

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang

BERLIN, 17. Oktober 1930

Heft 21

Alle Rechte vorbehalten.

Wirtschaftlichkeit des Stahlskelett-Wohnungsbaues. *)

Von Dr.-Ing. Karl Ludwig Müller, Regierungsbaumeister a. D.

I. Allgemeines.

Im vielgeschossigen Geschäftshausbau haben sich die finanziellen Vorteile des Skelettbauwerks bereits als ausschlaggebend erwiesen; beim Wohnungsbau sind sie noch umstritten, oder wenigstens fielen sie nicht genügend ins Gewicht, um traditionelle Hemmungen zu überwinden. Die technischen Vorfagen sind genügend geklärt; um weiterzukommen, muß man jetzt dem Bauherrn und Architekten die Beurteilung der finanziellen Seite erleichtern; er muß Unterlagen erhalten, mittels welcher er ohne zeitraubende Vergleichsanschläge die Kostenauswirkung seiner Anordnungen im voraus übersehen kann.

Allgemeingültige Feststellungen solcher Art sind sicher möglich, sonst gäbe es auch keine Erfahrungssätze über die Kostengestaltung. Wichtig ist natürlich, daß der Planfertiger die Ergebnisse auf die Verhältnisse des konkreten Falles mühelos umrechnen kann; demgemäß werden, ausgehend von einem typischen, dem Durchschnitt nahekommenen Fall, die vorkommenden Abwandlungen einzeln behandelt.

Des Raummangels wegen können hier die einschlägigen Untersuchungen nur auszugswise wiedergegeben werden. Trotzdem sind diese noch so mit Formeln und Tabellen belastet, daß sie im Schlußwort in textlicher Form wiederholt werden müssen.

Gesichtspunkte für Gestaltung und Abänderung der Grundrisse.

Als Ausgangspunkt der Untersuchung wird ein „Zweispänner-Grundriß“ von 60 m² Nutzfläche mit relativ zahlreichen kleinen Räumen und geringer Gebäudetiefe zugrunde gelegt.

Der Stahlkonstrukteur wird seine Verbesserungsvorschläge, welche Normalisierung und Verbilligung der Konstruktion bezwecken, auch auf die Grundrißfragen ausdehnen wollen. Er sollte sich aber dabei bewußt sein, daß trotz der Vielheit der im Schrifttum erörterten Grundrisse dem Architekten beim Entwurf von Massensiedlungen die Hände gebunden sind.

Die Engräumigkeit ist von besonderer Bedeutung für die Bemessung der Gebäudetiefe. Besonders geringe Raumgrößen (im Mittel 11,5 m²) ergeben sich nach dem Kleinwohnungsprogramm der Reichsforschungsgesellschaft. Nach den Bestimmungen der Berliner Wohnungsfürsorgegesellschaft wird man die Engräumigkeit nicht ganz so weit treiben. Hier bleibt für den Durchschnitt aus Zimmer und Kammern immerhin eine Fläche von 13,5 m². Bei einer gediegenen bürgerlichen Wohnung sind vergleichsweise 20 m² anzusetzen.

Je größer bei gegebener durchschnittlicher Raumgröße die Gebäudetiefe gewählt wird, desto schmaler, desto unwohnlicher werden die Zimmer und Kammern. Offenbar kommen die Räume dem anzustrebenden quadratischen Grundriß am nächsten, wenn man die lichte Gebäudetiefe, die der Tiefe zweier Räume gleichkommt, gleich 2 mal $\sqrt{\text{Fläche}}$ ansetzt. Die Gesamtgebäudetiefe ergibt

sich hieraus durch Hinzufügung der Stärkenmaße der Außen- und Innenlängswände von beiläufig 1,15 m bei Massivbau und 0,65 m beim Skelettbau.

Für die erwähnten Flächengrößen ergeben sich folgende Richtwerte:

Kleinwohnungs-Programm der Reichsforschungsgesellschaft
bei $f = 11,5 \text{ m}^2$ pro Raum, lichte Tiefe 6,80 m

Mindestmaß nach Vorschrift der Berliner Wohnungsfürsorge
13,5 m², lichte Tiefe 7,35 m

Vergleichsweise großräumige Wohnung 20,0 m², lichte Tiefe 9,00 m.

Die in den Abb. 1a bis 1f dargestellten Skizzen geben eine Übersicht von Grundrißlösungen. Diese entsprechen zunächst den oben aufgeführten Tiefenmaßen, weiter beachten sie noch andere elementare grundriß-technische Forderungen.

Aus den erwähnten Grundrissen ergeben sich gewisse Forderungen für die Einteilung der Stützenjoche der Stahlkonstruktion von selbst. Wenn infolge geringer Haustiefe das Treppenhaus vorzubauen ist, wie

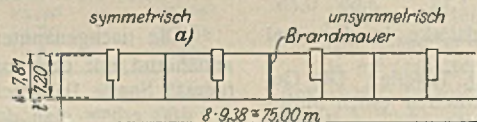


Abb. 1a. Block mit 16 engräumigen Kleinwohnungen von 16 m² mittlerer Größe. (Varianten: 40 bis 70 m².)

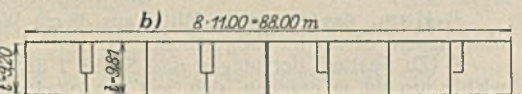


Abb. 1b. Block mit 16 weiträumigen bürgerlichen Wohnungen von 87 m² mittlerer Größe. (Varianten: 70 bis 120 m².)

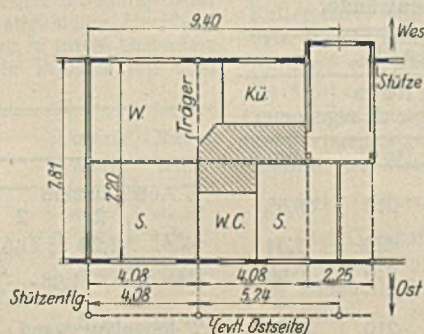


Abb. 1c. Engräumig, 60 m² Wohnfläche.

Abb. 1c u. d. Beispiel symmetrischer Grundrisse und Stützenteilung.

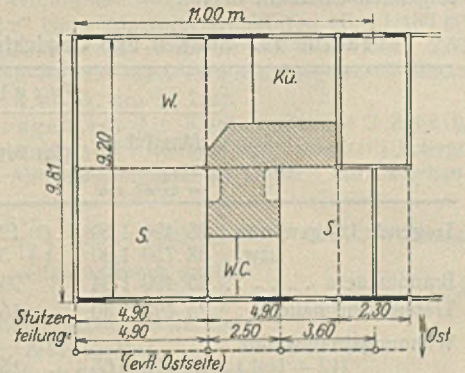


Abb. 1d. Weiträumig, 87 m² Wohnfläche.

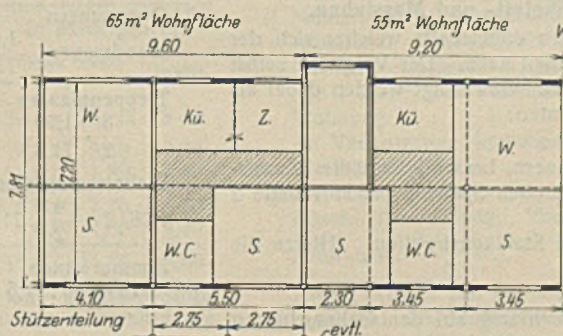


Abb. 1e. Unsymmetrisch, (Erschwerung der Stützenteilung, aber grundtechnisch besser).

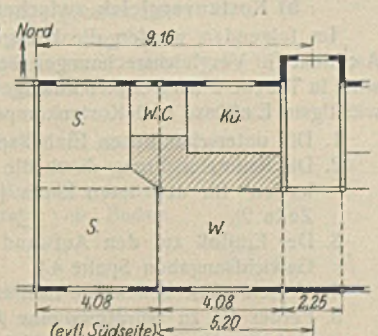


Abb. 1f. Variante: Fensterfront nach Süden.

Bemerkung: Sonstige Varianten, Wohnungen mit zentralem Wohnraum, Laubenhäuser, Junggesellenhäuser usw. ermöglichen gleichmäßigere Stützenteilung.

Abb. 1a bis f.

Typische Reihenhausgrundrisse für Großsiedlungen. Erläuterung der Stützenteilung.

*) Mit den Ausführungen des Verfassers können wir uns nicht restlos einverstanden erklären. Dessen ungeachtet möchten wir nicht versäumen, diese neuartigen Kostenvergleichsberechnungen zu veröffentlichen. Die Schriftleitung.

dies beispielsweise bei der gewählten Gebäudetiefe von 7,20 m nötig wird, so ergibt sich hieraus nahezu von selbst die Stellung von Stützen an den Kreuzungsstellen der Treppenhauswände und der Längswände. Ferner erscheint es als selbstverständlich, in die Trennwände der Doppelhäuser Stützenjoche einzubauen, welche im Verband mit der Trennwand (bei verkröpften Trennwänden je mit der halben Trennwand) die nötige Windsteifigkeit ergeben.

II. Untersuchung des Durchschnittsfalles.

a) Voraussetzungen über Konstruktion und Lasten.

Ausgangspunkt der Untersuchung ist der typische Fall, eine kleinräumige Wohnung von 60 m² Grundfläche. Diese liege in einem vierstöckigen Reihenhaus und bestehe aus 3 Zimmern und Küche. Außerdem wird eine bürgerliche Wohnung von 87 m² Grundfläche mit ebenso vielen, also entsprechend größeren Räumen untersucht.

Es werden zunächst drei Varianten unterschieden; diese sind wie folgt gekennzeichnet:

Tabelle 1a.

1	Wandkonstruktion	Wärmeschutz in kcal./m ² h° C	Gewichte	
			je m ² Mauer	t/lfd. m
2	3	4	5	
A. Kleinräumige Wohnung; 60 m²				
Vergleichsfall 0	Ziegel, im Mittel 41 cm ¹⁾	üblich 1,27	808	2,25
Ver- schie- dene Aus- fachungen	I. Leichtsteine hohl gemauert 12 + 6 + 12 = 30 cm	mäßig 1,24	410	1,07
	II. Leichtbeton oder Mauer 23 cm	" 1,12	365	0,95
	III. Schutz- und Isolierplatte 8 + 3 + 9 = 20 cm	gut 0,67	285	0,75
B. Großräumige Wohnung; 87 m²				
	Ausfachung wie II; 23 cm	1,12	3,65	0,75

¹⁾ 41 cm, das gewogene Mittel aus 38 cm Wandstärke in den drei oberen, und 51 cm im Erdgeschoß.

²⁾ (Zu Spalte 5 der obigen und Spalte 2 der folg. Tabelle.) Die Gewichte pro lfd. m ergeben sich aus den quadratmetrischen durch Multiplikation mit der Geschoßhöhe 3,15 m und einem Faktor ⁵/₈ zur Berücksichtigung der Maueröffnungen.

Die Voraussetzungen bezüglich der Innenwände gehen aus der folgenden Übersicht hervor.

Tabelle 1b. Stärken und Gewichte der Innenwände.

	Vergleichsfall				
	Massivbau		Skelettbau (für Fall I bis IV gleich angenomm.)		
	cm	kg/m ² t/m	cm	kg/m ²	t/m
Tragende Längswände bzw.	25	490 1,30	{ 12 cm + 3 " Isol. }	210	0,55
Brandmauern	38	750 1,90			
Treppenhausmauern .	25	490 1,54	25	490	1,54
Wohnungstrennwände (12 + Isol.)	25	490 1,30	15	210	0,65
Zimmertrennwände . .	15	210 0,65	15	210	0,65
	10	150 0,37	10	150	0,37

b) Kostenvergleich zwischen Skelett- und Massivbau.

Im folgenden werden die Hilfsgrößen entwickelt, welcher sich der Architekt für Vergleichsrechnungen bedienen kann. Der Vergleich selbst wird in Tabelle 2 als Beispiel durchgeführt. Gewürdigt werden dabei als wichtigste Einflüsse und Kostenkomponenten:

1. Die unterschiedlichen Einheitspreise.
2. Die Raumeinziehung durch die Mauern, besser gesagt die „Zusatzkosten“ für den toten Raum (vgl. oben Spalte 2, auch Tabelle 2 Zeile 2).
3. Der Einfluß auf den Aufwand an Stahlkonstruktion. (Hierzu die Gewichtsangaben Spalte 4.)
4. Verschiedene sekundäre Einflüsse.
5. Ferner ist zu würdigen eine Auswirkung auf den Gebrauchswert und der Einfluß auf den Heizungsaufwand; hierzu die Angaben in Spalte 3.

1. Ausmaße und Ausmaßziffern (für Tabelle 2 Zeile 1).

Beispielsweise entfällt — abgesehen von sekundären Korrekturen — bei einer Gebäudetiefe *t* und einer Länge *L* an Umfassungsmauern eine

Ausmaßziffer von rd. $\left[\frac{2}{t} + \frac{2}{L} \right] \cdot \nu$ in $\frac{\text{lfd. m}}{\text{m}^2}$. Dabei bedeutet beispielsweise der Ausdruck $\frac{2}{t}$, daß 2 lfd. m Mauer auf *t* m² Fläche ausgeworfen

werden. Der Koeffizient $\nu = \frac{1}{\text{Stockwerkseffekt}} = \frac{\text{Stockwerksfläche}}{\text{Nutzfläche}}$ ist primär vom Treppenhausanteil, den Wandstärken und der Zahl der Querwände abhängig — sekundär von einigen anderen Faktoren.

Lichte Gebäudetiefe sei 7,20 m; δ_e = Breitensumme der Längsmauern, δ_b desgleichen der Quermauern.

Tabelle 1c. Hauptmaße des je Wohnung entfallenden Gebäudeteiles, an Hand der Zeichnungen für 4 Zweispänner oder 8 Einzellängen *L*; 71 m Gebäudetiefe entwickelt.

	Vergleichsfall Ziegelbau	Fall II mittelstarke Wände	Fall B großräumige Wohnung 87 m ²
Gebäudelänge je Wohnung (z. B. 8,94 + $\frac{\delta_b}{8}$)	8,94 + 0,60 = 9,54 m	8,94 + 0,44 = 9,38 m	9,96 + 0,44 = 10,40 m
Stockwerksfläche einschl. Treppenvorsprung $L \cdot (7,20 + \delta_b) + 0,62$ (bzw. 0,55)	80,18 m ²	73,82 m ²	102,00 m ² <i>b</i> = 9,20 (ohne Vorsprung)
Zuschlag = $\frac{\text{Mauerfl.} + \text{Treppenfl.}}{\text{Nutzfläche}}$	$\frac{25,5}{8,05} = 33,6\%$	$\frac{15}{8,05} = 23\%$	$\frac{11,7}{5,6} = 17,3\%$

Fall I und III sind von Fall II nur wenig verschieden, und zwar um + 1,50 m² oder 2,5 % bzw. um - 0,66 m² oder 1,1 %.

