FAH 7

VE Wohnungsbaukombinat Berlin

Projektierung

Gehört zum Prüfbescheid vom 13. Dez.
Nr. BA 292

A

(4)

Statische Berechnung

Bauvorhaben Feierabendheim

- Standortloses Projekt -

Teil 1

Kostenträger-Nr.: 43/6/2/23.05

Ausfertigung: A

43 818 Ag 307/72 22

VE WBK Berlin Projektierung		Blatt Nr. 1/1 Projekt Nr.

STATISCHE BERECHNUNG

ZUM

WV-Projekt

FEIERABENDHEIM

Inhalt:

Bauvorhaben:

Kostenträger-Nr.:

Statische Berechnung v. 22.5.73
1. Nachtrag v. 10.10.73
2. " v. 9.11.73
3. " v. 8.2.74

~~Gründungsvariante 1:~~
~~Einzelfundamente v. 22.3.74~~

Gründungsvariante 2:
Durchbrochene Platte v. 18.6.74

FÜR DIE BAUAUSFÜHRUNG FREIGEGEBEN

Datum | Abteilungsleiter

Dieses Projekt nebst Anlagen darf ohne unsere Genehmigung weder vervielfältigt noch ganz oder teilweise anderweitig verwendet werden.

VE WOHNUNGSBAUKOMBINAT BERLIN
BEREICH FORSCHUNG UND PROJEKTIERUNG

BAUWERK / VORHABEN: WV-Projekt FEIERABENDHEIM		PHASE	BLATT-NR.
BENENNUNG / DARSTELLUNG: Statische Berechnung		KOSTENTRÄGER-NR. 43/6/2/23.05	DATUM 30.10.74
ZEICHNER	ABTEILUNGSLEITER Fiedler	ÄNDERUNGEN ABT. / TAG	
BEARBEITER	V. Lehn		

VE WBK Berlin Projektierung		Blatt Nr. 1/1
		Projekt Nr.

A

STATISCHE BERECHNUNG

ZUM

WV-Projekt

FEIERABENDHEIM

Inhalt:

Bauvorhaben: Statische Berechnung v. 22.5.73 /
1. Nachtrag v. 10.10.73 /
2. " v. 9.11.73 /
3. " v. 8.2.74 /

Kostenträger-Nr.:

~~Gründungsvariante 1:~~
~~Einzelfundamente v. 24.2.74~~

Gründungsvariante 2:
Durchbrochene Platte v. 18.6.74 /

FÜR DIE BAUAUSFÜHRUNG FREIGEGEBEN

Datum	Abnahmebeamter

Dieses Projekt nebst Anlagen darf ohne unsere Genehmigung weder vervielfältigt noch ganz oder teilweise anderweitig verwendet werden.

Gehört zum Prüfbescheid vom 23. Dez. 19 74
Kreis Nr. 2

VE WOHNUNGSBAUKOMBINAT BERLIN
BEREICH PROJEKTIERUNG

BAUWERK / VORHABEN: WV-Projekt FEIERABENDHEIM	PHASE	BLATT-NR.
BENENNUNG / DARSTELLUNG: Statische Berechnung	KOSTENTRÄGER-NR.: 431 6/2 123.05	DATUM: 30.10.74
ZEICHNER	ABTEILUNGSLEITER: Fidgeon	ABT.-LTR./TAG
BEARBEITER	W. Leth	

ÄNDERUNGEN

43 Ag 307/68/810/2

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Vorbemerkung	I – III, IV, V
Lastannahmen	1 – 11
Nachweis der Fertigteile	
Decken	12 – 46
Riegel	47 – 123
Stützen	124 – 142
Stabtragfähigkeitswerte d. Wandscheiben	143 – 153
Verteilung der Horizontalkräfte	154 – 158
Ermittlung der Stabilisierungslasten	159 – 161
Schnittkraftstabelle f. Horizontallasten	162 – 163
Grundrissskizze für Stützen im 7. u. 1. Geschoß	164 – 174
Deckenscheibennachweis	175 – 192
Nachweis der Schwerpunktlagen der Deckenpl.	193
Wandscheibennachweis Achse 1 u. 21.	194 – 204, 201a
" " 6-AB, 16-CD	205 – 221
" " 6-CD, 16-AB	222 – 233
" " 5-AB, 17-CD	234 – 253, 253a, 253b
" " 5-CD, 17-AB	254 – 281
Nachweis der Schwerpunktlage der Wandelemente	282

Nachweis der Ortbetonkonstruktionen

			Seite
100	VII / 101	Deckenstützen im Rastergebiet	318
	VII / 102	Deckenfeld neben d. Kaiserpodest	319 – 320
	VII / 103	Deckenfeld über d. Kaiserpodest	321
	VII / 201	Fensterband über d. Kellerwand	322
	VII / 202	" " " Treppenhaus	322

Pos VII / 301	Schiebetüre bedienung f. Krempel	324
Pos I-VI / 101	Lichtschranken im Normalgang.	325
I-VI / 102	" mit Durchbruch 60cm/70cm	326-327
I-VI / 103	" " " 20cm/35cm	328
II-VI / 104	" " " 40cm/40cm	329
I-VI / 201	" unter Abstellraum	330-331
I-VI / 202	Stahlbetonbalken unter Lichtschacht	332
I / 203	" Achse 8 u. 14	334
		334a, 334b
Pos K / 101	Lichtpfalle über d. Keller	335-336
K / 102	" " "	337
K / 103	" " "	338
K / 104	" " "	339-341
K / 105	Lichtpfalle m. Durchbr. 70cm/30cm	342-343
K / 106	Rampendecken	344
K / 107	Lichtpfalle unter Müllsammelr.	345
K / 108	Rampentreppen	346-347
K / 201	Türsturz Achse 5, 6, 16, 17, 21	348-350
K / 202	" " 6	351
K / 203	" " 5-AB, 17-CD	352
K / 204	" " 5-CD, 17-AB	353
K / 205	" " 5-CD, 17-AB	354
K / 301.1	Kellerscheibe Achse 1 u. 21	355-360e
K / 302	Stützenvorlage unter Randriegeln	361
K / 303	Kellerscheibe Achse 6-AB, 16-CD	362-364
K / 304.1	Teilscheibe 1 " 5-CD, 17-AB	365-368

Forts.	K/304.2 Teilscheibe 2 Reihe 5-CD, 17-AB	369-370
	K/304.3 " " 3 " " "	371-372
	K/305 Kellerscheibe Reihe 6-CD, 16-AB	373-375
	K/306.1 Teilscheibe 1 Reihe 5-AB, 17-CD	376-377
	K/306.2 " " 2 " " "	378-380
	K/307 Kellerscheibe Reihe 11	381-382 b
	K/308 " " B u. C	383-384
	K/309 Kellerwandpfeiler	385
	K/310 Kelleraußenwand mit Fenstern ≤ 1200/1800	386-387
	K/311 " " " " ≤ 1040	388-389

SP

VII

Vorbemerkung zur Berechnung

Das Fliegerhorsthotel ist ein geschlossener Baukörper von 72 m Länge, 18 m Breite und 7 Geschossen von je 2,80 m Geschosshöhe über dem Kellergeschoss.

Das Bauwerk wird in der Bauweise SK-Berlin errichtet. Das Tragsystem wird in den Geschossen 1-7 aus 140 mm Deckenplatten, Riegeln mit Kragarmen für Aufnahme der Liftdeckenplatten (LS = 7200) an den Frontwänden und der 4 Treppenplatten im Mittelgangbereich. Als Stützen gelangen 2- bzw. 3-geschossige Rundstützen zur Anwendung.

Im Kellergeschoss werden Rippendecken der 2. Art Hoch-Verlags-Beton. Treppenwandtaschen, Wege und eingespannte 2-Riegelstützen gewählt.

Die Stabilisierung des Gebäudes erfolgt durch Decken- und Wandscheiben.

Die Deckenscheibe über dem 7. Geschoss wird in allen Achsen 7 u. 15 durch je eine Dehnungsfuge unterbrochen. Innerhalb dieser Achsen erfolgt die Aufnahme der Horizontalkräfte durch 3 geschossige Stützen, deren oberstes Geschoss als Kragstütze ausgebildet wird.

Die Wandscheiben werden im Keller monolithisch, in den Geschossen 1-7 als Montagewandscheiben aus-

gebieder.

Die Gründung des Gebäudes erfolgt auf
HK Bohrpfahl über einer ca. 1,0 - 2,0 m mächtigen
Kiesschicht unmittelbar über dem z. H. vorhandenen
Grundwasserstand. Der ungünstigen Baugrundverhältnissen
Rechnung tragend, wurde eine Plattengründung mit
d= 100 cm als günstigste gewählt.

Da die Bohrpfahlgründungen und die Fundamente
direkt in Höhe 16 Lieger zu gründen sind, wird
unter Umgehung einer Grundwasserabsenkung je eine
Doppelblechwanne im Grundwasser abgesenkt und
mit der Fundamentplatte kraftschlüssig verbunden.

Für den statischen Nachweis der Deckenscheiben wurden
die Stabilisierungspfähle mit zu 60 % in Ansatz
gebracht. Dementsprechend sind die Berechnungsrichtlinien der SK Berlin Abs. 5.2.1.3 folgend alle Stützen
gesondert einzulagern.

Für einwandfreien Verbund der Stützen mit
den Deckenscheiben insbesondere über dem 6. G. F.
Geschoß (Kragstützen) sind die Riegelöffnungen
in Deckenstärke grün auszubetonieren. Für Durchleitung
der Kabelführung der ausbetonierten Riegelaussparungen
sind die Rüsenstützen so zu versetzen, daß die
größere Breite der Aussparung in Laggerichtung liegt.

Nach Montage der Wandscheibenfertigteile sind die

Diese Variante liegt in diesem Bearbeitungsstand nicht vor.

Transportösen im Bereich beidseitiger Deckenauflagerung abzubrennen. In den Bereichen einseitiger Deckenauflagerung sind in den Grundrißzeichnungen zur Technologie die Transportösen gekennzeichnet, die nicht abgebrannt werden dürfen.

Die Deckenplatten sind über den Wandscheiben untereinander zu verschweißen. Bei einseitiger Deckenauflagerung sind Verankerungswinkel an die Deckenseiten anzuschweißen. Die Loggiadecken sind im Bereich der Wandscheiben mit den Deckenscheiben zu verschweißen, um die hier entstehenden H-Kräfte in Richtung senkrecht zur Wandscheibenebene sicher aufnehmen zu können (vergl. hierzu die Ringankerzeichnung)

Die Wandscheiben fertigteile mit Türöffnungen werden an ihren oberen Ecken im Bereich der Fügeschlösser mit dem Nachbarfertigteil mittels 2 ϕ 10 A-I und Schweißnähten a 3,7o zu Rißpfeilergruppe I verbunden.

SP

X

Die im nachstehenden tabellarischen Nachweis ausgewählten Fertigteile wurden dem SK-Katalog Ausgabe 1972 entnommen. Für die Deckenelemente und für einen Riegel*) werden auf der Grundlage der gegenwärtigen Produktionsmöglichkeiten des Betonwerkes Grünau zwei Stahlbetonelemente vorgesehen, die sich bei den Decken in der Elementbreite und beim Riegel in der Länge der Auskragung im Loggiabereich von den Katalogelementen unterscheiden. Die Tragfähigkeit der Decken und Riegel bleibt dabei unverändert. Das Stahlsortiment der Decken wird bereits nach den beiden ersten Angleichungen des Serienerzeugnisses vom Katalogsortiment abgelöst. Der Rücksprung der Ablösung des Stahlriegels mit zugehöriger Loggiadecke wurde bisher noch nicht festgelegt.

Die Stahlelemente liegen in gepreßter Form der Stahlbetonbauerzeugnisse vor.

In der nachstehenden Tabelle werden die Stahlelemente dem Katalogsortiment gegenübergestellt.

*) wegen schmalerer Loggiadecke

SP

Bezeichnung	Elemente Nr. des SK-Katalogs	Elemente Nr. des Ersatzprüfmusters	Prüfbericht
Normalplatte	D 11-222-11	—	siehe SK-Katalog
Normalplatte	D 11-262-11	D11-232-11 D11-222-11	" "
Randplatte	D 11-242-53	D 11-232-53	Nr. 43.3-028/3 v. 25.6.73
4-Pkt-Platte	D 41-232-11	D 41-232-S1	" "
		D 41-232-S2	" "
Loggiadecke	D31-581-11	BL 16.1 S	wie BL 16.1 nach Prüfbericht-Nr. 6050/69 v. 25.9.69
Riegel mit Kragarm	R5-372-1	R5-362-1	siehe SK-Katalog

Lastannahmen

Dachdecke:

3 Lagen Pappe	20	kp/m²
25 mm Hbl-Platten	15	"
50 mm Ekadür	10	"
1 Lage Blei-Folie	3	"
10 mm Mörtel	21	"
70 – 100 mm Ausgleichbeton	150 – 220	"
3×50 = 150 mm Schaumpolystyrol	30	"
1 Lage Pappe	5	"
	253 – 325	kp/m²

Decken über 1. – 6. Geschoß

Flure, Koch- u. Küchenräume, Saal,

2 mm PVC-Belag	5	kp/m²
36 mm Betonestrich	80	"
1 Lage Pappe	2	"
10 mm Faserdämmstoff	2	"
	~90	kp/m²

abgehängte Decke fehlt

[Moki-Gips-Schallabsorber: ~24 kp/m²
werden von den Normal- u. Randplatten durch erfolgten Last- bezw. Schnittkraftvergleich aufgenommen]

Küchen u. WC - Räume

2 mm	PVC - Belag	5	kp/m²
38 mm	Betonestrich	85	"
10 mm	Dichtung	~ 10	"
		~ 100	kp/m²

Müllräume

10 mm	Fliesen	22	kp/m²
5 mm	Bettung	~ 6	"
35 mm	Betonestrich	77	"
10 mm	Dichtung	10	"
		120	kp/m²

Bäder u. Fäkalspülen

25 mm	Fliesen mit Mörtelbett	55	kp/m²
30 mm	Betonestrich	66	"
3 Lagen	Pappe	~ 8	"
28 mm	Gefällebeton	61	"
		190	kp/m²

Loggiadecken

120 kp/m²

Decken über Kellergeschoß

Eingangshalle, Windfänge

30 mm	Betonwerksteinplatten	70	kp/m²
18 mm	Mörtelbett	~38	"
40 mm	Estrich	88	"
1 Lage	Pappe	5	"
10 mm	Faserdämmstoff	2	
		~210	kp/m²

Speisesaal

2 mm	PVC	5	kp/m²
36 mm	Estrich	79	"
1 Lage	Pappe	2	"
10 mm	Faserdämmstoff	2	"
50 mm	Rippbeton	110	"
		~210	kp/m²

Rampen u. Terrassen

30 mm	Kunststeinbelag	66	kp/m²
20 mm	Mörtelbett	42	"
30 mm	Estrichbeton	66	"
3 Lagen	Pappe	20	"
30-50 mm	Gefällebeton	66 - 110	"
		260 - 300	kp/m²

Küchen, Achsen 1–5

10 mm	Fliesen	22	kp/m²
20 mm	Mörtelbett	42	
20 mm	Estrich	46	
50 mm	Rippbeton	115	
		~230	kp/m²

Küchen, Achsen 5–10

10 mm	Fliesen	22	kp/m²
25 mm	Mörtelbett	53	"
30 mm	Schutzbeton	66	"
3 Lagen	Pappe geklebt	20	"
max 70 mm	Gefällebeton	165	"
50 mm	Rippbeton	115	"
		440	kp/m²

Kühlräume

30 mm	Fliesen in Mörtelbett	66	kp/m²
30 mm	Schutzbeton	66	"
100 mm	Schaumglas	20	"
1 Lage	Pappe	5	"
i.M. 45 mm	Gefällebeton	100	"
50 mm	Rippbeton	115	"
		~370	kp/m²

Wandscheiben 1. - 7. Geschoß:

Kippwandscheiben

6 cm Betonschale	0.06 · 2.80 · 2.5	= 0.42 Mp/m
5 cm Polystyrol	0.05 · 2.80 · 0.2	= 0.03 "
15 cm Beton	0.15 · 2.80 · 2.5	= 1.05 "
		1,50 Mp/m

Innenwandscheiben

190 mm Stahlbeton	0,19 · 2.80 · 2.5	= 1,33 Mp/m

Mauerwerk

240 mm HLz - Mauerwerk	0.24 · 2.05 (2,45) · 1.5	= 0.74 Mp/m (0,95)
30 mm Putz	0.03 · 2.65 · 2.0	= 0.16 "
		≈ 0,90 Mp/m (≈ 1,15)

[Restlast auf S. 81 berücksichtigt
" auf S. 334 ohne Auswirkung]

11.5 cm HLz - Mauerwerk	0,115 · 2,65 · 1.5	= 0.46 Mp/m
3 cm Putz	0.03 · 2.65 · 2.0	= 0,16 "
		= 0,62 Mp/m

Gipswände

7,0 mm Gipswand	0.07 · 2.66 · 1.0	= 0.185 Mp/m
2 x 7,0 mm Kehrrichtschachtwand	2 · 0.185	= 0,370 Mp/m
30 mm Glaswolle	0.03 · 2.66 · 0,10	= 0.010
		0,38 Mp/m

Trennwände im Erdgeschoß

11.5 cm HLZ Mauerwerk	0,115 · 2.66 · 1.5	= 0.46 Mp/m
3 cm Putz	0.03 · 2.66 · 2.0	= 0.16 "
	g ≈	0.65 Mp/m

11.5 cm HLZ Mauerwerk	0.115 · 2.66 · 1.5	= 0.46 Mp/m
1,5 cm Putz	0.03 · 1.5 · 1.33 · 2.0	= 0.12 "
2,1 cm Fliesen i. Mörtel	0.021 · 1,33 · 2,1	= 0.06 "
	g ≈	0.65 Mp/m

11.5 cm HLZ Mauerwerk	0,115 · 2.66 · 1.5	= 0,46 Mp/m
3 cm Putz	0.03 · 1.0 · 1,33 · 2.0	= 0.08 "
4,2 cm Fliesen i. Mörtel	0.042 · 1,33 · 2,1	= 0,12 "
	g ≈	0.66 Mp/m

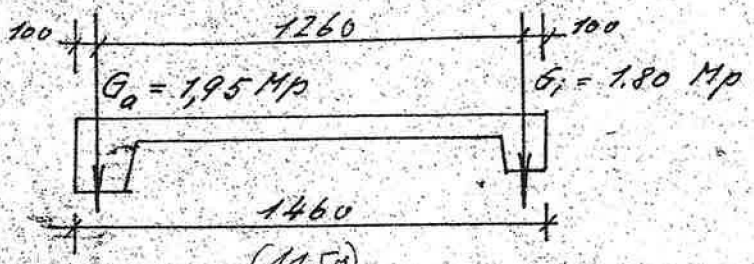
Brüstung mit Isolierglaswänden

11.5 cm HLZ Mauerwerk	0,115 · 1,33 · 1.5	= 0.23 Mp/m
4,2 cm Fliesen i. Mörtel	0.042 · 1,33 · 2,1	= 0,12 "
Glaswand	0.018 · 3.20	= 0.06 "
	g	= 0,41 Mp/m

Kühlraumwände:

11.5 cm HLZ Mauerwerk	0,115 · 2.66 · 1.5	= 0.46 "
4,0 cm Putz	0.04 2.66 · 2.0	= 0.21 "
12 cm Schaumpolystyrol	0.12 · 2.66 · 0.2	= 0.06 "
1 Lage Glasfaser	0.02 · 2.66	= 0.05 "
2.1 cm Fliesen	0.021 · 2.66 · 2.1	= 0.12 "
	≈	0,100 Mp/m

Loggiadeckenplatten SL = 720 v



[vergl. Vorbemerkung S. X]

Schneelasten. TGL 20 167 Bl. 1 Tabelle 9

a/ Lastbereich Nr. 1

$p_n = 70 \cdot 1.0$ = 70 kp/m²

b/ Lastbereich Nr. 4

$p_1 = 50 \cdot 1.0$ = 50 kp/m²

$p_2 = 50 \cdot 0.6$ = 30 kp/m²

$p_3 = 50 \left(1.0 + 1.4 \cdot \frac{7.50}{5.25} \right)$

$= 50 \cdot 1.57$ = 79 kp/m²

c/ Lastbereich Nr. 6

$p_1 = 50 \cdot 1.0$ = 50 kp/m²

$p_2 = 50 \cdot 4 \cdot \frac{200}{50} > 50 \cdot 2.0$ = 100 kp/m² für Lastplatten $l \leq 6.0$ m

$s = 2 \cdot 4.0 = 8.00$ m

$p_2 = 50 \cdot 2.5$ = 150 kp/m² für Riegel

Nachstehend wird zur Berücksichtigung der Schneelastfälle mit

$p_n = 150$ kp/m² gerechnet

Verkehrslasten

Bettenräume einschl. Handwaschbecken i. WC	150 kp/m²
Gemeinschaftsräume	200 kp/m²
Aufenthaltsräume	
Küchen i.d. Wohneinheiten	
Pflegeräume	
Bäder	
Verwaltung	
Flure,	300 kp/m²
Treppenhäuser und podeste	
Loggiadecken	
Loggiageländer	500 kp/m
Küche	800 kp/m
Sonstige Räume im Küchenbereich	500 kp/m²
Saal, Rampen u. Terrassen	400 kp/m²
Eingangshalle u. Flure	300 kp/m²

Windlasten

Annahme: Gebäudehöhe über Gelände: 23.0 m

0 – 10 m: $p_D = 55 \cdot 0{,}8 = 44$ kp/m²

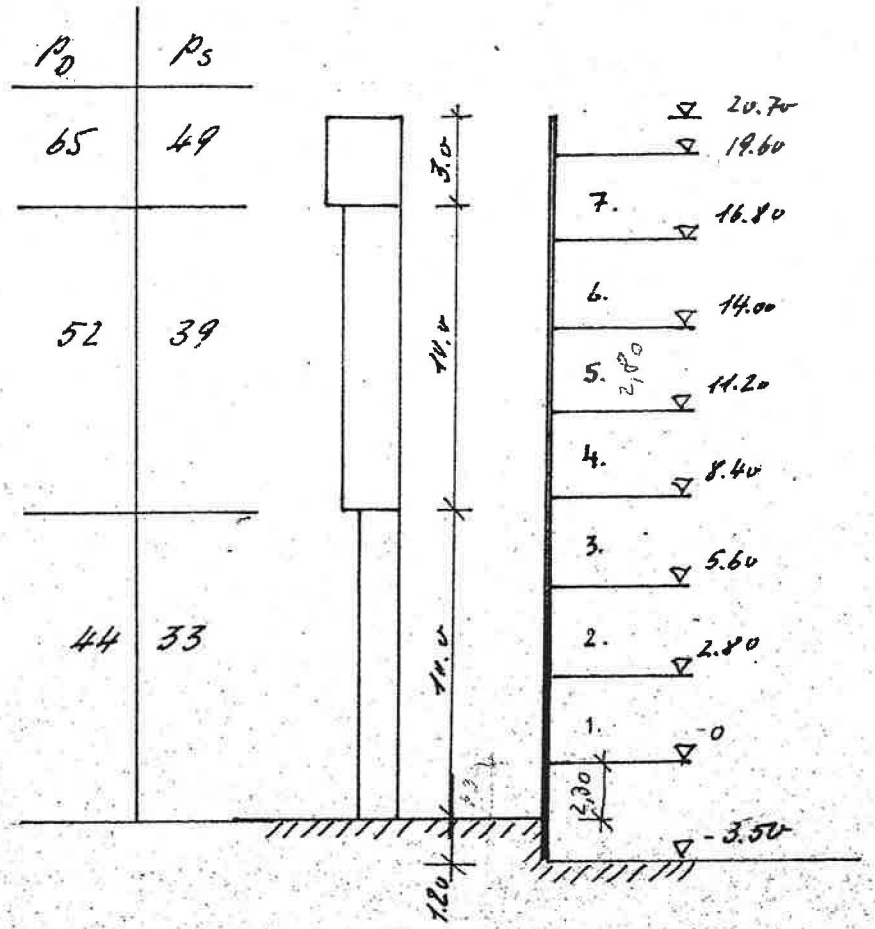
$p_S = 55 \cdot 0{,}6 = 33$ kp/m²

10 – 20 m: $p_D = \frac{55+75}{2} \cdot 0{,}8 = 52$ kp/m²

$p_S = 65 \cdot 0{,}6 = 39$ kp/m²

20 – 23 m: $p_D = \frac{75+88}{2} \cdot 0{,}8 = 65$ kp/m²

$p_S = 81{,}5 \cdot 0{,}6 = 49$ kp/m²



Erddruckermittlung

Für das Sicherheitsnachweis wird unabhängig von den gewählten Gründungen der Berechnung projekte mit nachstehenden Kennwerten gerechnet:

Bindiger Boden: $\varphi = 35^\circ$

$\gamma = 2.0$

Da die Kellerwände nicht höher als 3.0 m im Erdreich eingebettet sind, werden diese mit dem aktiven Erddruck $\lambda_a = \tan^2(45^\circ - 17{,}5^\circ) = 0{,}29$ nachgewiesen.

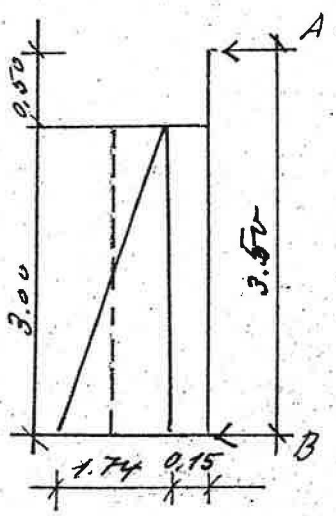
Diese Berechnung wird auch für die Handscheiben und Sockelwände über dem Kellergeschoß getroffen.

$h = 3.50$ m

Verkehrslast: $p = 0{,}500$ Mp/m²

$e_p = 0{,}29 \cdot 0{,}500 = 0{,}150$ Mp/m

Erddruck $e_e = 0{,}29 \cdot 2.0 \cdot 3.0 = 1{,}74$ Mp/m



$$A = \left(\frac{1{,}74}{2} + 0{,}15\right)\frac{3.0^2}{2 \cdot 3{,}50} = 1{,}33 \text{ Mp/m}$$

$$B = \left(\frac{1.74}{2} + 0{,}15\right)\frac{3.0 \cdot 2{,}0}{3.50} = 1{,}75 \text{ Mp/m}$$

Für die Handscheiben:

$$M_B = 1.74 \cdot 3.0^2/6 + 0{,}15 \cdot 3.0^2/2$$

$$= 2{,}62 + 0{,}68 = 3{,}30 \text{ Mpm/m}$$

Maschinenräume über dem 7. Geschoß

Decke über d. Masch.-Räumen

Lastannahmen

• Dachaufbau		
3 Lagen Pappe	2	kp/m²
25 mm Hwl-platten	15	"
50 mm Gefälle	10	"
1 Lage Alufolie	3	"
10 mm Mörtel MG III	21	"
30 mm Ausgleichbeton	65	"
3 × 50 = 150 mm Schaumpolystyrol	30	"
1 Lage Pappe	5	"
g_1 =	170	kp/m²
• Deckeneigengewicht 0,14 · 2,5 =	340	"
50 mm Hwl-platten	30	"
15 mm Putz	30	"
g =	0,570	Mp/m²
• Schneelast s =	0,070	Mp/m²

gewählt | D 11 – 222 – 11 |
bzw | D 11 – 262 – 11 |

g = 0,87 Mp/m²

s. 2. Nachtrag

13

Deckenplatten - Nachweis Decke 6.06 Felder 1-2, A-B

1. Randplatten

l_x = 360 cm

l_y = 1800 cm

α = 1/4.0

Lastannahmen:

Loggia auf Putzmörtel	p_2 =	150	kp/lfm
Fußbodenaufbau	g_2 =	80	kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 =	350	kp/m²
	g =	440	kp/m²
Verkehrslast	p =	150	kp/m²
	q =	590	kp/m²

gewählt: D 11 - 242 - 53

mit g_1 = 350 kp/m²

g_2 = 120 kp/m²

p = 400 kp/m²

p_2 = 150 kp/lfm

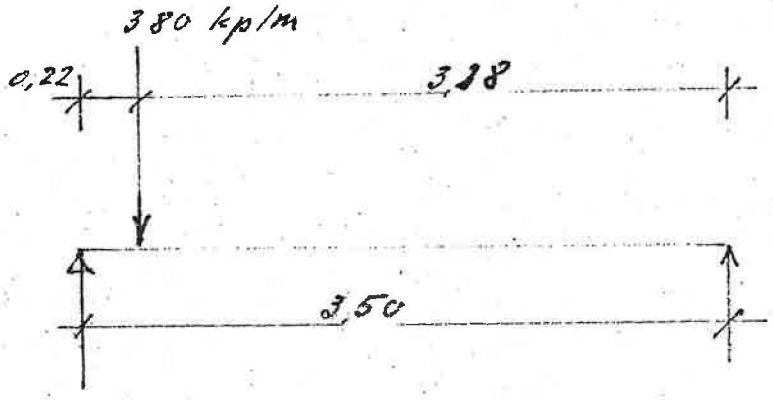
Decke 6.06 Reihe 2-3, A-B

2. Randplatte mit Wohnungstrennwand an einem Rostlager

Lastannahmen:

Loggiaaufpflasterung	p_2 = 150	kp/m
Fußbodenaufbau	g_2 = 90	kp/m
Deckeneigengewicht	g_1 = 350	kp/m
	g = 440	kp/m
Verkehrslast	p = 150	kp/m
	$\bar{q}$ = 590	kp/m

Wohnungstrennwände: P = 380 kp/m



Trennwandzuschlag

$$g_{2w} = \frac{380 \cdot 0{,}22 \cdot 3{,}28 \cdot 8}{3{,}50^3} = g_{2w} = 51 \text{ kp/m}$$

$$q = 590 + 51 = 641 \text{ kp/m}$$

gewählt **D 11 - 242 - 53**

mit g_1 = 350 kp/m²

g_2 = 120 kp/m²

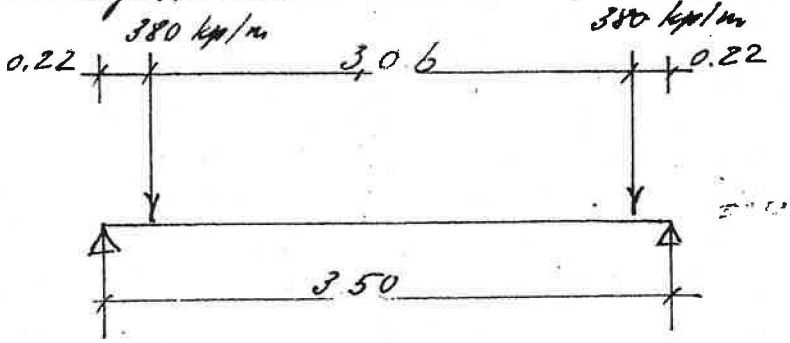
p = 400 kp/m²

3. Randplatte mit tragenden Querwänden an beiden Auflagern

Lastannahmen

Loggia aufgehend	p_L =	150 kp/m
Fußbodenaufbau	g_2 =	90 kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 =	350 kp/m²
	g =	440 kp/m²
Verkehrslast	p =	150 kp/m²
	q =	590 kp/m

tragende Querwände



Trennwand nicht tragend

$$g_{2w} = g \cdot \frac{380 \cdot 0.22 \cdot 3.28 \cdot 8}{3,50^3} = g_{2w} = 102 \text{ kp/m}$$

$$g = 590 + 102 \sim 692 \text{ kp/m}$$

gewählt **D 11 – 242 – 53**

mit

g_1 =	350	kp/m²
g_2 =	120	kp/m²
p =	400	kp/m²
p_L =	150	kp/m

Decke 6. OG Achse 15-16, A-B

4. Randplatte

$p = 200$ kp/m²

Lastannahmen

Loggia auf gem. Wand	P_2	= 150 kp/m
Fußbodenaufbau	g_2	= 90 kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1	= 350 "
	g	= 440 kp/m²
Verkehrslast	p	= 200 kp/m²
	q	= 640 kp/m²

gewählt **D 11-242-53**

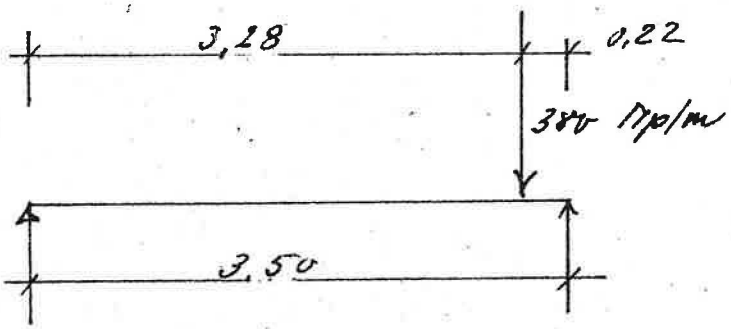
mit g_1 = 350 kp/m²
g_2 = 110 kp/m²
p = 400 kp/m²
P_L = 150 kp/m²

5. Randplatte $p = 200$ kp/m² auf Brüstungsstreichwand an einem Rippenlager

Lastannahmen

Loggia außenwand	P_2 =	150 kp/m
Fußbodenaufbau	g_2 =	100 kp/m
Deckeneigengewicht	g_1 =	350 kp/m
	g =	450 kp/m
Verkehrslast	p =	200 kp/m
	$\bar{q}$ =	650 kp/m

Brüstungsstreichwände $P = 380$ kp/m



Streichwandeinspannung

$$g_{2w} = \frac{380 \cdot 0{,}22 \cdot 3{,}28 \cdot 8}{3{,}50^3} = g_{2w} = 51 \text{ kp/}$$

$$q = 650 + 51 = 701 \text{ kp/m}^2$$

gewählt

D 11 - 242 - 53

mit g_1 = 350 kp/m²
g_2 = 100 kp/m²
p = 400 kp/m²
P_2 = 150 kp/m

Decke 6. OG Achse 4-5, C-D

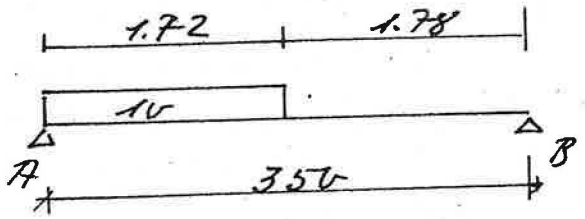
6. Randplatte Fensterachse - 4 C

Lastannahmen

Lüftgipsaufbau	p_2 =	150	kp/m
Fußbodenaufbau	g_2 =	90	kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 =	350	kp/m²
Verkehrslast	p =	200	kp/m²
	g =	640	kp/m²

Zusatzlast im Fußbodenaufbau

Δg = 10 kp/m²



$A = 10 \cdot 1.72 \cdot 2.64 / 3.50$ = 13 kp/m

$x = 13 / 10$ = 1,30 m

$M = 13 \cdot 1,30 / 2$ = 8,5 kpm/m

$\Delta p = \frac{8.5 \cdot 8}{3.50^2}$ = 6 kp/m²

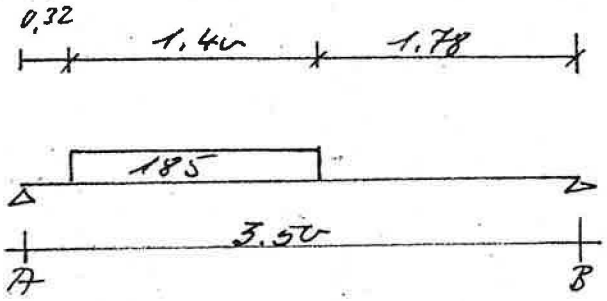
Leichtspreizwand p = 380 kp/m

Trennwand mit Cólc:

$g_{2w1} = \frac{380 \cdot 0,22 \cdot 3.28 \cdot 8}{3.50^2}$ = 51 kp/m²

$g_{2w2} = \frac{2 \cdot 185}{3.50}$ = 106 kp/m²

$\bar{g}_{243} = \frac{185}{1.0} = 185$ kp/m²



$A = 185 \cdot 1.40 \cdot 2.48 / 3.50 = 183,5$ Mp/m

$x = 0,32 + 183.5 / 185 = 0,32 + 0,99 = 1,31$ m

$M = 183.5 \cdot 1.31 - 185 \cdot 0.99^2/2$

$= 241 - 90 \cong 150$ mpm/m

$150 = g_{243} \cdot 3.50^2/8$

$g_{243} = \frac{150 \cdot 8}{3.50^2} = 98$ kp/m²

$g = 640 + 6 + 51 + 106 + 98 = 900$ kp/m²

gewählt | D 11 – 242 – 53 |

mit $g_1 = 350$ kp/m² } 870 kp
$g_2 = 120$ "
$p = 400$ "
$P_2 = 150$ "

die geringe Überschreitung von ca. 3% bleibt unberücksichtigt.

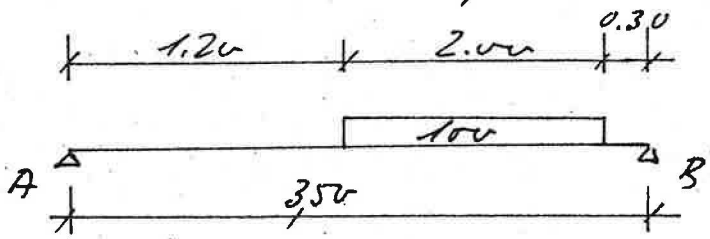
Decke 6.06 Reihe 17-18, A-B

7. Randplatte kleines Bad

Lastannahmen

Lagerwandauflast	p_2 =	150	kp/m
Fußbodenaufbau	g_2 =	90	kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 =	350	"
Verkehrslast	p =	200	"
	g =	640	kp/m²

Zusatzlast für Fußbodenaufbau Δg = 100 kp/m²



A = 100 · 2.0 · 1.30 / 3.50 = 75 kp/m

x = 1.20 + 75 / 100 = 1,20 + 0,75 = 1,95

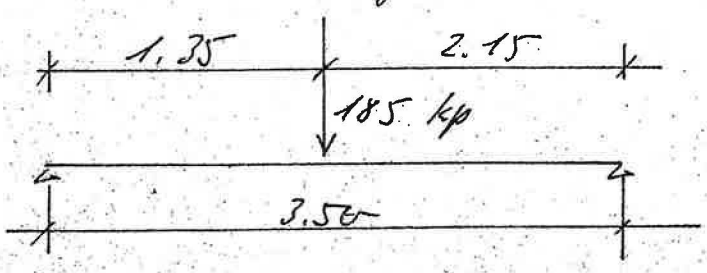
M = 75 · 1,95 − 100 · 0,75²/2

= 146 − 28 ≈ 120 mpm/m

$\Delta g = \frac{120 \cdot 8}{3.50^2}$ = 78,5 kp/m²

Trockenputztrennwand (wie 2. Randplatte) g_{2w} = 51 kp/m²

Trennwand zusätzlich



27.0

$$g_{242} = \frac{185 \cdot 1.25 \cdot 2.15 \cdot 8}{3.50^3} = 100 \text{ kp/m}^2$$

$$g = 640 + 79 + 51 + 100 = 870 \text{ kp/m}^2$$

gewählt

D 11 - 242 - 53

mit

$g_1 = 350$ kp/m²
$g_2 = 120$ "
$p = 400$ "
$p_2 = 150$ kp/m

} 870 kp/m²

Decke 6.06 Decke 6-7,A-

8. Randplatte Großes Bad

Lastannahmen

Leggia auf Innenwand	p_2 =	150 kp/m
Fußbodenaufbau	g_2 =	240 kp/m
Deckeneigengewicht	g_1 =	350 kp/m
	g =	590 kp/m
Verkehrslast	p =	200 kp/m
	q =	790 kp/m²

gewählt **D 11 - 342 - 53**

mit g_1 = 350 kp/m²

g_2 = 120 kp/m²

p = 400 kp/m²

p_2 = 150 kp/m²

Hohlmauerwände (wie 2. Randplatte)

g_{HW} = 51 kp/m²

q = 790 + 51 = 841 kp/m²

ra Randplatte am Flur Decke 6.06 Achse 1,2, A-B

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	$g_2 = 80$ kp/m²
Deckeneigengewicht	$g_1 = 350$ kp/m²
	$\bar{g} = 450$ kp/m²
Verkehrslast	$p = 150$ kp/m²

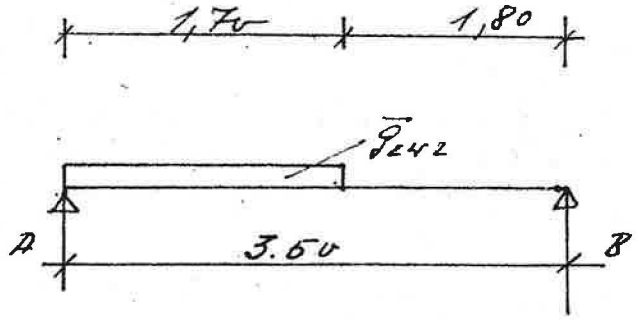
Trennwand zulässig

1. Flurwand

$$g_{2W1} = \frac{185}{2.0} = 93 \text{ kp/m}^2$$

1. Installationswand

$$\bar{g}_{2W2} = \frac{185}{1.30} = 142 \text{ kp/m}^2$$



$$A = \bar{g}_{2W2} \cdot 1.70 \cdot 2.65 / 3.50 = 1,29 \cdot \bar{g}_{2W2}$$

$$x = 1.29 \text{ m}$$

$$M = 1.29 \cdot \bar{g}_{2W2} \cdot 1.29 / 2 = 0.83 \cdot \bar{g}_{2W2}$$

$$g_{2W2} \cdot 3.50^2 / 8 = 0.83 \cdot \bar{g}_{2W2}$$

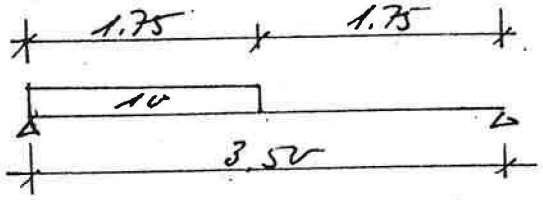
$$g_{2W2} = \frac{0.83 \cdot 8 \cdot \bar{g}_{2W2}}{3.50^2} = 0,54 \cdot \bar{g}_{2W2}$$

$$g_{2W2} = 0.54 \cdot 142 = 77 \text{ kp/m}^2$$

3. HC- Hüllenwand $g_{243} = \frac{2 \cdot 185}{3.50} = 105$ kp/m²

4. Vorsatzschale Ziegelwand $g_{244} = \frac{185 \cdot 0,30 \cdot 2,50 \cdot 8}{3,50^2} = 38$ kp/m²

Flächenlast für Fußbodenaufbau



vergl. 6. Randplatte $\Delta g = 6$ kp/m²

$g = 450 + 150 + 93 + 77 + 105 + 38 + 6 = 920$ kp/m²

gewählt **D 11-242-53**

mit $g_1 = 350$ kp/m²

$g_2 = 120$ "

$p_2 = 400$ "

$p_2 = 150$ kp/m

Nachweis des Trägermoments:

$v.g = 1.5 \cdot 350 + 1,7(920 - 350) = 525 + 970 = 1495$ kp/m

$v.M = 1495 \cdot 3.50^2/8 = 2,28$ Mpm

Tragfähigkeit der Deckenplatte

Bewehrung: ϕ 12 A-III $e = 15$ cm $f_e = 7,50$ cm²

Betongüte: B 300 $d_2 = 14,0$ cm $h = 12,4$ cm

$k_{x12} = \frac{7,5 \cdot 4,2}{0,140 \cdot 100 \cdot 12,4} = 0,141$

$v.M = 7,50 \cdot 12,4 \cdot 4,2(1 - 0,5 \cdot 0,141) = 3,60$ Mpm

$> v.M_{vorh}$

Decke 6.06 Felder 10-11, A-B

11. Randplatte am Flur

Lastannahmen

wie 10. Randplatte $g = 920$ kp/m²

Nachweis Stahlbeumwände

wie 3. Randplatte $g_{zw} = 102$ kp/m²

$g = 1022$ kp/m²

gewählt **D 11-242-53**

mit $g_1 = 350$ kp/m² } 870
$g_2 = 120$ " }
$p = 400$ "
$p_2 = 150$ kp/m

Nachweis des Trägermoments

$v \cdot g = 1{,}5 \cdot 350 + 1{,}7 (1022 - 350) = 525 + 1140 = 1665$

$v \cdot M = 1{,}665 \cdot 3{,}50^2 / 8 = 2{,}56$ Mpm

Tragfähigkeit der Deckenplatte (vergl. 10. Randplatte)

$v \cdot M_{zul} = 3{,}60$ Mpm/m $> 2{,}56$ Mpm

12. Randplatte am Flur

Decke 6.06 Felder 6-7, C-D

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	g_2 =	190 kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 =	350 "
	g =	540 kp/m²
Verkehrslast	p =	200 "
Flurwand Kalksandstein		
$g_{24} = \frac{185}{2.0} \cdot 0.54$	g_{24} =	50 kp/m²
vergl. 10. Randplatte		
	g =	790 kp/m²

gewählt **D 11 - 242 - 53**

mit

g_1 =	350	kp/m²
g_2 =	120	"
p =	400	"
P_2 =	150	kp/m

Hohlraumstreichwand (wie 2. Randplatte)

g_{24} = 51 kp/m²

g = 790 + 51 = 841 kp/m²

Decke 6.06 Reihe 4-5, C-

13. Randplatte am Flur

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	$g_2 = 80$	kp/m²
Deckeneigengewicht	$g_1 = 350$	"
	$g = 440$	kp/m²
Verkehrslast	$p = 300$	"
	$\bar{q} = 740$	kp/m

Trennwandzuschlag

$$g_{Zw1} = \frac{185}{2} =$$

$g_{Zw1} = 93$ kp/m

$q = 833$ kp/m

gewählt **D 11 - 242 - 53**

mit $g_1 = 350$ kp/m²
$g_2 = 120$ "
$p = 400$ "
$P = 150$ kp/m

Hohlkörpertrennwand (wie 2. Randplatte)

$g_{Zw2} = 51$ kp/m²

$q = 833 + 51 = 884$ kp/m²

Die geringe Überschreitung um ~1,2 % erscheint unbedenklich.

20. Normalplatte

Decke 6.06. Achse 1-2, A-

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	g_2 =	90	kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 =	350	kp/m²
	g =	440	kp/m²
Verkehrslast	p =	150	kp/m²
	$\bar{g}$ =	590	kp/m²

Trennwandzuschlag

$g_{zw} = \frac{185}{1.70} =$ g_{zw} = 110 kp/m²

g = 700 kp/m²

gewählt **D 11-262-11**

mit

g_1 =	350	kp/m²	
g_2 =	120	kp/m²	
p =	400	kp/m²	
g =	870	kp/m²	

21. Normalplatte – Decke 6.06 Reihe 2-3, A-B

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	g_2 = 90	kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 = 350	kp/m²
	g = 440	kp/m²
Verkehrslast	p = 150	kp/m²
Schallschutzwand (wie 3. Randplatte)	g_{SW} = 51	kp/m²
	g = 641	kp/m²

gewählt **D 11-262-11**

mit g = 870 kp/m²

22. Normalplatte

Decke 6.06 Platte 10-11, A-2

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	g_2	= 90 kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1	= 350 kp/m²
	g	= 440 kp/m²
Verkehrslast	p	= 150 kp/m²

Trennwandzuschlag

$$g_{2+1} = \frac{185}{1.70} \qquad g_{2+1} = 110 \text{ kp/m}^2$$

Zuschlag Trennwände (wie 3. Randplatte)

$g_{2+2} = 102$ kp/m²

$g = 802$ kp/m²

gewählt D 11-262-11

mit $g = 870$ kp/m²

Decke 6.06 Felder 15-16, C-D

23. Normalplatte

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	g_2 =	190 kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 =	350 "
	g =	540 kp/m²
Verkehrslast	p =	200 "

Trennwandzuschlag

$$g_{2z1} = \frac{185 \cdot 1{,}35 \cdot 2{,}15 \cdot 8}{3{,}50^2} = 100 \text{ kp/m}^2$$

$$g_{2z2} = 185/2 = 93 \text{ "}$$

$$g = 933 \text{ kp/m}^2$$

gewählt | D 11 - 262 - 11 |

Ermittlung des Tragmoments:

$$v \cdot g = 1{,}5 \cdot 350 + 1{,}7 (933 - 350) = 525 + 990 = 1515 \text{ kp/m}$$

$$v \cdot M = 1515 \cdot 3{,}50^2/8 = 2{,}32 \text{ mpm}$$

Tragfähigkeit der Deckenplatte:

Bewehrung: ϕ 10 A-III $e = 150$ $f_e = 5{,}20$ cm²

Betongüte: B 200 $d = 14$ cm $h = 12{,}5$ cm

$$k_{x2} = \frac{5{,}20 \cdot 4{,}2}{0{,}18 \cdot 100 \cdot 12{,}5} \approx 0{,}10$$

$$v \cdot M = 5{,}20 \cdot 12{,}5 \cdot 4{,}2 (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}10) = 2{,}58 \text{ mpm} > 2{,}32$$

24 Installationsdecke Decke 6.06 Reihe 6-7, A-

Lastannahmen

Fußbodenaufbau g_2 = 240 kp/m²

Decken eigengewicht g_1 = 350 "

g = 590 kp/m²

Verkehrslast p = 200 "

q = 790 kp/m²

gewählt D 11-262-11

zul. q = 870 kp/m²

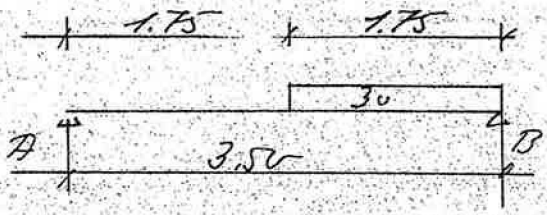
Decke 6.06 Achse 15-16 / C-D

25. Normalfälle

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	g_2 =	90 kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 =	350 "
	g =	440 kp/m²
Verkehrslast	p =	200 "
	q =	640 kp/m²

Zusätzliche Fußbodenaufbau Δg = 30 kp/m²



B = 30 · 1.75 · 2.62 / 3.50 = 39 kp

x' = 39 / 30 = 1,31 m

M = 39 · 1,31 / 2 = 25,8 kpm

$$\Delta g = \frac{25.8 \cdot 8}{3.50^2} = 17 \text{ kp/m}^2$$

Trennwandzuschläge

g_{241}	= 185 / 160	=	116 kp/m²
g_{242}	= 2 · 185 / 3.50	=	106 "
	g =		880 kp/m²

gewählt **D 11-262-11**

v. q = 1.5 · 350 + 1,7 (880 − 350) = 525 + 900 = 1425 kp/m

v. M = 1.425 · 3.50² / 8 = 2.200 mpm < 2,58 mpm

26. Normalplatte — Decke 6.06 Reihe 4-5, A-B

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	$g_2 = 90$	kp/m²
Deckeneigengewicht	$g_1 = 350$	kp/m²
	$g = 440$	kp/m²
Verkehrslast	$p = 300$	kp/m²

Lohnwandtrennwand (wie 2. Randplatte)

$g_{LW1} = 51$ kp/m²

Trennwandbelag

$g_{LW2} = \frac{1.85}{2.0} = 93$ kp/m

$g = 884$ kp/m²

gewählt **D 11 - 262 - 11**

mit $g = 870$ kp/m²

Die geringe Überschreitung ist unbedenklich, da der Anteil der Verkehrslast $p = 300$ kp/m² nur einen schmalen Randstreifen des Feldes betrifft. Im überwiegenden Bereich der Platte wird nur die Verkehrslast $p = 200$ kp/m² eingetragen.

27. Normalplatte

Decke 6.06 Reihe 17-18, A-B

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	$g_2 =$ 90	kp/m²
Deckeneigengewicht	$g_1 =$ 350	kp/m²
	$g =$ 440	kp/m²
Verkehrslast	$p =$ 200	kp/m²
	$\bar{q} =$ 640	kp/m²

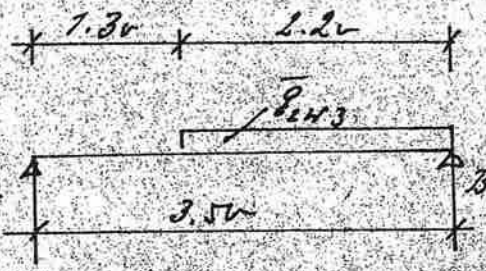
Trennwandzuschlag (wie 2. Randplatte)

$$g_{2W1} = 51 \text{ kp/m}^2$$

Trennwandzuschlag

$$g_{2W2} = \frac{185 \cdot 1{,}35 \cdot 2.15 \cdot 8}{3.50^2} = 100 \text{ kp/m}^2$$

$$\bar{g}_{2W3} = \frac{185}{2.0} = 93 \text{ kp/m}^2$$



$$B = \bar{g}_{2W3} \cdot 2.20 \cdot 2.40 / 3.50 = 1.50 \cdot \bar{g}_{2W3}$$

$$x' = 1.50 \text{ m}$$

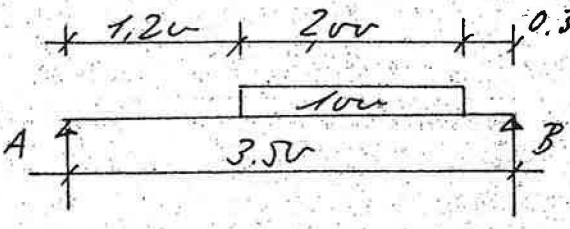
$$M = 1.50^2 \cdot \bar{g}_{2W3} / 2 = 1.13 \cdot \bar{g}_{2W3}$$

$$g_{2W3} \cdot 3.50^2 / 8 = 1.13 \cdot \bar{g}_{2W3}$$

$$g_{2W3} = \frac{1.13 \cdot 8}{3.50^2} \bar{g}_{2W3} = 0{,}74 \cdot \bar{g}_{2W3}$$

$$g_{2W3} = 0{,}74 \cdot 93 = 69 \text{ kp/m}^2$$

Zusätzlicher Deckenaufbau



$B = 1\,m \cdot 2\,m \cdot 2.26 / 3.5\,m = 126$

$x' = 126 / 1\,m = 1{,}26\,m$

$M = 126 \cdot 1.26 / 2 = 0.8\,m\,Mpm$

$$\Delta g = \frac{0.8\,m \cdot 8}{3.5\,m^2} = 52\ kp/m^2$$

$g = 640 + 51 + 100 + 68 + 52 = 912\ kp/m^2$

gewählt | D 11-262-11 |

Nachweis des Trägermoments

$V \cdot g = 1.5 \cdot 350 + 1.7 (912 - 350) = 525 + 955$

$= 1480\ kp/m$

$V \cdot M = 1.48 \cdot 3.5\,m^2 / 8 = 226\ Mpm < 258$

28. Normalplatte

Decke 6.06 Felder 4-5, C-D

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	g_2 = 90	kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 = 350	"
	g = 440	kp/m²
Verkehrslast	p = 200	"
	q = 640	kp/m²

Zusätzl. Fußbodenaufbau (wie 25. Normalplatte)

Δg = 17 kp/m²

Dämmungsbrennwand (wie 2. Randplatte)

g_{241} = 51 kp/m²

Trennwandzuschläge

g_{242} = 2 · 185 / 3.50 = 106 "

g_{243} = 185 · 0.53 / 1.0 = 98 "

g = 912 kp/m²

gewählt **D 11-262-11**

Nachweis des Tragmoments:

V_g = 1.5 · 350 + 1.7 (912 − 350) = 525 + 955 = 1480 kp

V_g = 1.48 · 3.50²/8 = 2,26 tm/m < 2.58 tm/m

30. 4-seitig gelagerte Platte — Decke 6.06 — Achse 1-2, B-C

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	g_2 = 90	kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 = 475	"
	g = 565	kp/m²
Verkehrslast	p = 500	kp/m²

Trennwandzuschlag:

1. Flurwand

$g_{Wl} = \frac{185}{2}$ = 93 kp/m²

2. Installationswand (vgl. 10. Randplatte am Flur) 77 kp/m²

Abgehängte Rabitzdecke 50 kp/m²

g =	1085	kp/m²

gewählt: D 41 - 232 - 11

mit

g_1 =	475	kp/m²
g_2 =	125	"
p =	500	"
g =	1100	kp/m²

40. Lüftungsdeckenplatten

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	g_2 = 120	kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 = 357	
	g = 477	kp/m²
Verkehrslast	p = 300	kp/m²
	q = 777	kp/m²

gewählt: D 31-581-11

q_{zul} = 780 kp/m²

Normalplatte Decke Z. 66.

Lastannahmen

Dachaufbau	g_2 = 325	kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 = 350	kp/m²
	g = 675	kp/m²
Schneelast	p = 150	kp/m²
	q = 825	kp/m²

gewählt **D 11 - 262 - 11**

mit q = 870 kp/m².

