

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

Artikel: Das Sulzer-Hochhaus in Winterthur. III. Bodenverhältnisse, Setzungsmessungen und Setzungsprognose
Autor: Haefeli, R.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-69008>

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: 15.03.2025

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

4. Baubeschreibung

a) Hochbauten mit Untergeschossen und Einstellhallen

Hauptdaten

Seitenlänge des quadratischen Gebäudes	30,55 m
Höhe über Boden	92,40 m
Kubatur über Boden	85 700 m ³
Kubatur unter Boden	41 000 m ³
Bruttofläche Normalgeschoss	932 m ²
Gesamt-Bruttofläche	24 000 m ²
Nettofläche Normalgeschoss	635 m ²
Gesamt-Nettofläche	16 000 m ²
Axabstand	1,85 m

Der Bau gliedert sich in drei Untergeschosse, ein Erdgeschoss, ein Zwischengeschoss mit Galerie, und 24 Obergeschosse, weiter in zwei unterirdische, übereinanderliegende Auto-Einstellhallen für 150 PW, die über Rampen zugänglich sind und unter denen sich das Archivgeschoss befindet, sowie in einen unterirdischen Verbindungsgang vom Hochhaus zu den bestehenden Bürogebäuden und in die Luftschutzbauten.

Konstruktion: Der gesamte Bau besteht aus Stahlbeton mit aussenliegenden Stützen, innenliegendem Kern und Massivdecken. Im Kern sind die Vertikalverbindungen, die Installationen und die Diensträume angeordnet, im äusseren Ring die Bürozone. Die Fassade ist vor den Stahlbetonstützen und Brüstungen mit Aluminiumblech verkleidet, die Fenster sind mit Verbundverglasung versehen.

Bauzeiten: Rohbau bis Kote $\pm 0,00$ rd. 1 Jahr
Rohbau bis Dachgeschoss rd. 1 Jahr
Bezug der ersten Etappe 1 Jahr später

Bauvorgang: Die Erstellung des Rohbaues erfolgte über drei Stockwerke mit einem Klettergerüst, das mit dem Fortschreiten des Bauwerkes bis auf 90 m hochgeschoben wurde. Gleichzeitig wuchs mit dem Gebäude ein aussenstehender Turmdrehkran empor, der in entsprechenden Abständen am Gebäude verankert wurde. Nach Rohbauvollendung wurde durch Absenken des Gerüsts die Fassade von oben nach unten montiert. Baulifte sorgten für den inneren Verkehr. Bei den Installationen wurden die Apparatkammern von unten nach oben, die Feininstallation und der Ausbau von oben nach unten montiert. Der Bezug des Gebäudes erfolgt von oben nach unten.

b) Installationen

Elektrische Einrichtungen: Diese umfassen 4 Transformatoren (Totalleistung 3,5 MVA), 2 Notstromgruppen 160 + 60 kW, Decken-Aufbauleuchten mit Spiegelreflektoren (Beleuchtungsstärke 800 Lux), eine Cerberus-Feuermeldeanlage, eine Telefonanlage für zwei An-

schlüsse pro Axe, eine elektrische Uhrenanlage und eine Signalanlage für einen Anschluss pro Axe.

Heizung und Lüftung: Zweikanal-Klimaanlage mit zusätzlicher Basalheizung in den Fensterbrüstungen. Zwei Klimazentralen im zweiten und dritten Keller. Wärmeversorgung vom zentralen Kesselhaus durch Heisswasser von 160 °C im Vorlauf, bemessen für einen grössten Wärmebedarf von 4 Mio kcal/h. Zusätzliche Anlagen dienen der Lüftung der Kellerräume, der Eingangshalle (Luftvorhang beim Eingang) und der Stockwerksnebenräume. Die Lüftung der Garagen erfolgt mit Abluft aus dem Hochhaus.

Zentrale Kälteanlage: Zwei Turbo-Kältemaschinengruppen für eine Kälteleistung von insgesamt 2 Mio kcal/h, davon eine Gruppe als Reserve, zur Kühlung von Kaltwasser von 12 auf 4,5 °C. Die Kältezentrale befindet sich im Kellergeschoss des Gebäudes 6, Bild 1, das zugehörige Rückkühlwerk im Gebäude 3.

