

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Band: 83 (1965)
Heft: 50: Hochhaus Zur Palme in Zürich

Artikel: Das Tragwerk des Hochhauses "Zur Palme"
Autor: Moser, Alexander
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-68325>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 09.11.2024

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

Das Tragwerk des Hochhauses «Zur Palme»

Von Alexander Moser, Ingenieur S. I. A. im Ingenieurbureau R. Henauer und J. Lee, Zürich

DK 624.012.41:624.072.6

Für dieses aussergewöhnliche Gebäude waren auch nicht alltägliche Ingenieur-Aufgaben zu lösen.

Der gesamte Bau ist in armiertem Beton ausgeführt, der fast überall als Sichtbeton in Erscheinung tritt. Das eigentliche Hochhaus beginnt erst mit dem dritten Stockwerk und wird von acht mächtigen Säulen und von einem Kernstück getragen, welches Aufzüge und Kamine enthält. Weiter unten durchdringen diese Stützen den zwei-stöckigen, im Grundriss viel grösseren Ladentrakt.

Eine Schwierigkeit bestand darin, dass keine annehmbare Lösung für eine Trennung des Hochhauses vom Ladentrakt möglich war, so dass ein konsequent monolytischer Bau zur Ausführung kam. Das Kernstück und teilweise die 8 Hauptsäulen verbinden sich mit den Decken des Ladentraktes; der Ladentrakt hat keine Dilatationsfugen, obschon er Seitenlängen von rd. 60 m aufweist (Bild 1). Für die Bauteile mit ganz verschieden grosser Belastung mussten Setzungs-differenzen vermieden werden; nur möglichst kleine, an allen Stellen gleich-mässige Setzungen konnten zugelassen werden.

Der Ladentrakt ist auf einer durchgehenden Platte fundiert, das Bureaugebäude auf Pfählen, die sehr sorgfältig und auf Grund von Probebelastungen projektiert waren. Die bis heute gemessenen Setzungen haben nur eine Grössenordnung von rd. 1 cm (ohne seitliche Reibung müsste allein die plastische Verkürzung der Pfähle einen höheren Wert erreichen). Die Decken des Ladentraktes wurden etappenweise betoniert, um dem Schwinden Rechnung zu tragen. Die fugenlose Bauweise hatte keine Nachteile zur Folge.

Abgesehen von der Pfahlfundation¹⁾ auf rd. 30 m langen Benoto-Pfählen, die hier nur erwähnt sei, sind bei der Palme bemerkenswert: das Traggeschoss, die Säulen ausserhalb der Fassade, die freitragenden Autorampen.

¹⁾ Näheres hierüber siehe S. 930 dieses Heftes.

Das Traggeschoss

Über das Parkingdach des Ladentraktes stark auskragend, bildet das Traggeschoss eine Art schwebende Fundamentplatte für das Hochhaus, welches mit seinen 4 Flügeln und 12 Stockwerken von je 1200 m² Fläche rd. 15000 t wiegt.

Das Traggeschoss ist hohl, denn es ist zugleich das Geschoss, in dem die Verteilung der Installationen (s. auch Bild 2, S. 933) untergebracht ist. Zuerst war das Traggeschoss als Trägerrost mit oberer und unterer Platte geplant; zwischen den Trägern war der Platz für die Installationen gedacht. Als aber die Lüftungsanlage ebenfalls projektiert war, verblieben von den Trägern nur noch Aussparungen, ja zuletzt bestand auch keine Möglichkeit, die Innensäulen der Bureaugeschosse im Traggeschoss weiterzuführen. Bei einer gegebenen Konstruktionshöhe von 2,40 m inklusive Belag sollte das Traggeschoss innen begehbar sein.

Es war aus diesen Gründen notwendig, eine ganz neue Lösung zu suchen, so dass die zwei mit Ventilatoren ausgerüsteten Flügel des Traggeschosses entsprechend Bild 3 als vollkommen hohle Tragkörper ausgeführt wurden (während in den beiden anderen Flügeln noch einige Träger möglich waren). Die zum Teil gewölbartige Funktion dieser Hohlkörper kann zwar gefühlsmässig erfasst werden, doch ergab erst ein Modellversuch bessere Grundlagen. Das aus Plexiglas möglichst naturgetreu im Massstab 1:40 erstellte Modell (Bild 4) wurde in bezug auf Dehnungen und Durchbiegungen geprüft. Es zeigte sich, dass ohne Vorspannung die Armierung der oberen Zone zu gross geworden wäre und nicht hätte untergebracht werden können. Mit einer Vorspannung (V) von 2700 t je Flügel wurden die Verhältnisse wesentlich besser. Mit dieser Vorspannung waren natürlich nicht sämtliche Zugspannungen aufgehoben. Das Tragwerk ist wie Eisenbeton berechnet, bei welchem die Vorspannung als zusätzliche, günstig einwirkende Kraft eingesetzt ist.

Bild 2. Parkingterrasse (zweites Obergeschoss). Die Tragelemente der Schutzdächer wurden vorfabriziert und mit Vorspanndrähten an der Aussenbrüstung befestigt

