

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 84 (1966)
Heft: 43

Artikel: Das Sulzer-Hochhaus in Winterthur. IV. Bauingenieurprobleme
Autor: Micol, H.L.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-69009>

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: 11.01.2026

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

Erfahrungen mit einer solchen Hebung (z. B. infolge Quellung und Kriechen) und entsprechenden Setzung bei der Wiederbelastung rechnen müssen, so gestaltet sich die Setzungsanalyse wie folgt:

Bis zur Höhe des Überlagerungsdrückes ($2,9 \text{ kg/cm}^2$) sind bei der Berechnung der Setzungsanteile der einzelnen Schichten die M_E -Werte massgebend (Tabelle 1), während für grössere Bodenpressungen die etwas kleineren M_E -Werte eingesetzt werden müssen. Die unter Berücksichtigung von vier verschiedenen Bodenschichten gemäss Bild 3 durchgeführte Setzungsanalyse ergab eine mögliche Maximalsetzung von 5 cm und Setzungsunterschiede zwischen den vier Ecken des Gebäudes von 0,5 bis 1,5 cm. Die endgültige Prognose lautet: auf wahrscheinliche Setzungen von 2 bis 4 cm.

5. Setzungsmessungen

Um die Setzungen während des Bauens und auch später beobachten zu können, wurden nach dem Betonieren der Bodenplatte an 9 Stellen Messbolzen versetzt. Wegen besserer Zugänglichkeit hat man später die anfangs gesetzten Bolzen im Fundament durch solche im Erdgeschoss ergänzt.

Das Einmessen der ersten Bolzen erfolgte am 12. November 1962. Die nächste Messung wurde nach Fertigstellung der Kellergeschosse am 18. April 1963 durchgeführt unter gleichzeitiger Einmessung der Bolzen im Erdgeschossboden. Später sind Messungen stets nach Fertigstellung weiterer 4 bis 5 Stockwerke durchgeführt worden. Die jeweiligen Zeitspannen zwischen zwei Messungen betrugen ungefähr 8 bis 10 Wochen. Seit Fertigstellung des Rohbaues im Juli 1964 ist

zweimal (Jan. u. Dez. 1965) gemessen worden. Bis zum Abklingen der Setzungen werden die Kontrollen etwa alle 6 Monate weitergeföhrt.

Im Sommer 1964 erreichte das Gebäudegewicht ungefähr die Grösse des vorher vorhandenen Überlagerungsdruckes. Bis dahin hatten die Setzungen die Grösse von 2 bis 2,5 cm erreicht. Von diesem Zeitpunkt an waren die M_E -Werte (und nicht mehr die grösseren M_S -Werte) für die Setzungen massgebend, was eine vorübergehend raschere Setzung zur Folge hatte, Bild 4.

Im Januar 1965 lagen die Setzungswerte zwischen 2,0 und 2,9 cm und damit im Rahmen der Voraussage. Das Abklingen der Setzungen wird man erst in einigen Jahren erwarten können. Berechtigt ist aber heute schon die Aussage, dass die Setzungsprognose höchstwahrscheinlich bestätigt wird, obschon die langjährigen Nachsetzungen abzuwarten sind, bevor sich ein endgültiges Urteil fällen lässt. Nachdem der Setzungsvorgang bis auf die sehr kleinen Nachsetzungen abgeklungen war, ergab die letzte Messung vom 22. Dez. 1965 Setzungen zwischen 2,2 und 3,0 cm (Prognose 2 bis 4 cm) d. h. einen grössten Setzungsunterschied von 0,8 cm (Prognose 0,5 bis 1,5 cm).

Literaturverzeichnis

- [1] Haefeli, R.: Neuere Untersuchungen und Erkenntnisse über das Verhalten von Pfählen und deren Anwendung in der Praxis der Pfahlfundation. SBZ, 1961, H. 25/26, S. 443–448 / 468–473.
 - [2] SBZ, 1965, H. 7, S. 112–114.
 - [3] Berg, T.: Setzungsprognosen – Setzungsmessungen an einem Hochhaus. SBZ, 1965, H. 7, S. 113–114.