Wasserversorgung: Drei Druckstufen für Kalt- und Warmwasser, gesamter Maximalverbrauch 300 l/min, gesamter Durchschnittsverbrauch 50 l/min. Warmwasserverbrauch (80 °C) für Handwaschbecken etwa 2 m³/Tag. Weichwasser ab Kesselhaus für Lüftungsanlagen und Rückkühlwerk. Zwei Trockenfeuerleitungen für Feuerwehr mit Feuerlöschposten in jedem zweiten Stockwerk; Schlauchanschluss in jedem Stockwerk an Trinkwasserleitung; Sprinkleranlage für Auto-garagen.

Druckluftnetz: Dieses versorgt die Lüftungssteuerung, die Sprinkleranlage und dient Unterhaltsarbeiten.

Transportanlagen: Es bestehen 6 Personenaufzüge für je 18 Personen mit zentralöffnenden Schiebetüren und einer Tragfähigkeit von 1350 kg; Kabinegrösse 1,86 x 1,59 m, Fahrgeschwindigkeit 3,5 m/s, zusätzlich ein Dienstaufzug für 4 Personen mit gleichzeitiger Funktion als Feuerwehraufzug mit einer Tragfähigkeit von 320 kg, Kabinengrösse 1,00 x 1,10 x 3,10 m, Fahrgeschwindigkeit 1,75 m/s, bei Notstrombetrieb 1,00 m/s (die grosse Höhe ist für den Transport der mobilen Trennwände erforderlich). Sodann horizontale und vertikale Akten- und Plantransportanlagen und schliesslich eine Anlage zur Fassadenreinigung.

Verwendete Materialien: Böden der Büroräume mit blauem PVC-Belager; Wände im festen Kern mit Plastik-Putzabrieb; mobile Wände mit sichtbaren Aluminium-Pfosten und Kunststoffbespannung; Brüstungselemente aus Blech, einbrennlackiert; Fenster mit Aluminium-Isolierprofilen, natureloxiert; Deckenplatten in Metall, perforiert, weiss einbrennlackiert. Liftvorraum, Boden: blauer PVC-Belag; Decke: Quer über den ganzen Vorraum gespannte Metalldecken mit Einbauleuchten; Front: Buche furniert, Lifttüren in Aluminium eloxiert.

III. Bodenverhältnisse, Setzungsmessungen und Setzungsprognose

Von Prof. Dr. R. Haefeli, Zürich

1. Problemstellung

Die Wahl zwischen einer Flach- und einer Pfahlfundation ist weitgehend vom Vergleich der bei den beiden Fundationsmethoden zu erwartenden Setzungen und damit wiederum von den Bodenverhältnissen abhängig. Unter den vorliegenden Gegebenheiten kam deshalb der Setzungsprognose für den Fall einer Flachfundation eine entscheidende Bedeutung zu. Dabei bestand die Schwierigkeit, dass man bei der Durchführung dieser Prognose ohne angestörte Bodenproben auskommen musste, weil deren Entnahme bei dem gemischt-körnigen Boden unmöglich war. Deshalb musste die Zusammenrückbarkeit des ungestörten Bodens direkt in den Sondierbohrungen am natürlichen Schichtverband gemessen werden, wobei die in den letzten 15 Jahren entwickelte M_E -Sonde zum Einsatz gelangte [1]. Nachdem das Bohrloch die gewünschte Tiefe erreicht hatte, die stets grösser war als 14 m (Tiefe der projektierten Fundationssohle), wurde die Sonde ins Bohrrohr eingesetzt und unter Bestimmung des Rammwiderstandes und der Mantelreibung um einen gewissen Betrag unter die Bohrlochsohle eingerammt, bevor man mit dem eigentlichen M_E -Versuch begann. In rd. 14 bis 37 m Tiefe wurden insgesamt 10 derartige M_E -Versuche, die als Grundlage für die Setzungsanalyse dienen, durchgeführt.