1. Vergleich der wichtigsten spezifischen Ausmaße (analytisch festgestellt).

[Die nachgenannten spezifischen Mauerlängen *s_e* (Spalte 2a bis 4a), annähernd mit den vorstehenden abgestimmt, beruhen auf den Ansätzen (gemäß Spalte 1); durch Multiplikation derselben mit den Stärken δ und mit 100 erhält man den spezifischen Mauerquerschnitt in Prozenten der Nutzfläche: 100 $\Sigma s \delta$ (Spalten 2b bis 4b).]

Tabelle 1d.

	Vergleichsfall (<i>t</i> = 7,20) Ziegelbau		Fall II (<i>t</i> = 7,20) mittelstarke Außenwände		Fall IV (<i>t</i> = 9,20) großräumig	
	spez. Länge m pro m ²	Mauer- quer- schnitt %	spez. Länge m pro m ²	Mauer- quer- schnitt %	spez. Länge m pro m ²	Mauer- quer- schnitt %
	2 a	2 b	3 a	3 b	4 a	4 b
1. Außenmauern $s_t = \left(\frac{2}{7,20} + \frac{2}{71,5} \right) \cdot 1,08 \cdot \frac{L}{8,94}$	0,352	14,5	0,346	8	0,267	6,15
2. Innenlängswand $\frac{1,08 \cdot L}{7,20 \cdot 8,94}$	0,160	4,9	0,157	2,4	0,120	1,80
3. Quermauern Brandmauern $\frac{1,08}{71,5}$	0,015	0,4	0,015	0,4	0,013	0,33
Treppenmauern $\frac{8 \cdot 1,20}{2 \cdot 71,5}$	0,072	2,3	0,072	1,0	0,055	0,83
Wohntrennwände $1,08 \left(2 + \frac{4}{2} \right) : 71,5$	0,061	1,0	0,061	0,9	0,052	0,78
Zimmerwände $16 \cdot 1,08 : 71,5$	0,24	2,5	0,24	2,3	0,190	1,90
	0,904	25,0 %	0,891	15,9 %	0,697	11,76 %
Vergleiche Fall I ¹⁾			0,893	18,4 %		
III ¹⁾			0,890	14,8 %		

¹⁾ Für diese in Tabelle 1a beschriebenen Fälle mit 0,30 bzw. 0,20 m starken Außenwänden wurden die spez. Längen und die prozentualen Aufschläge für die Mauerquerschnitte in entsprechender Weise errechnet.

Das Beispiel Tabelle 2 gibt die Entwicklung für die 60-m²-Wohnung an. Man erhält das Ausmaß durchgehender Wände durch Multiplikation der spez. Längen *s* mit 60 · 3,15 = 189, das Ausmaß durchbrochener Wände durch Multiplikation mit $\frac{5}{6} \cdot 60 \cdot 3,15 = 157$.

2. Preisvoraussetzungen. (Zu Tabelle 2 Zeile 1.)

Zur Annahme der Preise der Ausfuchung in Tabelle 2 wird bemerkt, daß diese nach örtlichen Verhältnissen zu berichtigen sind. Die angesetzten Einheitspreise je m² Ausfuchung (bzw. je m² Massivwand) verstehen sich jeweils einschließlich Zubehör und Nebenleistungen, Wandanstriche (Putzträger, Schalung, Gerüst usw.). (Für mehrere Kombinationen von Ausfuchungen sind Preise in der Broschüre „Wärmewirtschaftliche Bewertung usw.“ angegeben; s. Hinweis unter „Heizungskosten“ S. 244.)

Angaben über die Grenzen der Preisverschiedenheiten und deren Auswirkung auf das Ergebnis folgen in der Anmerkung¹⁾.

Für jede Mark, um welche sich die Differenz zwischen der Außenmauer aus Ziegel und der aus Leichtbeton erweitert, erhöht sich die Ersparnis pro 60 m² Wohnung um 54 m² · 1,00 Mk./m = 54,00 Mk. oder 0,5 % der Bausumme [bei schätzungsweise Mitberücksichtigung der Innenmauern um 0,75 %]. Die mögliche Mehreinsparung von 4,00 Mk. pro m² [8,00 Mk. statt 4,00 Mk. pro m² Außenwand] kann also bis zu 3 % der Bausumme ausmachen.

3. Auswertungen. Kosten des toten Raumes. (Zu Tabelle 2 Zeile 2.)

Im allgemeinen sind die Zusatzkosten für den toten Raum je nach Geschoßzahl mit 7 bis 10 Mk./m³ toten Raumes, also mit etwa 30 Mk./m² toter Grundrißfläche anzusetzen. Im vorliegenden Vergleichsfall, in dem es sich um eine durchgreifende Änderung der Fundierungsweise handelt, trennt man zweckmäßig

- α) Zusatzkosten der Fundamentkonstruktion,
- β) Zusatzkosten gemäß überbauter Fläche.

¹⁾ Die Preise der zu vergleichenden Ziegelwandausführung bewegen sich wie folgt:

	Unterer Wert	Oberer Wert
	Mk./m ²	Mk./m ²
0,42 m ³ zu 35,00 bis 42,00 Mk.	14,70	17,64
Außen- und Innenputz (3,00 + 1,30) = 4,30	4,00	4,60
Mauer im ganzen	18,70	22,24

Der Preis der Betonwände (hier 23 cm stark angenommen) wird sehr verschieden kalkuliert. Zum Teil ist das objektiv begründet, es hängt von der Baustelleninstallation und der Handlichkeit und der Wiederverwendungszahl der Wanderschabung ab, aber auch Ermessensfragen spielen — besonders im Falle der Schalungsabschreibung — eine große Rolle. [Betonbaufirmen, welche die Kalkulationserfahrungen des Industriebaus auf die einfacheren Wanderschabungen typisierten Wohnungsbaues übertragen, rechnen vielfach noch vorsichtiger als allgemeine Hochbauunternehmungen. — Billige Schüttestonenausführungen wurden besonders im Bezirk Halle und Merseburg ausgeführt.] Die Preisgrenzen sind etwa folgende:

Kosten für 1 m ³ Beton	Unterer Wert	Oberer Wert
	Mk./m ³	Mk./m ³
Material f [Sand: 4,0 bis 8,00 Mk./m ³]	6,25	16,20
1,25 m ³ Blms oder Leichtstoff 6,00 bis 18,00 Mk./m ³ }		
Zement 135 bis 160 kg zu 5,60 Mk./100 kg	7,60	9,00
Löhne inkl. Nebenarbeit 5,0 bis 7,5 Std./m ³ zu 1,20 bis 1,35 Mk./Std.	6,00	10,00
Zuschläge ca. 25 % bis 20 %	3,95	7,00
	23,80	42,20

Kosten für 1 m ² Wand	In Mark pro m ²		
	Untere Grenze	Obere Grenze	
Stärke δ	20 cm	23 cm	23 cm
Beton δ · 23,10 bis δ · 44,0	4,80	5,50	9,70
2 m ² Wanderschabung zu 0,90 bis 2,20 Mk. pro m ²	1,80	1,80	4,40
Angebotspreise der Wand	5,60*	7,30	14,10
Außen- und Innenputz	4,00	4,00	4,40
	10,60	11,30	18,50

* Angebotspreise unter 7,00 Mk. werden sich nur unter außerordentlich günstigen Standortbedingungen ergeben; im allgemeinen schwanken die Preise 20 bis 23 cm starker Wände zwischen 8,5 bis 12,50 Mk. pro m² Wand allein
12 bis 16,00 „ „ „ Wand mit Putz.

Die Differenz gegen Ziegelbau [in der Tabelle mit 20 — 16 = 4 Mk. angegeben] kann bei Ziegelwandpreisen von 19 bis 21 Mk./m² von [19 — 16] bis [21 — 12,0] also von 3,00 bis 9,00 Mk. pro m² schwanken.

α) Änderung bei der Fundamentkonstruktion.

Die Auflösung der 65 cm starken Wände beim Massivbau in 38er Wände mit Pfeiler erspart an Mauerwerk etwa 25 m³, an Bankett und Aushub etwa 5 m³ (bei Beachtung der entgegenstehenden Kostenmehrung beim Pfeilermauerwerk immerhin noch rd. 800 Mk. je Wohnungsgrundriß, das sind 200 Mk. je Wohnung, 3,30 Mk./m² Wohnfläche oder 2 % des Herstellungswertes von 175 Mk./m², vorbehaltlich zusätzlicher Vergleiche gemäß 3 γ).

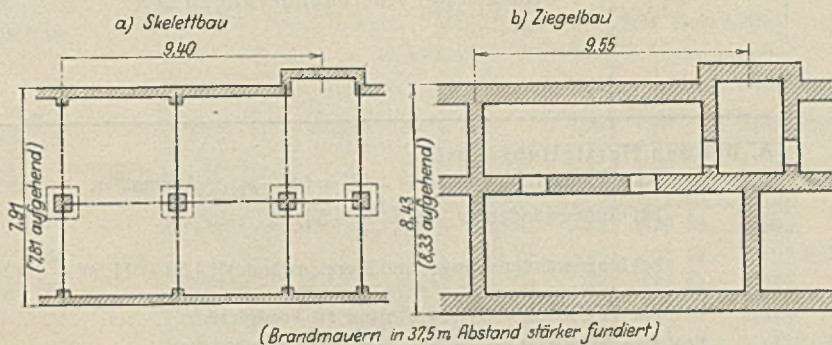


Abb. 2a u. b. Unterschiede beim Kellergrundriß.

β) Im übrigen entfallen je m² Mehrfläche des Hauses folgende Zusatzkosten:

Dachfläche abgewalmt etwa 6,40 · 1,40	= 9,00 Mk.
Holz für Dachverband 0,07 · 1,30	= 9,00 „
Erdaushub 2,0 m tief und Abfuhr (2,50 + 3,50) Mk. =	12,00 „
Rohgelände (ausschl. Erschließung) überbaut 1 m ² .	12,00 „
Rohgelände-Hofzuschlag (Bauzone IV, Flächenaus-	
nutzung 0,4); 12,00 · $\frac{0,6}{0,4}$	= 18,00 „

Verschiedene sekundäre Einflüsse (Mauerleibungen, Einfluß auf die Erschließungskosten usw.)	16,00 „
Je m ² ersparter Hausgrundfläche	76,00 Mk./m ²
Je m ² ersparter Wohngrundfläche, im vierstöckigen Haus =	19,00 „
Je m ³ ersparten umbauten Raumes	6,20 „

Ändert sich beispielsweise der Anteil des Mauerquerschnitts um ± 10 % der Wohnfläche, so ändern sich „Zusatzkosten“ entsprechend 0,1 m² um (19,0 · 0,1) = 1,90 Mk. oder um 1,90/1,75 = ± 1,10 % der Bausumme.

γ) Anmerkung: Abgesehen von der Verbilligung unter α durch Umgestaltung des Kellergrundrisses spielt das Gewicht der Ausfuchung für die Kosten des Kellers keine große Rolle. Jede Tonne Last erfordert bei σ_{zul} von 18 bzw. 3 kg/cm² einen Zusatzquerschnitt von etwa 1/180 m² Kellerpfeiler und 1/30 m² Bankett, das entspricht mit den Höhen 2,50 bzw. 0,70 m und den Preisen 40 bzw. (32 + 4,00) Mk. ausgewertet einem Aufwand von 0,56 + 0,84 = 1,40 Mk. pro 1 t Last.

Verschiedene Auswirkungen auf die Kosten (Tabelle 2 Zeile 3).

α) Die Zeitersparnis (abhängig von Witterung und Jahreszeit) betrage beim vierstöckigen Bau im Mittel 2 1/2 Monate; an Laufzeit der Zwischenkredite 1,25 Monate.

Bei 8 % Zins sind das $\frac{8}{12} \cdot 1,25 = 0,805 \% = 80$ Mk./Wohnung (Bei Geschäftshäusern greifen natürlich andere Überlegungen Platz.)

β) Rationelle Rohr-Installation, Ersparnisse am Einputzen $\frac{1}{3}$ von 100 Mk. Arbeitskosten . . . etwa 30 „

γ) Ersatz des Standgerüsts durch fliegende Rüstung für 65 m² Außengerüste 20 Std. Lohnersparung, dazu Fracht- und Materialersparnis 40 „

δ) Minderung an Verlustzeiten infolge geschützten Arbeitens. Rohbauarbeit an Ausfuchung und Decken erfordert einen Lohnaufwand von (4,0 + 2,5) % der Bausumme oder 660 Mk. je Wohnung.
An Verlustzeiten können nahezu $\frac{1}{20}$ gespart werden 30 „

ε) Minderung gewisser mit der Bauzeit gehender Kosten (Bewachung, Vorhalten von Buden, Zaun usw. $\frac{1 \cdot 5}{5} \%$ = 30 „

Anmerkung: Das Vorhalten von Geräten usw. sei bei den Einheitspreisen sinngemäß berücksichtigt.

Verschiedenes (unter anderem Wegfall von Fensterbeilagrägern usw., die in der Eisenkonstruktion ohnehin vorhanden) 20 „

Summa 3α) bis ε) 230 Mk.

Tabelle 2. Kostenänderung beim Übergang vom Ziegelbau zum Skelettbau.
 Schema am Durchschnittsfall [60 m² Wohnfläche, 4stöckig] erläutert.
 Einsparungen in Mk. je 60 m² — je 100 Mk., also rund 1% bei 10000 Mk. Herstellungswert.