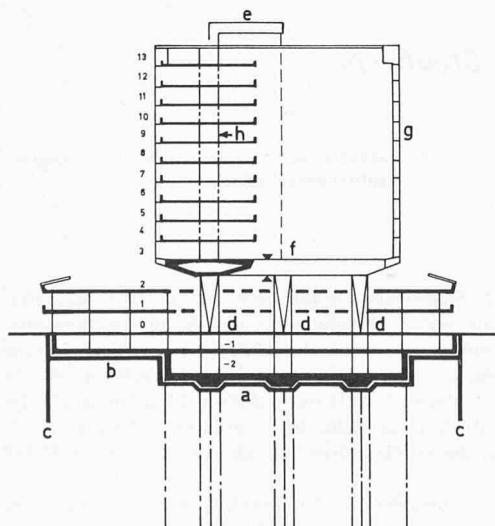
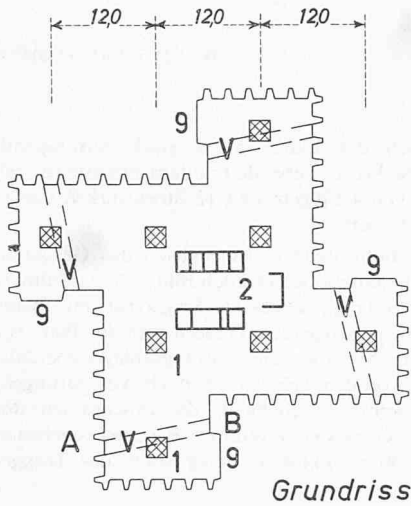


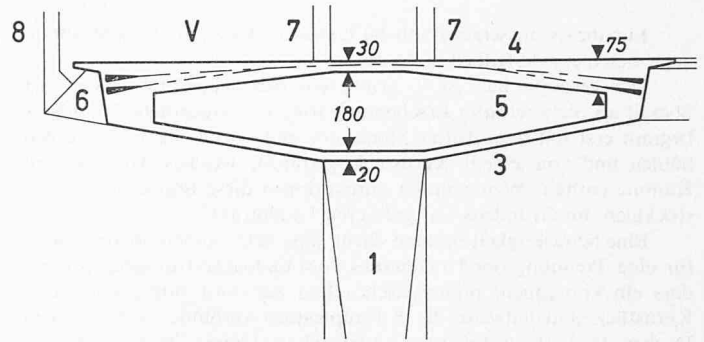
Bild 1. Schematischer Schnitt

- a Pfahlfundament des Hochhauses
- b Flachfundation des niederen Teiles
- c Baugrubenumschliessung mit Bohrpfeilern
- d Pfeiler des Hochhauses (total 8 Stück)
- e Mittragender Kern
- f Trag- und Installationsgeschoss
- g Aeussere Fassadenpfeiler
- h Innenpfeiler der Bürogeschosse



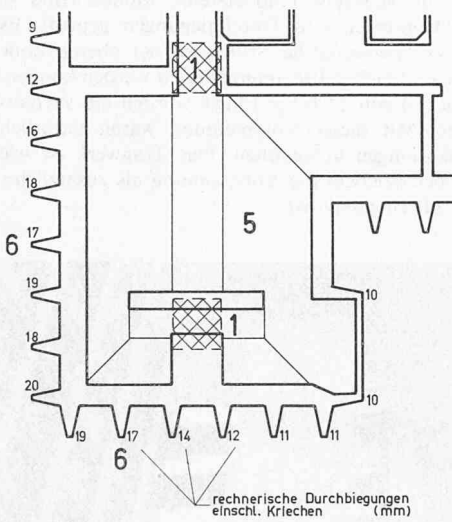
Grundriss

Masstab 1:850



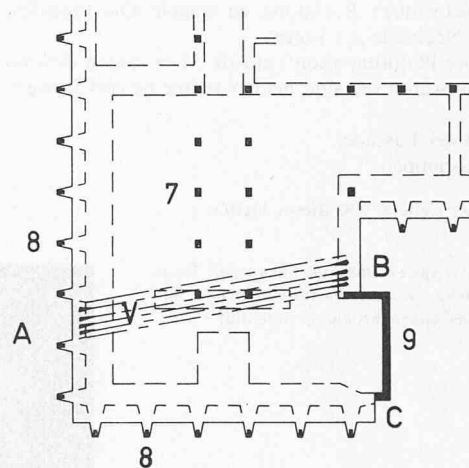
Schnitt A-B

Masstab 1:175



Schnitt durch Hohlraum

Masstab 1:350



Draufsicht

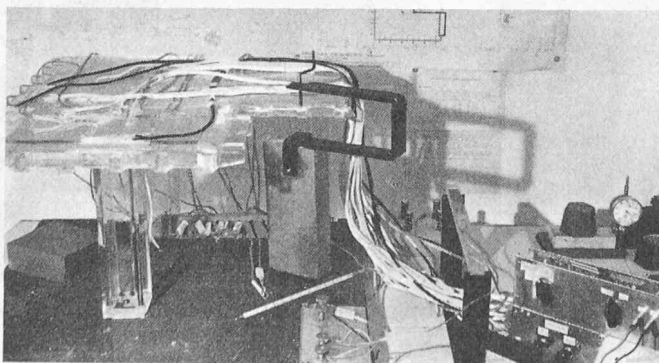
Masstab 1:350

- | | | |
|-------------------------|-----------------|-------------------------|
| 1 Die 8 grossen Pfeiler | 3 Untere Platte | 5 Installationshohlraum |
| 2 Mittragender Kern | 4 Obere Platte | 6 Konsolen |

- | | | |
|---------------------------------|------------------------|---------------|
| 7 Innensäulen der Bürogoschosse | 8 Fassadensäulen | V Vorspannung |
| | 9 Ventilationsschächte | |

Bild 3. Traggeschoss: Grundriss, Draufsicht und Schnitte

Bild 4. Modellversuch für das Traggeschoss



Die Lage der Spannkabel ergab sich sowohl aus den Versuchen wie auch aus einer Überlegung, bei der die bis zum obersten Stockwerk durchlaufenden Ventilationsschächte (9 in Bild 3) eine Rolle spielen. Infolge der Scheibenwirkung dieser Schächte kann sich nämlich der Punkt C (siehe Bild 3) nicht stärker durchbiegen als der Punkt B, welcher als Auflagerstelle des Ventilationsschachtes anzusehen ist. Damit ist die im Grundriss schräge Anordnung der Kabel begründet.