Randplatte Decke Z. 66

Lastannahmen

Dachaufbau	g_2 = 325	kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 = 350	kp/m²
	g = 675	kp/m²
Schneelast	p = 150	kp/m²
	q = 825	kp/m²

gewählt **D 11 - 242 - 53**

mit q = 870 kp/m²

Loggiadeckenplatte — Decke Z. 06

Lastannahmen

Sachaufbau	g_2 = 325	kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 = 357	"
	g = 682	kp/m²
Schneelast	p = 150	kp/m²
	q = 732	kp/m²

gewählt: D 31 - 581 - 11

q_{zul} = 780 kp/m²

4 - Pirchlplatte — Decke Z. 06

Lastannahmen

Sachaufbau	g_2 = 325	kp/m²
Deckeneigengewicht	g_1 = 475	kp/m²
	g = 800	kp/m²
Schneelast	p = 150	kp/m²
	q = 950	kp/m²

gewählt D 41 - 232 - 11

mit q = 1100 kp/m²

Rippendecke — Keller Achse B, 8-9

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	0.44	kN/m²
Rohdecke	0.335	"
Rohrleitungen	0.10	"
	g = 0,875	kN/m²

Verkehrslasten

p_1 = 0.80 · 0.60 =	0.48	kN/m
p_2 = 0.50 · 0.60 =	0.30	kN/m

Handlast

p_3 =	0.41	"
	1,190	kN/m

Lastreduktionsbreite b = 1,20 m

p = (2 · 0,480 + 0.41) / 1.20 = 1,14 kN/m

gewählt | D 32 - 224 - 13 |

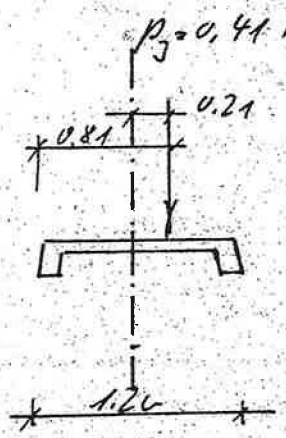
g_{ful} = 2.335 kN/m²

> 0.875 + 1,140 = 2,015

p_{ul} =	1,830	kN/m²
− (0,440 + 0,10 − 0,20)	= 0.34	"
g_{ul} =	1,49	kN/m²

≈ 1,50 kN/m² Trennwandlast

Bei Anordnung der Flügelwand neben der Stütze tritt eine zusätzliche Biegebeanspruchung durch die Frischwand auf:



$\overline{p_3} = 0.41 \cdot 0.81 / 1{,}20 = 0{,}28$ Mp/m

$g = 2 \cdot 0{,}28 + 0.87 \cdot 1.20 + 0.48 \cdot 2$

$= 0{,}56 + 1.05 + 0.96 = 2{,}57$ Mp/m

$\triangleq 2.57 / 1.20 = 2.15$ Mp/m²

< 2.735

Rippendecke Keller Achse A-B, 7-8

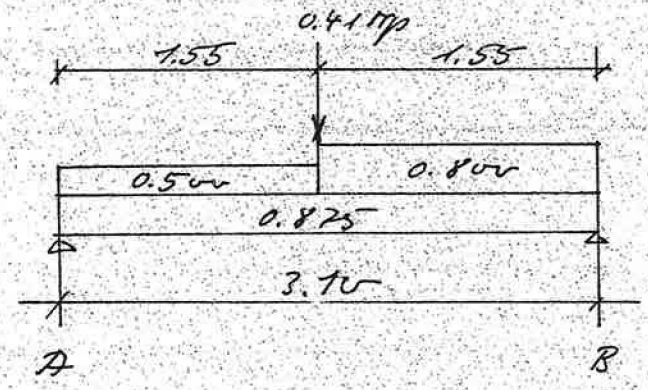
Last annehmen

Fußboden aufbau	0,440	Mp/m²
Rohdecke	0,335	"
Rohrleitungen	0,100	"
	0,875	Mp/m²

Verkehrslasten p_1 = 0.800 Mp/m²

p_2 = 0,500 "

Wandlast p_3 = 0.41 Mp/m



B = (0.875 + 0,500) · 3.10 / 2 = 2,13 Mp

+ (0.800 − 0.500) · 1.55 · 2.32 / 3,10 = 0,35 "

+ 0,41 / 2 = 0.21 "

2,69 Mp

$x' = 1.55$ m

$M = 2.69 \cdot 1.55 - 1.675 \cdot 1.55^2/2$

= 4,17 − 2.00 = 2,17 Mpm / m

= 2,17 · 1,20 = 2,60 Mpm / Platte

$\nu \cdot M_g$ = 1.5 · 0,335 · 3,10²/8 = 0,6 Mpm · 1,20 = 0,72 Mpm

$\nu \cdot M_p$ = 1.7 (2,60 − 0,72) = 3,20 Mpm

$\nu \cdot M$ = 3,92 Mpm

$\rightarrow$ 1,82 = 564 "

Für den Lastfall: Trimmträger gilt:

$$v \cdot g = [1.5 \cdot 0{,}335 + 1{,}7\,(0.44 \cdot 0 + 0.10 \cdot 0)] \cdot 1.20$$
$$= [0.504 + 0.920] \cdot 1.20 = 1710 \text{ kp/m}$$

$$v \cdot M_g = 1710 \cdot 3.10^2 / 8 = 2050 \text{ kpm}$$

$$v \cdot M_p = 5{,}64 - 2.05 = 3{,}59 \text{ Mpm}$$

$$p_{mL} = \frac{3.59 \cdot 8}{1{,}7 \cdot 3.10^2} = 1{,}76 \text{ Mp/m}^2 > 1.5$$

gewählt: D 32-224-11
D 32-224-13
D 32-224-52

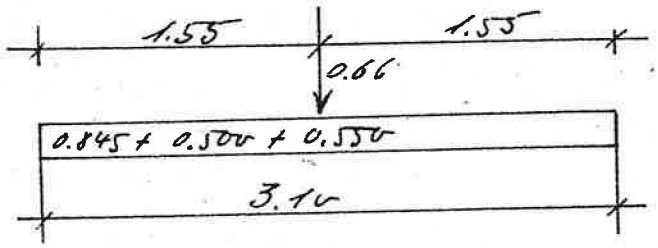
Rippendecke — Keller Achse C-D, 7-8

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	0.440	Mp/m²
Rohdecke	0,305	"
Rohrleitungen	0.100	"
	g = 0,845	Mp/m²
Verkehrslast	p = 0.500	"

Wandlasten P = 0.66 Mp/m

p = 0.66 / 1.20 = 0.550 Mp/m



$v \cdot q = 1.5 \cdot 0.305 + 1.7 (0.440 + 0.100 + 0.500 + 0.550)$

$= 0.457 + 2,70 = 3.16$ Mp/m

$v \cdot P = 1.7 \cdot 0.66 = 1.12$ Mp

$v \cdot M = 3.16 \cdot 3.10^2 / 8 + 1,12 \cdot 3.14 / 4$

$= 3,80 + 0.88 = 4,68$ Mpm

~ 4.50 Mpm

Die geringe Überschreitung des Tragmoments erscheint unbedenklich

gewählt

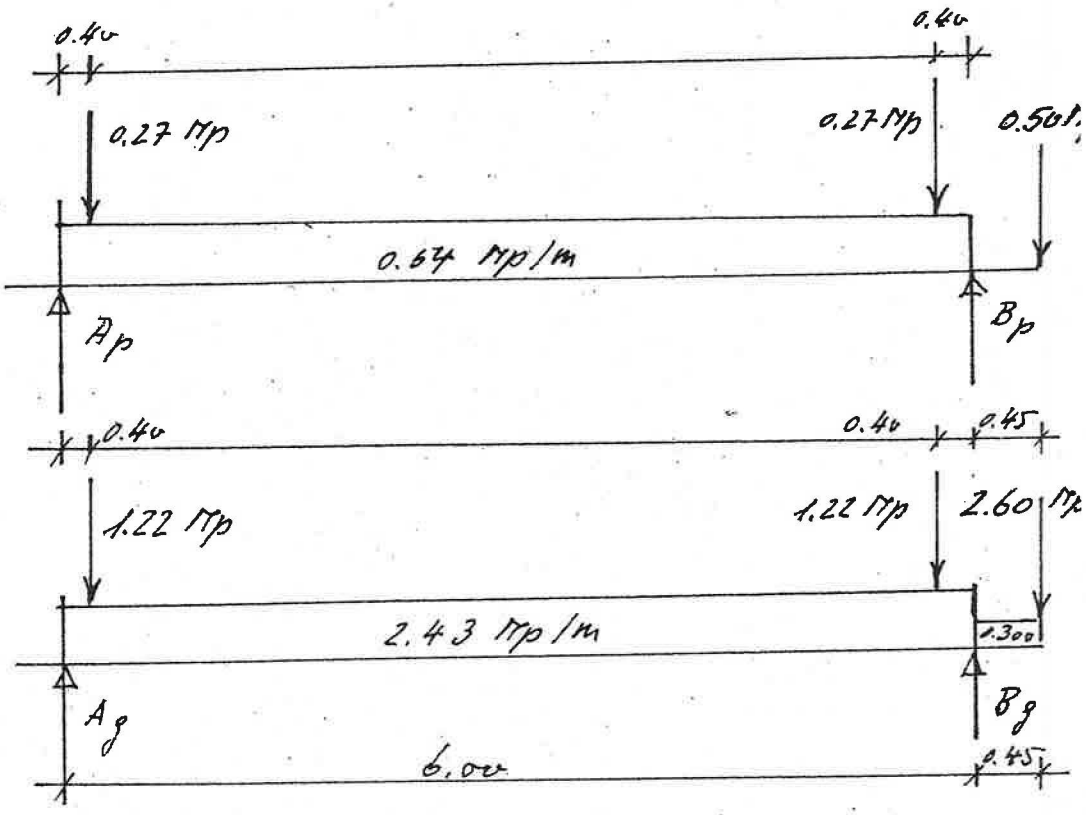
D - 32 - 224 - 11
D - 32 - 224 - 12
D 32 - 224 - 13

7.06 Achse 2, A-B

Riegel SL. 350 – 6000 – 450

Lastannahmen

(wie Riegel 7.06 Achse 3, A-B, jedoch ohne Kragarm)



Lastfall: Ständige Last

$M_{Ag} = 0$

$M_{Bg} = 2.60 \cdot 0.45 + 0,30 \cdot 0.45^2/2$

$= 1.17 + 0.03 = 1.20$ Mpm

$A_L = 0$

$A_r = 2.43 \cdot 6.0/2 + 1,22 - 1.20/6.0$

$= 7,30 + 1,22 - 0,20 = 8.32$ Mp

$B_L = 7,30 + 1,22 + 0,20 = 8.72$ Mp

$B_r = 2.60 + 0,30 \cdot 0,45 = 2.74$ Mp

Lastfall: Verkehrslast

$M_{Ap} = 0$

$M_{Bp} = 0.50 \cdot 0,45 = 0,22$ Mpm

$A_L = 0$

$A_r = 3,54\ 6.0/2 + 0,27 - 0,22/6.0$

$= 1,62 + 0,27 - 0,04 = 1.85$ Mp

$B_L = 1.62 + 0,27 + 0.04 = 1,93$ Mp

$B_r = 0,50$ Mp

max Feldmoment

$A_r = 8.32 + 1.85 + 0.04 = 10,21$ mp

$x = \frac{10.21 - 0.27 - 1.22}{0.54 + 2.43} = 2.94$ m

$M_F = 10.21 \cdot 2.94 - (0.27 + 1.22) \cdot 2.54 - (0.54 + 2.43) \cdot 2,94^2/2$

$= 30,10 - 3.79 - 12.90 = 13.41$ mpm

Schnittkraftzusammenstellung

	A_L	A_r	A	B_l	B_r	B	M_A	M_B	M_F
g	0	8,32	8.32	8.72	2.74	11,46	0	1.20	
p	0	1.85	1.85	1.93	0.50	2.43	0	0.22	
g	0	10,17	10,17	10,65	3,24	13,89	0	1.42	13.41

gewählt | R 5 - 232 - 1 |

Zul. Schnittkräfte

8.96	20,01		20.63	11,94		2.40	4.72	27.80

7.06 Achse 3, A-B

Riegel SL. 1800 – 6000 – 450

Lastannahmen

Loggiabrüstung 0,425 · 7.20 = 3.06 Mp

Loggiadecke: G_1 = 1,195 Mp bezw. G_2 = 1.80 t

- Stahlaufbau: 0,325 · 7,20 = 2,34 Mp/m
- Schneelast: 0,150 · 7,20 = 1.08 "

Geschoßdecke 0,350 · 3.60 = 1,26 Mp/m

- Stahlaufbau 0,325 · 3.60 = 1,17 "
- Schneelast: 0,150 · 3.60 = 0.54 Mp/m

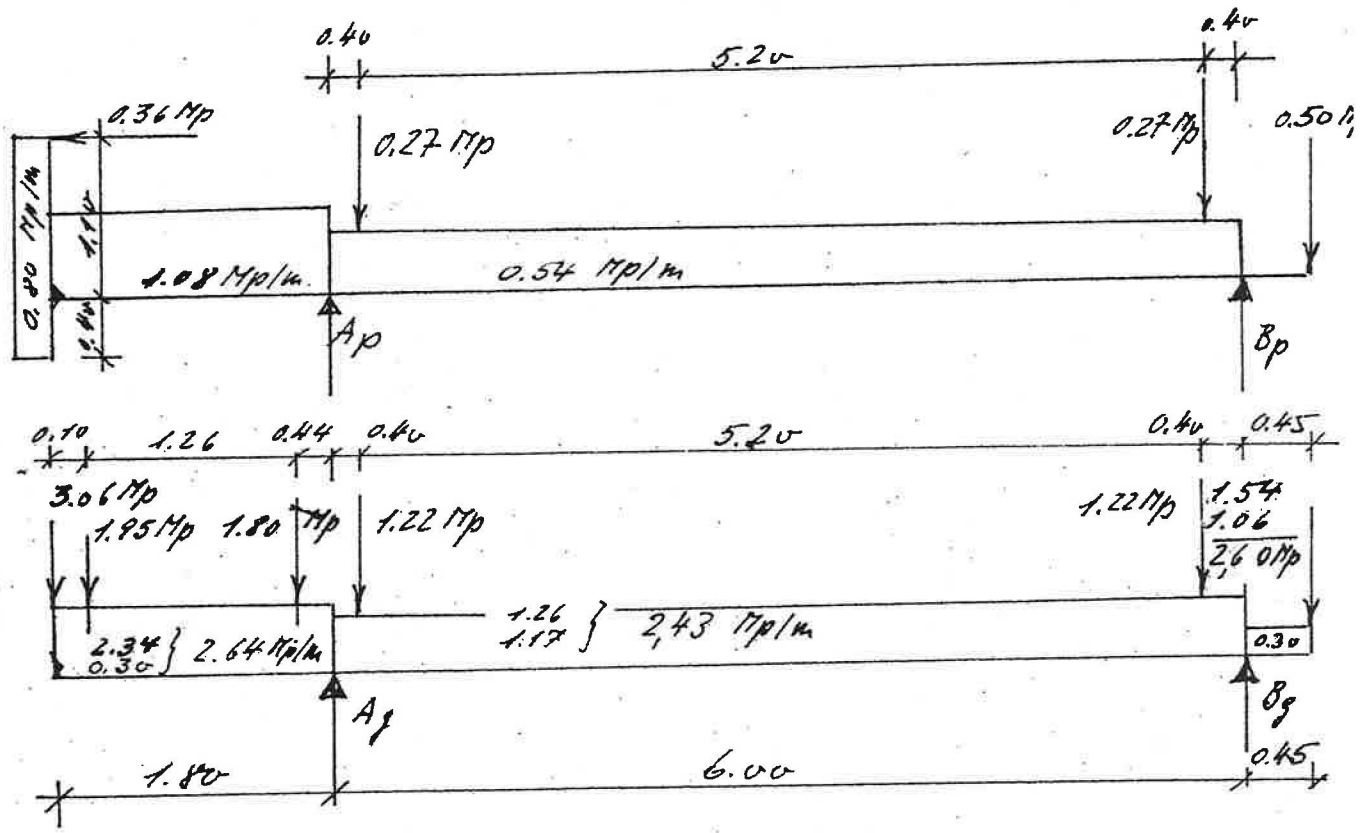
4-Pfostplatte (Flachdecke)

- Deckeneigengewicht: 2·0.475·1.80·3.60/4 = 1.54 Mp
- Stahlaufbau 2·0,325·1.80·3.60/4 = 1.06 Mp
- Schneelast 2·0,150·1.80·3.60/4 = 0.50 Mp

Riegeleigengewicht 0.40·0.60·2.5 = 0,300 Mp/l.

Windlast 1.4·0,080·7.20 = 0,80 Mp/m

Kolonlast 0.050·7.20 = 0,36 Mp



Zur Berücksichtigung der Flächenlasten der auskragenden Teile der Randplatten:

$$A_j = 2.43 \cdot 0.50 \approx 1.22 \text{ Mp}$$

$$A_{p_A} = A_{p_B} = 0.54 \cdot 0.50 = 0.27 \text{ Mp}$$

Lastfall : Ständige Last

$$M_{Ag} = 2{,}64 \cdot 1.80^2/2 + 3.06 \cdot 1.80 + 1.95 \cdot 1{,}70 + 1.80 \cdot 0.44$$
$$= 4.25 + 5.50 + 3{,}32 + 0{,}79 = 13{,}86 \text{ Mpm}$$

$$M_{Bg} = 2.60 \cdot 0.45 + 0{,}300 \cdot 0.45^2/2$$
$$= 1.17 + 0{,}03 = 1.20 \text{ Mpm}$$

$$A_L = 2.64 \cdot 1.80 + 3.06 + 1{,}95 + 1.80 = 11{,}56 \text{ Mp}$$

$$A_r = 2.43 \cdot 6.0/2 + 1.22 + \frac{13.86 - 1.20}{6.0} = 10.62 \text{ Mp}$$

$$B_L = 2.43 \cdot 6.0/2 + 1.22 - 2.11 = 6{,}40 \text{ Mp}$$

$$B_r = 2.60 + 0{,}30 \cdot 0.45 = 2.74 \text{ Mp}$$

Lastfall : Verkehrslast

$$M_{Ap} = 0{,}36 \cdot 1{,}10 + 0.80 \cdot 1.50 \cdot 0{,}35 + 1.08 \cdot 1.80^2/2$$
$$= 0{,}40 + 0{,}42 + 1{,}75 = 2{,}57 \text{ Mpm}$$

$$M_{Bp} = 0.50 \cdot 0{,}45 = 0{,}22 \text{ Mpm}$$

$$A_L = 1{,}08 \cdot 1.80 = 1.95 \text{ Mp}$$

$$A_r = 0{,}54 \cdot 6.0/2 + 0.27 + \frac{2.57 - 0{,}22}{6.0}$$
$$= 1.62 + 0{,}27 + 0.39 = 2{,}28 \text{ Mp}$$

$$B_L = 1.62 + 0{,}27 - 0.39 = 1.50 \text{ Mp}$$

$$B_r = 0{,}50 \text{ Mpm}$$

Max Feldmoment

$A_r = 10.62 + 2.28 - 0.39 = 12.51$ Mp

$$x = \frac{12.51 - 0.27 - 1.22}{0.54 + 2.43} = 3.71 \text{ m}$$

$M_F = 12.51 \cdot 3.71 - (0.27 + 1.22) \cdot 3.31 - (0.54 + 2.43) \cdot 3.71^2/2 - 13.86$

$= 46,40 - 4.94 - 20,20 - 13.86 = 7.40$ Mpm

Schnittkraftzusammenstellung

	A_L	A_r	A	B_L	B_r	B	M_A	M_B	M_F
g	11.56	10.62	22,18	6.40	2.74	9,14	13.86	1.20	
p	1.95	2.28	4,23	1.50	0.50	2.00	2.57	0.22	
g	13,51	12,90	26,41	7.90	3,24	11.14	16,43	1,42	7.40

gewählt | R 5 - 372 - 1 |

max. Schnittkräfte

20.86	24.05		20.63	11.94		26.40	4.72	27.80

6. OG Achse 4, 1-8

Riegel SL = 30cm – 60cm – 45°

Lastannahmen

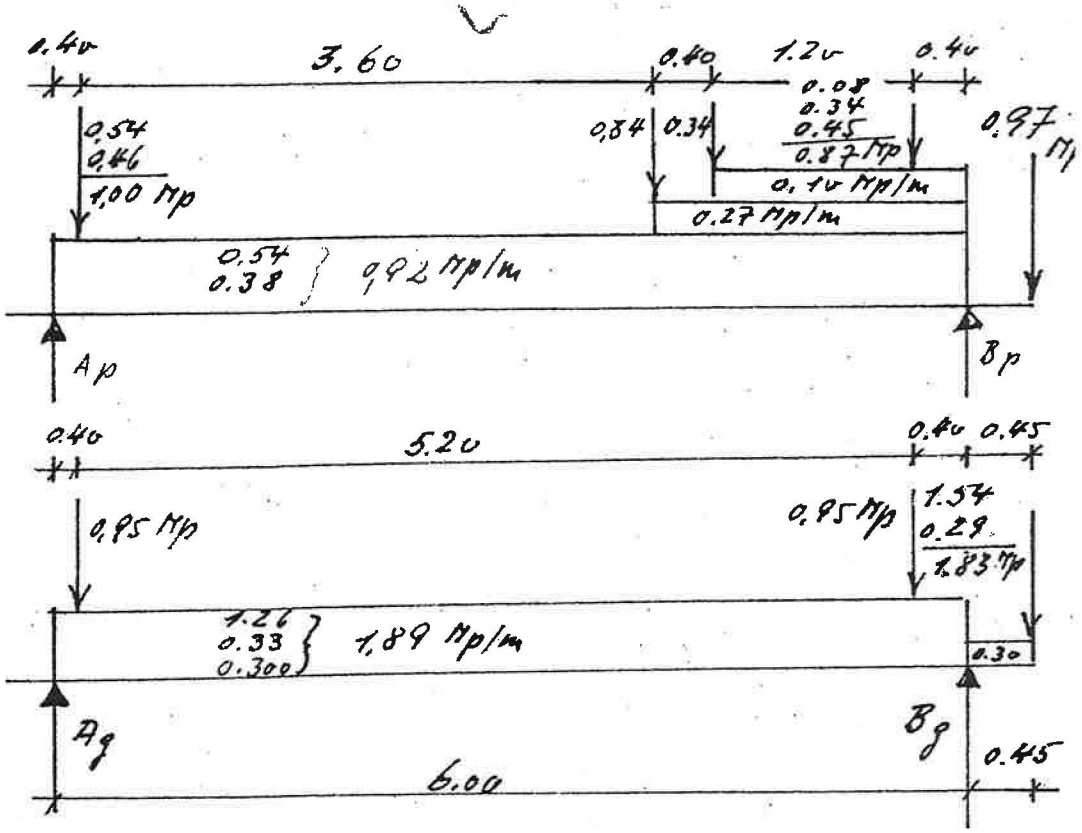
Loggiaaußenwand:	0.150 · 3.60	=	0.54 Mp
Geschoßdecke	0.350 · 3.60	=	1.26 Mp/m
– Fußbodenaufbau	0.090 · 3.60	=	0.33 Mp/m
– Verkehrslast: p_1	= 0.150 · 3.60	=	0.54 Mp/m
p_2	= (0.150 + 0.300) · 1.80	=	0.81 Mp/m
Δp	= 0.81 – 0.54	=	0.27 Mp/m

Hohlmauerwand			0.380 Mp/m
Flurabschlußwand	0.185 · 1.80	=	0.34 Mp
Zimmerwand	0.185 · 1.80	=	0.34 Mp
WC-Begrenzungswand	0.185 · 0.5	=	0.10 Mp/m
Installationswand	0.185 · 1.60 · $\frac{1}{4}$	=	0.08 Mp
Flurwand	0.185 · 1.80	=	0.34 Mp

4 Stützplatte (Flurdecke, wie d. Riegel)

G_1	=	1.54 Mp
G_2	=	0.29 Mp
D	=	0.97 Mp

Riegeleigengewicht 0.20 · 0.60 · 2.5 = 0.30 Mp/m



Zur Berücksichtigung der Flächenlasten des auskragenden Teils der Randplatten:

$$\Delta g = 1.89 \cdot 0.50 \cong 0.95 \text{ Mp}$$

$$\Delta p_A = 0.92 \cdot 0.50 = 0.46 \text{ Mp}$$

$$\Delta p_B = \left(0.81 + \frac{0.185}{2}\right) \cdot 0.50 = 0.45 \text{ Mp}$$

62

Lastfall: Ständige Last

$M_{Ag} = 0$

$M_{Bg} = 1.83 \cdot 0.45 + 0,30 \cdot 0.45^2/2 = 0.86$ mpro m

$A_L = 0$

$A_r = 1,89 \cdot 6.0/2 + 0,95 - 0,86/6.0$

$= 5.67 + 0,95 - 0.14 = 6.48$ mp

$B_L = 5,67 + 0,95 + 0.14 = 6.76$ mp

$B_r = 1.83 + 0,30 \cdot 0.45 = 1.97$ mp

Lastfall Verkehrslast

$M_{Ap} = 0$

$M_{Bp} = 0,97 \cdot 0,45 = 0,44$ mpro m

$A_L = 0$

$A_r = 0,92 \cdot 6.0/2 + 0.27 \cdot 2.0^2/2.6.0 + 0,10 \cdot 1.60^2/2.6.0$
$+ 1.0 \cdot 5.60/6.0 + 0.34 \cdot 2.0/6.0 + 0,34 \cdot 1.60/6.0$
$+ 0,87 \cdot 0.40/6.0 - 0.44/6.0$
$= 2.76 + 0.09 + 0.02 + 0,84 + 0,11 + 0.09$
$+ 0.06 - 0.07 = 4.00$ mp

$B_L = 2.76 + 0.27 \cdot 2.0 \cdot 5.0/6.0 + 0,10 \cdot 1.60 \cdot 5.20/6.0$
$+ 1.0 \cdot 0.40/6.0 + 0,34 \cdot 4.0/6.0 + 0,34 \cdot 4.40/6.0$
$+ 0.87 \cdot 5.60/6.0 + 0,07$
$= 2.76 + 0.45 + 0,14 + 0.07 + 0,23 + 0,25 + 0,81 + 0.07$
$= 4,78$ mp

$B_r = 0,97$ mp

63

Max Feldmoment



A_T = 6.48 + 4.00 + 0.07 = 10,55 Mp

$$x = \frac{10.55 - 1.0 - 0.95}{0.92 + 1.89} = 3.05 \text{ m}$$

M_F = 10.55 · 3.05 − (1.0 + 0.95) · 2.65 − (0.92 + 1.89) · $3.05^2/2$

= 32.20 − 5,17 − 13.20 = 13.83 Mpm

Schnittkraftzusammenstellung

	A_L	A_r	A	B_l	B_r	B	M_A	M_B	M_F
g	0	6.48	6.48	6.76	1.97	8,73	0	0.86	
p	0	4.00	4.00	4.78	0.97	5,75	0	0.44	
g	0	10.48	10.48	11,54	2,94	14,48	0	1,30	13.83

gewählt | R 5 - 232-1 |

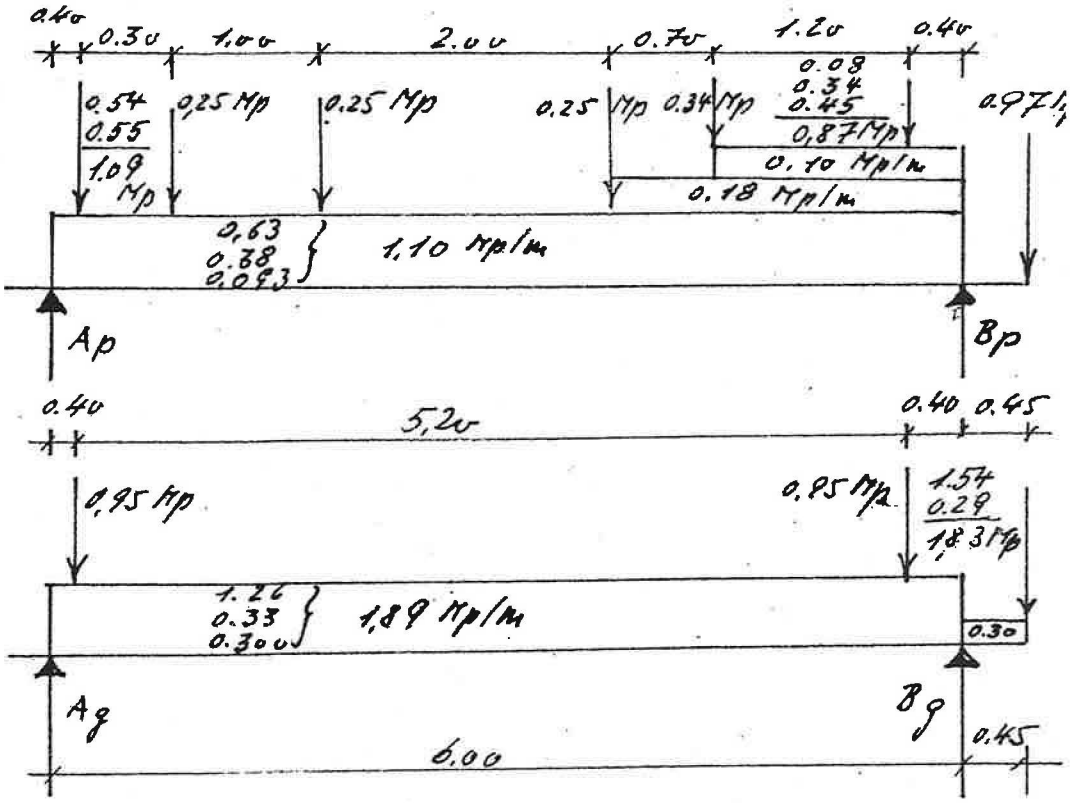
8.91	20.01		20.63	11.94		2.40	4.72	27.80

6.06 Achse 4, C-D

Riegel SL: 30cm – 60cm – 45°

Lastannahmen.

Loggiaaußenwand	0,15 · 3.60	=	0.54 Mp
Geschoßdecke	0.35 · 3.6	=	1.26 Mp/m
– Fußbodenaufbau	0.09 · 3.60	=	0,33 Mp/m
– Verkehrslast	$p_1 = (0,15 + 0,20) \cdot 1.80$	=	0,63 Mp/m
	$p_2 = (0,15 + 0,30) \cdot 1.80$	=	0,81 Mp/m
	$\Delta p = 0.81 - 0.63$	=	0,18 Mp/m
Wohnungstrennwand		=	0,38 Mp/m
Flurlängswand	0,185 /2	=	0,093 Mp/m
HC- u. Müllraum-Querwände			
	$0,185 \cdot 1.80 \cdot \frac{3}{4}$	=	0,25 Mp (3.
Zimmerwand	0,185 · 1.80	=	0,34 Mp
HC-Längswand	0,185 · 0,5	=	0,10 Mp/m
Installationswand	0,185 · 1.60 · ¼	=	0.08 Mp
Flurwand	0,185 · 1.80	=	0,34 Mp
4 Deckenplatte (Flurdecke, Vic. Riegel)			
	G_1	=	1,54 Mp
	G_2	=	0,29 Mp
	D	=	0,97 Mp
Riegeleigengewicht	0.20 · 0.60 · 2.5	=	0,30 Mp



Für Berücksichtigung der Flächenlasten des aufzutragenden Teils der Randplatten:

$$A_g = 1.89 \cdot 0.50 \cong 0,95 \text{ Mp}$$

$$A_{p_A} = 1.10 \cdot 0.50 = 0.55 \text{ Mp}$$

$$A_{p_B} = \left(0.81 + \frac{0,185}{2}\right) \cdot 0.50 = 0.45 \text{ Mp}$$

Lastfall: Ständige Last

$M_{Af} = 0$

$M_{Bf} = 1.83 \cdot 0.45 + 0{,}30 \cdot 0.45^2/2 = 0.86$ mm

$A_L = 0$

$A_r = 1.89 \cdot 6.0/2 + 0{,}55 - 0.86/6.0$

$= 5.67 + 0{,}55 - 0.14 = 6.48$ kN

$B_L = 5{,}67 + 0{,}55 + 0.14 = 6.76$

$B_r = 1.83 + 0{,}30 \cdot 0.45 = 1.97$ kN

Lastfall Verkehrslast

$M_{Ap} = 0$

$M_{Bp} = 0.97 \cdot 0{,}45 = 0.44$ mm

$A_L = 0$

$A_r = 1{,}10 \cdot 6.0/2 + 0{,}18 \cdot 2{,}30^2/2 \cdot 6{,}0 + 0{,}10 \cdot 1.60^2/2.6.0$

$+ 1.08 \cdot 5.60/6.0 + 0{,}25\,(5.30 + 4.30 + 2.30)/6.0$

$+ 0.34 \cdot 1.60/6.0 + 0.87 \cdot 0.40/6.0 - 0.44/6.0$

$= 3.30 + 0{,}08 + 0.02 + 1.02 + 0{,}50 + 0{,}09 + 0.06 - 0.07$

$= 5.00$ kN

$B_L = 3.30 + 0{,}18 \cdot 2.30 \cdot 4.85/6.0 + 0{,}10 \cdot 1.60 \cdot 5.20/6.0$

$+ 1.08 \cdot 0.40/6.0 + 0{,}25\,(0.70 + 1.70 + 3.70)/6.0$

$+ 0.34 \cdot 4.40/6.0 + 0.87 \cdot 5.60/6.0 + 0.04$

$= 3.30 + 0{,}33 + 0{,}14 + 0.07 + 0{,}25 + 0{,}25 + 0{,}81 + 0.07$

$= 5{,}22$ kN

$B_r = 0{,}97$ kN

Max Feldmoment

A_r = 6.48 + 5.00 + 0.07 = 11,55

$x = \frac{11.55 - (1.09 + 0.25 + 0.25 + 0.95)}{1,10 + 1,89} = 3.02$ m

M_F = 11.55 · 3.02 − (1.09+0.95) · 2.62 − 0.25(2,32 + 1.32) − (1,10 + 1.89) · 3.02² / 2

34.80 − 5,35 − 0,91 − 13,60 = 14,94 kNm

Querkraftzusammenstellung

	A_l	A_r	A	B_l	B_r	B	M_A	M_B	M_F
g	0	6.48	6.48	6.76	1.97	8,73	0	0,86	
p	0	5.00	5.00	5,22	0.97	6,19	0	0.44	
g	0	11.48	11.48	11.98	2,94	14,92	0	1,30	14.94

gewählt | R 5-232 - 1 |

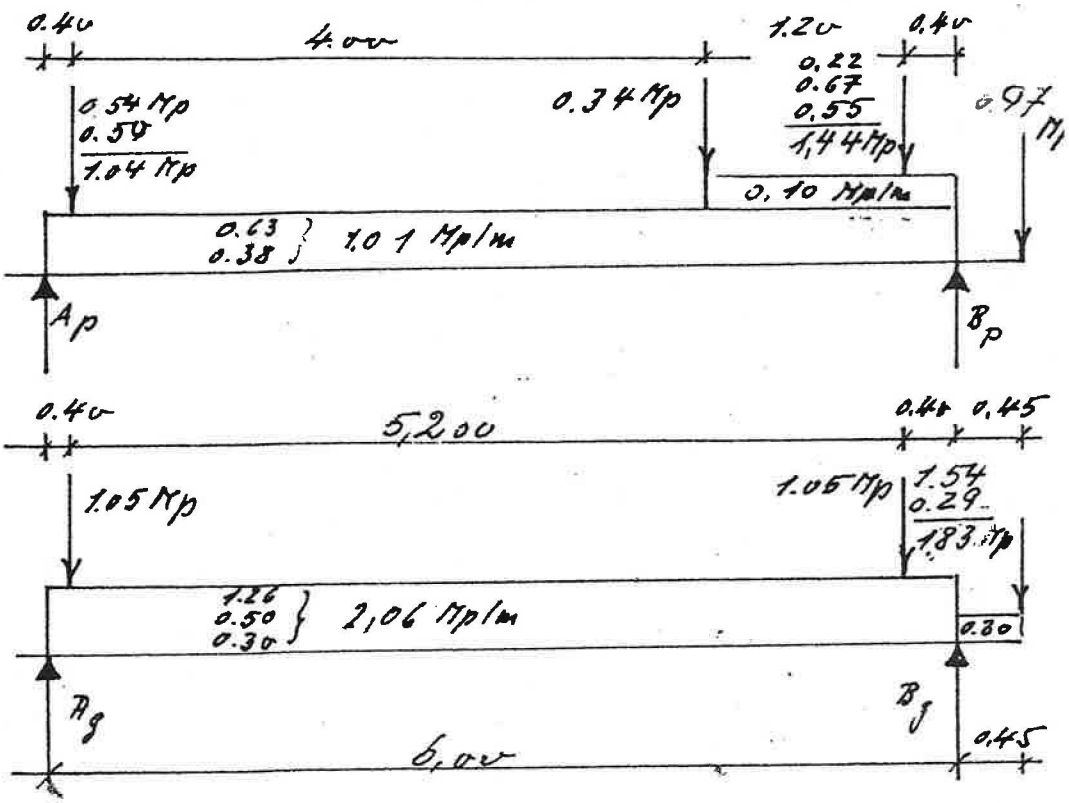
8.96	20.01		20.63	11.94		2.40	4.72	27.80

6.06 Achse F, 1-8

Riegel SL = 30cm - 60cm - 45cm

Lastannahmen:

Loggiaaußenwand:	0.15 · 3.60	=	0.54 Mp
Deckenplatte:	0,35 · 3.6	=	1.26 Mp/m
– Fußbodenaufbau			
	0.09 · 1.80 = 0,162	}	0,500 Mp/m
	+ 0,19 · 1.80 = 0,342		
– Verkehrslast	(0,20 + 0,15) · 1.80	=	0.63 Mp/m
Hohlkörperwand			0,38 Mp/m
Zimmerwand	0,185 · 1.80	=	0,34 Mp
WC-Vorsatzwand	0,185 · 0,5	≈	0,10 Mp/m
Installationswand	0,185 · 1.60 · 3/4	=	0,22 Mp
Flurwand	0,185 · ~3.60	=	0,67 Mp
4x Deckenplatte (Flurdecke, wie Riegel)			
	G_1	=	1.54 Mp
	G_2	=	0.29 Mp
	P	=	0.97 Mp
Riegeleigengewicht	0.20 · 0.60 · 2.5	=	0,30 Mp/m



Zur Berücksichtigung der Flächenlasten des auskragenden Teils der Randplatten:

$$\Delta g = 2.06 \cdot 0.50 \approx 1,05 \text{ Mp}$$

$$\Delta p_A = 1.01 \cdot 0.50 = 0,50 \text{ Mp}$$

$$\Delta p_B = (1.01 + 0,10) \cdot 0.50 = 0.55 \text{ Mp}$$

Lastfall : Ständige Last

$M_{Ag} = 0$

$M_{Bg} = 1.83 \cdot 0.45 + 0{,}300 \cdot 0.45^2/2 = 0.86$ mpm

$A_L = 0$

$A_r = 2.06 \cdot 6.0/2 + 1.05 - 0.86/6.0$

$= 6{,}18 + 1.05 - 0.14 = 7{,}09$ mp

$B_L = 6{,}18 + 1.05 + 0.14 = 7{,}37$ mp

$B_r = 1.83 + 0{,}300 \cdot 0{,}45 = 1.97$ mp

Lastfall : Verkehrslast

$M_{Ap} = 0$

$M_{Bp} = 0{,}97 \cdot 0{,}45 = 0.44$ mpm

$A_L = 0$

$A_r = 1.01 \cdot 6.0/2 + 0{,}10 \cdot 1.60^2/2 \cdot 6{,}0 + 1.04 \cdot 5.60/6.0$

$+ 0.34 \cdot 1.60/6.0 + 1.44 \cdot 0.40/6.0 - 0.44/6.0$

$= 3.03 + 0.02 + 0{,}97 + 0{,}09 + 0{,}10 - 0.07 = 4.14$ mp

$B_L = 3.03 + 0{,}10 \cdot 1.60 \cdot 5.20/6.0 + 1.04 \cdot 0.40/6.0$

$+ 0.34 \cdot 4.40/6.0 + 1.44 \cdot 5.60/6.0 + 0.07$

$= 3.03 + 0{,}14 + 0.07 + 0.25 + 1.34 + 0.04 = 4{,}90$ mp

$B_r = 0.97$ mp

Max Feldmoment



$A_r = 7.09 + 4.14 + 0.07 = 11.30$ Mp

$x = \frac{11.30 - 1.04 - 1.05}{1.01 + 2.06} = 3.00$ m

$M_F = 11{,}30 \cdot 3.00 - (1.04 + 1.05) \cdot 2{,}60 - (1.01 + 2.06) \cdot 3.00^2/2$

$= 33{,}90 - 5{,}22 - 13.8 = 14.88$ Mpm

Schnitt Kraft Zusammenstellung

	A_l	A_r	A	B_l	B_r	$-B$	M_A	M_B	M_F
g	0	7.09	7.09	7.37	1.97	9,34	0	0.86	
p	0	4.14	4.14	4.90	0.97	5,87	0	0.44	
g	0	11.23	11,23	12,27	2,94	15,21	0	1,30	14.88

gewählt | R 5 - 232 - 1 |

Zul. Schnittkräfte

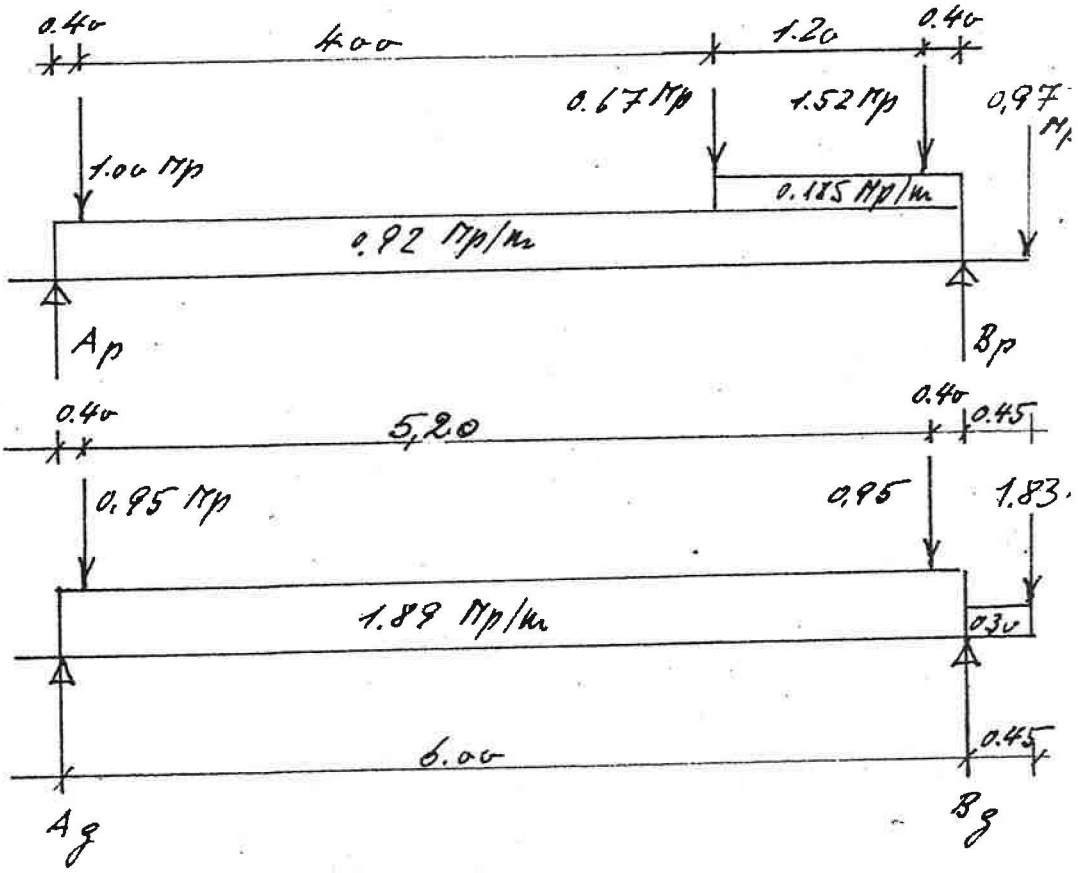
8.96	20.01		20.63	11.94		2.40	4.72	27,80

6.06 Riegel H, A.B

. Riegel SL = 300 - 6000 - 450

Lastannahmen

Die . Riegel, jeweils statt Kopfen 1800 mit Konsol 300



Lastfall : ständige Last

$M_{Ag} = 0$

$M_{Bg} = 1.83 \cdot 0.45 + 0.300 \cdot 0.45^2/2 = 0.86$ mMm

$A_L = 0$

$A_r = 1.89 \cdot 6.0/2 + 0.95 - 0.86/6.0$

$= 5.67 + 0.95 - 0.14 = 6.48$ Mp

$B_L = 5.67 + 0.95 + 0.14 = 6.76$ Mp

$B_r = 1.83 + 0.300 \cdot 0.45 = 1.97$ Mp

Lastfall Verkehrslast

$M_{Ap} = 0$

$M_{Bp} = 0.97 \cdot 0.45 = 0.44$ mMm

$A_p = 0.92 \cdot 6.0/2 + 0.185 \cdot 1.60^2/2.6 + 1.0 \cdot 5.60/6.0$

$+ 0.67 \cdot 1.60/6.0 + 1.52 \cdot 0.40/6.0 - 0.44/6.0$

$= 2.76 + 0.04 + 0.94 + 0.18 + 0.10 - 0.07 = 3.85$ Mp

$A_L = 0$

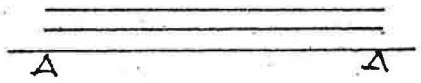
$B_L = 2.76 + 1.0 \cdot 0.40/6.0 + 0.67 \cdot 4.40/6.0 + 1.52 \cdot 5.60/6.0$

$+ 0.185 \cdot 1.60 \cdot 5.20/6.0 + 0.07$

$= 2.76 + 0.07 + 0.49 + 1.42 + 0.26 + 0.07 = 5.07$ Mp

$B_r = 0.97$ Mp.

Max Feldmoment



$A_r = 6.48 + 3,95 + 0.07 = 10,50$ kp

$x = \frac{10.50 - 1.0 - 0.95}{0.92 + 1.89} = 3.04$ m

$M_F = 10.50 \cdot 3.04 - (1.0 + 0.95) \cdot 2.64 - (0.92 + 1.89) \cdot 3,04^2/2$

$= 32.00 - 5.15 - 13.00 = 13.85$ kpm

Schnittkraft-Zusammenstellung

	A_L	A_r	A	B_L	B_r	B	M_A	M_B	M_F
g	0	6.48	6.48	6.76	1.97	8,73	0	0.86	
p	0	3.95	3.95	5.07	0.97	6,04	0	0.44	
g	0	10,43	10.43	11,83	2,94	14,77	0	1,30	13.85

gewählt R 5 - 232 - 1

Tatsächliche Schnittkräfte

8.96	20.01		20.63	11.94		2.40	4.72	27.80

6.06 Reihe 12, A-B

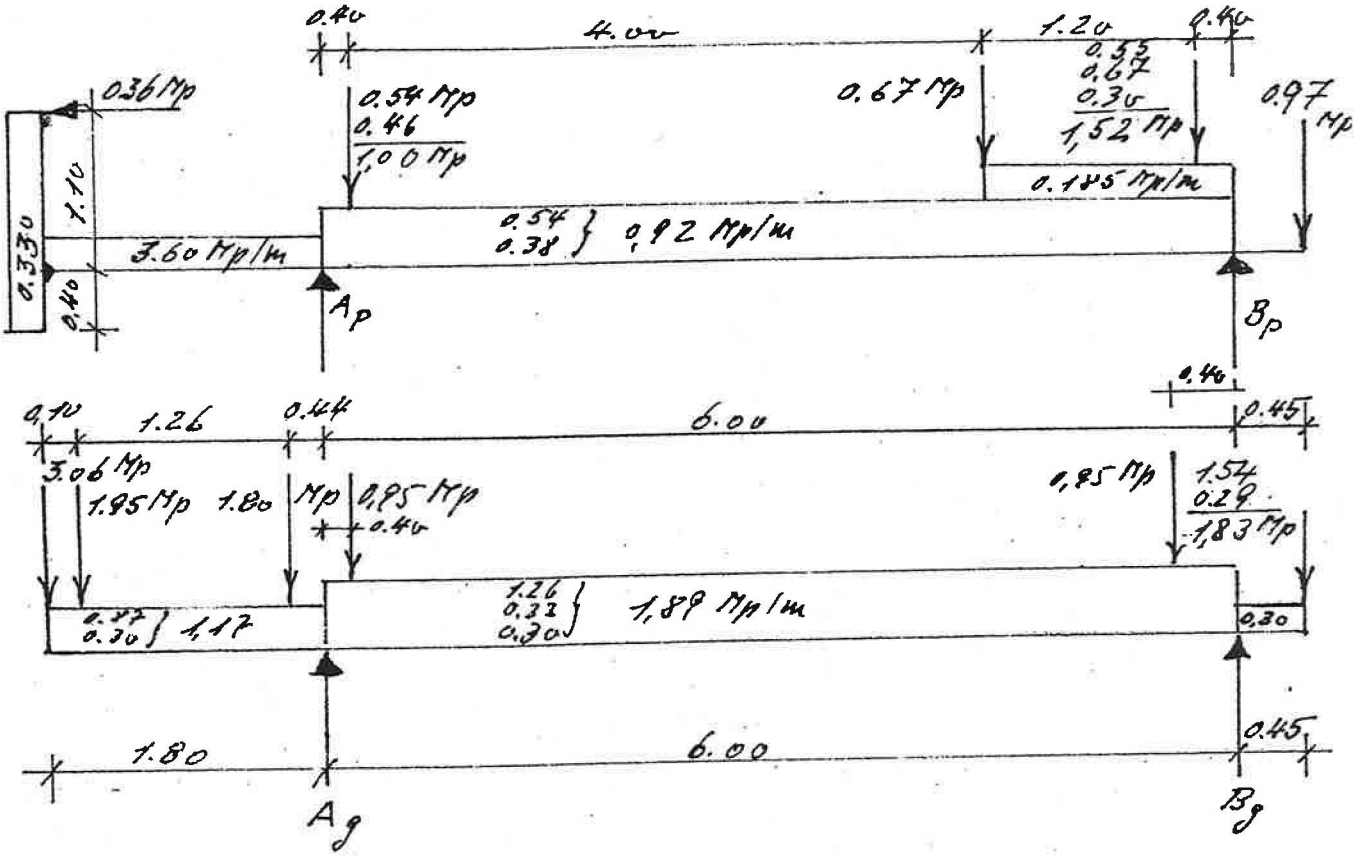
Riegel SL = 180cm - 600cm - 45cm

Lastannahmen:

Loggiabrüstung:	0.425 · 7,20	=	3.06 Mp
Loggiadecke:	G_1 =	1.85	dazu. 1.80 Mp
– Fußbodenaufbau	G_2 = 0,120 · 7.20	=	0.870 Mp/m
– Verkehrslast	P = 0.500 · 7.20	=	3.60 Mp/m
Loggiaaußenwand:	P = 0,150 · 3.60	=	0,54 Mp
Deckendecke:	0,350 · 3.60	=	1,26 Mp/m
– Fußbodenaufbau	0.090 · 3.60	=	0,33 "
– Verkehrslast	0,150 · 3.60	=	0.54 Mp/m

Kochnischenwand:			0,380 Mp/m
Zimmerwand	0,185 · 3.60	=	0.67 Mp
WC-Vorsatzwand			0,185 Mp/m
Installationswand:	0,185 · 1.60	=	0,300 Mp
Flurwand	0,185 · 3.60	=	0.670 Mp
4-fach-Platte (Flurdecke)			
	G_1 = 2 · 0.475 · 1.80 · 3.60/4	=	1.54 Mp
	G_2 = 2 · 0.090 · 1.80 · 3.60/4	=	0,29 Mp
	P = 2 · 0,300 · 1.80 · 3.60/4	=	0,97 Mp
Rieglbeigengewicht	0,20 · 0,60 · 2.5	=	0,300 Mp/m

Windlast:	0.6 · 0.075 · 7.20	=	0,330 Mp/m
Schneelast:	0.050 · 7.20	=	0,36 Mp



Für Berücksichtigung der Flächenlasten der auskragenden Teils der Randplatten:

$$\Delta g = 1.89 \cdot 1.50 \approx 0.85 \text{ Mp}$$

$$\Delta p_A = 0,92 \cdot 0.50 = 0.46 \text{ Mp}$$

$$\Delta p_B = (0,92 + 0,185) \cdot 0.50 = 0.55 \text{ Mp}$$

Lastfall : ständige Last

$M_{Ag} = 3.06 \cdot 1.80 + 1.95 \cdot 1.70 + 1.80 \cdot 0.44 + 1.17 \cdot 1.80^2/2$

$= 5.50 + 3.32 + 0,88 + 1,90 = 11,60$ Mp

$M_{Bg} = 1.83 \cdot 0.45 + 0,30 \cdot 0.45^2/2$

$= 0.83 + 0.03 = 0,86$ Mpm

$A_l = 3.06 + 1,85 + 1.80 + 1,17 \cdot 1.80 = 8,81$ Mp

$A_r = 0,95 + 1.89 \cdot 6.0/2 + \frac{11,60 - 0,86}{6.0}$

$= 0,95 + 5,67 + 1,79 = 8,41$ Mp

$A_g = 17,32$ Mp

$B_l = 0,95 + 5,67 - 1.79 = 4.83$ Mp

$B_r = 1.83 + 0,30 \cdot 0,45 = 1.97$ Mp

$B_g = 6,80$ Mp

Lastfall Verkehrslast

$M_{Ap} = 0,36 \cdot 1,70 + 0,33 \cdot 1.50 \cdot 0,35 + 3.60 \cdot 1.80^2/2$

$= 0,40 + 0,17 + 5,82 = 6,39$ Mpm

$M_{Bp} = 0,97 \cdot 0.45 = 0.44$ Mpm

$A_l = 3.60 \cdot 1.80 = 6.50$ Mp

$A_r = 0,92 \cdot 6.0/2 + 0.185 \cdot 1.60^2/2.6 + 1.0 \cdot 5.60/6.0$

$+ 0.67 \cdot 1.60/6.0 + 1.52 \cdot 0.40/6.0 + \frac{6.39 - 0.44}{6.0}$

$= 2.76 + 0,04 + 0,94 + 0,18 + 0,10 + 0.99 = 5,01$ Mp

$A_p = 11.51$ Mp

$B_l = 2.76 + 0,185 \cdot 1.60 \cdot 5.20/6.0 + 1.0 \cdot 0.40/6.0 + 0.67 \cdot 4.40/6.0$

$+ 1.52 \cdot 5.60/6.0 - 0.99$

$= 2.76 + 0.26 + 0.07 + 0,49 + 1.42 - 0.99 = 4.01$ Mp

$B_r = 1.81$ Mp

Max. Feldmoment



$A_r = 8.41 + 5.01 - 0.99 = 12.43$ Mp

$x = \frac{12.43 - 1.0 - 0.95}{0.92 + 1.89} = 3.73$ m

$M_F = 12.43 \cdot 3.73 - (1.0 + 0.95) \cdot 3.33 - (0.92 + 1.89) \cdot 3.73^2/2 - 11.60$

$= 46.50 - 6.50 - 19.60 - 11.60 = 8.80$ Mpm

Schnittkraft Zusammenstellung

	A_l	A_r	A	B_l	B_r	B	M_A	M_B	M_F
g	8.91	8.41	17,32	4.83	1.97	6,80	11.60	0.86	
p	6.50	5.01	11,51	4.01	0.97	4,98	6.39	0.44	
g	15,41	13,42	28,83	8,84	2,94	11,78	17,99	1,30	8.80

gewählt: R 5 - 372 - 1

Zulässige Schnittkräfte

20.86	24.05		20.63	11.94		26.40	4.72	27.80

6.66 Zeile 18, A-B

Riegel SL = 300 – 600 – 450

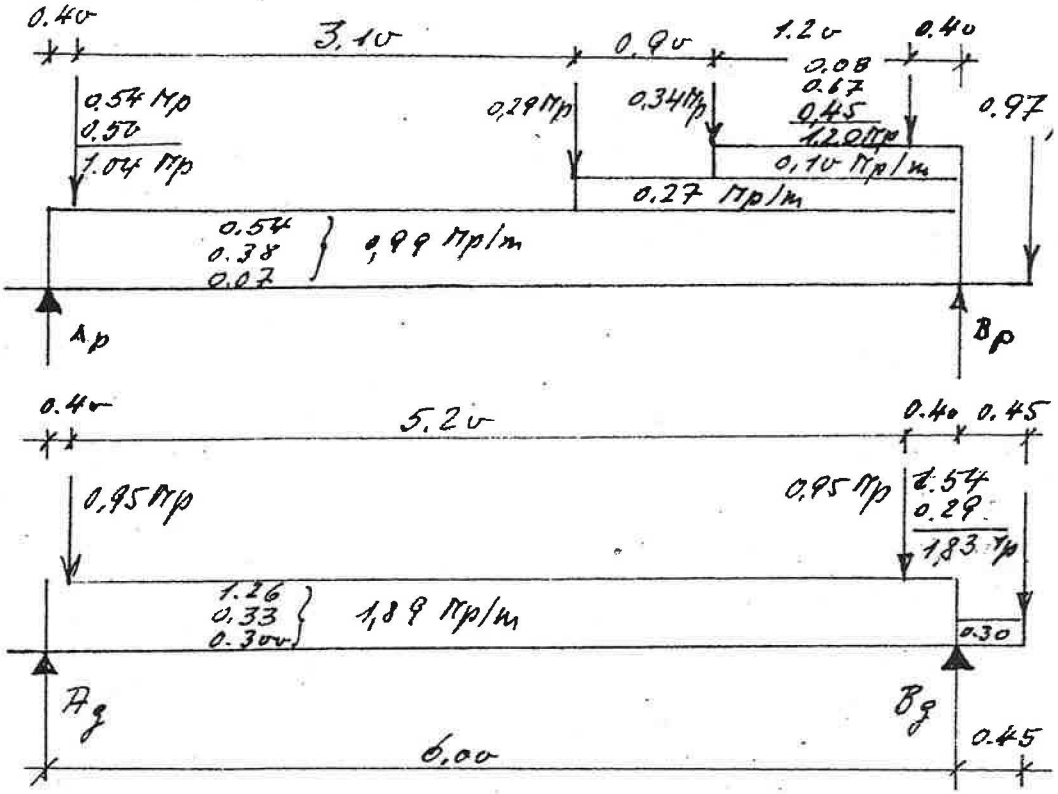
Lastannahmen

Loggiaeinfriedwand	0.150 · 3.60 =	0.54 Mp
Geschoßdecke	0.350 · 3.60 =	1.26 Mp
– Fußbodenaufbau	0.080 · 3.60 =	0.33 Mp/m
– Verkehrslast	p_1 = 0.150 · 3.60 =	0.54 Mp/m
	p_2 = (0,150 + 0.300) · 1.80 =	0,81 Mp/m
	Δp = 0.81 – 0.54 = 0,27 Mp/m	
Wohnungstrennwand		0.38 Mp/m
Bad – Längswand	$\frac{0.185 \cdot 1.30}{3.50}$ =	0.07 Mp/m
Bad – Eingangswand	$\frac{0.185 \cdot 2.20 \cdot 2.50}{3.50}$ =	0.29 Mp
Zimmerwand	0.185 · 1.80 =	0.34 Mp
WC – Eingangswand	0,185 · 0.5 =	0.10 Mp/m
Installationswand	0,185 · 1.60 · $\frac{1}{4}$ =	0.08 Mp
Flurwand	0,185 · ~3.60 =	0.67 Mp

4 punktgelagerte Platte (Flurdecke, wie Riegel)

G_1 =	1.54 Mp
G_2 =	0.29 Mp
D =	0.97 Mp

Riegeleigengewicht 0.20 · 0.60 · 2.5 = 0,30 Mp/m



Für Berücksichtigung der Flächenlasten des Rückgrenden Teils der Randpfeilen:

$$A_g = 1{,}89 \cdot 0.50 \cong 0{,}95\ Mp$$

$$\Delta p_A = 0{,}99 \cdot 0.50 \cong 0.50\ Mp$$

$$\Delta p_B = \left(0.81 + \frac{0{,}185}{2}\right) \cdot 0.50 = 0{,}45\ Mp$$

Lastfall: ständige Last

$M_{Ag} = 0$

$M_{Bg} = 1.83 \cdot 0.45 + 0{,}30 \cdot 0.45^2/2 = 0.86$ mkN

$A_L = 0$

$A_r = 1.83 \cdot 6.0/2 + 0{,}95 - 0{,}86/6.0$

$= 5{,}67 + 0{,}95 - 0.14 = 6{,}48$ kN

$B_L = 5{,}67 + 0{,}95 + 0.14 = 6{,}76$ kN

$B_r = 1.83 + 0{,}30 \cdot 0{,}45 = 1.97$ kN

Lastfall: Verkehrslast

$M_{Ap} = 0$

$M_{Bp} = 0{,}97 \cdot 0{,}45 = 0{,}44$ mkN

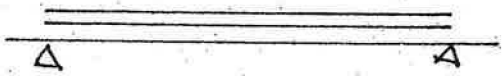
$A_L = 0$

$A_r = 0{,}89 \cdot 6.0/2 + 0.27 \cdot 2.50^2/2 \cdot 6.0 + 0{,}10 \cdot 1.60^2/2 \cdot 6.0$
$+ 1.04 \cdot 5{,}60/6.0 + 0{,}29 \cdot 2.50/6.0 + 0.34 \cdot 1.60/6.0$
$+ 1.20 \cdot 0.40/6.0 - 0.44/6.0$
$= 2{,}97 + 0{,}14 + 0{,}02 + 0{,}97 + 1{,}12 + 0.09$
$+ 0.08 - 0.07 = 4{,}32$ kN

$B_L = 2{,}97 + 0{,}27 \cdot 2.50 \cdot 4.75/6.0 + 0{,}10 \cdot 1.60 \cdot 5.20/6.0$
$+ 1.04 \cdot 0{,}40/6.0 + 0{,}29 \cdot 3.50/6.0 + 0{,}34 \cdot 4.40/6.0$
$+ 1.20 \cdot 5.60/6.0 + 0.07$
$= 2.97 + 0.54 + 0{,}14 + 0.07 + 0{,}17 + 0{,}25$
$+ 1{,}12 + 0{,}07 = 5{,}33$ kN

$B_r = 0{,}97$ kN

Max Feldmoment



$A_r = 6.48 + 4.32 + 0.07 = 10.87$ Mp

$x = \frac{10.87 - 1.04 - 0.95}{0.99 + 1.89} = 3.10$ m

$M_F = 10.87 \cdot 3.10 - (1.04 + 0.95) \cdot 2.70 - (0.99 + 1.89) \cdot 3.10^2/2$

$= 33.60 - 5,38 - 13.80 = 14.42$ Mpm

Schnittkraftzusammenstellung

	A_l	A_r	A	B_l	B_r	B	M_A	M_B	M_F
g	0	6.48	6.48	6.76	1.97	8,73	0	0.86	
p	0	4.32	4.32	5,33	0.97	6,30	0	0.44	
g	0	10,80	10,80	12,09	2,94	15,03	0	1,30	14.42

gewählt | R 5-232-1 |

8.96	20.01		20.63	11.94		2,40	4.72	27.80

4.06 Reihe 4, A-B

Riegel 4.06 SL = 3,00 – 6,00 – 4,50

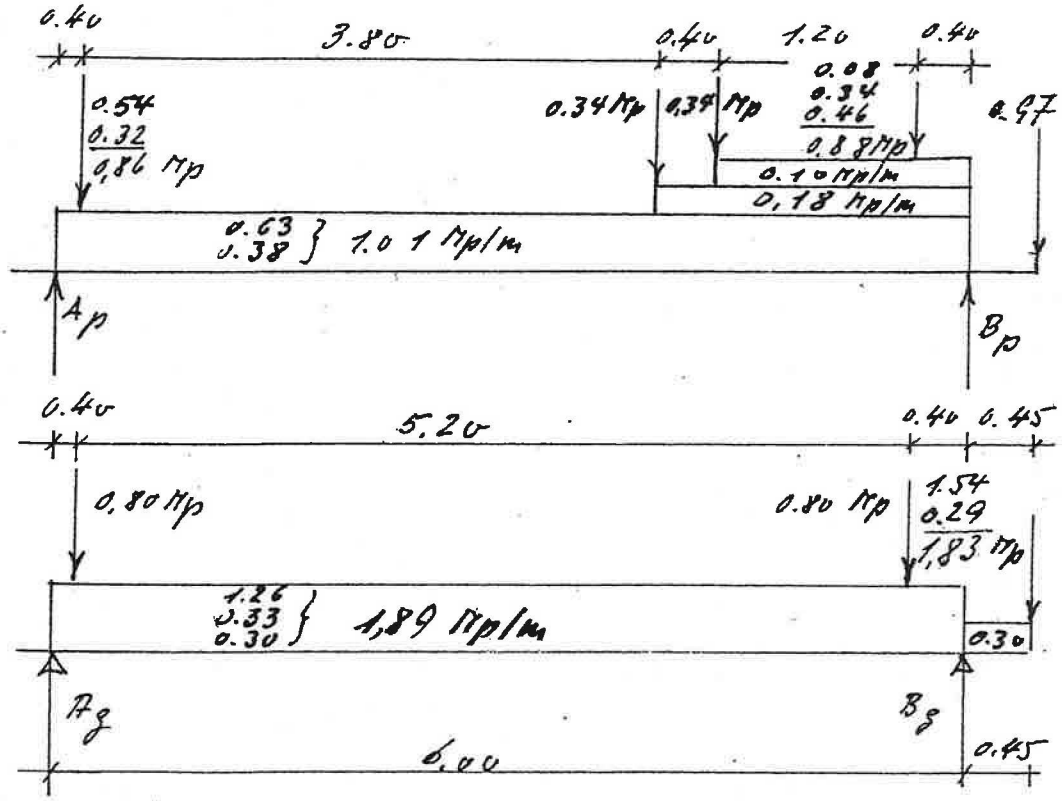
Lastannahmen

Lagerwandeigenlast:	0,150 · 3.60	=	0.54 Mp
Deckeneigenlast	0,350 · 3.60	=	1.26 Mp/m
– Fußbodenaufbau	0.090 · 3.60	=	0.33 Mp/m
– Verkehrslast	$p_1 = (0.150 + 0.200) \cdot 1.80$	=	0.63 Mp/m
	$p_2 = (0.150 + 0.300) \cdot 1.80$	=	0.81 Mp/m
	$\Delta p = 0.81 - 0.63$	=	0,18 Mp/m
Wohnungstrennwand			0,38 Mp/m
Küchenabschlußwand:	0.185 · 1.80	=	0.34 Mp
Zimmerwand	0.185 · 1.80	=	0.34 Mp
HC-Einbauwand	0,185 · 0.5	=	0,10 Mp/m
Installationswand	0.185 · 1.60 · $\frac{1}{4}$	=	0.08 Mp
Flurwand	0.185 · 1.80	=	0,34 Mp

4 Pendelstützen (Flurdecke, wie 1. Riegel)

G_1	=	1.54 Mp
G_2	=	0.29 Mp
D	=	0.97 Mp

Riegeleigengewicht 0.20 · 0.60 · 2.5 = 0.30 Mp/m



Zur Berücksichtigung der Flächenlasten des auskragenden Teils der Randplatten:

$$A_g = (1.26 + 0.33) \cdot 0.50 = 0.80 \text{ Mp}$$

$$A_{p_A} = 0.63 \cdot 0.50 = 0.32 \text{ Mp}$$

$$A_{p_B} = (0.63 + 0.18 + 0.10) \cdot 0.50 = 0.46 \text{ Mp}$$

Lastfall: Ständige Last

$M_{Ag} = 0$

$M_{Bg} = 1.83 \cdot 0.45 + 0.30 \cdot 0.45^2/2 = 0.86$ mpm

$A_L = 0$

$A_r = 1.89 \cdot 6.0/2 + 0.80 - 0.86/6.0$

$= 5,68 + 0.80 - 0.14 = 6.34$ mp

$B_L = 5,68 + 0.80 + 0,14 = 6,62$ mp

$B_r = 1.83 + 0,30 \cdot 0,45 = 1.97$ mp

Lastfall: Verkehrslast

$M_{Ap} = 0$

$M_{Bp} = 0,97 \cdot 0,45 = 0,44$ mpm

$A_L = 0$

$A_r = 1.01 \cdot 6.0/2 + 0,18 \cdot 2.0^2/2 \cdot 6.0 + 0,10 \cdot 1.60^2/2 \cdot 6.0$

