

Das Sulzer-Hochhaus in Winterthur. IV. Bauingenieurprobleme

Autor(en): **Micol, H.L.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **84 (1966)**

Heft 43

PDF erstellt am: **18.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-69009>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

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 Überlagerungsdruckes ($2,9 \text{ kg/cm}^2$) 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 weitergeführt.

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_E -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 Pfählfundation. 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, dip. Ing. in Firma Emch & Berger, Ingenieurbüro für Hoch- und Tiefbau, Bern

Im Dezember 1960 erhielt das Ingenieurbüro Emch & Berger den Auftrag, für das projektierte 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 Oberbaues), 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.

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.

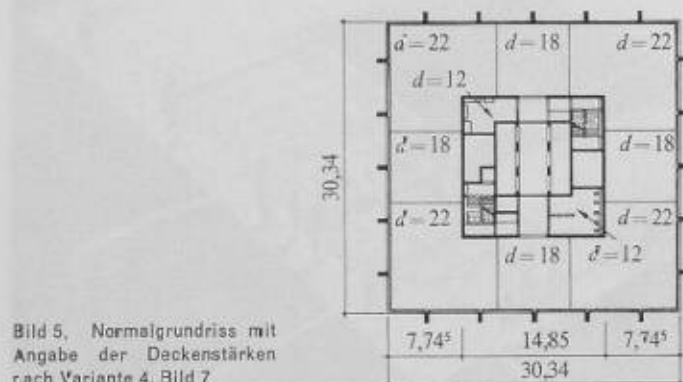


Bild 5. Normalgrundriss mit Angabe der Deckenstärken nach Variante 4, Bild 7

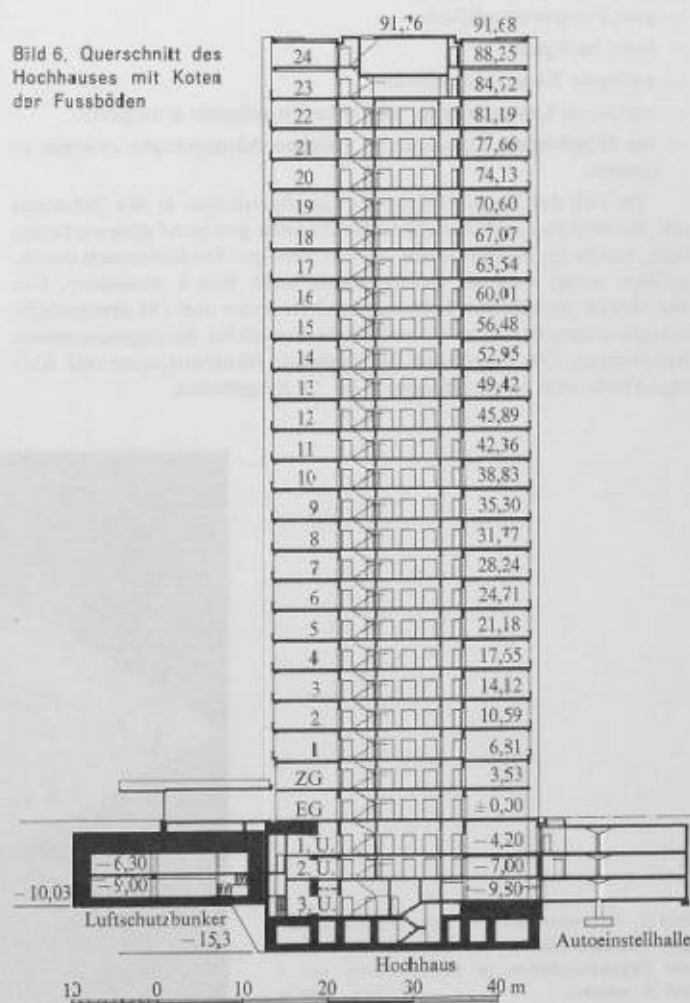
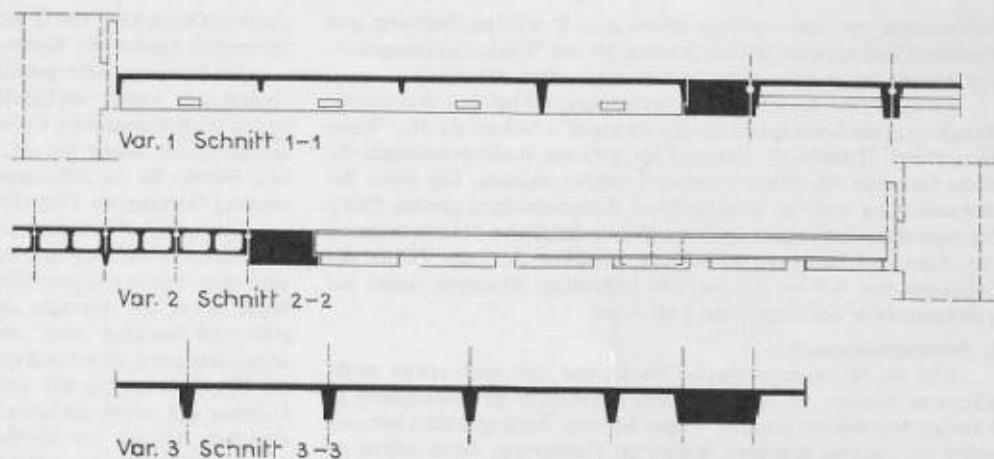


