

# Stützen aus hochfestem Baustahl StE 47 in einem Hochhaus in Frankfurt am Main

Autor(en): **Gravert, F.W.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht**

Band (Jahr): **10 (1976)**

PDF erstellt am: **15.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-10463>

## **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.

## Stützen aus hochfestem Baustahl StE 47 in einem Hochhaus in Frankfurt am Main

Columns in High-yield Steel StE 47 in a Tall Building in Frankfurt

Colonnes en acier à haute résistance StE 47 dans un immeuble de grande hauteur à Francfort

F.W. GRAVERT  
Dr.-Ing., Partner  
Ingenieursozietät BGS  
Frankfurt am Main, BRD

Das Hochhaus wurde geplant für zwei Kellergeschosse, ein Erdgeschoß und 31 Obergeschosse mit einer Höhe von 147 m über dem Gelände. Den Grundriß eines Normalgeschosses zeigt Abb. 1. Der Lasteinzugsbereich beträgt bei den am höchsten belasteten Eckstützen rund 130 m<sup>2</sup>. Die Nutzlasten in den Geschossen reichen von 5 kN/m<sup>2</sup> bis zu 17 kN/m<sup>2</sup>. Die größte Stützenlast beträgt 59 MN.

Das Bauwerk wird durch zwei am Gebäuderand stehende Kerne ausgesteift. Die Decken wirken als Scheiben und geben über Doppelunterzüge in den Stützenachsen ihre Vertikallast an Stützen und Kerne ab. Die Stützen erhalten daher Momente nur aus den auskragenden Unterzügen und infolge der unterschiedlichen Senkung der Deckenauflager. Die Momentenbeanspruchung beträgt maximal 1 MNm.

Die Stützen sollten ursprünglich wie die Bodenplatte, Decken, Unterzüge und Kerne in Stahlbeton ausgeführt werden. Eine Vordimensionierung ergab bei Stahlbetonstützen zahlreiche Querschnittsänderungen und eine maximale Querschnittsfläche von  $F_B = 1,50 \times 1,50 = 2,25 \text{ m}^2$  bei  $B_n 450$  und  $\mu = 8 \%$ . Die mehrfachen Querschnittssprünge waren wie die großen Abmessungen in den unteren Geschossen unerwünscht. Darum wurden zum Vergleich Hohlkastenstützen aus Stahl untersucht, wobei die Wanddicke zunächst mit 10 % der Seitenlänge angesetzt wurde, Abb. 2.

|                              |         |         |        |        |
|------------------------------|---------|---------|--------|--------|
| Untersuchte Stähle:          | St 37-2 | St 52-3 | StE 47 | StE 70 |
| Streckgrenzen $f_{N/mm^2}$ : | 240     | 360     | 470    | 700    |

Die Untersuchungen ergaben, daß im unteren Gebäudeteil Stahlstützen mit Außenabmessungen  $0,80 \times 0,80 = 0,64 \text{ m}^2$  und im oberen Gebäudeteil  $0,60 \times 0,60 = 0,36 \text{ m}^2$  ausgeführt werden können. Je nach Belastung und Knicklänge wurden außerdem

Stahlgüte und Wanddicke der Hohlkästen variiert. Für die meisten Stützen wurde der hochfeste Feinkornbaustahl StE 47 gewählt. Die Blechdicken reichen von 26 bis 100 mm.