2. Geologische Verhältnisse

Dem Bericht des beauftragten Geologen, Dr. G. Styrer, Winterthur, entnehmen wir folgende Angaben: Die drei auf dem ehemaligen

Tennisplatz an der Neuwiesenstrasse abgeteufte verrohrte Kernrotationsbohrungen, deren durchschnittliche Ergebnisse in Bild 3 festgehalten sind, wurden durch die Stump Bohr AG, Zürich, ausgeführt und erschlossen von oben nach unten folgendes Bodenprofil: Die durchschnittlich 3 m mächtige *Auffüllung* a besteht überwiegend aus kiesigem Material. Lokal dürfte auch Bauschutt abgelagert worden sein. Darunter liegt die *sandige Kiesschicht des Niederterrassenschotters* b, die schwach siltig, durch den Gletscher vorbelastet, nach unten immer feinkörniger wird, um schliesslich in eine eigentliche *Sandschicht* c von 5 bis 6 m Dicke überzugehen. Diese mit Silt durchsetzte feinkörnige Schicht neigt zu Grundbruch. Unter der Sandschicht folgt eine in Bohrung B₁ 15,8 m, in B₂ 15,2 m und in B₃ 24,3 m mächtige, *feinsiltige Tonschicht* d, die gut konsolidiert ist, aber keinerlei Warvenbildung zeigt. Gelegentlich sind schlecht gerundete Kiesel im Ton eingeschlossen, und vereinzelt finden sich sandige Siltzwischenlagen bis 1 m Stärke. Unter der siltigen Tonschicht liegt eine in ihrer Mächtigkeit stark schwankende *Grundmoräne* e von silt-sandigem bis kiesigem Charakter. Sie enthält: grössere Blöcke aus Amphiboliten, Gneisen, Quarziten, Kalken und Molassesandsteinen. Als Felsuntergrund der erwähnten Serie von Lockergesteinen stiess man in allen Bohrungen in 43 bis 57 m Tiefe auf die *obere Süsswassermolasse* f, deren Oberfläche mit 21° nach Norden abfällt. Sie ist im Gebiet von Winterthur horizontal geschichtet und besteht aus tonigen, buntfarbigen Molassemergeln mit grauen, härteren Sandsteinszwischenlagen.

Der Grundwasserspiegel wurde in allen drei Bohrungen erst in 14 bis 16 m unter Terrain angetroffen, so dass er im Mittel auf die Höhe der zukünftigen Fundationssohle zu liegen kommt.

3. M_E -Messungen

Unter dem M_E -Wert verstehen wir das Hundertfache derjenigen Normalspannung, die nötig ist, um eine zylindrische Bodenprobe bei ganz oder teilweise verhinderter Querdehnung um 1% ihrer Höhe zusammenzudrücken [2]. Der M_E -Modul bildet daher ein Mass für die Zusammendrückbarkeit des Bodens und kann im Laboratorium an ungestörten Bodenproben (Oedometerversuche) oder im Felde am natürlichen Schichtverband gemessen werden. Das letztere geschieht entweder mit Hilfe einer kreisförmigen Belastungsplatte (Plattenversuch) oder unter Verwendung einer Spezialsonde (M_E -Sonde), die in den Boden eingetrieben und anschliessend stufenweise belastet wird, ähnlich wie bei einem Probepfahl. Aus der Neigung der sorgfältig gemessenen Lastsetzungskurve der Sondenspitze kann auf den M_E -Wert in der betreffenden Tiefe geschlossen werden [1]. Nur beim Oedometerversuch wird die Querdehnung vollkommen verhindert.

Das Ergebnis der zehn ausgeführten Versuche ist in Tabelle 1 enthalten. Dieses zeigt, dass die M_E -Werte der als massgebend zu betrachtenden ersten Laststufe zwischen etwa 800 kg/cm² und 1400 kg/cm² streuen, während die M_E -Werte für die Wiederbelastung zwischen 1200 und 1700 kg/cm² liegen. Der auffallend geringe Unterschied zwischen den M_E -Moduli für die erstmalige und wiederholte Belastung dürfte durch die Vorbelastung des geprüften Untergrundes durch die eiszeitlichen Gletscher bedingt sein.

Neben dem M_E -Wert werden im gleichen Versuchsgang noch andere für die Beurteilung der Bodenqualität wichtige Kennwerte ermittelt (Tabelle 1). Der Rammwiderstand (brutto) wurde aus der Arbeitsgleichung berechnet, die Mantelreibung auf Grund einer Torsionsmessung und die Tragfähigkeit der Sondenspitze durch die stufenweise Steigerung der Belastung beim M_E -Versuch bis zum Bruch des Bodens unter der Sonde. Man beachte, dass die kleinste gemessene Tragfähigkeit 32 kg/cm² betrug und dass ferner vier Werte infolge Überschreitens der Gegenlast bei etwa 110 kg/cm² (Verankerung) nicht gemessen werden konnten. Somit handelt es sich um einen Baugrund von hoher Tragfähigkeit.