Bild 6. Querschnitt des Hochhauses mit Koten der Fussböden

Bild 7. Deckenvarianten



1. Geschossdecken

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 Geschossdecken in den Eckzonen mit den üblichen rechnerischen Mitteln nicht genügend genau erfassen lässt, wurde im Baustatischen Institut Bern ein Modellversuch durchgeführt, wobei man die Geschossdecke nach Bild 8 idealisierte. Für das Modell im Masstab 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.

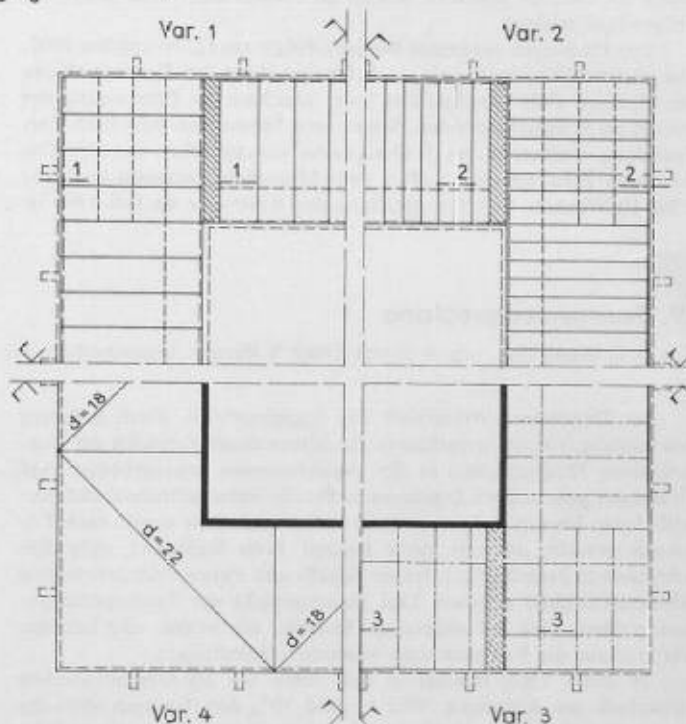
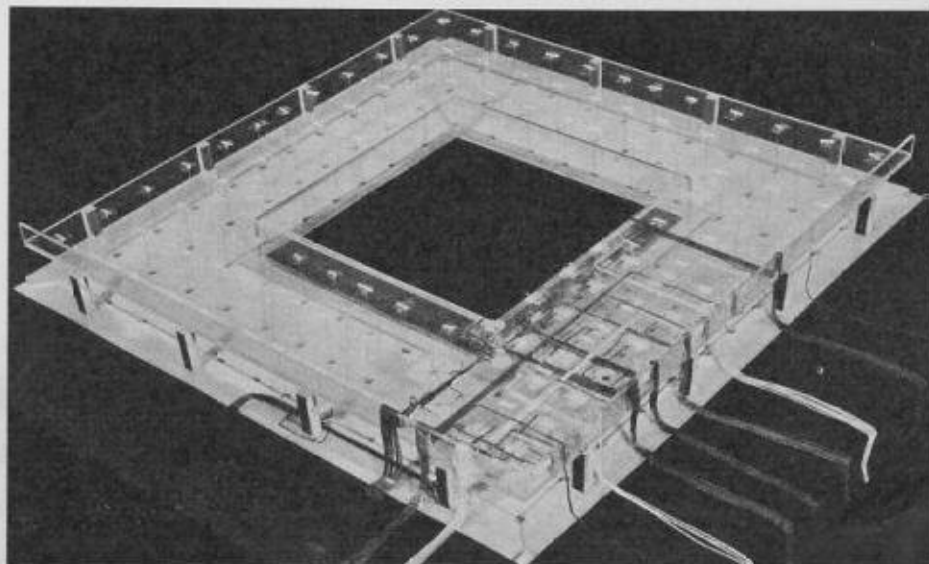
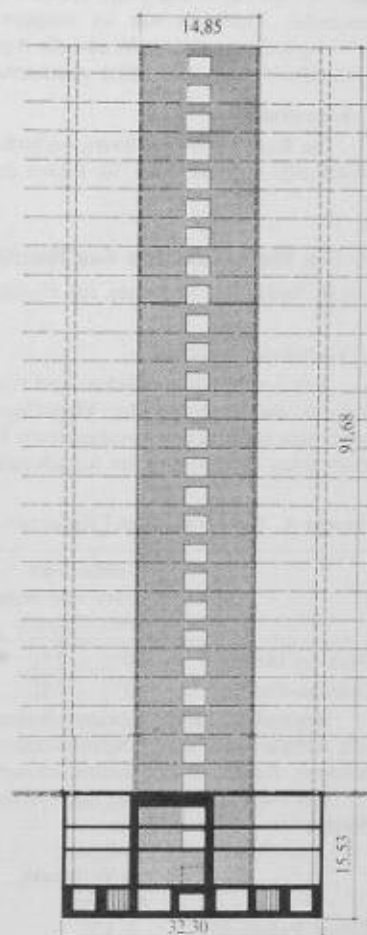
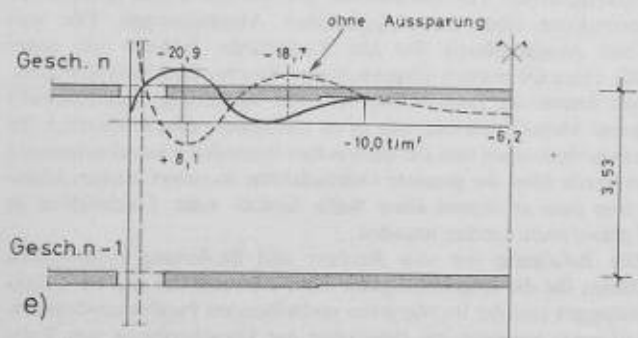
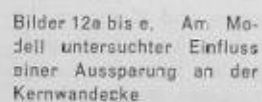
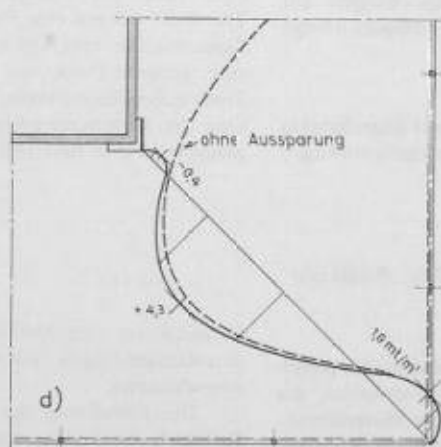