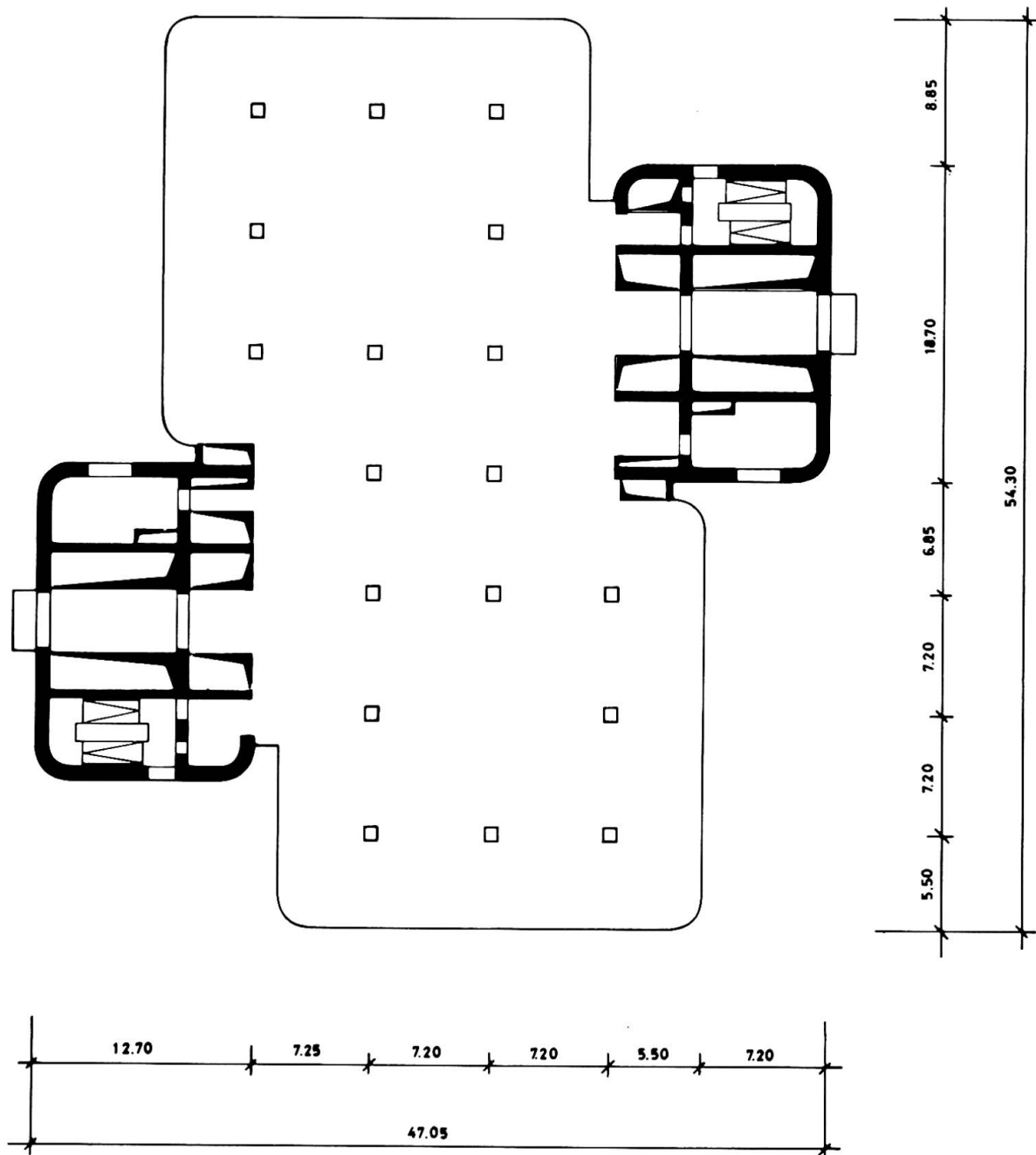


Abb. 1: Normalgeschoßgrundriß

Die Kosten für die Stahlstützen waren einschließlich des Brandschutzes fast doppelt so hoch wie für Stützen gleicher Tragfähigkeit aus Stahlbeton. Dem war gegenüberzustellen: schnelle und einfache Herstellung der Stützen beim Rohbau, da sie montagefertig angeliefert wurden; in zwei Gebäudebereichen identische Elemente beim Ausbau, da alle Querschnitte 80 x 80 cm oder 60 x 60 cm ausgeführt wurden; ein Nutzflächengewinn von rund 300 m<sup>2</sup>, Abb. 3.