Ansatz der Kostenänderungen ΔK	Differenzen gegen Ziegelbau		
	Fall II 23 cm Leichtbeton	Vergleichsweise	
		Fall I 30 cm Hohlmauer	Fall III 20 cm Bau-Platten
	Preisvoraussetzung Außenwände		
	16 $\frac{\text{Mk.}}{\text{m}^2}$	16 $\frac{\text{Mk.}}{\text{m}^2}$	16 $\frac{\text{Mk.}}{\text{m}^2}$
A. Bei den Herstellungskosten.			
1a) Aus Preisdifferenzen. $\Delta K = (p - p_0) \times \text{Ausmaß } a$;			
bei Außenwänden $[p - 20] \frac{\text{Mk.}}{\text{m}^2} \cdot 54,0$	— 216		
bei Innenwänden (Längs- und Treppenwände) $[14,50 - 11,50] \frac{\text{Mk.}}{\text{m}^2} (24 + 13) \text{ m}^2$	— 111,—		
Sa. 1a) (nach örtlichen Preisen zu korrigieren)	(— 327,—)	— 327,—	— 327,—
1b) Aus Maßdifferenzen gemäß Tabelle 1d $\Delta K = (a - a_0)p$			
bei Außenmauern $(a - 54,0) 0,9 \text{ m}^2$ [bzw. 0,8 und 1,0] $\text{m}^2 - 20 \frac{\text{Mk.}}{\text{m}^2}$	— 18,—	— 16,—	— 20,—
bei Innenmauern $(i - 24 \cdot [0,45]) \text{ m}^2 \cdot 14,50 \frac{\text{Mk.}}{\text{m}^2}$	— 6,—	— 5,—	— 7,—
2a) Vereinfachung im Keller (s. Erläuterung)	— 200,—	— 195,—	— 209,—
2b) Zusatzkosten für Raumeinzehung $19 \frac{\text{Mk.}}{\text{m}^2} \times 60 \text{ m}^2 (s - 25)\%$ $\cdot \frac{1}{100}$	— 105,—	— 75,—	— 115,—
[worin $s = 9,1\%$ bzw. 6,6 und 10,2%] (vgl. Erläuterung)			
3) Verschiedene Einsparungen (s. Erläuterung)	— 230,—	— 230,—	— 230,—
Sa. 1 bis 3 Einsparungen	— 876	— 849,—	— 907,—
4) α Kosten der Stahlkonstruktion (inkl. Wärmeschutz der Stützen)	+ 738,—	+ 748,—	+ 718,—
β Kosten besonderer Ummantelung			+ 190,—
Sa. 1 bis 4 Minderung (—) der Herstellungskosten $\frac{\text{Mk.}}{\text{Wohnung}}$	— 138 Mk.	— 100,— Mk.	± 0,— Mk.
B. Beim Gebrauchswert. (Kapitalis. Betriebskosten.)			
5) Heizkostensparnis bei den Außenwänden. $\Delta K = 54 \text{ m}^2 \times [k - 127] \text{ Einh.}$			
$\times 11,50 \frac{\text{Mk.}}{\text{Einh. m}^2} k = 1,12$ [bzw. 1,24 und 0,67] $\text{kcal/m}^2 \text{ h}^0 \text{ C}$	— 93,— Mk.	— 18,— Mk.	— 375,— Mk.
Sa. 1 bis 5 Ersparnisse (—) an Herstellung und Gebrauchswert in $\frac{\text{Mk.}}{\text{Wohnung}}$	— 231 Mk.	— 118,— Mk.	— 375,— Mk.
Die gleichen Ersparnisse in Prozenten:			
Sa. 1 bis 4 Herstellung allein	— 1,4%	— 1%	— 0%
Sa. 1 bis 5 Herstellung und Gebrauchswert	— 2,3%	— 1,2%	— 3,7%
Nachtrag gemäß den örtlichen Preisverhältnissen: Weitere Verbilligung der Außenmauer um x Mk. (pro m ²) bedeutet eine prozentuale Kostensenkung um weitere $x \cdot 0,75\%$			
[Vgl. Anmerkung 1), S. 243.] (Ev. weitere — 3%)	— $x (0,5 \text{ bis } 0,75)\%$		— $x \cdot 0,5\%$

Konstruktionsaufwand beim Skelett. (Zu Tabelle 2 Zeile 4.)

Zur Vervollständigung des Kostenvergleichs seien hier Ergebnisse des folgenden Abschnittes vorweg ausgeführt.

Es ergibt sich für den Fall II (23 cm starke Ausfachung) ein Stahlgewicht von 33 kg/m ² oder 1980 kg je Wohnung, dies entspricht beim Preise von 0,35 Mk./kg einem Betrag von	694
Hierzu für eine wärmeisolierende Auflage auf die Stützen 17,5 stgd. m zu 2,00 =	44
	738

Die Kostenunterschiede wegen des verschiedenen Gewichts der Ausfachungen sind gering, sie betragen gegenüber Fall II

- im Falle I + 30 kg oder 10 Mk./Wohnung
- im Falle III — 60 kg oder — 20 Mk./Wohnung.

Im Falle I und II ergibt sich der Rostschutz der Stützen und Träger aus Einmauern oder Einbetonieren; im Falle III — Bauplatten — muß er meist besonders bewirkt werden. Kosten: 23,50 m Stützen \times 3,30 + 45 m Träger \cdot 2,50 = + 190 Mk./Wohnung.

(Die Ausmaße — ausschl. Deckenträger — gemäß Skizzen in Abschnitt III.)

Ersparnis an Heizungskosten. (Zu Tabelle 2 Zeile 5)

Die Ansätze über Heizungsersparnis werden einem vom Verband der Zentral-Heizungsindustrie veranlaßten Sonderdruck aus dem „Gesundheitsingenieur“ entnommen (Dr.-Ing. Müller, Wärmewirtschaftliche Bewertung und Bemessung baulicher Anordnungen).

Jede Wärmedurchgangseinheit in der Transmissionsberechnung (kcal/h⁰ C) wird einem kapitalisierten Aufwand von 11,50 Mk. gleichgesetzt. (Alle Räume durchgezählt.) — In bezug auf beheizte Räume allein beträgt der Satz 15 Mk.

Vorbehaltlich Würdigung der Ergebnisse von Tabelle 2 im Schlußwort sei hier kurz erwähnt: Die Bedeutung der Tabelle liegt zunächst in der Rechnungsweise. Die Zahlen selbst erheben keinen Anspruch auf Allgemeinverbindlichkeit, sie zeigen aber doch, daß sich schon bei heutigen Preisrelationen der Skelettbau an sich nicht teurer stellt, daß seine Wirtschaftlichkeit aber offenkundig in Erscheinung tritt, wenn man die Ausfachung wärmetechnisch richtig bewertet.

c) Dimensionierung, Gewichtsberechnung und Kosten des Stahlskeletts für das Durchschnittsbeispiel.

Konstruktive Voraussetzungen. Der Stützenabstand wird gemäß Abb. 1e gewählt. Die Außenwandstützen werden aus Breitflansch-I-Trägern (IP) hergestellt; die Mittelstützen, bei welchen auf die kontinuierliche Durchführung der Träger und auf gleiche Knicksicherheit in beiden Ebenen Wert gelegt wird, bestehen aus \square -Profilen.

Die Wandträger (Ringträger) der Außenwände seien in der Achse der Wand zwischen den Stützen eingeschnitten, so daß sie diese zentrisch belasten. Mit Rücksicht auf die Windsteifigkeit im Zustand vor der Ausfachung werden die Profile durch kräftige Auflagerwinkel verbunden; hierdurch wird die Annahme einer bescheidenen Einspannung auch bei den Wandpfetten gerechtfertigt. Das Moment wird aus dem vollen Stützenabstand mit einem Faktor von $\frac{1}{8}$ oder aus dem um 5% verkürzten Abstand mit Faktor $\frac{1}{8}$ errechnet.

Als zulässig sind 1400 kg/cm² angenommen. Die Knicksicherheit wird gemäß den Hochbaubestimmungen des Preußischen Wohlfahrtsministeriums vom 25. Februar 1925 festgestellt. Der Winddruck werde durch die ausgefachten Wohnungstrennwände ohne Inanspruchnahme der Rahmensteifigkeit übertragen, jedoch sind vertikale Windzusatzkräfte in den Stützen zu beachten²⁾.

Die Deckenlast — Holzdecken in Mittelwohnungen = Eigenlast plus Nutzlast wird mit $g + p = 0,22 + 0,20 = 0,42$ t/m² angesetzt; die Berücksichtigung schwererer Decken erfolgt gemäß Beispiel zu Abschnitt IIIa und IIIb.

Folgende Daten aus der Berechnung werden auszugsweise wiedergegeben:

1. Deckenrahmenlage (Träger ausschl. Massivdeckenträger).

Tabelle 3a. Berechnung der Trägerlagen.

Lastbreite <i>b</i> (Decke licht)		Außenwandpfette <i>b</i> = 3,60 m	Mittelpfette <i>b</i> = 3,60 m
Last	Aus Decke $0,44 \cdot b$	0,75	1,50 t/m
	Aus Leichtwänden $0,105 \cdot b$ <small>s. Tab. I a u. b</small>	0,19	0,38
	Aus Wandlast (direkt)	0,95	0,55
	Träger und Verschiedenes	0,16	0,07
Sa. Last in t lfd. m		1,95	2,50 t/m
Momente	$M = \frac{4,08^2}{9}$ bzw. $\frac{4,08^2}{11-16}$ tm	3,62	3,80—2,60 tm
	$\mathfrak{B} = \frac{M}{1400} \cdot 100\,000$ cm ³	258	228—186 cm ³
Profil	I	22	22—20
	Gewichte	Trägergewichte	31,1
	Einbaulänge je Geschoß	18,76 m	9,38 lfd. m
	Gewicht der Hauptträger kg je Trägerlage	582 + 292 (bzw. 246)	

Träger im ganzen.

Hauptträger wie vor . . . 582 + 292 = 874 (828) kg

Verschiedene: 16,5 m Querträger, I 14—16 (analog errechnet) und Wechsel bei den Treppenmauern . . . 281

Sa. 1. Gewicht für beliebiges Geschoß 1155 (bzw. 1109) kg

im Mittel 1110 kg $\left. \begin{matrix} 90 \cdot 3 \end{matrix} \right\} 1200$ kg

2. Mehrungen.

Beim Keller (außen nur Winkel) 750
Beim Dachboden (kl. Last; Kontin.) 900

Sa. 2. Aufschlag je Haus (— 1110 + 1650) = 540

Aufschlag je Wohnung (4 Stock) = 540/4 = 135 $\left. \begin{matrix} 10 \cdot 3 \end{matrix} \right\}$

Sa. (1 + 2) Summe Trägerlagen 1345 kg/Whg.

3. Berechnung der Stützenkonstruktion.

Gewichte. — Der bequemeren Abwandlung halber sollen im folgenden Wand- und Deckenlasten getrennt gehalten werden.

Statt der Wandlasten obiger Zusammenstellung, 1,20 bzw. 1 t/lfd. m, ist bei den Stützen mit Rücksicht auf Zufallslasten (Eigengewicht, Balkone,

Kamine, Boiler, ungleiche Verteilungen usw.) etwa 5% mehr angesetzt. Andererseits werden die Nutzlasten um 25 bzw. 50% nach unten abgemindert.

Tabelle 3b. Lastenschema.

Lasten in Tonnen je lfd. m Außenwand bzw. Mittelwand.

	Skelettbau		Vergleichsweise				
	Fall II		Ziegelbau		Skelettbau		
	lichte Tiefe 7,20 m		licht. Tiefe 7,20 m		licht. Tiefe 9,20 m		
	Außenwand	Mittelw.	Außenwand	Mittelw.	Außenwand	Mittelw.	
	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m	
Dach	1,25 Dach u. Boden	2,50	1,25	2,50	1,60	3,60	Dach
III. O.	1,30 Wände	1,05	2,20 W.	1,85	1,30 W.	1,15	III. O.
	0,75 Decken	1,50	0,75 D.	1,50	1,05 D.	2,10	
	3,30 Summe	5,05	4,22 Sa.	5,85	3,90 Sa.	6,45	
II. O.	1,30 W.	1,05	2,22 W.	1,85	1,25 W.	1,15	II. O.
	0,67 D.	1,35	0,67 D.	1,35	0,94 D.	1,57	
	5,27 Sa.	7,45	7,11 Sa.	9,05	6,09 Sa.	9,47	
I. O.	1,30 W.	1,05	2,22 W.	2,45	1,25 W.	1,15	I. O.
	0,58 D.	1,15	0,58 D.	1,15	0,82 D.	1,84	
	7,15 Sa.	9,65	9,91 Sa.	12,60	8,16 Sa.	12,26	
EG.	1,30 W.	1,05	2,82 W.	2,45	1,25 W.	1,15	EG.
	(0,58) D.	1,15	0,58 D.	1,15	(0,82) D.	1,64	
	11,85	13,31	13,31 Sa.	16,20	15,05	15,05	
KG.	(1,90) W.		2,90 W.	2,90	(1,90) W.		KG.
	(0,65) Bankett.	(0,45)	0,90 B.	0,90	(0,65) B.	(0,45)	
Sa.	11,58	12,30	17,11	20,00	12,78	15,50	Sa.

Vergleichsweise ergeben sich folgende Außenwandlasten (vgl. Tab. 1 a):

	Fall I	Fall III
Last je lfd. m	1,40 t/m	1,10 t/m Gebäude
Unterschied von Fall II	+ 0,10 t/m	— 0,20 t/m
Je Wohnung (2 · 9,38 m)	1,90 t	3,80 t

Für Belastung bis herunter zur Kellerdecke je das Vierfache.

Berücksichtigung des Winddrucks (Formel für beliebig viele Stockwerke verwendbar, s. Kap. IIIe). Druck auf die Fläche von *n* Geschossen oberhalb = $n \cdot 3,15 \hat{w}$ t/lfd. m.⁴⁾ Zusatzlast bei 7,60 m Abstand der Außenwände = $n \cdot 3,15 \cdot \frac{n \cdot 3,15}{2 \cdot 7,60} \hat{w} = 0,65 n^2 \hat{w}$ t/m. Bei sehr hohen Bauten ist \hat{w} mit 0,15 t/m² vorgeschrieben. (Bei vierstöckigen darf mit $w = 0,100$ t/m² gerechnet werden; mit Rücksicht auf die Angriffsfläche beim Dach ist aber

auch hier mit $w = 0,15$ gerechnet, andererseits wird hier nur die Zahl der voll ausgebauten Geschosse angesetzt.)

Allgemein: Zusatzkraft = $0,097 n^2$ t/lfd. m.

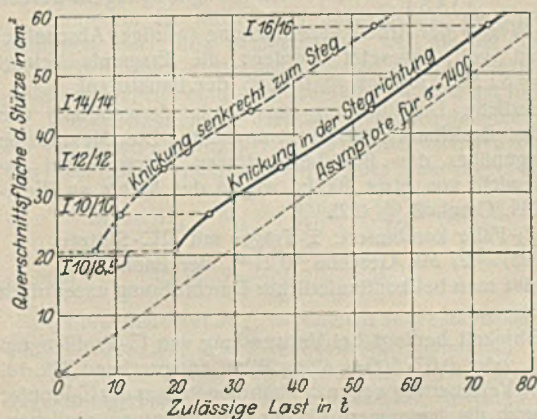


Abb. 3b. Stützen aus IP-Trägern.

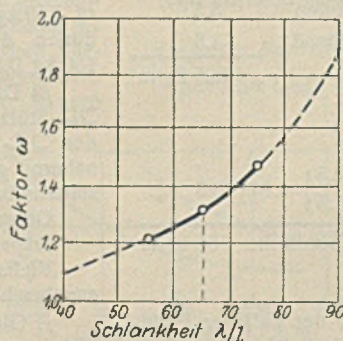


Abb. 3c. Knickfaktor ω für die gebräuchlichen Schlankheitsgrade.