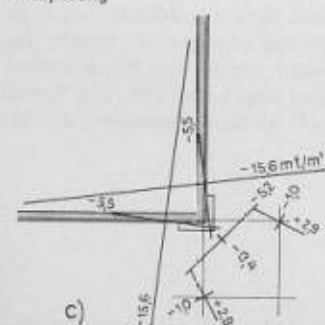
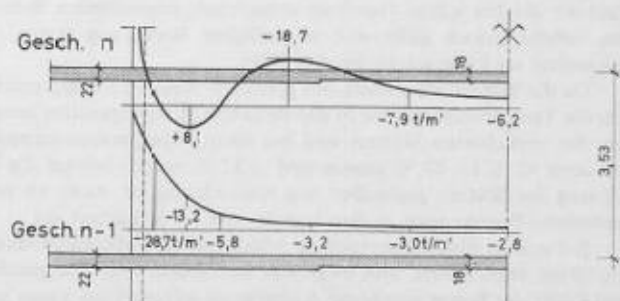
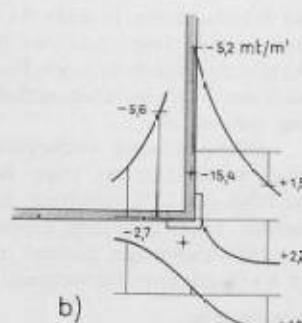
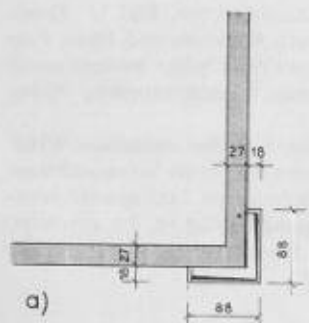
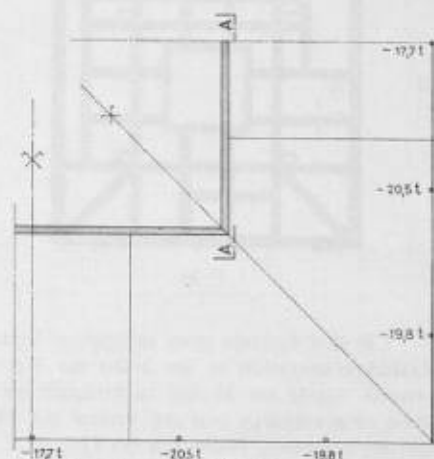
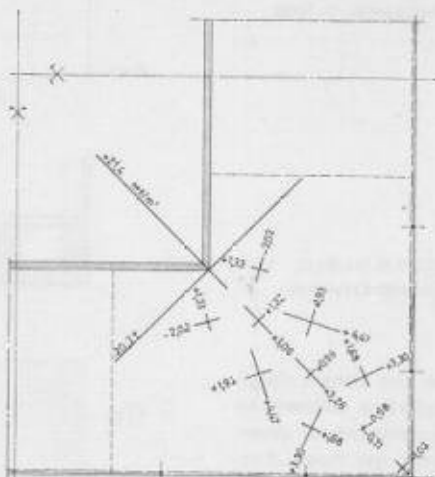
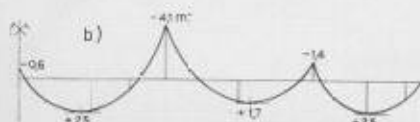
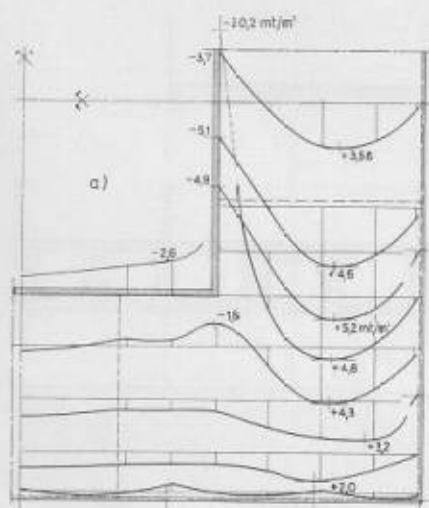