Bild 7 zeigt die Messstellen für den Vergleich von Messungen am Modell und am Bau. Nachdem im Modell die Einflüsse jeder einzelnen Säulenlast durch Aufhängen einer Last von 10 kg und der Einfluss einer Vorspannung von 30 kg bekannt waren, war es möglich, einen Vergleich mit dem Bauwerk zu erhalten:

- a) durch Anbringen einer Last von 10 t am Bau, an der Konsole Nr. 9 (die daraus entstandenen Deformationen waren allerdings sehr klein),
- b) durch Messungen während des Vorspannens. Wir hatten die EMPA beauftragt, diese Messungen auszuführen.

Tabelle 1. Vergleich der Werte aus Modellversuch und aus Belastungsprobe

M = aus dem Modellversuch vorausgerechnete Werte
B = beim Belastungsversuch festgestellte Werte

P ₉ = 10 t		erste Vorspannstufe (0 bis 1260 t)	
a) 10⁶fache Dehnung (+ = Zug)			
	M	B	
Messstelle		zu klein	
101			M B
201			— 57 — 44
105			— 49 — 95
205			+ 35 + 11
108	+3,5	+ 3	+ 4 — 12
408	—3,5	— 3	— 93 — 88
13		zu klein	+ 32 + 4
43		zu klein	— 39 — 35
			+ 25 + 25
b) Durchbiegung in 1/100 mm			
	M	B	
Konsole Nr.			M B
5	+21	+ 5	—110 — 59
7	+33	+19	—270 —148
9	+48	+44	—190 —192
12	+12	+10	—160 — 31
16	—18	— 7	— 60 + 18
17	—15	— 7	— 60 — 34

Zu den Zahlen der Tabelle 1 bemerken wir: Das Modell war in erster Linie für die Messung der Dehnungen bestimmt. Die Modelldurchbiegungen können nicht als genügend genau betrachtet werden, weil bei der sehr starren Ausbildung des Traggesschosses Fehler infolge der Elastizität der Auflagerung beim Modell unvermeidlich waren. Bei der Vorspannung mussten alle Modellresultate aus der Differenz verschiedener Grössen errechnet werden (Einflüsse der Horizontalkraft und der Umleitekräfte).

Die Belastungsprobe hat gezeigt, dass der Einfluss der Vorspannung im Prinzip richtig eingeschätzt war und dass die Differenzen als günstig anzusehen sind (mehr Druck, weniger Zug).

Die bei der Belastungsprobe gemessenen Durchbiegungen gaben die Möglichkeit, die Setzungen des Tischrandes besser zu schätzen und entsprechend abgestufte Überhöhungen für die verschiedenen Geschosse des Hochhauses anzuordnen. Die ausgerechneten Durchbiegungen aus Vollast, unter Berücksichtigung des Kriechens und der stabilisierenden Wirkung bei den Ventilationsschächten, sind in Bild 3 eingetragen.

Tabelle 2. Zusammenstellung der wichtigsten, aus Modellversuch und Kontrollrechnung vorausgesehenen Spannungen, die der Dimensionierung zugrunde liegen

q = Vollast, V = Vorspannung nach Abzug der Verluste = 2700 t Spannungen in kg/cm² (+ = Zug)
(für den homogenen Betonquerschnitt ohne Armierung)

Stelle	q	V	q + V
101	— 73	—60	—133
201	+ 57	—52	+ 5
105	—136	+38	— 98
205	+104	+ 5	+109
108	+161	—98	+ 63
408	—200	+36	—164
13	+102	—42	+ 60
43	—110	+27	— 83

Die Vorspannung wurde, entsprechend der fortschreitenden Belastung des Traggesschosses, in drei Stufen ausgeführt. Für die Ausführung des Traggesschosses wurde ein Beton mit minimaler nachgewiesener Druckfestigkeit von 450 kg/cm² nach 28 Tagen verwendet.

Die Säulen ausserhalb der Fassade

Über dem massiv ausgebildeten Traggesschoss sollte naturgemäss eine möglichst leichte Bauweise für das Hochhaus gewählt werden. Dementsprechend war für die 12 Stockwerke ein Stahlskelettbau vorgesehen und auch ausgeschrieben. Wir mussten aber feststellen, dass wegen der damaligen Vorschriften für Feuerschutz das Projekt in Stahl zu teuer wurde. Zur Ausführung kamen sehr leichte Decken aus Ortbeton und vorfabrizierte Fassadensäulen (Bilder 8 bis 10) mit einem Querschnitt von 20 × 35 cm für eine Maximallast von 85 t pro Säule. Trotzdem ist das gesamte, auf dem Traggesschoss ruhende Gewicht beträchtlich; es setzt sich aus den in Tabelle 3 enthaltenen Faktoren zusammen. Diese Zahlen lassen erkennen, dass eine leicht gewählte Tragkonstruktion nicht allein massgebend ist. Im Falle der Palme beträgt das Gewicht der Tragkonstruktion nur 40% der ständigen Last oder rd. 30% der Gesamtlast.

Tabelle 3. Eigengewichte

8-cm-Platte mit Unterzügen	rd. 270 kg/m ²
Deckenplatten aus Gips	rd. 70 kg/m ²
8-cm-Überbeton und Belag	rd. 190 kg/m ²
Zwischenwände	rd. 150 kg/m ²
total ständige Last	rd. 680 kg/m ²