IV. Bauingenieurprobleme

Von H. L. Micol, dipl. Ing. in Firma Emch & Berger, Ingenieurbüro für Hoch- und Tiefbau, Bern

Im Dezember 1960 erhielt das Ingenieurbüro Emch & Berger den Auftrag, für das geplante Hochhaus einen Vergleich der konstruktiven Möglichkeiten in der Betonbauweise auszuarbeiten. Auf Grund der gewonnenen Ergebnisse sollte die wirtschaftlichste und vorteilhafteste Lösung gefunden werden. Grundsätzlich wurde nach Lösungen gesucht, die eine kurze Bauzeit, hohe Steifigkeit, möglichst weitgehende Freizügigkeit, hohen Schall- und Feuerschutz sowie gute Wirtschaftlichkeit ergeben. Das Hauptgewicht der Untersuchungen konzentrierte sich auf diejenigen Bauteile, die wegen sehr häufiger Verwendung die Rohbaukosten wesentlich beeinflussen.

In erster Linie handelt es sich dabei um die Geschossdecken ausserhalb der Kernzone, Bild 5 (rund 30% der Rohbaukosten des Oberbaus), für welche zahlreiche Varianten untersucht wurden. Weiter sind die äusseren Kernwände, Bild 6, zu berücksichtigen, die die

Stabilität des Gebäudes gewährleisten, sowie die Hauptstützen der Fassade, die wegen der Temperaturbeanspruchung spezielle Probleme aufwarfen.

Bild 6. Querschnitt des Hochhauses mit Koten der Fußböden

	91,76	91,68
24	88,25	
23	84,72	
22	81,19	
21	77,66	
20	74,13	
19	70,60	
18	67,07	
17	63,54	
16	60,01	
15	56,48	
14	52,95	
13	49,42	
12	45,89	
11	42,36	
10	38,83	
9	35,30	
8	31,77	
7	28,24	
6	24,71	
5	21,18	
4	17,55	
3	14,12	
2	10,59	
1	6,31	
ZG	3,53	
EG	± 0,30	
1. U.	- 4,20	
2. U.	- 7,00	
3. U.	- 9,50	

Tabelle 2. Preisvergleich

Variante	1	2	3	4
Deckenkonstruktion allein	143	148	100	107
Gesamte Rohbaukosten				
oberhalb Erdgeschoss	116	118	100	103

Die erste Zeile enthält die Deckenkosten in Prozenten der billigsten Lösung (Var. 3), die zweite die gesamten Rohbaukosten einschl. Bauplatzinstallation, Kernwände, Fassadenstützen und Fassadenbrüstungen.

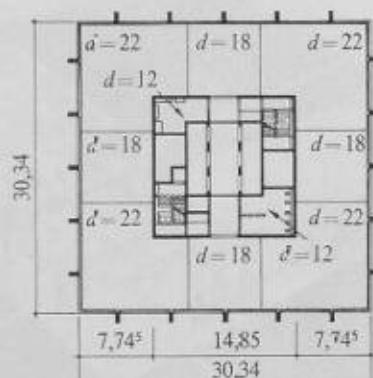
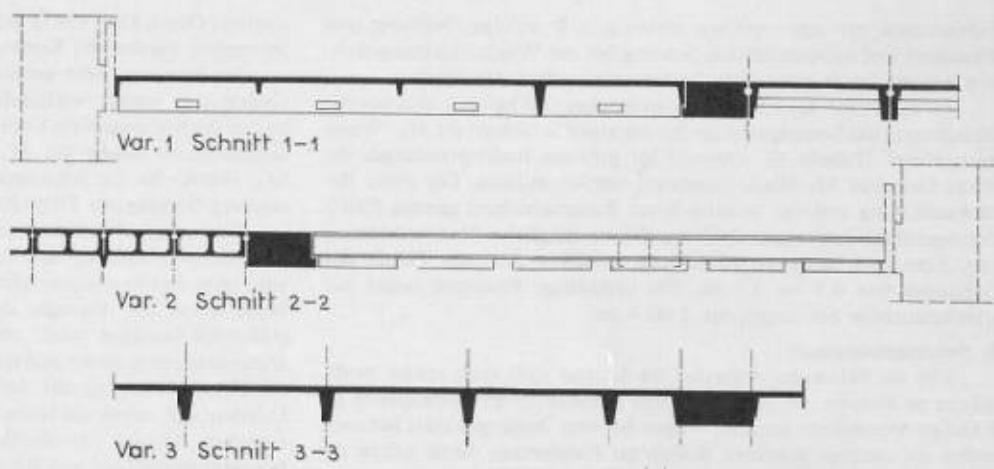