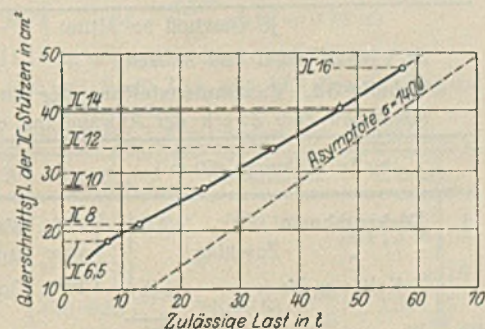


Abb. 3a. Stützen aus I I Profilen.

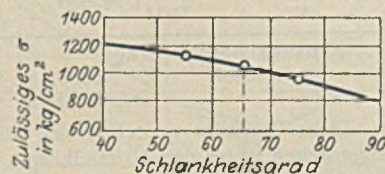


Abb. 3d. Zulässige Beanspruchungen.

²⁾ Nach den Bestimmungen der Leipziger Baupolizei ist letztere Annahme zulässig; in Preußen ist vorläufig noch keine Verfügung dieser Art erlassen, jedoch sind bei sonst einwandfreier Konstruktion Beanstandungen unwahrscheinlich.

³⁾ Etwa 8% Aufschlag; Toleranz und Verbindungswerte.

Abb. 3a bis d. Schaulinien zur Bestimmung der Stützenquerschnitte für 3,15 m Geschoßhöhe.

⁴⁾ Das Zeichen \hat{w} über Gewichten und Momenten soll die Übersicht über die Dimensionen der Formeln erleichtern.

Tabelle 3c.

Dimensionierung der Stützen. [Lasten \hat{q} aus obiger Tabelle 3b.]
Die Dimensionierung erfolgt nach dem ω -Verfahren bzw. Abb. 3a u. 3b.

		$L = 9,38 \text{ m}$		
Mittelstützen:		4,08	4,08	2,46
Grundrißschema				
Lastbreiten b · Meter	4,08	4,08	3,27	
Im II. OG. Lasten $b \cdot \hat{q} = b \cdot 5,05$	21 t	21 t	17 t	
Im III u. II. OG. Profil \square	Nr. 10	Nr. 10	Nr. 10	
Im EG. Last $b \cdot 9,65$	39 t	39 t	31 t	
Im EG. u. I. OG. Profil \square	Nr. 14	Nr. 14	Nr. 12	
Außenstützen:				
Schema	4,08 m	4,08 m	[3,50] m	
Im II. OG. 3,30 t/m + Windkraft Provisorische Last ¹⁾ [Decken + 100 kg/m ²]	13,5 + 1,6 t	13,5 + 1,6 t	11,5 + 1,4 t	
Im II. u. III. OG. IP	(7,5) t	(7,5) t	(6,7) t	
Im EG. 7,15 t/m + Windkraft Provisorisch für	29,2 + 6,5 t	29,2 + 6,5 t	25 + 5,6 t	
Im EG. u. I. OG. IP	19,2 t	12,2 t	10,5 t	
	Nr. 12	Nr. 12	Nr. 12	

¹⁾ Die provisorische Last darf nicht größer sein, als die Knicksicherheit in der Ebene kleinsten Trägheitsmoments [vor der Ausmauerung] gestattet.
Die Gewichte der Profile \square 10 \square 12 \square 14 IP 10 IP 12 betragen je stgd. m 21,2 26,7 32,0 21,2 27,2 kg.
Die Stützenhöhe beträgt 3,15; auf 20 Felder entfallen 21 Stützenjoche.
Faktor $\frac{21}{20}$.

Die Gewichtsrechnung der Stützen ergibt pro Wohnung

	Rechnungs- mäßig	Total mit etwa 8% Aufschlag
im II. oder III. OG.		
Außenstützen $5 \cdot \frac{21}{20}$ Stück	324	
Innenstützen $1 + 1,5 \cdot \frac{13}{12}$	163	
je Geschoß	487	525 kg
im EG. oder I. OG.		
Außenstützen	448	
Innenstützen $164 + 84$	248	
je Geschoß	696	750 kg
je Geschoß im Mittel	591	640 kg

Sa. 1 bis 3 Träger und Stützen.

Tabelle 3d. Zusammenstellung der Konstruktionsgewichte.
Positionen zum Zweck der Abwandlung einzeln ausgeschieden.

kg je Wohnung (60 m ²)		kg je m ² Wohnfläche	
1. Deckenrahmen 1200	} 55% Wandpfetten . . . 12,5 kg/m ² 25% Mittelpfetten . . . 5,5 20% Querverband . . . 4,5 22,5 kg/m ²		
„ Zuschlag			
Keller u. Dach $\frac{1}{4}$ 145			
1345			
2. Stützensysteme je Geschoß			
Im 2. von oben 525	} im 2. von oben 8,5 } i. M. 10,5 4. 750 } . 4. 12,5 }		
i. M. 635			
Konstruktionsgew. in kg je Geschoß 1980 rd. 2000		je m ² Wohnfläche	33 kg/m ²

Diese Gewichte verstehen sich für Holzdecken; der Fall der Profilträgerdecken ist bei den Abwandlungen mitbehandelt (s. S. 274, Beispiel I).
Als vorläufige Merkwerte sind einzuprägen:
nach Wohnfläche 33 kg/m²
nach umbautem Geschoßraum $33 : (3,15 \cdot 1,23) = 8,6 \text{ kg/m}^2$
nach Tragwänden [Längswände] $33 \cdot (7,20 \cdot 1,08) : (3 \cdot 3,15) = 25,6 \text{ kg/m}^2$
für Geschoßhöhe 3,15 m und Koeffizienten nach Tabelle 1c.
Der Einheitspreis des Stahlskeletts ist mit 35 Mk. für 100 kg oder gleich 350 Mk. je t angesetzt.

III. Abwandlung der Gewichte und der Kosten der Stahlkonstruktion.

a) Kostenformeln für Änderung von Lasten und Stützweiten.

Um die Kostenabweichungen gegenüber dem „Normalfall“ festzustellen, bedient man sich zweckmäßigerweise algebraischer Formeln. Diese Formeln können durch Ausprobieren aus den Profiltabellen abgezogen werden.

1. I-Träger, Fläche F in cm² oder Gewicht \hat{G} in kg/lfd. m durch Moment \hat{M} in tm ausgedrückt: $F = 16,9 \hat{M}^{0,63} \approx 16 \hat{M}^{2/3}$ in cm²

$$\hat{G} = 13,5 \hat{M}^{0,63} \approx 12,5 \hat{M}^{2/3} \text{ in kg/m.}$$

Verhältnis der Stahlgewichte S gegenüber dem Ausgangswert S_0

$$\frac{S}{S_0} = \left(\frac{M}{M_0}\right)^{0,63} \approx \left(\frac{M}{M_0}\right)^{2/3},$$

bei Änderung der Lasten $q \cdot \frac{S}{S_0} = \left(\frac{q}{q_0}\right)^{0,63}$,

bei Änderung der Spannweiten $l \cdot \frac{S}{S_0} = \left(\frac{l}{l_0}\right)^{1,26}$.

Für kleine Abweichungen wird $\frac{\Delta S}{S} = 0,63 \cdot \frac{\Delta q}{q}$ [z. B. 6,3% Gewichtsänderung bei 10% Laständerung],

bzw. $\frac{\Delta S}{S} = 1,25 \cdot \frac{\Delta l}{l}$ [z. B. 12,5% Gewichtsänderung für 10% Änderung der Spannweite].

2. Stützen. Nach Tabellen (Eisen im Hochbau, $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$) wurde die Abhängigkeit zwischen Last und Profilquerschnitt graphisch dargestellt (vgl. Abb. 3). Der Darstellung kann man folgende innerhalb der fraglichen Bereiche für \square und IP-Stützen mit Freilänge 3,00 m gültigen Formeln entnehmen.

Querschnitt F mit Hilfe von $\sigma_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2$ ausgedrückt (in cm²)

$$\approx \left[\frac{\hat{Q}}{1,4} + 8 \right];$$

oder zutreffender $F = \frac{\hat{Q}}{1,57} + 10,5$ oder $[\hat{Q} + 17] : 1,57$,

worin \hat{Q} die Last in Tonnen (vgl. Tabelle 3c). Die Umrechnung auf das Stützengewicht S ergibt einschließlich Zubehör

$$\hat{S} = [\hat{Q} + 17] : 1,67 \text{ in kg/stgd. m.}$$

Für n Stützen von 3,15 m Höhe wird das Gewicht aller Stützen

$$\hat{S} = 1,90 \hat{Q} + n \cdot 32 \text{ in kg je Stockwerk.}$$

(Die Begrenzung der Formelgültigkeit nach unten hin ist für das Folgende bedeutungslos.)

Die Forderungen betr. Knicksicherheit im vorläufigen Zustand lassen sich mit den genannten Profilen ohne Mehrkosten erfüllen.

b) Kostenauswirkung infolge Änderung der Ringträgeranordnung und der Berücksichtigung exzentrischer Stützenbelastung (Einspannung). (Am Beispiel erläutert.)

α) Die Ringträger sollen kontinuierlich durchgeführt, sie können dann statt mit Faktor $\frac{1}{9}$, im Mittel der End- und Zwischenfelder mit $\frac{1}{13,3}$ gerechnet werden.

Gemäß Formel 1, Abschnitt IIIa, ergibt sich die theoretische Gewichts-minderung im Verhältnis $\left[\frac{9}{13,3}\right]^{2/3} = 0,770$. An 750 kg Ringträgern werden rd. 150 kg gespart. Wegen der Arbeitsvereinfachung (weniger Abschnitte) dürfen deren Kosten voll abgesetzt werden; die Ersparnis beträgt 150 kg $0,35 \text{ Mk./kg} = 52 \text{ Mk./Geschoß}$ [$\approx 0,52\%$ der Baukosten].

β) Die kontinuierliche Durchführung sei durch Verwendung von \square -Stützen statt der Breitflanschstützen ermöglicht. Die Mehrkosten der \square -Stützen gegenüber den Breitflanschstützen betragen bei annähernd gleichem Gewicht von etwa 400 kg wegen des Mehrs an Werkstättenarbeit rd. 25 Mk./Geschoß [$\approx 0,25\%$].

Obige α - und β -Fälle kombiniert: I-Träger mit \square -Stützen.

Ersparnis $(52 - 25) = 27 \text{ Mk./Geschoß}$; $0,27\%$ der Baukosten.

Vielfach verwendet man bei kontinuierlicher Durchführung exzentrisch angebrachte \square -Profile.

γ) Gleiche Tragfähigkeit bedingt bei Verwendung von \square -Profilen ein Mehrgewicht von 7% oder $0,07 \cdot 600 = 42 \text{ kg/Whg.}$ entsprechend Mk. 14.

Hinzu kommt eine Verteuerung wegen des höheren Preises der \square -Profile; jedoch wird diese durch die bequemere Art der Befestigung ausgeglichen.

Immerhin bleibt von der durch Kontinuität bewirkten Einsparung (vgl. α) von Mk. 52 zunächst nur ein Betrag von $52 - 14 = 38 \text{ Mk./Whg.}$ oder $0,38\%$ der Bausumme.

δ) Verteuernder Einfluß der exzentrischen Lagerung. Vorbehaltlich Begründung (vgl. unten) wird festgestellt, daß die exzentrische Lagerung des \square -Profils bei strengen Anforderungen eine Mehrung des Konstruktions-

Tabelle 4. Änderung der Gewichte und der Konstruktionskosten mit dem Stützenabstand. (Vgl. Abb. 4b.)

	[2,00]	[3,00]	4,08	5,00	6,24 m		
Gewichtsänderungen							
β) {	1. Längsträger 1080 $\left\{ \left(\frac{l}{4,08} \right)^{1,25} - 1 \right\}$. . .	- 640	- 355	± 0	+ 295	+ 760	} + 672 kg/60 m ²
	2. Stützen 262 $\left[\frac{4,08}{l} - 1,00 \right]$	+ 272	+ 93	± 0	- 49	- 92	
zu α) Einbeziehung der Querträger 270 $\left(\frac{4,08}{l} - 1 \right)$							
Zusammen α, Querträger einbezogen . .		- 78	- 165		+ 195	+ 577 kg/60 m ²	
α bzw. β in % des ursprünglichen Gewichts		- 4 bzw. - 18%	- 8 bzw. - 13%	± 0	+ 10 bzw. + 12%	+ 28 bzw. + 34%	
Preise.							
z = Zahl der Anschlußpunkte je t Stahl $\frac{17,5}{l}$	8,8	5,8	4,3	3,5	2,8	Anschl./t	
Einheitspreise: $0,35 + 0,4 \cdot \frac{(z-4,3)}{4,3}$	0,39	0,363	0,35	0,343	0,337		
Kostenänderung ΔK = 1980 × Preisänderung¹⁾							
+ Preis × Gewichtsänderung							
β) ohne Querträger	- 60,—	- 70,—		+ 70,—	+ 200,—	Mk./60 m ²	
α) Querträger einbezogen	+ 50,—	- 34,—	± 0	+ 53,—	+ 168,—		
γ) Zusätzlich. Um $2 \left(\frac{9,38}{l} - 2,3 \right)$ Stück							
Stützen zu isolieren und anzuschließen, je							
3,15 stgd. m zu 4,50 = 14,20 Mk./Stück . .	(+ 98,— Mk.)	(+ 34,—)	± 0	(- 19,—)	(- 33,—)		
Prozentuale Kostenänderung in % der Bau-							
summe [10 000 Mk.] ²⁾							
β + γ) Stützenisolierung berücksichtigt, Quer-							
träger nicht, weil ohnehin I-Trägerdecken	+ 0,3 %	- 0,36 %	± 0	+ 0,51 %	+ 1,7 %		
α + γ) Stützenisolierung und Querträger berück-							
sichtigt (Holzdecken)	+ 1,5 %	- 0,0 %	± 0	+ 0,34 %	+ 1,4 %		

Vgl. Abb. 4a und Zusammenfassung.

1) 1980 kg ist das ursprüngliche Gewicht gemäß Tabelle 3d.

2) Die Bausumme für die 60-m²-Wohnung ist hier wieder mit rd. 10 000 Mk. angesetzt; je 100 Mk. sind gleich 1%.

gewichts von etwa 400 kg also rd. 22 % oder 90 kg/m Wohnung bedingt. Vom Stahlpreis 0,35 mögen 0,21 Mk./kg mit dem Gewicht gehen, die Mehrkosten sind rd. 20 Mk.

γ) und δ) kombiniert: Es bleibt eine Ersparnis von 38 - 20 = 18 Mk. pro Geschöß oder von 0,18 % der Baukosten.