$+ 0.86 \cdot 5.60/6.0 + 0,34(2.0 + 1,60)/6.0 +$

$+ 0,88 \cdot 0.40/6.0 - 0,44/6.0$

$= 3.03 + 0.06 + 0.02 + 0.80 + 0,21 + 0.06 - 0.07$

$= 4,11$ Mp

$B_L = 3.03 + 0,18 \cdot 2.0 \cdot 5.0/6.0 + 0,10 \cdot 1.60 \cdot 5.20/6.0$

$+ 0.86 \cdot 0.40/6.0 + 0,34(4.20 + 4.60)/6.0$

$+ 0,88 \cdot 5,60/6.0 + 0,07$

$= 3.03 + 0.30 + 0,14 + 0.06 + 0,50 + 0.82 + 0.07$

$= 4,92$ Mp

$B_r = 0.97$ Mp

Max Feldmoment

$A_r = 6.34 + 4.11 + 0.07 = 10,52$ Mp

$x = \frac{10.52 - 0.86 - 0.80}{1.01 + 1.89} = 3.06$ m

$M_F = 10.52 \cdot 3.06 - (0.86 + 0.80) \cdot 2.66 - (1.01 + 1.89) \cdot 3.06^2/2$

$= 32,30 - 4.42 - 13.80 = 14.08$ Mpm

Schnittkraftzusammenstellung

	A_l	A_r	A	B_l	B_r	B	M_A	M_B	M_F
g	0	6.34	6.34	6.62	1.97	8,59	0	0.86	
p	0	4,11	4,11	4.92	0.97	5,89	0	0.44	
g	0	10,45	10,45	11,54	2,94	14,48	0	1,30	14.08

gewählt | R 5 - 232 - 1 |

für Fluidkräfte

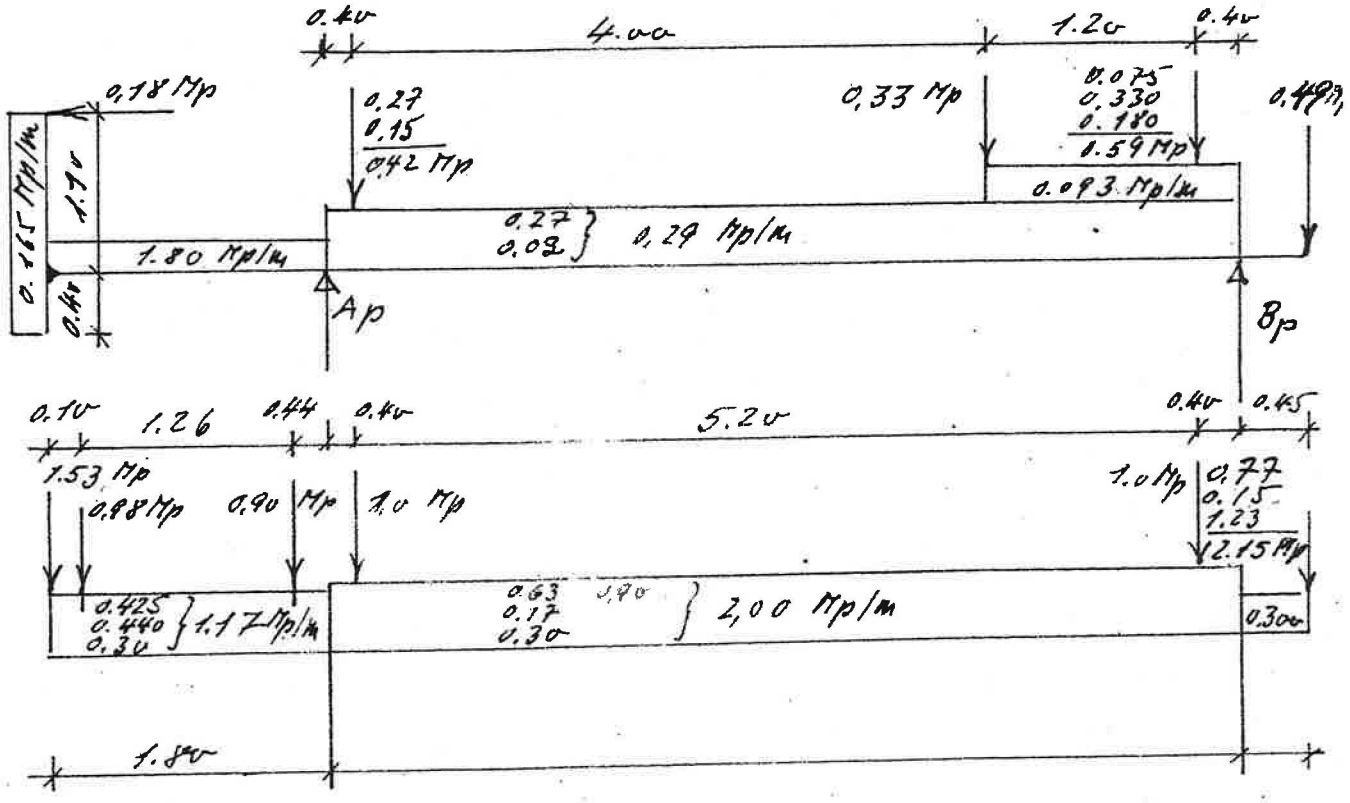
	8.96	20.01		20.63	11.94		2.40	4.72	27.80

EG, Achse Reihe 8, A-D

Riegel SL · 18cm – 60cm – 45°

Lastannahmen

Loggiabrüstung	0,425 · 3.60 =		1.53 Mp
			0,425 Mp/m
" "			
Loggiadecke	$G_1 = \frac{1.85}{2} = 0,98$ Mp	Achs. $\frac{1.80}{2} = 0,90$ Mp	
– Fußbodenaufbau	G_2 = 0,12 · 3.60 =		0,44 Mp/m
– Verkehrslast	P = 0,500 · 3.60 =		1.80 Mp/m
Loggiaaußenwand	0,150 · 1.80 =		0,27 Mp
	0,350 · 1.80 =		0,63 Mp/m
Geschoßdecke			
– Fußbodenaufbau	0,090 · 1.80 =		0,17 Mp/m
– Verkehrslast	0,150 · 1.80 =		0.27 Mp/m
24cm Abschlußwand (HLZ) 0,		=	0,90 Mp/m
Verbindungsstreichwand-Detail (vergl. 2. Randplatte)			
	0,380 · 0,22 / 3,50 =		0,02 Mp/m
Zimmerwand	0,185 · 1.80 =		0,33 Mp
WC-Trägerwand	0,185 / 2 =		0,093 Mp/m
Installationswand	0,185 · 1.60 · $\frac{1}{4}$ =		0.075 Mp
Flurwand	0,185 · 1.80 =		0,33 Mp
4 Stahl-Platte (Flurdecke) vergl. Riegel			
	G_1 / 2 =		0,77 Mp
	G_2 / 2 =		0.15
24cm Abschlußwand	0,90 · $\frac{2,65}{2.05}$ · 2.10 / 2 =		1.23 Mp
	P / 2 =		0,49 Mp
Riegeleigengewicht	0.60 · 0.20 · 2.5		0,300 Mp/m
Brüstung	0.6 · 0.075 · 3.60 =		0.165 Mp/m
Lastlast	0.050 · 3.60 =		0.18 Mp



Für Berücksichtigung der Flächenlasten des auskragenden Teils der Randplatten:

$$\Delta g = 2.0 \cdot 0.50 = 1.0 \text{ Mp}$$

$$\Delta p_A = 0,29 \cdot 0.50 \simeq 0,15 \text{ Mp}$$

$$\Delta p_B = (0,27 + 0.093) \cdot 0.50 = 0,18 \text{ Mp}$$

Lastfall : ständige Last

$M_{Ag} = 1{,}17 \cdot 1.80^2/2 + 1.53 \cdot 1.80 + 0.98 \cdot 1.70 + 0{,}80 \cdot 0.44$

$= 1{,}90 + 2{,}76 + 1.67 + 0.40 = 6{,}73$ mpm

$M_{Bg} = 2.15 \cdot 0.45 + 0{,}300 \cdot 0.45^2/2$

$= 0.97 + 0.03 = 1.00$ mpm

$A_l = 1.17 \cdot 1.80 + 1.53 + 0{,}88 + 0{,}80$

$= 2{,}11 + 3{,}41 = 5{,}52$ mp

$A_r = 2.0 \cdot 6.0/2 + 1.0 + \frac{6{,}73 - 1.00}{6.0}$

$= 6.0 + 1.0 + 0{,}95 = 7{,}94$ mp

$B_l = 6.0 + 1.0 - 0{,}95 = 6.05$ mp

$B_r = 2.15 + 0{,}30 \cdot 0{,}45 = 2.30$ mp

Lastfall : Verkehrslast

$M_{Ap} = 0{,}18 \cdot 1.10 + 0{,}165 \cdot 1.50 \cdot 0.35 + 1.80 \cdot 1.80^2/2$

$= 0.20 + 0.09 + 2{,}90 = 3{,}19$ mpm

$M_{Bp} = 0.49 \cdot 0{,}45 = 0{,}22$ mpm

$A_L = 1.80 \cdot 1.80 = 3.24$ mp

$A_r = 0{,}29 \cdot 6.0/2 + 0{,}093 \cdot 1.60^2/2 \cdot 6{,}0 + 0{,}42 \cdot 5.60/6.0$

$+ 0{,}33 \cdot 1.60/6.0 + 0.59 \cdot 0.40/6{,}0 + \frac{3{,}19 - 0{,}22}{6.0}$

$= 0{,}87 + 0.02 + 0{,}39 + 0.09 + 0.04 + 0.50 = 1{,}91$ mp

$B_L = 0{,}87 + 0.093 \cdot 1.60 \cdot 5.20/6.0 + 0{,}42 \cdot 0.40/6{,}0 + 0{,}33 \cdot 4.40/6.0$

$+ 0.59 \cdot 5.60/6.0 - 0.50$

$= 0{,}87 + 0{,}13 + 0{,}03 + 0{,}24 + 0{,}55 - 0.50 = 1{,}32$ mp

$B_r = 0{,}49$ mp

Max Feldmoment

$A_r = 7.94 + 1.91 - 0.50 = 9.35$ Mp

$x = \frac{9.35 - 0.42 - 1.0}{0.29 + 2,00} = 3,46$ m

$M_F = 9,35 \cdot 3.46 - (0.42 + 1.0) \cdot 3.06 - (0.29+2.0) \cdot 3.46^2/2 - 6.7$

$= 32,30 - 4,35 - 13.60 - 6,73 = 7.62$ Mpm

Auflagerkräftezusammenstellung

	A_L	A_r	A	B_L	B_r	B	M_A	M_B	M_F
g	5.52	7.94	13,46	6.05	2.30	8.35	6.73	1.00	
p	3.24	1.91	5,15	1.32	0.49	1,81	3.19	0,22	
g	8,76	9,85	18,61	7,37	2,79	10,16	9,92	1,22	7.62

gewählt | R 5 - 372 - 1 |

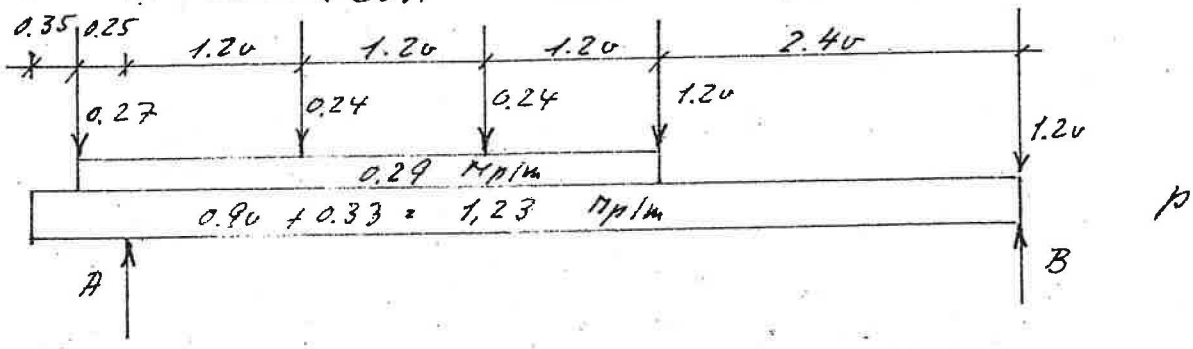
20,86	24.05		20.63	11.94		26.40	4.72	27.60

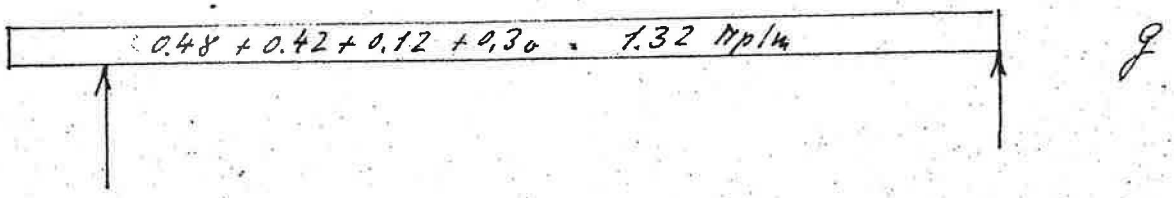
Keller Reihe AB, 4L

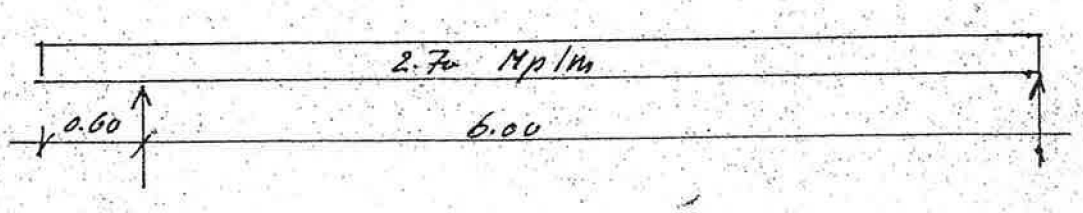
Riegel SL = 6.00 - 6.00

Lastannahmen

Loggiaaußenwand	0.15 · 1.80	= 0.27	Mp/m
Gangdecke	0.30 · 1.35	= 0.48	"
· Fußbodenaufbau	0.230 · 1.80	= 0.42	"
· Ringankerbeton	$0.20 \cdot \frac{0.30}{2} \cdot 2.4$	= 0,12	"
· Verkehrslast	0.50 · 1.80	= 0.90	"
Wand in Reihe 4	0.66/2	= 0,33	"
HC-Trennwände	$0.66 \cdot 1.60^2/2 \cdot 3.60$	= 0.24	Mp
HC-Ringmauerwand	0.66 · 1.60/3.60	= 0.29	Mp/m
HC-Vorraumwand	0.66 · 3.60/2	= 1.20	Mp
Flurwand	0.66 · 3.60/2	= 1.20	Mp
Eigengewicht		= 0.30	Mp/m
Trümmerlast	1.50 · 3.60/2	= 2.70	Mp/m







Lastfall Verkehrslast

M_A = 0,27 · 0,25 + 0,28 · 0.25²/2 + 1.23 · 0.60²/2

= 0.07 + 0.01 + 0.22 = 0,30 Mp m

A_L = 0,27 + 0,28 · 0,25 + 1.23 · 0.60

= 0.27 + 0,07 + 0,74 = 1,10 Mp

A_r = 0,28 · 3.60 · 4.20/6.00 + 1.23 · 6.0/2 + 0,24 · 4.80/6.00

+ 0,24 · 3.60/6,00 + 1.20 · 2.40/6.00 + 0.30/6.0

= 0,73 + 3.70 + 0,18 + 0,14 + 0,48 + 0,05 = 5,30 t

B = 0,28 · 3.60²/2 · 6.0 + 1.23 · 6.0/2 + 0,24 · 1.20/6.0 + 0,24 · 2.40/6.

+ 1.20 · 3.60/6.0 − 0.30/6.0 + 1.20

= 0,32 + 3.70 + 0.05 + 0,10 + 0,72 − 0.05 + 1.20 = 5.04 Mp

Lastfall: Ständige Last

M_A = 1.32 · 0.60²/2 = 0,24

A_L = 1,32 · 0.60 = 0,79

A_r = 1.32 · 6.0/2 + 0.24/6.0 = 3.96 + 0.04 = 4.00 Mp

B = 3.96 − 0.04 = 3.92 Mp

Lastfall: Trümmerlast

M_A = 2.70 · 0.60²/2 = 0.49 Mp m

A_L = 2.70 · 0.60 = 1.62 Mp

A_r = 2.70 · 6.0/2 + 0.49/6.0 = 8.10 + 0.08 ≈ 8.20 Mp

B = 8.10 − 0.08 ≈ 8.00 Mp

Max Feldmomente infolge g+p

$A_r = 5{,}30 + 4.00 - 0.05 = 9.25$ Mp

$x = \frac{9{,}25 - 0.24 - 0.24}{0.29 + 1.23 + 1.32} = \frac{8.77}{2{,}84} = 3.10$ m

$M = 9.25 \cdot 3.10 - 0.24 \cdot 1{,}80 - 0.24 \cdot 0{,}20 - 2.84 \cdot 3.10^2/2 - 0.24$

$= 31.96 - 0{,}45 - 0{,}17 - 13{,}60 - 0{,}24 = 17.44$ Mpm

Max Feldmoment infolge g+T

$A_r = 4.00 + 8.20 = 12{,}20$

$x = \frac{12{,}20}{1{,}32 + 2{,}70} = \frac{12{,}20}{4.02} = 3.04$ m

$M = 12.20 \cdot 3.04/2 - 0.24 - 0{,}29$

$= 18.60 - 0{,}73 = 17{,}87$ Mpm

Schnittkraft Zusammenstellung

	A_c	A_r	A	B	M_A	M_F
g	0,79	4.00	4.79	3.92	0,24	
p	1.10	5,30	6.40	5,04	0.30	
T	1.62	8.20	9.82	8.00	0.49	
g+p	1.89	9,30	11,19	8,96	0.54	17.44
g+T	2,41	12,20	14,61	11,92	0,73	17.87

gewählt | R 5 - 142 - 2 |

Zul. Schnittkräfte

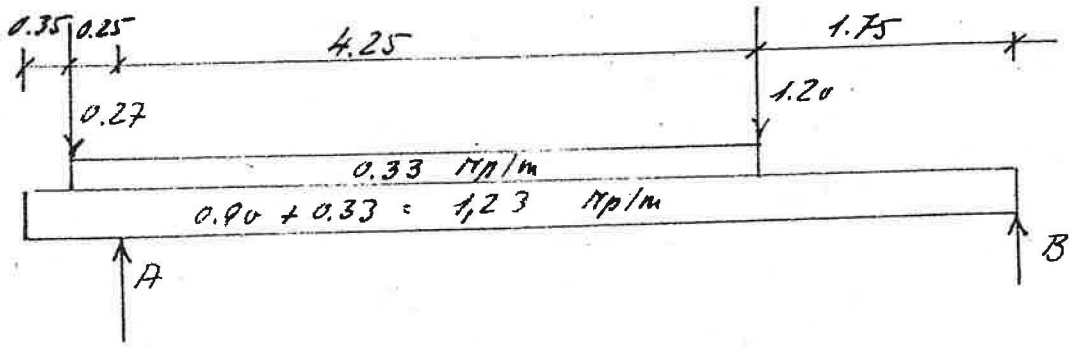
	13.02	20.63		19.00	6.10	27.80

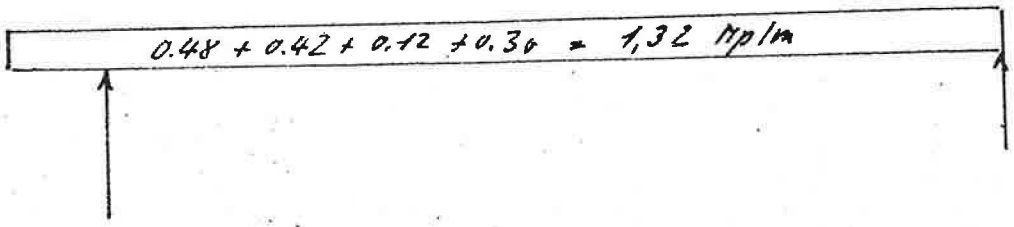
Keller Achse A-B; 4,5

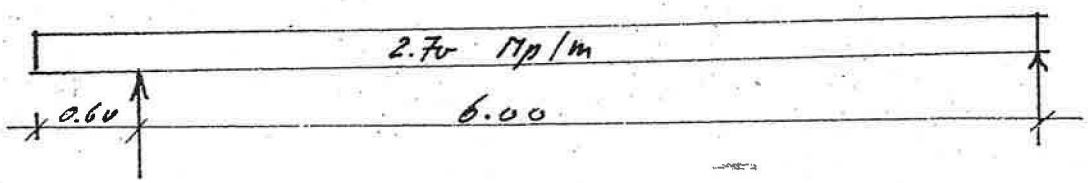
Riegel SL - 60/60 - 60/60

Lastannahmen

Loggia aufgehende Wand	0.150 · 1.80	=	0.27 Mp
Geschoßdecke	0.305 · 1.55	=	0.48 Mp/m
· Fußbodenaufbau	0.230 · 1.80	=	0.42 Mp/m
· Riegelanteil Beton	0.20 · $\frac{0.50}{2}$ · 2.4	=	0.12 Mp/m
· Verkehrslast	0.500 · 1.80	=	0.90 Mp/m
Wand in Achse 4	0.66/2	=	0,33 Mp/m
Zimmertrennwand	~0,66/2	=	0.33 Mp/m
Flurwand	~ 0.66 · 1.8	=	1.20 Mp
Eigengewicht			0.30 Mp/m
Trümmerlast	1.50 · 3.60/2	=	2.70 Mp/m







Lastfall Verkehrslast

$M_{Ap} = 0.33 \cdot 0.25^2/2 + 1.23 \cdot 0.60^2/2 + 0.27 \cdot 0.25$

$= 0.01 + 0.22 + 0.07 = 0,30$ Mpm

$A_L = 0,33 \cdot 0,25 + 1.23 \cdot 0.60 + 0.27$

$= 0.08 + 0.74 + 0.27 = 1,09$ Mp

$A_r = 0,33 \cdot 4.25 \cdot 3.87/6,0 + 1.23 \cdot 6.0/2 + 1.20 \cdot 1.75/6,0 + \frac{0.30}{6.0}$

$= 0,90 + 3,70 + 0,35 + 0.05 = 5,00$ Mp

$B = 0,33 \cdot 4.25^2/2 \cdot 6.0 + 1,23 \cdot 6.0/2 + 1.20 \cdot 4.25/6.0 - \frac{0.30}{6.0}$

$= 0.50 + 3.70 + 0,85 + -0,05 = 5.00$ Mp

Lastfall: Ständige Last

$M_A = 1.32 \cdot 0.60^2/2 = 0,24$ Mpm

$A_L = 1.32 \cdot 0.60 = 0.79$ Mp

$A_r = 1.32 \cdot 6.0/2 + 0,24/6.0$

$= 3.96 + 0.04 = 4.00$ Mp

$B = 3.96 - 0.04 = 3,92$ Mp

Lastfall: Trümmerlast

$M_A = 2.70 \cdot 0.60^2/2 = 0,49$ Mpm

$A_L = 2.70 \cdot 0.60 = 1.62$ Mp

$A_r = 2.70 \cdot 6.0/2 + 0.49/6.0$

$= 8,10 + 0.08 \approx 8.20$ Mp

$B = 8.10 - 0.08 \approx 8.00$ Mp

max Feldmoment infolge g+p

$A_r = 5.0 + 4.0 - 0.05 = 8.95$ Mp

$x = \frac{8.95}{0.33 + 1.23 + 1.32} = \frac{8.95}{2,88} = 3,10$ m

$M = \frac{8.95 \cdot 3.10}{2} - 0.24 = 13,84 - 0.24 = 13.60$ Mpm

max Feldmoment infolge g+T

$A_r = 4.0 + 8.20 = 12,20$ Mp

$x = \frac{12,20}{1,32 + 2,70} = \frac{12,20}{4.02} = 3.04$ m

$M = 12.20 \cdot 3.04 / 2 - 0.24 - 0.49$

$= 18.60 - 0,73 = 17,87$ Mpm

Schnittkraft zusammenstellung

	A_L	A_r	A	B	M_A	M_F
g	0.79	4.00	4.79	3.92	0.24	
p	1.09	5.00	6.09	5.00	0.30	
T	1.62	8.20	9,82	8.00	0.49	
g+p	1,88	9.00	10.88	8.92	0.54	13.60
g+T	2,41	12.20	14.61	11.92	0,73	17.87

Gewässer | R 5 - 142 - 2 |

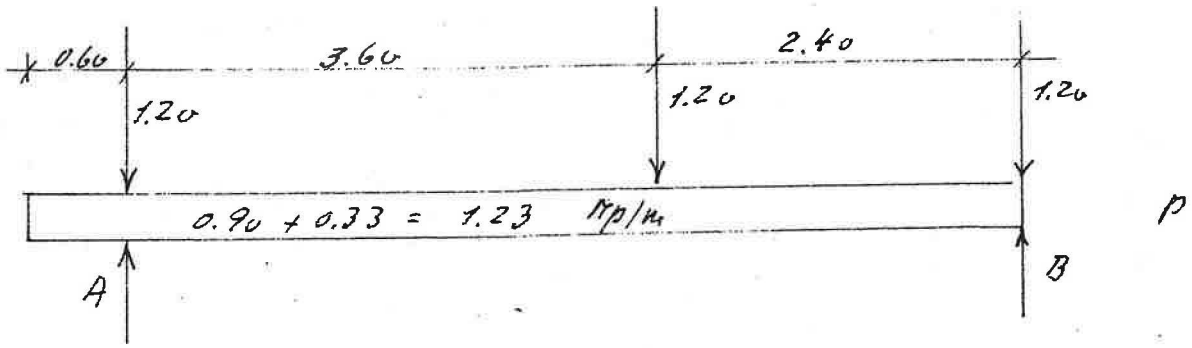
Kilometrierung

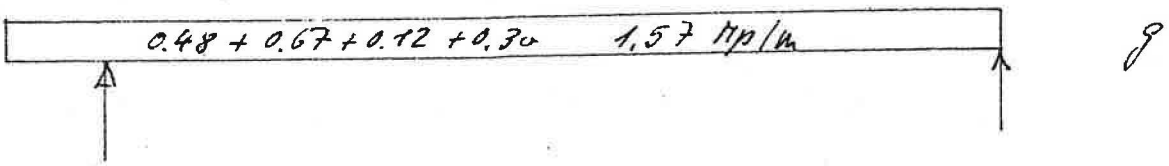
	A_l	A_r	A	B	M_A	M_F
	13.02	20.63		19.0	6.10	27.80

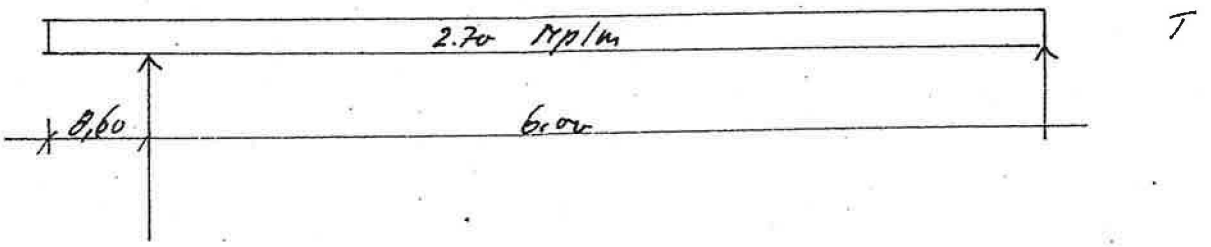
Riegel SL = 60/60

Lastannahmen

Geschoßdecke	0,305 · 1.55	=	0.48 Mp/m
· Fußbodenaufbau	g_1 = 0.37 · 1.80	=	0.67 Mp/m
· Rippenbeton	$0.20 \cdot \frac{0.50}{2} \cdot 2.4$	=	0,12 Mp/m
· Verkehrslast	0.50 · 1.8	=	0.90 Mp/m
Wand in Achse 7	~0.66/2	=	0,33 Mp/m
Wände in Achse A u. B	~0,66 · 1.80	=	1.20 Mp
Wand im Kellerraum	~0,66 · 1.80	=	1.20 Mp
Eigengewicht			0.30 Mp/m
Trümmerlast	1.50 · 1.80	=	2.70 Mp/m







Lastfall Verkehrslast

M_A = 1.23 · 0.60²/2 = 0,22 mtm

A_L = 1,23 · 0.60 = 0.74 mt

A_r = 1.23 · 6.0/2 + 1.20 + 1.20 · 2.40/6.0 + 0.22/6.0

= 3,70 + 1.20 + 0,48 + 0.04 = 5,42 mt

B = 3,70 + 1.20 + 1.20 · 3.60/6.0 − 0.04

= 3.70 + 1.20 + 0.72 − 0.04 ≈ 5,60 mt

Lastfall: Ständige Last

M_A = 1.57 · 0.60²/2 = 0,285 mtm

A_L = 1.57 · 0.60 = 0.95 mt

A_r = 1.57 · 6.0/2 + 0,285/6.0

= 4.70 + 0.05 = 4.75 mt

B = 4.70 − 0,05 = 4.65 mt

Lastfall: Trieuwlast

M_A = 2.70 · 0.60²/2 = 0.49 mtm

A_L = 2,70 · 0.60 = 1.62 mt

A_r = 2,70 · 6.0/2 + 0,49/6.0 = 8.10 + 0.08 = 8.20 mt

B = 8.10 − 0.08 ≈ 8.00 mt

Feldmoment infolge g+p

$A_r = 5,42 - 1,20 + 4,75 - 0,04 = 8,93$ Mp

$x = \frac{8,93}{1,23 + 1,57} = \frac{8,93}{2,80} = 3,19$ m

$M = 8,93 \cdot 3,19 / 2 - 0,28 = 14,25 - 0,28 = 14,00$ Mpm

Feldmoment infolge g+T

$A_r = 4,75 + 8,20 = 12,95$ Mp

$x = \frac{12,95}{1,57 + 2,70} = \frac{12,95}{4,27} = 3,03$ m

$M = 12,95 \cdot 3,03 / 2 - 0,28 - 0,49$

$= 19,60 - 0,77 = 18,83$ Mpm

Schnittkraftzusammenstellung

	A_l	A_r	A	B	M_A	M_F
g	0,95	4,75	5,70	4,65	0,29	
p	0,74	5,42	6,16	5,60	0,22	
T	1,62	8,20	9,82	8,00	0,49	
g+p	1,69	10,17	11,86	10,25	0,51	14,00
g+T	2,57	12,95	15,52	12,65	0,78	18,83

gewählt | R 5 - 142 - 2 |

vorh. Schnittkräfte

	13,02	20,63		19,00	6,10	27,80

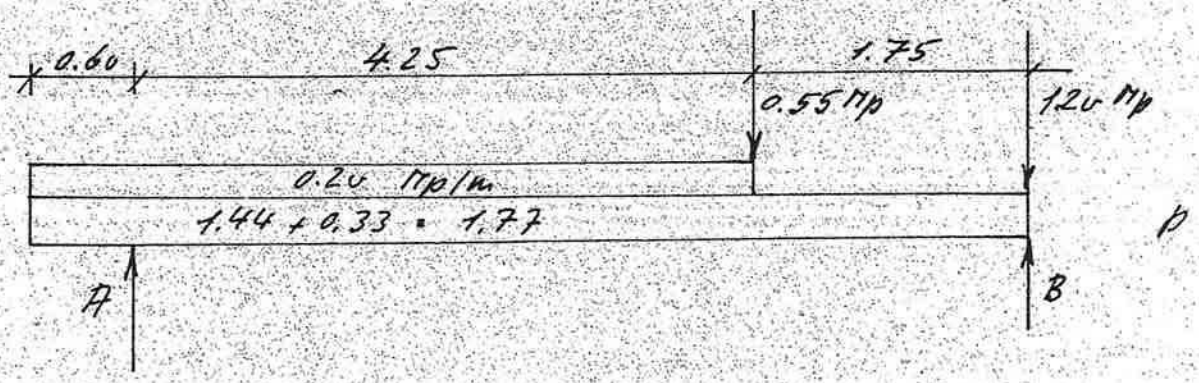
1:1

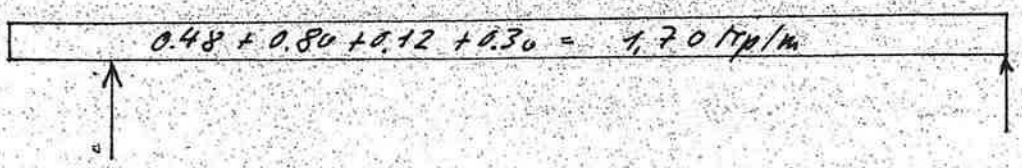
Keller Achse A-B, 7.

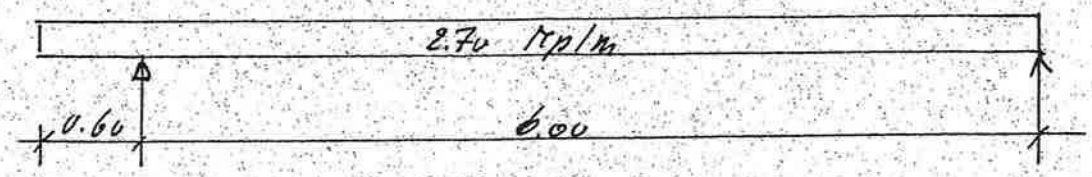
Riegel SL = 600 + 6000

Lastannahmen

Deckenlast	0,305 · 1,55	=	0,48 Mp/m
· Fußbodenaufbau	0,44 · 1,80	=	0,80 "
· Riegelanhebelast	$0.20 \cdot \frac{0.30}{2} \cdot 2,4$	=	0,12 "
· Verkehrslast	$p_1 = 0,800 \cdot 1,80$	=	1,44 "
Wand in Achse 7	~ 0,66/2	=	0,33 "
Wand für Küche	~ 0,41/2	~	0,20 "
"	~ $0,41 \cdot 1,80 \cdot \frac{3}{4}$	=	0,55 Mp
Eigengewicht			0,30 Mp/m
Trennwandlast	1,50 · 1,80	=	2,70 Mp/m
Fensterwand Achse B	0,66 · 1,80	=	1,20 Mp







Lastfall Verkehrslast

$M_A = 1{,}97 \cdot 0{,}60^2/2 = 0{,}36$ Mpm

$A_L = 1{,}97 \cdot 0{,}60 = 1{,}18$ Mp

$A_r = 0{,}20 \cdot 4{,}25 \cdot 3{,}87/6{,}0 + 1{,}77 \cdot 6{,}0/2 + 0{,}55 \cdot 1{,}75/6{,}0 + 0{,}36/6{,}0$

$= 0{,}55 + 5{,}30 + 0{,}16 + 0{,}06 = 6{,}07$ Mp

$B = 0{,}20 \cdot 4{,}25^2/2 \cdot 6{,}0 + 1{,}77 \cdot 6{,}0/2 + 0{,}55 \cdot 4{,}25/6{,}0 + 1{,}20 - 0{,}36/6{,}0$

$= 0{,}30 + 5{,}30 + 0{,}39 - 0{,}06 = 5{,}93$ Mp

Lastfall: Ständige Last

$M_A = 1{,}70 \cdot 0{,}60^2/2 = 0{,}305$ Mpm

$A_L = 1{,}70 \cdot 0{,}60 = 1{,}02$ Mp

$A_r = 1{,}70 \cdot 6{,}0/2 + 0{,}305/6{,}0 = 5{,}10 + 0{,}05 = 5{,}15$ Mp

$B = 5{,}10 - 0{,}05 = 5{,}05$ Mp

Lastfall: Trümmerlast

$M_A = 2{,}70 \cdot 0{,}60^2/2 = 0{,}49$ Mpm

$A_L = 2{,}70 \cdot 0{,}60 = 1{,}62$ Mpm

$A_r = 2{,}70 \cdot 6{,}0/2 + 0{,}49/6{,}0 = 8{,}10 + 0{,}08 \approx 8{,}20$ Mp

$B = 8{,}10 - 0{,}08 \sim 8{,}00$ Mp

Feldmoment infolge g+p

$A_r = 6.07 - 0.06 + 5,15 = 11,16$ Mp

$x = \frac{11,16}{0,20 + 1,77 + 1,70} = \frac{11,16}{3,67} = 3,04$ m

$M = 11,16 \cdot 3,04/2 - 0,30 = 17,00 - 0,30 = 16,70$ Mp

Feldmoment infolge g+T

$A_r = 5,15 + 8.20 = 13.35$ Mp

$x = \frac{13,35}{1,70 + 2,70} = \frac{13,35}{4,40} = 3,04$ m

$M = 13,35 \cdot 3,04/2 - 0,30 - 0,49$

$= 20,30 - 0,79 = 19,51$ Mpm

Schnittkräfte zusammenstellung

	A_l	A_r	A	B	M_A	M_F
g	1.02	5,15	6,17	5.05	0.31	
p	1,18	6.07	7,25	5,93	0,36	
T	1,62	8.20	9,82	8.00	0.49	
g+p	2.20	11.22	13,42	11.00	0,67	16.70
g+T	2,64	13.35	16.00	13.05	0.80	19.51

gewählt | R 5 - 142 - 2 |

	13.02	20.63		19.00	6.10	27.80

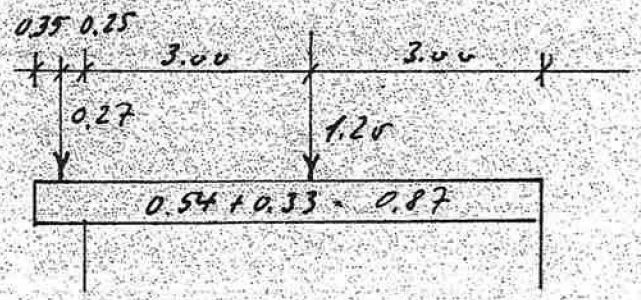
Keller AB, 2. OG

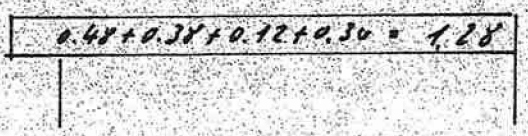
Riegel SL = 6.00 - 6.00

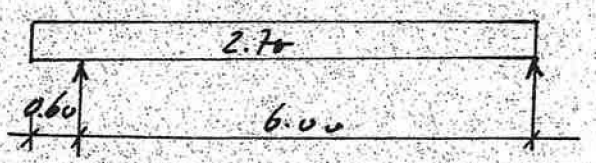
1

Lastannahmen

Lagerwandauflast	0.150 · 1.80	=	0.27 kN/m
Geschossdecke	0.305 · 1.55	=	0.48 kN/m
· Fußbodenaufbau	0.210 · 1.80	=	0.38 "
· Riegelanteil Beton	0.20 · $\frac{0.50}{2}$ · 24	=	0.12 "
· Verkehrslast p_1	0.300 · 1.80	=	0.54 "
Last in Achse 2	0,66 / 2	=	0.33 "
Trennwand	0.66 · 1.80	=	1.20 kN
Eigengewicht			0.30 kN/m
Trennwandlast	1.50 · 1.80	=	2.70 kN/m







195

Lastfall Verkehrslast

$M_A = 0.27 \cdot 0.25 + 0.87 \cdot 0.60^2/2$

$= 0.07 + 0.16 = 0.23$ Mpm

$A_L = 0.27 + 0.87 \cdot 0.66 = 0.27 + 0.52 = 0.79$ Mp

$A_r = 0.87 \cdot 6.0/2 + 1.20/2 + 0.23/6.0$

$= 2.60 + 0.60 + 0.04 = 3.24$ Mp

$B = 2.60 + 0.60 - 0.04 = 3.16$ Mp

Lastfall: Ständige Last

$M_A = 1.28 \cdot 0.60^2/2 = 0.22$ Mpm

$A_L = 1.28 \cdot 0.60 = 0.77$ Mp

$A_r = 1.28 \cdot 6.0/2 + 0.22/6.0$

$= 3.84 + 0.04 = 3.88$ Mp

$B = 3.84 - 0.04 = 3.80$ Mp

Lastfall Trümmerlast

$M_A = 2.70 \cdot 0.60^2/2 = 0.49$ Mpm

$A_L = 2.70 \cdot 0.60 = 1.62$ Mp

$A_r = 2.70 \cdot 6.0/2 + 0.49/6.0 \cong 8.20$ Mp

$B = 8.10 - 0.08 \cong 8.02$ Mp

Max Feldmoment infolge g+p

$B_r = 3.88 + 3.24 - 0.04 = 7.08$ Mp

$x = \frac{7.08}{0.82 + 1.28} = \frac{7.08}{2.15} = 3,29 > 3.00$ m

$M = 7.08 \cdot 3.0 - 2.15 \cdot 3.0^2/2 - 0.22$

$= 21.24 - 9,70 - 0.22 = 11,32$ Mpm

Max Feldmoment infolge g+T

$B_r = 3.88 + 8.20 = 12,08$ Mp

$x = \frac{12.08}{1.28 + 2.70} = \frac{12.08}{3.98} = 3.03$ m

$M = 12.08 \cdot 3.03/2 - 0.22 - 0.49$

$= 19,20 - 0,71 = 18,49$ Mpm

Schnittkräfte Zusammenstellung

	A_L	B_r	A	B	M_A	M_F
g	0.77	3.88	4.65	3.80	0.22	
p	0.79	3.24	4.03	3.16	0.23	
T	1.62	8.20	9,82	8.00	0.49	
g+p	1,56	7,12	8,68	6,96	0,45	11,32
g+T	2,39	12,08	14,47	11.80	0,71	18.49

gewählt R 5 - 142 - 2

	13.02	20.63		19.00	6,10	27.80

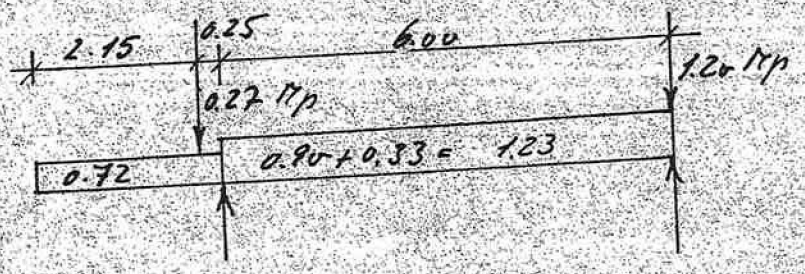
Keller Decke CD, 36

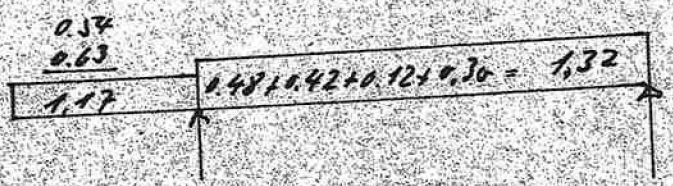
10+

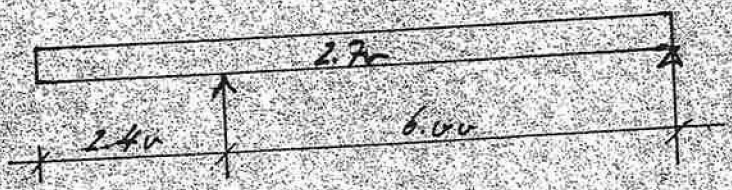
Riegel SL = 24cm – 6cm

Last annehmen

Loggia außenwand	0.150 · 1.80 ·	0.27	Mp/m
Geschoßdecke	0.305 · 1.55 ·	0.48	"
· Fußbodenaufbau	0,23c · 1.80 ·	0.42	"
· Riegelbeton	0.20 · $\frac{0.50}{2}$ · 2.4 ·	0,12	"
· Verkehrslast	0,50 · 1.80 ·	0,9c	"
Wand in Decke 3	0,66 /2 ·	0,33	"
Fensterwand	0.66 · 1.80 ·	1.2c	Mp
Eigengewicht		0,3c	Mp/m
Trennwandlast	1,50 · 1.80 ·	2,7c	Mp/m
Rampendecke	0.350 · 1.80 ·	0.63	Mp/m
· Rampenaufbau	0.300 · 1.80 ·	0.54	Mp/m
· Verkehrslast	0.400 · 1.80 ·	0,72	Mp/m







Lastfall Verkehrslast

$\Pi_A = 0.72 \cdot 2.40^2/2 + 0.27 \cdot 0.25$

$= 2.10 + 0.07 = 2.17$ tm

$A_L = 0.72 \cdot 2.40 + 0.27 = 1.73 + 0.27 = 2.00$ t

$A_r = 1.23 \cdot 6.0/2 + 2.17/6.0 = 3.70 + 0.36 = 4.06$ t

$B = 3.70 - 0.36 + 1.20 = 4.54$ t

Lastfall: Ständige Last (vergl. Tabelle CD, 3t)

$\Pi_A = 3.35$ tm

$A_L = 2.80$ t

$A_r = 4.52$ t

$B = 3.40$ t

Lastfall Trümmerlast (vergl. Tabelle CD, 3t)

$\Pi_A = 7.80$ tm

$A_L = 6.50$ t

$A_r = 9.40$ t

$B = 6.80$ t

Feldmoment infolge g+p

$A_r = 4.52 + 4.06 - 0.36 = 8.22$ Mp

$x = \frac{8.22}{1.23 + 1.32} = \frac{8.22}{2.55} = 3.22$ m

$M = 8.22 \cdot 3.22/2 - 3.35 = 9.85$ Mpm

Feldmoment infolge g+T

$A_r = 4.52 + 9.40 - 1.30 = 12.62$ Mp

$x = \frac{12.62}{1.32 + 2.70} = \frac{12.62}{4.02} = 3.15$ m

$M = 12.62 \cdot 3.15/2 - 3.35 = 16.55$ Mpm

Schnittkraftzusammenstellung

	A_L	A_r	A	B	M_A	M_F
g	2.80	4.52	7,32	3.40	3,35	
p	2.00	4.06	6.06	4.54	2,17	
T	6.50	9.40	15,90	6.80	7.80	
g+p	4.80	8.58	13,38	7.94	5,52	9.85
g+T	9.30	13.92	23.22	10,20	11.15	16.55

gewählt | R 5 - 182-2 |

	24.78	26.37		19.0 t	40,1 t	27.8 t

Lastfall : Verkehrslast

$M_A = 0.72 \cdot 2.40^2/2 + 0.27 \cdot 0.25$

$= 2.10 + 0.07 = 2.17$ tpm

$A_L = 0.72 \cdot 2.40 + 0.27 = 1.73 + 0.27 = 2,00$ tp

$A_r = 1,23 \cdot 6.0/2 + 1.20 \cdot 3.60/6.0 + 2.17/6.0$

$= 3.70 + 0,72 + 0,36 = 4,78$ tp

$B = 3.70 + 1.20 \cdot 2.40/6.0 - 0,36 + 1.20$

$= 3.70 + 0.48 - 0,36 + 1.20 = 5.02$ tp

Lastfall : ständige Last

$M_A = 1,17 \cdot 2.40^2/2 = 3,35$ tpm

$A_L = 1,17 \cdot 2.40 = 2,80$ tp

$A_r = 1,32 \cdot 6.0/2 + 3.35/6.0 = 3.96 + 0.56 = 4,52$ tp

$B = 3.96 - 0.56 = 3,40$ tp

Lastfall : Trümmerlast

$M_A = 2.70 \cdot 2.40^2/2 = 7.80$ tpm

$A_L = 2.70 \cdot 2.40 = 6,50$ tp

$A_r = 2.70 \cdot 6.0/2 + 7.80/6.0 = 8,10 + 1,30 = 9.40$ tp

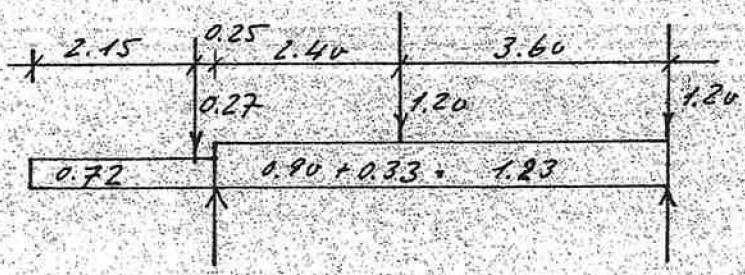
$B = 8,10 - 1,30 = 6.80$ tp

Keller Decke CD, 3r

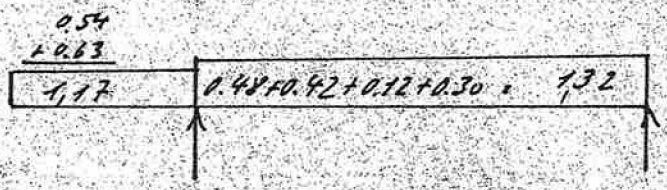
Riegel SL = 2400 – 6000

Lastannahmen

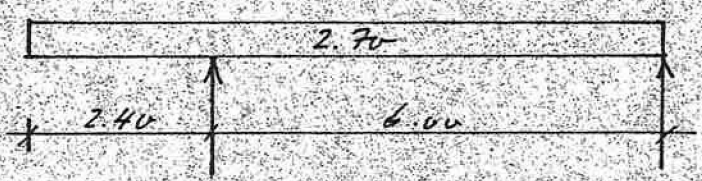
Loggiaeinfriedwand	0.150 · 1.80	=	0.27 Mp/m
Geschoßdecke	0.305 · 1.55	=	0.48 Mp/m
. Fußbodenaufbau	0,230 · 1.80	=	0.42 Mp/m
. Riegelbeton	0.20 · $\frac{0.50}{2}$ · 2.4	=	0.12 Mp/m
. Verkehrslast	0.50 · 1.80	=	0.90 Mp/m
Wand in Decke ?	0.66/2	=	0.33 Mp/m
Trennwand	0.66 · 1.80	=	1.20 Mp
Flügelwand	0.66 · 1.80	=	1.20 Mp
Eigengewicht			0.30 Mp/m
Trennwandlast	1.50 · 1.80	=	2.70 Mp/m
Rampendecke	0.35 · 1.80	=	0.63 Mp/m
. Rampenaufbau	0.300 · 1.80	=	0.54 Mp/m
. Verkehrslast	0.400 · 1.80	=	0.72 Mp/m



p



g



T

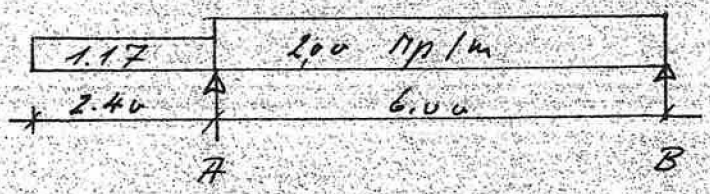
Keller Decke CD, 11 cm

Riegel SL = 8400 – 6000

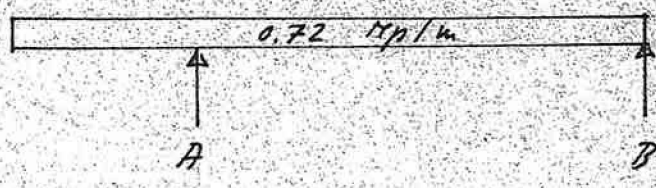
Lastannahmen

Geschoßdecke	0.305 · 1.55	=	0.48 Mp/m
· Fußbodenaufbau	0,210 · 1.80	=	0,38 ·
· Riegelanteil Beton	0.20 · $\frac{0.50}{2}$ · 2.4	=	0,12 ·
· Verkehrslast	0.400 · 1.80	=	0.72 ·
Eigengewicht		=	0,30 ·
			2,00 Mp/m
Trennwandlast	1.50 · 1.80	=	2,70 ·

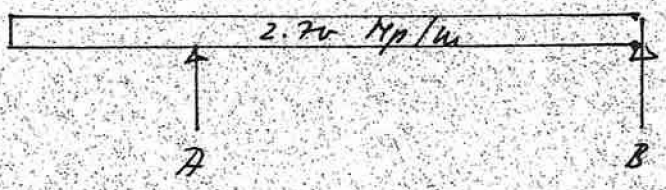
Rampendecke	0.350 · 1.80	=	0.63 Mp/m
· Rampenaufbau	0.300 · 1.80	=	0.54 Mp/m
			1,17 Mp/m
· Verkehrslast	0.400 · 1.80	=	0.72 Mp/m



g



p



T

Feldmoment infolge g+p

$A_r = 4.52 + 4.78 - 0.36 = 8.94$ Mp

$x = \frac{8.94 - 1.20}{1.23 + 1.32} = \frac{7.74}{2.55} = 3.03$ m

$M = 8.94 \cdot 3.03 - 2.55 \cdot 3.03^2/2 - 1.20 \cdot 0.23 - 3.35$

$= 27,10 - 11,70 - 0,28 - 3,35 = 11.77$ Mpm

Feldmoment infolge g+T

$A_r = 4.52 + 9,40 - 1,30 = 12.62$ Mp

$x = \frac{12.62}{1.32 + 2.70} = \frac{12.62}{4.02} = 3,15$ m

$M = 12.62 \cdot 3,15/2 - 3,35 = 19,90 - 3,35 = 16.55$ Mpm

Schnittkraft-Zusammenstellung

	A_l	A_r	A	B	M_s	M_F
g	2.80	4.52	7.32	3.40	3.35	
p	2.00	4.78	6.78	5.02	2.17	
T	6.50	9.40	15.90	6.80	7.80	
g+p	4.80	9,30	14,10	8.42	5,52	11.77
g+T	9,30	13.92	23.22	10,20	11.15	16,55

gewählt | R 5 - 182 - 2 |

	24,78	26,37		19.00	40,10	27.80

Lastfall : ständige Last

$M_A = 1{,}17 \cdot 2{,}40^2/2 =$ 3,36 mkN

$A_L = 1{,}17 \cdot 2{,}40 =$ 2,80 kN

$A_r = 2{,}0 \cdot 6{,}0/2 + 3{,}36/6{,}0$

$= 6{,}0 + 0{,}56 =$ 6,56 kN

$B = 6{,}00 - 0{,}56 =$ 5,44 kN

Lastfall Verkehrslast

$M_A = 0{,}72 \cdot 2{,}40^2/2 =$ 2,07 mkN

$A_L = 0{,}72 \cdot 2{,}40 =$ 1,73 kN

$A_r = 0{,}72 \cdot 6{,}0/2 + 2{,}07/6{,}0$

$= 2{,}16 + 0{,}35 =$ 2,51 kN

$B = 2{,}16 - 0{,}35 =$ 1,81 kN

Lastfall : Trümmerlast

$M_A = 2{,}70 \cdot 2{,}40^2/2 =$ 7,80 mkN

$A_L = 2{,}70 \cdot 2{,}40 =$ 6,50 kN

$A_r = 2{,}70 \cdot 6{,}0/2 + 7{,}80/6{,}0$

$= 8{,}10 + 1{,}30 =$ 9,40 kN

$B = 8{,}10 - 1{,}30 =$ 6,80 kN

Feldmoment infolge g+p

$A_r = 6.56 + 2,51 - 0,35 = 8.72$ Mp

$x = \frac{8,72}{2,72} = 3,20$ m

$M = 8.72 \cdot 3.20 / 2 - 3,36 = 14.00 - 3.36 = 10,64$ Mp

Feldmoment infolge g+T

$A_r = 6.56 + 9,40 - 1,30 = 14.66$ Mp

$x = \frac{14.66}{4.70} = 3,12$ m

$M = 14,66 \cdot 3.12 / 2 - 3.36$

$= 22,80 - 3,36 = 19,44$ Mpm

Schnittkraftzusammenstellung

	A_L	A_r	A	B	M_A	M_F
g	2.80	6.56	9,36	5,44	3.36	
p	1.73	2,51	4,24	1.81	2.07	
T	6.50	9.40	15,90	6.80	7.80	
g+p	4,53	9,07	13,60	7,25	5,43	10.64
g+T	9,30	16.00	25,26	12,24	11,16	19.44

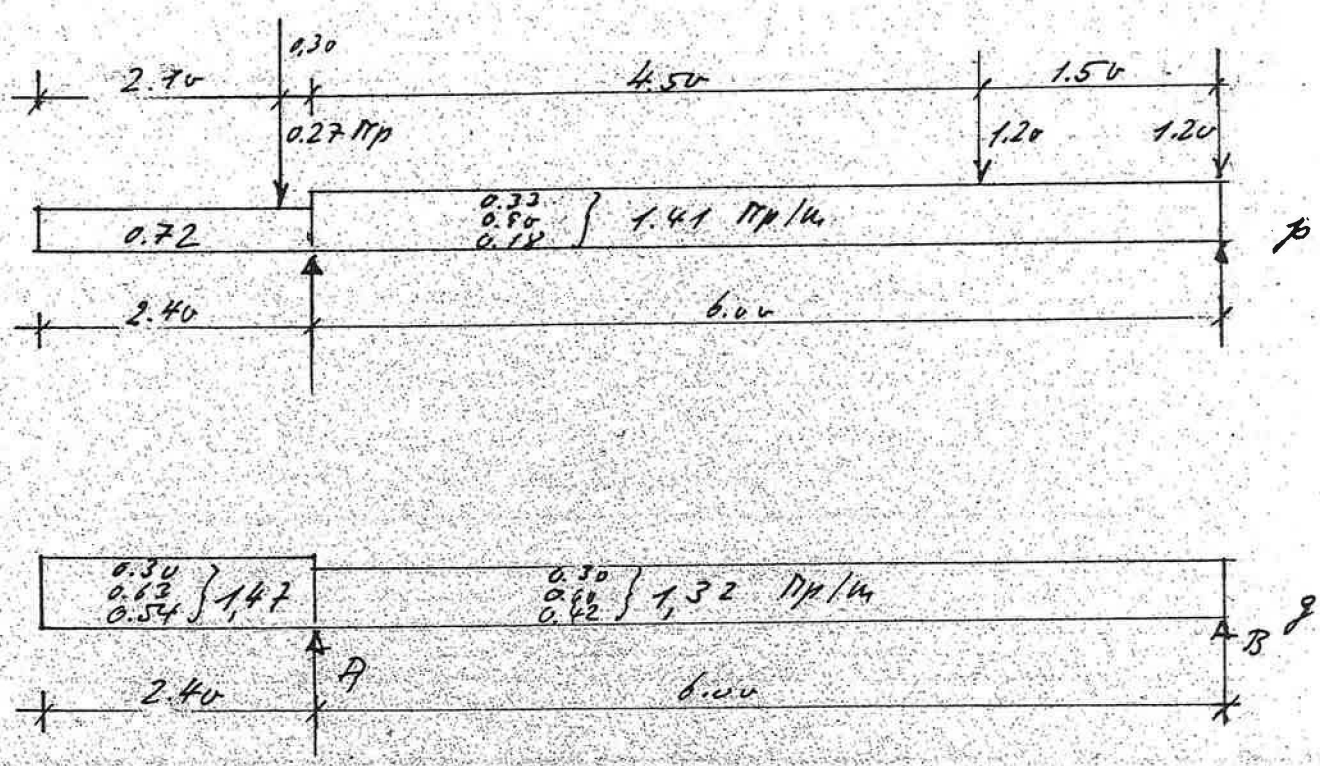
gewählt | R 5 - 182 - 2 |

	24.78	26,37		19.00	40,10	27.80

Riegel über Kellergeschoß

Achse AB / 1,21
CD / 1,21

Loggiaaußenwand	0.150 · 1.80	=	0,27 Mp
Geschoßdecke	0,335 · 1.80	=	0.60 Mp/m
– Fußbodenaufbau	0.23 · 1.80	=	0,42 "
– Verkehrslast	0.50 · 1.80	=	0,90 "
– Putzleibungen	0,10 · 1.80	=	0,18 "
Flurwand	0.66 · 1.80	=	1.20 Mp
Trennwand	0.66 · 1.80	=	1.20 Mp
"	0.66 /2	=	0,33 Mp/
Rampendecke	0.350 · 1.80	=	0.63 Mp/m
" Fußbodenaufbau	0.300 · 1.80	=	0.54 "
" Verkehrslast	0,400 · 1.80	=	0,72 "
Eigengewicht		=	0.30 Mp/m