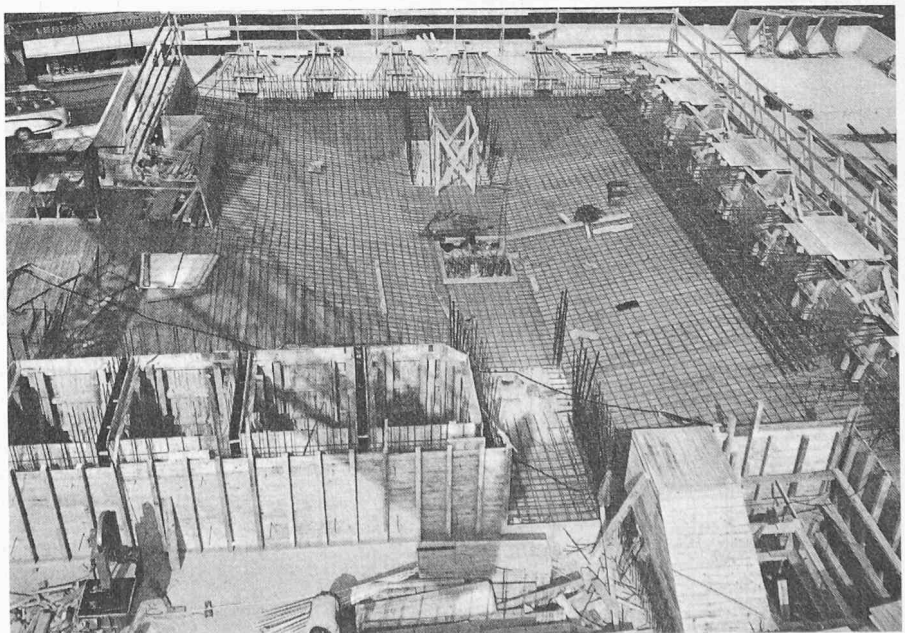


Bild 5. Armierung der unteren Traggesschoss-Platte

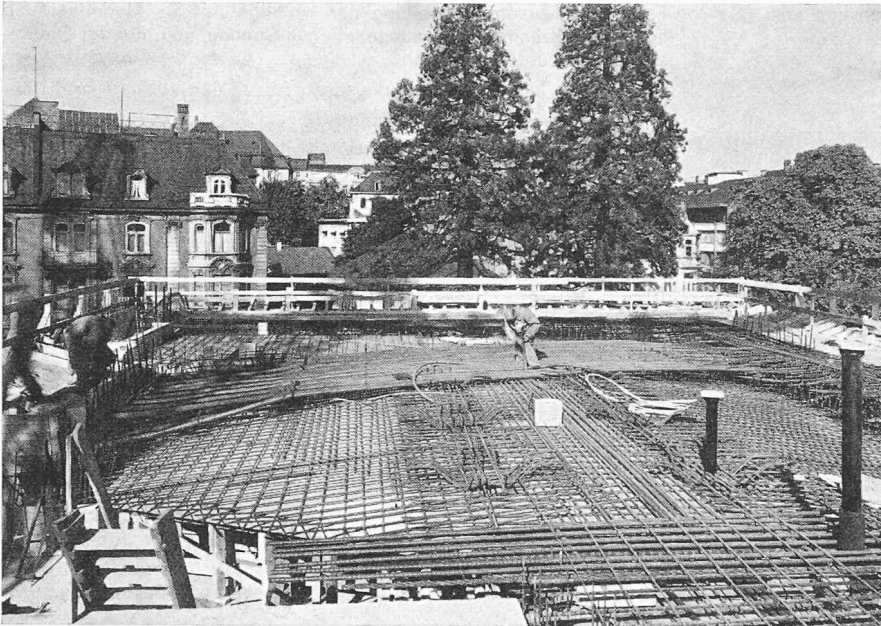


Bild 6. Armierung der oberen Traggeschoss-Platte und Vorspannkabel

Bild 7. Bezeichnung der Messpunkte. Angegeben sind nur die beim Belastungsversuch nachgeprüften Stellen
 U = Umleitkräfte der Vorspannkraft V
 0,1, 0,2 usw. = Linien gleicher Durchbiegung für Belastung des Punktes 9, umgerechnet aus dem Modellversuch in mm pro 10 t

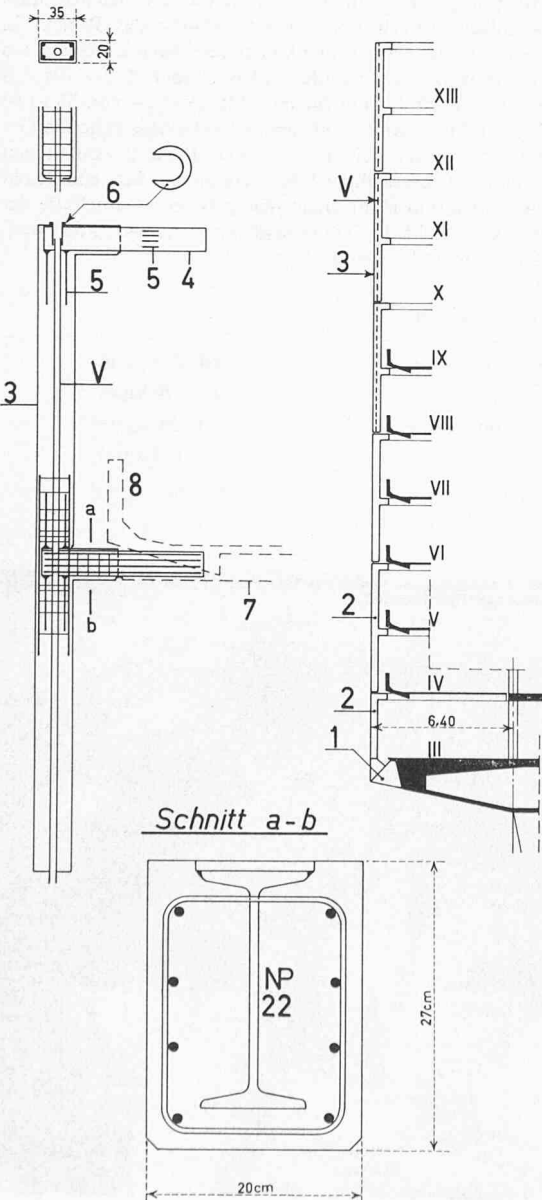
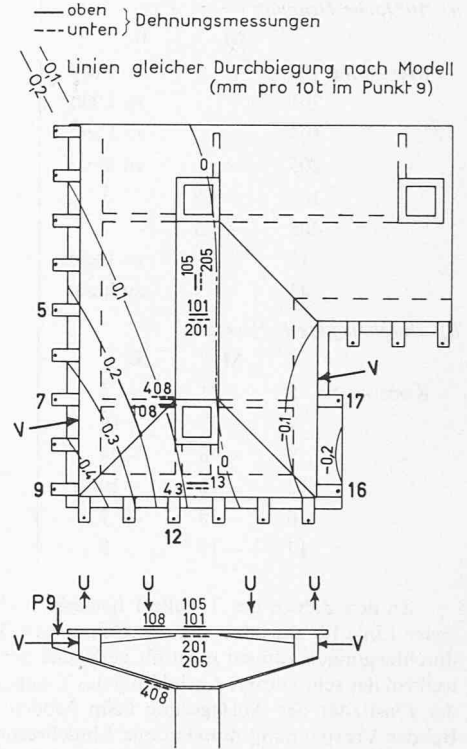