Das logisch begründete Mehr oder Minder aus solchen Kostenauswirkungen ist so gering, daß es von Zufälligkeiten der Profilwahl und Stahlpreisbildung überdeckt wird. Der Konstrukteur sollte die Anordnung wählen, die für die Ausfachung die bequemste ist.

Zusatzmomente — Rahmenkräfte.

Über die Verteilung der Windeinflüsse wurde bereits gesprochen. Insbesondere wird hier auf Rahmensteifigkeit verzichtet, für die Anwendung der Rahmentheorie fehlt ja infolge der relativ größeren Steifigkeit der Zwischenwände die Voraussetzung der unbehinderten elastischen Deformation. — Aus dem gleichen Grunde können auch die theoretisch errechneten Einspannmomente aus Vertikallasten im Querrahmen nicht voll in Erscheinung treten, selbst die Momente aus der oben angeführten exzentrischen Belastung (vgl. oben γ) kommen infolge des passiven Widerstandes einer satt anschließenden Mauer gegen Stützenverkrümmung nicht zur Entfaltung.

Immerhin ist nicht etwa beabsichtigt, die Forderung der Rahmensteifigkeit hier völlig auszuschalten, weil sie bei den Windeinflüssen als entbehrlich gilt — vielleicht stehen die Grundsätze der örtlichen Baupolizei entgegen; einige Rahmen sind ja auch gar nicht starr ausgemauert.

Die Zusatzmomente berechne man nach gangbaren Formeln (z. B. nach der von Löser, „Bauing.“ 1925, S. 615) oder nach den folgenden; das Einspannungsmoment M_e des Querträgers ist:

$$M_e = M_o + M_u = \frac{J_o/h_o + J_u/h_u}{J/l + \sum J/h} \cdot M_{fest}$$

oder
$$M_e = \frac{C_o + C_u}{1 + C_o + C_u} \cdot M_{fest}$$

(Hierin bedeutet M_{fest} = Moment bei Festinspannung und $C = J/h : J/l$; s. a. Eisenbetonbestimmungen.)

Das Moment aus 9 bis 10 cm Exzentrizität der Ringträgerauflagerung würde bei gelenkigem Anschluß 0,36 bis 0,40 tm betragen, nach obiger Formel aber (steifer, aber nicht ausgemauert Rahmen, Profile nach Tab. 8 a 0,19 bzw. 0,27 tm im 2. bzw. 4. Geschöß von oben).

Bei der Schätzung der Mehrkosten infolge exzentrischen Lastangriffs (ein Beispiel $e = 0,09$ bzw. 0,10 m oder 0,05 bzw. 0,07 m) bediene man sich der Verhältniszahlen für Stützengewicht G oder Querschnitt F . Höchstwert von S/F , S_0

oder $F/F_0 = \frac{\omega + e/\omega}{\omega}$, worin ω Knickfaktor, ω der Kernweite $\frac{W}{F}$, S_0 bzw. F_0 der Ausgangswert ist.

(Zur Begründung greife man zurück auf Formel $\sigma = \left[\frac{P}{F} \cdot \omega + \frac{P e}{F \omega} \right]$;

die Formel gibt überschüssige Sicherheit, denn die Stelle der Knickgefahr fällt nicht mit dem Maximalmoment zusammen.)

Beispiel 1. Konstruktionsgewichte bei Ausführung von Massivdecken mit I-Trägerdecken.

An Stelle einer Last q von 0,22 + 0,20 = 0,42 trete $q = 0,52$ t/m², also eine Laststeigerung von 100 kg/m².

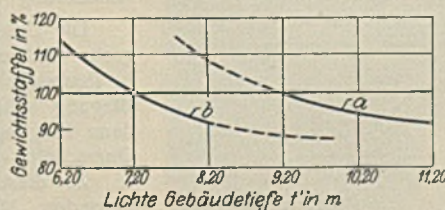
Spannweite $l = 7,60/2$ $M = \frac{3,80^2}{10} \cdot 0,52 = 0,75$ tm

I 12 entspricht 11,15 kg/m², mit Auflager 11,50 kg/m²

(vgl. $l = 960/2$ $M = 1,20$ tm; Profil I 13 mit 12,6 bzw. 13,0 kg/m² Deckenfläche.)

Gegenüber Tabelle 3b (lichte Tiefe 7,20 m) ändert sich folgendes:

	Ringträger	Mittelträger	Stützen
Erhöhung der Lasten Δq (vgl. Formeln Kap. IIIa)	0,18 t/m	0,36 t/m	$6 t \left(\frac{4}{1} m \right) : 4$
desgl. der Konstruktionsgewichte $0,63 \cdot \frac{\Delta q}{q}$	$400 \cdot 0,63 \cdot \frac{0,18}{1,95} = 24$ kg	$240 \cdot 0,63 \cdot \frac{0,36}{2,50} = 22$	$2,04 \cdot 15 = 31$ kg



a) 2,5 Felder pro 87 m² [großräumig]
b) 2,5 . . . 60 . [kleinräumig]

Abb. 4a. Staffelung der Gewichte mit der Gebäudetiefe.

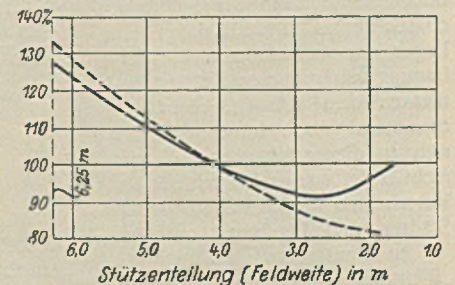


Abb. 4b. Staffelung der Gewichte mit der Stützenteilung.

— — — — — Querträger nicht berücksichtigt (ohne die vorh. Trägerdecken).
- - - - - Querträger mit berücksichtigt (besonders einzubauen; Holzdecken).

Abb. 4a u. b. Prozentuale Abweichung der Konstruktionsgewichte vom Ausgangswert (32 kg/m² Wohnflächen ausschl. Deckenträger.)

Mehraufwand an Konstruktionsgewicht $24 + 22 + 31 = 77$ kg pro Wohnung oder 1,30 kg/m²

desgl. an Konstruktionskosten (ohne Deckenkosten)

$77 \cdot 0,21 = 16$ Mk. pro Whg. etwa 0,16% der Baukosten.

Der Konstruktionsaufwand an Stahl, ursprünglich 33 kg/m², beträgt dann $(33 + 1,30) = 34,3$ kg/m² } 49 kg/m².
hierzu $\frac{5}{4} \cdot 11,5$ kg für Deckenträger 14,7 kg/m²

Zu Beispiel 1. Mehraufwand für Fundierung (vgl. S. 243):

Allgemein je Tonne Last: Pfeiler

$$\sigma = 180 \cdot \frac{t}{m^2}, h = 2,50; \left[\frac{1}{180} \cdot 2,50 \right] m^3 \text{ zu } 40 \text{ Mk.} = 0,56 \text{ Mk.}$$

Bankette

$$\sigma = 30 \cdot \frac{t}{m^2}, h = 0,70; \left[\frac{1}{30} \cdot 0,70 \right] m^3 \text{ zu } (32 + 4) \text{ Mk.} = 0,84 \text{ Mk.}$$

Im Falle des Beispiels $60 m^2 \cdot \frac{5}{4} \cdot 0,1 t/m^2 = 7,5$ t/Whg., Mehrkosten $7,5 \cdot 1,40 = 10,50$ Mk./Whg.

2. Einfluß von Änderungen des Gewichts der Außenwände.

Fall I zeigt gegenüber Fall II eine Gewichtsänderung von etwa 0,12 t/lfd. m Außenwand (vgl. Tabelle 1a). Untersucht werde der Umrechnungssatz für 100 kg oder 0,1 t Gewichtsänderung. Im Anschluß an Abschnitt IIIb ergeben sich folgende Änderungen des Konstruktionsgewichtes.

α) Außenträger $890 \text{ kg} \left[0,63 \cdot \frac{0,10}{2,05} \right] 1,10 = + 29,1 \text{ kg/Whg.}$

[0,10/2,05 = Verhältnis der Gewichtszunahme; der Faktor 1,10 berücksichtigt die Stirnwände.]

[In bezug auf 1 lfd. m Wand = $29,1 : (2 \cdot 9,38 \cdot 1,10) = 1,4 \text{ kg/m.}$]

β) Stützen: Lastzunahme $2 \cdot 9,38 \cdot 0,10 \cdot 1,10 = + 2,05$ t/Whg. und Geschoß.

Bei vierstöckigen im Mittel + 4,10 t.

Dem entspricht ein Konstruktionsgewicht von $1,9 \cdot 4,1 = 7,8$ kg.

α) + β). Die Veränderung der Außenwandlast von ± 0,10 t/lfd. m bringt eine Änderung des Konstruktionsgewichtes um

$$\pm (29,1 + 7,8) \text{ kg} = 37 \text{ kg/Whg.}$$

oder bei 0,21 Mk./kg stetigem Preisbestandteil = ± 7,75 Mk./Whg.

3. Stahlmehrbedarf aus 0,1 t Mehrlast bei den Innenwänden. Entsprechende Überlegungen ergeben folgendes:

	Zimmerwände	Treppenhände Wohnwände Längswand
Zahl der lfd. m je Wohnung (vgl. 1d)	$l = 14,4$ lfd. m	$l = 18,5$ lfd. m
α) Mehr an Trägergewicht ¹⁾	20,3 kg/Whg.	26,0 kg/Whg.
β) Stützen; wie vor; $l \cdot 0,1 \cdot 2 \cdot 1,9$	5,5	7,0

α) + β) Änderung des Konstruktionsgewichtes für ± 0,1 t/m Last etwa 1,8 kg/lfd. m Wand = 26,0 kg/Whg. 33,0 kg/Whg.

¹⁾ Als ungefähres Mittel kann auch hier 1,4 kg Stahl pro 0,1 t Mehrlast angenommen werden.

c) Abwandlung des Konstruktionsaufwandes mit dem Stützenabstand.

Zur Abwandlung des Gewichtes der Längsträger dient die Formel 1 aus Abschn. IIIa, nach welcher $S/S_0 = (l/4,08)^{1,25}$; diese Korrekturziffer erstreckt sich auf 1080 kg des Gesamtgewichtes, nämlich auf $60 (12,5 + 5,5 \text{ kg})$; vgl. Tabelle III.

Die Stützenszahl ist näherungsweise $\frac{9,38}{l} \cdot 3$; sie unterscheidet sich von

der ursprünglichen bei etwa gleicher Last um $3 \left[\frac{9,38}{l} - 2,5 \right]$. Für jede Stütze mehr ist [lt. Formel 2; Abschn. IIIa] ein Mehr von 35 kg zu rechnen.

Abwandlung des Gewichtes der Querträger. Ursprüngliches Gewicht nach Abschn. II 270 kg. [Tabelle 3a.] — Die Berechnung wird in Tabelle 4 durchgeführt. Dabei sind zu unterscheiden:

Fall α*, Holzdecken; bei jedem Rahmen sei ein Träger besonders einzubauen: Auswirkung $\left[\frac{9,38}{l} - 2,5 \right] \frac{270}{2,5}$ kg je Wohnung.

Fall β*, I-Trägerdecke. Die Querträger sind ohnehin vorhanden.

Formel der Abwandlung. [Längsträger, Stützen, evtl. Querträger.]

$$1080 \left\{ \left(\frac{l}{4,08} \right)^{1,25} - 1 \right\} + 3 \cdot 35 \left\{ \frac{9,38}{l} - 2,5 \right\} + 270 \left\{ \frac{3,75}{l} - 1 \right\}$$

Dem normalen Längsträgergewicht von 1080 kg/60 m² liegt eine Trägerbestimmung für $l = 4,08$ m zugrunde, dagegen eine durchschnittliche Spannweite von $9,38 : 2,5 = 3,75$ m. In die Abwandlungsformel setze man als l wieder die Stützweiten der Trägerbestimmung ein — sofern die Stützweiten nicht alle gleich s sind —, den statisch maßgebenden Wert, der etwas größer sein dürfte als die mittlere Stützweite $l_m = 9,38/\text{Felderzahl}$. Hieraus ist Tabelle 4 [Konstruktionsgewichte] errechnet [vgl. Abb. 4b]. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Das Schweißen von Stahlhochbauten und von Stahlbrücken.

Von Baurat Dr.-Ing. Dr.-Ing. ehr. F. Bohny, Sterkrade.

Unter der Überschrift „Schweißung im Stahlbau 1929“ berichtet Herr Dipl.-Ing. O. Bondy in Heft 14 vom „Stahlbau“ S. 160/166 zusammenfassend über die Vorkommnisse — neue Vorschriften, neue Versuche, neue Vorschläge für die Einzel- und Ganzausbildung von Bauwerken usw. —, die uns das Jahr 1929 auf dem großen und sich immer mehr ausdehnenden Gebiete der Schweißung gebracht hat, um dann sich im besonderen mit den Fortschritten in der Herstellung von Hoch- und Brückenbauten mittels der heutigen Schweißverfahren näher zu befassen. Es trifft zu, daß der Stahlbau — Stahlhochbau und Stahlbrückenbau — nur zögernd sich der neuen Bauart zugewendet hat.



Abb. 1a bis c. Maßgebende Nahtstärke.

Und das mit Recht, denn unerprobte Bauelemente kann der Stahlbau, dessen Verbindungen, Knoten und Lager zur Aufnahme und Übertragung von größeren Kräften bemessen sein müssen, nicht gebrauchen. Auch heute ist man sich in dieser Hinsicht noch gar nicht einig, was die verschiedenen Vorschriften in den verschiedenen Städten und Ländern beweisen.

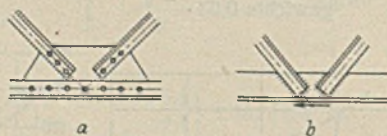


Abb. 2a bis c. Gegenüberstellung verschiedener Knotenpunkts-Ausführungen.

In Deutschland sind es die „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“, die von einer vom V.d.I. ins Leben gerufenen Kommission — vom Fachausschuß für Schweißtechnik — bearbeitet wurden und die zuerst nähere Vorschläge für das Bauen mittels des Schweißens brachten. Diese Richtlinien sind als Anhang zu den in den deutschen Ländern bestehenden amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Hochbauten gedacht. Sie setzen voraus: die Ausführung der geschweißten Konstruktionen durch zuverlässige

Firmen, die zur Durchführung der Prüfung und Bauüberwachung über genügend Erfahrung auf den Gebieten der Statik, des Stahlbaues und der Schweißtechnik verfügen. Diesen Richtlinien ist kürzlich ein Ortsgesetz der Stadt Leipzig über die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten gefolgt, das aber wesentlich niedrigere zulässige Spannungen in den Schweißverbindungen vorsieht. Für Preußen sind ebenfalls Vorschriften in Vorbereitung, die der demnächstigen Veröffentlichung durch das Wohlfahrtsministerium entgegensehen¹⁾. Mit den von Bondy angeführten amerikanischen Bestimmungen ergibt sich also vorerst folgendes Bild:

	Deutschland Richtlinien vom V.d.I.	Stadt Leipzig	Amerika
	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
Zug	850	600	930
Druck	1100	600	1070
Biegung	850	600	wie Zug und Druck
Abscherung	750	500	810

Die Unterschiede in den zulässigen Beanspruchungen sind also recht groß. Daß man Zug und Druck verschieden hoch bemißt, erscheint mir in Rücksicht auf die geringe Dehnung der Schweißung richtig zu sein. Biegung sollte logischerweise wie Zug und Druck behandelt werden, denn Biegung ist doch nichts anderes als ein Wechsel in demselben Querschnitt von Zug in Druck oder umgekehrt.