Bild 5. Normalgrundriss mit Angabe der Deckenstärken nach Variante 4, Bild 7

Bild 7. Deckenvarianten



1. Geschosstdecken

Untersucht wurden folgende Varianten, Bild 7:

1. Vorfabrizierte Rippendecken-Elemente; Grundrissfläche 7,40/1,85 m, Konstruktionshöhe 45 cm, Gewicht rd. 3,4 t.
2. Vorfabrizierte vorgespannte Hohlkastendecke; Grundrissfläche 7,40/0,92 m, Konstruktionshöhe 30 cm, Gewicht rd. 1,8 t.
3. Rippendecke in Ortsbeton; Konstruktionshöhe 45 cm.
4. Massivdecke in Ortsbeton; Deckenstärke 22 bzw. 18 cm. Unter der Decke sind nichttragende Betonrippen für den Anschluss der Zwischenwände untergehängt.

Tabelle 2 zeigt den Preisvergleich dieser Varianten. Bei geringen Mehrkosten bot die zur Ausführung gewählte Variante 4 (Massivdecke) gegenüber Variante 3 folgende wesentliche Vorteile:

- einfache Ausführung
- hohes Eigengewicht und somit gute Raumschallabsorption
- maximale Freizügigkeit (die nichttragenden Rippen können überall lokal abgebrochen werden)
- gute Feuerbeständigkeit
- hohe Steifigkeit
- geringste Konstruktionshöhe
- maximale Lastverteilung, was hohe Einzellasten ermöglicht
- die Möglichkeit, Leitungen in üblichen Abmessungen einlegen zu können.

Da sich das Tragverhalten der Geschosstdecken in den Eckzonen mit den üblichen rechnerischen Mitteln nicht genügend genau erfassen lässt, wurde im Baustatischen Institut Bern ein Modellversuch durchgeführt, wobei man die Geschosstdecke nach Bild 8 idealisierte. Für das Modell im Maßstab 1:44 wurden 9 Rosetten und 154 gewöhnliche Gauges eingesetzt. Tabelle 3 enthält die Zahlen für die angenommenen Belastungen. Die Ergebnisse für Momente, Hauptmomente und Auflagerkräfte sind in den Bildern 9 bis 11 festgehalten.

