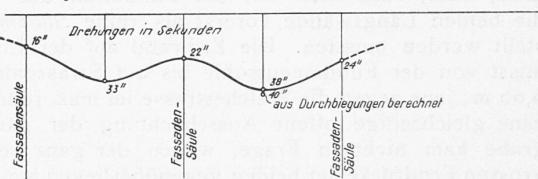
### Biegelinien, elastischer Anteil.



### Durchbiegungen in Richtung der Gebäudeaxe.



### Drehungen des Fassadenträgers Seite Stampenbach.



$$J_p = \frac{F^4}{J_o 40} = \text{ideelles Trägheitsmoment}$$

$$F = \text{Querschnitt und } G = 5/13 E.$$

Für den Fenstersturz ergibt sich nach dieser Formel  $\alpha = 30''$  und für den Unterzug  $\alpha = 32''$ . Während beim Unterzug der gerechnete Wert mit dem gemessenen annähernd übereinstimmt, beträgt beim Fenstersturz der gemessene Winkel nur die Hälfte.

**Schlussfolgerungen.** Die gemessenen Durchbiegungen der Decke in Feldmitte zeigen deutlich die weitgehende Lastverteilung und die Längsverbiegung der Decke und damit die Notwendigkeit der Längsrissen zur Verhinderung von Deckenrissen parallel der Tragrippen. Des Weiteren ergeben die Messresultate, dass das aus der Stockwerkkrahmberechnung ermittelte Feldmoment der Decke um 15 bis 20 % zu erhöhen ist, als Folge der Durchbiegungen und Torsionen von Sturz und Unterzug; dagegen können die Stützenmomente unverändert gelassen werden. Bei den Fassadensäulen wurde eine gute Uebereinstimmung der gemessenen und der gerechneten Drehungen festgestellt, während bei der Innensäule der gemessene Wert nur etwa 2/3 des gerechneten beträgt. Das hat zur Folge, dass die Biegungsspannungen in den Aussensäulen gut mit der Berechnung übereinstimmen, während diese bei den Mittelsäulen bedeutend kleiner sind. — Beim Fenstersturz beträgt der gemessene Torsionswinkel nur die Hälfte des gerechneten. Das lässt darauf schliessen, dass der Fenstersturz von der Decke nicht gleichmässig belastet wird, sondern dass die Säulen und die unmittelbar anschliessenden Sturzteile mehr Deckenlast aufnehmen als der mittlere Teil des Sturzes. Beim Unterzug zwischen den Innensäulen tritt, offenbar wegen der doppelt so grossen Spannweite, eher eine annähernd gleichmässige Verteilung der Deckenlast ein, was auch die gute Uebereinstimmung der gemessenen mit der rechnerischen Durchbiegung zeigt.