4. Setzungsanalyse und Prognose

Die besondere Eigenart des vorliegenden Setzungsproblems besteht darin, dass die Bodenpressung unter der Fundamentplatte mit 3,3 kg/cm² nur wenig grösser ist als der vor dem Bau vorhanden gewesene Überlagerungsdruck von etwa 2,9 kg/cm² (in 14,6 m Tiefe). Würde sich also die Sohle der Baugrube infolge Entlastung durch den Aushub nicht heben, um sich während und nach dem Bau unter der Wirkung der Gebäudelast wieder entsprechend zu setzen, so wäre eine Setzungsberechnung überflüssig. Da wir jedoch nach den bisherigen

Tabelle 1. Ergebnisse der M_E -Versuche

Bohrung	Versuch	Tiefe	Rammwiderstand brutto	Mantelreibung	Tragfähigkeit der Sonde	M_E^1
	Nr.	m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
2	1	14,1	280 ¹⁾	0,54	113	1300
	2	15,2	380	—	116	1300
	3	19,5	—	0,26	114	—
	4	24,7	280	1,34	116	1700
	5	30,6	360	1,6	73	1200
	6	37,7	510	2,0	74	1300
3	7	20,7	264	0,53	73	1300
	8	25,0	114	0,8	40	1300
	9	29,7	75	0,85	53	1600
	10	36,9	255	0,7	71	1600

¹⁾ Spitzenquerschnitt = 25 cm², α = 5,6 cm, Bärgegewicht = 50 kg, Fallhöhe = 50 cm.

²⁾ Tragfähigkeit der konischen Spitze ohne Mantelreibung.

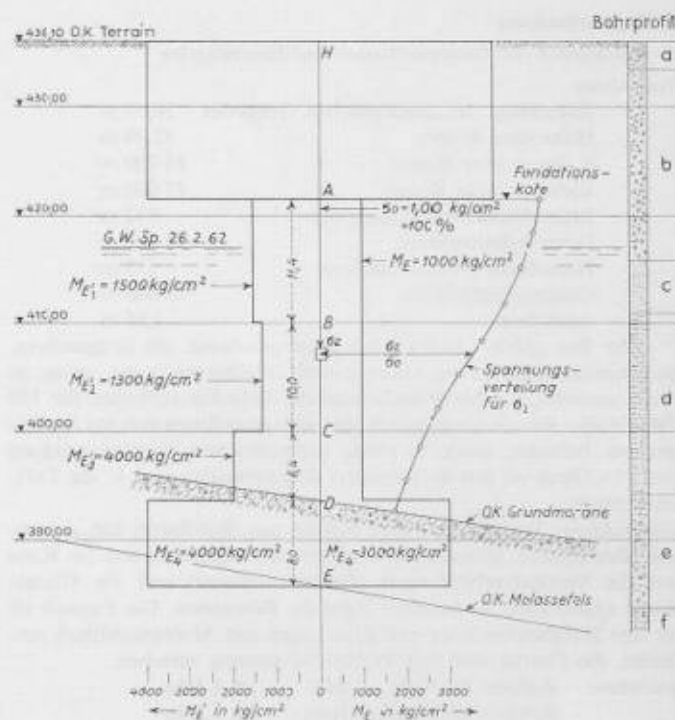


Bild 3. Aus Kernrotationsbohrungen ermitteltes Bodenprofil. Massstab der Tiefen 1:700

Bohrprofil

- a Künstliche Auffüllung von rund 3 m
- b Sandige Kiesschicht des Niederterrassenschotterers von rund 18 m Stärke
- c Siltige Sandschicht von rund 6 m Stärke
- d Siltige Tonschicht von rund 15—25 m Stärke
- e Grundmoräne
- f Nach Norden absinkende Süsswassermolasse