Bild 8 (links). Fassadensäulen, Schema

- 1 Konsolen am Traggeschoss
- 2 Vorfabrizierte Säulen ohne Vorspannung
- 3 Vorfabrizierte Säulen mit Vorspannung
- 4 Anschlusssträger NP 22
- 5 Anschlussseisen
- 6 Unterlagsscheiben
- 7 Ortbetonträger
- 8 Brüstung aus Leca-Beton
- V Vorspannung mit Durchstossanker

Die Anordnung der Säulen ausserhalb der Fassade ist im Bild 8 dargestellt. Die vorstehenden Profil- und Rundeisen (4 und 5) sind mit der Armierung der Ortbeton-Decken verschweisst.

Die Vorspannung der oberen Säulen verhindert die Zugspannungen aus Rahmenmomenten bei den mit Mörtel ausgefüllten Fugen zwischen den Säulen; dadurch sind die Verbindungszapfen der Stösse vor Rostgefahr und vor Frosteinfluss geschützt.

Die Temperaturunterschiede zwischen Innen- und Aussensäulen erzeugen Bewegungen, die im obersten Stockwerk bis rd. 12 mm betragen können; diese Bewegungen wurden bei der Berechnung der Deckenträger berücksichtigt. Da sämtliche Zwischenwände nichttragend sind, konnten sie, um diesen Bewegungen Rechnung zu tragen, mit plastischen Fugeneinlagen beim Deckenanschluss versehen werden.

Die Autorampen

Zwei Spiralarampen für Auf- und Abfahrt aus vorgespanntem Beton vermitteln die Verbindung zum Parkinggeschoss der Palme (Bild 11). Sie beschreiben je einen Bogen von fast 360° ohne Stützen bei einer Länge von rd. 50 m, einer mittleren Steigung von 15% und einer freien Auskragung von 21 m (Bild 12). Dabei ist im Erdgeschoss nur die Aussenkante der Rampen aufgelagert, während die Innenkante stützenlos bis zum Kellergeschoss weiterläuft.

Die Brüstungen der Rampen sind statisch mitwirkend. Modellversuche haben bestätigt, dass die Rampen ohne Brüstungen zu weich gewesen wären. Insbesondere entsteht ohne Brüstung eine Biegelinie mit grossem Ausschlag unter der Einzellast (Bild 13). Die Brüstungen wirken verteilend; da aber ihr Eigengewicht auch einen Einfluss hat, ist die Durchbiegung aus ständiger Last gross (Gewicht der Rampe 140 t). Durch eine Vorspannung in der Platte, die an den Modellen versucht und am Bau angewendet wurde, reduziert sich die ständige Durchbiegung um rund die Hälfte (Bild 15). Von den drei am Modell untersuchten Vorspannungen war die Form V2, welche der Zugzone folgt, am wirksamsten (Bild 12).