Zu diesen Vorschriften über das Schweißen im Hochbau sind als besondere Maßnahme die „Vorschriften für geschweißte Eisenbahnbrücken“ hinzugekommen, die die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft neu aufgestellt hat, nachdem auch sie künftig sich bei ihren Brückenbauten mehr des Schweißens bedienen will. Der erste und gute Erfolg mit einer geschweißten kleinen Blechträgerbrücke²⁾ ergibt auch zu allen Erwartungen beste Hoffnung. Der Entwurf zu den Reichsbahnvorschriften

¹⁾ Diese Vorschriften sind inzwischen erschienen; veröffentlicht im „Stahlbau“ 1930, Heft 20, S. 235.

²⁾ Siehe Schaper, Die erste geschweißte Eisenbahnbrücke für Vollbahnbetrieb. Bautechn. 1930, Heft 22, S. 323 bis 325.

für die Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken ist vom Direktor bei der Reichsbahn Herrn Dr.-Ing. O. Kommerell in außerordentlich vorsorglicher Weise aufgestellt worden und enthält in umfassender Weise alles beim Schweißen von Brücken Bemerkenswerte³⁾.

Die Berechnungsgrundlagen bleiben dieselben wie bei den genieteten Eisenbahnbrücken, die Verkehrslastkräfte sind mit der vorgeschriebenen Stoßziffer zu multiplizieren. Die zur Bemessung der Schweißnähte berechneten Werte sind dann nach folgender Formel zu vergrößern:

$$S = \max S + \frac{1}{2} (\max S - \min S),$$

desgleichen in gleicher Weise die Momente und Scherkräfte. Hierbei ist: $\max S$ die absolut größte, $\min S$ die absolut kleinste Stabkraft. Positive Kräfte sind mit +, negative mit - in die Rechnung einzuführen. Ist also nur eine Größtkraft in einer Richtung vorhanden, so ist S für die Schweißverbindung maßgebend; verändert sich die Stabkraft von Null bis zur Größtkraft (also $\min S$ gleich 0), so ist für die Schweißnähte $1,5 S_{\max}$ maßgebend; wird $+\max S$ gleich $-\min S$, so ist die Schweißnähte auf $2,0 S_{\max}$ bzw. $2,0 S_{\min}$ zu bemessen. Als Beanspruchungen sehen die neuen Reichsbahnvorschriften⁴⁾ vor:

für Zug und Druck $0,8 \sigma_{zul} = 1120 \text{ kg/cm}^2$ bei Hauptkräften und entsprechend $0,8 \cdot 1600 = 1280 \text{ kg/cm}^2$ bei Haupt-, Wind- und Zusatzkräften,

für Abscheren $0,5 \sigma_{zul} = 700 \text{ kg/cm}^2$ bei Hauptkräften und entsprechend $0,5 \cdot 1600 = 800 \text{ kg/cm}^2$ bei Haupt-, Wind- und Zusatzkräften.

Wie man sieht, bewegen sich die Vorschläge der Reichsbahn nach der unbedingt sicheren Seite hin. Die Formeln für das Einsetzen der statischen Werte bei einer Schweißverbindung bringen schon einen ganz bedeutenden Zusatz an Sicherheit, der durch das kräftige Herabsetzen der Beanspruchungen noch erheblich erhöht wird. Trotzdem bleiben die Schweißverbindungen nach diesen Vorschriften, wie Kommerell an verschiedenen Beispielen dargetan hat, noch durchaus in üblichen Ausführungsformen. Die neuen Vorschriften der Reichsbahn beziehen sich vorläufig nur auf Bauwerke aus St 37.

Für die Berechnung der Schweißnähte ist die jeweils kleinste Dicke der Naht maßgebend. Diese — in den Abb. 1a bis c mit a bezeichnet — denkt man sich jeweils in die Anschlußflächen umgeklappt und berechnet damit dann die Anschlüsse oder die Verbindungen in üblicher Weise.

Auffallend ist, daß man in Amerika trotz der vorhandenen Vorschriften für die Anwendung der Schmelzschweißung usw. im Hochbau immer noch zögert, die großen Wolkenkratzer zu schweißen. Im Anschluß an einen groß angelegten Vortrag, den Herr E. J. Pistor vom American Institute of Steel Construction am 23. Juli ds. Js. beim Verein

³⁾ Siehe Kommerell, Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken. Bautechn. 1930, Heft 29, S. 454 bis 459, und Heft 31, S. 481 bis 485.

⁴⁾ Nach Stahlbau 1930, Heft 10, S. 117 bis 120, sehen auch die amerikanischen Richtlinien für geschweißte Brücken vor:

zul. Normalbeanspruchung 1120 kg/cm^2 ,
Scherbeanspruchung 700

sowie dieselbe Formel für die Abminderung der Kräfte und Momente.

deutscher Eisenhüttenleute in Düsseldorf auf Einladung der Beratungsstelle für Stahlverwendung des Stahlwerks-Verbandes über „Die Kunst und die Wirtschaftlichkeit von Hochhäusern“ hielt und bei welcher Gelegenheit der Bau des modernsten Wolkenkratzers der Staaten — des über 300 m hohen und 38 000 t! schweren Empire Building — im Film vorgeführt wurde, kam auch die Frage des Schweißens von großen Hochbauten zur Sprache. Herr Pistor gab hierüber ausführliche Antwort. Danach sind in Amerika geschweißte Stahlskelettbauten bisher vornehmlich für Firmen ausgeführt worden, die ein Interesse für den Bau und den Vertrieb von Schweißmaschinen besitzen. Für große und schwere Stahlhochbauten erachtet man jenseits des Atlantik die Schweißung noch nicht als unbedingt sicher genug. Infolgedessen wurden bislang solche Bauten noch nicht geschweißt, die Hauptstöße und Verbindungen werden genietet, die weniger wichtigen Anschlüsse verschraubt. Es sind aber eingehende und umfangreiche Versuche im Gange, die gemeinsam von der American Welding Society und vom American Institute of Steel Construction durchgeführt werden, und von deren Ergebnis wird es abhängen, ob und unter welchen Bedingungen künftig auch die Riesenbauten der Stahlskelette geschweißt werden dürfen.

Neben der Festlegung der Beanspruchungen usw. ist es besonders die Einzelausbildung der Schweißverbindungen, die unsere vollste Aufmerksamkeit erfordert. Und gerade in dieser Hinsicht wird m. E. im Stahlbau noch ganz außerordentlich viel gesündigt. Das Schweißen ist ja so bequem, mit der Elektrode kann man so leicht jede Kante mit einer zweiten oder mit einem Blech verbinden, jeder Riß oder Sprung kann verfolgt und wieder geschlossen werden, jede Ecke kann mit Schweißgut ausgefüllt werden usw. Formen, wie sie der Maschinenbauer, der Schmied, der Gießer kennt, sind mittels der Schweißung ohne weiteres herstellbar. Aber gerade diese Formen können wir am allerwenigsten im Stahlbau gebrauchen. Beim Stahlbau gelten nach wie vor die Gesetze von der zentrischen Zusammenführung der Kräfte im Stoß wie im Knoten, von der Verteilung der Anschlußmittel — Nieten, Bolzen, Schrauben, also auch der Schweißnähte — entsprechend der Verteilung der Kräfte im Stoß und im Knoten, von der Verwendung der Verbindungsmittel entsprechend ihrer besonderen Eigenschaften, d. h. der Nieten und Schrauben auf Abscheren und nicht auf Zug, der Schweißnähte nicht auf Abreißen (siehe später) und noch manche weitere Konstruktionsmaßnahme.

Als einfaches Beispiel und Gegenbeispiel eines genieteten und geschweißten Fachwerkknotens sei auf Abb. 2a u. b verwiesen, die einer Reklameschrift über „Elektrisches Schweißen“ eines ersten deutschen Elektrizitätswerkes entnommen ist.

Während bei der genieteten Konstruktion die Stabkräfte sich zentrisch treffen und das eingeschaltete Knotenblech in bester Weise alle Kräfte verteilt und vermittelt, ist bei der geschweißten Verbindung das nicht mehr der Fall. Die Diagonalkräfte treffen sich unterhalb des Gurtes und beanspruchen diesen wie den ganzen Anschluß auf Biegung, dabei ist der Schweißanschluß der Diagonalen selbst durchaus einseitig, der Rücken der Winkel kurz, der abstehende Schenkel lang angeschlossen. Eine solche Knotenausbildung kann der Brückenbauer nicht gebrauchen und auch bei leichteren Hochbaukonstruktionen sollte man sie vermeiden.

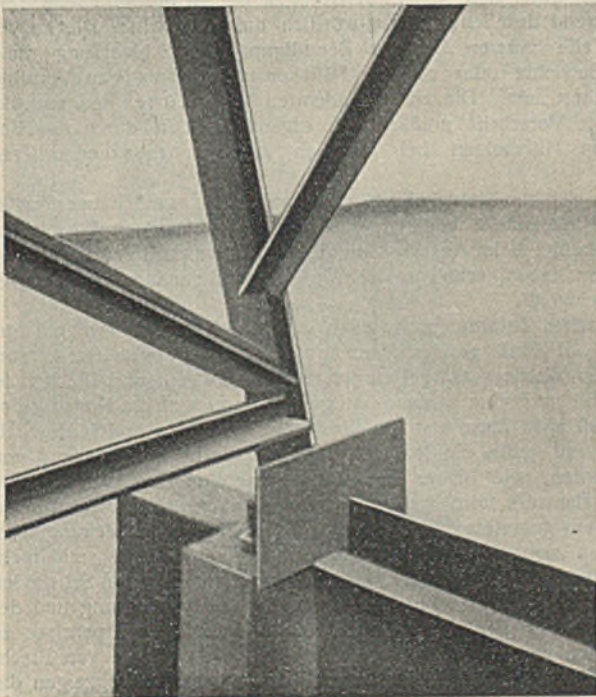


Abb. 3.

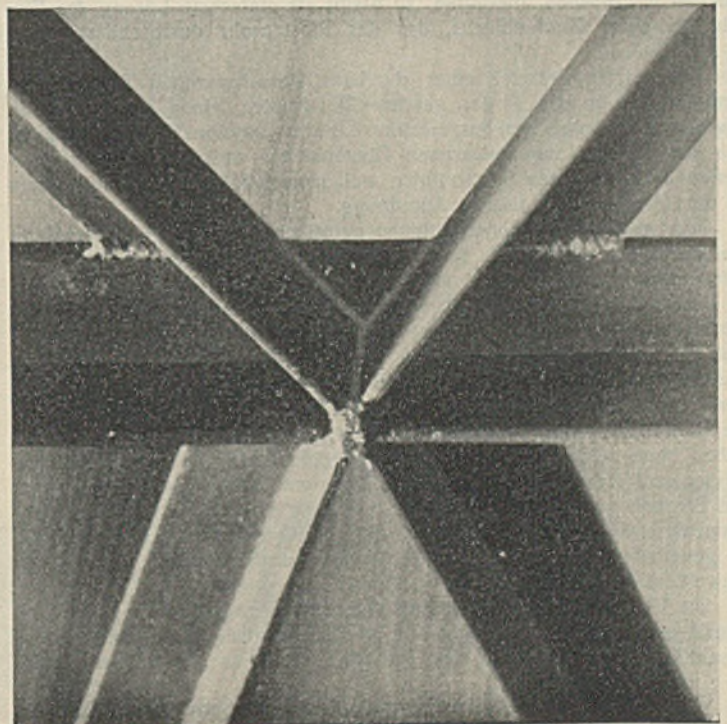


Abb. 3 u. 4. Exzentrische Knotenpunktausbildungen.

Abb. 4.

Will man Nebenspannungen vermeiden, so bleibt eben nur übrig, das Knotenblech beizubehalten und beim Schweißen eine Konstruktion zu wählen, etwa wie sie in Abb. 2c dargestellt ist.

Derselben Schrift habe ich Abb. 3 entnommen. Es ist offenbar, daß auch da die Stabkräfte der Diagonalen wie der Horizontalen sich ganz außerhalb des Pfostens treffen. Wo die Kraft der von rechts oben einfallenden Diagonale hingeht und was sie für Biegebungsbeanspruchungen im Pfosten hervorruft, darüber hat sich offenbar der Konstrukteur dieses Bauwerks kein Kopferbrechen gemacht. Nicht viel besser ist es mit dem Mittelknoten des 6,2 m hohen geschweißten Gerüstbockes einer Rohrbrücke der Fall, den Bondy in seiner eingangs erwähnten Schrift veröffentlicht und der hier als Abb. 4 wiedergegeben sei⁵⁾. Auch da treffen sich augenscheinlich die Stabachsen nicht in einem Punkte, was man bei einer genieteten oder geschraubten Konstruktion nicht tun und nicht zulassen würde. Einen geschweißten Rohrknoten eines 6 m hohen Gittermastes mit Diagonalen hat Bondy in der in Abb. 5a wiedergegebenen Weise zur Darstellung gebracht. Es ist offensichtlich, daß auch diese Konstruktion nicht einwandfrei ist. Die Diagonalkräfte stoßen mit ihrer Horizontalkraft H glatt ins Freie und es ist der nur $2\frac{1}{4}$ mm starken Rohrwand überlassen, wie sie mit dem Biegemoment $H \cdot h$ zurecht kommen kann oder will. Will man auch da die Kräfte ordnungsgemäß

Dasselbe gilt für die Laschen bei den Stößen, namentlich bei solchen, die Druckkräfte zu übertragen haben.