Lastfall ständige Last

$M_A = 1.47 \cdot 2.40^2/2 = 4{,}25$ Mpm

$A_L = 1.47 \cdot 2.40 = 3{,}53$ Mp

$A_r = 1.32 \cdot 6.0/2 + 4.25/6.0$

$= 3{,}97 + 0.71 = 4{,}68$ Mp

$B = 3{,}97 - 0.71 = 3{,}26$ Mp

Lastfall Verkehrslast

$M_A = 0.72 \cdot 2.40^2/2 + 0.27 \cdot 0.30$

$= 2{,}10 + 0.08 = 2.18$ Mpm

$A_L = 0.72 \cdot 2.40 + 0.27$

$= 1.73 + 0.27 = 2{,}00$ Mp

$A_r = 1.41 \cdot 6.0 / 2 + 1.20 \cdot 4.50 / 6.0 + 2.00 / 6.0$

$= 4.23 + 0.30 + 0.33 = 4.86$ Mp

$B = 4.23 + 1.20 \cdot 4.50 / 6.0 - 0.33$

$= 4.23 + 0.90 - 0.33 = 4.80$ Mp

Max Feldmoment

$A_r = 4.68 + 4.86 - 0.33 = 9.21$ Mp

$x = \frac{9.21}{1.41 + 1.32} = \frac{9.21}{2.73} = 3.37$ m

$M_F = 9.21 \cdot 3.37 / 2 - 4.25$

$= 15.50 - 4.25 = 11.25$ Mpm

Schnittkraftzusammenstellung

	A_l	A_r	A	B	M_A	M_F
g	3.53	4.68	8.21	3.26	4.25	
p	2.00	4.86	6.86	4.80	2.18	
q	5.53	9.54	15.07	8.06	6.43	11.25

gewählt = R 5 - 182 - 2 Achse C-D, 1.21

Zul Schnittkräfte

	24.78	26.37		18.00	40.10	27.80

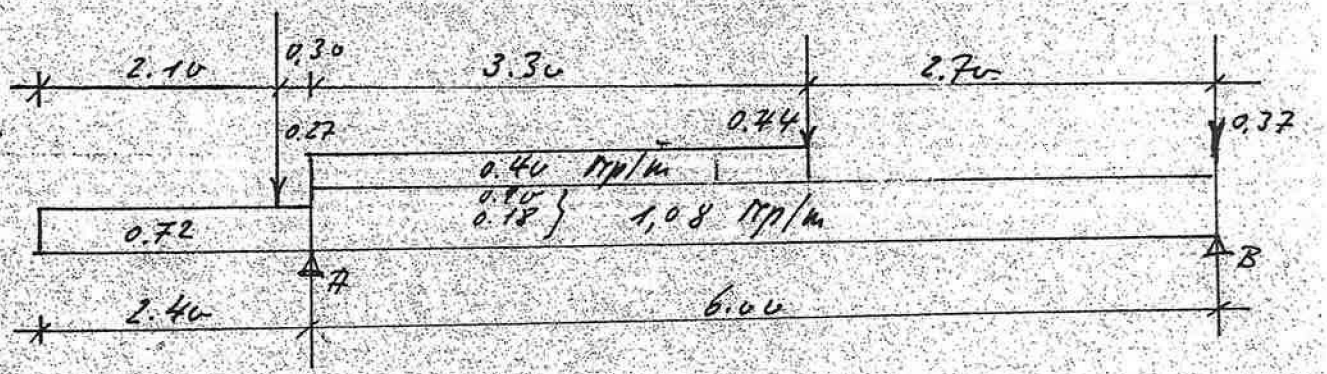
R 5 - 142 - 2 Achse A-B, 1.21

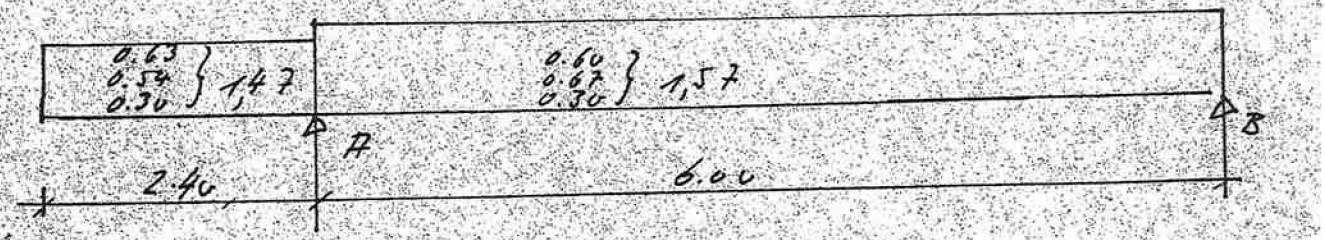
11

Riegel über Kellergeschoß Achse AB - 17 / CD - 6

Lastannahmen

Loggiaaußenwand	0.150 · 1,80 ·	0,27 Mp
Gangdecke	0,335 · 1.80 ·	0,60 Mp/m
– Fußbodenaufbau	0.37 · 1.80 ·	0.67 "
– Verkehrslast	0.500 · 1,80 ·	0.90 "
– Rohrleitungen	0,100 · 1.80 ·	0.18 "
Flurwand	0.66 · 2.0²/2.360 ·	0.37 Mp
Raumabschlußwand	0,66 · 2.20²/2.3.60 ·	0,44 Mp
Trennwand	0.66 · 2.20/3.60 ·	0.40 Mp/m
Eigengewicht		0.30 Mp/m
Rampendecke	0.350 · 1.80 ·	0.63 Mp/m
. Fußbodenaufbau	0,300 · 1.80 ·	0.54 "
. Verkehrslast	0.400 · 1.80 ·	0.72 "





Lastfall: ständige Last

$M_A = 1.47 \cdot 2.40^2/2 = 4.20$ MpM

$A_l = 1.47 \cdot 2.40 = 3.53$ Mp

$A_r = 1.47 \cdot 6.0/2 + 4.20/6.0$

$= 4.40 + 0.70 = 5.10$ Mp

$B = 4.40 - 0.70 = 3.70$ Mp

Lastfall: Verkehrslast

$M_A = 0.72 \cdot 2.40^2/2 + 0.27 \cdot 0.30$

$= 2.08 + 0.08 = 2.16$ MpM

$A_l = 0.72 \cdot 2.40 + 0.27$

$= 1.73 + 0.27 = 2.00$ Mp

$A_r = 1.08 \cdot 6.0/2 + 0.40 \cdot 3.30 \cdot 4.35/6.0 + 0.44 \cdot 2.70/6.0 + \frac{2.16}{6.0}$

$= 3.24 + 0.96 + 0.20 + 0.36 = 4.76$ Mp

$B = 3.24 + 0.40 \cdot 3.30^2/2 \cdot 6.0 + 0.44 \cdot 3.30/6.0 - 0.36$

$= 3.24 + 0.36 + 0.24 - 0.36 = 3.48$ Mp

Feldmoment

$A_r = 5.10 + 4.76 - 0.36 = 9.50$ Mp

$x = \frac{9.50}{0.40 + 1.08 + 1.57} = \frac{9.50}{3.05} = 3.10$ m

$M = 9.50 \cdot 3.10/2 - 4.20 = 14.70 - 4.20 = 10.50$ MpM

Schnittkraftermittlung

	A_l	A_r	A	B	M_A	M_F
g	3.53	5,10	8.63	3.70	4.25	
p	2.00	4.76	6.76	3.48	2,16	
q	5.53	9.86	15,39	7,18	6,32	10,50

gewählt: R5 - 172 - 2

Kl. Schnittkräfte

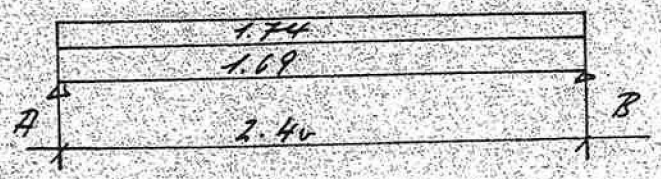
	20.86	24,05		19,00	26,60	27.86

122

Riegel über Kellergeschoß (Flurbereich) B-C

Lastannahmen

Geschoßdecke	0,355 · 1.80	=	0.60 Mp/m
– Fußbodenaufbau	0.44 · 1.80	=	0.79 "
– Verkehrslast	0.500 · 1.80	=	0.90 "
– Rohrleitungen	0.100 · 1.80	=	0.18 "
Flurwand	0.66	=	0.660 "
Eigengewicht			0.300 "



$g = 0.60 + 0.79 + 0.30 = 1,69$ Mp/m

$p = 0.90 + 0.18 + 0.66 = 1,74$ "

$q = 3,43$ Mp/m

$A_g = B_g = 1,69 \cdot 2.40/2 = 2.03$ Mp

$A_p = B_p = 1.74 \cdot 2.40/2 = 2.09$ Mp

$M = 3,43 \cdot 2.40^2/8 = 2,47$ Mpm < 4.35

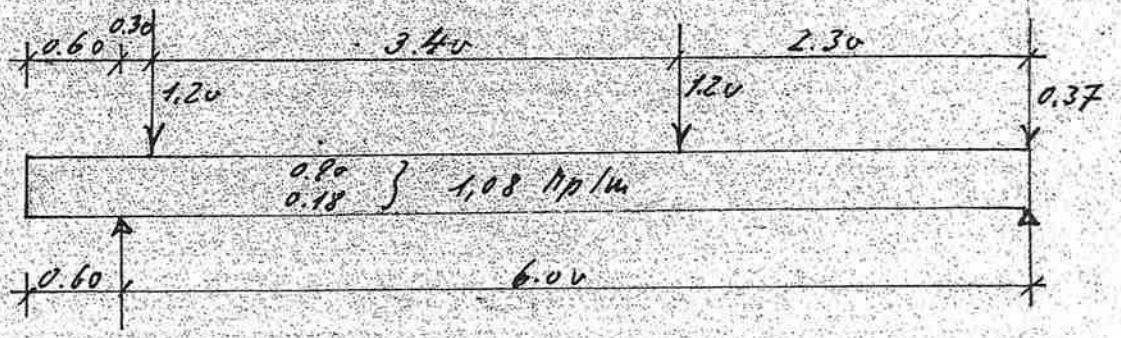
gewählt | R 2 - 112 - 1 |

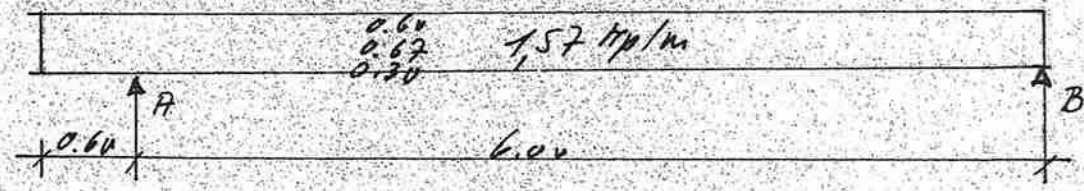
12

Riegel über Kellergeschoß — Achsen AB / 6,16 CD / 6,16

Kältraumtrennwände

$P_1 = P_2$	0.66 · 1.80	=	1,20 Mp
Gashochdecke	0,335 · 1.80	=	0.60 Mp/m
– Fußbodenaufbau	0,37 · 1.80	=	0.67 "
– Verkehrslast	0.500 · 1.80	=	0,90 "
– Rohrleitungen	0.100 · 1.80	=	0,18 "
Flurwand	~ 0.61 · 2.0²/2 · 3.6	=	0,37 Mp
Eigengewicht			0,30 Mp/m





Lastfall: Ständige Last

$M_A = 1.57 \cdot 0.60^2/2 = 0,28$ mpm

$A_L = 1.57 \cdot 0.60 = 0.94$ mp

$A_r = 1.57 \cdot 6.0/2 + 0.28/6.0$

$= 4.72 + 0.05 = 4.77$ mp

$B = 4.72 - 0.05 = 4.67$ mp

Lastfall: Verkehrslast

$M_A = 1.08 \cdot 0.60^2/2 = 0,20$ mpm

$A_L = 1.08 \cdot 0.60 = 0.65$ mp

$A_r = 1.08 \cdot 6.0/2 + 1.20 \cdot 5.70/6.0 + 1.20 \cdot 2.30/6.0 + 0.20/6.0$

$= 3,24 + 1,14 + 0.46 + 0.03 = 4.87$ mp

$B = 3.24 + 1.20 \cdot 0.30/6.0 + 1.20 \cdot 3.70/6.0 - 0.03$

$= 3.24 + 0.06 + 0.74 - 0.03 = 3.01$ mp

Feldmoment

$A_r = 4.77 + 4.87 - 0.03 = 9.60$ mp

$x = \frac{9.60 - 1.20}{1.08 + 1.57} = \frac{8.40}{2,65} = 3.18$ m

$M = 9.60 \cdot 3.18 - 2.65 \cdot 3.18^2/2 - 1.20 \cdot 2.88 - 0.28$

$= 30,50 - 13,40 - 3.46 - 0.28 = 13.36$ mpm

Zusammenstellung der Schnittkräfte

	P_L	P_T	B	B	M_A	M_F
g	0.94	4.77	5,71	4.67	0.28	
p	0.65	4.87	5,52	3.01	0.20	
g	1,59	9,64	11,23	7,68	0.48	13.36

gewählt | R 5-142-2 |

Zulässige Schnittkräfte

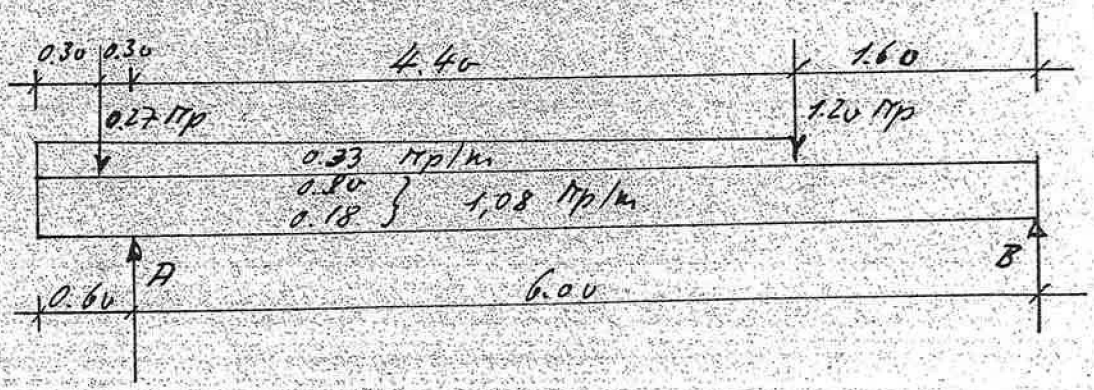
	13.02	20.63		19.00	0.10	27.80

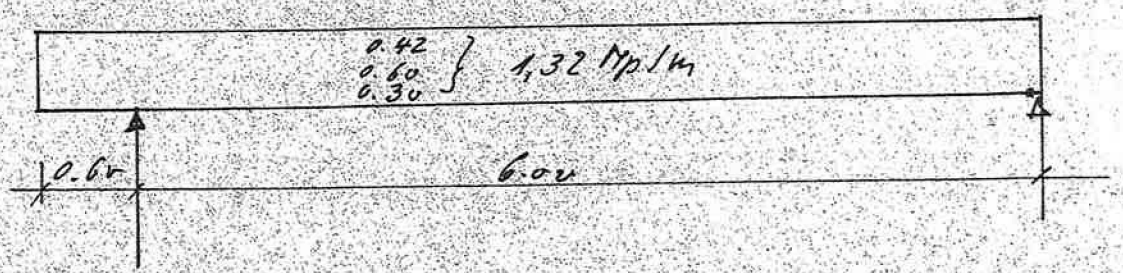
124

Riegel über Kellergeschoß Achse AB, 5 / CD, 17

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	0,23 · 1.80	=	0.42 Mp/m
Rohdecke	0,335 · 1.80	=	0.60 Mp/m
Verkehrslast	0.500 · 1.80	=	0.90 "
Rohrleitungen	0.100 · 1.80	=	0,18
Loggiaaußenwand	0.150 · 1.80	=	0.27 Mp
Raumabschlußwand	0.66 · 1.80	=	1.20 Mp
Trennwand	0.66 / 2	=	0.33 Mp/m
Eigengewicht		=	0.30 Mp/m





Lastfall: Eigenlast

$M_A = 1.32 \cdot 0.66^2/2 = 0,24$ Mpm

$A_L = 1.32 \cdot 0.60 = 0,79$ Mp

$A_r = 1.32 \cdot 6.0/2 + 0.24/6.0$

$= 3.96 + 0.04 = 4.00$ Mp

$B = 3.96 - 0.04 = 3.92$ Mp

Lastfall: Verkehrslast

$M_A = 1.41 \cdot 0.60^2/2 + 0.27 \cdot 0.30$

$= 0.25 + 0.08 = 0,33$ Mpm

$A_L = 1.41 \cdot 0,60 + 0.27 = 0.85 + 0.27 = 1,12$ Mp

$A_r = 1.08 \cdot 6.0/2 + 0.33 \cdot 4.40 \cdot 3.80/6.0 + 1.20 \cdot 1.60/6.0 + 0.33/6.0$

$= 3.24 + 0.92 + 0.32 + 0.05 = 4,53$ Mp

$B = 3.24 + 0.33 \cdot 4.40^2/2 \cdot 6.0 + 1.20 \cdot 4.40/6.0 - 0.05$

$= 3.24 + 0.53 + 0.88 - 0.05 = 4.60$ Mp

Feldmoment

$A_r = 4.00 + 4.53 - 0.05 = 8.48$ Mp

$x = \frac{8.48}{0.33 + 1.08 + 1,32} = \frac{8.48}{2,73} = 3,10$ m

$M = 8.48 \cdot 3.10/2 - 0.24$

$= 13,10 - 0,24 = 12,86$ Mpm

Führungsausbildung der Schnittkräfte

	R_L	R_F	A	B	H_A	H_E
f	0,28	4,00	4,79	3,92	0,24	-
p	1,12	4,53	5,65	4,60	0,33	-
q	1,81	8,53	10,44	8,52	0,57	12,86

gewählt | P 5 - 122 - 2

Zul. Schnittkräfte

	20,86	24,05		49,00	26,40	27,80

129.

Zusammenstellung der Riegelauflagerdrücke

*) Riegel mit Kragarm f. Loggiadecken

Riegel über Geschoß	Riegel	A_g	A_p	A_g	B_g	B_p	B_g
7.	1	8.32	1.85	10.17	11.46	2.43	13.89
"	2*	22.18	4.23	26.41	9.14	2.00	11.14
6.	3	6.48	4.00	10.48	8.73	5.75	14.48
"	4	6.48	5.00	11.48	8.73	6.19	14.92
"	5	7.09	4.14	11.23	9.34	5.87	15.21
"	6	6.48	3.95	10.43	8.73	6.04	14.77
"	7*	17.32	11.51	28.83	6.80	4.98	11.78
"	8	6.48	4.32	10.80	8.73	6.30	15.03
4.	9	6.34	4.11	10.45	8.59	5.89	14.48
1.	10*	13.46	5.15	18.61	8.35	1.81	10.16

Für den Nachweis der Stützenstränge der Geschosse 1-7 werden die Riegel 3, 4, 5, 6, 8, 9 (ohne Kragarme) zur Vereinfachung der Nachweise in den Geschossen 1-6 wie folgt angenommen

Achse A+D – 2, 4, 7, 9, 11, 13, 15, 18, 20:

A_g = 6,48 Mp

A_p = 5,00 Mp

B_g = 11,48 Mp

Achse B, C 2, 4, 7, 9, 11, 13, 15, 18, 20:

B_g = 8,73 Mp

B_p = 6,48 Mp

B_g = 15,21 Mp

Alle mittigen Riegel werden nicht weiter zusammengefaßt.

Achsen A – 2, 4, 7, 9, 11, 13, 15, 18.20
D – 2, 4, 7, 9, 11, 13, 15, 18.20

Riegel 7.06:

Stützeneigengewicht G = 8.32 Mp
G₁ = 1.36 "
G = 9,68 Mp
P = 1.85 Mp
Q₇ = 11,53 Mp

Riegel 6.06 G = 6.48 Mp.
G₁ = 1,36 Mp
G = 7,84 + 9,68 G = 17,52 Mp
P = 5.00 + 1,85 P = 6.85 Mp
Q₆ = 24,37 Mp

Riegel 5.06 G = 6.48 Mp
G₁ = 1.36 "
G = 7,84 + 17.52 G = 25,36 Mp
P = 5.00 + 6.85 P = 11,85 Mp
Q₅ = 37,21 Mp

gewählt S – 111 – 3

Riegel 4.06 G = 6.48 Mp
G₁ = 1,36 "
G = 7,84 + 25,36 G = 33,20 Mp
P = 5.00 + 11,85 P = 16.85 Mp
Q_4 = 50,05 Mp

Riegel 3.06 G = 6.48 Mp
G₁ = 1,36 "
G = 7.84 + 33.20 G = 41,04 Mp
P = 5.00 + 16.85 P = 21,85 Mp
Q_3 = 62,89 Mp

gewählt S 1 - 112,-2

Riegel 2.06 G = 6.48 Mp
G₁ = 1,36 Mp
G = 7.84 Mp + 41.04 G = 48,88 Mp
P = 5.00 + 21,85 P = 26,85 "
Q_2 = 75,73 Mp

Achse A - 2, 4, 7, 15, 18, 20
D - 2, 4, 7, 15, 18, 20

Riegel 1.06 G = 6.48 Mp
G₁ = 1,36 "
G = 7,84 + 48.88 G = 56,72 Mp
P = 5,00 + 26,85 P = 31,85 Mp
Q_1 = 88,57 Mp

gewählt S 1 - 113 - 2

Decke A - 11
D - 11

Riegel 1.06
Handlast 0,80 · 3,0 = 2,40
Riegeleigengew. 0,30 · 3,0 = 0,90
G = 3,60
G_1 = 1,36
G = 4,96 + 48,88 G = 53,84
D = 0 + 26,85 D = 26,85
Q_1 = 80,69

gewählt S 1 - 113 - 2

Decke A - 9,13
D - 9,13

G_1 = 2 · 1,36 · 2,72 + 48,88 G = 51,60
D = 0 + 26,85 D = 26,85
Q_1 = 78,45

Achsen A – 3, 8, 10, 12, 14, 19

D – 3, 8, 10, 12, 14, 19

Riegel 7.06

G = 22.18 mp

G_1 = 1,36 mp

G = 23,54 mp

P = 4.23 mp

Q_7 = 27,77 mp

Riegel 6.06

G = 17,32 mp

G_1 = 1,36 mp

G = 18,68 + 23.54 G = 42,22 mp

P = 11,51 + 4,23 P = 15,74 mp

Q_6 = 57,96 mp

Riegel 5.06

G = 17,32 mp

G_1 = 1,36 "

G = 18,68 + 42,22 G = 60,90 mp

P = 11,51 + 15,74 P = 27,25 mp

Q_5 = 88,15 mp

gewählt S 1 – 111 – 3

Riegel 4.06 G = 17,32 kp

G_1 = 1,36 "

G = 18,68 + 60,90 G = 79,58 kp

P = 11,51 + 27,25 P = 38,76 kp

Q_4 = 118,34 kp

Riegel 3.06 G = 17,32 kp

G_1 = 1,36 "

G = 18,68 + 79,58 G = 98,26 kp

P = 11,51 + 38,76 P = 50,27 "

Q_3 = 148,53 kp

gewählt S 1-112-2

Riegel 2.06 G = 17,32 kp

G_1 = 1,36 kp

G = 18.68 + 98.26 G = 116,94 kp

P = 11,51 + 50.27 P = 61,78 "

Q_2 = 178,72 kp

Stütze A-3.19

D-3,19

Riegel 1.06 G = 17,32 kp

G_1 = 1,36 "

G = 18.68 + 116,94 G = 135,62 kp

P = 11,51 + 61,78 P = 73,29 "

Q_1 = 208,91 kp

gewählt S 1-113-2

Achse A – 8,14
D – 8,14

Riegel 1.06 G = 13,46 Mp
G_1 = 1,36 "

G = 14,82 + 116,94 G = 131,76 Mp
P = 5,15 + 61,78 P = 66,93 Mp
Q_1 = 198,69 Mp

gewählt **S 1 – 113 – 2**

Achse A – 10,12
D – 10,12

G_1 = 2 · 1,36 = 2,72 + 116,94 G = 119,66 Mp
P = 0 + 61,78 P = 61,78 "
Q_1 = 181,44 Mp

gewählt **S 1 – 163 – 1**

Achsen B – 2, 4, 7, 15, 18, 20, 9, 11, 13

C – 2, 4, 7, 15, 18, 20, 9, 11, 13

Riegel 7.06

G = 11,46 Mp

G_1 = 1,36 "

G = 12,82 Mp

P = 2,43 "

Q_7 = 15,25 Mp

Riegel 6.06

G = 8,73 Mp

G_1 = 1,36 "

G = 10,09 + 12,82 G = 22,91 Mp

P = 6,48 + 2,43 P = 8,81 Mp

Q_6 = 31,72 Mp

Riegel 5.06

G = 8,73 Mp

G_1 = 1,36 "

G = 10,09 + 22,91 G = 33,00 Mp

P = 6,48 + 8,81 P = 15,29 "

Q_5 = 48,29 Mp

gewählt S 1-111-3

Riegel 4.06 $G = 8.73$ Mp

$G_1 = 1{,}36$ "

$G = 10{,}09 + 33.09$ $G = 43.09$ t

$P = 6.48 + 15{,}29$ $P = 21{,}77$ "

$Q_4 = 64.86$ t

Riegel 3.06 $G = 8{,}73$ Mp

$G_1 = 1{,}36$ "

$G = 10{,}09 + 43.09$ $G = 53{,}18$ t

$P = 6.48 + 21{,}77$ $P = 28{,}25$ "

$Q_3 = 81{,}43$

gewählt | S 1 – 112 – 2 |

Riegel 2.06 $G = 8{,}73$ Mp

$G_1 = 1{,}36$

$G = 10{,}09 + 53{,}18$ $G = 63{,}27$ t

$P = 6.48 + 28.25$ $P = 34{,}73$ "

$Q_2 = 98{,}06$ t

Riegel B – 2, 4, 7, 15, 18, 20

C – 2, 4, 7, 15, 18, 20

Riegel 1.06 $G = 8.73$ Mp

$G_1 = 1{,}36$ "

$G = 10{,}09 + 63.27$ $G = 73{,}36$ t

$P = 6.48 + 34{,}73$ $P = 41{,}21$ "

$Q_1 = 114{,}57$ Mp

gewählt | S 1 – 112 – 2 |

Achse B – 9,13

C – 9,13

$G_1 = 2 \cdot 1{,}36 = 2{,}72 + 63{,}27$ $\quad G = 65{,}99$ Mp

$P = \quad 0 + 34{,}73$ $\quad P = 34{,}73$ »

$Q_1 = 100{,}72$ Mp

gewählt | S 1 – 163 – 1 |

Achse B – 11

C – 11

Riegel 1.06:

Handlast $0{,}90 \cdot 4{,}20 = 3{,}80$ Mp

Riegeleigengew. $0{,}30 \cdot 4{,}20 = 1{,}30$ Mp

$G = 5{,}10$ Mp

$G_1 = 1{,}36$ Mp

$G = 6{,}46 + 63{,}27$ $\quad G = 69{,}73$ Mp

$P = \quad 0 + 34{,}73$ $\quad P = 34{,}73$ »

$Q_1 = 104{,}46$ Mp

gewählt | S 1 – 113 – 2 |

133

Achsen B – 3, 8, 10, 12, 14, 19

C – 3, 8, 10, 12, 14, 19

Riegel 7.06

G	9,14	Mp
G_1	1,36	Mp
G	10,50	Mp
P	2.00	Mp
Q_7	12.50	Mp

Riegel 6.06

G	6.80	Mp	
G_1	1,36	"	
G	8,16 + 10,50		G 18.66 Mp
P	4,98 + 2.00		P 6.98 Mp
			Q_6 25,64 Mp

Riegel 5.06

G	6.80	Mp	
G_1	1,36	"	
G	8,16 + 18.66		G 26,82 Mp
P	4,98 + 6.98		P 11,96 "
			Q_5 38,78 Mp

gewählt S – 1 – 111 – 3

145

Riegel 4.06 $G = 6.80$ Mp

$G_1 = 1{,}36$ "

$G = 8{,}16 + 26.82$ $G = 34{,}98$ Mp

$P = 4.98 + 11{,}96$ $P = 16{,}94$ "

$Q_4 = 51{,}92$ Mp

Riegel 3.06 $G = 6.80$ Mp

$G_1 = 1{,}36$ "

$G = 8{,}16 + 34.98$ $G = 43{,}14$ Mp

$P = 4{,}98 + 16{,}94$ $P = 21{,}92$ "

$Q_3 = 65{,}06$ Mp

gewählt S 1-112-2

Riegel 2.06 $G = 6.80$ Mp

$G_1 = 1{,}36$ "

$G = 8.16 + 43.14$ $G = 51{,}30$ Mp

$P = 4{,}98 + 21{,}92$ $P = 26{,}90$ Mp

$Q_2 = 78{,}20$ Mp

Reihen B - 3,19

C - 3,19

Riegel 1.06 $G = 6.80$ Mp

$G_1 = 1{,}36$ "

$G = 8{,}16 + 51.30$ $G = 59{,}46$ Mp

$P = 4{,}98 + 26{,}90$ $P = 31{,}88$ "

$Q_1 = 91{,}34$ Mp

S 1-113-2

Achsen B – 8,14
C – 8,14

Riegel 1.06 G = 8,35 kp
G = 1,36 "

G = 9,71 + 51,30 G = 61,01 kp
P = 1,81 + 31,88 P = 33,69 "

Q_1 = 94,70 kp

gewählt S 1 – 113 – 2

Achsen B – 10,12
C – 10,12

G_1 = 2 · 1,36 = 2,72 + 51,30 G = 54,02 kp
P = 0 + 31,88 P = 31,88 kp

Q_1 = 85,90 kp

gewählt S 1 – 163 – 1

Zusammenstellung der Riegelauflagerdrücke

im Kellergeschoß

Achse		A_g	A_p	A_f	B_g	B_p	B_f
AB, 4	l	4.79	6.40	11.19	3.92	5.04	8.96
	r	4.79	6.08	10.88	3.92	5.04	8.92
	4	9.58	12.49	22.07	7.84	10.04	17.88
AB, 7	l	5.70	6.16	11.86	4.65	5.60	10.25
	r	6.17	7.25	13.42	5.05	5.93	11.00
	7	11.87	13.41	25.28	9.70	11.53	21.25
AB 20	l	4.65	4.03	8.68	3.80	3.16	6.96
	r	4.65	4.03	8.68	3.80	3.16	6.96
	20	9.30	8.06	17.36	7.60	6.32	13.92
CD 3	l	7.32	6.06	13.38	3.46	4.54	7.94
	r	7.32	6.78	14.10	3.46	5.02	8.42
	3	14.64	12.84	27.48	6.80	9.56	16.36
CD 11	l	9.36	4.26	13.62	5.44	1.81	7.25
	r	9.36	4.24	13.60	5.44	1.81	7.25
	11	18.72	8.48	27.20	10.88	3.62	14.50
		Rückeingegeben			1.50	Tp	
BC 3	l	2.03	2.09	4.12	2.03	2.09	4.12
	r	2.03	2.09	4.12	2.03	2.09	4.12
	3	4.06	4.18	8.24	4.06	4.18	8.24

Zusammenstellung der Achsbelastungen aus dem Kellergeschoß

Achse A:

	G =	9,58 Mp
Eigengewicht		1,50 "
	G =	11,10 Mp
	Q =	25,28 Mp
Eigengewicht		1,50 "
	Q =	26,80 Mp
abzüglich	G =	11,10 "
	P =	15,70 Mp

Achse B:

	G =	7,60 Mp
Eigengewicht		1,50 "
		4,16 "
	G =	13,20 Mp
	Q =	21,25 Mp
Eigengewicht		1,50 "
		8,24 "
	Q =	31,00 Mp
abzüglich	G =	13,20 "
	P =	17,80 Mp

Achse C:

G = 6.80 Mp

Eigengewicht 1.32 "

4.06 "

G = 12,40 Mp

Q = 16.36 Mp

Eigengewicht 1.32 "

8.24 "

Q = 26,10 Mp

abzüglich B = 12.40 "

P = 13,70 Mp

Achse D:

G = 14.64 Mp

Eigengewicht 1.50 "

G = 16,20 Mp

Q = 27.48 Mp

Eigengewicht 1.52 "

Q = 29,00 Mp

abzüglich G = 16.20 "

P = 12,80 Mp

Nachweis der Kellerstützen

Achse A – 2, 4, 7, 15, 18, 20

D – 2, 4, 7, 15, 18, 20

Lastanteil Kellergesch: G = 16.20 Mp + 56.72 = 72,92 Mp

P = 12.80 Mp + 31.81 = 44,61 Mp

Q_o = 117,53 Mp

gewählt: S 1 – 233 – 1

Achse A – 11

D – 11

Lastanteil Keller: G = 16.20 Mp + 53.84 = 70,04 Mp

P = 12.80 " + 26.85 = 39,65 "

Q_o = 109,70 Mp

gewählt S 1 – 233 – 1

Achse A – 9, 13

D – 9, 13

Lastanteil Keller: G = 16.20 + 51.60 = 67,80 Mp

P = 12.80 + 26.85 = 39,65 "

Q_o = 107,45 Mp

gewählt S 1 – 233 – 1

Achse A – 3,19

D – 3,19

Last auf die Rolle G = 16,20 + 135,62 = 151,82 Mp

P = 12,80 + 73,29 = 86,09 Mp

Q_o = 237,91 Mp

gewählt | S 1-233-1 |

Achse A – 8,14

D – 8,14

Last auf die Rolle G = 16,20 + 131,76 = 147,96 Mp

P = 12,80 + 66,93 = 79,73 Mp

227,69 Mp

gewählt | S 1-233-1 |

Achse A – 10,12

D – 10,12

Last auf die Rolle: G = 16,20 + 119,66 = 135,86 Mp

P = 12,80 + 61,78 = 74,58 Mp

210,44 Mp

gewählt | S 1-233-1 |

Achse B - 2, 4, 7, 15, 18, 20

C - 2, 4, 7, 15, 18, 20

Lastanteil Keller G = 13,20 + 73,36 = 86,56 Mp

P = 17,80 + 41,21 = 59,01

Q_0 = 145,57 Mp

gewählt | S 1 - 233 - 1 |

Achse B - 9, 13

C - 9, 13

Lastanteil Keller G = 13,20 + 65,88 = 79,19 Mp

P = 17,80 + 34,73 = 52,53

Q_0 = 131,72 Mp

gewählt | S 1 - 233 - 1 |

Achse B - 11

C - 11

Lastanteil Keller G = 13,20 + 69,73 = 82,93 Mp

P = 17,80 + 34,73 = 52,53

Q_0 = 135,47 Mp

gewählt | S 1 - 233 - 1 |

Achse B – 3,19

C – 3,19

Lastanteil Keller G = 13.20 + 58.46 = 72,66 Mp

P = 17.80 + 31.88 = 49,68 Mp

Q_v = 122,34 Mp

gewählt S 1-233-1

Achse B – 8-14

C – 8,14

Lastanteil Keller G = 13.20 + 61.01 = 74,21 Mp

P = 17.80 + 33.69 = 51,49 "

Q_v = 125,70 Mp

gewählt S 1-233-1

Achse B – 10,12

C – 10,12

Lastanteil Keller G = 13.20 + 54.02 = 67,22 Mp

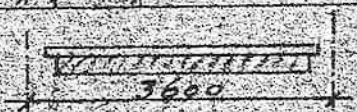
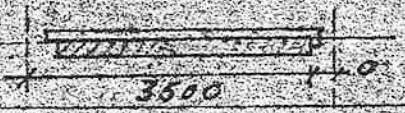
P = 17,80 + 31.88 = 49,68 "

Q_v = 116,90 Mp

gewählt S 1-233-1

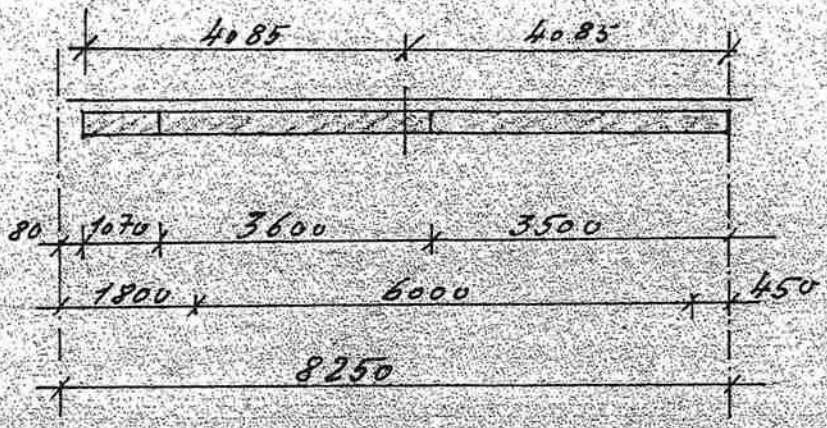
Für Bemaßung der Flächen und Tragkonstruktionen der stahlbauenden Handwerker werden für die zur Verwendung kommenden Fertigteile die vorgesehenen Abmessungen herangezogen.

Element Nr.	Bezeichnung	Stahlbau Abmessungen
302	M 341-270-000	3600
301	M 332-110-000	2400
313	M 345-330-000	3600
314	M 312-410-000	1600
~~315~~	M 320-017-000	20 x 1780
~~316~~	M 320-018-000	20 x 1780
~~317~~	M 320-017-500	390 x 1410
318	M 320-018-500	390 x 1410
319	M 350-025-000	5 x 145
340	M 341-220-063	2285 x 870 x 445 x 615
327	M 332-110-008	470 x 1460 x 470 x 520
~~328~~	M 332-110-009	470 x 1460 x 470 x 520

Skizzen Nr.	Bezeichnung	
A-13-231-51	Giebelaxe	
A-13-511-11	Giebel Normal	
	Giebel-Ende	

Ermittlung der Trägheitsmomente der stabilisierenden Wandscheiben

Achse 1,21 ; A-B u. CD

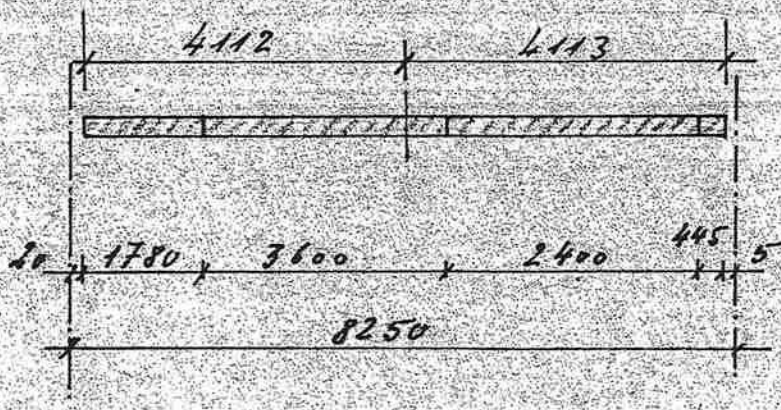


b = 150 d = 8170

F = 0,15 · 8,17 = 1,225 m²

J = 0,15 · 8,17³ / 12 = 6,80 m⁴

Achse 6,16 ; A-B u. CD



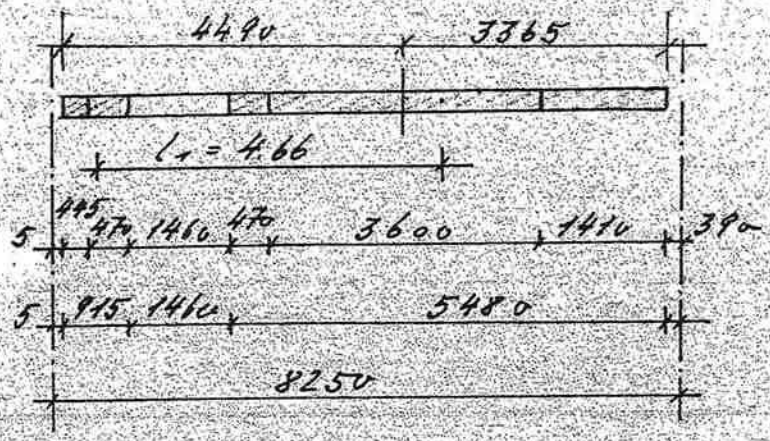
b = 190 d = 8225

F = 0,19 · 8,225 = 1,56 m²

J = 0,19 · 8,225³ / 12 = 8,87 m⁴

Achse 5 + 17, C-D

Nach Rosman: „Stadtscheiben mit beliebig vielen Öffnungsreihen" folgt:



$d = 190$ $l_1 = 915$ $l_2 = 5480$

$F_1 = 0{,}19 \cdot 0{,}915 =$ $0{,}174$ m^2

$F_2 = 0{,}19 \cdot 5{,}48 =$ $1{,}11$ m^2

$J_1 = 0{,}19 \cdot 0{,}915^3/12 =$ $0{,}0122$ m^4

$J_2 = 0{,}19 \cdot 5{,}48^3/12 =$ ~~4,20~~ 2,62 m^4

~~4,2122~~ m^4

2,63

$J_D = 0{,}19 \cdot 0.52^3/12 =$ $0{,}00224$ m^4

$1 + 2{,}8 \left(\frac{0.52}{2.80}\right)^2 =$ 1.096

$J_p = 0.00224 / 1.096 =$ 0.00205 m^4

$\Sigma J =$ ~~4,2122~~ 2,63 m^4

$l_1 = \frac{0{,}915 + 5{,}48}{2} + 1.46 =$ 4.66 m

14

Koeffizienten der Matrix

$$\frac{l_1^2}{\Sigma J} = \frac{4.66^2}{4,2122} = 5,15$$

$$\frac{1}{F_1} = \frac{1}{0,174} = 5,76$$

$$\frac{1}{F_2} = \frac{1}{1,11} = 0,90$$

$$\frac{b_1^3 \cdot l_2}{4 J_p \cdot H^2} = \frac{1,46^3 \cdot 2,80}{4 \cdot 0.00205 \cdot 23,10^2} = 2,01$$

$$\delta_{11} = 13,82$$

$$-\Delta_{1P} = \frac{l_1}{\Sigma J} \cdot \varkappa \mathfrak{M}_4 = \frac{4.66}{4,2122} \cdot \varkappa \mathfrak{M}_4 = 1,105 \cdot \varkappa \mathfrak{M}_4$$

also $T \cdot \delta_{11} = -\Delta_{1P}$ usw.:

$$\boxed{T = -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} = \frac{1,105 \cdot \varkappa \mathfrak{M}_4}{13,82} = \underset{\sim(0,105)}{0.08} \cdot \varkappa \mathfrak{M}_4}$$

Die Ermittlung des Ersatzträgheitsmoments J_E einer Vollwandscheibe erfolgt aus der Gleichsetzung der Verformung durch Angriff einer Einheitskraft am oberen Scheibenende:

$$y_E = y_{H0}$$

$$\frac{P \cdot H^3}{3 E J_E} = \frac{H^2}{3 E \Sigma J} \left(P \cdot H - T \cdot L_1 \right)$$

$$T = 0.08 \cdot \varkappa R_H = 0.08 \cdot P H$$

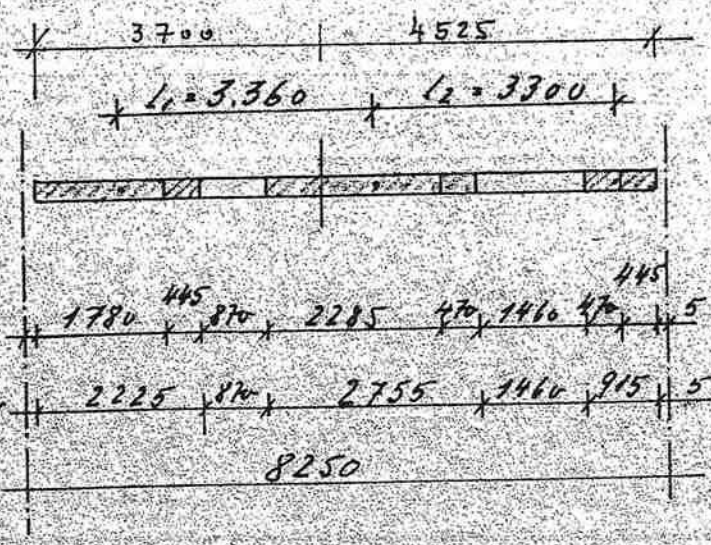
$$\frac{P \cdot H^3}{3 E J_E} = \frac{P H^3}{3 E \Sigma J} \left(1 - L_1 \cdot 0.08 \right)$$

$$J_E = \frac{\Sigma J}{1 - L_1 \cdot 0{,}08} = \frac{2{,}63}{1 - 4.66 \cdot 0.08} = 5{,}16 \text{ m}^4$$

$$J_E = \frac{0{,}19 \cdot d_E^3}{12} = 6{,}70 \text{ m}^4$$

$$d_E = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 6.70}{0{,}19}} = 7{,}50 \text{ m}$$

Achse 5, C-D ÷ 17, A-B



$d = 190$ $l_1 = 2,225$ $l_m = 2755$ $l_r = 915$

$F_1 = 0,19 \cdot 2.225 = 0,423\ m^2$

$F_2 = 0,19 \cdot 2,755 = 0.523\ m^2$

$F_3 = 0,19 \cdot 0,915 = 0,174\ m^2$

$J_1 = 0,19 \cdot 2.225^3/12 = 0,176$

$J_2 = 0,19 \cdot 2,755^3/12 = 0,332$

$J_3 = 0,19 \cdot 0,915^3/12 = 0,0122\ m^4$

$0,5202\ m^4$

$J_{R1} = 0,19 \cdot 0.115^3/12 = 0,0037\ m^4$

$14,2,8 \left(\frac{0.015}{2.80}\right)^2 = 1,135$

$J_{p1} = 0.0037 / 1,135 = 0.0033\ m^4$

$$J_{R2} = 0{,}19 \cdot 0.52^3/12 = 0.00224 \ m^4$$

$$\mu = 2.8\left(\frac{0.52}{2.80}\right)^2 = 1.096$$

$$J_{p2} = 0.00224 / 1.096 = 0.00205 \ m^4$$

$$\Sigma J = 0{,}5202 \ m^4$$

$$L_1 = \frac{2.225 + 2.755}{2} + 0.87 = 3{,}36 \ m$$

$$L_2 = \frac{2.755 + 0.915}{2} + 1.46 = 3{,}30 \ m$$

Koeffizienten der Matrix

$$\frac{L_1^2}{\Sigma J} = \frac{3.36^2}{0.5202} = 21{,}700$$

$$\frac{1}{F_1} = \frac{1}{0.423} = 2{,}360$$

$$\frac{1}{F_2} = \frac{1}{0.523} = 1{,}915$$

$$\frac{b_1^3 \cdot L}{4 J_{p1} \cdot H^2} = \frac{0.87^3 \cdot 2.80}{4 \cdot 0.0033 \cdot 23.10^2} = 0{,}263$$

$$\delta_{11} = 26{,}24$$

$$\frac{L_1 \cdot L_2}{\Sigma J} = \frac{3.36 \cdot 3.30}{0.5202} = 21{,}30$$

$$\frac{1}{F_2} = - 1.915$$

$$\delta_{12} = 19{,}38$$

$$\frac{l_2^2}{\Sigma J} = \frac{3.30^2}{0.5202} = 21.00$$

$$\frac{1}{F_2} = 1.915$$

$$\frac{1}{F_{3.}} = \frac{1}{0,174} = 5,75$$

$$\frac{b_2^3 \cdot l_2}{4 J_{p_2} \cdot H^2} = \frac{1.46^3 \cdot 2.80}{4 \cdot 0.00205 \cdot 23.10^2} = 2.01$$

$$\delta_{22} = 30,68$$

$$-\Delta_{1p} = \frac{l_1}{\Sigma J} \cdot x_{H_4} = \frac{3,36}{0.5202} \cdot x_{H_4} = 6.45 \; x_{H_4}$$

$$-\Delta_{2p} = \frac{l_2}{\Sigma J} \cdot x_{H_4} = \frac{3.30}{0.5202} \cdot x_{H_4} = 6.34 \cdot x_{H_4}$$

I. $26.24 \cdot T_1 + 19.38 \cdot T_2 = 6.45 \; x_{H_4}$

II. $19.38 \; T_1 + 30.68 \; T_2 = 6.34 \; x_{H_4}$

$-26.24 \; T_1 - 40.80 \; T_2 = -8.6 \; x_{H_4}$ II $\left(-\frac{19.38}{19.38}\right)$

$-21,42 \; T_2 = -2,15 \; x_{H_4}$

$$\boxed{T_2 = 0,1 \cdot x_{H_4}}$$

$26.24 \cdot T_1 + 1,938 \; x_{H_4} = 6,45 \cdot x_{H_4}$

$26.24 \; T_1 = 4,51 \; x_{H_4}$

$$\boxed{T_1 = 0,171 \; x_{H_4}}$$

Ermittlung des Trägheitsmomentes J_E

$$\frac{p \cdot H^3}{3 \cdot J_E \cdot E} = \frac{H^2}{3 E \Sigma J} \left(p \cdot H - T_1 \cdot l_1 - T_2 \cdot l_2 \right)$$

$$T_1 = 0{,}171 \cdot \varkappa \mathcal{H}_H = 0{,}171 \cdot p \cdot H$$

$$T_2 = 0{,}1 \cdot \varkappa \mathcal{H}_H = 0{,}1 \cdot p \cdot H$$

$$\frac{p \cdot H^3}{3 E J_E} = \frac{p \cdot H^3}{3 E \cdot \Sigma J} \left(1 - 0{,}171 \cdot l_1 - 0{,}1 \cdot l_2 \right)$$

$$= \frac{p \cdot H^3}{3 E \Sigma J} \left(1 - 0{,}171 \cdot 3.36 - 0{,}1 \cdot 3.30 \right)$$

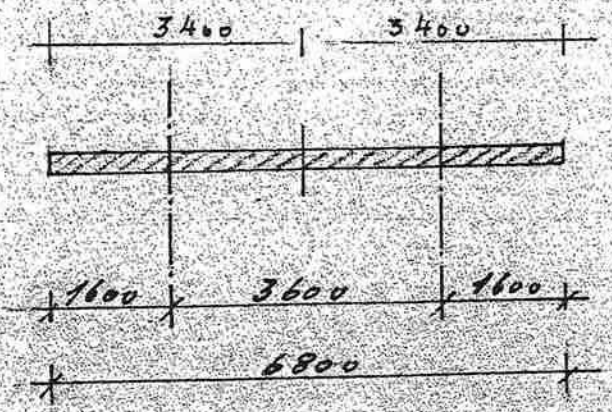
$$\frac{p \cdot H^3}{3 E J_E} = \frac{p \cdot H^3}{3 E \Sigma J} \cdot 0.095$$

$$J_E = \frac{\Sigma J}{0.095} = \frac{0.522}{0.095} = 5{,}50 \text{ m}^4$$

$$d_E = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 5{,}50}{0{,}19}} = 7{,}03 \text{ m}$$

Achse B, 5-6 u. C, 5-6

B, 16-17 C, 16-17



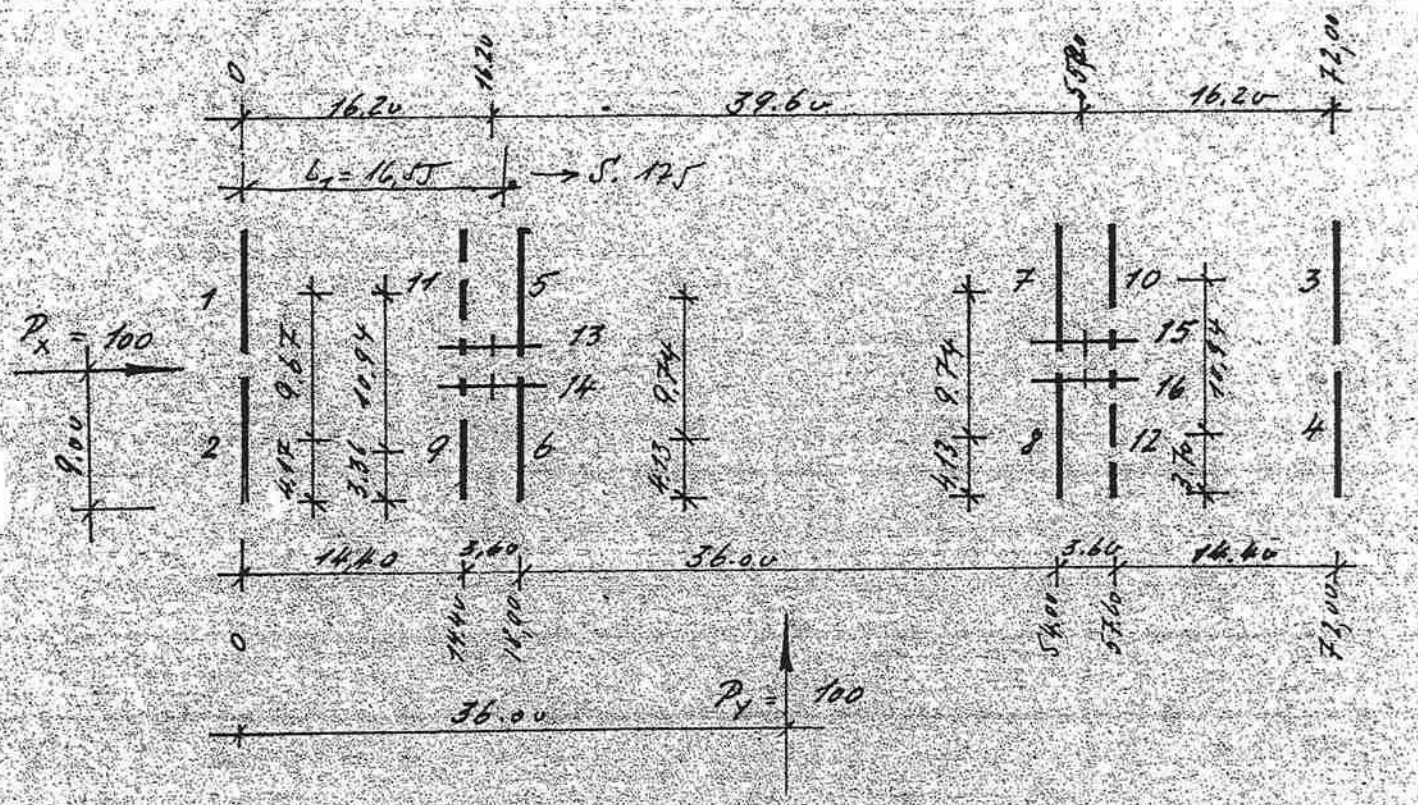
b = 190 d = 680

F = 0,19 · 6,80 = 1,29 m²

J = 1,19 · 6,80³/12 = 4,98 m⁴

Verteilung der Horizontalkräfte

nach Stiller, Betonu. Stahlbeton Heft 2, 1965



Ausrechnungswerte und Koordinaten der Scheiben

Scheibe	Trägheitsmomente		Mittelpunktskoordinaten	
	J_x	J_y	x_M	y_M
1			0	13,84
2			0	4.17
3			72.00	13.84
4			72.00	4.17
5			18.00	13.87
6			18.00	4.13
7			54.00	13.87
8			54.00	4.13
9			14.40	3.36
10			57.60	14,64
11			14.40	14,30
12			57.60	3.70
13			16.20	10.20
14			16.20	7.80
15			55.80	10.20
16			55.80	7.80

Scheibe	x_s	y_s	Q_x		Q_y		$y_s^2 \cdot J_y$	$x_s^2 \cdot J_x$
			J_y	$-y_s \cdot J_y$	J_x	$x_s \cdot J_x$		
1	0	13.84	0	0	6.90	0	0	0
2	0	4.17	0	0	6.90	0	0	0
3	72.00	13.84	0	0	6.90	497	0	35 800
4	72.00	4.17	0	0	6.90	497	0	35 800
5	18.00	13.87	0	0	8.87	160	0	2 880
6	18.00	4.13	0	0	8.87	160	0	2 880
7	54.00	13.87	0	0	8.87	480	0	25 950
8	54.00	4.13	0	0	8.87	480	0	25 950
9	14.40	3.36	0	0	6.70	96,5	0	1 390
10	57.60	14.64	0	0	6.70	386	0	12 200
11	14.40	14.30	0	0	5.50	79.4	0	1140
12	57.60	3.70	0	0	5.50	316	0	182 00
13	16.20	10.20	4.98	− 50,90	0	0	520	0
14	16.20	7.80	4.98	− 38.80	0	0	303	0
15	56.80	10.20	4.98	− 50.90	0	0	520	0
16	56.80	7.80	4.98	− 38.80	0	0	303	0
			19,92 · u	−179,40 · v	87,48 · v	3152 · v	1646	172190

173836 · v

151

Gleichgewichtsbedingungen für $P_y = 100$

	u	v	ϑ	Belast. Gl.	
I.	19,92	0	−179,40	0	$\Sigma X = 0$
II.	0	87,48	3152	100	$\Sigma Y = 0$
III.	−179,40	3152	173836	3600	$\Sigma M = 0$

I. $u = \frac{179{,}40 \cdot \vartheta}{19{,}92} = 9{,}02 \cdot \vartheta$

II. $v = \frac{100 - 3152 \cdot \vartheta}{87{,}48} = 1{,}143 - 36{,}0 \cdot \vartheta$

III. $-179{,}40 \cdot 9{,}02 \cdot \vartheta + 3152\,(1{,}143 - 36{,}0 \cdot \vartheta) + 173836 \cdot \vartheta = 3600$

$-1615 \cdot \vartheta + 3610 - 113000 \cdot \vartheta + 173836 \cdot \vartheta = 3600$

$59221 \cdot \vartheta = \sim 0$

$\underline{\underline{\vartheta = 0}}$

$\underline{\underline{u = 0}}$

$\underline{\underline{v = 1{,}143}}$

136

Scheibenquerkräfte

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 6{,}80 \cdot 1{,}143 = 7{,}90 \quad (8{,}19)$$

$$Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = 8{,}87 \cdot 1{,}143 = 10{,}15 \quad (10{,}50)$$

$$Q_9 = Q_{10} = 6{,}70 \cdot 1{,}143 = 7{,}67 \quad (5{,}16) \quad (6{,}14)$$

$$Q_{11} = Q_{12} = 5{,}50 \cdot 1{,}143 = 6{,}30 \quad (6{,}54)$$

Probe: $4 \cdot 7{,}90 + 4 \cdot 10{,}15 + 2 \cdot 7{,}67 + 2 \cdot 6{,}30$

$= 31{,}60 + 40{,}60 + 15{,}34 + 12{,}60 = 100{,}14$ Mp

~ 100

Damit ergeben sich die Hauptbreiten für die aussteifenden Wandscheiben zu:

$$b_1 = b_3 = \frac{2 \cdot 7{,}90 \cdot 72{,}0}{100} \cong \sim 11{,}2 \text{ m} \quad (11{,}8)$$

$$b_2 = \frac{4 \cdot 10{,}15 + 2(7{,}67 + 6{,}30)}{100} \cdot 72{,}0 \cong 50{,}0 \text{ m} \quad (48{,}5)$$

Die Längsscheiben werden zu gleichen Teilen zur Aufnahme der Horizontalkräfte in Längsrichtung herangezogen.

(18.1

Die Scheibenquerkräfte der durchbrochenen Wandscheiben 9, 10 und 11, 12 werden auf die Teilscheiben wie folgt aufgeteilt:

Wandscheibe 9, 10: $Q_9 = Q_{10} \cdot 7.67$

Teilscheiben 1+2

$J_1 = 0.19 \cdot 0.915^3/12 = 0.012 \ m^4$

$J_2 = 0.19 \cdot 5.48^3/12 = 2.610 \ m^4$

$\Sigma J = 2.622 \ m^4$

$Q_9^1 = Q_{10}^1 = 7.67 \cdot \frac{0.012}{2.622} = 0.05$

$Q_9^2 = Q_{10}^2 = 7.67 \cdot \frac{2.610}{2.622} = 7.62$

7.67

Wandscheibe 11, 12: $Q_{11} = Q_{12} \cdot 6.30$

Teilscheiben 1+2+3

$J_1 = 0.19 \cdot 2.225^3/12 = 0.174 \ m^4$

$J_2 = 0.19 \cdot 2.155^3/12 = 0.368 \ m^4$

$J_3 = 0.19 \cdot 0.915^3/12 = 0.012 \ m^4$

$\Sigma J = 0.554$

$Q_{11}^1 = Q_{12}^1 = 6.30 \cdot \frac{0.174}{0.554} = 1.74$

$Q_{11}^2 = Q_{12}^2 = 6.30 \cdot \frac{0.368}{0.554} = 4.19$

$Q_{11}^3 = Q_{12}^3 = 6.30 \cdot \frac{0.012}{0.554} = 0.37$

6.30

Zusammenstellung der die Stabilität gebenden Riegel und Wandscheiben

a) Der Einfluß der Längswandscheiben wird vernachlässigt.

b) Riegel (in der Reihenfolge der Riegelnumerierung)

I. Für Querrichtung

Geschoß	$H_{Si} = \frac{\Sigma G_i}{1000 \cdot \text{Anzahl d. Achsen} \cdot \text{Achsabstand}}$ [Mp/m]
7.	→ S. 124 → S. 127 $2 \cdot 9 \cdot 11.55 + 2 \cdot 6 \cdot 27.89 + 2 \cdot 9 \cdot 13.58 + 2 \cdot 6 \cdot 10.83$ $= 208 + 335 + 244 + 130 = 917$ Mp $H_{S7} = \frac{917}{1000} \cdot \frac{1}{15 \cdot 3.60} = 0,17$ Mp/m 55(72)*
6	$2 \cdot 9 \cdot 24.58 + 2 \cdot 6 \cdot 58.19 + 2 \cdot 9 \cdot 28.67 + 2 \cdot 6 \cdot 22.47$ $= 432 + 517 + 700 + 270 = 1919$ Mp $H_{S6} = \frac{1919}{1000 \cdot 15 \cdot 3.60} = 0,34$ Mp/m.
5	$2 \cdot 9 \cdot 37.51 + 2 \cdot 6 \cdot 81.49 + 2 \cdot 9 \cdot 43.76 + 2 \cdot 6 \cdot 34.31$ $= 675 + 1060 + 790 + 412 = 2937$ Mp $H_{S5} = \frac{2937}{1000 \cdot 15 \cdot 3.60} = 0,54$ Mp/m
→ S. 159 4	64,86* $2 \cdot 9 \cdot 30.44 + 2 \cdot 6 \cdot 118,79 + 2 \cdot 9 \cdot 58.85 + 2 \cdot 6 \cdot 45.75$ $= 910 + 1428 + 1060 + 550 = 3948$ Mp $H_{S4} = \frac{3948}{1000 \cdot 15 \cdot 3.60} = 0,73$ Mp/m
3	$2 \cdot 9 \cdot 63.37 + 2 \cdot 6 \cdot 149.09 + 2 \cdot 9 \cdot 73,84 + 2 \cdot 6 \cdot 57.39$ $= 1140 + 1790 + 1330 + 690 = 4950$ Mp $H_{S3} = \frac{4950}{1000 \cdot 15 \cdot 3.60} = 0,92$ Mp/m

$H_{S4} = 0,73$ Mp/m
$W_4 = 0,26$ "
$H_{S4} + W_4 = 0,99$ Mp/m
$W_4 = 0,091 \cdot 2,8$ m

Gerbsp

2 : $2 \cdot 9 \cdot 76.30 + 2 \cdot 6 \cdot 178.39 + 2 \cdot 9 \cdot 89.03 + 2 \cdot 6 \cdot 68.03$

$= 1370 + 2160 + 1600 + 830 = 5960$ kp

$H_{S2} = \frac{5960}{100 \cdot 15 \cdot 3.60} = 1.10$ kp/m

1 : $8 \cdot 6 \cdot 89,23 + 2 \cdot 1 \cdot 81.26 + 2 \cdot 2 \cdot 78.02 + 2 \cdot 2 \cdot 208,69$

$+ 2 \cdot 2 \cdot 199,43 + 2 \cdot 2 \cdot 182,11 + 2 \cdot 6 \cdot 104,12$

$+ 2 \cdot 2 \cdot 91,75 + 2 \cdot 1 \cdot 95,49 + 2 \cdot 2 \cdot 80.67 + 2 \cdot 2 \cdot 78,78$

$+ 2 \cdot 2 \cdot 71,75$

$= 1070 + 162 + 316 + 836 = 2384$

$+ 800 + 730 + 1250 = 2780$

$+ 367 + 191 + 322 + 320 + 287 = 1487$

6651

$H_{S1} = \frac{6651}{100 \cdot 15 \cdot 3.60} = 1,23$ kp/m

Keller : $12 \cdot 135 + 4 \cdot 253 + 4 \cdot 243 + 4 \cdot 225 + 6 \cdot 125$

$+ 12 \cdot 134 + 8 \cdot 134 + 6 \cdot 143 + 4 \cdot 125 +$

$= 1620 + 1016 + 970 + 900 + 750 = 5256$

$+ 1850 + 1070 + 866 + 500 = 4286$

9530

$H_{S3} = \frac{9530}{100 \cdot 15 \cdot 3.60} = 1.75$ kp/m

* Prüfbemerkung: Im Vergleich zu den Lasten auf S. 124 sind die vorgegebenen Lasten geringer. Da jedoch mit $L = 55\,m < 72$ gerechnet wurde, werden infolge der vorh. Reserve die angegebenen Lasten als zutreffend unterstellt. Es wird vorausgesetzt, daß die Scheiben keine Stabilisierungskräfte in Gebäudequerrichtung erzeugen.