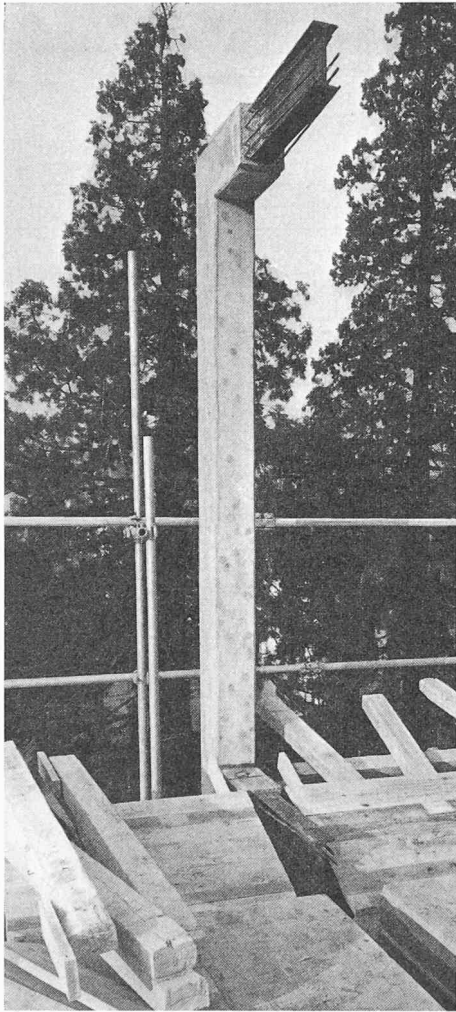


Bild 9. Fassadensäule

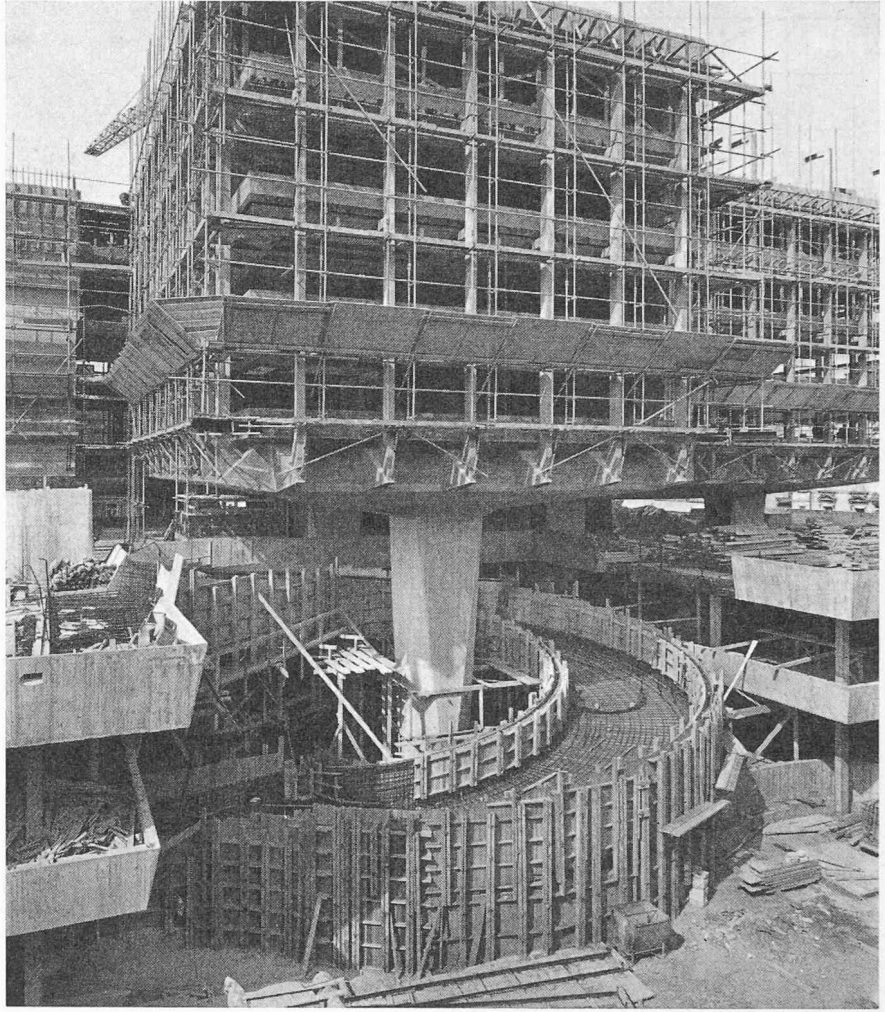


Bild 10. Hochhaus «Zur Palme» im Rohbau. Die erste Rampe (Abfahrt von der Parkfläche im zweiten Obergeschoss) ist eingeschalt

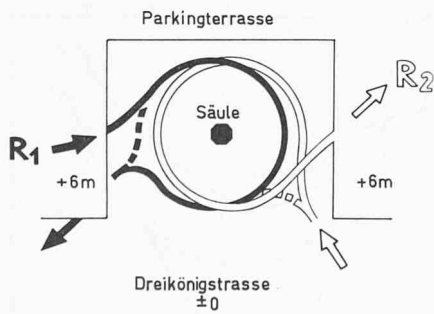
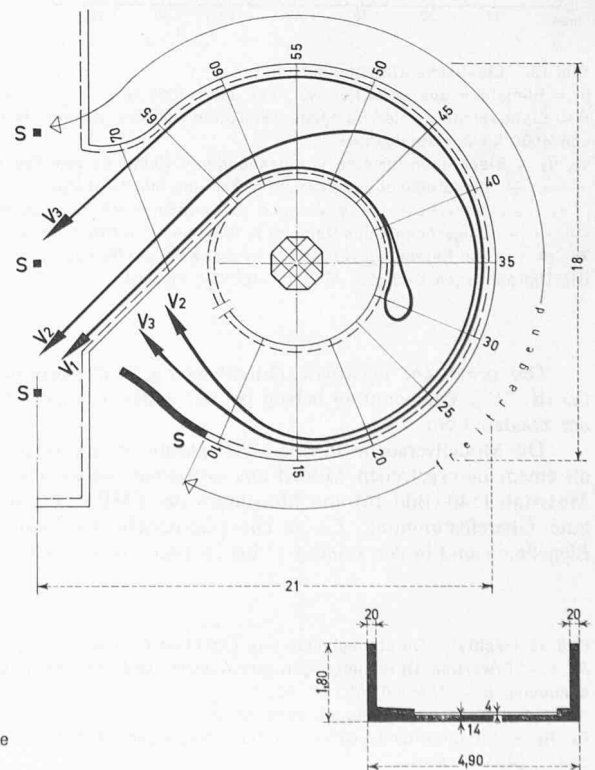


Bild 11. Schema der Rampenlage
 R1 = Abfahrtrampe
 R2 = Auffahrtrampe
 Punktirt Keller-Zufahrt und Wegfahrt



Rechts:

Bild 12. Untersicht der Rampe 1 (Masstab 1:350) und Rampenquerschnitt 1:175
 10 bis 70 = Bezeichnung der Schnitte
 S = die einzigen Stützpunkte der Rampe
 V1, V2, V3 = Lage der Vorspannkabel, die im Modell geprüft wurden. Bei der Ausführung wurde zwischen V2 und V3 eine Schar von Kabeln verlegt