Als wesentliche Unterstützung bei der Ausbildung von Knoten kann die sogenannte Schlitzschweißung dienen, die in den verschiedensten Formen zur Anwendung kommen kann. Das Schlitzeln kann dabei sowohl am Knotenblech selbst, wie am Ende des anzuschließenden Stabes durchgeführt werden. Die Breite der Schlitzse hängt davon ab, wie praktisch mit der Elektrode noch in die Ecken des Schlitzes hineingereicht werden kann (Abb. 8), um dort die innige Verschweißung zwischen Schlitzrand und Knotenblech herzustellen. Die Schlitzse müssen also immerhin eine gewisse Breite b besitzen, min. $3t$, besser $4t$ und mehr. Die von Bondy in seinem Aufsätze nach amerikanischen Quellen wiedergegebene Vorschrift von $b \leq 2t$ ist ganz unverständlich. Es wird auch dem besten Schweißer nicht möglich sein, solch schmale Schlitzse ordentlich auszufüllen und die innige tragfähige Verschweißung mit dem Grundblech zu erreichen. Dasselbe gilt für die Rundlochsweißung, wo auch der Lochdurchmesser reichlich groß gewählt werden muß. Im übrigen können die Schlitzse jede beliebige Form erhalten, soweit sich das mit den statischen Verhältnissen in dem betreffenden Anschluß und mit der richtigen Kräfteübertragung verträgt. In Abb. 9 sind einige Schlitzformen angegeben, wie sie in der Patentanmeldung von Findelisen, Dresden, über „Verfahren zur Herstellung von Formstabverbindungen und Knotenpunktanschlüssen durch An- und Verschweißen der Formstäbe“ enthalten sind und die Schlitzse von beliebiger geometrischer Form und beliebiger Anordnung versehen.

In Abb. 10 ist ein Knotenpunkt der geschweißten eingeleisigen Fachwerkbrücke von 41 m Stützweite und 7,5 m Systemhöhe bei Chicopee Falls (Mass.) dargestellt, die Bondy in der Schweizerischen Bauzeitung⁷⁾ näher beschrieben hat. Die Art der Schlitzse ist aus der Zeichnung klar ersichtlich. Außerdem sind die Diagonalen noch durch Flankenschweißung an die Knotenbleche angeschlossen.

Gegen die Ausbildung dieses Knotens ist nichts einzuwenden. Die bewährte Zusammenführung der Stäbe mittels Knotenbleche ist beibehalten worden, und man wird bei dieser Ausbildung der Knoten bleiben müssen, bis nicht eine völlige Umstellung in der Wahl der Stabquerschnitte erfolgt ist (s. Abb. 7). Immerhin wird man durch den Anschluß mittels Schlitz und Flankenschweißung wesentlich an Blechmaterial und damit an Gewicht der Brücke sparen können.

Die Knoten der Chicopee Falls-Brücke weisen aber noch ein anderes bemerkenswertes Charakteristikum auf. Alle Stäbe — mit Ausnahme der Gurtung, an die das Knotenblech vor Verlassen der Werkstatt in genauer Lage angeschweißt werden kann — sind noch mittels besonderer Bolzen und Schrauben am Knoten befestigt. Ganz mit Recht. Ohne diese Hilfsverbindungen ist es ganz unmöglich, bei der Montage, auf der Rüstung einen zu verschweißenden Träger ordnungsgemäß zusammenzubauen. Die neuen Richtlinien der Deutschen Reichsbahn enthalten in dieser Hinsicht unter dem Absatz „Festhalten der zu verbindenden Teile vor und während des Schweißens“ wörtlich die Vorschrift: Die zu verbindenden Teile müssen bis zur Beendigung der Schweißung durch Klammern, Gewichte oder sonstige Hilfskonstruktionen gegen Verschiebungen gesichert sein. Die zu verbindenden Teile müssen spannungslos sein usw. Die Vorschrift müßte noch ergänzt werden durch das Verschreiben von Hilfsbolzen bei räumlich zusammenzubauenden Tragwerken usw.

Wenn es sich um Stahlskelettbauten handelt, so werden zweckmäßig die kurzen Winkelstücke oder Knaggen, die die einzelnen Trägerlagen oder die Unterzüge beim Anschluß an die Pfosten bzw. Säulen zu stützen bzw. zu lagern haben, schon in der Werkstatt auf genauer Höhe an die Säulen angeschweißt.

Ein einfaches Zusammenschweißen auf der Baustelle von nur gut abgelängten, auf Maß geschnittenen und ordentlich gerichteten, aber direkt von den Walzwerken gelieferten Stäben, Trägern und Blechen ist unzulässig. Will man eine saubere und gut zusammengefaßte Konstruktion haben, so muß auch diese erst die Werkstatt passieren und jeder Stab, jeder Träger und jedes Knotenblech muß in dieser entsprechend vorgearbeitet werden, wie bisher bei einer genieteten Konstruktion. Ein geschweißtes Bauwerk wird sich somit vorerst nicht viel wirtschaftlicher gestalten als ein genietetes, und in verschiedenen Veröffentlichungen ist das auch schon zugegeben worden. Ersparniszahlen von 30% und mehr im Gewicht allein sind Phantasiezahlen, die Anarbeitung und das Schweißen aber kostet m. E. zur Zeit eher noch mehr als die Anarbeitung und der Zusammenbau einer genieteten Konstruktion. Ziemliche Ersparnisse in der Konstruktion werden meist erzielt bei den Abstufungen von Blechwänden. Abb. 11a u. b genietet und Abb. 11c geschweißt, zeigen die

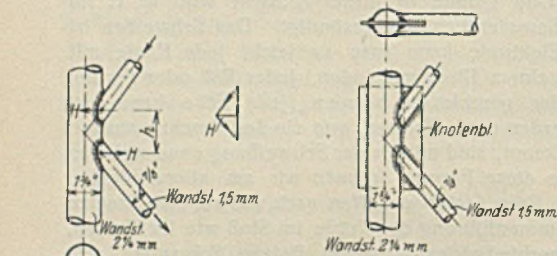


Abb. 5 a u. b. Verbesserungsvorschlag einer geschweißten Knotenpunktausbildung.

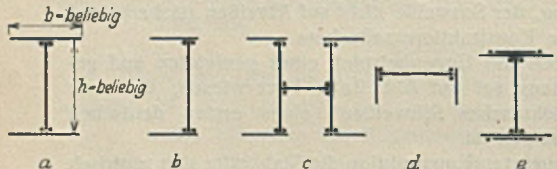


Abb. 7 a bis e. Geschweißte Profile.

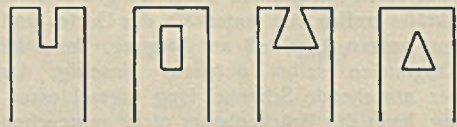


Abb. 9. Darstellung einiger Schlitzformen.

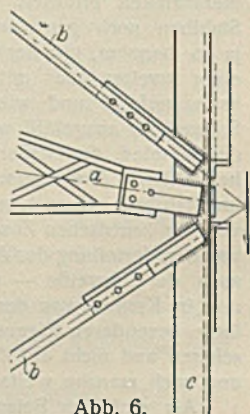


Abb. 6. Exzentrische Ausbildung eines Gittermastknotens.

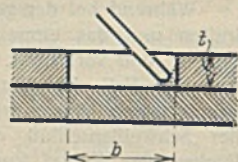


Abb. 8. Schweißung einer Schlitzschweißung.

auf den Rohrpfosten überleiten, so bleibt als einfachste Lösung das Einschalten eines Knotenblechs, das das Pfostenrohr durchschlitzt, übrig (s. Abb. 5b).

Als letztes Beispiel einer durchaus unsachgemäßen Schweißkonstruktion ist in Abb. 6 der geschweißte Knoten eines aus Stabisen, Flach- und Winkelprofilen hergestellten Gittermastknotens⁶⁾ wiedergegeben. Die am Pfosten angeschlossenen Diagonalen b und die Horizontale a treffen sich mit ihren Systemlinien weit außerhalb des Pfostens c . Das ist eine grundsätzlichen falsche Anordnung.

Wer geschweißte Konstruktionen aufzeichnen und zur Ausführung in die Werkstatt geben will, muß sich vor allem davon frei machen, die Schweißse nur zum Anheften oder Ankleben eines Elements an das andere zu benutzen. Es muß nach wie vor das konstruktive und innige Durchdringen und Vereinigen der Kräfte maßgebend bleiben. Selbstverständlich muß man dabei den Eigenschaften der Schweißse in allen Teilen gerecht werden, wofür ja schon genügend Erfahrungen und Vorschriften vorliegen. Der Konstrukteur muß sich in der Darstellung der Verbindungen und in der Anordnung der Verbindungen völlig umstellen. Er wird mehr als bisher ohne seine sonst vorwiegend gebräuchlichen Winkel auskommen müssen und sich mehr auf die Verwendung von Flachstählen, Breitstählen und Blechen verlegen. Kann doch, und das ist der große Vorteil der Schweißmethode, fast jedes Profil ohne weiteres und ohne Anlehnung an gewohnte Formen oder an Profilbücher der Walzwerke mittels des Schweißens hergestellt werden (s. Abb. 7).

Die Verwendung von Knotenblechen wird man auch beim Schweißen vorerst nicht entbehren können. Es ist aber möglich, ihre Abmessungen wesentlich zu beschneiden und auf diese Weise an Material zu sparen.

⁵⁾ Siehe Abb. 9 auf Seite 163 und Abb. 5 auf Seite 162 d. Zeitschr.

⁶⁾ Aus dem Atlas von Bondy, betitelt „Ausgewählte Schweißkonstruktionen“, Blatt 49. Abb. 4 u. 5 befinden sich in demselben Atlas.

⁷⁾ Siehe Bondy, Schweiz. Bauztg. vom 12. Januar 1929, S. 15/16.

entsprechenden Gegenbeispiele. Natürlich ist bei beiden Anordnungen, also auch bei *c* eine Beanspruchung quer zum Flanschende — was dem Nietabreißen bei *a* und *b* entspricht — zu vermeiden.

Zum Schluß möchte ich noch auf das leichte „Verzerren“, d. h. das Verdrehen und Verziehen geschweißter Konstruktionen hinweisen. Es muß in dieser Hinsicht größte Vorsicht verwendet werden und nur der erfahrene Schweißfachmann weiß sich da zu helfen. Sonst besteht die Gefahr, daß der Besteller die geliefertete Konstruktion verwirft, die Schweißnähte müssen sorgfältig entfernt und die Einzelteile nach dem Richten neu verschweißt werden. Es entstehen also doppelte und dreifache Kosten. Wie schon bei ganz einfachen Bauwerken ein Verziehen sich einstellt, sei an Hand der Ausführung der ersten geschweißten Eisenbahnbrücke Deutschlands dargetan^{*)}. In Abb. 12 sind in verzerrtem Höhenmaßstab die Verbiegungen dargestellt, die der Hauptträger von 860 mm Stehblechhöhe während des Schweißens erfuhr.

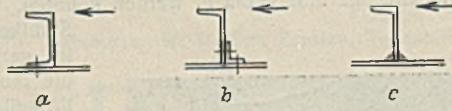


Abb. 11 a bis c.
Vorteilhafte Anwendung der Schweißung bei der Absteifung von Blechwänden.

Ein besonderes Kapitel beim Schweißen bilden auch die Schrumpfungen

^{*)} Witte, Die erste geschweißte Reichsbahnbrücke. „Die Elektroschweißung“ 1930, Heft 7, S. 140/142.

der Schweißnähte. Die Kenntnisse auch dieser Verhältnisse ist Vorbedingung für die gute praktische Ausführung eines großen geschweißten Bauwerks und muß auch schon bei der Konstruktion berücksichtigt werden.

Wie man sieht, bedarf auch das Schweißen im Stahlhochbau und im Stahlbrückenbau noch großer Überlegung und eingehender Kenntnisse aller Merkmale der Schweißerei. Die Überlegenheit über die Nietung wird sich aber zweifellos einstellen, wenn — um mit Obermarinebaurat Lottmann von der Reichswerft in Wilhelmshaven zu reden^{*)} — „der Mut zur Ausführung von Entwürfen vorliegt und überzeugte Werke durch gewandte Konstrukteure ihren Entwürfen die Eigenheiten der Schweißung geschickt zugrunde zu legen verstehen“.



Abb. 12. Darstellung der Verbiegungen beim Schweißen eines Trägers von 860 mm Höhe.

^{*)} Lottmann, Lichtbogenschweißerei im Schiffbau in Amerika und in Deutschland. „Die Elektroschweißung“ 1930, Heft 7, S. 125 bis 135.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Stahlskelettkonstruktion zum Bezirkskrankenhaus Waiblingen.^{*)}

Von Architekt Dr. Richard Döcker, Stuttgart.

Schon die Rohbaukonstruktion eines Krankenhauses gegen Geräusche, die sich durch das ganze Gebäude fortpflanzen, isoliermöglich zu machen, ist erste Aufgabe für die Entscheidung der Art der Tragkonstruktion. An Möglichkeiten hierfür gibt es die normale Ausführung eines gemauerten Baues aus gebrannten oder Natursteinen, eines Eisenbetonbaues und einer Stahlkonstruktion. Vorausgesetzt wird, daß die baulichen Auswirkungen hinsichtlich der sich ergebenden Dimensionierungen und der Konstruktionsmöglichkeiten dieser drei Konstruktionsarten bekannt sind.

Das Problem der sogenannten Schalltechnik ist heute schon wohl einigermaßen wissenschaftlich geklärt, ohne daß jedoch allzuvieler Proben auf Exempel der praktischen Durchführung vorliegen. Je gewichtsschwerer ja eine Mauer, eine Decke u. dgl. ist, desto weniger Schallfortpflanzungsmöglichkeiten hat sie, desto unwirtschaftlicher aber, desto teurer an Baukosten ist sie wahrscheinlich gegenüber einem dünnen, raumtrennenden Bauteil, dessen Material an und für sich schon schalldämpfend ist, beispielsweise loser Sand, Korkmehl u. dgl. Die Schwierigkeit besteht bei letzterem nur darin, diese an und für sich losen Materialien so zu verwenden, daß sie starre Wand- oder Deckenteile gleichzeitig noch bilden können. Je nach der einen oder anderen Anordnung wird sich die Wirtschaftlichkeit gegenüber einer normalen schweren Wand- oder Deckenkonstruktion ergeben, abgesehen davon, daß die dünne und leichte Wand immer noch raumsparend wäre.

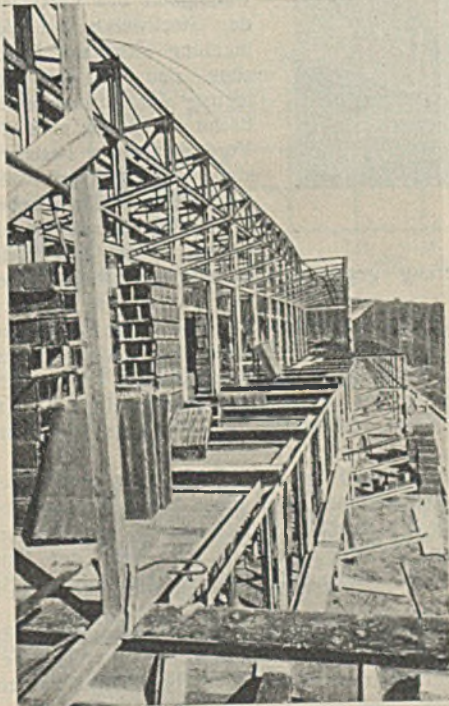


Abb. 1. Teil der fertiggestellten Stahlskelettkonstruktion.