5. Für Säulenrichtung

Geschoß	
7:	$H_{S7} = 0{,}17 \frac{72.00}{14.40} = 0.85$ Mp/m
	aus Eigengewicht d. Überzüge u. Wände
	$\frac{\sim 6 \cdot 0{,}20 \cdot 1{,}80 \cdot 2.5}{100} = 0.09$ "
	$H_{S7} = 0{,}94$ Mp/m
6:	$H_{S6} = 0{,}36 \frac{72.00}{14.40} = 1.80$ Mp/m
	$+ 0.09$ "
	$H_{S6} = 1{,}89$ Mp/m
5:	$H_{S5} = 0.54 \frac{72.00}{14.40} = 2.70$ "
	$+ 0.09$ "
	$H_{S5} = 2{,}79$ "
4:	$H_{S4} = 0{,}73 \frac{72.00}{14.40} = 3.70$ "
	$+ 0{,}09$ "
	$H_{S4} = 3.79$ "
3:	$H_{S3} = 0.92 \frac{72.00}{14.40} = 4.60$ "
	$+ 0.09$ "
	$H_{S3} = 4.69$ "
2:	$H_{S2} = 1.10 \frac{72.00}{14.40} = 5{,}50$ "
	$+ 0.09$ "
	$H_{S2} = 5{,}59$ "
1:	$H_{S1} = 1.23 \frac{72.00}{14.40} = 6{,}15$ "
	$+ 0.09$ "
	$H_{S1} = 6{,}24$ "
0:	$H_{S0} = 1.75 \cdot \frac{72.00}{14.40} = 8.75$
	$+ 0.09$

Zusammenstellung der Schnittkräfte aus Horizontalbeanspruchung pro Lfdm

Decke über Geschoß	Ordin. in ± 0	h_6	Wind $c(p_3+p_D)$			Erddruck		Stabilisierung in Querrichtg		Stabilisierung in Längsrichtg		Gesamtbeanspruchung in Querrichtung			Gesamtbeanspruchung in Längsrichtung		
			H/m 1	M/m 2	Q/m 3	H/m 4	M/m 5	H/m 6	M/m 7	H/m 8	M/m 9	H/m	M/m	Q/m	H/m	M/m	Q/m
			~0,30														
7.	19.60	2.80	0.41	0.085	0,10	–	–	0,17	0,48	0.84	2.64	0,58	0,57	0,27	1.35	2,73	1.04
6	16.80	2.80	0,27	0.84	0.30	–	–	0,36	1.01	1.89	5.30	0,63	1.85	0.66	2,16	6,14	2,19
5.	14.00	2.80	0,26	2.66	0.50	–	–	0.54	1.51	2.79	8.85	0,80	4,17	1.04	3,05	11,51	3,29
4.	11.20	2.80	0,26	4.76	0.68	–	–	0.73	2.04	3.78	10.60	0,99	6,80	1,41	4,05	15,36	4,47
3.	8.40	2.80	0.24	7,70	0.85	–	–	0.92	2.58	4.69	13,10	1,16	10,28	1,77	4,93	20.80	5,54
2.	5.60	2.80	0,22	11,20	1.00	–	–	1.10	3.08	5.59	16.75	1.32	14.28	2.10	5,81	27,95	6.59
1.	2.80	2.80	0.22	15,40	1,15	–	–	1.23	3.44	6.24	17,90	1.45	18.84	2.37	6,46	33,30	7.39
Keller	0	3.50	0.29	19,60	1.30	1,33	0	1.75	6,30	8.84	31.80						
OK Fund.	-3.60			26.60	1.30	1,75	3.30										
			Decken scheiben	Wand scheiben					= $H \cdot \beta_s$		= $H \cdot k_s$	1+4+6	2+5+7	3+4+6	1+4+8	2+5+9	3+4+8

160.-

Zur Berücksichtigung der Schubkraftanteile aus Wind auf die Aussteifungsscheiben im 8. Geschoß wird angesetzt:

$$H = 1.4 \cdot 0{,}080 \cdot 4.0 \cdot 6.80 = 3.0 \text{ Mp / Wohn.-Raum}$$

UK Gesch.	X	$M_W = 3.0 \cdot x$	M_W-Anteil für die Achsen 5, 6, 7, 8	9, 10	11, 12
8	2.0	6.0	2.0	1.5	1.0
7	4.80	14.4	4.0	3.0	3.0
6	7,60	22.8	7.0	5.0	4.0
5	10,40	31.2	10.0	7.0	6.0
4	13,20	39.6	12.0	9.0	7.5
3	16,00	48.0	14.0	11.0	9.0
2	18.80	56.5	17.0	13.0	10,5
1	21,60	65.0	19.0	15.0	12.0
0	25.20	75,50	22.4	17.0	14.0

$$\Sigma Q = 10{,}15 + 10{,}15 + 7.67 + 6.30 = 34{,}27$$

$$W_5 = W_6 = M_W \frac{10.15}{34.37} = 0.296 \cdot M_W$$

$$W_9 = M_W \frac{7.67}{34.37} = 0.224 \cdot M_W$$

$$W_{11} = M_W \frac{6.30}{34.37} = 0.184 \cdot M_W$$

Biegeknicknachweise der 3-gelenkigen Hälften im Bereich der Achsen 7-15 im 7. Geschoß

Durch Anordnung der Dehnungsfugen in der Halbdecke Achse 7, 11 u. 15 wird diese Decke in 4 Teilscheiben geteilt. Die Teilscheiben der Achsen 1-7 u. 15-21 werden durch die stabilisierenden Wandscheiben aufgenommen. Die Teilscheiben der Achsen 7-11 u. 11-15 belasten die 3-gelenkigen Hälften der Gerbone 5-7, deren letzter Gerber als Kopfauflager nachgewiesen wird:

Lastannahmen:

Hälftenlasten 7.06:

		Achsen:
2 · 4 · 9,68	= 77,5 Mp	A+D; 7, 9, 11, 13, 15
2 · 4 · 12,82	= 103,0 Mp	B+C; 7, 9, 11, 13, 15
2 · 4 · 23,54	= 188,0 Mp	A+D; 8, 10, 12, 14
2 · 4 · 10,50	= 84,0 Mp	B+C; 8, 10, 12, 14
	G ≈ 431,0 Mp	

2 · 4 · 1,85	= 14,8 Mp	
2 · 4 · 2,43	≈ 19,5 Mp	wie vor
2 · 4 · 4,23	= 33,8 Mp	
2 · 4 · 2,00	= 16,0 Mp	
	P ≈ 81,0 Mp	
	Q = 512,0 Mp	

Stabilisierungslasten aus Satteldecke:

$$H_g = \frac{431.v}{100 \cdot 7} = 0.62 \text{ Mp / Querachse}$$

$$H_p = \frac{81.v}{100 \cdot 7} = 0,12$$

$$H_g = 0,74 \text{ Mp / Querachse}$$

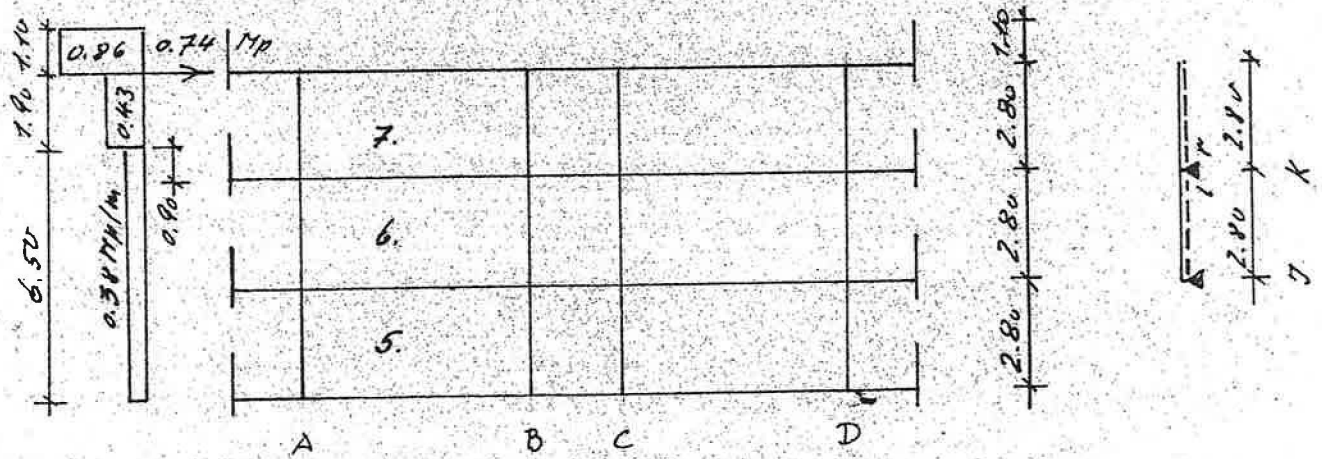
*) da erf. Mindestbewehrung < vorh. Bew. belassen.

Windlasten:

$$H_1 = \frac{2.(0.065 + 0.049) \cdot 8 \cdot 3.60}{7*} = \overset{(0,94)}{0,86} \text{ Mp/m} \cdot \text{Querachse} \quad *)$$

$$H_2 = 0.86/2 = 0,43 \text{ Mp/m} \cdot \text{Querachse}$$

$$H_3 = \frac{(0,052 + 0.039) \cdot 8 \cdot 3.60}{7} = 0,38 \text{ Mp/m} \cdot \text{Querachse}$$



$$M_k = 0.86 \cdot 1.10 \cdot 3.35 + 0,74 \cdot 2.80 + 0.43 \cdot 1.90 \cdot 1.85 + 0,38 \cdot 0.90^2/2$$

$$= 3.16 + 2,10 + 1.51 + 0,15$$

$$= 6,92 \text{ Mpm}$$

$$J = 0,38 \cdot 2.80/2 - 6,92/2.80$$

$$= 0,53 - 2,47 = -1,94 \text{ Mp}$$

v. Reibung in Windrichtung trotz Dehnungsfuge

163

K_l = 0.53 + 2.47 = + 3,00 Mp

K_r = 0,86 · 1,10 + 0,74 + 0,43 · 1.90 + 0.38 · 0.90

= 0,95 + 0,74 + 0.82 + 0.34 = +2,85 Mp

K = +5,85 Mp

Die Schnittkräfte sind durch jeweils 4 Nieten einer Querachse aufzunehmen und in die Lochscheiben über den 6. bezw. 5 Gerüstp einzuleiten!

Schnittkräfte je einer Niete aus der vorstehenden Horizontalbeanspruchung:

M_K^1 = 6,92 / 4 = 1,73 Mpm

J^1 = − 1,94 / 4 = − 0,49 Mp

K^1 = + 5,85 / 4 = + 1,46 Mp

16 4

Nachweis Riegel A+D – 8, 10, 12, 14

Lastzusammenstellung

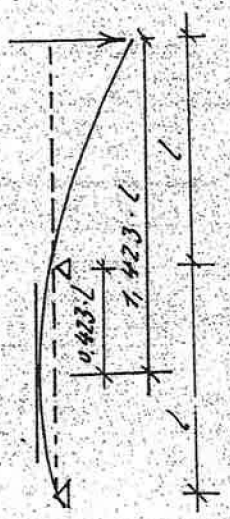
G_z = 23.64 Mp

P_z = 4.25 Mp

$N = Q_z$ = 27,89 Mp

$M = M_k'$ = 1,73 Mpm

Bestimmung der Knicklänge l_k



$l_k = 2 \cdot 1{,}423 \cdot l = 2{,}846 \cdot 2.80 = 8.0$ m

$\lambda = \frac{3.46 \cdot 8.0}{0{,}30} = 92.5$

$m_a = \frac{6 \cdot 1.73}{27.89 \cdot 0{,}30} = 1{,}25 < 3.0$

$\omega = 2.04$

Bewehrung B 30 n. A-III

$d = 30$ cm $b = 65 - 27 = 38$ cm

$h = 25{,}5$ cm $d/h \sim 1{,}15$

$\sigma_0 = \frac{1.7 \cdot 2.04 \cdot 27.89}{0.30 \cdot 0.38} = 850$ Mp/m²

$e_m/d = 1.73 / 27.89 \cdot 0.30 = 0{,}207$

$\varkappa H / \sigma_0 = 180.0 / 850 = 2{,}12$

$\mu_0 = \mu_0' = 0 < 0{,}3\,\%$

165

Mindestbewehrung erforderlich:

$\min \mu_0 = 0{,}3\ \%$

$\min \bar{\mu} = 0{,}003 \frac{135}{180} = 0.0023$

$c_m / d = 0{,}207$

$\alpha 4 / \sigma_0 = 1{,}77$

$\sigma_0 = 1800 / 1.77 = 1020\ kp/cm^2$

$b_{eff} = 1.7 \cdot 2.04 \cdot 27{,}88 / 1020 \cdot 0.30 = 31{,}6\ cm$

$F_c = F_c' = 0.003 \cdot 30 \cdot 31.6 = 2{,}84\ cm^2$ St. A-III

vorhanden: 4 ϕ 14 A-III = $6{,}15\ cm^2$

Nachweis der Rahmen A+O – 7, 9, 11, 13, 15

Lastannahmen

$G_z = 9{,}78$ Mp

$P_z = 1{,}89$ Mp

$N = Q_z = 11{,}65$ Mp

$M = M_k' = 1{,}73$ Mpm

$l_k = 8.0$ m

$\lambda = 92{,}5$

$n_0 = \frac{6 \cdot 1{,}73}{11{,}65 \cdot 0{,}30} = 2{,}97 < 3.0$ $\quad \omega = 2.27$

Nachweis der Mindestbewehrung

B 30 w $\quad$ St. A-III

$d = 30$ cm $\quad b = 65 - 27 = 38$ cm

$h = 25{,}5$ cm $\quad d/h \sim 1{,}15$

$M_e = 1{,}73 + 11{,}65 \cdot 0{,}105 = 2{,}95$ Mpm

$\min \mu_0 = 0{,}3\,\%$

$\min \bar{\mu}_0 = 0.003 \cdot \frac{135}{180} = 0.0023$ $\quad \left.\begin{matrix} \\ \end{matrix}\right\} \rho = 0{,}35$

$k_{xR} = 0{,}375$

$$\min h = \sqrt{\frac{1{,}7 \cdot 2.27 \cdot 2{,}95}{180 \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}35}} = 0{,}217 \text{ m}$$

$F_c = F_c' = 0{,}003 \cdot 38 \cdot 21.7 = 2{,}48$ cm² St. A-III

vorhanden: 4 ϕ 14 A-III = 6,15 cm²

4.7

Nachweis der Achsen B + C – 8, 10, 12, 14

Lastannahmen

$G_7 = 9{,}10$ Mp

$P_7 = 1{,}73$ Mp

$N = Q_7 = 10{,}83$ Mp

$M = M_k' \cdot 1{,}73$ Mpm

Der Nachweis erfolgt für Lastfall G:

$l_k = 8.0$ m

$\lambda = 92.5$

$m_a = \dfrac{6 \cdot 1{,}73}{9{,}10 \cdot 0{,}30} = 3{,}8 > 3.0$

$\omega = 2.01$

$\nu \cdot \omega \cdot M_e = 1{,}7 \cdot 2.01 \,(1{,}73 + 9{,}10 \cdot 0{,}105) = 9{,}15$ Mpm

$\nu \cdot \omega \cdot M_e' = 1{,}7 \cdot 2.01 \,(1{,}73 - 9{,}10 \cdot 0{,}105) = 2.67$ Mpm

$\varphi = \dfrac{9{,}15}{1800 \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}255^2} = 0{,}206$

$\varphi' = \dfrac{2.67}{445} = 0{,}060$

$k_{x12} = 0{,}20$

$\bar{\mu} = 0.002 \qquad \bar{\mu}' = 0$

$\mu = 0.002 \dfrac{180}{135} = 0.0027$

$Fe \geq 0{,}0027 \cdot 38 \cdot 25{,}5 = 2{,}61 \text{ cm}^2$

Ermittlung der Mindestbewehrung

1. $M = \sigma$

$\nu \cdot w \cdot N = 1{,}7 \cdot 2{,}01 \cdot 9{,}15 = 31{,}1$ Mp

$\sigma_c = 160{,}2$ kp/cm²

$F_b = \frac{31{,}100}{160{,}2} = 194$ cm² < $38 \cdot 30 = 1140$ cm²

$F_c = F_c' = 0{,}003 \cdot 194 = 0{,}582$ cm²

2. $N = \sigma$

$\nu \cdot N = 1{,}7 \cdot 1{,}73 = 2{,}94$ Mpm

$k_k = \frac{25{,}5}{\sqrt{\frac{2{,}94}{0{,}38}}} = 9{,}2$ $\quad k_{xR} = 0{,}07 > 0{,}04$

$k_c = 0{,}243$

$F_c = \frac{1{,}7 \cdot 1{,}73}{0{,}255} \cdot 0{,}243 = 2{,}8$ cm²

$F_c' = \sigma$

Interpolation:

$m_G = 3$: $F_c = 0{,}582$ cm²

$m_G = 15$: $F_c = 2{,}8$ cm²

$m_G = 3{,}8$: $F_c = 0{,}582 + 2{,}22 \frac{0{,}3}{12} = 0{,}64$ cm²

$F_{c\,erf.} = 2{,}61$ cm²

vorhanden $4\,\phi\,14$ A-III $= 6{,}15$ cm²

Nachweis der Stützenverankerung (Kopfstützen) in der Decke über 5. u. 6. Geschoß

Nach „Biegebruchnachweis der 3-geschossigen Stützen

$K^1 =$ 1.46 MP

$\sigma_5 =$ 25,58 MP

$$\mu_R = \frac{1.46}{25,58} = 0,057 < 0.56$$

Die Querschnitte der Stützenfüße in der Decke über dem 5. Geschoß sind durch Reibung verbunden. Die zugfeste Verankerung sind durch den Biegeanschlußbeton sind die über den Riegeln angeordneten Schließeisen 2 ϕ 14 / A-III erfüllt.

In der Decke über dem 6. Geschoß sind die gesamten Schließeisen für Aufnahme der Kopfzugkraft

$T^1 = 0.49$ MP herangezogen.

17.

Biegeknickversuch der 2-gelenkigen Stützen im Bereich der Achse 11 im Hal-i. Querschnittsprüfung

Achse A + D, 11

Knicklänge l_k = 5,60 m

Last aus Stützen

- Stützenlast 2.06: G_2 = 49,28 Mp
  P_2 = 27,02 Mp
  Q_2 = 76,30 Mp
- Stützenlast 1.06 G = 4,96 Mp
  Q = 81,26 Mp

Stabilisierungsmoment aus der Stützenabstützung

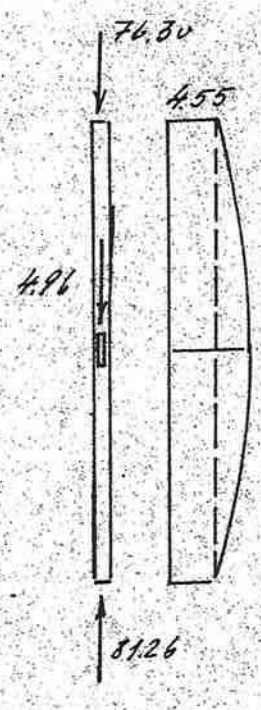
M_s = 81,26 · 0,056 = 4,55 Mpm

Eigenmoment:

p_D = 0,044 · 3,60 = 0,158 Mp/m

M = 0,158 · 5,60²/8 = 0,62 Mpm

ΣM = 4,55 + 0,62 = 5,17 Mpm



λ = 3,46 · 5,60 / 0,30 = 65

$m_a = \frac{6 \cdot 5,17}{81,26 \cdot 0,30}$ = 1,27

w = 1,59

174

Bemessung B 600 St. A-III

$d = 30$ cm $b = 65 - 27 = 38$ cm

$h = 25$ cm $d/h \sim 1{,}15$

$e = 10$ cm

$M_e = 5{,}17 + 81.26 \cdot 0{,}10 = 13{,}30$ Mpm

$M_e' = 5{,}17 - 8{,}13 = -2{,}96$ Mpm

$$\rho = \frac{1{,}7 \cdot 1.59 \cdot 13{,}30}{3600 \cdot 0{,}38 \cdot 0.25^2} = 0.420$$

$$\rho' = \frac{-1.7 \cdot 1.59 \cdot 2.96}{3600 \cdot 0{,}38 \cdot 0.25^2} = -0.094$$

$\bar{\mu} = \mu^{-1} = 0.002$

$\mu = \mu' = 0.002 \cdot \frac{360}{135} = 0{,}0054 > 3\%$

$F_e = F_e' = 0.0054 \cdot 38 \cdot 25 = 5{,}12$ cm² St. A-III

vorhanden $2\,\phi\,16$ A-III $= 4.03$ cm²

$+ 2\,\phi\,20$ A-III $= 6.28$ cm²

$10{,}31$ cm² $> 5{,}12$

gewählt | S 1-113-2 |

172-173

Nachweis der Scheibenbreiten der Aussteifung

Scheibenbreiten:

1. Decke über 7. Geschoß Achse 1-7 u. 15-21

Abstand der Querkraftschwerpunkte der Scheiben in Achsen 5-6 und 16-17

$Q_4 + Q_{11} = 7.67 + 6.30 = 13.97$ Mp

$Q_5 + Q_6 = 2 \cdot 10,15 = 20.30$ Mp

$\sim 34,27$ Mp

$\bar{a} = 20.30 \cdot 3.60 / 34.27 =$ 2.15 m

$a = 4 \cdot 3.60 =$ 14,40 m

$l_1 = 16,55$ m

$l_2 = 2 \cdot 3.60 - 2.15$ $l_2 = 5.05$ m

2. Decken über 2.-6. Geschoß:

$l_1 = l_3 = 16.55$ m

$l_2 = 72.00 - 2 \cdot 16.55 = 38.90$ m

3. Decken über 1. Geschoß:

$l_1 = 16.55$ m

$l_2 = 7 \cdot 3.60 - 16.55 = 8.45$ m

4/ Decken über dem Kellergeschoß

$l_4 = l_4 = 16.55$

$l_2 = l_3 = (72.00 - 2 \cdot 16.55)/2 = 19.45$ m

17

Stützmauer.

Für Feld 1 u. 3 gelten die in der vorstehenden Einflußkraftstelle angegebenen Belastungen H/m.

Im Bereich der Achsen 8 – 14 werden die Deckenscheiben über dem 5. u. 6. Geschoß zusätzlich mit den Auflagerreaktionen aus dem im 7. Geschoß aufliegenden 3-geschossigen Silo belastet:

Nach „Biegetheoretische Untersuchung dieser 3-geschossigen Silos" wird:

$H_1 = 2\,(0.065 + 0.049) = 0.228$ Mp/m²

$H_2 = 0,228 / 2 = 0,114$ „

$H_3 = (0.052 + 0.039) = 0,091$ Mp/m²

$H_5 = (0,74 / 3,66) : 0.60 = 0,124$ Mp

Abminderung auf 60 %



$M_k = 0,228 \cdot 1.10 \cdot 3.35 = 0,84$ Mpm/m

$+ 0,114 \cdot 1.90 \cdot 1.85 = 0,40$ „

$+ 0.091 \cdot 0,90^2 / 2 = 0,04$ „

$+ 0,124 \cdot 2.80 \cdot \quad = 0.35$ „

$1,63$ Mpm/m

$T^M = k^M = 1.63 / 2.80 = 0.59$ Mp/m

Der Anteil der Querkraft für H_7 wird mit

der kegeligen Spitze verfolgt, da der obige Anteil bereits in der Einflußkraftstelle für die Decke über dem 5.+6. Geschoß enthalten ist:

damit ergeben sich die zusätzlichen Reaktionskräfte aus den Kragstäben für die Lastannahmen zwischen dem 5. u. 6. Geschoß im Bereich der Achsen 7 – 15 zu:

Lastannahme 6. Geschoß:

$\Delta W = 0{,}228 \cdot 1{,}15 + 0.114 \cdot 1.40 = 0.41$ Mp/m

$+ \frac{1.63 - 0.55}{1.80} = \underline{0.46}$ "

$\Delta W_6 = 0{,}87$ Mp/m

$\Delta H = 0{,}124 = 0.124$ Mp/m

$+ 0.124 \cdot 2.80 / 2.80 = \underline{0.124}$ "

$\Delta H_6 = 0{,}248$ Mp/m

Lastannahme 5. Geschoß:

$\Delta W_5 = 0.46$ Mp/m

$\Delta H_5 = 0{,}124$ Mp/m

Im Bereich des Treppenhauses sind die Stützen, die im Bereich der Achsen 8 – 14 auf die Höhe + 2.80 entfallen je zur Hälfte mit die Lastannahmen über dem 2. Geschoß bzw. Kellergeschoß verteilt.

Scheunenbau über dem 7. Geschoß:

Lastfall 1:



$M_B = (N + H_S) \cdot 5.05^2/2 = 12{,}7\,(N + H_S)$

→ S. 159

$A = 11{,}2 \cdot 0{,}99 = 11{,}2$ Mp

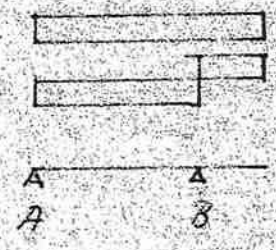
$B = 25{,}0 \cdot 0{,}99 = 24{,}8$ Mp

$M_B = 11{,}2 \cdot 16{,}55 - 0{,}99 \cdot \frac{16{,}55^2}{2} = 49{,}3$ Mpm

$M_{F_{AB}} = 11{,}2 \cdot \frac{16{,}55}{2} - 0{,}99 \cdot \frac{8{,}27^2}{2} = 59{,}4$ Mpm

$M_{F_{BC}} = 11{,}2 \cdot 3{,}60 - 24{,}8 \cdot 19{,}45 - 0{,}99 \cdot \frac{36{,}0^2}{2} = 245$ Mpm

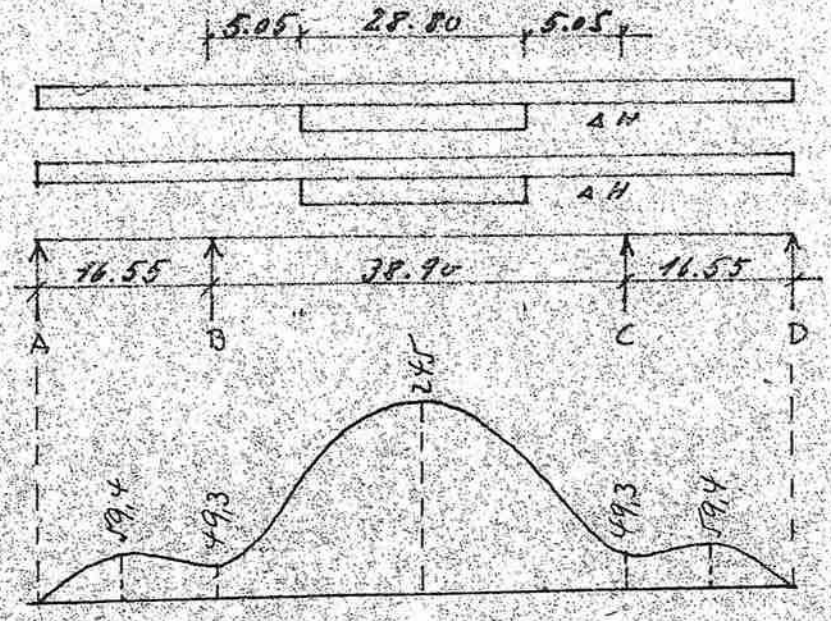
Lastfall 2:



$M_B = (N - H_S) \cdot 5.05^2/2 = 12{,}7\,(N - H_S)$

Scheunenbau über 2.–6. Geschoß:

Lastfall 1:



Siehe „Städtebau und Architektur", Nr. 16, S. 17

$M_B = M_C$

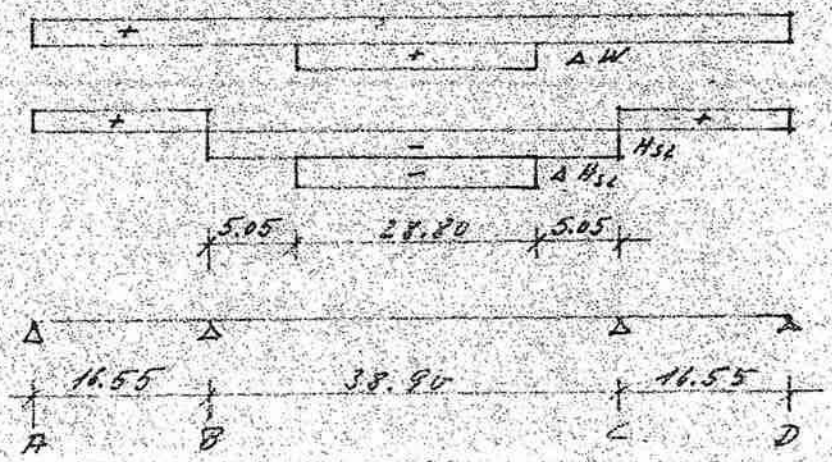
$$2(16.55 + 38.90) \cdot M_B + 38.90\, M_B = -(H_1 + H_{S1}) \cdot 16.55^3/4 - (H_2 + H_{S2}) \cdot 38.90^3/4 - (\Delta H + \Delta H_S) \cdot \frac{28.80}{4 \cdot 38.90^2} (5.05 \cdot 33.85) \cdot (2 \cdot 38.90^2 - 5.05^2 - 33.85^2)$$

$$149.80 \cdot M_B = -1140 (H_1 + H_{S1}) - 14750 (H_2 + H_{S2}) - (0.00475 \cdot 38.90 \cdot 1945) \cdot (\Delta H + \Delta H_S) \cdot 38.90$$

$$149.80\, M_B = -1140 (H_1 + H_{S1}) - 14750 (H_2 + H_{S2}) - 13200 (\Delta H + \Delta H_S)$$

$$M_B = -7.65 (H_1 + H_{S1}) - 98.0 (H_2 + H_{S2}) - 88.0 (\Delta H + \Delta H_S)$$

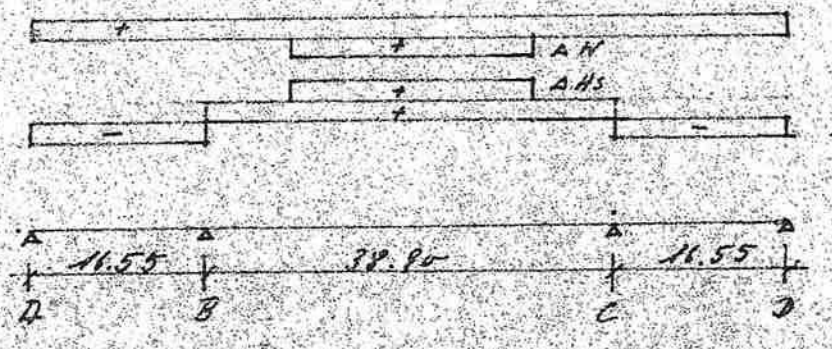
Lastfall 2:



$$149.80 \cdot M_B = -1140 (H_1 + H_{S1}) - 14750 (H_2 - H_{S2}) - 13200 (\Delta H - \Delta H_S)$$

$$M_B = -7.65 (H_1 + H_{S1}) - 98.0 (H_2 - H_{S2}) - 88.0 (\Delta H - \Delta H_S)$$

Lastfall 3:

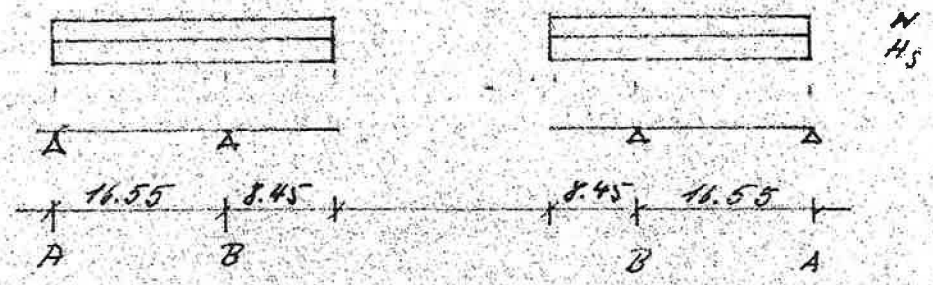


$$149.80 \cdot M_B = -1140 (H_1 - H_{S1}) - 14750 (H_2 + H_{S2}) - 13200 (\Delta H + \Delta H_S)$$

$$M_B = -7.65 (H_1 - H_{S1}) - 98.0 (H_2 + H_{S2}) - 88.0 (\Delta H + \Delta H_S)$$

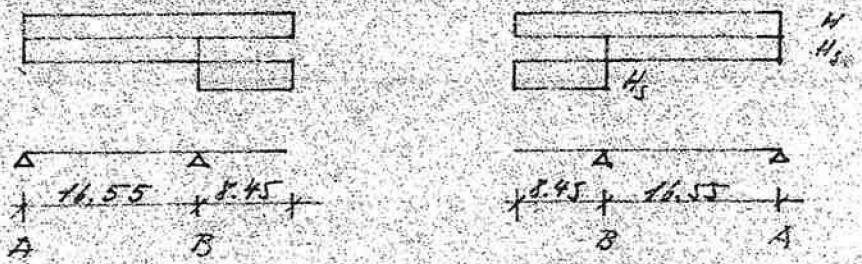
Lechenreibe über den 1. Zeitabschnitt

Lastfall 1



$M_B = -(N + H_S) \cdot 8.45^2/2 = -(N + H_S) \cdot 35.60$

Lastfall 2



$M_B = -(N - H_S) \cdot 8.45^2/2 = -(N - H_S) \cdot 35.60$

Lastfall 1: max M_B max B_1 max B_r

Decken-oberkante über Geschoß	$W_1 + \Delta W_1$	H_{S1}	ΔH_{S1}	$Q_r \cdot \frac{\ell}{2}$	$W_2 + \Delta W_2$	$H_{S2} (= 0{,}6 \cdot H_{S1} \cdot f_{Bel.} \cdot \ell - 6)$	$\Delta H_{S2} (= 0{,}6 \cdot \Delta H_{S1} \cdot \ldots)$	$Q_r = L_r$	ΔM_{B1}	ΔM_{B2}	M_B	$\frac{Q_l \cdot \ell}{2}$	$\frac{M_B}{\ell_1}$	B_l	$\frac{Q_r \cdot \ell}{2}$	B_r
1	2							3	4	5	6	7	8	9	10	11
7	0,41 0,12			0,61						$127 \cdot 0{,}61 =$	78	3,05	0,61	5,16	3,10	
6	0,27 0,36	0,12	0,24	0,61	0,63	0,27 0,22	0,25		4,80	149	153,8	5,22	9,30	14,52	25,60	
5	0,21 0,54	0,36	0,72	0,61	0,99	0,82 0,26	0,33 0,13		5,35	291	344,5	5,80	2,10	7,90	6,75	
4	0,22 0,73	0,54	1,08	0,61	1,41	1,46 0,21	0,46 0,20		7,55	405	771,05	8,20	4,65	12,85	13,60	
3	0,24 0,82	0,73	1,46	0,61	1,84	2,11 0,24	0,55 0,28		8,90	780	861,90	9,60	5,25	14,85	15,40	
2	0,22 1,10	0,82	1,64	0,61	2,26	2,70 0,22	0,66 0,30		10,10	970	1124,1	11,00	3,50	14,50	18,58	
1	0,22 1,23	1,10	2,20	0,61	2,83	3,46 0,22	0,76 1,23	1,45			5116	12,00	3,12	15,12	17,20	
											35,60 · 1,45 =					
											+ 58					
											(Mittelwert)					
									(2) x 7,65	48 x (M2 + M1)	(4) + (5)	(3) · $\frac{19{,}55}{2}$	(6) : 16,55	(7) + (8)		
												= (2) · 8,30				

Lastfall 2: max M_1 , max A

Decken-scheibe über Geschoß	$W_2 + \Delta W_2$ / H_{S1} / ΔH_{S1} / $Q_2 = V$	$W_2 + \Delta W_2$ / H_{S2} (= 0,6 · H_{S1} · f · β_{min} · z · ε) / ΔH_{S2} (= 0,6 · ΔH_{S1} · ε) / $q_2 = V$	ΔM_1	ΔM_2	M_B	$\frac{q_1 \cdot l_1}{2}$	$\frac{M_B}{l_1}$	A	x	M_F
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
7.	0,61 0,41 -0,12	+0,23		12,7 · 0,23 =	- 2,90	5,05	- 0,61	4,44	7,25	16,1
6	0,63 0,83 -0,22 -0,22 -0,25	- 4,82		- 57,0	- 61,82	5,22	- 3,74	1,48	1,35	1,74
5	0,70 0,91 -0,33 -0,13	- 5,35		+ 59,4	+ 54,05	5,80	+ 3,27	9,07	12,90	57,6
4	0,99 0,27 -0,44	-0,18	- 7,60	+ 17,8	+ 10,20	8,20	+ 0,61	8,81	8,91	38,1
3	1,11 0,24 -0,55	-0,31	- 8,90	+ 30,6	+ 21,70	9,60	+ 1,31	10,91	9,40	51,5
2	1,32 0,11 -0,66		- 10,10	+ 53,3	+ 43,20	11,00	+ 2,02	13,02	10,30	70,5
1	1,45 0,22 -1,23	-1,01		35,0 · 1,01 =	+ 36,0	12,00	+ 2,18	14,18	8,91	78,5
			(2) x 7,65	99 x (H_2+H_{S2})	(4) + (5)	(2) x 8,30	(6) : 16,5	(7) + (8)	(9) : (2)	(9) x (10) / 2
				85 x (AH+AH$_{S2}$)						

Lastfall 3: max M_{F2}

Decken-schreibe (Pos No)	z	$H_A + \Delta H_A$	H_{S4}	ΔH_{S4}	$Q_4 = E$	$H_E + \Delta H_2$	$H_{S2} (= Q_6 \cdot H_{S1} / \text{gewählt } 2=c)$	$\Delta H_{S2} (= Q_6 \cdot \Delta H_{S1}$?)	$Q_2 = M$	ΔM_{B1}	ΔM_{B2}	M_B	$\frac{M_{F2}}{2} = \frac{M_{F1}}{2}$	M_{F2}
										4	5	6	7	8
										–				

Deckenberechnung – Spannungsnachweise

Decken-numerierung oben	Biegemomente ≤ 200 kNm/m			Querkräfte ≤ 200 kN/m			Kreis-Hauptspannungen ≤ 25 N/mm²			Querkraft-Hauptspannungen ≤ 20 N/mm²		
	M_{F1}	M_2	M_B	Q_A	Q_B	Q_C	σ_A	σ_{B1}	σ_{B2}	τ_A	τ_{B1}	τ_{B2}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
7	16,1	–	7,80	3,42	4,2	–	4,44	5,06	3,46	3,85	4,15	2,44
6	47,4	142,4	153,8	4,35	43,2	28,2	1,48	14,52	2,68	1,08	10,6	18,7
5	58,6	27,7	34,45	11,8	9,7	5,4	9,07	2,40	6,52	0,45	5,63	4,85
4	50,4	245,0	49,3	11,9	13,9	4,0	11,2	9,81	5,27	0,55	3,08	4,0
3	51,5	76,0	77,05	2,43	24,0	13,9	2,45	12,45	19,6	0,55	3,08	2,44
2	40,5	96,0	89,50	10,3	27,5	13,9	14,21	14,45	12,12	2,21	1,32	1,32
1	42,5	–	51,6	14,5	30,2	14,2	17,52	17,52	10,52	10,52	12,8	8,0

$D_1 = 14{,}69\,\text{m}$ $\quad M_1 = 0{,}14 \cdot 14{,}69^2/6 = 5{,}0\ \text{m}^3$ $\quad \sigma_1 = M_1/S_1$

$D_2 = 14{,}69\,\text{m}$ $\quad M_2 = 5{,}0\ \text{m}^3$ $\quad \sigma_2 = M_2/I_{B_2}$

$D_B = 12{,}35\,\text{m}$ $\quad M_B = 0{,}14 \cdot 14{,}35^2/6 = 3{,}55\,\text{m}^3$ $\quad \sigma_B = M_B/3{,}55$

$D_A = 14{,}69\,\text{m}$

$\tau_A = 3 \cdot A/2 \cdot 14{,}69 \cdot 0{,}14 = A/123$

$\tau_{B1} = B_1/7{,}32$

$\tau_{B2} = 5_1/0{,}14 \cdot 9{,}44 = B_1/1{,}32$

$l = 2 \cdot 7{,}46 = 14{,}92\,\text{m}$

$\tau_A = A/0{,}14 \cdot 14{,}92 = A/2{,}09$

$l = 2 \cdot 6{,}45 - 2 \cdot 14{,}46 - 0{,}12 = 9{,}44\,\text{m}$

$\tau_{B1} = B_1/0{,}14 \cdot 9{,}44 = B_1/1{,}32$

$l = 2 \cdot 6{,}45 = 12{,}9\,\text{m}$

$\tau_{B2} = 5_1/0{,}14 \cdot 12{,}9 = B_1/1{,}81$

Deckenscheibe über Geschoß	M	Ringankerbewehrung gerädelt in Achse ≧ 2 ϕ 14 A-III			Schubbewehrung über den Riegeln ≧ 2 ϕ 14 A-III			Bewehrung der Decken-Längsfugen ≧ 1 ϕ 8 A-III
		F_E	A+D	B+C	τ	F_E	gerädelt	gerädelt
1	2	3	4	5	7	8	9	10
7	16,1	0.67	2 ϕ 14	2 ϕ 14	4,15	0,85		
6	153,8*	7,55	2 ϕ 22	2 ϕ 16	10,6	2,4		
5	58.6	2,5			5,8	1,2		
4	77.05*	3,8	2 ϕ 18	2 ϕ 14	9.4	1,94	2 ϕ 14	1 ϕ 8
3	86.90*	4,3			10,9	2,22		
2	107,1*	5,25	2 ϕ 22		12,8	2,6		
1	72,5	3,1	2 ϕ 16		11,1	2,3		
			F_E	0.5 F_E	0.5 F_E			

$F_E = \frac{1.7 \cdot M}{z \cdot \sigma_S}$

$F_{E1} = \frac{1.7 \cdot M \cdot 10^4}{9.80 \cdot 42000} = 0.042 \cdot M$

$F_{E2} = 0.049 \cdot M^*$

$z_1 = \frac{2}{3} \cdot 14.68 = 9.80\ m$

$z_2 = \frac{2}{3} \cdot 12.30 = 8.20\ m$

$F_{E\tau} = \frac{\tau \cdot 0.14 \cdot 3.60 \cdot 1.7}{42000} \cdot 10^4 = 0.204 \cdot \tau$

$F_{F_1} = 0,042 \cdot 59,4 = 2,5\ cm^2 \triangleq 2\phi14''' \triangleq 3,08\ cm^2$

$F_B = 0,049 \cdot 49,3 = 2,4\ cm^2 \triangleq 2\phi14''' \triangleq 3,08\ cm^2$

$F_{F_2} = 0,042 \cdot 245 = 10,6\ cm^2 \triangleq 2\phi25''' \triangleq 9,82\ cm^2$

Prüfbemerkung:
Da im Ringanker nicht ausreichend Platz vorhanden ist, um 2 gestoßene ϕ25''' aufzunehmen, werden für F_{F_2} 2 ϕ20''' gewählt, und die übrige Bewehrung wird wie im Projekt vorgesehen belassen.

Deckenscheibe über dem Kellergeschoß:

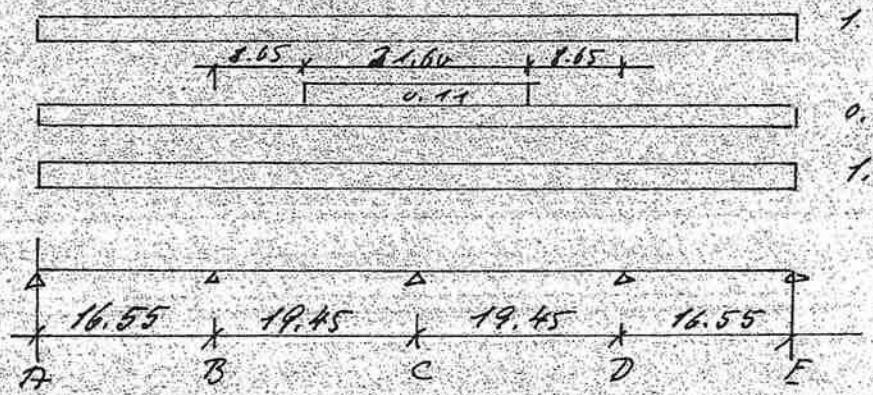
Lastannahmen nach Querschnittszusammenstellung:

aus Stabilisierung	1.75	Mp/m
aus Wind	0.29	Mp/m
aus Erddruck	1.33	Mp/m
	3,37	Mp/m

aus Zusatzmoment infolge der Geschoßhöhe zwischen den Achsen 8 - 14

$\Delta M = 0.077 \cdot 1.40$, 0,11 Mp/m

Lastfall 1



Belastungsglieder für ΔM

$R_1 = 0$

$L_2 = \frac{0.29 \cdot 10.80^2}{4} \left(2 - \left(\frac{10.80}{19.45}\right)^2\right) = 14,35 = R_3$

$R_2 = \frac{0.29 \cdot 10.80^2}{4} \left(2 - \frac{10.80}{19.45}\right)^2 = 17,80 = L_3$

$S_B = 14,35$

$S_C = 2 \cdot 17.80 = 35,60$

$S_D = 14.35$

187

Stützmomente infolge q_W

$M_B = -0{,}268 \cdot 14.35 + 0.071 \cdot 35.60 - 0{,}179 \cdot 14.35$

$= -3.85 + 2.52 - 2.57 = -3.90$ Mpm

$M_C = +0{,}071 \cdot 14.35 - 0{,}286 \cdot 35.60 + 0.071 \cdot 14.35$

$= +1.02 - 10.20 + 1.02 = -8{,}16$ Mpm

$M_D = M_B = -3.90$ Mpm

Stützmomente infolge $q_s + q + E = 3.37$ Mp/m

$M_B = M_D = -0.107 \cdot 3.37 \cdot \left(\frac{16.55 + 18.45}{2}\right)^2 = -117$ Mpm

$M_C = -0{,}071 \cdot 3.37 \cdot 18.45^2 = -90$ Mpm

$B_L = 3.37 \cdot 16.55/2 + \frac{117 + \sim 4}{16.55}$

$= 28.0 + 7{,}4 = 35{,}4$ Mp

$B_r = 3{,}37 \cdot 18.45/2 + 0.29 \cdot 10.80^2/2 \cdot 18.45$

$+ \frac{117 - 90 + \sim 4 - 8}{18.45}$

$= 33{,}0 + 0{,}87 + 1.20 = 35{,}07$ Mp

Max. Stützkräfte

max $M = M_B = -117 - 4 = -121$ Mpm

max $Q = B_C =$ 35,4 Mp

$B = 35{,}4 + 35{,}07 \sim 70.5$ Mp

$M' = 121 - 3.60 \cdot 70.5/8$

Max Schnittkräfte

$M_B = -4.0 - 57.0 + 1.0 = -60$ mpm

$A = 3.37 \cdot 16.55/2 - 60.0/16.55$

$= 28.00 - 3.60 = 24.40$ mp

$x = 24.40/3.37 = 7.25$ m

$M = 24.40 \cdot 7.25/2 = 88$ mpm

Nachweis der Biegespannungen

$D = 16.00$ m

$W = 0.165 \cdot 16.0^2/6 = 7.0$ m³

$\sigma = 90/7 \cdot 13$ mp/m² < 200 mp/m²
< 60

Nachweis der Schubspannungen

$D = 16.0$ m

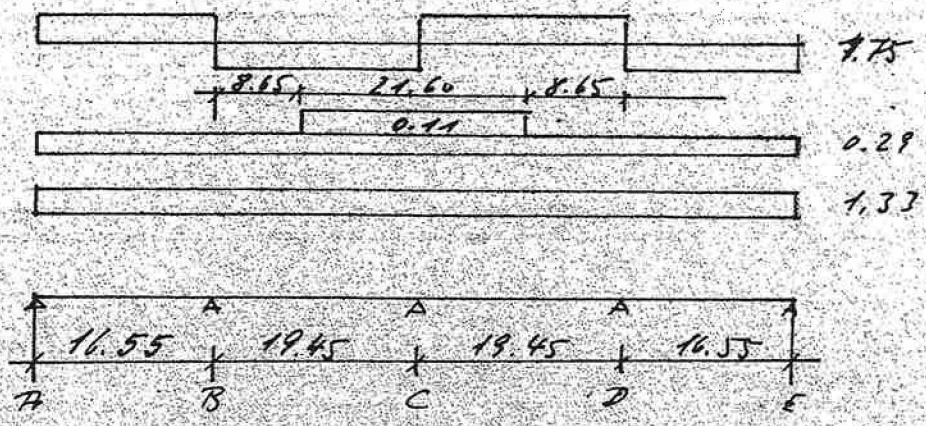
$\tau_{B_l} = \frac{3 \cdot 35,4}{2 \cdot 16.0 \cdot 0.165} = 20$ mp/m² < 25

Nachweis der Oberspannungen

$l = 16.0$ m

$\tau_{SB_l} = \frac{35.4}{16.0 \cdot 0.165} = 13,4$ mp/m² < 25

Lastfall 2



Momente infolge A4 vgl. Lastfall 1:

$M_B = -3.90$ tm/m

$M_C = -8.11$ tm/m

$M_D = -3.90$ tm/m

Momente infolge H + E = 0.29 + 1.33 = 1,62 t/m²

$M_B = -117 \frac{1.62}{3.37} = -57$ tm/m

$M_C = -90 \frac{1.62}{3.37} = -43$ tm/m

$M_D = M_B = -57$ tm/m

Momente infolge $H_S = 1.75$ t/m²

$M_B = -0.054 \cdot 1.75 \,(16.55^2 - 19.45^2)$

$= +1.00$ tm/m

$M_C = -0.036 \cdot 1.75 \,(19.45^2 - 19.45^2) = 0$

$M_D = -M_B = -1.00$ tm/m

Nachweis der Ringankerbewehrung

$D = 16.0$ m

$z = \frac{2}{3} \cdot 16.0 = 10.5$ m

$N = 80.0$ Mp

$$F_e = \frac{1.7 \cdot 80}{10.5 \cdot 4.2} = 3.5 \text{ cm}^2 \quad A\text{-III}$$

gewählt $A\text{-III}$

Zehen A, D $2 \phi 16$

Zehen 1, 5, 6, 16, 17, 21: $0.5 \cdot 3.5 = 1.75$ cm²

für Schubbewehrung über den Kellenschieben addieren

Nachweis der Schubbewehrung über dem Riegel

$$F_e = \frac{2v \cdot 0.165 \cdot 3.60 \cdot 1.7}{4.2} = 4.8 \text{ cm}^2$$

gewählt $2 \phi 18$ $A\text{-III}$ über dem Riegel mit Anschlußstäben

$F_e = 5.10$

$F_e = 4.8 + 1.75 = 6.55$ cm² (1.5 cm = Ringankeranteil)

gewählt $2 \phi 18$ $A\text{-III}$ $F_e = \frac{6.30}{5.10}$ cm²

~~$+ 1 \phi 14$ $A\text{-III}$~~ ~~$F_e = 1.54$ cm²~~

~~$F_e = 6.64$ cm²~~

Nachweis der Figurenbezeichnung zwischen den beiden Hauptfiguren.

Anordnung der Mundstellung:

168 A–III je Figur

193

Nachweis der Schweißverbindungen der Deckenplatten im Auflagerbereich der Wandscheiben

Schweißnahtdicke: $a \geq 3\ mm \leq 0{,}3 \cdot 14 = 4\ mm$

Schweißnahtlänge: $l \geq 30\ mm$
$\geq 10 \cdot a = 30\ mm$
$\leq 60 \cdot a = 180\ mm$

Nahtführungslänge $L \geq l + 2a$

Nahtführungslage III

Grundwerkstoff St A-I $\phi 14$ $F_c = 1{,}54\ cm^2$

$\text{vorh } D = 1{,}54 \cdot 2{,}4 / 1{,}7 = 2{,}18\ kp$

$$2{,}18 = \frac{0{,}7 \cdot 2{,}4}{1{,}7} \cdot a \cdot l \qquad \text{mit } a = 3\ mm \text{ folgt:}$$

$$l \geq \frac{1{,}7 \cdot 2{,}18}{0{,}7 \cdot 2{,}4 \cdot 0{,}3} \geq 7{,}4\ cm$$

$$2{,}18 = \frac{0{,}10\sigma \cdot \pi \cdot l^2}{8}$$

$$l \geq \sqrt{\frac{2{,}18 \cdot 8}{0{,}1 \cdot \pi}} = 7{,}4\ cm$$

$$L = 7{,}4 + 2 \cdot 0{,}3 = 8{,}0\ cm$$

gewählt Δ 3, 80

152

Nachweis der Randscheiben

Randscheiben Reihe 1 u. 21.

Lastannahmen

- Vertikalbelastung

• Decke über 7. Geschoß:

[Dreigelenkrahmen AD 1-311
G = 2.035 Mp
g = 2,035 / 3.60 = 0.565 Mp/m
Restlast unbedeutend
wird nicht weiter verfolgt.]

Dreigelenk-Binder ~ 0,360 · 3.60 = 1.30 Mp

Lagerdecke G_1 = 1.95 Mp / G_2 = 1.80 Mp

- Eigenlast 0,325 · 3.60 = 1.17 Mp/m
- Nutzlast 0.150 · 3.60 = 0.54 Mp/m

Zwischendecke 0.350 · 1.80 = 0.63 Mp/m

- Eigenlast 0,325 · 1.80 = 0.59 Mp/m
- Nutzlast 0.150 · 1.80 = 0.27 Mp/m

4 Parallelplatte (Flurdecke):

- Deckeneigengewicht 0,475 · 1.80 · 3.60 / 4 = 0,77 Mp
- Eigenlast 0,325 · 1.80 · 3.60 / 4 = 0.53 Mp
- Nutzlast 0,150 · 1.80 · 3.60 / 4 = 0.25 Mp

[Loggiaelement BB 16.15
G = 2.603 Mp
g = 2.603 / 7.20 = 0.362 Mp/m
< 0.425 ~]

• Decke über 1.–6. Geschoß:

Loggia-Binder 0,425 · 3.60 = 1.53 Mp

Lagerdecke G_1 = 1.95 Mp G_2 = 1.80 Mp

- Fußbodenaufbau 0,120 · 3.60 = 0,42 Mp/m
- Verkehrslast 0,500 · 3.60 = 1.80 Mp/m

Loggia-Außenwand 0,150 · 1.80 = 0,30 Mp

[½ tul Randlast für Rauplatte.]