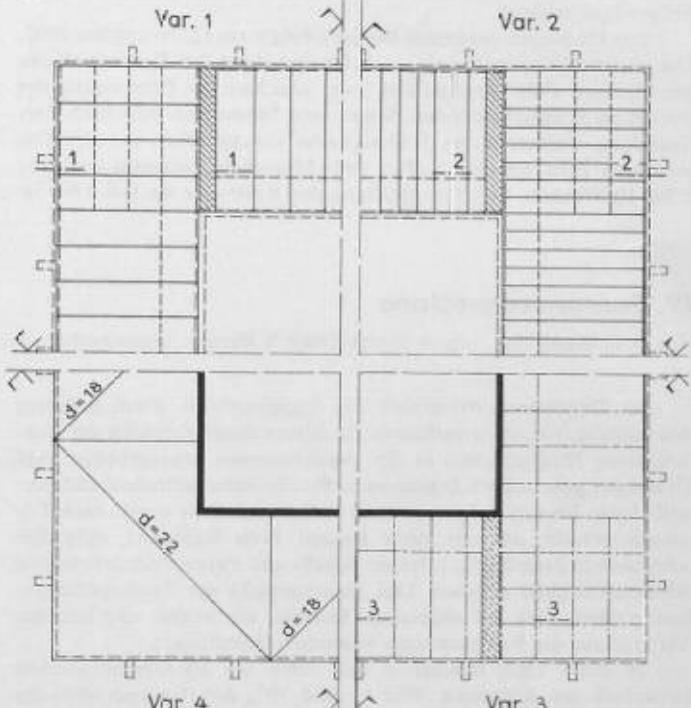


Tabelle 3. Angenommene Deckenbelastungen

Deckenstärke d	cm	22	18
Eigengewicht	kg/m ³	550	450
Belag	kg/m ²	150	150
Nutzlast (einschl. Trennwände)	kg/m ²	350	350
Gesamte Belastung	kg/m ²	1050	950

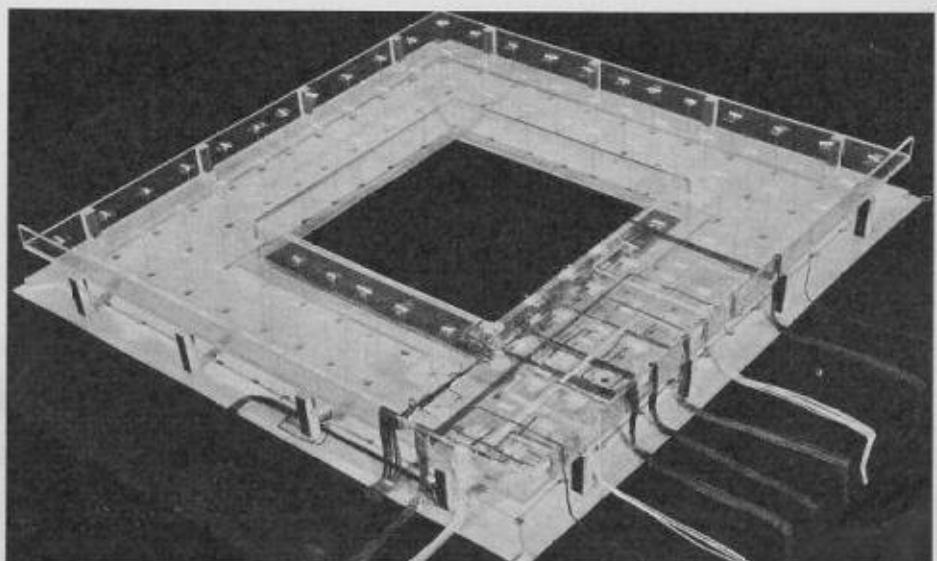


Bild 8. Deckenmodell für Spannungsmessungen (während der Versuche wurde die Anzahl der Fassadenstützen je Gebäudeseite von 4 auf 5 erhöht)
Foto H. Stebler

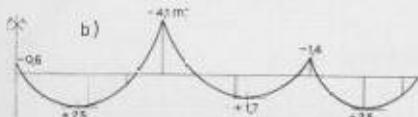
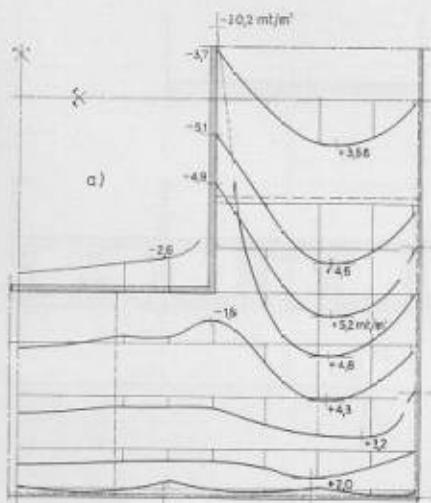


Bild 9 (links). Am Modell gemessene Momente, oben in der Deckenplatte, unten im Brüstungsträger