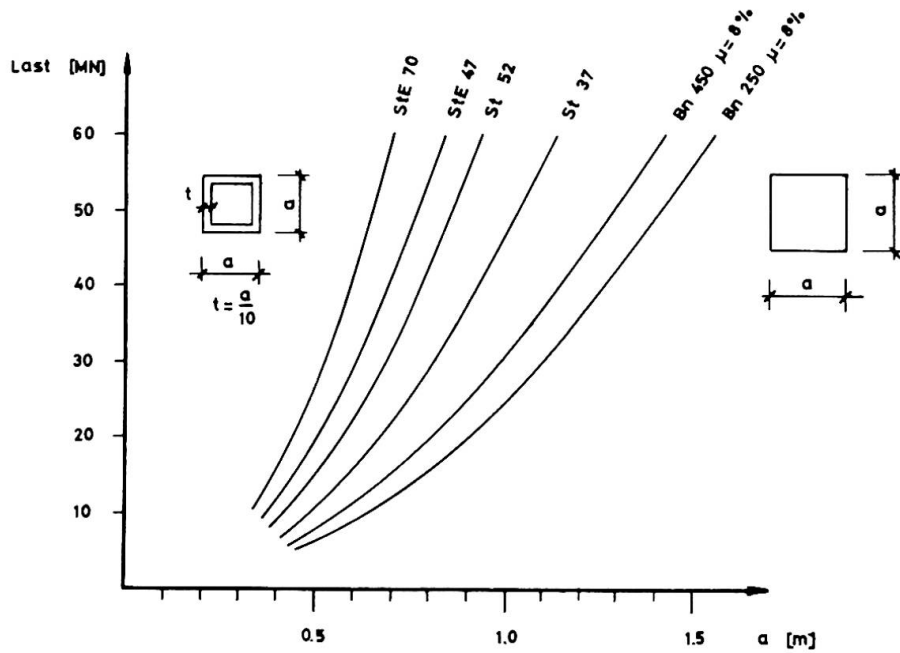


Abb. 2: Flächenbedarf von Stützen

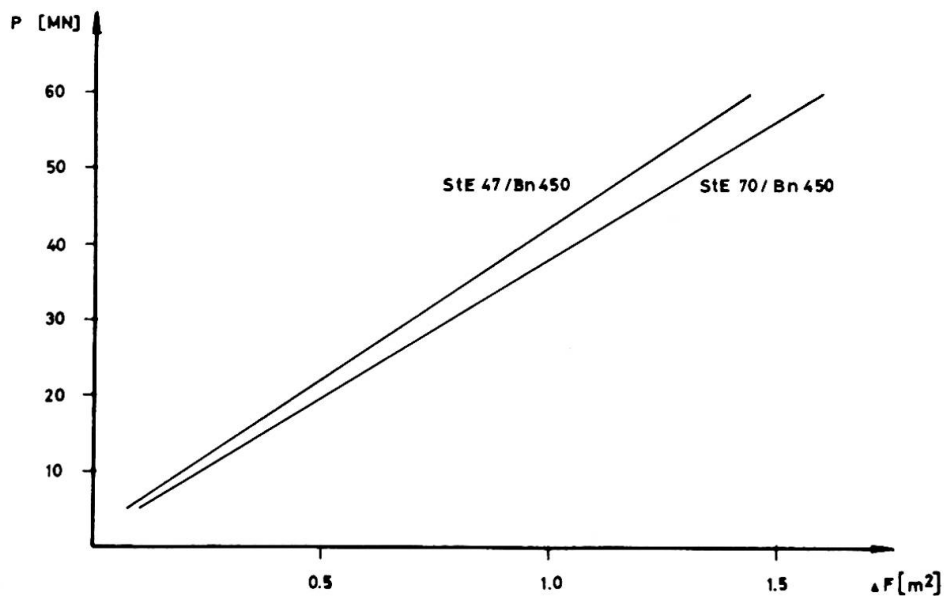


Abb. 3: Nutzflächengewinn bei Stahlstützen gegenüber Betonstützen

Der Zeitgewinn bei Roh- und Ausbau und der finanzielle Vorteil des Einbaus identischer Ausbauelemente bei abgehängten Decken und Einbauwänden sowie des Nutzflächengewinns haben den Mehrkostenaufwand gerechtfertigt.

Nachdem dies feststand, konnten die Stützen endgültig dimensioniert werden. Für die geringer belasteten Stützen aus genormtem St 37-2 und St 52-3 brauchten keine Spannungsüberlegungen angestellt zu werden. Bei den hoch belasteten Stützen aus StE 47 wurde die zulässige Spannung im Lastfall Hauptlasten für

Blechdicken bis 60 mm gemäß DAST-Richtlinie 011 mit  $280 \text{ N/mm}^2$  angesetzt. Für die größeren Blechdicken wurde die zulässige Spannung linear so abgemindert, daß bei 100 mm Blechdicke gegenüber der Streckgrenze eine Sicherheit von  $\gamma = 1,71$  eingehalten wird. Damit beträgt die zulässige Spannung bei dieser Dicke  $240 \text{ N/mm}^2$ , Abb. 4