*als richtig unterstellt

Gerüstdecke 0.350 · 1.80 = 0.63 Mp/lm

– Fußbodenaufbau 0.090 · 1.80 = 0,16 Mp/lm

– Verkehrslast 0,150 · 1.80 = 0,27 Mp/lm

Wohnungstrennwand 0,380 · 1,22 / 3,60 = 0,63 Mp/lm

Zimmerwand 0,185 · 1.80 = 0,33 Mp

KG Außenwand 0,185 / 2 = 0,09 Mp/lm

Installationswand 0,185 · 1.60 · $\frac{3}{4}$ = 0,22 Mp

Flurwand 0,185 · 1.80 = 0,33 Mp

4 Pfeiler-Stütze (Flurdecke)

G_1 = 0,475 · 1.80 · 3.60 / 4 = 0.770 Mp

G_2 = 0.090 · 1.80 · 3.60 / 4 = 0,146 Mp

P = 0,200 · 1.80 · 3.60 / 4 = 0,485 Mp

· Heizkörperwand = 0,12 · 0,76 · 2.5 = 0,23 Mp/lm

· Trennwand Flure / Gerüst = 1.30 Mp/lm

· Decke über Kellergerüst → S. 111

Riegel Achse AB / 1,21

CD / 1,21

A_g = 8.21 Mp B_g = 3.26 Mp

A_p = 6.86 " B_p = 4.80 "

Achse BC / 1,21 → S. 116

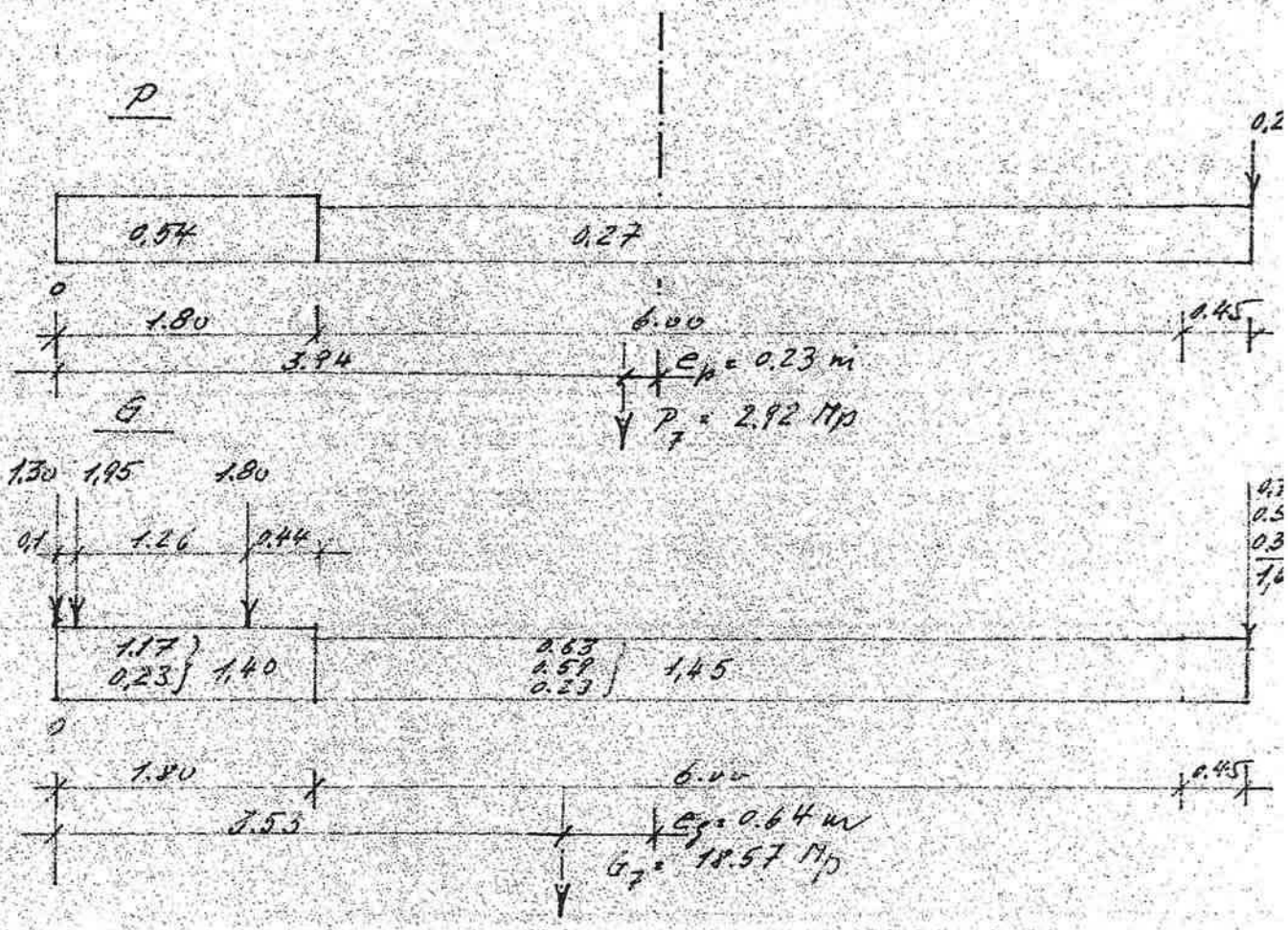
$B_g = B_g$ = 2.03 Mp

$B_p = B_p$ = 2.09 "

Kelleraußenwand 0,19 · 3.60 · 2.5 = 1,80 Mp/lm

Ermittlung der Schnittkräfte / Querschn

a/ 7. Querschn



$P = 0.54 \cdot 1.80 + 0.27 \cdot 6.45 + 0.25$

$= 0,97 + 1.74 + 0.25 = 2,96$ Mp

$G = 1.30 + 1.95 + 1.80 + 1.65 + 1.40 \cdot 1.80 + 1.45 \cdot 6.45$

$= 6,70 + 2,52 + 9,35 = 18,57$ Mp

$M_{op} = 0,97 \cdot 0,90 + 1.74 \cdot 5.02 + 0,25 \cdot 8.25$

$= 0.87 + 8.73 + 2,06 = 11,66$ Mp

$x_p = 11.66 / 2,96 = 3,94$ m

$e_p = 4,085 + 0.080 - 3.94 = 0,23$ m

$M_p = 2.92 \cdot 0.23 = 0.67$ Mpm

$M_{0g} = 1.30 \cdot 0,00 + 1.85 \cdot 0,10 + 1.80 \cdot 1.36 + 1.65 \cdot 8.25$

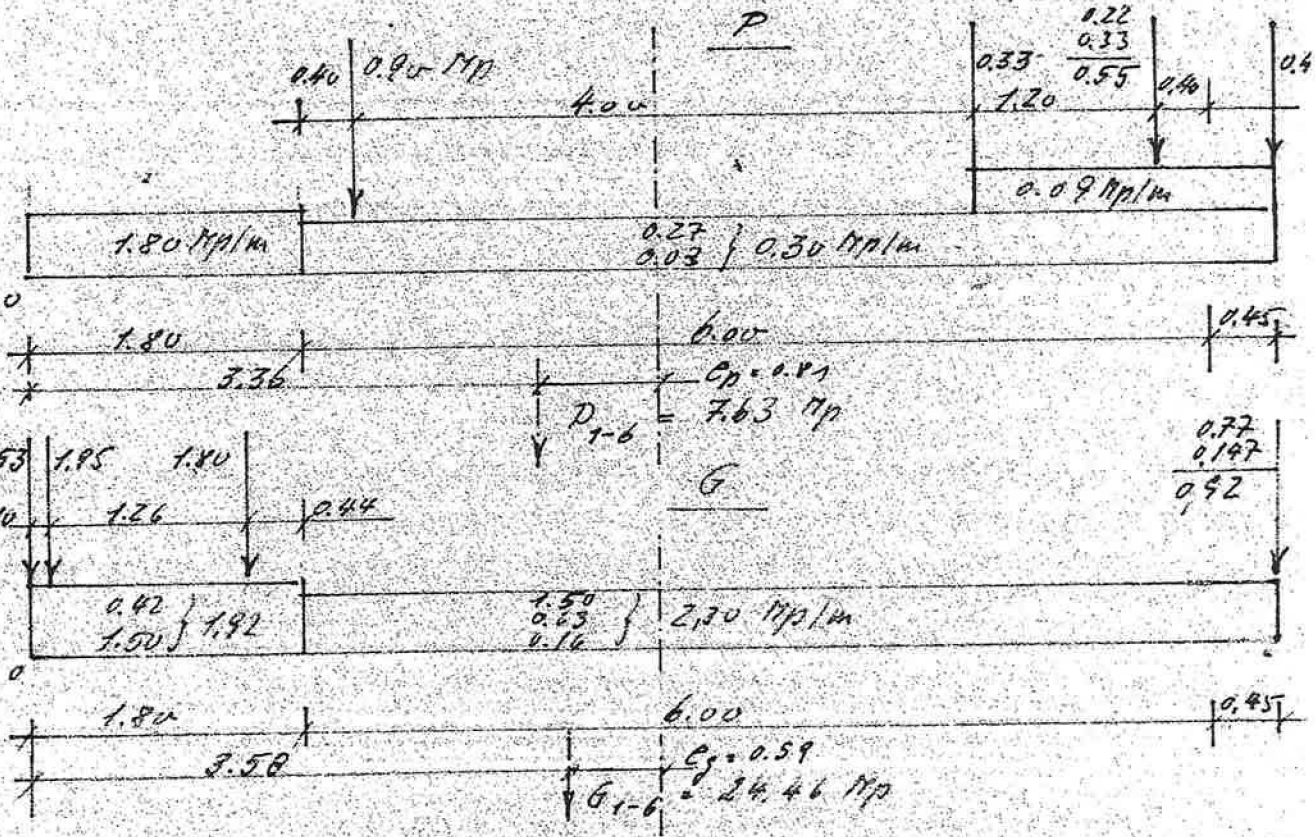
$+ 2.52 \cdot 0,90 + 9,85 \cdot 5.02$

$= 0,20 + 2.45 + 13.60 + 2.27 + 47.50 = 65,52$ Mpm

$x_g = 65,52 / 18.57 = 3.53$ m

$c_g = 4.085 + 0.08 - 3.53 = 0.64$ m, $M_g = 18.57 \cdot 0.64 = 11.85$ Mp

b) 1. – 6. Binder



$P = 1.80 \cdot 1.80 + 0.90 + 0,33 + 0.55 + 0.49 + 0,30 \cdot 6.45 + 0.09 \cdot 2.05$

$= 3.24 + 2,27 + 1.83 + 0,18 = 7,63$ Mp

$G = 1,53 + 1,95 + 1.80 + 1,92 \cdot 1.80 + 2.30 \cdot 6.45 + 0,92$

$= 5,28 + 3,46 + 14,80 + 0,92 = 24,46$ Mp

$M_{0p} = 3.24 \cdot 0,90 + 0,90 \cdot 2.20 + 0,33 \cdot 6.20 + 0,55 \cdot 7,40 + 0,49 \cdot 8.25$

$+ 1.83 \cdot 4.80 + 0,18 \cdot 7,23$

$= 2,92 + 1,98 + 2.04 + 4.07 + 4.05 + 9,30 + 1.37$

$= 25,73$ Mpm

$x_{0p} = 25,73 / 7,63 = 3,36$ m

$e_p = 4.085 + 0.08 - 3.36 = 0.81$ м

$M_p = 7.63 \cdot 0.81 = 6.20$ прм

$M_{об} = 4.85 \cdot 0.10 + 1.80 \cdot 1.36 + 3.46 \cdot 0.20 + 14.80 \cdot 5.03 + 0.32 \cdot 8.25$

$= 0.20 + 2.45 + 3.11 + 74.50 + 7.60$

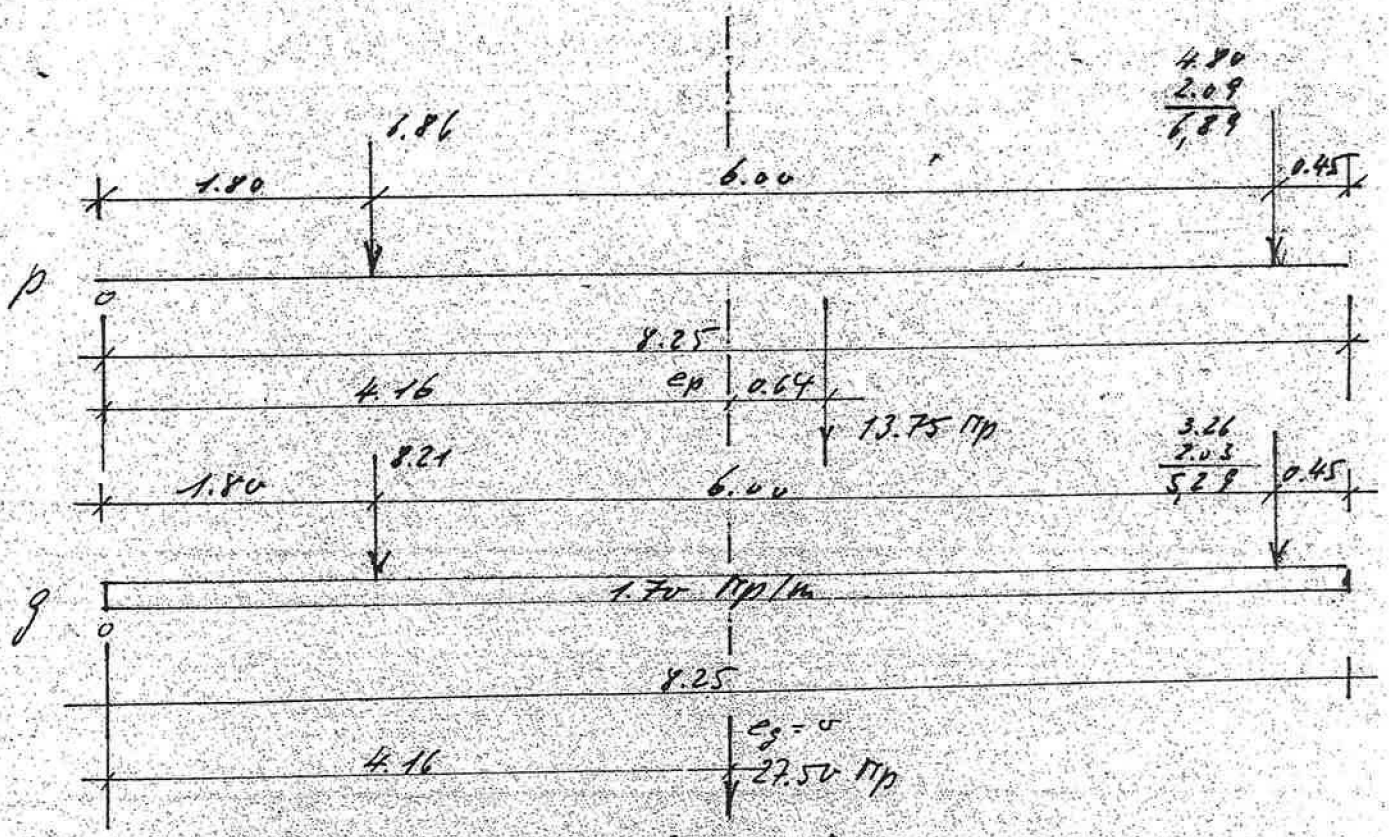
$= 87.86$ прм

$x_{об} = 87.86 / 24.46 = 3.58$ м

$e_з = 4.085 + 0.08 - 3.58 = 0.59$ м

$M_б = 24.46 \cdot 0.59 = 14.40$ прм

c/ Kehlträger



$p = 6.86 + 6.89 = 13,75$ Mp

$G = 8.21 + 5.29 + 1.70 \cdot 8.25$

$= 13,50 + 14.00 = 27.50$ Mp

$M_{op} = 6.86 \cdot 1.80 + 6.89 \cdot 7.80 = 12.30 + 53.60 = 65,90$ Mp

$x_p = 65,90 / 13.75 = 4.80$ m

$e_p = 4.085 + 0.08 - 4.80 = -0.64$ m

$M_{og} = 8,21 \cdot 1.80 + 5,29 \cdot 7.80 + 1.70 \cdot 8.25^2/2$

$= 14.80 + 41,30 + 58,00 = 114,10$ Mpm

$x_g = 114,10 / 27.50 = 4,16$ m

$e_p = 4.085 + 0.08 - 4.16 = 0$

Этаж	N_g	N_p	M_g	M_p	$M_н$	M_{sr}	M_E	σ_{N_g}	σ_{N_p}	σ_{M_g}	σ_{M_p}	$\sigma_{M_н}$	$\sigma_{M_{sr}}$	σ_{M_E}	
	M_p	$M_н$	тм	тм	тм	тм	тм	кг/см²							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
7	18.52	2.92	0.63 / 0.35	0.50	2.70	—		-15.2	-2.4	3.50	0,21	0,30	1.6		
6	43.03	10.55	2.65 / 2.45	4.70	5.70	—		-35.2	-8.6	7.80	2,1	2.8	3,4		
5	67.47	18.18	4.67 / 3.50	15.00	8.50	—		-56.0	-14,9	12.0	3,9	8,9	5,1		
4	91.95	25.81	6.67 / 4.50	26.30	11.50	—		-75.0	-21,1	16,3	5,7	15,8	6,8		
3	116.41	33.44	8.67 / 5.50	43.20	14.50	—		-95.0	-27,3	20,8	7,5	25,6	8,5		
2	140.82	41.07	10.67 / 6.50	57.10	17.50	—		-115.0	-33,6	25.0	9,4	34,0	10,4		
1	165.33	48.72	12.67 / 7.50	82.50	19.30	—		-135.0	-38,8	28.4	11,7	52,0	11,4		
0				141.0											
Фундамент				150.0			19.30								

$N_{1+} = N_1 + 2{,}44\,e$

$N_{1-} = N_1 + 7{,}63$

$M_{1+} = M_1 + 74{,}4\,e$

$M_{1-} = M_1 + 6{,}2\,e$

Nach Schnittgrößentabelle
f. Horizontal- Belastung
M_1 [tm] N_g [t]

$\sigma_N = \frac{N}{1.225}$

$\sigma_M = \frac{M}{6.90} \cdot \frac{\text{Fläche}}{\text{Fläche}}$

$= \frac{M}{\text{Widerstandsmoment}}$

$\sim M \cdot 5{,}60$ (cm)

Ш. Gesch.	σ_{N_g}	$\sigma_{M_g+M_H+M_{St}}$	σ_A	σ_B	$\sigma_{N_g+N_p}$	$\sigma_{M_g+M_p+M_H+M_{St}}$	σ_A	σ_B	Normal transversales e_k	e_M	e_o	$\frac{a}{b\,c\,H\,w}$ m_a	$(11\,m_a) \times 0{,}75$	$\sigma_{N_g+N_p} \times (31)$	σ_N
18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
7	-15,2	± 5,40	-20,6	–	-17,6	± 5,61	-23,2	–	0.038		0,053	0.022		60	65,6
6	-35,2	± 14.0	-49,2	–	-43,8	± 16,1	-59,9	–	0,023		0,038	0.037		89	105,1
5	-55.0	± 26.0	-81.0	–	-69,9	± 29,9	-99,8	–	0.014		0.029	0.046		114	144
4	-75.0	± 38,9	-113,9	–	-96,1	± 44,6	-140,7	–	0.010	0.015	0.025	1.00	1.50	-145	189,6
3	-95.0	± 54,9	-149.9	–	-122,3	± 62,4	-184,7	–	0.008		0.023	0,92	1.44	-177	239,4
2	-115.0	± 69.4	-184.4	–	-148,6	± 78,8	-227,4	–	0,007		0.022	0.88	1.41	-210	288.8
1	-135.0	± 92.4	-227.4	–	-174,8	± 103,7	-278,5	–	0.006		0.021	0.84	1.38	-251	354,7
		[121,80]	[256,8]			[144,43]	[319,2]								[395,0]
0															
	(10)	(12)+(14)+(15)	(19)+(20)	(19)-(20)	(10)+(11)	(12)+(13)+(14)+(15)	(23)+(24)	(23)-(24)						(32)+(24)	
				≦0	≦490			≦0						≦588	

$\frac{\sigma_{Ng}}{\sigma_{Ng+Np}} \cdot \sigma_{Ng+Np} = \sigma_{Ng}$

$\frac{516}{2.9} =$

Lv 1

Beilnachweis

$l_k = 2{,}80\ m$

$d = 0{,}15\ m$

$$\frac{l_k}{d} = \frac{2{,}80}{0{,}15} = 18{,}7$$

$m_q = 1{,}0 \rightarrow \omega = 2{,}07$

$\sigma_{N_{vorh}}$

Zul. $\sigma^{I}_{B_{zul}} = \frac{700}{2{,}07} = \sim 340\ Mp/m^2 > 250$

Nach Tab. S. 201 Unterkante 1. Gesch.

$\sigma_{N\,gtr.(1+m_a)\cdot 0{,}75} = 251\ Mp/m^2$ (Spalte 32)

$\sigma^{II}_{B_{zul}} = \frac{840}{2{,}07} = \sim 405\ Mp/m^2 > 355$

$\sigma_{H_g + H_n + H_{St.}} = 58{,}4 + 22{,}4 + 11{,}4 = 92{,}2\ Mp/m^2$

$\sigma_{N(ohne\ Wind)} = 251 + 92 = 343\ Mp/m^2$

$\sigma_{N\,vorhanden}$ nach Tabelle

auf Seite 201

Infolge Wind auf Giebel mit $p_D = 44\ kp/m^2$

$M = 0{,}044 \cdot 2{,}8^2/8 = 0{,}043\ Mpm$; $W = \frac{1{,}0 \cdot 0{,}15^2}{6} = 0{,}00375\ m^3$

$\sigma = 0{,}043/0{,}00375 = 11{,}5\ Mp/m^2$; $\sigma_H = 343 + 12 = 355\ Mp/m^2$

$e_0 = 2{,}1\ cm \rightarrow$ S. 201, Sp. 29 $< 15/6 = 2{,}5\ cm$

$\sigma_e = \frac{0{,}043}{174{,}8} = 0{,}003\ m = 0{,}3\ cm$; $e_0 = \sim 2{,}16\ cm < 1515$ bzw. 1516

Somit keine gerissene Zugzone

$\rightarrow$ S. 201 Sp. 23

Nach Tab. S. 4, Statik v. Mai 73, Prüfbescheid Nr. 43/3 - 028/5 für Giebelaußenwände, $d = 15\ cm$; $\varphi = 0{,}529$

$\sigma^{I}_{B\,zul.} = 0{,}529 \cdot 700 = 370\ Mp/m^2 > 343\ Mp/m^2$

$\sigma^{II}_{B\,zul.} = 0{,}529 \cdot 840 = 445\ Mp/m^2 > 355\ Mp/m^2$

Biegeknicknachweis

$l_k = 1.12 \cdot 23.20 = 26.0$ m

$i = \sqrt{\frac{6.84}{1.225}} = 2.37$ m

$l_k / i = 26.0 / 2.37 \approx 11$

In der 1. Montagestufe betragen die Einwirkungen:

$N^1_{g+p} = 165.33 + 48.70 \approx 215$ Mp

$M^1_{g+p+w+sk} = \cancel{98.25} \; \cancel{37.87} + 87.5 + 18.3 - \cancel{243} = \cancel{175}$ Mpm

$m_a = \frac{6 \cdot \cancel{175}}{215 \cdot 8.17} \; \cancel{\varphi} \; 0.83$

$\omega_k \approx 1.0$ $\qquad e/l = \frac{125}{215 \cdot 8.17} = 0.14$

nach Vorbemerkung zum Katalog „Montagestabilisierung KBS 3.3.8 Bild 2 ist für den Tragfähigkeitsnachweis der Wandscheibe der Normalspannungsnachweis maßgebend. Damit kann der Biegeknicknachweis entfallen.

199.2

Nachweis der Schubkraft in den Vertikalfugen

Da z.Zt. noch keine endgültige Fugenausbildung der Querwandscheiben vorliegt, wird die Lage der Vertikalfuge in der Mitte der Giebelscheibe angenommen und dafür der Nachweis geführt!

$M^{l}_{g+p+w+st} = 62{,}0 + 15{,}8 + 57{,}1 + 17{,}5 = 132{,}4$

$M^{r}_{g+p+w+st} = 48{,}0 + 19{,}0 + 82{,}5 + 19{,}3 = 168{,}8$

Diff. bleiben $\Delta M = \sim 42{,}4$ Mp

$J = 6{,}80\ m^4$

$S = 0{,}15 \cdot 8{,}17^2/8 = 1{,}25\ m^3$

$\max T \leq 42{,}4 \cdot \frac{1{,}25}{6{,}80} = 7{,}7$ Mp

199.3

Nachweis der Schubspannung in den Horizontalfugen

$\bar{Q} = 1.30 + 1.33 + 1.25 = 4{,}38$ Mp/m

Einflußbreite $b = \frac{11.20}{2 \text{ Scheiben}} = 5.60$ m

$Q = 4.38 \cdot 5.60 \approx 25$ Mp

$\tau_H = \frac{25 \cdot 1.25}{6.80 \cdot 0.15} = 30$ Mp/m² $= \tau_{H\,zul}$

Wandscheibe Achse 6, A-B ; 16, C-D

Last annehmen [vergl. S. 194]

- Decke über 7. Geschoß

Stempel-Belastung = 0.425 · 5.40 * = 2.30 Mp

Loggiadecke $G_1 = \frac{1.95}{2} \approx 1.0$ Mp

$G_2 = \frac{1.80}{2} = 0.90$ Mp

- Dachaufbau 0,325 · 3.60 = 1.17 Mp/m
- Schneelast 0.150 · 3.60 = 0,54 Mp/m

Geschoßdecke 0,350 · 1.80 = 0.63 Mp/m

- Dachaufbau 0,325 · 1.80 = 0.57 "
- Schneelast 0,150 · 1.80 = 0.27 "

Treppenhausdecke 0.350 · 1.80 = 0,63 "

- Dachaufbau 0,325 · 1.80 = 0.57 "
- Schneelast 0,150 · 1.80 = 0.27 "

4-Druckplatte (Flügdecke)

- Eigengewicht 2·0,475 · 1.80 · 3.60/4 = 1.54 Mp
- Dachaufbau 2·0,325 · 1.80 · 3.60/4 = 1.06 Mp
- Schneelast 2·0,150 · 1.80 · 3.60/4 = 0.50 Mp

* als richtig unterstellt

Treppenlauf

Stützweite $l = 3{,}90 - 0.03 - 0{,}10 = 3.77$ m

Steigungsverhältnis $8 \times 17{,}5 / 28$

$\tan \alpha = 0.625$

$\alpha = 32°$

$\cos \alpha = 0.848$

Lastannahmen

Trittstufen i. Mörtelbett

$0.07 \cdot \frac{0{,}32}{0{,}28} \cdot 2{,}3 = 0{,}19$ Mp/m²

Setzstufen i. Mörtelbett

$0.07 \cdot \frac{0.10}{0.28} \cdot 2.3 = 0.06$ "

Setzstufen

$\frac{0{,}175}{2} \cdot 2{,}4 = 0{,}21$ "

Treppenlauf

$0{,}14 \cdot 2.5 / 0.848 = 0.42$ "

$g_1 = 0{,}90$ Mp/m²

Fußbodenaufbau

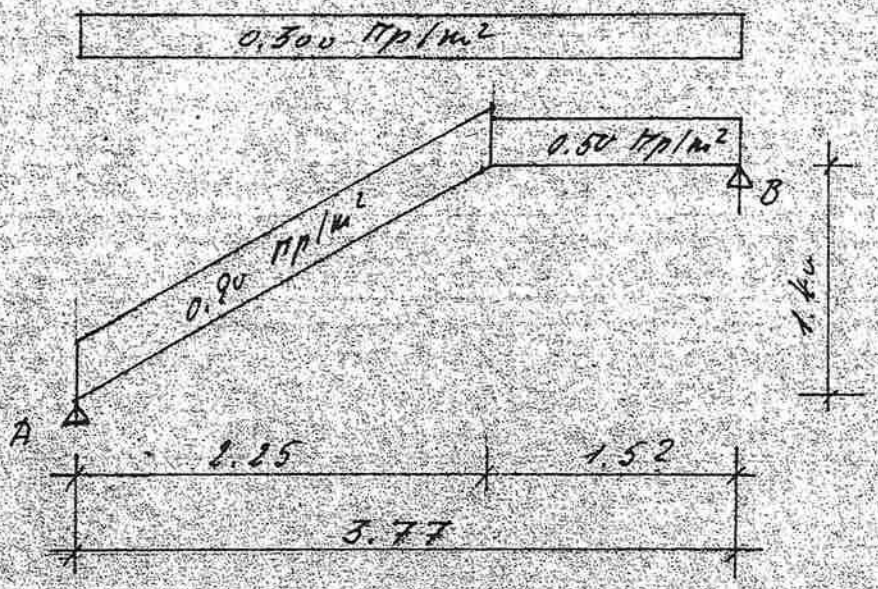
$0.05 \cdot 2{,}3 = 0{,}12$ Mp/m²

Fußbodenplatte

$0{,}145 \cdot 2.5 = 0{,}36$ "

$g_2 = 0{,}50$ Mp/m²

Verkehrslast $p = 0{,}300$ Mp/m²



$A_g = 0{,}90 \cdot 2.25 \cdot 2.65 / 3.77 = 1{,}42$ Mp/m
$+ 0.50 \cdot 1.52^2 / 2 \cdot 3.77 = 0{,}15$ "
$1{,}57$ Mp/m

$B_g = 0{,}90 \cdot 2.25^2 / 2 \cdot 3.77 = 0{,}60$ Mp/m
$+ 0.50 \cdot 1.52 \cdot 3.01 / 3.77 = 0{,}61$ "
$1{,}21$ Mp/m

$A_p = B_p \cdot 0{,}300 \cdot 3.77 / 2 = 0{,}57$ Mp/m

Fenstersturz (Brüstungsfeld)

Stützweite $\ell = 3.60$ m

Belastungen

Trennwand $B_g = 1{,}21$ Mp/m

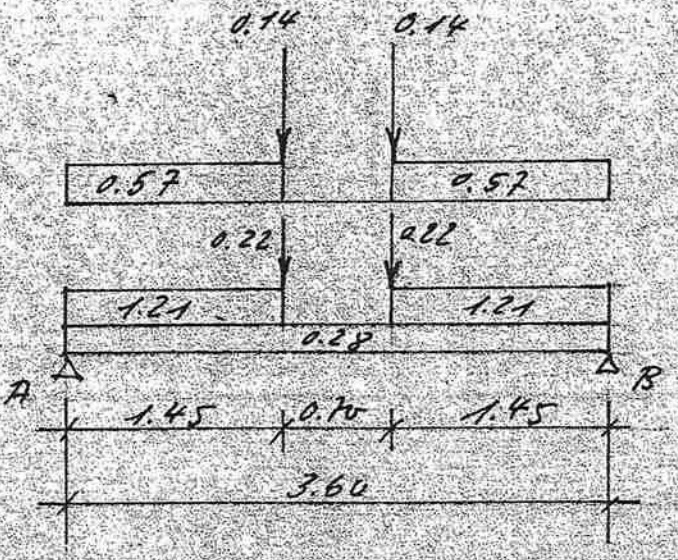
Fensterpfeiler

$0.50 \cdot \frac{0.76}{2} \cdot 1.43 \cdot 3.01 / 3.97 = G = 0{,}22$ Mp

Eigengewicht $0.20 \cdot 0.55 \cdot 2.5 = 0{,}28$ Mp/m

Trograndbalk / Bp = 0.57 Mp/m

Fundamentplatte $0.22 \frac{0.70}{0.50}$ = P = 0,14 "



$A_g = B_g = 1.21 \cdot 1.45 + 0.22 + 0.28 \cdot 3.60 / 2$

$= 1.76 + 0.22 + 0.51 = 2,49$ Mp

$A_p = B_p = 0.57 \cdot 1.45 + 0.14$

$= 0.83 + 0.14 = 0,97$ Mp

Hauptträger

Stützweite $l = 3.60$ m

Last annehmen

Trograndbalken $0.05 \cdot 2,3 = 0,12$ Mp/m

Fundamentplatte $0,14 \cdot 2.5 = 0,35$ Mp/m

$g = 0,47$ Mp/m

Verkehrslast $p = 0.300$ Mp/m

204

$A_g = B_g = 0.47 \cdot 3.60 / 2 = 0.85$ Mp/m

$A_p = B_p = 0.300 \cdot 3.60 / 2 = 0.54$ Mp/m

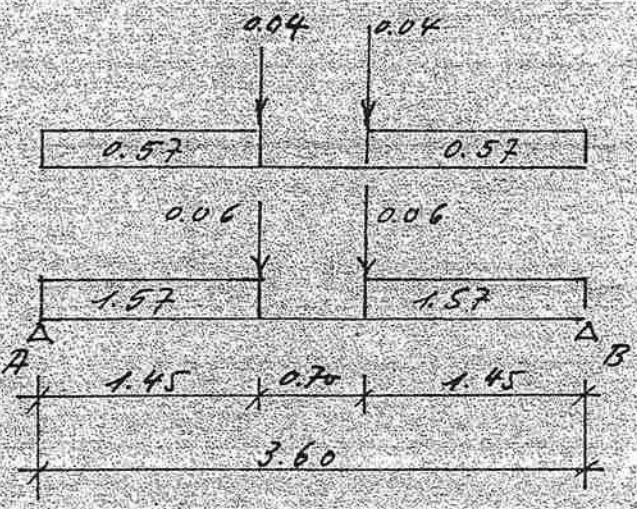
Randlasten aus den Treppenläufen:

A_g = 1.57 Mp/m

A_p = 0.57 Mp/m

Fensterpodestplatte $0.22 \frac{0.76}{3.01} \cdot G \cdot 0.06$ Mp

$0.14 \frac{0.76}{3.01} = P = 0.04$ Mp



$A_g = B_g = 1.57 \cdot 1.45 + 0.06$

$= 2.39 + 0.06 = 2.45$ Mp

$A_p = B_p = 0.57 \cdot 1.45 + 0.04$

$= 0.83 + 0.04 = 0.90$ Mp

20

- Decke über 1. – 6. Geschoß

Loggiabrüstung	0.425 · 3.60	=	1.53	Mp
Loggiadecke	G_1 = 1.0 Mp	G_2 =	0.90	Mp
– Fußbodenaufbau	0.120 · 3.60	=	0.42	Mp/m
– Verkehrslast	0.500 · 3.60	=	1.80	Mp/m
Loggiaaufleitwand	0.150 · 1.80	=	0.90	Mp
Geschoßdecke	0,350 · 1.80	=	0.63	Mp/m
– Fußbodenaufbau	0,240 · 1.80	=	0,44	Mp/m
– Verkehrslast	0.200 · 1.80	=	0,36	Mp/m
Flurwand ~	~0,185 · 1.80	=	0,33	Mp
4 Feuchtplatte (Flurdecke)		=		
	G_1 = 2 · 0.475 · 1.80 · 3.60 / 4	=	1,54	Mp
	G_2 = 2 · 0.090 · 1.80 · 3.60 / 4	=	0,30	Mp
	P = 2 · 0,300 · 1.80 · 3.60 / 4	=	1.80	Mp

- Hauptpodeste:

–	J =	0.85	Mp/m
–	p =	0.54	Mp/m
– Randbalken	G =	2.45	Mp
	P =	0.90	Mp

- Zwischenpodest: G_1 = 2.49 Mp; P_2 = 0.97 Mp

- Innenwandelemente / Geschoß: 1.33 Mp/m

c/ Kellergeschoß

Riegel Achse AB, 6 , CD, 16 → S. 118

Ag = 5.71 Tp Bg = 4.67 Tp

Ap = 5.52 Tp Bp = 3.01 Tp

Kellerwand 0.18 . 3.60 . 2.5 = 1.70 Tp/m

Riegel Achse B, C ,

Ag = Bg = 2.03 Tp

Bp = Bp = 2.09 Tp

Hauptpodeste wie 1.-6. 0.6.

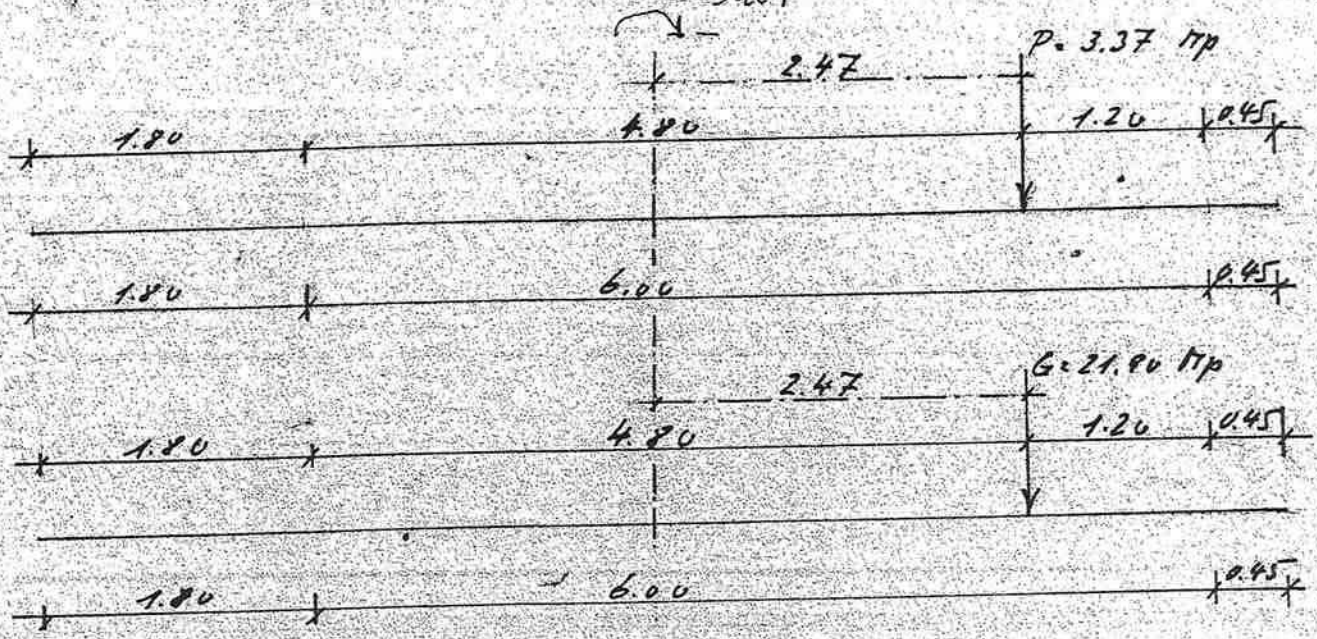
D/ aus Montageunterlagen

aus Pos VIII /207 Ag = 21.90 Tp

Ap = 3.37 Tp

27

Maschinenraum



$P = 3.37$ Mp $\quad x_p = 6.60$ m

$e_p = 4.13 - 6.60 = -2{,}47$ m

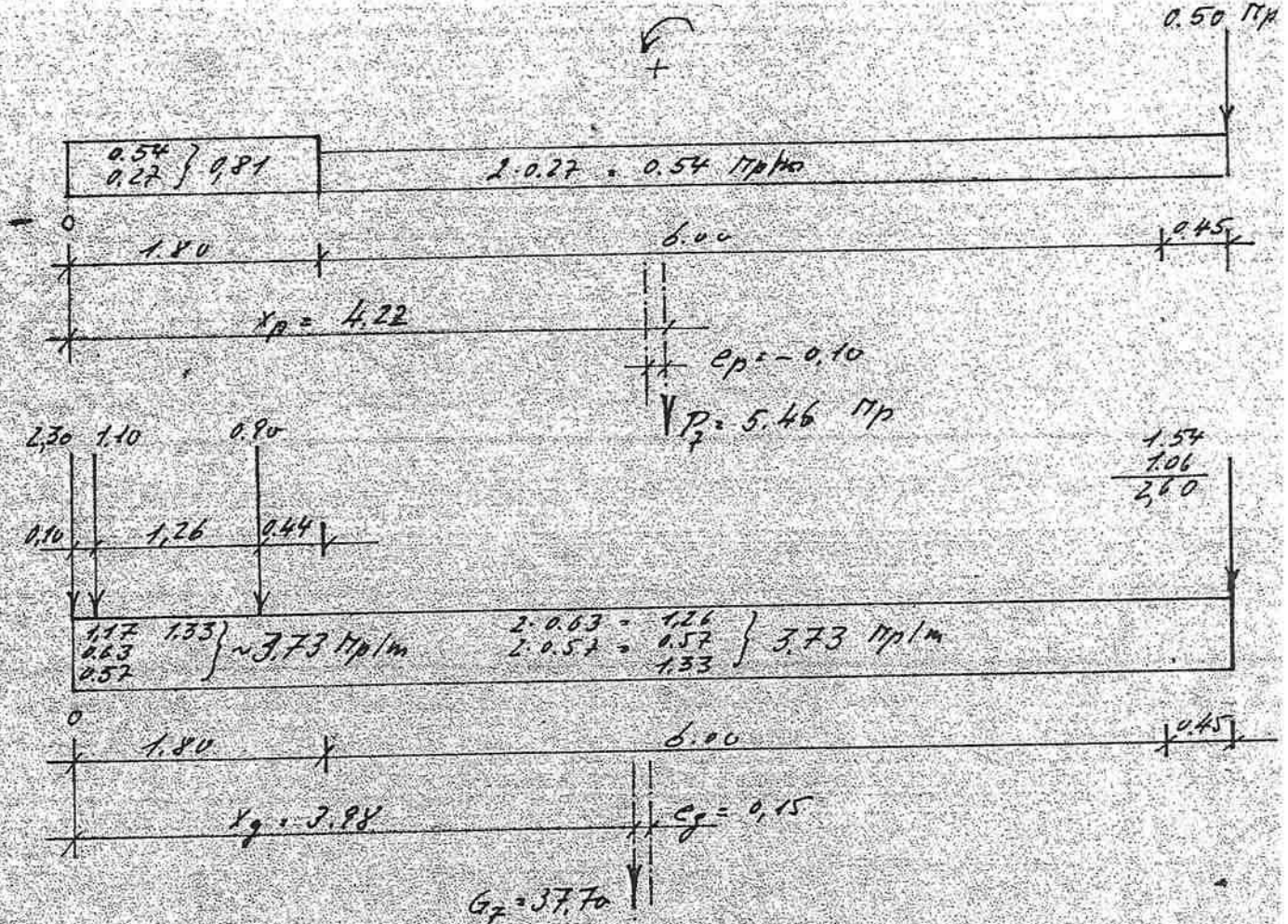
$M_p = -3.37 \cdot 2.47 = -8.32$ Mpm

$G = 21.90$ Mp $\quad x_g = 6.60$ m

$e_g = 4.13 - 6.60 = -2.47$ m

$M_G = -21.90 \cdot 2.47 = -54.00$ Mpm

a) Desno od 7. deonog



$P = 0.81 \cdot 1.80 + 0.54 \cdot 6.45 + 0.50$

$= 1,46 + 3,50 + 0,50 = 5.46$ tp

$G = 2,30 + 1,10 + 0,90 + 2.60 + 3.73 \cdot 8.25$

$= 6,90 + 30,80 = 37,70$ tp

$M_{op} = 1,46 \cdot 0,90 + 3,50 \cdot 5.03 + 0,50 \cdot 8.25$

$= 1,31 + 17,60 + 4,13 = 23,04$ tp

$x_p = 23.04 / 5.46 = 4.22$ m $e_p = 4.13 - 4.22 = -0,10$

$M_p = -5.46 \cdot 0,10 = -0,55$ tpm

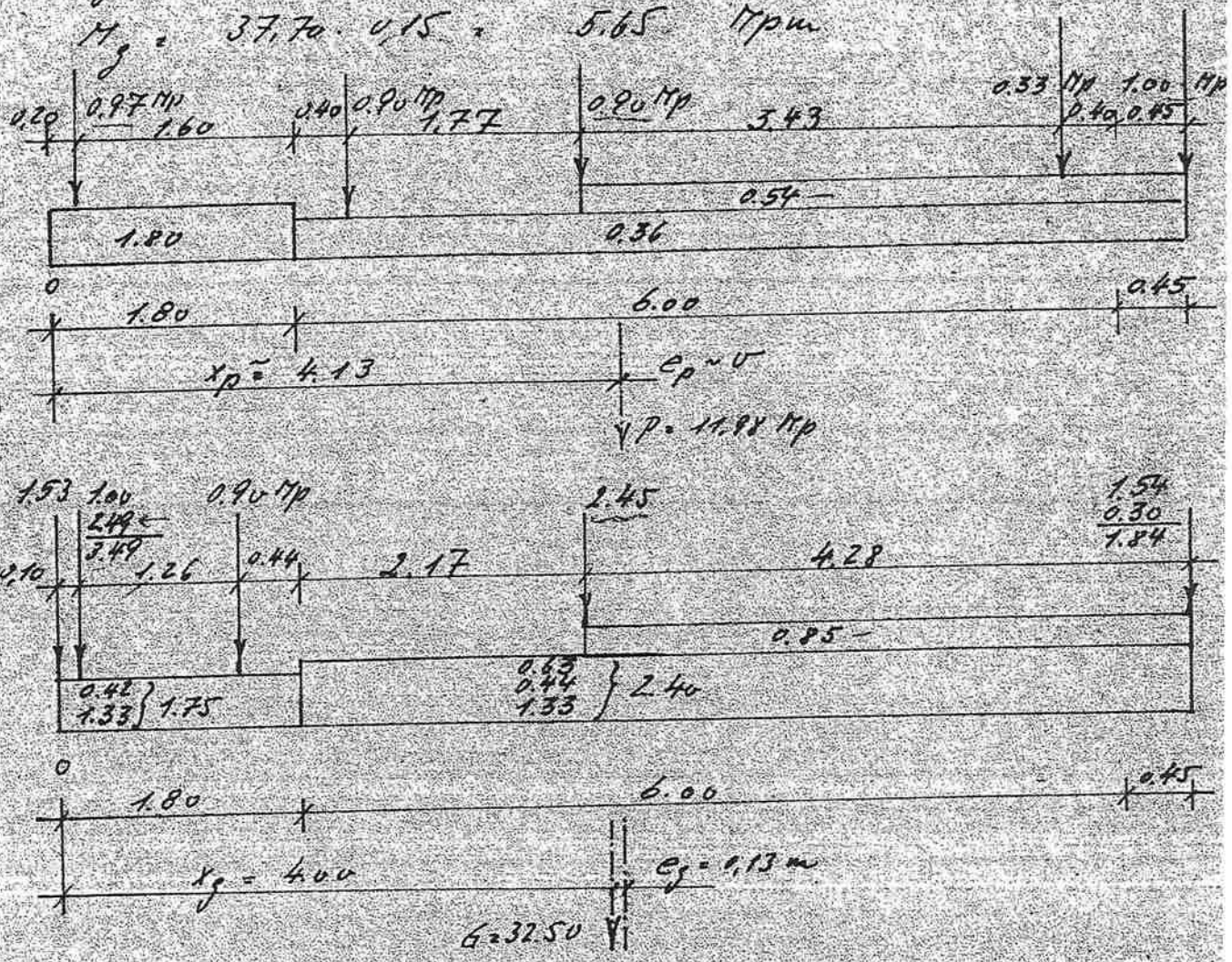
$M_{0g} = 1.10 \cdot 0.10 + 0.90 \cdot 1.36 + 2.60 \cdot 8.25 + 30.80 \cdot 4.13$

$= 0,11 + 1,22 + 21.40 + 127,00 = 149,73$ тм

$y_G = 149,73 / 37,70 \approx 3,98$ м

$e_g = 4,13 - 3,98 = 0,15$ м

$M_g = 37,70 \cdot 0,15 = 5.65$ тм



б) Эпюра $\sigma_{бет}$ от 1-го фактора

$P = 0,97 + 0,90 + 0,90 + 0,33 + 1,0 + 1,80 \cdot 1,80 + 0,36 \cdot 6,45 + 0,54 \cdot 4,0$

$= 4,10 + 3,25 + 2,32 + 2,31 = 11,98$ Мр

$G = 1,53 + 3,49 + 0,90 + 2,45 + 1,84 + 1,75 \cdot 1,80 + 2,40 \cdot 6,45 + 0,45 \cdot 9$

$= 10,21 + 3,15 + 15,50 + 3,64 = 32,50$ Мр

$M_{0p} = 0,97 \cdot 0,20 + 0,90 \cdot 2,20 + 0,90 \cdot 3,97 + 0,33 \cdot 7,40 + 1,0 \cdot 8,25$

$= 0,19 + 1,98 + 3,57 + 2,44 + 8,25 = 16,43$ тм

$+ 3,25 \cdot 0,90 + 2,32 \cdot 5,02 + 2,31 \cdot 6,11$

$= 2,92 + 11,60 + 14,10 = 28,62$ тм

$M_{0p} = 45,05$ тм

2.15

$x_p = 45.05 / 11,98 \cdot 3,75 = 4,15$ m

$e_p = 4,13 - 4,15 \sim 0$ $\quad +0,38$ $\quad 11,98 \cdot 0,38 = +4,55$ Mpm

$M_p = 0$

$M_g = 1.53 \cdot 0 + 3,49 \cdot 0,10 + 0,80 \cdot 1.36 + 2.45 \cdot 3,97 + 1.84 \cdot 8.25$
$+ 3.75 \cdot 0,90 + 15.50 \cdot 5,03 + 3.64 \cdot 6,11$

$= 0,35 + 1.22 + 9,70 + 15,15 + 2.84 + 78.00 + 22.20$

$= 129,46$ Mpm

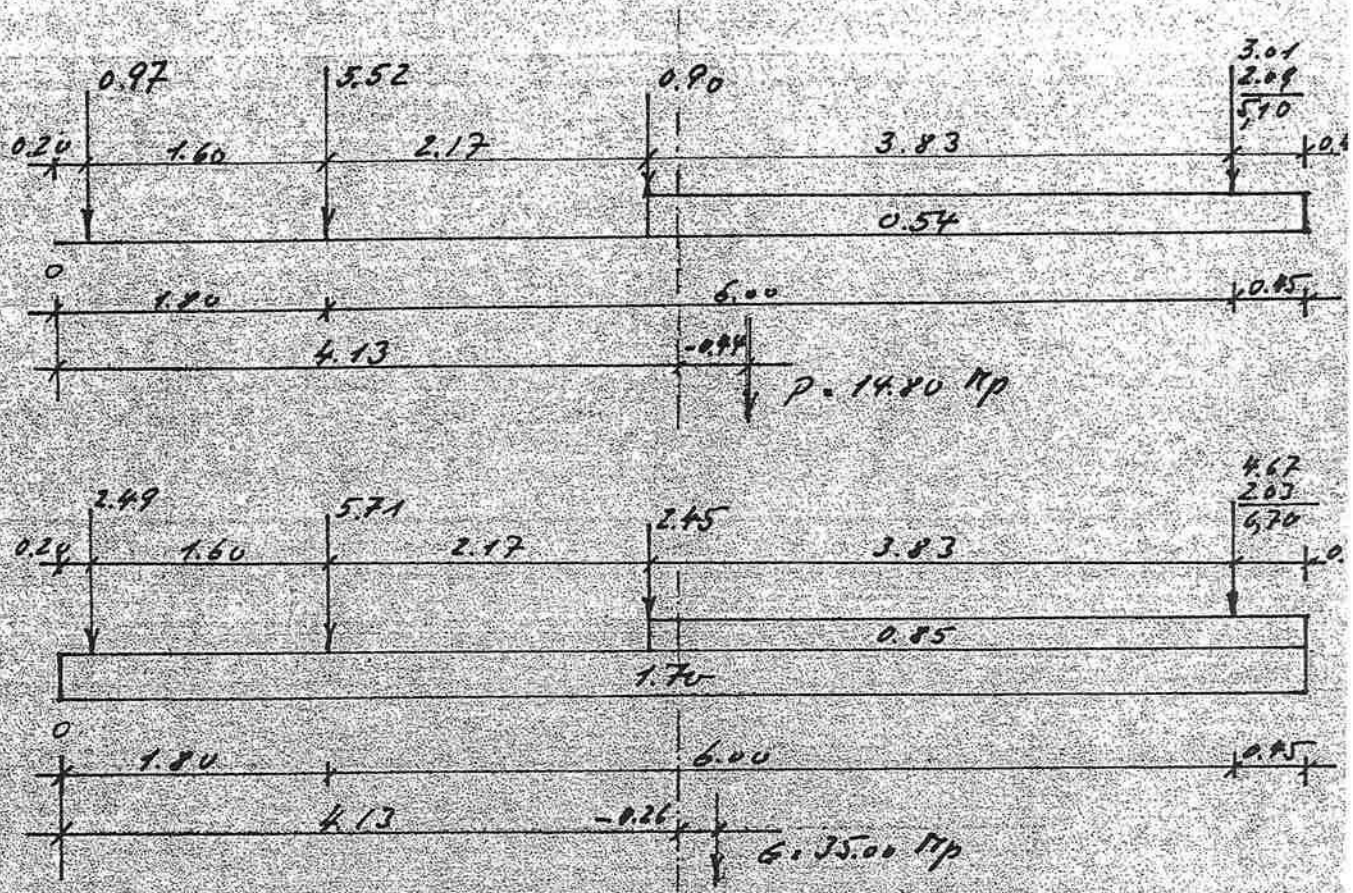
$x_g = 129,46 / 32.50 = 4,00$ m

$e_g = 4,13 - 4,00 = 0,13$ m

$M_g = 32.50 \cdot 0,13 = 4,22$ Mpm

211

Decke über Kellergeschoß



$P = 0.97 + 5.52 + 0.90 + 5.10 + 0.54 \cdot 4.27$

$= 12.49 + 2.30 = 14.80$ Mp

$G = 2.49 + 5.71 + 2.45 + 6.70 + 0.85 \cdot 4.27 + 1.70 \cdot 8.25$

$= 17.35 + 3.63 + 14.00 = 35.00$ Mp

$M_{op} = 0.97 \cdot 0.20 + 5.52 \cdot 1.80 + 0.90 \cdot 3.97 + 5.10 \cdot 7.80 + 2.30 \cdot 6.12$

$= 0.19 + 10.05 + 3.56 + 39.80 + 14.05 = 67.65$ Mp

$x_p = 67.65 / 14.80 = 4.57$ m

$e_p = 4.13 - 4.57 = -0.44$ m

$M_p = 14.80 (-0.44) = -6.50$ Mpm

$M_{0g} = 2.49 \cdot 0.20 + 5.71 \cdot 1.80 + 2.45 \cdot 3.97 + 6.76 \cdot 7.80 + 3.63 \cdot 6.12$
$+ 146 \cdot 4.13$

$= 0.50 + 10.36 + 9.70 + 52.70 + 22.20 + 587.0 = 153.0$

$x_g = 153.0 / 35.0 = 4.36$ m

$e_g = 4.13 - 4.36 = -0.26$ m

$M_g = -35.0 \cdot 0.26 = -9.1$ mm

UK Gesch.	N_g Mp	N_p Mp	M_g Mpm	M_p Mpm	M_w Mpm	M_{st} Mpm	M_E Mpm		σ_{N_g} Mp/m²	σ_{Kp}	σ_{M_g}	σ_{M_p}	σ_{M_w}	$\sigma_{M_{st}}$	σ_{M_E} Mp/m²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
8	21.90	3.37	-54.00	-8.32	2.0	—	—		-14.0	-2,2	25.0	3.8	0.9	—	
7	59.60	8.83	-47.35	-8,87	4.62	3.50	—		-38.4	-5,7	22.4	4.1	2,1	1.6	
6	92,10	20,81	-44,13	-8.87	13.10	7.40	—		-58.5	-13.4	20,4	4.1	6,1	3.4	
5	124,60	32,79	-39,91	-8.87	29.40	11.00	—		-80.0	-21.0	18,5	4.1	13.6	5,1	
4	157,10	44,77	-35,69	-8.87	46.80	14.90	—		-100,0	-28.8	16.5	4.1	21,6	6,9	
3	189,60	56,75	-31,47	-8.87	70,00	18.90	—		-121.0	-36.6	14.6	4,1	32.4	8.8	
2	222,10	68,73	-27,25	-8.87	99.00	22.40	—		-143.0	-44.2	12.6	4,1 (8.4)	46.0	10.4	
1	254,60	80,71	-23,03	-8.87 +18,63	131,00	25,20	—		-167.0	-52.0	10,7	4.1	61.0	11.7	
0							—								

1.-1. Geschoß

$N_{1-1} = N_1 + 3250$

$N_{11-11} = N_{1-1} + 1180$

$M_{1-1} = M_1 + 422$

$M_{11-11} = M_{1-1} + 410$

Nach Schiftkraftlinie
↓ konzentr. Belastung:
$\frac{M\,[Mp/m] \cdot 72.0\,[m] \cdot \tan 15}{100}$
$= M \cdot 7.30$
+ Anteil aus Reibungs-

$\sigma_N = \frac{N}{1.56}$

$\sigma_M = \frac{M}{8.87} \cdot 4.11$
$= \frac{M}{2.16}$

$6.4 \cdot \sqrt{} = 27,50$
$- 8,87$
$18,63$ Mp

| Ufd. Pfeil. | σ_{N_g} | $\sigma_{M_{g,z}+M_{f,z}+N_{f,z}}$ | σ_A | σ_B | $\sigma_{N_g+N_p}$ | $\sigma_{M_{g,y}+M_{f,y}+N_{f,y}}$ | σ_A | σ_B | σ_A | σ_B | $\sigma_{N_g+N_p}$ | $\sigma_{M_{g,y}+M_{f,y}+N_{f,y}}$ | σ_A | σ_B | $\sigma_{N_g+N_p}$ | $\sigma_{M_{g,z}+M_{f,z}+N_{f,z}}

Biegeknicknachweis

$l_k = 1.12 \cdot 23.20 = 26.0$ m

$i = \sqrt{\frac{8.87}{1.56}} = 2,38$ m

$l_k / i = 26.0 / 2.38 \approx 10,9$

In der 1. Normalgruppe betragen die Normalkräfte:

$N'_{g+p} = 254,6 + \frac{80,71}{8.74} \cdot \frac{335,31}{263,3}$ Mp

$N'_{g,p,w,st} = 23,63 + 8.87 + 131.0 + 25.2 = 188,1$ Mpm

$m_8 = \frac{6 \cdot 188,1}{263,3 \cdot 8.225} = 0,52$

$w_k = \sim 1.0$ $\quad e/l = 0.52/6 \approx 0,09$

Nach Vorbemerkung zu Kap. 4, Normgerechtheitsnachweis Abs. 3.3.8 Bild 2 ist für den Tragfähigkeitsnachweis der Normalspannungsnachweis maßgebend. Damit kann der Biegeknicknachweis entfallen

Nachweis der Klaffkraft in den Vertikalfugen

$M^2_{g+p+w+st} = 27,25 + \tilde{8.87} + 99.w + 22,40 = 157,52$ mpm

$M^1_{g+p+w+st} = 23.03 + \tilde{8.87} + 131.w + 25.w = 188,10$ "

$\Delta M \sim 31$ mpm

$J = 8.87\ m^4$

$W_{ex} S = 0,19 \cdot 8.225^2/_{1,8} \cdot 1,60\ m^3$

$T \leq 31 \dfrac{1.6}{8.87} = 5,6$ mp

$T_{zul} = 16.0$ Mp für B 16 w ⟶ S.1, Katalog

Klaffspaltgewichtsanteil: 24.10 kN / Fugenlänge

Nachweis der Klaffspannungen i.d. Horizontalfuge

$\bar{q} = 1.30 + \tilde{1,33} + 1.75 = 4.38$ Mp/m

$Q = 4.38 \cdot 22.0 \cdot \dfrac{10.15}{100} = 32$ Mp

+ Anteil aus dem. -Raum 3.0·0.286 · 0,9 } 32.9

$T_4 = \dfrac{32.9 \cdot 1.60}{8.87 \cdot 0,19} = 31$ Mp/m² $\hat{=}$ $T_{4\,zul}$ 30 Mp/m²

Landhausbau Reihe 6, C-D; 16, A-B

Lastannahmen

. Decke über 7. Geschoß

(wie Landhausbau Reihe 6, A, B; 16, C-D)

. Decken über 1.–6. Geschoß [vgl. S. 194]

Loggiabrüstung ~0,425 · 3,60 = 1,55 Mp
+ 0,600 · 1,80 ~ 1,10 Mp

2,65 Mp

Loggiadecke G_1 = 1,0 Mp G_2 = 0,90 Mp
– Fußbodenaufbau 0,620 · 3,60 = 0,43 Mp/m
– Verkehrslast 0,500 · 3,60 = 1,80 Mp/m
Loggiaaußenwand 0,150 · 1,80 = 0,90 Mp
Geschoßdecke 0,350 · 1,80 = 0,63 Mp/m
– Fußbodenaufb. 0,090 · 1,80 = 0,16 Mp/m
– Verkehrslast 0,200 · 1,80 = 0,36 Mp/m

[Decke Lastannahme Seite 5]

– Lüftungsnischenwand 0,620 · 1,80 = 1,12 Mp
– Zimmereingangswand 0,185 / 2 = 0,09 Mp/m
– Lüftwand 0,185 · 1,80 · ¼ = 0,08 Mp
4 Fichtepfeiler: G_1 = 1,54 Mp G_2 = 0,30 Mp P = 1,0 Mp
. Innenwandelemente / Geschoß
0,19 · 2,80 · 2,5 = 1,33 Mp/m

* als richtig unterstellt

Kellergeschoß

Riegel Achse CD/6 ; AB/16

A_g = 5.71 tm ; B_g = 4.67 tm

A_p = 5.52 tm ; B_p = 3.01 tm

Riegel Achse BC

$A_g = B_g$ = 2.03 tm

$A_p = B_p$ = 2.09 tm

Kellerwand	0.19 · 3.60 · 2.5 =	1.71 t/m
Geschoßdecke	0.35 t · 1.8 t =	0.63 t/lfm
– Fußbodenaufbau	0.09 t · 1.8 t =	0.16 "
– Verkehrslast	0.30 t · 1.8 t =	0.54 "
Trennwand	0.66 t · 1.8 t =	1.2 t/m

Mehrwiderstände → S. 308

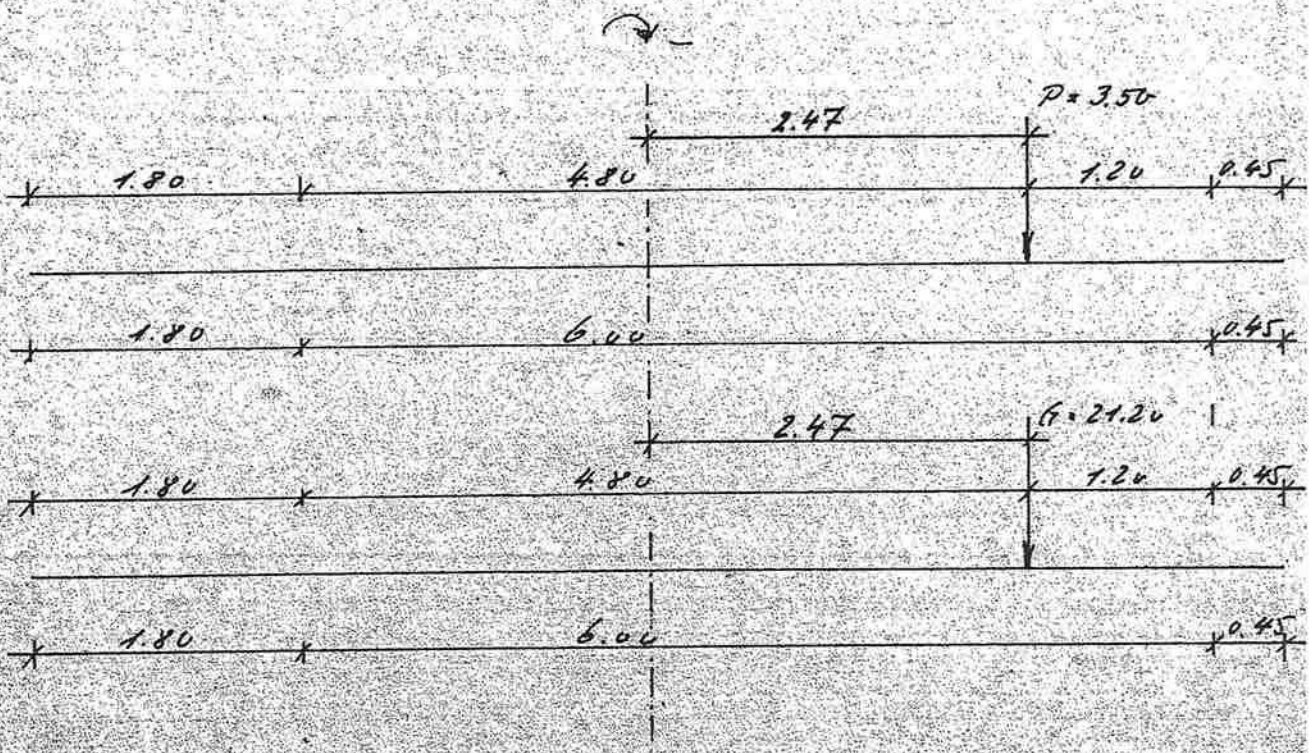
aus Fuß VIII / 108

A_g = 21.20 tm

A_p = 3.5 t tm

215

Постоянная



$P = 3{,}50$ Пр $\quad x_p = 6.60$ м

$c_p = 4.13 - 6.60 = -2.47$ м

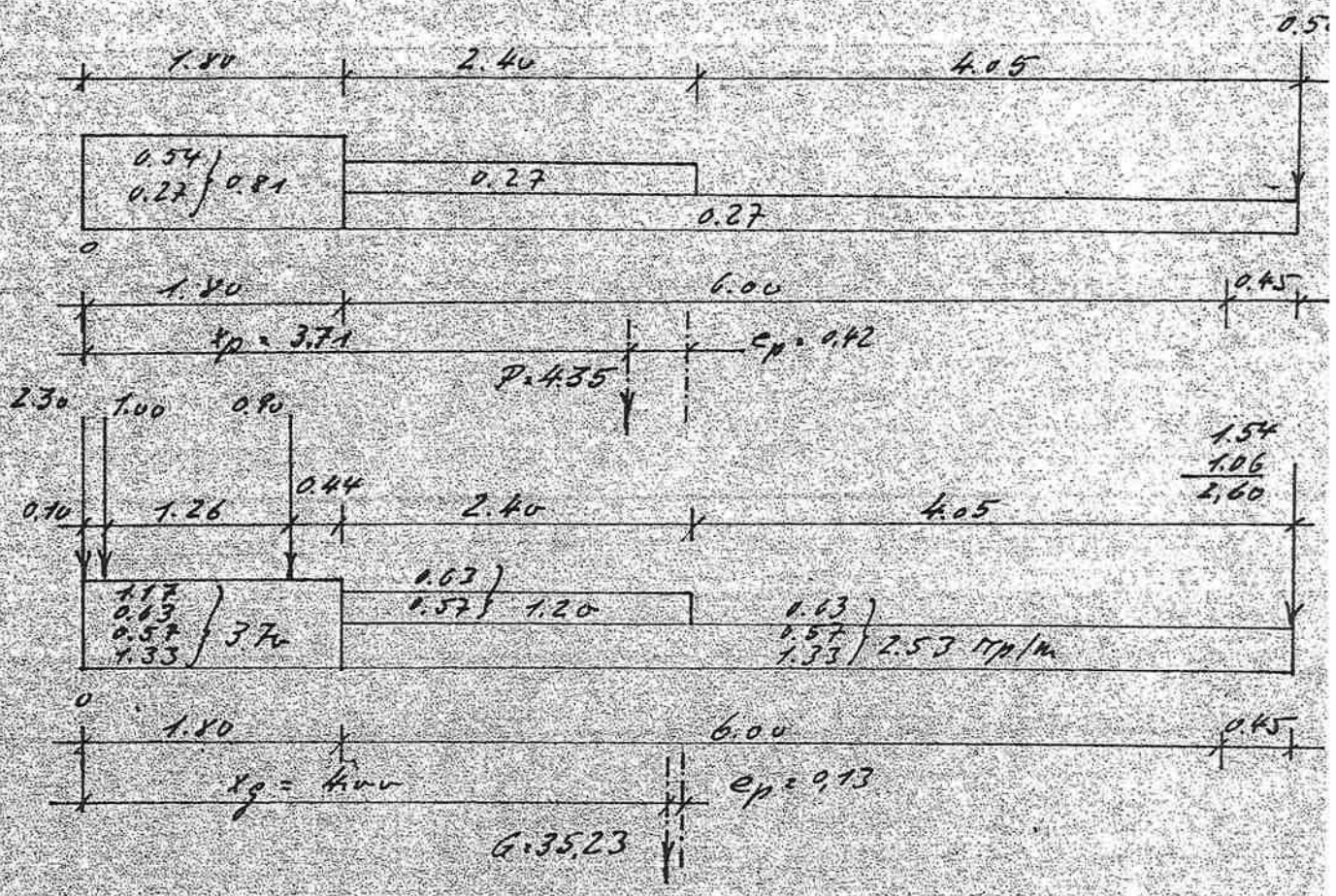
$M_p = -3.50 \cdot 2.47 = -8{,}65$ Прм

$G = 21.20$ Пр $\quad x_p = 6.60$ м

$c_p = 4.13 - 6.60 = -2.47$ м

$M_g = -21{,}20 \cdot 2{,}47 = -52.5$ Прм

a/ Decke über 7. Geschoß



$P = 0.81 \cdot 1.80 + 0.27 \cdot 2.40 + 0.27 \cdot 6.45 + 0.50$

$= 1.46 + 0.65 + 1.74 + 0.50 = 4,35$ tm

$G = 2,30 + 1.0 + 0.80 + 2.60 + 3.70 \cdot 1.80 + 1.20 \cdot 2.40 + 2.53 \cdot 6.45 + 2.6$

$= 6,80 + 6,65 + 2.88 + 16.30 + 2.60 = 35,23$ tm

$M_{op} = 1.46 \cdot 0,90 + 0.65 \cdot 3.0 + 1.74 \cdot 5,03 + 0.50 \cdot 8.25$

$= 1,31 + 1,95 + 8.75 + 4.13 = 16,14$ tm

$x_{op} = 16,14 / 4,35 = 3,71$ m

$e_p = 4,13 - 3,71 = 0,42$ m

$M_p = 4.35 \cdot 0,42 = 1,83$ tm

$M_{og} = 1.0 \cdot 0,10 + 0,50 \cdot 1.36 + 2.60 \cdot 8.25 + 6.65 \cdot 1.80 + 2.88 \cdot 3.0 + 16.30 \cdot 5.03$

$+ 2.60 \cdot 8.25$

$= 0,10 + 1.22 + 21,40 + 6.00 + 8.65 + 82.00 + 21,40$

$= 140,77$ tm

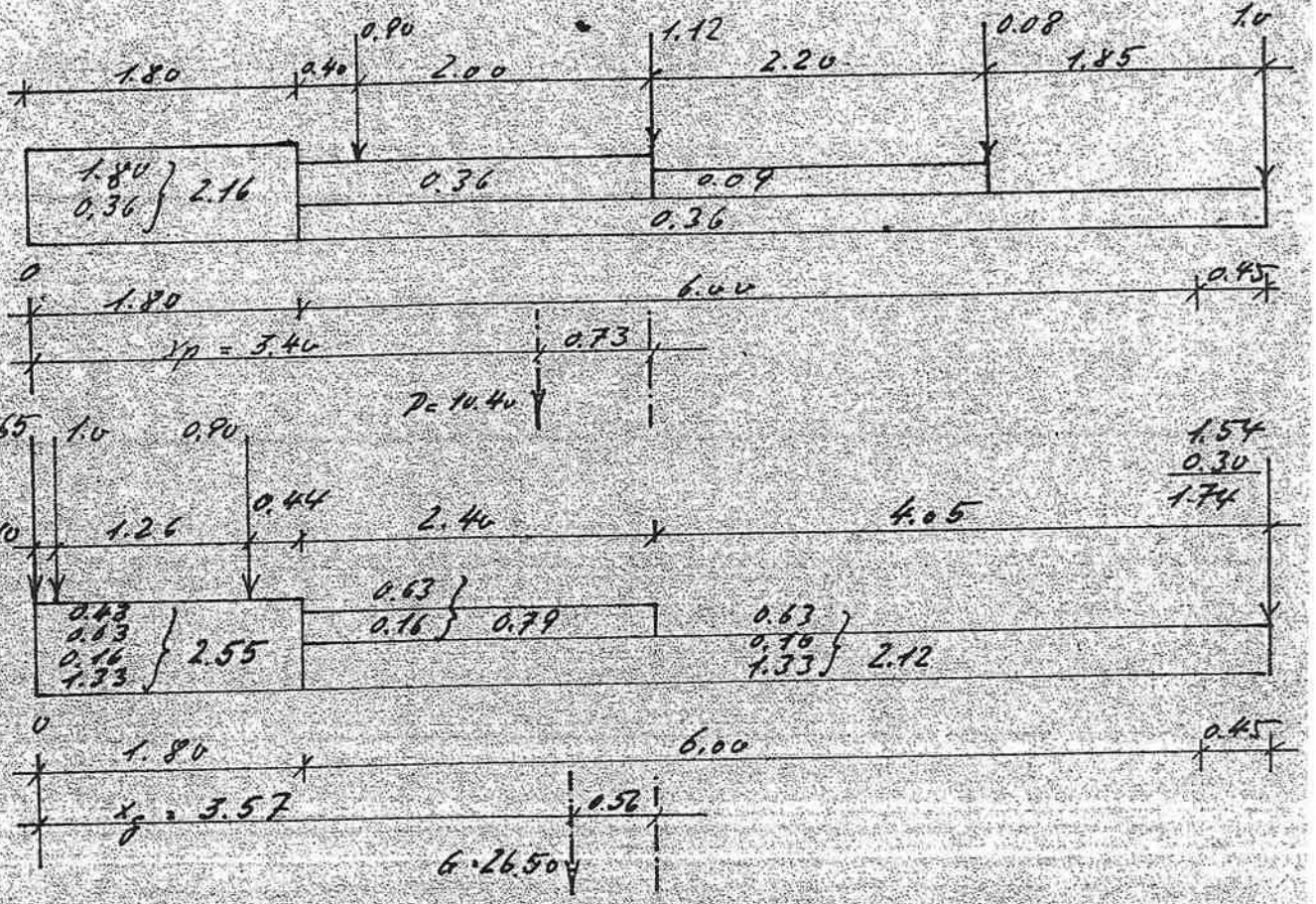
217

$x_{0g} = 140.77 / 35,23 = 4.00$ m

$e_g = 4,13 - 4.00 = 0,13$ m

$M_g = 35,23 \cdot 0,13 = 4,60$ Mpm

b) Lecke über 1. – 6. Joch



$p = 0.90 + 1.12 + 0.08 + 1.0 + 2.16 \cdot 1.80 + 0.36 \cdot 2.40 + 0.36 \cdot 6.45 + 0.09 \cdot 2.20$

$= 3,10 + 3,90 + 0,87 + 2,32 + 0,20 = 10,40$ Mp

$G = 2.65 + 1.0 + 0,90 + 1,74 + 2.55 \cdot 1.80 + 0.79 \cdot 2.40 + 2.12 \cdot 6.45$

$= 6,30 + 4.60 + 1,90 + 13,70 = 26,50$ Mp

$M_{op} = 0,90 \cdot 2.20 + 1.12 \cdot 4.20 + 0.08 \cdot 6.40 + 1.0 \cdot 8.25 + 3.90 \cdot 0,90 + 0,87 \cdot 3.0 + 2,32 \cdot 5.03 + 0,20 \cdot 5.30$

$= 1,98 + 4.70 + 0.51 + 8.25 + 3.51 + 2.61 + 11.65 + 1.06$

$= 34,27$ Mpm

x_p = 34,27 / 10,40 = 3,40 m

e_p = 4,13 − 3,40 = 0,73 m

M_p = 10,40 · 0,73 = 7,60 Прм

M_{og} = 1,0 · 0,10 + 0,90 · 1,36 + 1,74 · 8,25 +
+ 4,60 · 0,90 + 1,90 · 3,0 + 13,70 · 5,03
= 0,10 + 1,22 + 14,46 + 4,14 + 5,70 + 68,00
= 94,60 Прм

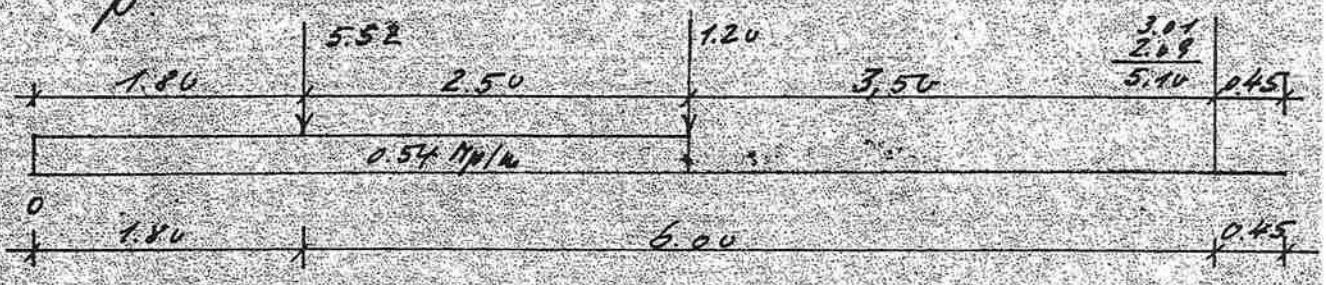
x_g = 94,60 / 26,50 = 3,57 m

e_g = 4,13 − 3,57 = 0,56 m

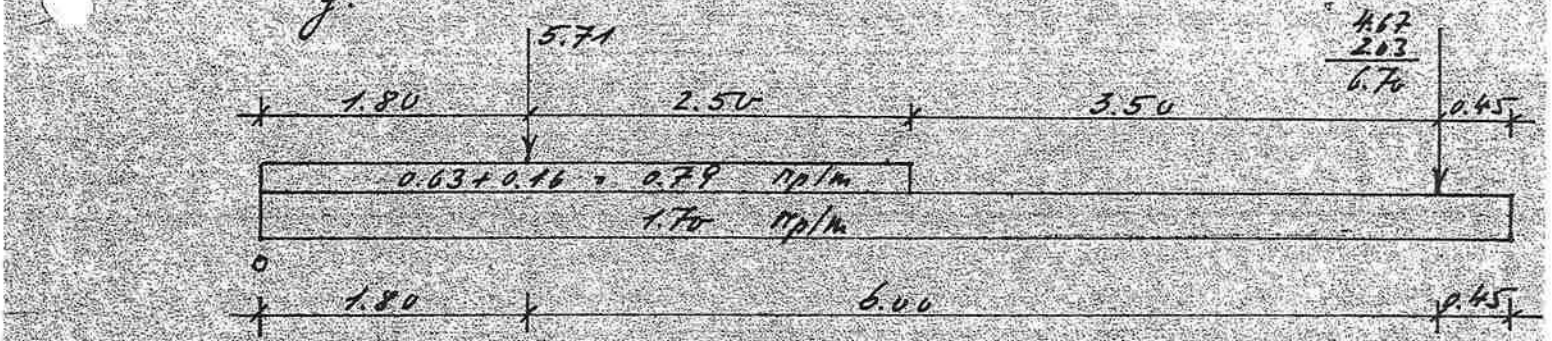
M_g = 26,50 · 0,56 = 14,80 Прм

Decke über Kellergeschoß

p.



g.