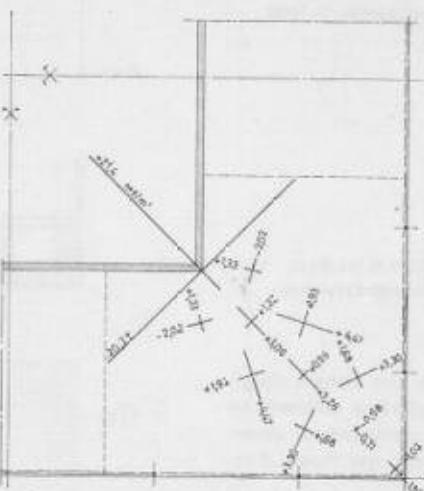


Bild 10. Aus dem Modellversuch ermittelte Hauptmomente in mt/m

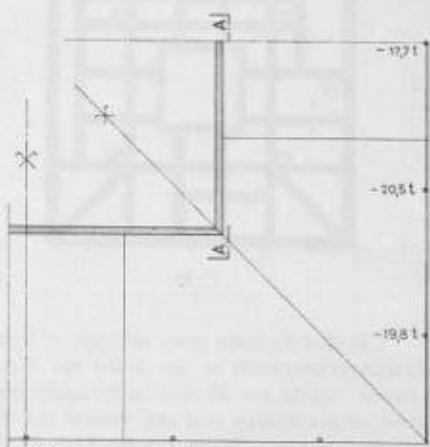


Bild 11a. Aus dem Modellversuch ermittelte Auflagerkräfte an der Fassade

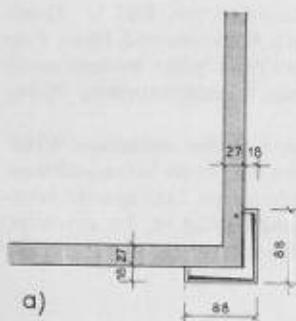


Bild 12a. Lage und Größe der Aussparung

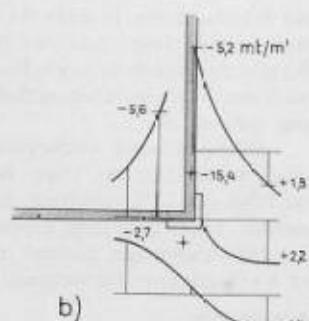


Bild 12b. Ermittelte Momente

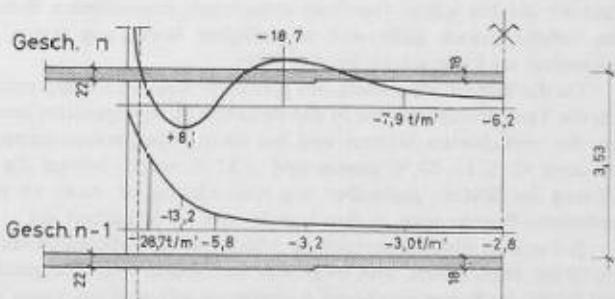


Bild 11b. Auflagerkräfte an der Kernwand (Schnitt AA)
+ Zug, — Druck

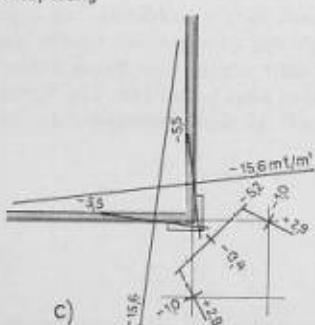


Bild 12c. Hauptmomente

Bilder 12a bis e. Am Modell untersuchter Einfluss einer Aussparung an der Kernwanddecke