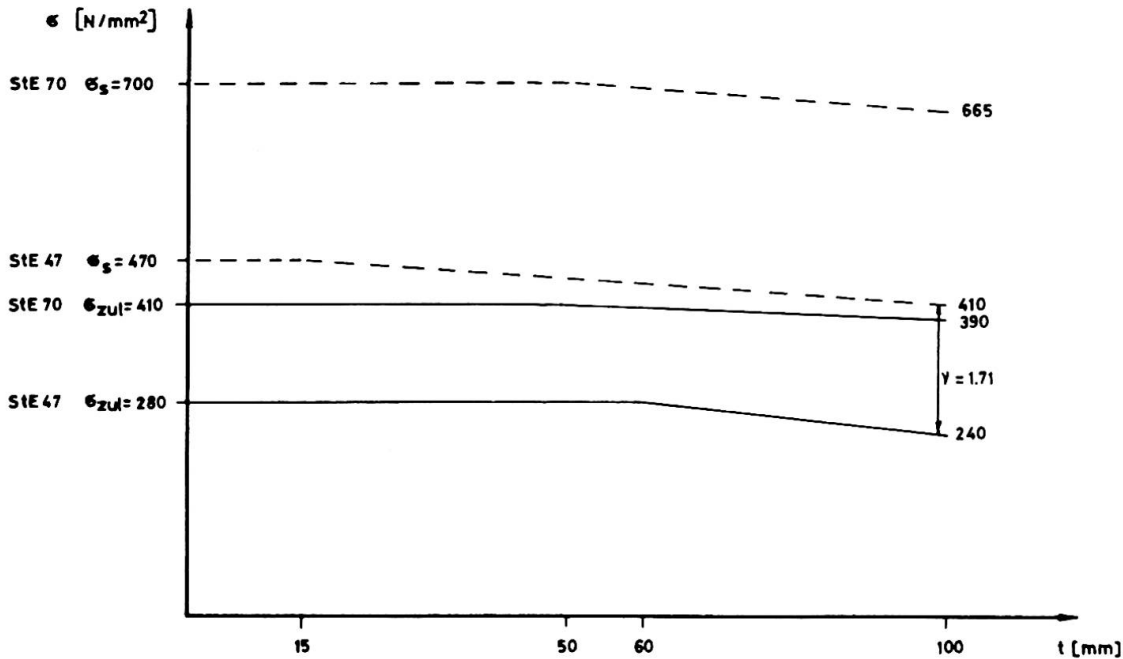


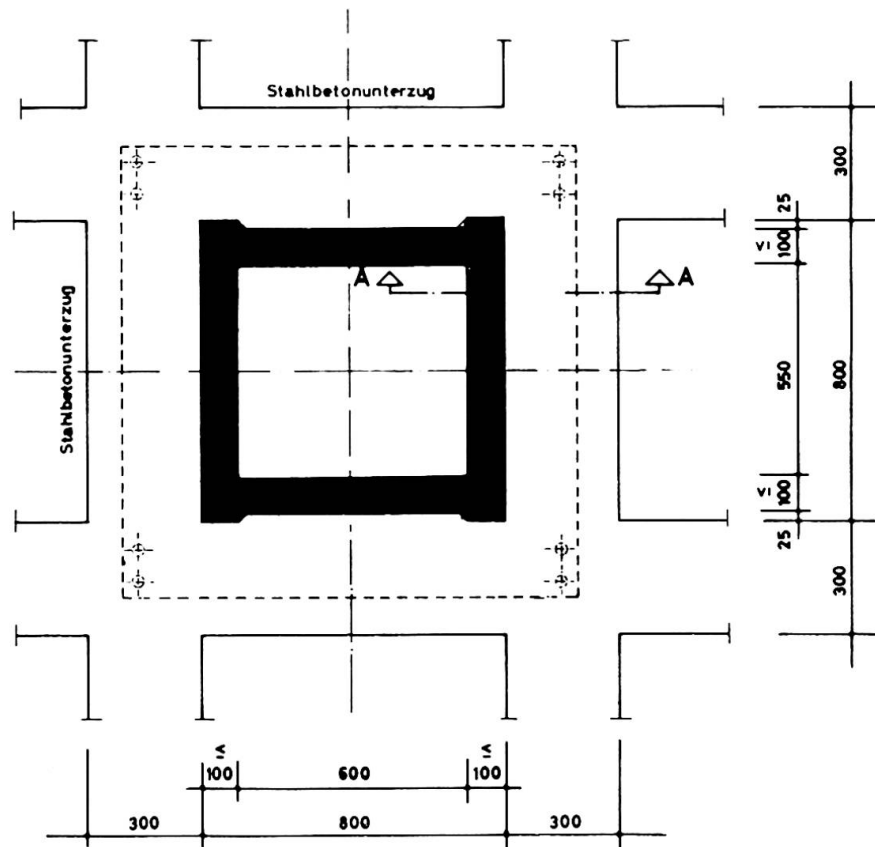
Abb. 4: Spannungen hochfester Stähle

Der Einsatz des noch tragfähigeren StE 70 wurde nicht erwogen, da er außer zu größeren Schlankheiten besonders zu erheblich größeren Stützenstauchungen geführt hätte.

Die Stahlstützen wurden aus Blechen zu quadratischen Hohlkästen mit Kopf- und Fußplatte zusammengeschweißt. Die die Einzelbleche zum Kasten verbindenden Längsnähte müssen Normalspannungen und Schubspannungen in Nahrichtung übertragen. Versuche ergaben, daß diese Schubspannungen nicht abgemindert werden müssen. Die vorgesehenen Schweißlagen konnten verringert werden.