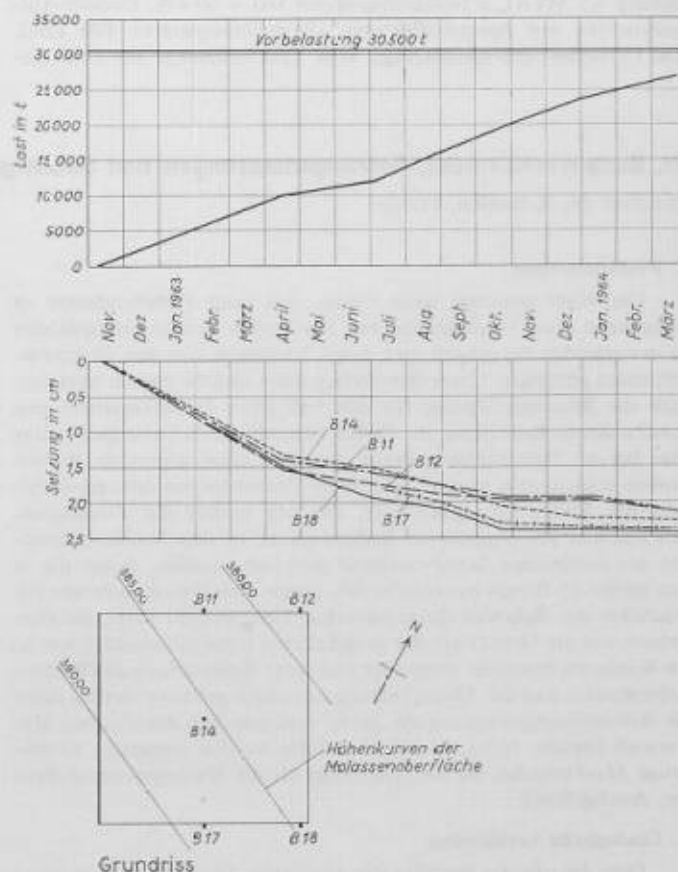


Bild 4. Gemessene Setzungen von November 1962 bis März 1964

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 betragen 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 wären 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.

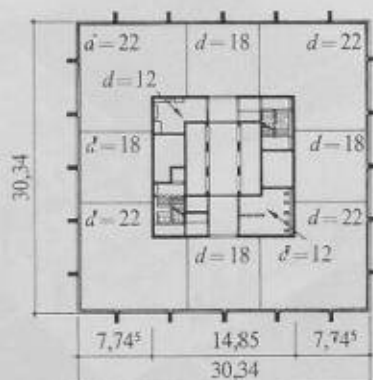


Bild 5. Normalgrundriss mit Angabe der Deckenstärken nach Variante 4, Bild 7

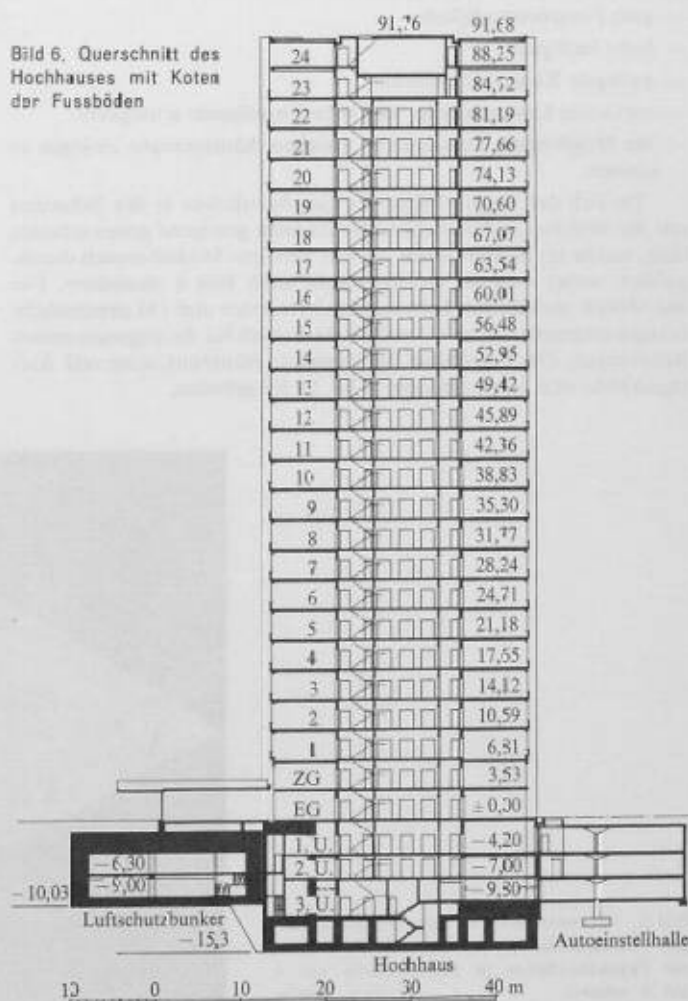


Bild 6. Querschnitt des Hochhauses mit den Höhen der Fussböden