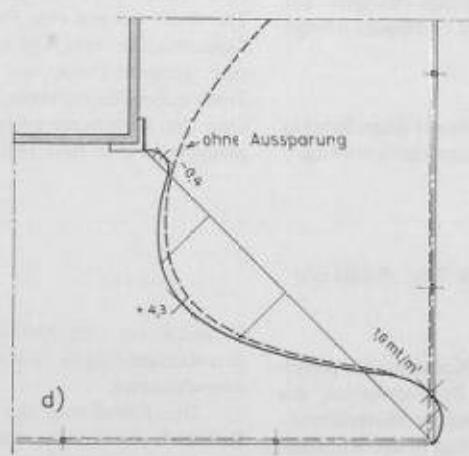


Bild 12d. Momente in der Diagonalen

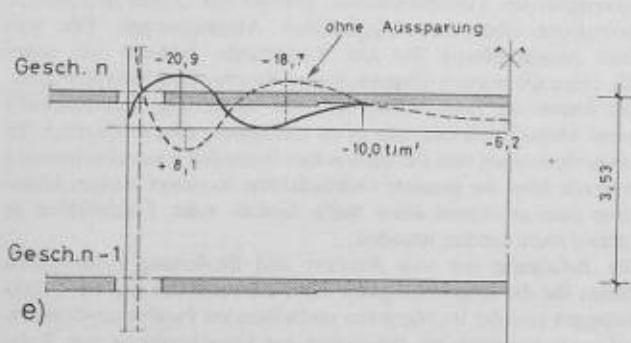


Bild 12e. Auflagerkräfte in der Kernwand. + Zug, — Druck

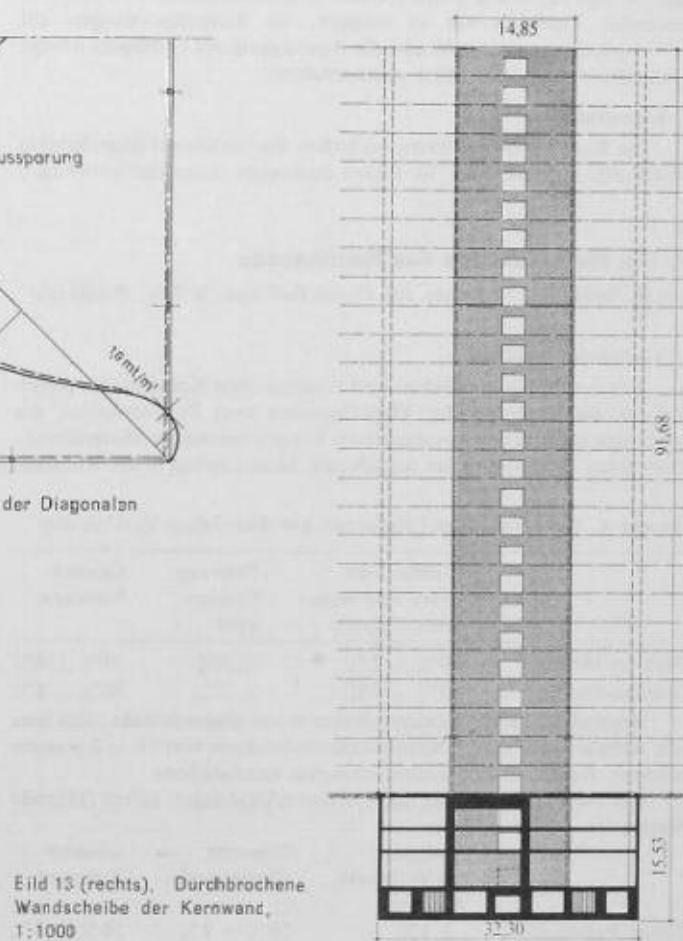


Bild 13 (rechts). Durchbrochene Wandscheibe der Kernwand, 1:1000

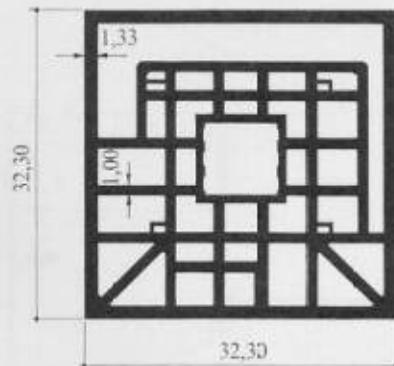
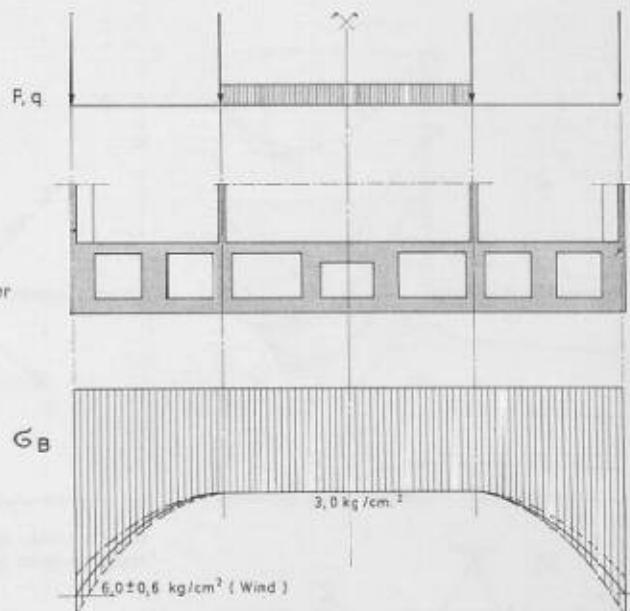


Bild 14a (links). Grundriss der Fundamentplatte, 1:1000

Bild 14b (rechts). Verteilung der Bodenpressungen



Um den Einfluss eines möglichen Versagens des Betons durch Kräftekonzentration in der Nähe der Kernwandecken erfassen zu können, wurde am Modell nachträglich eine Aussparung an dieser Stelle eingeschnitten und der Verlauf der Momente mit dieser Aussparung gemessen, Bilder 12a bis 12e.

2. Fassadenstützen

Da die Fassadenstützen von aussen sichtbar sind, musste ihr Querschnitt auf die ganze Gebäudehöhe konstant gehalten werden, und zwar auf 34/94 cm. Die nach unten zunehmenden Lasten wurden durch abgestufte Armierung berücksichtigt. Zusätzliche Biegemomente brachten die bei jedem Geschoss exzentrisch angreifenden Brüstungen, welche jedoch nicht von wesentlicher Bedeutung waren. Die Stützenlast im Erdgeschoss beträgt 500 t.