| Blechdicke                                           | $\geq 60$ | $< 60$ [mm] |
|------------------------------------------------------|-----------|-------------|
| Dicke a der Längsnaht Seitenblech/Seitenblech        | 15        | 10 [mm]     |
| Dicke a der Kehlnaht Seitenblech/Kopf- und Fußplatte | 20        | 15 [mm]     |

Die Kopf- und Fußplatten sind für die Lasteintragung aus den Stahlbetondoppelunterzügen in die Stahlstützen dimensioniert, Abb. 5.



SCHNITT A - A

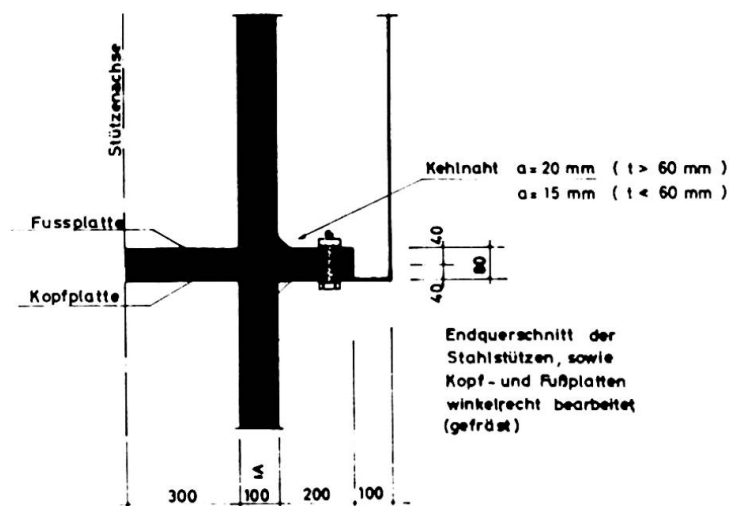
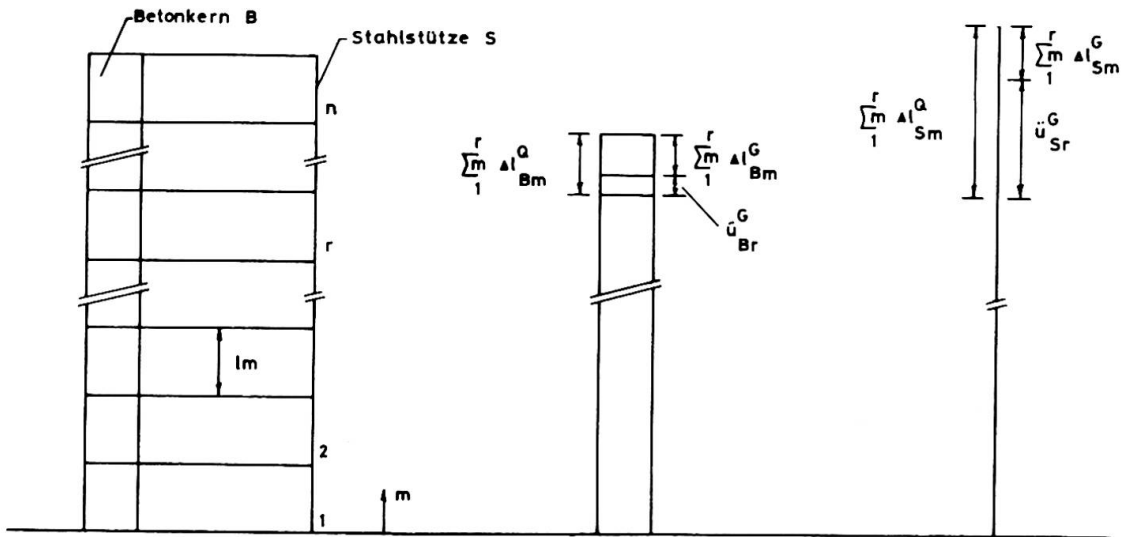