Tabelle 3. Angenommene Deckenbelastungen

Deckenstärke d	cm	22	18
Eigengewicht	kg/m ²	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 Fassadestützen je Gebäudeseite von 4 auf 5 erhöht)
Foto H. Stebler





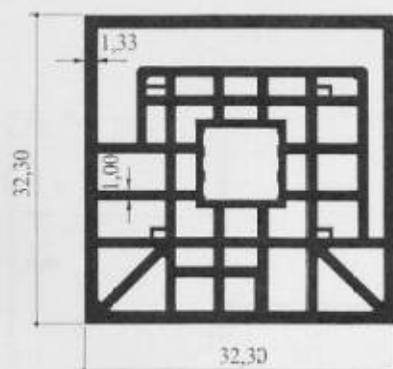
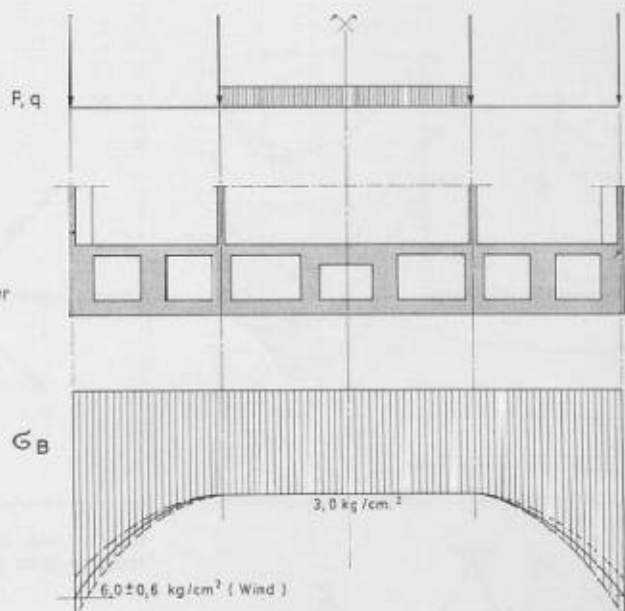


Bild 14a (links). Grundriss der Fundamentplatte, 1:1000.

Bild 14b (rechts). Verteilung der Bodenpressungen.



Um den Einfluss eines möglichen Versagens des Betons durch Kräftekonzentration in der Nähe der Kernwände 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 unisolierten Stützen 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 Zugangsöffnungen 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 Kräfteformel zeitigte 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 Fundamenttiefe mit einer zulässigen Bodenbelastung von $3,5 \text{ kg/cm}^2$ gerechnet werden. Die Wahl fiel auf eine Plattenfundament, die als Hohlplatte 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. Geillinger*, Teilhaber der Firma *Geillinger & 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 Mastoleranzen der Rohbau-

Tabelle 4. Reflexionswert-Toleranzen der Aluminium-Verkleidung

	Toleranz ab Press- und Walz- werk Chippis	Toleranz Eloxier- werk	Gesamt- Toleranz
Grinatal-Bleche	$30\% \pm 2\%$	$\pm 3\%$	$30\% \pm 4\%$
Grinatal-Profil	$30\% \pm 3\%$	$\pm 2\%$	$30\% \pm 4\%$

Bewusst wurde die Gesamt toleranz etwas eingeschränkt; dies liess sich rechtfertigen, da die Schichtdickentoleranzen von $18 \pm 2 \mu$ einen gewissen Ausgleich des Reflexionswertes ermöglichten.

Für die Peralumbleche der Stützenverkleidungen galten folgende Werte:

	Toleranz ab Walzwerk Chippis	Toleranz Eloxierwerk	Gesamt- Toleranz
diffuse Reflexion	$\pm 1\%$	$58\% \pm 2\%$	$58\% \pm 3\%$

konstruktion und Definierung verbindlicher Torwertkriterien 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 nachfolgenden Fassadenmontage massgeblich von der Respektierung der festgelegten Rohbautoleranzen abhing, orientierten sich die drei in einer Arbeitsgemeinschaft zusammengefassten Metallbauunternehmen laufend auf Grund detaillierter Massprotokolle über die aufgetretenen Abweichungen. Die verbindliche Ausgangsbasis für alle Lieferanten bildeten die unter Mithilfe eines Geometers eingemessenen Flucht- und Senkelmarken. Nur der intensiven Zusammenarbeit von Bauleitung, Bauunternehmung und Metallbauunternehmen 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 Grinatalbrüstungen und der im Naturton verbleibenden Peraluman-Stützenverkleidungen zwangen die Beteiligten zur Umschreibung von Toleranzfeldern für die auf photoelektrischem Wege ermittelten Reflexions-