Da die Stützen außerhalb des geheizten Raumes stehen, machten sich die Temperatureinflüsse in der Berechnung unangenehm bemerkbar. Bei unisolierter Stütze und bei einem Temperaturunterschied von etwa 42 °C (−20 °C aussen und +22 °C innen) beträgt die Verkürzung der Stützen gegenüber den Kernwänden rd. 4 cm. Es treten zusätzliche Spannungen in den Stützen von $\pm 30 \text{ kg/cm}^2$ auf.

Bei starker Sonnenbestrahlung würde sich das oberste Stockwerk um 10 cm verschieben, und zwar von der Sonne weg. Entsprechend dem Laufe der Sonne würde die Ausbiegung während des Tages kreisförmig erfolgen. Diese Unannehmlichkeiten ließen sich nur durch Isolierung der Stützen vermeiden. Diese wurden mit 4 cm Sillan ummantelt und mit einem 4 mm starken Aluminiumblech in hellem Ton verkleidet. Dadurch war es möglich, die Zusatzspannungen auf $\pm 11 \text{ kg/cm}^2$ zu verringern und die Ausbiegung des Gebäudes infolge Sonnenbestrahlung fast ganz auszuschalten.

3. Kernwände

Die Kernwände in Ortsbeton haben die horizontal angreifenden Windkräfte aufzunehmen. Sie bilden zusammen einen kastenförmigen

senkrechten Träger, der in die Untergeschosse eingespannt ist.

Durch die Zugangsoffnungen zum Kern in jedem Geschoss sind die Wandscheiben in einer Richtung durchbrochen, Bild 13. Deren Berechnung erfolgte nach der Theorie von *Rossmann und Hahn*. Eine Berechnungskontrolle nach Prof. *Stüssi* (Verdübelter Balken) sowie nach der Kräftemethode zeigte eine gute Übereinstimmung (Streuung max. rd. 10%).