Abb. 5: Ausführung der Stützen in StE 47

Zur Montagesicherung werden die Platten an den Ecken mit je zwei HV-Schrauben verbunden. Damit kann auch ein Moment aus unplanmäßiger Horizontalbelastung der noch nicht einbetonierten Stütze aufgenommen werden. Die Lastabgabe in die 4 m dicke Bodenplatte erfolgt über 100 mm dicke Stahlplatten in Form einer Stufenpyramide. Ebenso erfolgt die Lastübertragung vom Stützenquerschnitt 60 x 60 mm auf den 80 x 80 mm durch eine 200 mm dicke Lastverteilungsplatte. Zum Brandschutz für F 180 wurden die Stahlstützen mit einer Spezialmineralwolle und einer Blechhaut umgeben.

Die Stahlstützen haben ein anderes Stauchungsmaß als die Betonkerne. Darum waren die Stauchungsunterschiede, die in den durchlaufenden Decken Schnittgrößen erzeugen, zu ermitteln. Sie errechnen sich zu  $\ddot{u}_r^G = \ddot{u}_{Sr}^G - \ddot{u}_{Br}^G$  mit folgenden Bezeichnungen und vereinfachenden Ansätzen:



Die Gesamtzahl der Geschosse ist  $n$ ; die Geschosse werden fortlaufend von unten nach oben mit  $m$  bezeichnet:  $1 \leq m \leq n$ ; ein bestimmtes Geschoss wird mit  $r$  gekennzeichnet; alle Geschöshöhen  $l_m$  sind gleich:  $l_m = \text{const.} = h$ ; die Stützen bestehen in ihrer ganzen Länge aus dem gleichen Baustoff:  $E_m = \text{const.} = E_B$  für Beton,  $E_S$  für Stahl; die Betonkerne haben in allen Geschossen gleichen Querschnitt  $F_{Bm} = \text{const.} = F_B$ ; die Betonkerne erhalten aus jedem Geschoss die gleiche Last  $Q_{Bm} = \text{const.} = Q_B$  und somit den gleichen Spannungszuwachs  $\sigma_B^Q = \frac{Q_B}{F_B}$ ; die Stahlstützen haben im Gebrauchszustand in allen Geschossen die gleiche Spannung  $\sigma_{Sm}^Q = \frac{Q_{Sm}}{F_{Sm}} = \text{const.} = \sigma_S^Q$ . Die Belastung im Gebrauchszustand ist  $Q$ , im Rohbaustand  $G$ ; es gilt  $G_S = 0,5 Q_S$ ,  $G_B = 0,9 Q_B$ . Eine Setzungsmulde tritt nicht auf.

$$\begin{aligned}
 \ddot{u}_{Sr}^G &= \sum_{l=1}^r \Delta l_{Sm}^Q - \sum_{l=1}^r \Delta l_{Sm}^G \\
 &= r \frac{h}{E_S} \sigma_S^Q - \frac{h}{2 E_S} \sigma_S^Q \sum_{l=1}^r \frac{r-m+1}{n-m+1} \\
 \ddot{u}_{Br}^G &= \sum_{l=1}^r \Delta l_{Bm}^Q - \sum_{l=1}^r \Delta l_{Bm}^G \\
 &= \frac{h}{E_B} \sigma_B^Q \sum_{l=1}^r (n-m+1) - 0,9 \frac{h}{E_B} \sigma_B^Q \sum_{l=1}^r (r-m+1)
 \end{aligned}$$

Mit den Zahlenwerten:  $n = 34$

$$E_S = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_B = 34000 \text{ N/mm}^2$$

$$h = 4600 \text{ mm}$$

$$\sigma_S^Q = 230 \text{ N/mm}^2 \text{ in jedem Geschoß vorhanden}$$

$$\sigma_B^Q = 0,3 \text{ N/mm}^2 \text{ aus jedem Geschoß im Kern}$$

wirksam, wobei der plastische Verformungsanteil gleich dem elastischen gesetzt wurde, folgt Abb. 7.