Aber wie anfangs schon gesagt, die Tragkonstruktion eines Baues, speziell eines Krankenhauses, sollte in dieser Richtung schon die geeignetste Unterlage zur Verhinderung der Schallfortpflanzung bieten.

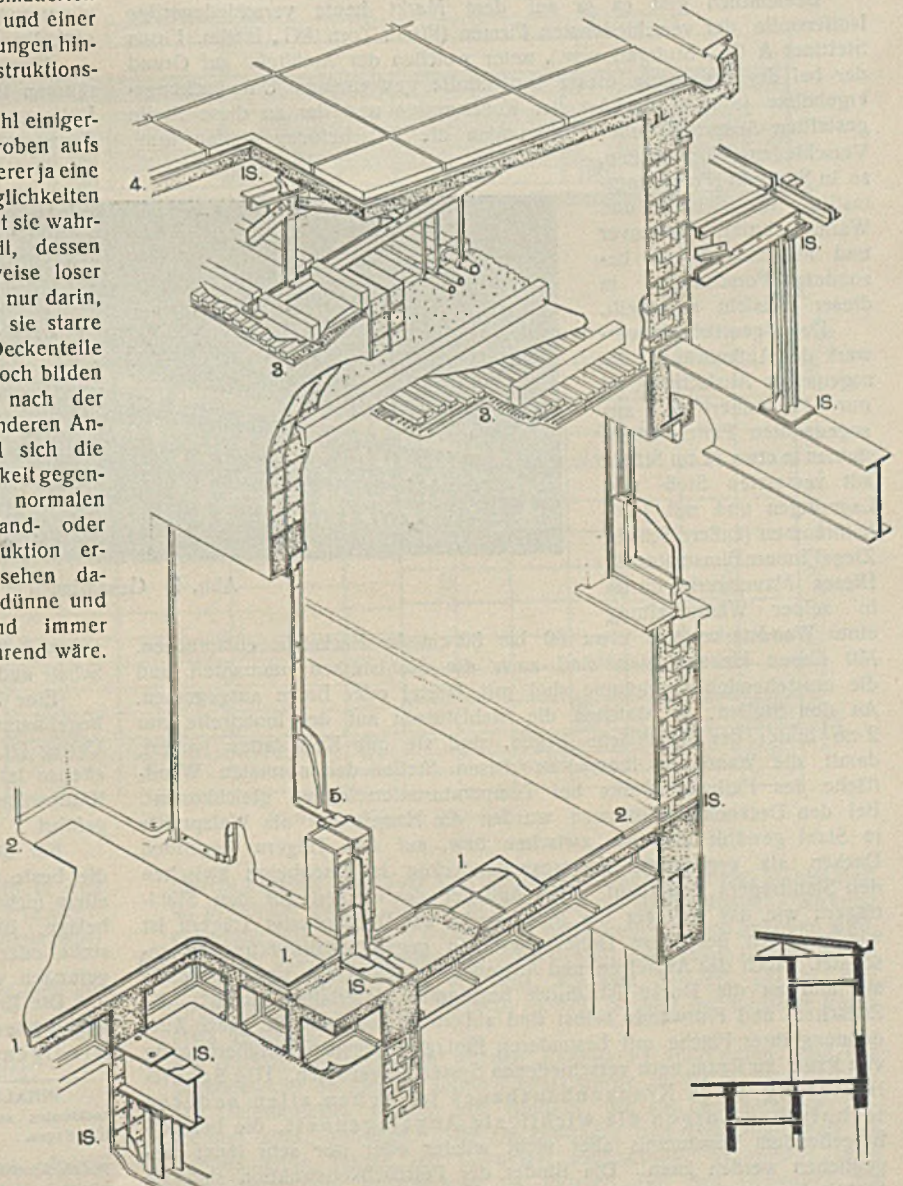


Abb. 2. Schnitt durch das Aufbauschema.

^{*)} Sämtliche Abbildungen sind dem Buch „Terrasentyp“ von Architekt Dr. Richard Döcker, Stuttgart, Akad. Verlag Dr. Wedekind & Co., Stuttgart, entnommen.

Da bekanntlich ein Eisenbetonbau eine monolithisch zusammenhängende Konstruktion vom Fundament bis zum obersten Träger ist und gewissermaßen ein ununterbrochenes Konstruktionsgerippe bildet, also die Schallfortpflanzung innerhalb der Konstruktionsteile bestens leitet, und da zwischen den Eisenbetonpfeilern der verschiedenen Geschosse keine Unterbrechungsfuge zur Verhinderung der Schallfortpflanzung möglich ist, so ist die Wahl einer Stahlkonstruktion vorzuziehen, da sie die Möglichkeit der Trennung jeder Stütze und jedes Trägers unter sich bietet. Daneben ergeben sich bei dem für das Krankenhaus Waiblingen terrassierten Typ die Pfeiler der Südwand wie alle gegen außen sichtbaren Konstruktionsteile in ihren Abmessungen äußerst dünn, auch die erforderliche Kragkonstruktion der zurückgestaffelten Geschosse läßt sich in Stahl sehr viel leichter und einfacher konstruieren.

Der in Waiblingen ausgeführte konstruktive Aufbau, das tragende Element der Umfassungswände ist nach dem Prinzip des Stahlkelettbau ausgebildet. Sämtliche Verbindungs- und Berührungstellen zwischen Stahlstützen und Stahlträgern sind durch Einlage besonderer Materialien (sogenannte Gewebeplatten, auch Hartblei usw.) gegen Schallfortpflanzung isoliert (Abb. 1 u. 2).

Bekanntlich gibt es ja auf dem Markt heute verschiedenartige Isolierstoffe der verschiedensten Firmen (Firma Zorn AG., Berlin, Firma Stettiner & Co., Stuttgart usw.), unter welchen der Architekt auf Grund der bei der Erprobung dieser Isolierstoffe gewonnenen Untersuchungsergebnisse je nach der Art der Konstruktion und der an diese Stoffe gestellten Ansprüche oder Erfahrungen die Entscheidung treffen muß. Verschiedene Hochschulen, so in Stuttgart (Forschungsinstitut für Schall- und Wärmetechnik), Hannover und München haben besondere Forschungen in dieser Hinsicht angestellt.

Das eigentliche Mauerwerk der Außenwände, die sogenannte Ausfachung, ist nur Füllmauerwerk aus sogenannten Fehel-Hakensteinen in etwa 32 cm Stärke mit versetzten Stoß- und Lagerfugen und mit Luft Hohlräumen (äußere Schicht Ziegel, innere Bimsmaterial). Dieses Mauerwerk dürfte in seiner Wärmehaltung einer Wandstärke von etwa 60 bis 80 cm in Backstein entsprechen. Mit diesen Hakensteinen sind auch die Stahlstützen ummantelt und die entstehenden Hohlräume sind mit Mörtel oder Beton ausgegossen. An den Stellen, an welchen die Stahlstützen auf der Innenseite nur 2 cm hinter der Wandfläche liegen, sind sie mit Korkplatten isoliert, damit die Wand im Innern an diesen Stellen der normalen Wandfläche des Füllmauerwerks bei Temperaturunterschieden gleichkommt. Bei den Deckenkonstruktionen wurden die Hauptträger als Walzprofile in Stahl gewählt und die zwischen bzw. auf den Trägern liegenden Decken als sogenannte Thermoszellendecken in Eisenbeton zwischen den Stahlträgern eingebaut. Das Auflager der Decken auf den Stahlträgern wie das Auflager des Mauerwerks auf Decken oder Trägern ist wieder durch besondere Isoliermaterialien gegen Schallübertragung geschützt. Auch das Aufsetzen und Anstoßen der Zwischen- und Flurwände auf und an die Decke ist durch bestimmte Materialien isoliert; die Zwischen- und Flurwände selbst sind außerdem noch auf die ganze Ausdehnung ihrer Fläche mit besonderen Einlagen gegen Schallübertragung von Raum zu Raum nach verschiedenen Systemen versehen. Die Schallisolierung eines Krankenhausbaues ist neben allen anderen technischen Sorgen die wichtigste Angelegenheit, die bei vorhergehendem Versäumnis aber nicht wieder oder nur sehr teuer ausgeglichen werden kann. Die Binder der Puttdachkonstruktion sind als Stahlfachwerkträger ausgebildet. Auf ihnen liegt die Dachhaut, in Bims-

beton hergestellt mit verschiedenen Einlagen, gewählt unter dem Gesichtspunkt der besten Wärmehaltung und Schallisolierung wie beim Füllmauerwerk und den Zwischenwänden. Die durch die Terrassenvorbauten bedingten Abfangkonstruktionen bestehen ebenfalls aus Stahl und sind in ihrer Konstruktion so getroffen, daß sie im Hohlraum der sogenannten Zellendecke untergebracht werden konnten. Die Vorteile der gewählten Stahlkonstruktion liegen außerdem in geringen Konstruktionsstärken, die raumsparend beste Isoliermöglichkeiten für Schall und Wärme zulassen.

Die Isolierung der Bodenbeläge gegen Schall auf den angegebenen Thermoszellendecken wird durch Einlage einer trockenen Sandschicht erreicht. Die Beläge sind Kork- und Gipsestriche mit Linoleum und Hohlkehlenanordnung.

Ausgehend davon, daß die beste Schallisolierung die Verhinderung der Erzeugung von Geräusch ist, wurde besonders für die Treppen und Gänge ein 5 bis 7 mm starker Gummibelag von besonderer Eigenschaft verlegt (bestehend aus drei Schichten, die unterste: Gewebe mit Hartgummi, die mittlere: elastische schwammartige Gummimasse, die oberste: etwa 1½ mm starke Schicht aus begehbareren härterem Gummi). Steinholzfriese in Kehlsockelform entlang der Flure und Krankenzimmerwände sind die einfachste Lösung für die Schwierigkeit der Kehlsockelanschlüsse an Türgewände.

Eine weitere Schwierigkeit in der Konstruktion der vor den Krankenzimmern liegenden Terrassen besteht in der vielseitigen Forderung der Isolierung, da ganz besondere Vorsichtsmaßregeln hierfür bei den Terrassenflächen anzuordnen sind, unter welchen unmittelbar in dem

nächst tieferen Geschöß Krankenzimmer sich befinden. Neben der schon konstruktiven Schwierigkeit der Kragkonstruktion, welche in der Forderung nach geringer Konstruktionshöhe, in der Notwendigkeit des Versetzens der Stockwerke bei Vermeidung sichtbarer Unterzüge und in der Verlegung der Terrassenoberfläche im Gefäll nach der Vorderkante zu bestehen, sind noch dreierlei Isolierungen der Terrassen neben der Schicht für die Begehbarkeit ihrer Oberfläche

unterzubringen: die Isolierung gegen Temperaturunterschiede, gegen Schall und gegen Wasser.

Eine besonders befriedigende und in Waiblingen gewählte Herstellung begehbarer Terrassen ist in meinem Buch „Terrassentyp“ (Akademischer Verlag Dr. Wedekind & Co., Stuttgart), Seite 38 ausführlich beschrieben, ebenso ist dort das Prinzipielle des sogenannten Terrassentyps für das Krankenhaus wie für das Hotel, Geschäftshaus, Wohnhaus usw. angeführt.

Für den Fall Waiblingen ist noch zu sagen, daß selbstverständlich die beste Isolierung eines Stahlgerippes oder einer Rohbaukonstruktion allein nicht genügt, wenn für den Ausbau eines Gebäudes, wie Treppenbeläge, Bodenbeläge, Türen, Fenster usw., in der Wahl der Baustoffe oder der Detaillierung die geeignetste Art und Anordnung nicht gefunden wird.

Die Erfahrungen bezüglich der Isolierung des Krankenhauses Waiblingen können nach bis jetzt zweijährigem Gebrauch als durchaus befriedigend gegenüber anderen Krankenhausbauten bezeichnet werden.

INHALT: Wirtschaftlichkeit des Stahlskelett-Wohnungsbaues. — Das Schweißen von Stahlhochbauten und von Stahlbrücken. — Die Stahlskelettkonstruktion zum Bezirkskrankenhaus Waiblingen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

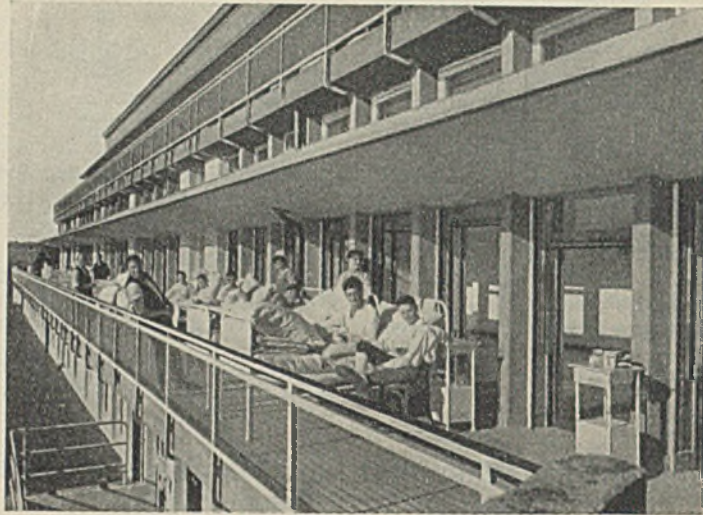


Abb. 3. Blick auf die Terrassen.

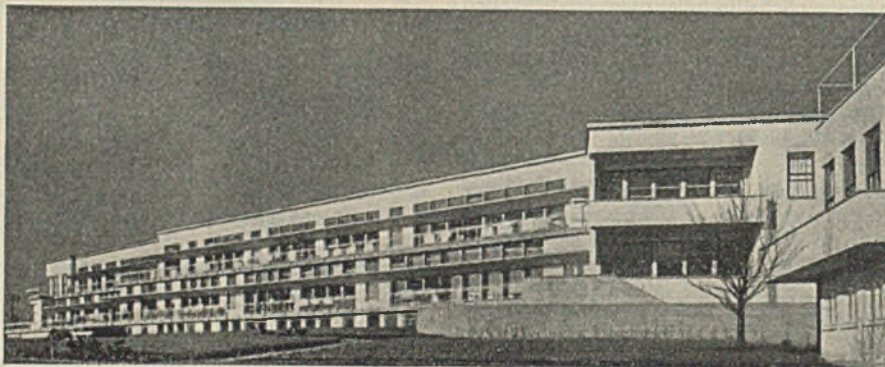


Abb. 4. Gesamtansicht.