Die horizontale Ausbiegung des Kerns infolge statischem Winddruck beträgt 3,5 cm. Unter Berücksichtigung eines Stosszuschlages für Böen von 23% verschiebt sich der Scheitel um 5 cm aus der Senkrechten. Die Dauer einer Eigenschwingung beträgt rd. 2 s, ein Wert, der für Hochhäuser normal ist (vgl. *Phoenix-Rheinrohr-Hochhaus* rd. 6 s, *Stuttgarter Fernsehturm* rd. 4 s).

4. Gründung

Infolge des guten Baugrundes konnte in der Fundationstiefe mit einer zulässigen Bodenbelastung von $3,5 \text{ kg/cm}^2$ gerechnet werden. Die Wahl fiel auf eine Plattenfundation, die als Hohlpfanne mit einer Gesamtstärke von 4,00 m zur Ausführung gelangte. Sie besteht aus einer unteren Platte von 75 cm und einer oberen von 50 cm Stärke. Dazwischen liegen breite Rippen (1,0 m stark), Bild 14a. Die Verteilung der Bodenpressungen wurde nach *M. Kany* berechnet; die Ergebnisse sind in Bild 14b angegeben.

V. Die Metallfassade des Hochhauses

Von P. Geilinger, Teilhaber der Firma Geilinger & Cie., Winterthur

1. Technische Probleme

Aus der architektonischen und funktionellen Konzeption stellten sich für die Hersteller der Metallfassaden zwei Problemkreise, die neben den spezifischen konstruktiven Fragen besondere Massnahmen erforderten: Einhaltung der festgelegten Massstoleranzen der Rohbau-

konstruktion und Definierung verbindlicher Toleranzkriterien samt den dazugehörigen Toleranzen für die anodisch oxydierten Konstruktionselemente.

Die Einhaltung der geometrischen Formen und Konturen der Rohbaukonstruktion war für den Bauunternehmer keine Kleinigkeit. Da die rationelle Abwicklung der nachfolgender Fassadenmontage massgeblich von der Respektierung der festgelegten Rohbau-toleranzen abhing, orientierten sich die drei in einer Arbeitsgemeinschaft zusammengefassten Metallbaufirmen laufend auf Grund detaillierter Massprotokolle über die aufgetretenen Abweichungen. Die verbindliche Ausgangsbasis für alle Lieferanten bildeten die unter Mithilfe eines Geometers eingemessenen Flucht- und Senkmarken. Nur der intensiven Zusammenarbeit von Bauleitung, Bauunternehmung und Metallbaufirmen war es zu verdanken, dass schliesslich die Stützenverkleidungen und die dazwischen liegenden Fassadenelemente schnurgerade über die gesamte Gebäudehöhe montiert werden konnten, ohne dass an irgend einer Stelle Senkel- oder Fluchtfehler in Kauf genommen werden mussten.

Die Befolgung der von Bauherr und Bauleitung aufgestellten Richtlinien für die Regelmässigkeit der Farbwerte der grauen Granatbrüstungen und der im Naturton verbleibenden Peraluman-Stützenverkleidungen zwangen die Beteiligten zur Umschreibung von Toleranzfeldern für die auf photoelektrischem Wege ermittelten Reflexions-

Tabelle 4. Reflexionswert-Toleranzen der Aluminium-Verkleidung

	Toleranz ab Press- und Walzwerk Chippis	Toleranz Eloxierwerk	Gesamt-Toleranz
Granat-Bleche	$30\% \pm 2\%$	$\pm 3\%$	$30\% \pm 4\%$
Granat-Profile	$30\% \pm 3\%$	$\pm 2\%$	$30\% \pm 4\%$
Bewusst wurde die Gesamt-toleranz etwas eingeschränkt; dies liess sich rechtfertigen, da die Schichtdickentoleranzen von $18 \pm 2 \mu$ einen gewissen Ausgleich des Reflexionswertes ermöglichen.			
Für die Peralumbleche der Stützenverkleidungen galten folgende Werte:	Toleranz ab Walzwerk Chippis	Toleranz Eloxierwerk	Gesamt-Toleranz
diffuse Reflexion	$\pm 1\%$	$58\% \pm 2\%$	$58\% \pm 3\%$