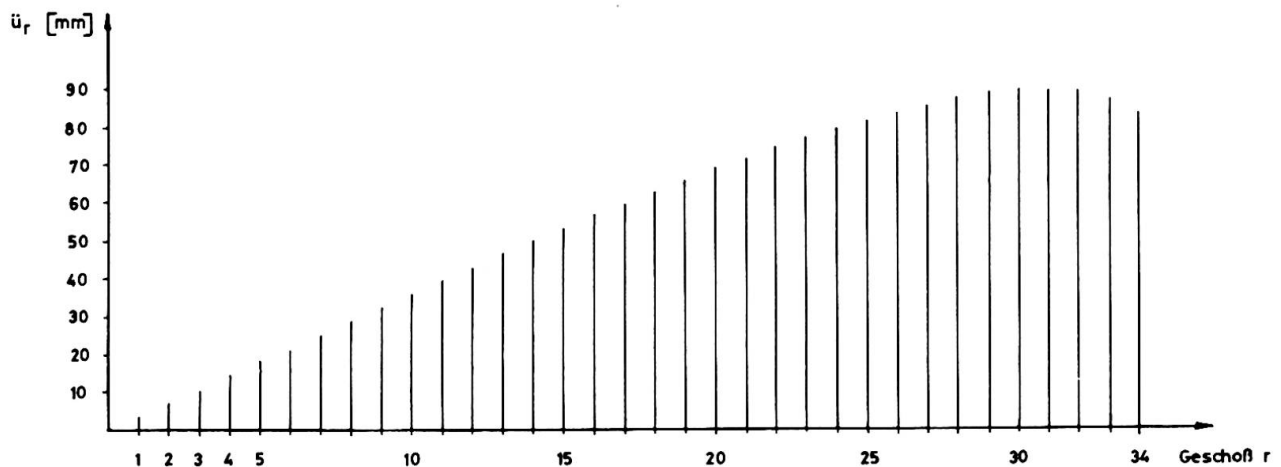


Abb. 7: Überhöhung der Geschoßdecken im Rohbauzustand  $\ddot{u}_r^G$

Die Verwendung von Stützen aus hochfestem Feinkornbaustahl StE 47, die im Hüttenwerk montagefertig zusammengeschweißt wurden, hat sich bewährt. Die Rohbauausführung wurde beschleunigt. Die Justierung nach Höhe und Schiefe wurde durch laufende Vermessungen überwacht, eventuelle Korrekturen wurden durch Fräsen der Fußplatten erreicht. Die Montage erfolgte durch Baustellenkräne.



## ZUSAMMENFASSUNG

Bei einem Hochhaus bestehen die Aussteifungskerne aus Beton, die Stützen wegen der hohen Belastung grösstenteils aus StE 47. Sie wurden aus Blechen bis zu 100 mm Dicke zu Hohlkastenprofilen zusammengeschweisst. Die Wahl des Werkstoffes, Bemessung und konstruktive Ausbildung werden erläutert. Die Berechnung der Auflagerüberhöhungen der durchlaufenden Decken infolge der unterschiedlichen Stauchungen zwischen Stahlstützen und Betonkernen wird dargestellt.

## SUMMARY

In a tall building the cores providing stability are in reinforced concrete, the columns, because of the high loads, mostly in steel StE 47. They are built up with steel plates up to 100 mm thick, welded together to form hollow sections. The choice of the material, the design and the construction method are commented. The calculation of the height adjustment of the supports to the continuous slabs, because of the differential compression between the steel columns and the reinforced concrete cores, is illustrated.

## RESUME

Dans un immeuble de grande hauteur, les noyaux assurant la stabilité sont en béton armé; les colonnes, en raison des charges élevées sont pour la plupart en acier StE 47. Elles sont faites de plaques d'acier, jusqu'à 100 mm d'épaisseur, soudées pour former des sections creuses. Le choix des matériaux, les calculs et la méthode de construction sont commentés. Le calcul pour l'ajustement des niveaux d'appuis pour les planchers continus est nécessaire à cause des différents degrés de compression des colonnes d'acier et des noyaux de béton.