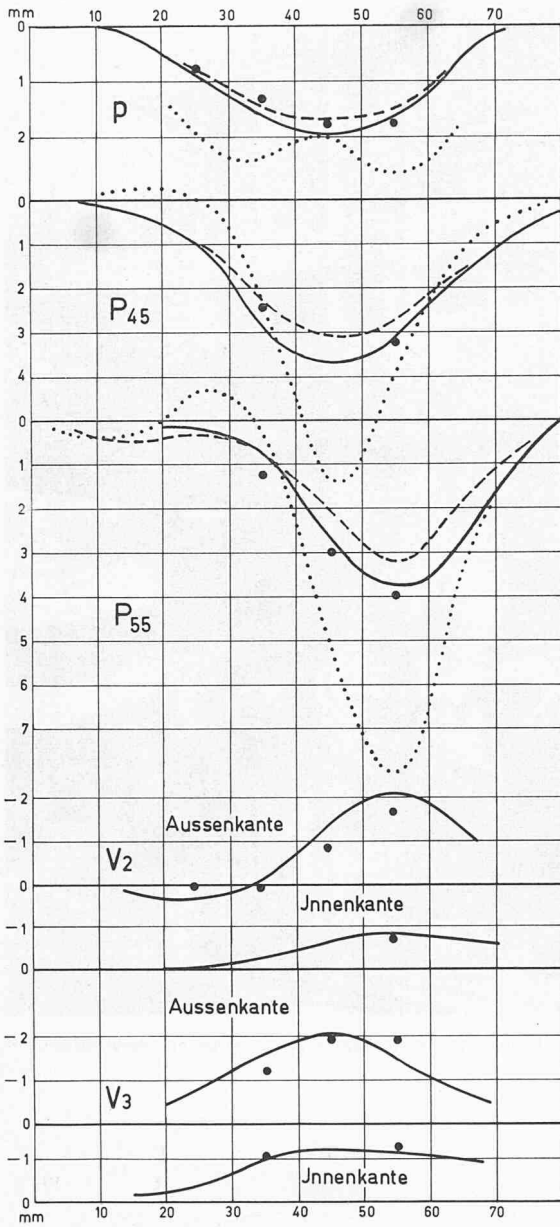


Bild 13. Elastische Durchbiegungen
 p = Biegelinie aus verteilter Nutzlast, total 4000 kg
 P = Einflusslinie an der Rampenaussenkante für eine wandernde Einzellast von 4000 kg in Rampenmitte
 V₂, V₃ = Biegelinien für eine Vorspannung von 40 000 kg vom Typ V₂ und V₃
 ————— umgerechnet aus Versuch in Zement, mit Brüstungen
 umgerechnet aus Versuch in Zement, ohne Brüstungen
 - - - - - umgerechnet aus Versuch in Plexiglas, mit Brüstungen
 ● ● ● Bei Belastungsversuch gemessene Werte (Rampe 1)
 Die Umrechnungen erfolgten für E = 400 000 kg/cm²

Die gemessene elastische Durchbiegung beim Ausschalen und bei rd. 75% Vorspannung betrug bei der ersten Rampe 5,5 cm, bei der zweiten 4 cm.

Die Modellversuche an einem Plexiglasmodell im Massstab 1:75, an einem naturgetreuen Modell aus armiertem weissem Zement im Massstab 1:40 (Bild 16) und Messungen der EMPA am Bau zeigten gute Übereinstimmung. Einige charakteristische Einflusslinien und Biegelinien sind in den Bildern 13 bis 15 zusammengestellt.

Bild 15 (rechts). Durchbiegungen aus Eigenlast (in cm)
 A₀, I₀ = Erwartete Durchbiegungen am Aussen- und Innenrand, ohne Vorspannung, E = 125 000 für t = ∞
 A, I = Entsprechende Werte mit Vorspannung
 R₁, R₂ = fortschreitend gemessene Durchbiegungen an den Rampen 1 bzw. 2 (Aussenrand)

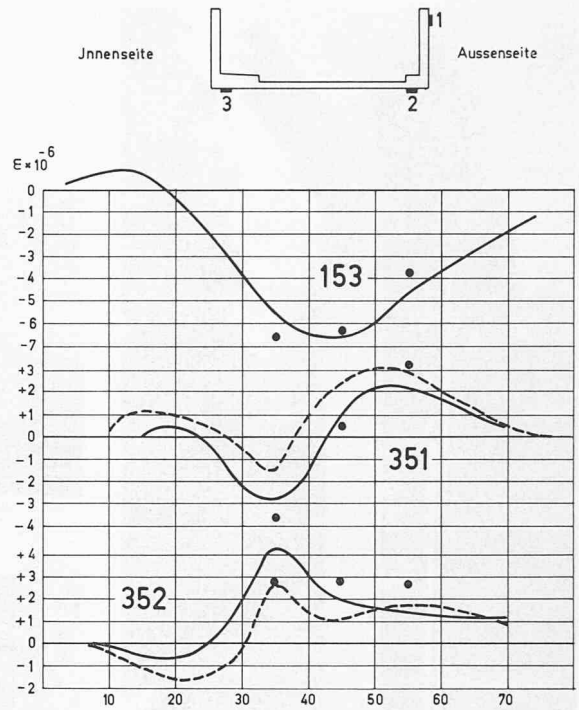
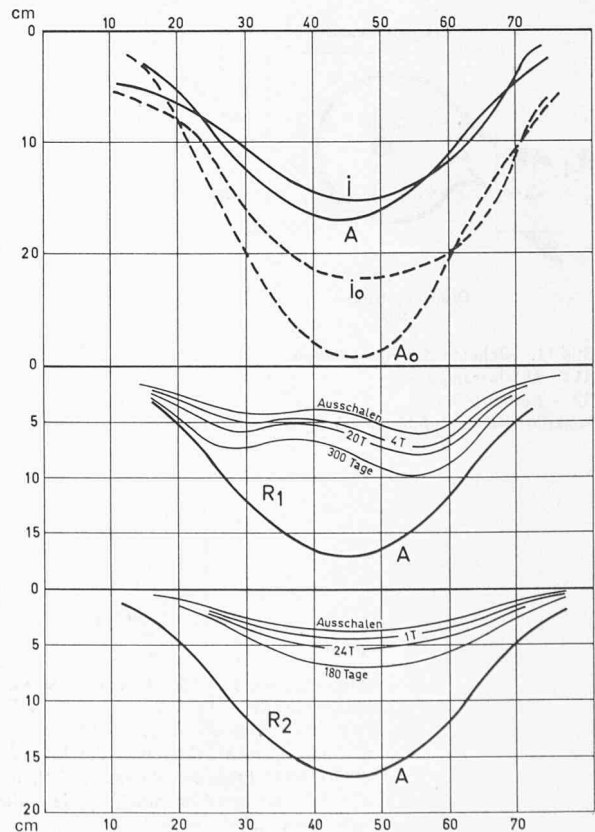


Bild 14. Einflusslinien für Dehnungen in Rampenlängsrichtung für Einzellast von 4000 kg in Rampenmitte (+ = Zug)
 153 = Schnitt 15 Messtelle 3
 351 = Schnitt 35 Messtelle 1
 352 = Schnitt 35 Messtelle 2
 ————— umgerechnet aus Versuch in Zement (mit Brüstungen)
 - - - - - umgerechnet aus Versuch in Plexiglas (mit Brüstungen)
 ● ● ● Bei Belastungsversuch gemessene Werte (Rampe 1)
 Die Umrechnungen erfolgten für E = 400 000 kg/cm²



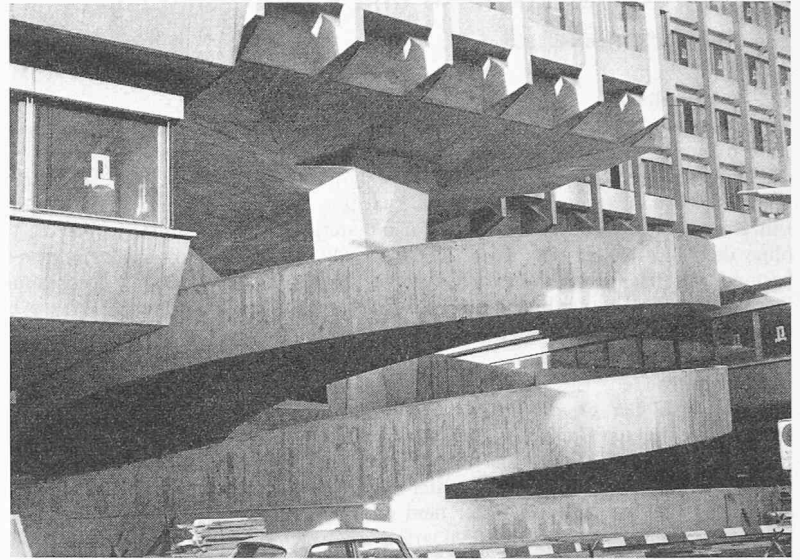
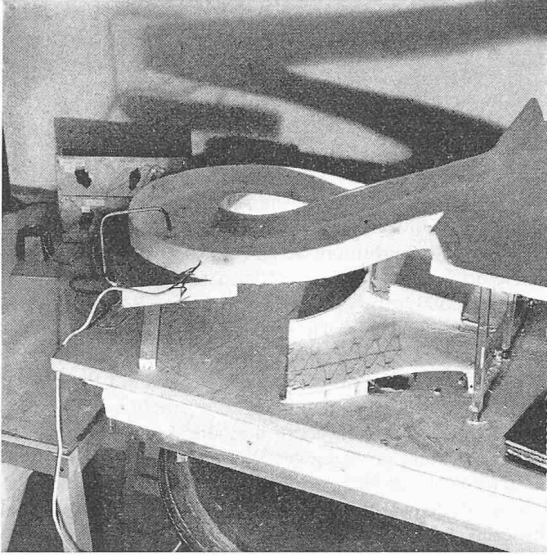


Bild 16. Modellversuch für die Rampe. Material: englischer Zement mit Drahtnetzeinlage. $E \sim 140\,000 \text{ kg/cm}^2$, Querdehnungszahl 0,22, praktisch kein Kriechen. In einem späteren Stadium der Versuche ist auch die Vorspannung im Modell eingebaut worden

Bild 18. Die fertigen Rampen zum zweiten Obergeschoss (oben Auffahrt, unten Abfahrt)

Die Resultate der Messungen haben gezeigt, dass das Verhalten solcher freitragender Spiralen sehr stark von den Auflagerbedingungen abhängig ist. Die Spannungen sind verhältnismässig gering, die Durchbiegungen aber sehr massgebend. Die Verdrehungen sind nicht sehr gross. Die Amplitude der Schwingungen beim Befahren beträgt rd. 1 mm.

Im 4 cm starken Belag der Rampen ist eine elektrische Heizung eingebaut.

Die Bau-Ausführung

Die Eisenbetonarbeiten des Hochhauses zur Palme führte die Arbeitsgemeinschaft *AG Hch. Hatt-Haller* und *Locher & Cie AG* aus.

Ihr verdanken wir insbesondere die hochwertige, durch die Versuche bestätigte Betonqualität, welche für das gute Gelingen des Bauwerkes unerlässlich war.

Alle Vorspannarbeiten sind nach dem *System BBRV* ausgeführt. Die vorfabrizierten Teile (Fassadensäulen und Parkingdächer) lieferte die Firma *Favre & Cie AG* in Wallisellen.

Für die vom Verfasser schon 1960 ausgeführten Modellversuche wurde noch nicht die in der Schweiz. Bauzeitung vom 25. Nov. 1965 (83. Jahrgang, H. 47, S. 872) beschriebene Methode angewendet.

Adresse des Verfassers: *Alexander Moser*, Ing. S.I.A., 8126 Zumikon.

Bild 19 (rechts). Eine der Stützen des Hochhauses, gesehen durch die Rampen

Bild 17. Konzentrierte Last von 4000 kg im Schnitt 35, während der Belastungsversuche