$p = 5.52 + 1.20 + 5.10 + 0.54 \cdot 4.30$

$= 11.82 + 2.32 = 14,14$ Mp

$G = 5.71 + 6.70 + 0,79 \cdot 4.30 + 1.70 \cdot 8.25$

$= 12.41 + 3.40 + 14.00 = 29,81$ Mp

$M_{op} = 5.52 \cdot 1.80 + 1.20 \cdot 4.30 + 5.10 \cdot 7.80 + 2.32 \cdot 2.15$

$= 9,95 + 5,16 + 39,80 + 5.00 = 59,91$ Mpm

$y_p = 59,91 / 14,14 = 4,23$ m

$e_p = 4.13 - 4.23 = -0.10$ m

$M_p = -14.14 \cdot 0,10 = 1,41$ Mpm

$M_{0g} = 5{,}71 \cdot 1{,}80 + 6{,}70 \cdot 7{,}80 + 3{,}40 \cdot 2{,}15 + 14{,}0 \cdot 4{,}13$

$= 10{,}30 + 52{,}26 + 7{,}30 + 57{,}70 = 127{,}50$ тм

$x_g = 127{,}50 / 29{,}81 = 4{,}28$ м

$e_g = 4{,}13 - 4{,}28 = -0{,}15$ м

$M_g = -29{,}81 \cdot 0{,}15 = 4{,}50$ тм

№ расч.	N_g	N_p	M_g	M_p	M_{1g}	M_{1p}	M_{2g}	M_{2p}	σ_{Ng}	σ_{Np}	σ_{Mg}	σ_{Mp}	σ_{Mng}	σ_{Mnp}	σ_{Mrg}
	кг	кг	кгм	кгм	кгм	кгм	кгм	кгм	кг/см²	кг	кг	кг	кг	кг	кг/см²
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
8	21,20	3,50	-52,50	-8,45	2,0	—			-13,6	-2,3	64,3	4,0	0,9	—	
7	56,43	7,81	-52,10	-6,82	4,62	3,50			-36,2	-5,1	24,2	3,2	2,1	1,6	
6	82,93	18,25	-37,30	+0,38	13,10	7,40			-53,2	-11,7	12,3	0,4	6,1	3,4	
5	109,43	28,65	-22,50	+8,38	29,40	11,00			-34,4	-18,4	10,4	3,9	13,6	5,1	
4	135,93	39,05	-7,70	+15,98	44,80	14,90			-84,0	-25,1	3,6	7,4	21,6	6,9	
3	162,43	59,45	+7,10	+23,58	70,00	18,90			-104,0	-38,0	3,3	11,9	32,4	8,8	
2	188,93	69,85	+21,90	+31,18	88,00	22,40			-121,0	-45,0	11,1	14,4	46,0	10,4	
1	215,43	80,25	+36,70	+38,78	103,00	25,20			-138,0	-51,5	12,0	18,0	61,0	11,7	
0															

$N_{1r} = N_1 + 2,5r$

$N_{1r} = N_1 + 10\,кг$

$H_{1r} = H_1 + 7,8r$

$M_{1r} = M_1 + 3,6r$

$\sigma_N = \frac{N}{1,52} = \frac{N}{28,2}$, кг/см²

$\sigma_M = \frac{M}{W} = \frac{M}{0,34}$, кг/см²

* Вычисл. для $r = 2,5$ см

UK Bereich	σ_{N_g}	$\sigma_{N_g+N_W+N_{St}}$	σ_A	σ_B	$\sigma_{N_g+N_p}$	$\sigma_{N_g+N_p+N_W+N_{St}}$	σ_A	σ_B	Normalspannungsnachweis e_{1k}	e_M	e_0	e_{bem}	$(1+M_2)\cdot 0{,}75$	$\sigma_{N_g+N_p}\cdot(31)$	σ_N
18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
8	-13.6	± 25,2	-38.8	+11,6	-15.9	± 29.2	+ 13,3	–						-19.1	-48,3
7	-36.2	± 27,5	-64,1	–	-41.3	± 31,1	–	–						-49,5	-80,6
6	-53.2	± 26.8	-80,0	–	-65.0	± 27,2	–	–						-78.0	-105,2
5	-74.0	± 29,1	-103,1	–	-92.4	± 33.0	–	–	0	0.019	0.019	0.6	1.20	-111	-144.0
4	-89.0	± 32,1	-121,1	–	-114.1	± 39,5	–	–						-137	-176.
3	-104.0	± 44.5	-148.5	–	-142.0	± 55,4	–	–						-171	-226.
2	-121.0	± 66.5	-187.5	–	-166.0	± 80,9	–	–						-199	-280.
1	-138.0	± 89.7	-227,7	–	-189,5	± 107.7	–	–						-228	-335,
0															
	(10)	(12)+(14)+(15)	(19)+(20)	(19)-(20)	(10)+(11)	(12)+(13)+(14)+(15)	(23)-(24)	(23)+(24)						(23)·(31)	(32)+(
				≦ 0	≦ 490		≧ 0								≦ 58

Zugspannungen an Oberkante bleibt unberücksichtigt →

$e_0 \leq \frac{d}{15}$

$0.019 \cdot 315 = e_0$

23.1

Biegeknicknachweis

$l_k = 1.12 \cdot 23.20 = 26.0$ m

$i = \sqrt{\frac{8.87}{1.37}} = 2.38$

$l_k / i = 26.0 / 2.38 = 10,9$

In der 1. Montagestufe betragen die Schnittkräfte:

$N'_{g+p} = 215,43 + 80.25 = 295,68$ Mp

$M'_{g+p+W+SI} = 36.7 + 38.78 + 131.00 + 25.20 = 231,68$ Mpm

$m_c = \frac{6 \cdot 231,68}{295,68 \cdot 8.225} = 0,57$

$\omega_k \sim 1.0$ $\quad e/k = 0.57/6 \approx 0,1$

Nach Vorbemerkung zum Katalog „Montagestabilisierung" Abs. 3.3.8 Bild 2 ist für die Tragfähigkeit der Verbände der Normalspannungsnachweis maßgebend. Damit kann der Biegeknicknachweis entfallen.

Nachweis der Schubkraft in der Vertikalfuge

$M^2_{g+p+w+st} = 21.90 + 31.18 + 99.00 + 22.40 = 174,48$ mpm

$M^1_{g+p+w+st} = 36.70 + 38.78 + 131.00 + 25.20 = 231,68$

$\Delta M = 57,20$ mpm

$J = 8.87$ m⁴

$\max S = 0,18 \cdot 8.225^2/8 = 1.6$ m³

$T \leq 57,2 \frac{1,6}{8.87} = 10,3$ Mp

$T_{zul} = 16,0$ Mp für B 160

Schlaufenbewehrung 2 ϕ 10 A-I / Fugenabstand

Nachweis der Schubspannungen i.d. Horizontalfuge

$\bar{Q} = 1.30 + 1.30 + 1.75 = 4.38$ Mp/m

$Q = 4.38 \cdot 72.0 \cdot \frac{10.15}{100} = 32$ Mp

+ Anteil aus Masch.-Raum =

$3.0 \cdot 0,296 = 0,9$ t

32.9 Mp

30 Mp/m²

$T_4 = \frac{32.9 \cdot 1.6}{8.87 \cdot 0,18} = 31$ Mp/m² $\cong T_{4\,zul.}$

Durch Analogie mit Wandscheibe Achse 6, A–B; 16, C–D, geprüft.

Wandscheibe Reihe 5, A-B; 17, C-D

Lastannahmen

- Decke über 7. Geschoß
  (wie Wandscheibe Reihe 6, A-B; 16, C-D)
- Decke über 1.-6. Geschoß

Lagerabstützung	0.425 · 3.60	=	1.53 Mp
Lagerdecke	G_1 = 1.0 Mp	G_2 = 0.90 Mp	
– Fußbodenaufbau	0.120 · 3.60	=	0.42 Mp/m
– Verkehrslast	0.500 · 3.60	=	1.80 Mp/m
Lagerwand	0.150 · 1.80	=	0.30 Mp
Geschoßdecke	0.350 · 1.80	=	0.63 Mp
– Fußbodenaufbau	0.090 · 1.80	=	0.16 Mp/m
– Verkehrslast	p_1 = 0.200 · 1.80	=	0.36 =
	p_2 = 0.300 · 1.80	=	0.54 =
– Innenwand	0.185 · 1.80	=	0.34 Mp

4-Feuer-Platte (Flurdecke)

	G_1 = 2 · 0.475 · 1.80 · 3.60 / 4	=	1.54 Mp
	G_2 = 2 · 0.090 · 1.80 · 3.60 / 4	=	0.30 =
	P = 2 · 0.300 · 1.80 · 3.60 / 4	=	1.00 Mp
Hauptträger	– g	=	0.85 Mp/m
	– p	=	0.54 Mp/m
Randbalken	G	=	2.45 Mp
	P	=	1.80 Mp
Nebenträger	G	=	2.48 Mp
	P	=	0.97 Mp

Innenwandscheibenanteil / Geschoß G = 1.33 Mp/m

Kellergeschoß

Riegel Achse AB,5 ; CD77

A_S · 4.79 mp B_S · 3.92 mp

A_P · 5.65 mp B_P · 4.60 mp

Riegel Achse BC → S. 116

$A_S \cdot B_S$ · 2.03 mp

$A_P \cdot B_P$ · 2.09 mp

Wände über Kellergeschoß wie 1.-6. Geschoß

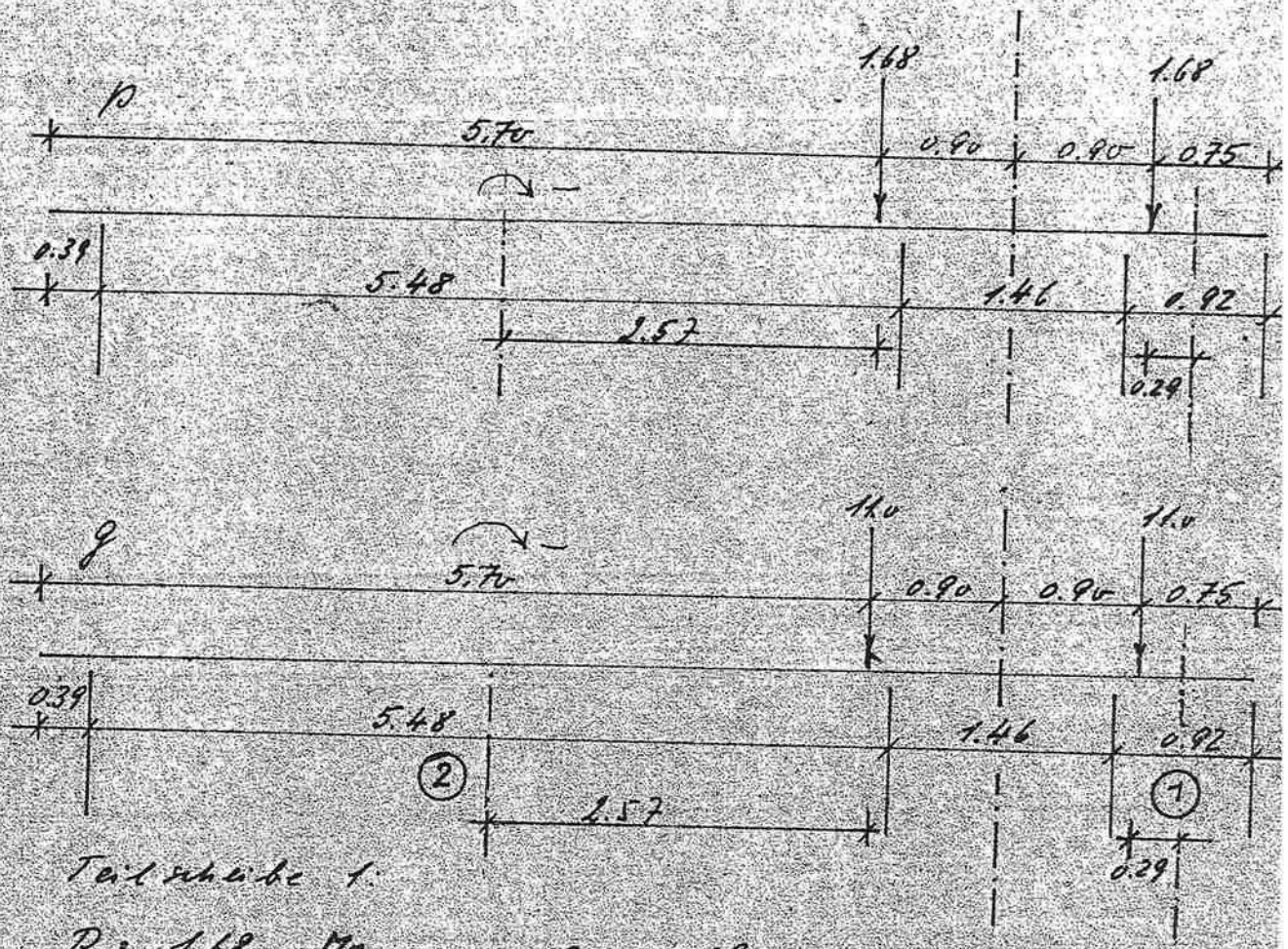
Kellerwand 0,19 · 3.50 · 2.5 · 1.70 mp/m

Mech. Raum

Riegel über VIII / 240 A = B · 12.68 mp

(= 11.00 + 1.68 mp)

Моментная линия



Тележка 1:

$P = 1.68$ Пр. $\quad e_p = 0.29$ м

$G = 11.00$ Пр $\quad e_g = 0.29$ м

$M_p = 1.68 \cdot 0.29 = 0.49$ Прм

$M_g = 11.00 \cdot 0.29 = 3.20$ Прм

Тележка 2:

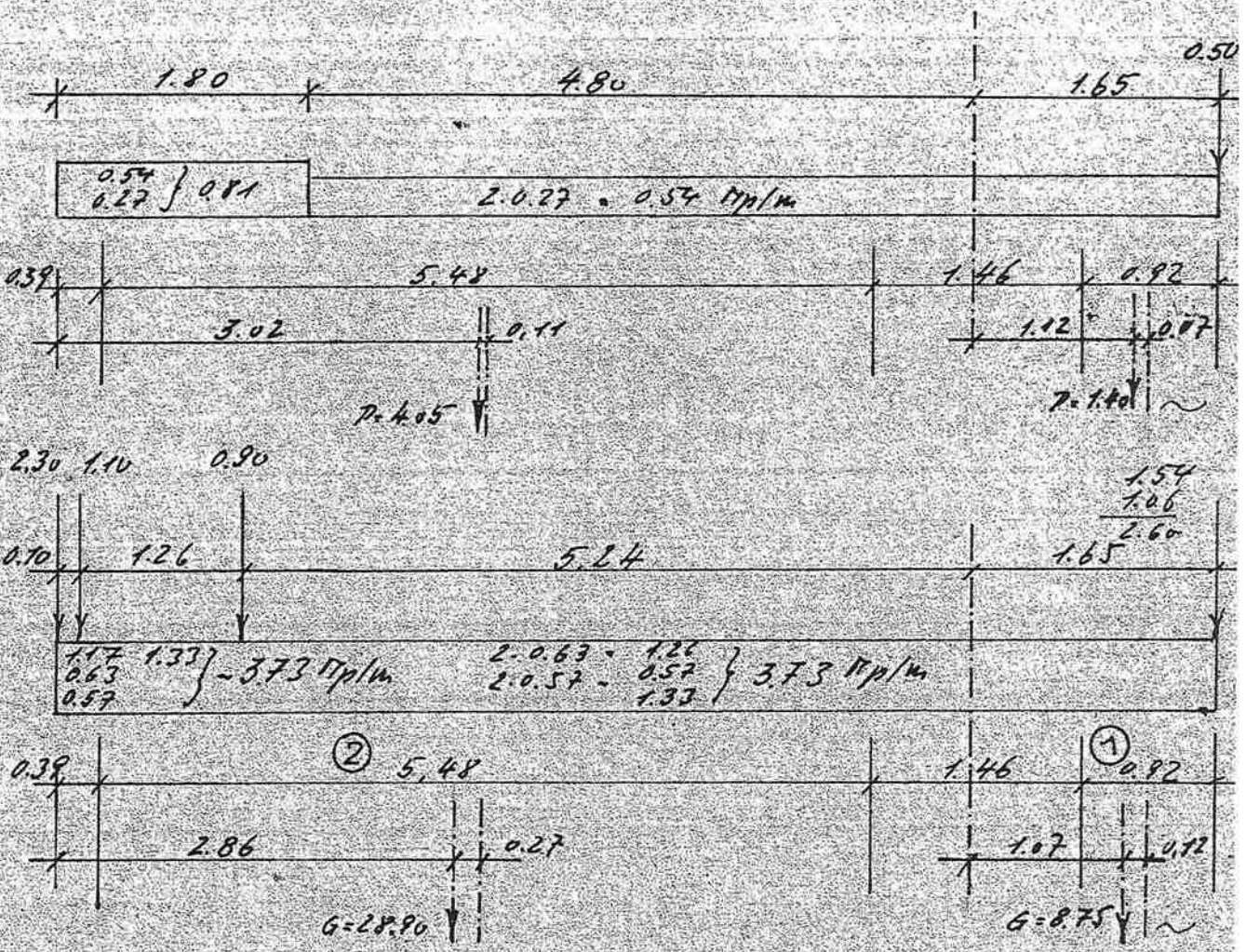
$P = 1.68$ Пр $\quad e_p = -2.57$ м

$G = 11.00$ Пр $\quad e_g = -2.57$ м

$M_p = -1.68 \cdot 2.57 = -4.31$ Прм

$M_g = -11.00 \cdot 2.57 = -28.30$ Прм

a/ Decke über 7. Geschoß



Teilfläche 1:

$P = 0.54 \cdot 1.65 + 0.50 = 0.89 + 0.50 \sim 1.40$ kp

$G = 2.73 \cdot 1.65 + 2.60 = 6.15 + 2.60 = 8.75$ kp

$M_{OP} = 0.89 \cdot 0.83 + 0.50 \cdot 1.65 = 0.74 + 0.83 = 1,57$ kpm

$M_{OG} = 6.15 \cdot 0.83 + 2.60 \cdot 1.65 = 5,10 + 4,30 = 9,40$ kpm

$x_p = 1.57 / 1.40 = 1,12$ m

$e_p = \frac{1,46 + 0,92}{2} - 1,12 = 0.07$ m $< 0,92/6 = 0,153$ m

$M_p = 1.40 \cdot 0.07 \simeq 0,10$ kpm

$x_g = 9,40 / 8.75 = 1.07$ m

$e_g = 1,19 - 1.07 = 0,12$ m $< 0,92/6$

$M_g = 8.75 \cdot 0,12 = 1,05$ kpm

Teilscheibe 1:

P. 0.54 (1.65 - 0,18) + 0.50 = 0.79 + 0.50 ~ 1,30 Mp

G. 3.75 (1.65 - 0,18) + 2.60 = 5,48 + 2.60 ~ 8,10 Mp

Abzüglich Türanteil:

- 0,18 · 0.73 · 2.0 · 2.4 = - 0,60

G. 7,50 Mp

25

Teilscheibe 2

$p = 0.81 \cdot 1.80 + 0.54 \cdot 4.80 = 1.46 + 2.59 = 4,05$ Mp

$M_{op} = 1.46 \cdot 0.90 + 2.59 \cdot 4.20 = 1.31 + 10,90 = 12,21$ Mpm

$x_{op} = 12.21 / 4.05 = 3.02$ m $\qquad \frac{5,48+0,39}{2} = 2,93$ m

(2,93) (−0,09)

$e_p = 3,13 - 3.02 = 0,11$ m belassen

$M_p = 4.05 \cdot 0,11 = 0.45$ Mpm

$G = 2.30 + 1,10 + 0.90 + 3.73 \cdot 6,60 = 4.30 + 24.60 = 28.90$ Mp

$M_{og} = 1.10 \cdot 0,10 + 0.90 \cdot 1.36 + 24,60 \cdot 3.30$

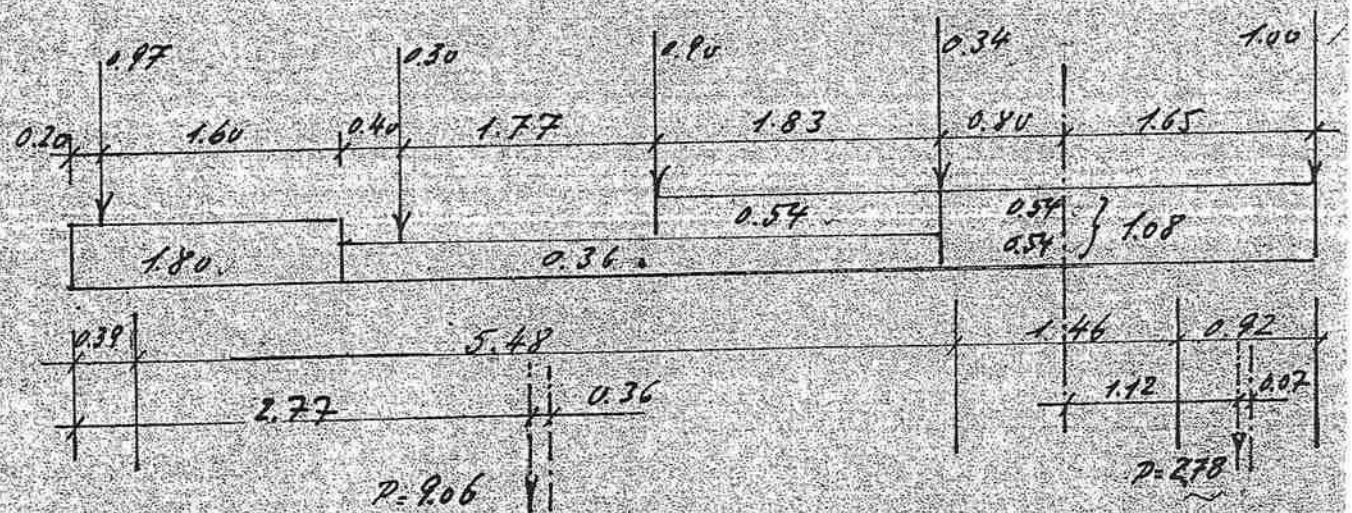
$= 0,11 + 1.22 + 81.30 = 82,63$ Mpm

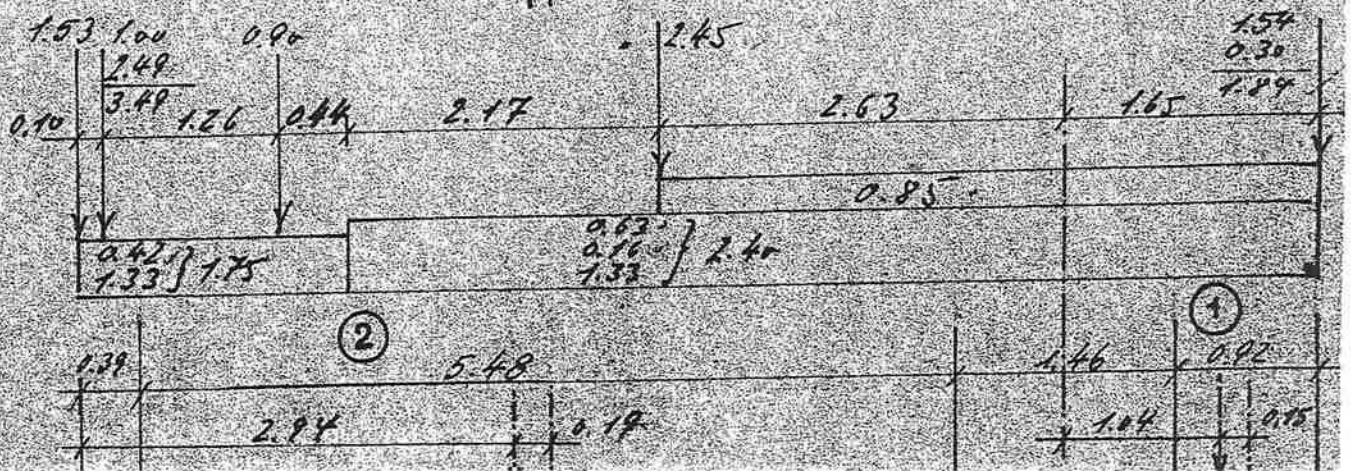
$x_{og} = 82.63 / 28,90 = 2.86$ m

$e_g = 3.13 - 2.86 = 0,27$ m

$M_g = 28.90 \cdot 0.27 = 7,80$ Mpm

b. Decke über 1.–6. Geschoß





Teilfläche 1

$p = 1.08 \cdot (1.65 - 0{,}18) + 1.0 =$ 2.60 mp

$G = (0{,}85 + 2.40)(1.65 - 0{,}18) + 1.84 =$ 6.66 mp

Abzüglich Türanteil:

$-0{,}18 \cdot 0{,}73 \cdot 2.0 \cdot 2.4 =$ 0.60 "

6.06 mp

Teilfläche 1

$D = 1.08 \cdot 1.65 + 1.00 \cdot 1,78 + 1.00 = 2.78$ Mp

$M_{op} = 2.78 \cdot 0.83 + 1.0 \cdot 1.65 \cdot 1,48 + 1.65 = 3,13$ Mp

$x_{op} = 3,13 / 2.78 = 1,12$ m

$e_p = 1,19 - 1,12 = 0.07$ m $< 0.92/6 = 0.153$

$M_p = 2.78 \cdot 0.07 = 0.20$ Mpm

$G = (2.40 + 0.45) \cdot 1.65 + 1.84 = 5,31 + 1.84 = 7,20$ Mp

$M_{og} = 5,36 \cdot 0.83 + 1.84 \cdot 1.65 = 4.45 + 3.04 = 7,50$ Mp

$x_{og} = 7.50 / 7.20 = 1.04$ m

$e_g = 1,19 - 1.04 = 0,15$ m $< 0,92/6 = 0,153$

$M_g = 7.20 \cdot 0,15 = 1,08$ Mpm

Teilfläche 2

$D = 0,97 + 0,30 + 0.90 + 0,34 + 1.80 \cdot 1.80 + 0.36 \cdot 4.0 + 0.54 \cdot 1.83 + 1.08 \cdot 0.80$

$= 2,51 + 3,24 + 1.44 + 1.00 + 0,87 = 9,06$ Mp

$M_{op} = 0.97 \cdot 0.20 + 0.30 \cdot 2.20 + 0.90 \cdot 3.97 + 0,34 \cdot 5,80 + 3.24 \cdot 0.80 + 1.44 \cdot 3.80 + 1.0 \cdot 4.88 + 0.87 \cdot 6.20$

$= 0.20 + 0.66 + 3,57 + 1,97 + 2,92 + 5,48 + 4,88 + 5,40$

$= 25,08$ Mpm

$x_{op} = 25.08 / 9.06 = 2.77$ m

$e_p = 3.13 - 2,77 = 0,36$ m belassen (2,93) (0,16)

$M_p = 9.06 \cdot 0.36 = 3.26$ Mpm

$G = 1,53 + 3,49 + 0,90 + 2,45 + 1,75 \cdot 1,80 + 2,40 \cdot 4,80 + 0,85 \cdot 2,63$

$= 8,37 + 3,15 + 11,50 + 2,23 = 25,25$ Mp

$M_{0g} = 3,49 \cdot 0,10 + 0,60 \cdot 1,36 + 2,45 \cdot 3,97 + 3,15 \cdot 0,90 + 11,50 \cdot 4,20$

$+ 2,23 \cdot 5,29$

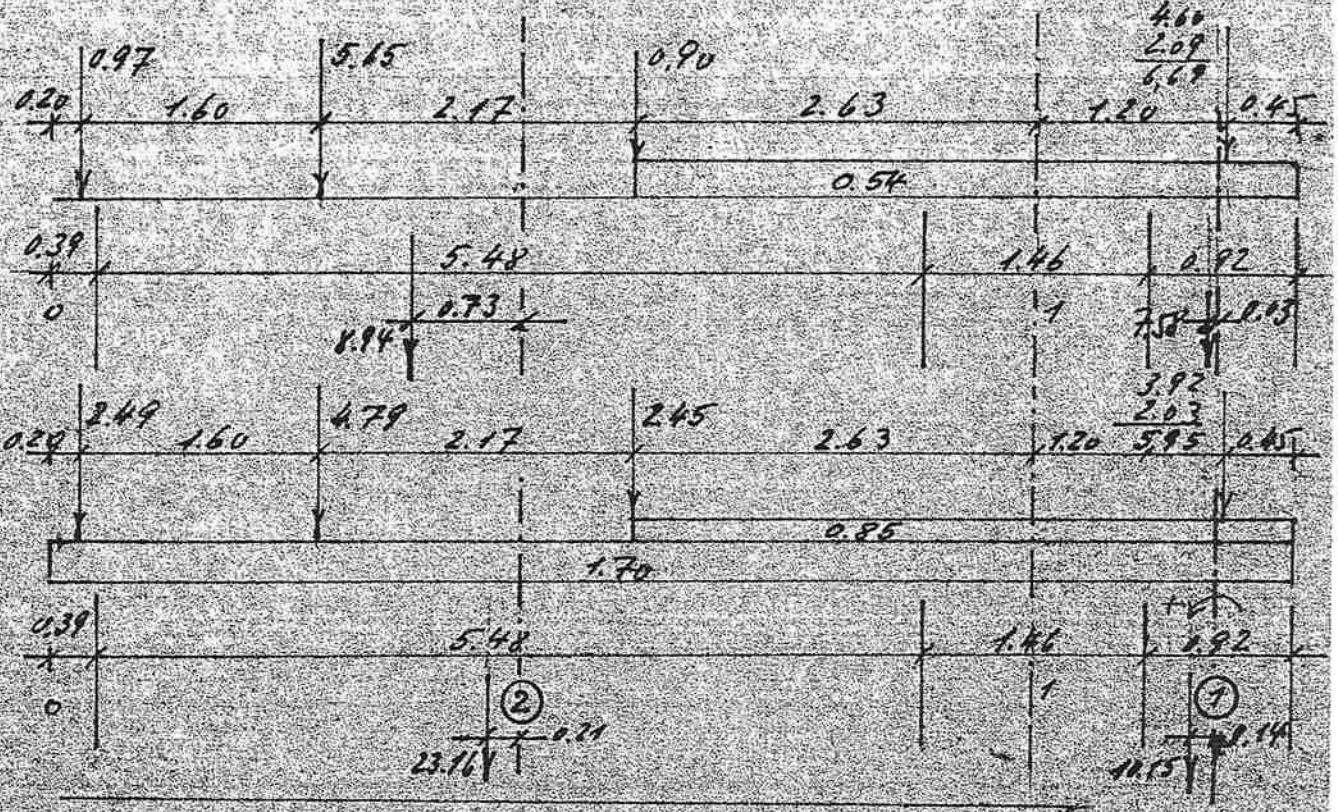
$= 0,35 + 1,22 + 9,70 + 2,84 + 48,40 + 11,80 = 74,30$ Mp

$x_{0g} = 74,30 / 25,25 = 2,94$ m
(2,93) (~0,0)

$e_g = 3,13 - 2,94 = 0,19$ m belassen

$M_g = 25,25 \cdot 0,15 = 4,80$ Mpm

Seite über Kellergeschoß



$D = 0.97 + 5.65 + 0.90 \cdot 6.69 + 0.54 \cdot 4.28$

$= 14,21 + 2,31 = 16,52$ Mp

$G = 2,49 + 4.79 + 2,45 + 5,95 + 0.85 \cdot 4.28 + 1.70 \cdot 8.25$

$= 15,68 + 3,65 + 14.00 = 33,33$ Mp

$M_{op} = 0.97 \cdot 0.20 + 5.65 \cdot 1.80 + 0.90 \cdot 3.97 + 6.69 \cdot 7.80 + 2.31 \cdot 6.11$

$= 0,19 + 10,20 + 3,57 + 52.00 + 14.10 =$

Feldmaß 1

$G = 5,95 + (1.70 + 0.85) \cdot 1.65 = 5,85 + 4.20 = 10,15$ Mp

$D = 6.69 + 0.54 \cdot 1.65 = 6.69 + 0.89 = 7,58$ Mp

$M_{16} = 5.85 \cdot 1.20 + 4.20 \cdot 0.83 = 7.15 + 3.48 = 10,63$ Mpm

$x_G = 10.63 / 10,15 = 1,05$ m $\quad e_g = 1,19 - 1.05 = 0,14$ m

$M_G = 10,15 \cdot 0.14 = 1.42$ Mpm

$M_{ap} = 6.69 \cdot 1.20 + 0.89 \cdot 0.83 \cdot 8.04 + 0.74 \cdot 8,78$ tpm

$x_p = 8.78 / 7.58 = 1.16$ m $\quad e_p = 1.19 - 1.16 = 0.03$ m

$M_p = 7.58 \cdot 0.03 = 0.23$ tpm

Teilwand 2

$G = 2.48 + 4.79 + 2.45 + 0.85 \cdot 2.63 + 1.20 \cdot 6.66$

$= 9,73 + 2.23 + 11,20 = 23,16$ tp

$D = 0.97 + 5.65 + 0.50 + 0.54 \cdot 2.63 =$

$= 7,52 + 1.42 = 8,94$ tp

$M_{DG} = 2.48 \cdot 0.20 + 4.79 \cdot 1.80 + 2.45 \cdot 3.87 + 2.23 \cdot 5.29 + 11.20 \cdot 3.30$

$= 0.50 + 8.66 + 9.70 + 11.75 + 37$ tpm $= 67,55$ tpm

$x_G = 67.55 / 23,16 = 2.92$ m $\quad e_G = 3.13 - 2.92 = 0,21$ m ≈ 0 (2,93)

$M_G = 23.16 \cdot 0.21 = 4,85$ tpm belassen

$M_{Dp} = 0.97 \cdot 0.20 + 5.65 \cdot 1.80 + 0.50 \cdot 3.87 + 1.42 \cdot 5.29$

$= 0.19 + 10.20 + 3.57 + 7.52 = 21,48$ tpm

$x_p = 21.48 / 8.94 = 2.40$ m $\quad e_p = 3.13 - 2.40 = 0,73$ m (2,93) (0,53)

$M_p = 8.94 \cdot 0.73 = 6.55$ tpm belassen

Ermittlung der Schnittkräfte der Teilscheiben aus Normalbelastung

$M_H = (26.6 + 3.3v + 6.3v) \cdot 72.v \cdot 7.62/10v + 17.v = 217$ Mpm

$T_H = \sim 0.08 \cdot 0.78 \cdot 217 = 13.6$ Mp

UK Gesch.	M_H-Anteil aus Mank. R.	M_W	M_{St}	M_E	M_x	T_i	$T_i \cdot l_i$	M	M_1	M_2
1.	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
8	1,5	0.47	0		2.v	0	0	2.v	0	2.v
7	3.v	4.65	2.64		10,3	1,7	7,9	2,4	0	2,4
6	5.v	14,7v	5.6v		25.3	3.4	15,8	9,5	0	9,5
5	7.v	26.2v	8.35		41.6	5.1	23,7	17,9	0	17,9
4	9.v	42.5v	11.2v		62,7	6.8	31,6	31,1	0	31,1
3	11.v	61.8v	14.2v		87,1	8.5	39.5	47,6	0	47,6
2	13.v	85.vv	17.vv		115.v	10,2	47,4	67,6	0	67,6
1	15.v	108.vv	19.vv	~	142.v	11,3	55,3	86,7	0	86,7
0	17.v	147.vv	35.vv	17,2	216,2	13.6	63,2	153,v	~0	153,v
		$\frac{M\,[Mpm] \cdot 72\,[m] \cdot 7.62}{10v}$ = 5.52 · M [Mpm]			(2)+(3)+(4)+(5)	$T_H \cdot \frac{i}{8}$	$T_i \cdot 466$	$M_x - T_i l_i$	$M \frac{J_1}{\Sigma J}$ ~ 0	$M \cdot \frac{J_1}{\Sigma J}$ ~ M·1.v

27.2

Teilscheibe (1)

UK Bezeichnung	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
		$N_{i+1} = N_i + \delta_{ges}$	$N_{i+} = N_i + 2\delta_{ges}$			M_i	T		σ_{N_0}	σ_{N_g}			σ_{N_1}	σ_{M_i}
	Nr	Mp	Mp			Mpm	Mp			Mp/m^2			Mp/m^2	
	2	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0	A	54.5	18.0			0	11.9			-313.0	-107.0			0
1	2	48.5	16.0			1	10.2			-278.0	-92.0			0
2	3	42.5	13.4			0	8.5			-244.0	-77.0			0
3	4	36.5	10.8			0	6.8			-210.0	-62.0			0
4	5	30.5	8.2			0	5.1			-175.0	-47.0			0
5	6	24.5	5.6			0	3.4			-141.0	-32.2			0
6	7	18.5	3.0			0	1.7			-106.0	-17.2			0
7	8	11.5	1.7			0	0			-53.0	-9.7			0

$\sigma = \frac{N}{N} = \frac{N}{0.174} = 5.75 \cdot N$

$\sigma_M = N \cdot \frac{0.46}{0.122} = 3.77 \cdot N$

$N = \frac{\sigma_{M_i}}{3.77}$

$\sigma_{N_1} = 5.75 \cdot N$

Biegeknicknachweis

$l_k = 1{,}12 \cdot 23.20 = 26.0$ m

$i_E = \sqrt{\frac{6.70}{1.18 \cdot 7.50}} = 2{,}17$ m

$l_k / i_E = 26.0 / 2.17 = 12.0$

In der 1. Übergangsfuge betragen die Schnittkräfte:

$N'_{S+P+T} = 54.5 + 18.6 + 11.9 = 85{,}0$ MN

$H'_{S+P+W+St} \approx 0$ MN

$M_G = 0$

$\omega_k \approx 1.0$ $\quad e/l = 0$

Neue Vorbemerkung zum Katalog „Übergangsbildung" Abs. 3.3.8 Bild 2 ist für den Tragfähigkeitsnachweis der Standsicherheit des Normalspannungsnachweis maßgebend. Damit kann der Biegeknicknachweis entfallen

Nachweis der Schubkraft in den Vertikalfugen

Der Nachweis kann entfallen, da momentenfreie Beanspruchung angenommen würde. Siehe Seite 245

Schlagregenbeanspruchung: 2 ⌀ 10 A-I / Fugenabstand

Nachweis der Schubspannungen in der horizontalen Arbeitsfuge

Entfällt aus dem gleichen Grunde, wie vor

Nachweis der Riegelschubkraft

$q_{vorh} = 1.08 + 0.85 + 2.40 + 1.33 = 3.0$ kp/cm

$T_{vorh} = 13.6 / 8 = 1.7 \times 8.1$ nach

Vorbemerkung zum Katalog, Montage-Stabilisierung, Abs. 3.3.3. Bild 1

Teilscheibe (2)

UK Querschn.	N_g	N_o	M_g	M_o	M_z	T	σ_{Ng}	σ_{No}	σ_{Hg}	σ_{Ho}	σ_{Hz}	σ_{Nz}
	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	MN/m²	MN/m²	MN/m²	MN/m²	MN/m²	MN/m²
	1	2	3	4	5	6	9	10	11	12	13	14
8	11,00	1,68	−28,3	−4,31	2,0	0						
7	39,96	5,73	−21,2	−3,81	2,4	1,2						
6	65,15	14,29	−16,4	−1,66	9,5	3,4						
5	90,40	23,81	−11,6	+2,16	17,9	5,1						
4	115,15	32,91	−6,8	+5,82	31,1	6,8						
3	140,96	41,92	−2,0	+9,18	47,6	8,5						
2	166,15	51,03	+2,8	+12,44	67,6	10,2						
1	191,40	60,08	+7,6	+15,76	86,2	11,9						

$N_{i+1} = N_i + 25,25$

$N_{i+1} = N_i + 20,1$

$H_{i+1} = H_i + 4,2_{15}$

$H_{i+1} = H_i + 3,21$

$\sigma_N = \frac{N}{A_{11}}$ $\quad \sigma_H = \frac{M \cdot z}{I_{yy}} = \frac{M}{W_{yy}}$ $\quad \sigma_{Nz} = \frac{N}{A_{11}}$

$N \cdot 0,5 = 0,5 \cdot N$

$I_{yy} = \frac{b \cdot h^3}{12}$

Anzahl	LF_1	$\sigma_{N_1+N_2}$	$\sigma_{N_3-N_4}$	LF_3	$\sigma_{N_5+N_6}$	$1{,}2\cdot\sigma_{N_5+N_6}$	$\sigma_{N_1+N_2+N_3+N_4}$
N	17	18	19	20	21	22	23
8	$-32{,}2$	1,3	+ 8,6	+ 23	$-11{,}4$	13,7	21,6
7	$-52{,}4$	3,1	− 22,1	−	$-41{,}1$	49,5	19,4
6	$-83{,}5$	9,3	− 47,9	−	$-71{,}9$	86,5	26,4
5	$-112{,}1$	16,3	− 73,7	−	$-102{,}8$	123,5	24,6
4	$-111{,}2$	26,4	− 99,5	−	$-133{,}6$	160,5	34,8
3	$-140{,}9$	38,7	− 125,2	−	$-164{,}2$	197,5	46,0
2	$-205{,}4$	53,2	− 147,7	−	$-185{,}5$	235,5	63,1
1	$-241{,}3$	19,13	− 167,5	−	$-226{,}5$	272,5	82,5
0		4,2					12,6,0

Fig. 4 Frequency use of the natural fluctuation — Statistical weight

$\Sigma = 490$

$\Sigma = 5088$

251

2252

Biegeknicknachweis

$$l_k = 1{,}12 \cdot 23{,}20 = 26{,}0 \text{ m}$$

$$i_E = \sqrt{\frac{6{,}70}{0{,}19 \cdot 7{,}50}} = 2{,}17 \text{ m}$$

$$l_k / i_E = 26{,}0 / 2{,}17 = 12{,}0$$

In der 1. Montagephase betragen die Schnittkräfte:

$$N^I_{g+p+T} = 181{,}40 + 60{,}09 + 11{,}9 = 263{,}4 \text{ Mp}$$

$$M^I_{g+p+H+St} = 7{,}6 + 15{,}7 + 86{,}7 = 110{,}0 \text{ Mpm}$$

$$m_B = \frac{6 \cdot 110{,}0}{263{,}4 \cdot 5{,}48} = 0{,}457$$

$$\omega_k \approx 1{,}0 \qquad e/l = 0{,}457/6 = 0{,}07$$

Nach Vorbemerkung zum Katalog „Montagestabilisierung" Abs. 3.3.8. Bed 2 ist für den Tragfähigkeitsnachweis die Randfaser der Normalspannungsnachweis maßgebend. Somit kann der Biegeknicknachweis entfallen.

Nachweis der Schubkraft i.d. Vertikalfuge

$M^1_{W+St} = 86,7$ Mp

$M^2_{W+St} = 67,6$ Mp

$\Delta M = 19,1$ Mp

$J = \frac{2,62}{4,20}$ m^4

$S = 0,19 \cdot 5,48^2/8 = 0,71$ m^3 (3.5.146)

$T = 19,1 \frac{0,71}{4,20 \cdot 2,62} =$ (5,2) $4,60$ Mp

aus Riegelschubkraft $T \sim$ $1,70$ Mp

$6,30$ Mp

$T_{zul} = 16,0$ Mp für B 160

Schlaufenquerbewehrung $2\phi 10$ A-I / Fügenschluß

Nachweis der Schubspannungen i.d. Horizontalfuge

$\bar{Q} = 1,30 + 1,33 + 1,75 = 4,38$ Mp/m

$Q = 4,38 \cdot 72,0 \cdot \frac{7,67}{100} \cdot \frac{\frac{2,62}{4,20}}{\frac{4,21}{2,63}} = 24,0$ Mp

+ Rotel aus Masch.-Raum

$3,0 \cdot 0,224 \frac{\frac{2,62}{4,20}}{\frac{4,21}{2,63}} \simeq 0,7$ "

$24,7$ Mp

$\tau_H = \frac{24,7 \cdot 0,71}{\frac{4,20}{2,62} \cdot 0,19} = -\frac{35,0}{22,0}$ Mp/m^2 $\gtrless$ 30

$\frac{\tau_H}{\sigma_m} = \frac{35,0}{172} = 0,20 < 0,35$ ungünstig

Siehe auch S. 253 a, b

$$\sigma_m = \frac{308.5 + 164.9}{2} = 236,7 \text{ кр/см}^2$$

$$\max \tau_u \leq 0,35 \cdot \sigma_m$$

$$\underline{35} \leq 0,35 \cdot 236,7 = \underline{83}$$

Querschnitt Reihe 5, C-D ; 17, A-B

- Decke über 7. Geschoß
  (wie Querschnitt Reihe 6, A-B ; 16, C-D)
- Decke über 1.-6. Geschoß

Loggiabrüstung ≈ 0,425 · 3.60 · 1.55 Mp
+ 0.600 · 1.80 ≈ 1.10 Mp
2.65 Mp

Loggiadecke G_1 = 1.0 Mp G_2 = 0.90 Mp
- Fußbodenaufbau 0.120 · 3.60 = 0,43 Mp/m
- Verkehrslast 0.500 · 3.60 = 1.80 Mp/m

Loggiaunterzug 0.150 · 1.80 = 0.27 Mp
Geschoßdecke 0.350 · 1.80 = 0.63 Mp/m
- Fußbodenaufbau 0.090 · 1.80 = 0.16 Mp/m
- " 0.190 · 2.25²/2 · 3.60 = 0.14 Mp/m
  + 0.090 · 1.35 · 2.92/3.60 = 0.10 Mp/m
- Verkehrslasten 0.200 · 1.80 = 0.36 Mp/m
  " 0.300 · 1.80 = 0.54 Mp/m

Zimmerwand 0.185 · 2.25/3.60 = 0,12 Mp/m
Zimmereingangswand 0.185 · 2.25²/2 · 3.60 = 0.13 Mp
4-Personen-Zelle G_1 = 1.54 Mp G_2 = 0.30 Mp D = 1.0 Mp
- Innenwandelement / Geschoß
  0.19 · 2.80 · 2.5 = 1.33 Mp/m
- Schachtwand 0.66 · 1.85 = 1.20 Mp

231

· Kellergeschoss

Riegel Achse 5, C-D ; 17, A-B

B_g · 8.63 Mp B_g · 3.70 Mp

B_p · 6.76 Mp B_p · 3.48 Mp

Riegel Achse BC

$A_g = B_g$ · 2.03 · Mp

A_p · B_p · 2.09 Mp

Geschossdecke 0.35 · 1.80 · 0.63 Mp/m

– Fußbodenaufbau 0.040 · 1.8 · 0.16 Mp/m

– Verkehrslast 0.30 · 1.8 · 0.54 Mp/m

Kellerwand 0.18 · 3.60 · 2.5 · 1.70 Mp/m

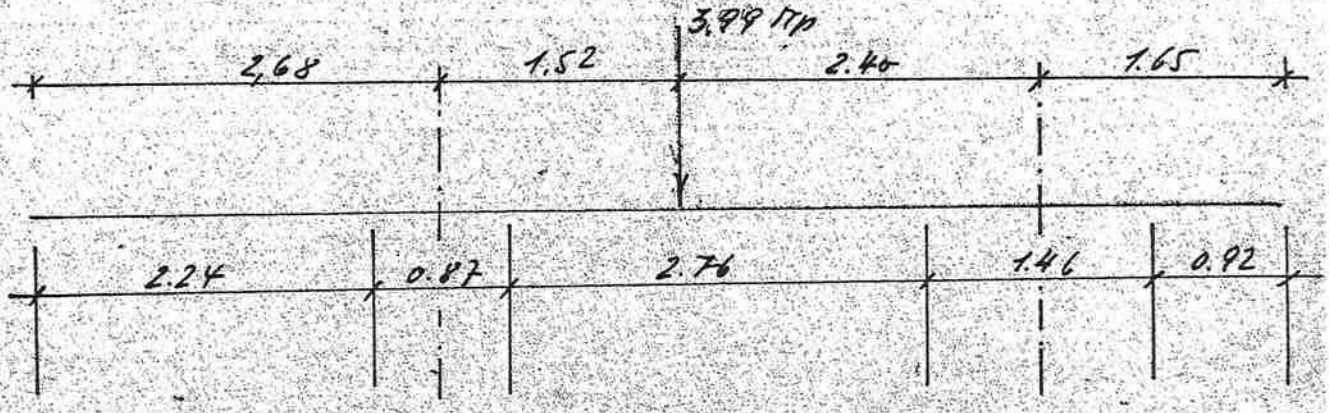
Trennwand 1,20 Mp

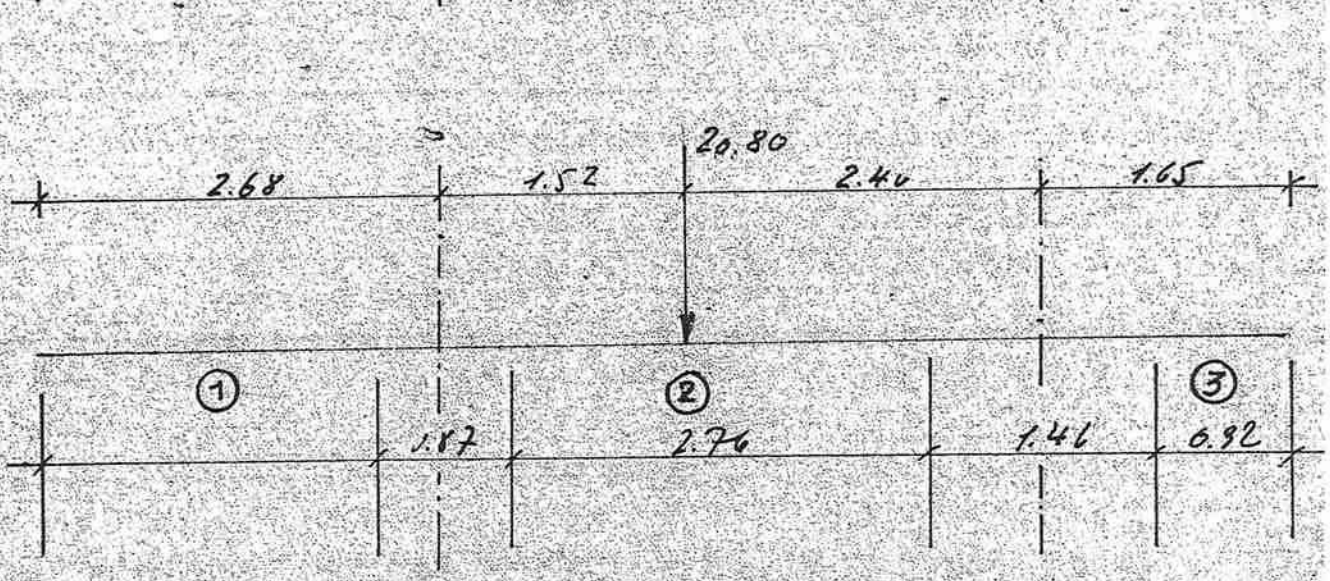
· Maschinenraum

aus Jahn VIII/208 B_g · 20.80 Mp

B_p · 3.99 Mp

Mom.-Raum







Teilwand 2:

$P = 3.99$ Mp $\quad x_p = 1.52$ m $\quad e_p = 1.81 - 1.52 = 0,29$ m

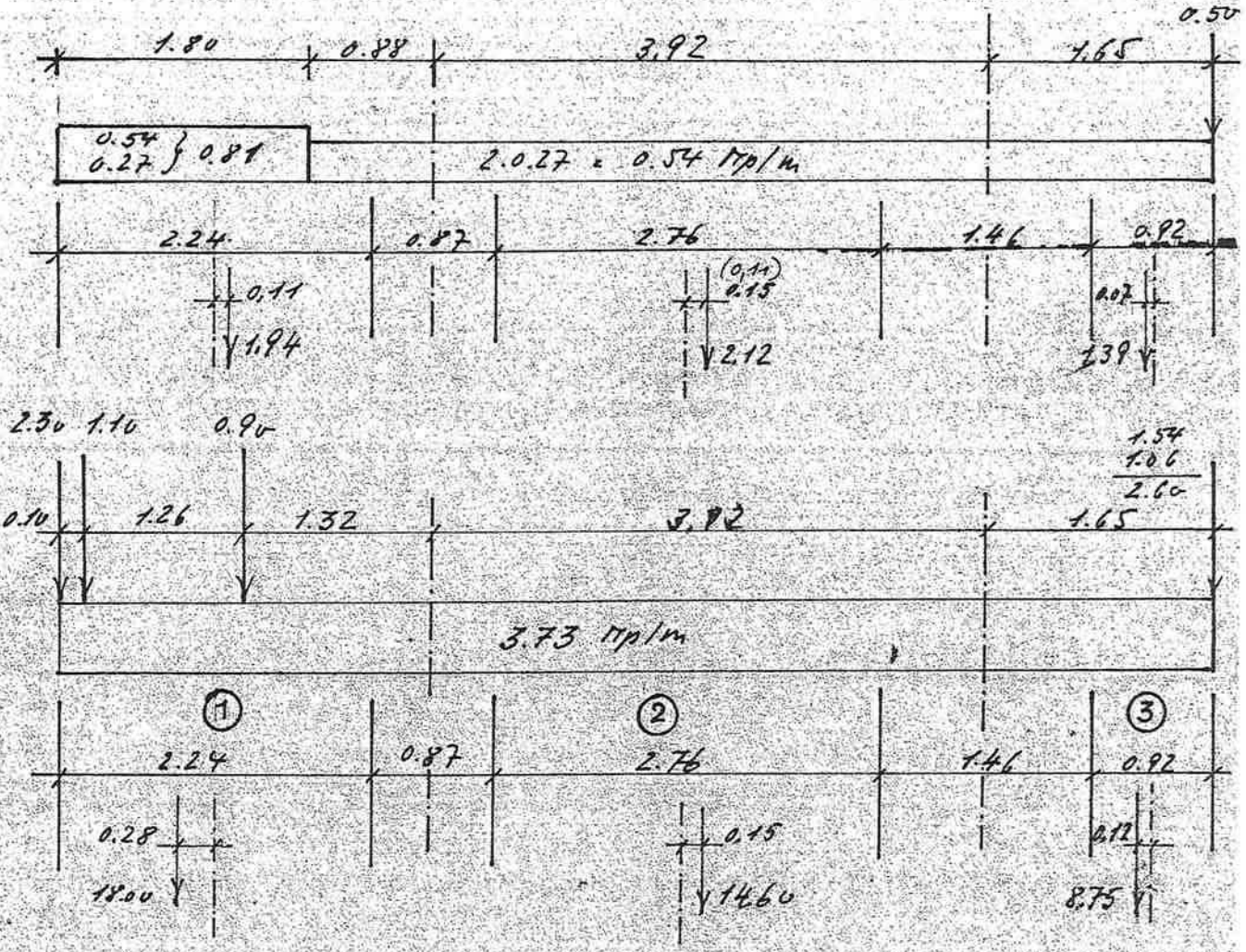
$M_p = 3.99 \cdot 0,29 = 1,16$ Mpm

$G = 20.80$ Mp $\quad e_g = 0,29$ m

$M_g = 20,80 \cdot 0,29 = 6,05$ Mpm

257 5 C-0
12 A-B

a/ Deche über 7. Geschoß



Tichwand 1

$D = 0.81 \cdot 1.80 + 0.54 \cdot 0.88 = 1.46 + 0,48 = 1,94$ Tp

$G = 2.30 + 1,10 + 0,90 + 3.73 \cdot 3.67 = 4.30 + 13.70 = 18.00$ Tp

$M_{op} = 1.46 \cdot 0,90 + 0.48 \cdot 2.24 = 1,31 + 1.07 = 2,38$ Tpm

$x_p = 2,38 / 1,94 = 1,23$ m $e_p = 1,12 - 1,23 = -0,11$ m

$M_p = -1,94 \cdot 0,11 = -0.21$ Tpm

$M_{og} = 1,10 \cdot 0,10 + 0,90 \cdot 1.36 + 3.73 \cdot 3,68$

$= 0,11 + 1.22 + 13,70 = 15,03$ Tpm

$x_g = 15.03 / 18.00 = 0.84$ m $e_g = 1,12 - 0.84 = 0,28$ m

$M_g = 18.00 \cdot 0.28 = 5.05$ Tpm

Teilband 2

$P = 0.54 \cdot 3.92 = 2.12$ пр

$G = 3.73 \cdot 3.92 = 14.60$ пр

$M_{op} = 2.12 \cdot 1.96 = 4.15$ прм

$x_p = 4.15 / 2.12 = 1.96$ м $\quad e_p = 1.81 - 1.96 = -0,15$ м

$M_p = -2.12 \cdot 0,15 = -0,32$ прм

$e_g = 1.81 - 1.96 = -0,15$ м

$M_g = -14.60 \cdot 0,15 = -2,20$ прм

Teilband 3

$P = 0,54 \cdot 1.65 + 0,50 = 0,89 + 0,50 = 1,39$ пр

$G = 3,73 \cdot 1.65 + 2.60 = 6,15 + 2.60 = 8,75$ пр

$M_{op} = 0,89 \cdot 0,83 + 0,50 \cdot 1.65 = 0,74 + 0,82 = 1.56$ прм

$x_p = 1,56 / 1,39 = 1,12$ м $\quad e_p = 1,19 - 1,12 = 0,07$ м

$M_p = 1,39 \cdot 0,07 = 0,98$ прм

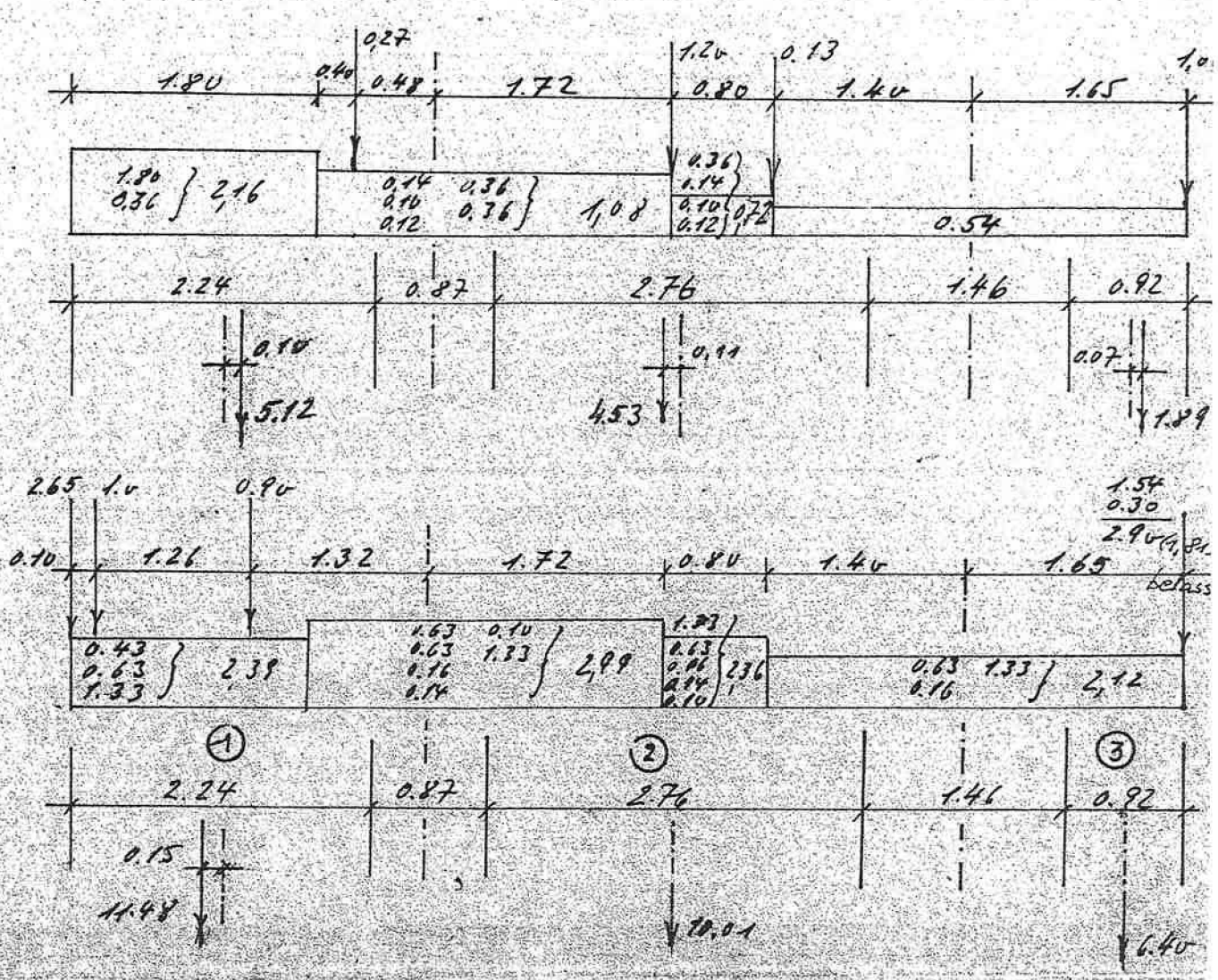
$M_{og} = 6,15 \cdot 0,83 + 2.60 \cdot 1.65 = 5,10 + 4,30 = 9,40$ прм

$x_g = 9,40 / 8,75 = 1,07$ м $\quad e_g = 1,19 - 1,07 = 0,12$ м

$M_g = 8,75 \cdot 0,12 = 1,05$ прм

5 C-4
12 A+B

b/ Decke über 1.-6. Geschoß



Teilwand 1

$P = 2{,}16 \cdot 1{,}80 + 1{,}08 \cdot \overset{(0{,}88)}{1{,}28} + 0{,}27$

$= 3{,}90 + 1{,}38 + 0{,}27 = 5{,}55\ Mp$

$G = 2{,}39 \cdot 1{,}80 + 2{,}99 \cdot \overset{(0{,}88)}{1{,}28} + 2{,}65 + 1{,}0 + 0{,}90$

$= 4{,}30 + 3{,}83 + 4{,}55 = 12{,}68\ Mp$

$M_{op} = 3{,}90 \cdot 0{,}90 + 1{,}38 \cdot 2{,}44 + 0{,}27 \cdot 2{,}20$

$= 3{,}50 + 3{,}38 + 0{,}60 = 7{,}48\ Mpm$

$x_p = 7{,}48 / 5{,}55 = 1{,}35\ m; \quad e_p = 1{,}12 - 1{,}35 = -0{,}23\ m$

$M_p = -5{,}55 \cdot 0{,}23 = -1{,}28\ Mpm$

$M_{0g} = 4,30 \cdot 0,90 + 3,83 \cdot 2,44 + 1,0 \cdot 0,10 + 0,90 \cdot 1,36$

$= 3,86 + 9,45 + 0,10 + 1,22 = 14,63$ тпм

$(-0,04)$

$x_0 = 14,63 / 12,68 \cdot 1,56$ м $\quad e_g = 1,12 - 1,56 = -0,44$ м

$M_g = -1,268 \cdot 0,44 = -5,60$ тпм

Teilwand 2

$P = 1,08 \cdot 1,72 + 0,72 \cdot 0,80 + 0,54 \cdot 1,40 + 1,20 + 0,13$

$= 1,86 + 0,58 + 0,76 + 1,33 = 4,53$ тр

$G = 2,95 \cdot 1,72 + 2,36 \cdot 0,80 + 2,12 \cdot 1,40$

$= 5,15 + 1,89 + 2,97 = 10,01$ тр

$M_{0P} = 1,86 \cdot 0,86 + 0,58 \cdot 2,12 + 0,76 \cdot 3,22 + 1,20 \cdot 1,72 + 0,13 \cdot 2,52$

$= 1,60 + 1,23 + 2,45 + 2,06 + 0,33 = 7,67$ тпм

$x_P = 7,67 / 4,53 = 1,70$ м $\quad e_P = 1,81 - 1,70 = 0,11$ м

$M_P = 4,53 \cdot 0,11 = 0,50$ тпм

$M_{0g} = 5,15 \cdot 0,86 + 1,89 \cdot 2,12 + 2,97 \cdot 3,22$

$= 4,43 + 4,00 + 9,55 = 17,98$ тпм

$x_g = 17,98 / 10,01 = 1,80$ м $\quad e_g = 1,81 - 1,80 \approx 0$

$M_g \approx 0$ тпм

Teilwand 3

$P = 0,54 \cdot 1,65 + 1,0 = 0,89 + 1,0 = 1,89$ тр

$G = 2,12 \cdot 1,65 + 2,80 = 3,50 + 2,80 = 6,30$ тр

$M_{0P} = 0,89 \cdot 0,83 + 1,0 \cdot 1,65 = 0,74 + 1,65 = 2,39$ тпм

$x_P = 2,39 / 1,89 = 1,26$ м $\quad e_P = 1,19 - 1,26 = -0,07$ м

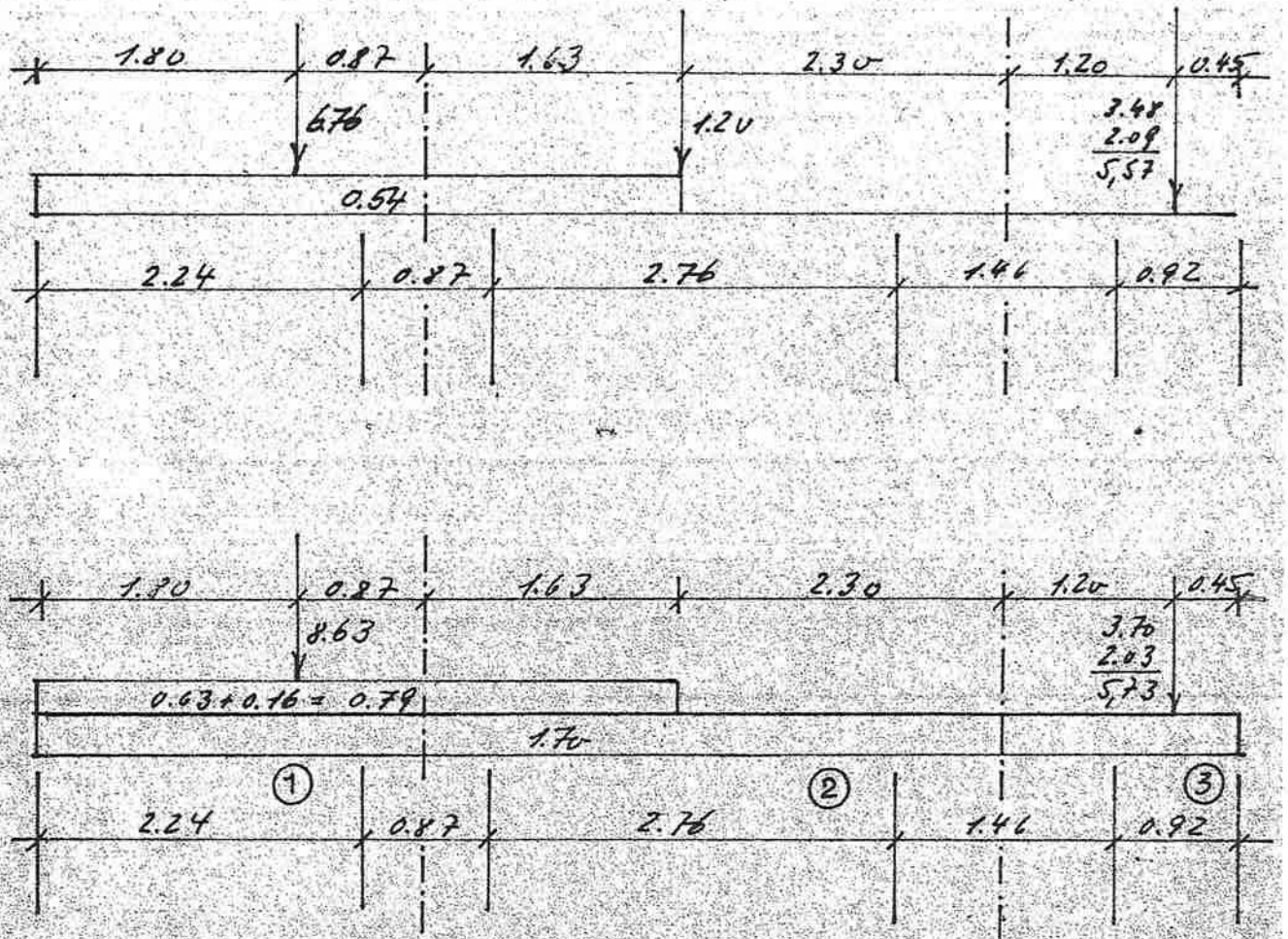
$M_P = -1,89 \cdot 0,07 = -0,13$ тпм

$M_{0g} = 3.50 \cdot 0{,}83 + 2.80 \cdot 1.65 = 2.90 + 4.79 = 7{,}69$ Прм

$x_g = 7.69 / 6.40 = 1{,}20$ м $\quad e_g = 1.19 - 1.20 \sim 0$

$M_g \sim 0$ Прм

Decke über Kellergeschoß



Teilwand 1

$D = 0.54 \cdot 2{,}67 + 6.76 = 1.44 + 6.76 = 8{,}20$ Mp

$G = 2{,}49 \cdot 2.67 + 8.63 = 6.65 + 8.63 = 15{,}28$ Mp

$M_{op} = 1.44 \cdot 1{,}33 + 6.76 \cdot 1.80 = 1.92 + 12{,}10 = 14{,}02$ Mpm

$x_p = 14.02 / 8.20 = 1.72$ m $\quad e_p = 1.12 - 1.72 = -0.60$ m

$M_p = -8.20 \cdot 0.60 = -4.90$ Mpm

$M_{og} = 6.65 \cdot 1.33 + 8.63 \cdot 1.80 = 8.85 + 15.50 = 24{,}35$ Mpm

$x_g = 24.35 / 15.28 = 1.59$ m $\quad e_g = 1.12 - 1.59 = -0{,}47$ m

$M_g = -15.28 \cdot 0.47 = -7.18$ Mpm

Teilwand 2

$P = 0.54 \cdot 1.63 + 1.2w = 0.88 + 1.2w = 2,08$ Mp

$G = 0.79 \cdot 1.63 + 1.7w \cdot 3.93 = 1.29 + 6.7w = 7,99$ "

$M_{op} = 0.88 \cdot 0.81 + 1.2w \cdot 1.63 = 0.71 + 1.96 = 2,67$ Mpm
(1,81) (0,43)

$x_p = 2.67 / 2.08 = 1,28$ m $\quad e_p = 2.21 - 1,28 = 0,93$ m

$M_p = 2.08 \cdot 0,93 = 1,93$ Mpm belassen

$M_{oj} = 1.29 \cdot 0,81 + 6.7w \cdot 1.97 = 1.04 + 13.2w = 14.24$ Mpm
(1,81) (0,13)

$x_j = 14.24 / 7.99 = 1.78$ m $\quad e_j = 2.21 - 1.78 = 0,43$ m

$M_j = 7.99 \cdot 0,43 = 3.45$ Mpm

Teilwand 3

$P = 5,57$ Mp

$G = 5,73 + 1.7w \cdot 1.65 = 5,73 + 2.81 = 8,54$ Mp

$M_o \quad e_p = 1,19 - 1.2w \sim 0$

$M_p \sim 0$

$M_{oj} = 5,73 \cdot 1.2w + 2.81 \cdot 0.83 = 6,86 + 2,33 = 9,19$ Mpm

$x_j = 9.19 / 8.54 = 1,08$ m $\quad e_j = 1.19 - 1.08 = 0,11$ m

$M_j = 8.54 \cdot 0,11 = 0,94$ Mpm

Ermittlung der Schnittkräfte der Teilscheiben aus Horizontalbelastung

$M_H = (26.66 + 3.30 + 6.30) \cdot 72.0 \cdot 6.30 / 100 + 14.0 = 178$ Mpm

$T_H^1 = 0,171 \cdot 0.78 \cdot 178 = 23.8$ Mp $\quad T_H^2 = 0,1 \cdot 0.78 \cdot 178 = 13.9$ Mp

UK Besch	M_W-Rutsch aus Masch.R.	M_W	M_{St}	M_E	M_+	$T_i^{(1)}$	$T_i^{(1)} \cdot L_1$	$T_i^{(2)}$	$T_i^{(2)} \cdot L_2$	M	M_1	M_2	M_3
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
8	1.0	0.38	2,1		3.5	0	0	0	0	+3.5	+1,2	+2,2	+0,1
7	3.0	3.8	4.5		11.3	3.0	10,2	1.75	5.8	-4.70	-1.6	-3.0	-0,1
6	4.0	11.9	6,7		22.6	6.0	20,2	3.50	11.5	-9.60	-3,3	-6.1	-0,2
5	6.0	21.2	9,1		36.3	9.0	30.2	5,25	17,3	-11.20	-3.8	-7,2	-0,2
4	7.5	34.4	11.5		53,4	12.0	40.4	7.00	23,1	-10,10	-3.4	-6.5	-0,2
3	9.0	50,0	13.7		72.7	15.0	50.5	8.75	28.8	-6.60	-2,2	-4.2	-0,2
2	10.5	68.6	15,3		94,4	18.0	60.5	10,50	33.8	+0,01	+0	+0	0
1	12.0	87.5	13,9 28,4		113 ~~127.6~~	21.0	70.5	12.25	40.5	+2,3 +16.60	+0,8 +5.6	+1,5 ~~+10.6~~	~0 ~~-0,4~~
0	14.0	118,5	28,1	14.7		23,8	80,0	14.00	46.2		Prüfbemerkungen: zu dieser Statik v. 10.10.73, S. 32, und diesem Prüfbescheid.		Siehe 1. Nachtrag
		M [Mpm/m] $\cdot$ 72 $\cdot$ 6.30 / 100 = 4.46 $\cdot$ M [Mpm]			(2) + (3) + (4) + (5)	$T_4^{(1)} \cdot \frac{i}{8}$	$T_i^{(1)} \cdot 3.36$	$T_4^{(2)} \cdot \frac{i}{8}$	$T_i^{(2)} \cdot 3.30$	$M_4 - T_i^1 \cdot L_1 - T_i^2 \cdot L_2$	$M \frac{0.178}{0.5202}$	$M \frac{0.332}{0.5202}$	$M \frac{0.012}{0.5202}$

2.8.2

Teilscheibe (1)

Sk. Rüthem. S. 264

$\frac{e}{r}$ Bereich:		$N_r = N_r + 11{,}48$	$M_r = N_r \cdot 5{,}12$	$H_{r+1} = T_r + r_{12}$	$T_{r+1} = T_r - 0{,}5\,r$										σ_{Nr}
Ufk	Gesch	N_r	M_p	M_p	M_{p+1}	M_1	T				σ_{Nr}	σ_{Np}	σ_{Mp}	σ_{Mr}	σ_{Nr}
		Mp	Mp	Mpm	Mpm	Mpm	Mp	α	φ		kp/m²				kp/m²
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
8	0	0	0	0	0	+1,12	0				0	0	0	+7,6	0
7	1	11,48	11,48	5,05	−0,21	−1,6	3,0				−42,5	−4,6	31,4	−10,2	7,1
6	2	22,96	22,96	6,78	−0,72	−3,3	6,0				−69,6	−16,7	42,8	−20,8	14,1
5	3	34,44	34,44	8,47	−1,23	−3,8	9,0				−96,5	−28,2	54,5	−27,5	21,2
4	4	45,92	45,92	10,18	−1,74	−3,4	12,0				−124,0	−40,9	64,2	−21,5	28,4
3	5	57,40	57,40	11,89	−2,25	−2,2	15,0				−151,0	−53,0	75,3	−14,2	35,4
2	6	68,88	68,88	13,66	−2,76	0	18,0				−178,0	−65,3	86,0	−1,5	42,5
1	7	80,36	80,36	15,24	−3,27	+3,6	21,0				−205,0	−77,0	97,0	−20,6	48,6
0	8	91,84	91,84	16,96	−3,78		23,8							+33,4	56,3

$\sigma_N = \frac{N}{0{,}423} = 2{,}36 \cdot N$

$\sigma_M = \frac{M}{0{,}423} = 6{,}32 \cdot M$

$N = 2{,}36 \cdot \sigma_N$

UK Gesch	LF1	$\sigma_{N_T + M_1}$	$\sigma_{N_g - N_g}$	LF3	$\sigma_{N_g + N_p}$	$1{,}2\,\sigma_{N_g + N_p}$	$\sigma_{N_g + N_p + N_1 + N_T}$	σ_N
16	17	18	19	20	21	22	23	24
8	0	+ 7,6	0	+ 7,8	0	0	7.6	7,6
7	77,6	- 3,1	- 10,7	- 7,6	- 47,1	56.5	47,8	104,3
6	124,6	- 6.7	- 26.8	- 20,1	- 86,3	104.v	73,15	177,15
5	171.v	- 2,8	- 42.v	- 39,8	-125,2	150.v	91,95	241,95
4	218,1	+ 6,9	- 59,8	- 52,9	-164,9	198.v	103,1	301,1
3	265,1	+ 21,5	- 75,7	- 54,2	- 204.v	245.v	114,4	355,4
2	311.8	+ 42,5	- 92.v	- 49,5	- 243,3	292.v	111.v	403.v
1	358,4	+ 85,0	- 108.v	- 23,0	-282.v	339.v	161,4	500,4
0								
	(10)+(11)+(12)+(13)	(14)+(15)	(10)-(12)	(19)-(18)	(10)+(11)		(12)+(13)+(14)+(15)	(22)+(23)
	< 490			≤ 0				< 588

Siehe Prüfbem. S. 264

Biegeknicknachweis

$l_k = 1{,}12 \cdot 23{,}20 = 26{,}0$ m

$i_E = \sqrt{\frac{5{,}50}{0{,}19 \cdot 7{,}03}} = 2{,}03$ m

$l_k / i_E = 26{,}0 / 2{,}03 = 12{,}8$

In der 1. Montagephase betragen die Schnittkräfte

$N^1_{g+p+T} = 86{,}88 + 32{,}76 + 21{,}0 = 140{,}64$ Mp

$M^1_{g+p+w+st.} = 15{,}31 - 3{,}27 + 5{,}6 = 17{,}64$ Mpm

$m_c = \frac{6 \cdot 17{,}64}{140{,}64 \cdot 2{,}225} = 0{,}34$

$w_k \cong 1{,}0$ $\qquad e/l = 0{,}34/6 = 0{,}057$

Nach Vorbemerkung zum Katalog „Montagestabilisierung" Abs. 3.3.8 Blatt 2 ist für den Tragfähigkeitsnachweis der Handhabung der Vorspannungsnachweis maßgebend. Damit kann der Biegeknicknachweis entfallen.

Nachweis der Schubkraft in den Vertikalfugen

$H^1_{H+St} = 5,6$ Mpm

$H^2_{H+St} = 0$

$\Delta H = 5,6$ Mpm

$J = 0,176\ m^4$

$S = 0,19 \cdot 2,225^2/8 = 0,118\ m^3$

$T = 5,6 \dfrac{0,118}{0,176} = 3,75$ Mp

aus Riegelschubkraft $T = \dfrac{3,0 \cdot 4}{6,75}$ Mp

$T_{zul} = 16,0$ Mp für B 160

Schlaufengärbewehrung $2\phi 16$ A-I / Fugenabstand

Nachweis der Schubspannungen i.d. Horizontalfuge

$q = 1,30 + 1,33 + 1,75 = 4,38$ Mp/m

$Q = 4,38 \cdot 72,0 \cdot \dfrac{6,30}{10,0} \dfrac{0,176}{0,52} = 6,74$ Mp

+ Anteil aus Mauerwerk

$3,0 \cdot 0,184 \dfrac{0,176}{0,520} = 0,19$ Mp

$6,93$ Mp

$\tau_H = \dfrac{6,93 \cdot 0,118}{0,176 \cdot 0,19} = 24,4$ Mp/m^2 < 30,0

239.3.c

Nachweis der Riegelscherkraft

$g_{vorh} = 0{,}54 + 3{,}73 = 4{,}27$ MN/m

$T_{vorh} = 23.8 / 8 = 3.0$ MN < 11,2 nach Vorbemessung mit kalkul. „Auflagerstabilisierung" Pkt. 3.3.3. Bild 1

270

Teilscheibe (2)

UK Besch	Ng Np	Np Mp	Mg Mpm	Mp Mpm	M_2 Mpm	$\frac{M_2}{N}$	σ_g Mp/m²	σ_p	σ_{Hg}	σ_{Hp}	σ_H	σ_{N_1} Mp/m²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
8	20,8	4.0	6,05	1,16	+2,2	0	-39,8	- 7,6	25,2	4,8	+ 9,2	0
7	35,4	6,42	3,85	0,84	-3,0	1,3	-67,7	-14,7	16,0	3,5	-12,5	2,5
6	45,4	10,65	3,85	1,34	-6,1	2,5	-85,0	-20,3	16,0	5,6	-25,4	4,8
5	55,4	15,18	3,85	1,84	-7,2	4,8	-106,0	-29,0	16,0	7,7	-30,0	9,2
4	65,4	19,71	3,85	2,34	-6,5	5,5	-125,0	-37,6	16,0	9,7	-27,0	9,6
3	75,4	24,24	3,85	2,84	-4,2	6,3	-144,0	-46,4	16,0	11,8	-17,5	12,5
2	85,4	28,78	3,85	3,34	0	7,5	-163,0	-55,0	16,0	13,9	0	14,3
1	95,4	33,3	3,85	3,84	+11,6	8,8	-182,0	-63,5	16,0	16,0	+44,0	16,8

$\sigma_N = \frac{N}{0.523}$ $\quad \sigma_M = \frac{1,38}{0,332} M \quad \sigma_M = \frac{N}{0.523}$

$= 1,91 \cdot N \quad = 4,16 \cdot M \quad = 1,91 \cdot N$

$M_{i+1} = M_i + 10,5$

$N_{i+1} = N_i + 4,53$

$M_{i+1} = M_i + 0$

$M_{i+1} = M_i + 0,50$

6-7 Bereich

UK Gesch	LF1	$\sigma_{N_T + M_2}$	$\sigma_{N_g - M_g}$	LF3	$\sigma_{N_g + N_p}$	$1{,}2\,\sigma_{N_g + N_p}$	$\sigma_{N_g + N_p + M_2 + N_T}$	σ_N
16	17	18	19	20	21	22	23	24
8	77,4	+ 9,2	- 14,6	- 3,4	- 47,4	57,0	39,2	96,2
7	98,9	- 10,0	- 51,7	- 41,7	- 79,4	95,4	34,5	129,9
6	116,9	- 20,2	- 69,0	- 48,8	- 105,3	126,5	51,8	178,3
5	158,7	- 20,8	- 90,0	- 69,2	- 135,0	162,0	62,9	224,9
4	188,3	- 17,4	- 109,0	- 91,6	- 162,6	195,0	62,3	257,3
3	218,2	- 5,5	- 128,0	- 122,5	- 190,4	229,0	57,3	286,3
2	247,9	+ 14,3	- 147,0	- 132,7	- 218,0	262,0	44,2	306,2
1	277,9	+ 60,8	- 166,0	- 105,2	- 245,5	294,0	92,8	386,8
0								
	(10)+(11)+(12) +(13)	(14)+(15)	(10)-(12)	(19)-(18)	(10)+(11)		(12)+(13)+(14)+(15)	(22)+(23)
	≤ 490		≤ 0					≤ 588

2335

271

3.3.5a

Biegeknicknachweis

$$l_k = 1{,}12 \cdot 23{,}20 = 26{,}0 \text{ m}$$

$$i_E = \sqrt{\frac{5{,}50}{0{,}19 \cdot 7{,}03}} = 2{,}03 \text{ m}$$

$$l_k / i_E = 26{,}0 / 2{,}03 = 12{,}8$$

In der 1. Obergeschoss betragen die Normalkräfte:

$N'_{g+p+T} = 95{,}4 + 33{,}30 + 8{,}8 = 137{,}5$ kN

$N'_{g+p+u+H} = 3{,}85 + 3{,}84 + 10{,}6 = 18{,}3$ kN

$$m_c = \frac{6 \cdot 18{,}3}{137{,}5 \cdot 2{,}75} = 0{,}29$$

$w_k \approx 1{,}0$ $\quad e/l = 0{,}29/6 = 0{,}05$

Nach Vorbemerkung zum Katalog „Mauerwerksbemessung" Abs. 3.3.8. Bild 2 ist für den Tragfähigkeitsnachweis der Randbereich die Normalspannungsnachweis maßgebend. Somit kann der Biegeknicknachweis entfallen.

Nachweis der Schubkraft i. d. Vertikalfugen

$M^{I}_{M+St} = 10.6$

$M^{II}_{M+St} = \underline{\quad 0 \quad}$

$\Delta M = 10.6 \quad Mpm$

$J = 0,332 \quad m^4$

$S = 0,18 \cdot 2.76^2/8 = 0,18 \quad m^3$

$T = 10,6 \dfrac{0,18}{0,332} = 5,75 \quad Mp$

aus Riegelschubkraft $T = \dfrac{3.vv}{8.75 \quad Mp}$

$T_{zul} = 16.0 \quad Mp$ für B 160

Schlaufenbewehrung $2 \phi 10$ A-I / Fugenabstand

Nachweis der Schubspannungen i. d. Vertikalfuge

$\bar{Q} = 1,30 + 1,33 + 1,75 = 4,38 \quad Mp/m$

$Q = 4,38 \cdot 72,0 \cdot \dfrac{6,30}{10,0} \cdot \dfrac{0,332}{0,52} = 127 \quad Mp$

+ Stoß aus oberen Raum

$3,0 \cdot 0,184 \cdot \dfrac{0,332}{0,526} \approx 0,35 \quad Mp$

$13,05 \quad Mp$

$\tau_4 = \dfrac{13,05 \cdot 0,18}{0,332 \cdot 0,18} = 37 \quad Mp/m^2 > 30,0$

$\sigma_m = \sigma_{Hg} = 182 \quad Mp/m^2$

$\dfrac{\tau_4}{\sigma_m} = \dfrac{37}{182} = 0,20 < 0,35$

338,5 C

Nachweis der Riegelschubkraft

g_{vorh} = 0.54 + 3.73 = 4.27 kp/cm

T_{vorh} = 13,9 kp / 8 = 0,77 kp < 11,2 kp nach Vorbemerkung zum Katalog, Auflagerstabilisierung Abs. 3.3.3. Bild 1

Teilscheibe (3)

UK Gesch	N_g MP	N_p MP	M_g MPm	M_p MPm	M_3 MPm	T_g MP	σ_{N_g} MP/m²	σ_{M_p}	σ_{M_g}	σ_{M_3}	σ_{N_T} MP/m²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
8	0	0	0	0	+0,1	0	0	0	0	0	0	0	+3,7	0
7	8,75	1,39	1,05	−1,05	−0,1	1,25	−50,4	−8,0	39,6	37,2	39,6	37,2	−3,7	10,5
6	15,2	3,3	1,05	0,9	−0,2	3,50	−82,5	−19,0	39,6	34,4	39,6	34,4	−7,4	20,2
5	21,6	5,2	1,05	0,7	−0,2	5,25	−124,0	−30,0	39,6	26,4	39,6	26,4	−7,4	30,2
4	28,0	7,1	1,05	0,1	−0,2	7,00	−161,0	−40,8	39,6	22,1	39,6	22,1	−7,4	40,2
3	34,4	9,0	1,05	0,5	−0,2	8,75	−198,0	−51,8	39,6	18,8	39,6	18,8	−7,4	50,2
2	40,8	10,9	1,05	0,4	0	10,50	−234,0	−62,6	39,6	15,0	39,6	15,0	0	60,4
1	47,2	12,8	1,05	0,2	+0,4	12,25	−271,0	−73,5	39,6	7,6	39,6	7,6	+14,8	80,5
0														

$$\sigma_N = \frac{N}{0,174} \qquad \sigma_M = \frac{0,46}{0,0122} M$$

$$= 5,75 \cdot N \qquad = 37,3 \cdot M$$

$$\sigma_N = \frac{N}{0,174}$$

$$= 5,75 \cdot N$$

UK Gesch	LF 1	$\sigma_{N_T} \cdot M_3$	$\sigma_{N_g} - M_g$	LF 3	$\sigma_{N_g} \cdot M_p$	12. $\sigma_{N_g} \cdot M_p$	$\sigma_{N_g} \cdot M_p \cdot M_3 \cdot M_T$	σ_N
16	17	18	19	20	21	22	23	24
8	0	+ 3,7	0	+ 3,7	0	0	3,7	3,7
7	135,7	+ 6,3	− 11,8	−	58,4	20,0	91,0	161,5
6	184,1	+ 12,8	− 47,0	−	106,5	128,5	101,2	229,2
5	220,0	+ 22,8	− 84,4	−	154,0	185,5	103,6	288,6
4	264,0	+ 32,8	− 121,4	−	201,8	242,0	107,8	351,8
3	308,2	+ 42,8	− 158,4	−	249,8	300,0	116,0	416,5
2	351,2	+ 64,4	− 194,4	−	296,6	356,0	115,0	471,0
1	391,7	+ 85,3	− 231,4	−	344,5	415,5	131,5	546,5
0								
	(10)+(11)+(12)+(13)	(14)+(15)	(12) − (11)	(15) − (13)	(10) + (11)		(12)+(13)+(14)+(15)	(22)+(23)

Zu Spannungen ob. Tabelle bleiben unberücksichtigt

$\sigma_{N_g} \cdot M_p$ = 0

$\sigma_{N_g} \cdot M_p \cdot M_3 \cdot M_T$ = 4,8 < 5,88

Biegeknicknachweis

$$l_k = 1{,}12 \cdot 23{,}20 = 26{,}00 \text{ m}$$

$$i_E = \sqrt{\frac{5{,}50}{0{,}18 \cdot 7{,}03}} = 2{,}03 \text{ m}$$

$$l_k / i_E = 26{,}00 / 2{,}03 = 12{,}8$$

In der 1. Montagefuge betragen die Schnittkräfte:

$N^I_{g+p+T} = 17{,}2 + 12{,}8 + 12{,}25 = 32{,}25$ MN

$M^I_{g+p+A+St} = 1{,}05 + 0{,}2 + 0{,}4 = 1{,}65$ MNm

$$M_d = \frac{6 \cdot 1{,}65}{32{,}25 \cdot 0{,}92} = 0{,}33$$

$\omega_k \cong 1{,}0$ $\qquad e/l = 0{,}33/6 = 0{,}05$

Nach Vorbemerkung zum Katalog „Montageklassifizierung" Abs. 3.3.8 Bild 2 ist für den Tragfähigkeitsnachweis der Querschnitte der Normalspannungsnachweis maßgebend. Damit kann der Biegeknicknachweis entfallen.

Nachweis der Schubkraft i. d. Vertikalfügen

$M^1_{4+5t} = 0{,}4$ mp m

$M^2_{4+5t} = 0$

$\Delta M = 0{,}4$ mp m

$J_z = 0.0122$

$S = 0{,}19 \cdot 0{,}92^2/8 = 0.020$ m³

$T = 0{,}4 \frac{0.020}{0.0122} = 0{,}655$ mp

aus Riegelschubkraft $T = 1.750$

$T \sim 1{,}4$ mp

$T_{zul} = 160$ mp für B 160

Schweißgüte bevorzugt 2 ϕ 10 K-I / Fügenahtlänge

Nachweis der Schubspannungen i. d. Horizontalfuge

$\bar{Q} = 1{,}20 + 1{,}33 + 1{,}75 = 4{,}38$ mp/m

$Q = 4{,}38 \cdot 72.0 \cdot \frac{6.30}{100} \cdot \frac{0.0122}{0.52} \approx 0{,}5$ mp

Anteil aus Mauer-Rauhigkeit

$3{,}0 \cdot 0.184 \cdot \frac{0.0122}{0.52} \sim 0{,}01$

0.51 mp

$\tau_H = \frac{0{,}51 \cdot 0{,}020}{0{,}0122 \cdot 0{,}19} = 4.4$ mp/m² < 30

Längsscheiben

Gesch.	S.316 Ng kNm	S.316 Mg kNm	S.317 Mp kNm	Mw auf Nachb. R.	Mw	Msl. kNm	Σ V kN	Σ M kNm	V kN
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	64,65	12,74	1,28	-3,52	4,4	0,38	11,9	77,4	9,0	137
7	73,7	12,74	1,28	-3,52	9,8	3,80	23,8	86,4	38,8	285
6	82,7	12,74	1,28	-3,52	15,3	12,50	40,5	89,4	69,6	315
5	91,7	12,74	1,28	-3,52	20,8	21,4	47,7	104,4	92,2	344
4	100,7	12,74	1,28	-3,52	26,2	34,2	58,5	113,4	122,2	373
3	109,7	12,74	1,28	-3,52	31,2	50,5	75,4	122,4	159,9	404
2	118,7	12,74	1,28	-3,52	37,1	69,5	80,5	131,4	189,4	434
1	127,7	12,74	1,28	-3,52	42,1	85,5	143,0	140,4	223,4	463
0							318,4			

Bewehrung
B 225 Bl. A-III
d = 6,8 cm h = 0,19 m
w = 1,12 (mm/100 K/24h)
l = 6,70 m
e = 3,30 m

$N_{i,+} = N_i + 0,9 \cdot 6,8 \cdot 2,2 \cdot 2,5$
$= N_i + Q_i$

$N_{i,+} = N_i + c$

$M_{i,+} = M_i + c$

$T_{i,+} = T_i + c$

$\frac{0,12 \cdot 4,5^2 \cdot 2,2}{2} \cdot \frac{163}{\beta_{24}} \cdot x$
$= 1,95 \cdot x$

$M\ [kNm/m] \cdot 18 \cdot / \gamma$
$= \mu_S \cdot \Pi$

$= \mu_S \cdot \Pi$

→ S. 162

UK Gesch.	Mc	π_c'	$\frac{4,7 \cdot 4\pi^2 \cdot \pi_c}{18\nu_0 \cdot \varepsilon \cdot \varepsilon_0 \cdot \ell \cdot b^2} = 0,53 \cdot 10^{-4} \pi_c$	$0,003 \cdot \ell \cdot \nu_0 \cdot m \cdot b \cdot \ell^2 \nu$	$Fe = Fe'$	Gewinde	$Fe \cdot \ell o \pi \varphi$			
					SH A-III		π_c	kN	Q	
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
8	265	-242	0,014		3,4			18,0	35	
7	324	-246	0,017		4,1			16,2	40	
6	385	-245	0,021		5,1			14,9	45	
5	436	-252	0,023		5,6			14,0	48	
4	485	-251	0,027		6,5			13,1	52	
3	524	-244	0,030		7,3			12,0	55	
2	623	-245	0,033		8,0			11,2	60	
1	736	-195	0,040		9,7			10,2	65	
0										

2425 A-III | 2422 A-III | 2420 A-III

π_c = Anziehen ohne Schwierigkeit

Reihe: φ 8 A-I ez 20 mm
φ 16 A-III für Stellmuttern
M 16 x 1,5

285

285

Nachweis der Schubkraft i. d. Vertikalfuge

M^1_{4+5t} = 42.6 + 85.5 + 143.0 = 271,1 mpm

M^2_{4+5t} = 37,1 + 69.5 + 80.5 = 187,1

ΔM = 84,0 mpm

J = 4.98 m^4

S = 0,19 · 0.40 · 3.20 = 0,243

$T = 84 \frac{0,243}{4.98}$ = 4,1 mp < 16 mp für B 160

Schlaufenquerbewehrung 2410 A-I / Figurenblatt

339.9 d

Nachweis der Abmessungen für Berechnung der Türblatt-Biegequerschnitte an schmalen Türköpfen (für Querscheiben)

(vergl. Aktenvermerk vom 5.12.72 über die Konsultation beim Kreisamt Berlin)

Stützweite $l = 1.05 \cdot 1.46 = 1{,}54$ m

Lastannahmen $g = 4{,}27$ Mp/m

$T = 3.0$ Mp

$M = 4{,}27 \cdot 1{,}54^2/12 = 0{,}85$ Mpm

$3.0 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1{,}54 = 3.08$ "

~ 4.00 Mpm

$M_F = 0.75 \cdot 4.00 = 3.00$ Mpm

B 160 d. 1-I

$h = 64{,}3 + 1{,}5 \cdot 35 = 115$ cm

$b_F = 14$ cm

$\beta_d = \frac{116}{\sqrt{\frac{300}{14 \cdot 1{,}4}}} = 29{,}7$ $\quad k_x = 0{,}172$

$k_z = 0{,}942$

$n = 72$

$\sigma_b = 1400 / 72 = 19{,}5$ kp/cm²

$f_e = \frac{3.00}{115 \cdot 0{,}942 \cdot 1{,}4} = 1{,}98$ cm²

$Z = 1{,}98 \cdot 1{,}4 = 2.77$ Mp

gewählt 2 ⌀ 16 I-I

Löcherspücke Δ 3,7 cm Rippenbreite II

vgl. Festigkeitsberechnung für Festigkeit der Mauer

Jos. VIII / 101 Deckenstreifen über Mosh.-Raum

Stützweite $l = 3.60$ m

Lastannahmen

g =	0,570	Mp/m²
p =	0.070	"
q =	0,640	"

$B_g = B_g = 0.57 \cdot 3.60 / 2$ = 1.03 Mp/m

$B_p = B_p = 0.07 \cdot 3.60 / 2$ = 0,13 Mp/m

$A_q = B_q = q$ = 1,16 Mp/m

$M = 0.64 \cdot 3.60^2 / 8$ = 1,02 Mpm/m

Bewehrung B 225 St. A-I

$d = 14$ cm $h = 11.5$ cm

$k_h = \frac{11.5}{\sqrt{\frac{1.7 \cdot 1.02}{1.0}}} = 8,75$

$k_{xR} = 0,11$

$k_e = 0.441$

$f_e = \frac{1.7 \cdot 1.02}{0,115} \cdot 0.441 = 6,7$ cm²/m

Randstreifenbreite $b = 0.20$ m

$F_e = 6.7 \cdot 0,20 = 1.34$ cm²

gewählt: 2 ϕ 10 A-I $F_e = 1.57$ cm²

VE der Randbügel: 5 ϕ 10 A-I / m

s. 2. Nachtrag

Pos VIII / 102 Deckenplatte im Mauk. Raum

Stützweite $l_x = 3.60$ m

Lastannahmen

Fußbodenaufbau

1.8 mm PVC Belag	0.036	kp/m²
40 mm Betonestrich	0.088	kp/m²
60 mm Leichtbeton	0.064	"
2 Lagen Pappe	0,012	"
10 mm Faserdämmstoff	0.002	"
	$g_1 = 0.210$	kp/m²
Eigengewicht 0.14 · 2.5	$= 0.350$	"
	$g = 0,560$	kp/m²
Verkehrslast	$p = 0.500$	kp/m²
	$q = 1.06$	kp/m²
Wandlast 0.07 · 2.80 · 1.8	$= 0,350$	kp/m
2 cm Putz 0.02 · 2.80 · 2.0	$= 0.11$	"
	$p = 0,46$	kp/m

Nach Hahn Tafel 14 folgt:

$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1,80}{3.60} = 0.5$ $\quad m = 4,0$

$l_y = 1.60$ m $\quad l_y/l_x = 1.60/1.80 = 0,9$

$\varkappa = 1.22$

$M_r = 1.06 \cdot 1.80 \cdot 3.60 / 4 + 0,46 \cdot 3.60 \cdot 1.22 / 4 =$

$= 1.72 + 0.51 = 2,23$ kpm

Nach Rüsch „Fehlerhebungsplatten" S. 32 folgt:

infolge der Randlast:

$$M_y = -0.05 \cdot 0.46 \cdot 3.60 = -0.083 \text{ Mpm}$$

Bemessung B 225 BSt. A-III

$d = 14$ cm

$M_x = 2.23$ Mpm $\quad l = 12$ cm

$$k_h = \frac{12}{\sqrt{1.7 \cdot 2.23}} = 6.16 \qquad k_{xR} = 0.22$$

$k_e = 0.268$

$$F_e = \frac{1.7 \cdot 2.23}{0.12} \cdot 0.268 = 8.5 \text{ cm}^2$$

gewählt ϕ 14 A-III $e = 150$ cm $f_e = 10.1$ cm²

QB 5 ϕ 8 A-I / m

$M_y = -0.083$ Mpm

Das einfassende Biegemoment wird wegen Geringfügigkeit und der Möglichkeit der Lastübertragung über die Fuge in der Bemessung nicht berücksichtigt.

Pos VIII / 103 Deckenplatte im Mech. Raum

Pos VIII / 103.1 Mittelbereich

Stützweite $l = 1.40 + 0.50 = 1,90$ m

Lastannahmen

wie Pos VIII / 102. $g = 0.56$ Mp/m²

$p = 0.50$ "

$q = 1.06$ Mp/m²

$p = 0.46$ Mp/m²

Lastverteilung

nach TGL 0-1045 Bl 19 $b = \frac{2}{3} \cdot 1,90 = 1,25$ m

nach projektierungsrichtlinie

für Voll- u. Rohdecken Pkt. 4.1.5: $b = 2 \cdot 1.0 = 2.00$ m

$g_v = 0,46 / 1,25 = 0,38$ Mp/m²

$g = 1.06 + 0.38 = 1,44$ Mp/m²

$M = 1,44 \cdot 1,90^2 / 8 = 0,65$ Mpm

Bemessung B 225 H. A-I

$d = 14$ cm $h = 11$ cm

$k_z = \frac{11}{\sqrt{1,7 \cdot 0.65}} = 10.5$ $k_{zu} = 0.07$

$k_e = 1.432$

$f_e = \frac{1,7 \cdot 0.65}{0,11} \cdot 0,432 = 4,35$ cm²

Pos K/205 Türsturz im Keller

Balk 5-CD, 17-AB

Lastannahmen Stützweite $l = 1.05 \cdot 0.87 \approx 0.95$ m

aus Pos K/102 $2{,}31 \cdot 3.60/2 =$ 4,20 Mp/m

Eigengewicht $0{,}19 \cdot 1.60 \cdot 2.4 =$ 0.75 q

4,95 Mp/m

aus Horizontalbeanspruchung der

Handhabe K/304.1 $H_A = 162$ Mpm

$T = 0{,}171 \cdot 0.78 \cdot 162 = 21{,}6$ Mp

$T_1 = 21.6/8 = 2.7$ Mp

$M = 4{,}95 \cdot 0{,}95^2/12 + 2.70 \cdot 0{,}95/2$

$= 0{,}38 + 1.28 = 1{,}66$ Mpm

Bemessung B 20 Rb. A-III

$d \approx 1{,}40$ m $b = 0{,}19$ m

$\varepsilon = 1/2r$ $z = 0{,}312 \cdot 1.40 = 0.44$ m

$$F_e = \frac{1.7 \cdot 1.66}{0.44 \cdot 4.2} = 1{,}53 \text{ cm}^2$$

gewählt oben und unten je 2 ⌀ 12 A-III $F_e = 2.26$

Bügel ⌀ 8 A-I e = 20 cm

konstruktive Verbügelung ⌀ 8 A-I e = 25 cm

Dos VII / 101 Deckenstreifen im Rißzonenbereich

Schnitt $l = 3.60$ m

Lastannahmen

Fachwerkbau		0,33 Mp/m²
Eigengewicht	$0.14 \cdot 2.4 =$	0,34 "
	$g =$	0,67 Mp/m²
Nutzlast		0.15 "
	$q =$	0,82 Mp/m²

$M = 0.82 \cdot 3.60^2 / 8 = 1,34$ Mpm

Bemessung B 225 R. A-III

$d = 14$ cm

$h = 12$ cm

$k_{zR} = 0.10$

$$k_c = \frac{12}{\sqrt{1.7 \cdot 1.34}} = 8.0$$

$k_c = 0.251$

$$f_c = \frac{1.7 \cdot 1.34}{0.12} \cdot 0,251 = 4,8 \text{ cm}^2$$

gewählt ϕ 10 A-III $e = 15$ cm $f_c = 5{,}12$ cm²

GB 448 A-I / m

Pos VII / 102 Deckenfeld über Hauptpodest

Spannweite $l = 3.60$ m

Lastannahmen

Podestaufbau	0.33	Mp/m²
Eigengewicht	0.34	"
	$g = 0.67$	Mp/m²
Nutzlast	$s = 0.15$	"
	$q = 0.82$	Mp/m²

Einflußbreite $b = 2.10 + 1.20 = 3.30$ m

$q = 0.82 \cdot 3.30 = 2.70$ Mp/m

$A = B = 2.70 \cdot 3.30/2 = 4,45$ Mp / 3,30 m

$M = 2.70 \cdot 3.60^2/8 = 4,40$ Mpm / 3,30 m

$M_1 = 4.45 \cdot 1.30 - 2.70 \cdot 1.30^2/2 = 5,8 - 2,3 = 3,5$ Mpm

Bewehrung B 225 Bst. A-III

$d = 14$ cm

$h = 12$ cm $b_0 = 3.30 - 1.40 = 1.90$ m

$b_2 = 3.30$ m

$M = 4.40$ Mpm

$$k_h = \frac{12}{\sqrt{\frac{1,7 \cdot 4,40}{3,30}}} = 8,0$$

$k_{sk} = 0,10$

$k_c = 0,251$

$$f_c = \frac{1,7 \cdot 4,40}{0,12} \cdot 0,251 = 15,65 \text{ cm}^2/3,30 \text{ m}$$

$= 4,8$ cm²/m

gewählt ϕ 10 A-III $e = 110$ $f_c = 7,1$

QB 5 ϕ 8 A-I / m

$M_1 = 3,5$ Mpm

$k_h = \frac{12}{\sqrt{\frac{1,7 \cdot 3,5}{1,96}}} = 6,8$ $\quad k_{1R} = 1,18$

$k_c = 0,262$

$f_e = \frac{1,7 \cdot 3,5}{0,12} \cdot 0,262 = 13,0 \text{ cm}^2/1,90 \text{ m}$

$= 6,85 \text{ cm}^2/\text{m}$

gewählt ϕ 10 I-III c = 110 $f_e = 7,1 \text{ cm}^2$

QB 5 ϕ 8 I-I /m

Fas. VII / 103 Deckenfeld über Hauptfeldern

Stützweite $l = 3.60$ m

Lastannahmen

Stahlaufbau		0.33 Mp/m²
Eigengewicht	0.14 · 2.4 =	0.34 "
	g =	0.67 Mp/m²
Fülllast	p =	0.15 "
	q =	0.82 Mp/m²

Einflußbreite $b = 0.90 + 2 \cdot 0.40 = 1.70$ m

$g = 0.82 \cdot 1.70 = 1.40$ Mp/m

$M = 1.40 \cdot 3.60^2 / 8 = 2.26$ Mpm

Bewehrung B 225 St. A-III

$d = 14$ cm $b = 0.80$ m

$l = 12$ cm

$$k_h = \frac{12}{\sqrt{\frac{1.7 \cdot 2.26}{0.80}}} = 5.5 \qquad k_{xe} = 0.28$$

$k_e = 0.277$

$$f_e = \frac{1.7 \cdot 2.26}{0.12} \cdot 0.277 = 8.9 \text{ cm}^2 / 0.80 \text{ m}$$

gewählt je 3 ∅ 14 A-III beiderseits des Stützstreifens 200/1

auf je 40 cm Randbreite

darüber liegend wie Fas. VII / 101

Pos VII / 201 Fensterstürze über Rolladenkasten

Sturzlänge $l = 3{,}60$ m

Lastannahmen

Stahlaufbau	$0{,}33 \cdot 0{,}40$	$0{,}130$ Mp/m
Eigengewicht	$0.40 \cdot 0{,}37 \cdot 2{,}4$	$0{,}36$
		$g = 0{,}49$ Mp/m
Einzellast	$0{,}150 \cdot 0{,}40$	$s = 0{,}06$
		$g = 0{,}55$ Mp/m

$A = 0.55 \cdot 3.60/2 = 1{,}0$ Mp

$M = 0.55 \cdot 3.60^2/8 = 0{,}90$ Mpm

Bemessung B 225 St. A-III

$d = 0{,}28$ m $b = 0{,}25 + 0{,}03$

$k_z = \frac{25}{\sqrt{\frac{1{,}7 \cdot 0{,}90}{0{,}25}}} = 9{,}2$ $h = 0{,}25$ m

$k_{zB} = 0{,}10$

$k_c = 0{,}251$

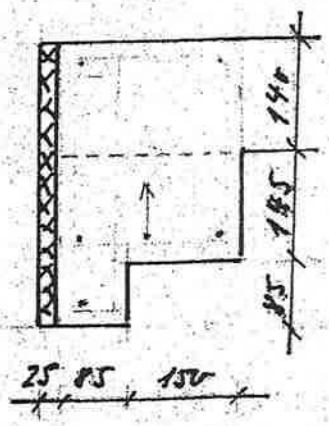
$k_b = 0{,}95$

$F_e = \frac{1{,}7 \cdot 0{,}90}{0{,}25} \cdot 0{,}251 \approx 1{,}6$ cm²

gewählt konstruktiv 3 ϕ 10 A-III

$\tau_0 = \frac{10{,}0}{23 \cdot 0{,}95 \cdot 25} \cdot 1{,}9$ kp/cm²

Bügel ϕ 6⁵ A-I e = 20 cm



Pos VII / 202 Fensterstock über d. Treppenhaus

Einfeldbalken l = 3.60 m

Lastannahmen

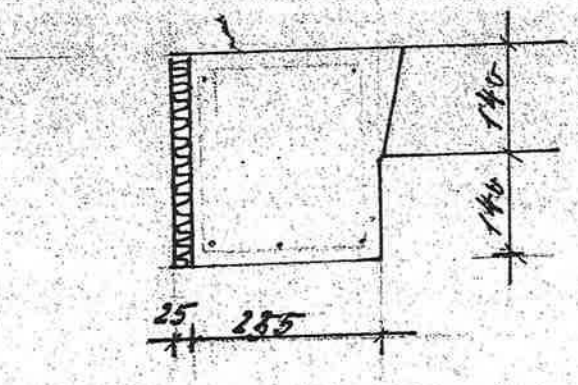
Stockaufbau	0.33 · 0.30	~	0,10 Mp/m
Eigengewicht	0.28 · 0.30 · 2,4		0,20 "
		g =	0,30 Mp/m
Schneelast	0.150 · 0,30	s =	0.05 "
		q =	0,35 Mp/m

Bemessung B 225 St. A-III

d = 28 cm b = 25 + 3

gewählt konstruktiv 3 ϕ 10 A-III

Bügel ϕ 6⁵ A-I e = 20 cm



Pos VII / 301

Nachweis der Biegebeanspruchung in den Stützpunkten der Giebelwände für konzentrierte Belastung der Stempelelemente

Kragstütze $l_K = 1.10$ m

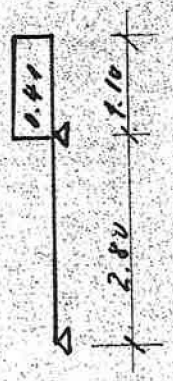
$l_s = 2.80$ m

Lastannahmen:

aus Eigd $N_D + N_S = 0.065 + 0.049 = 0,114$ Mp/m

Einflußbreite $b \leq 3.60$ m

$0,114 \cdot 3.60 = q = 0.41$ Mp/m



$M = 0.41 \cdot 1.10^2 / 2 = 0,250$ Mpm

Bemessung B 225 St. A-I

d_c 15 cm

$b = 18$ cm

$h = 12$ cm

$k_L = \frac{12}{\sqrt{\frac{1.7 \cdot 0.25}{0,13}}} = 8,0$ $\quad k_{1R} = 0,13$

$k_c = 0.255$

$F_c = \frac{1.7 \cdot 0.25}{0,12} \cdot 0.255 = 0,9$ cm²

gewählt 2 ϕ 12 A-I $F_c = 2.26$ cm² je Seite

Bügel ϕ 6,5 A-0 e = 15 cm

Pos I-II / 101 Deckenstreifen im Normalgeschoß

Einfeldplatte $l = 3.60$ m

Lastannahmen

Die 6m Deckenstreifen werden für die im Bauteil maximal belastete Deckenplatte (vergl. 11. Randplatte am Fuß 6. OG Achse 10-11, A-B) ausgelegt:

$$g = 1.05 \text{ Mp/m}^2$$

$$A = B = 1.05 \cdot 3.60 / 2 = 1{,}89 \text{ Mp/m}$$

$$M = 1.05 \cdot 3.60^2 / 8 = 1.70 \text{ Mpm/m}$$

Bemessung B 225 St. A-III

$d = 14$ cm $h = 12$ cm

$$k_h = \frac{12}{\sqrt{1.7 \cdot 1.70}} = 7.1 \qquad k_{st} = 0.16 \qquad k_e = 0.259$$

$$f_e = \frac{1.7 \cdot 1.70}{0.12} \cdot 0.259 = 6.25 \text{ cm}^2$$

gewählt $\phi 10$ A-III e = 12cm $f_e = 6.55$ cm²

QB $5\phi 8$ A-I /m

Im Bereich der Durchbrüche und Stützen sind die Tragstähle dieser Bereiche seitlich anzuordnen

Pos I-VI / 102 Deckenstreifen im Normalgeschoß mit Durchbruch 60 cm / 70 cm

Stützweite l = 3.60 m

Lastannahmen

vgl. Pos / 107 g = 1.05 Mp/m²

Einflußbreite b = 1.20 m

g = 1.05 · 1.20 = 1,26 Mp/m

A = B = 1.26 · 3.60 / 2 = 2.26 Mp / 1.20 m

M = 1.26 · 3.60² / 8 = 2.04 Mpm / 1.20 m

M₁ = 2.26 · 0.70 − 1.26 · 0.70² / 2

= 1.58 − 0,31 = 1.27 Mpm / 1.20 m

Bemessung B 225 St. A-III

d = 14 cm h = 12 cm

b₁ = 1.20 m

b₂ = 2 · 0.255 = 0.51 m

M = 2.04 Mpm

$k_L = \frac{12}{\sqrt{\frac{1.7 \cdot 2.04}{1.20}}} = 7,1$ $k_{12} = 0.16$

$k_e = 0.258$

$F_e = \frac{1.7 \cdot 2.04}{0,12} \cdot 0,258 = 7,5 \text{ cm}^2$

gewählt 11 ϕ 10 A-III $F_e = 8.6 \text{ cm}^2$

QB 5 ϕ 8 A-I / m

$M_1 = 1,27$ Mpm

$k_f = \frac{12}{\sqrt{\frac{1,7 \cdot 1,27}{0,51}}} = 5,94$ $\quad k_{zz} = 0,24$

$k_z = 0,271$

$F_z = \frac{1,7 \cdot 1,27}{0,12} \cdot 0,271 = 4,9 \text{ cm}^2$

gewählt beidseitig als Bündelbügel

je 4 ϕ 10 A-III

Pos II/VI/103 Deckenstreifen im Normalgebäude mit Kirchbrüchen

200/250 u. 200/350

Bemessung wie Pos /101

die Rundstähle werden neben den Kirchbrüchen verteilt auf

3 × 200 mm Streifen je 4 ϕ 10 A-III

250 mm Kirchbruchstreifen 1 ϕ 10 A-III verkürzt

350 mm " 2 ϕ 10 A-III "

Fus II-VI / 104 Deckenstreifen im Normalgeschoß
mit Durchbruch 40 cm x 40 cm

Stützweite $l_2 = 3.60$ m

Lastannahmen
vergl. Fus / 101 $g = 1.05$ Mp/m²

Bemessung wie Fus / 101

Die Randstäbe werden im Abstand e = 12 cm vorgesehen und in Stütz- bzw. Durchbruchbereich verkürzt angeordnet.

Der an den Fensterbereich angrenzende Teil des Plattenstreifens erhält 3 ϕ 10 A-III

Der Mittelstreifen (zwischen Stütze u. Durchbruch) mit b = 350 cm erhält 5 ϕ 10 A-III

Die Restbereiche erhalten ϕ 10 A-III e = 12 cm

Jos. I–VII/201 Deckenstreifen unter d. Rathausturm

Stützweite $l = 3.60$ m

Last annahmen

Fußbodenaufbau	0,080	Mp/m²
Eigengewicht	0.340	"
	0,430	Mp/m²
Verkehrslast	0.200	"
	0,630	Mp/m²
Fensterkonstruktion	$0.050 \cdot 1.80 =$	0,09 Mp/m
Brüstungsplatte	$1.50 \frac{1.30}{2.80} =$	0,70 Mp/m
	~	0.80 Mp/m

Einflußbreite $b = 0.20$ m

$q = 0.630 \cdot 0.20 + 0.80 \sim 1.00$ Mp/m

$A = 1.0 \cdot 3.60/2 = 1.8$ Mp

$M = 1.0 \cdot 3.60^2/8 = 1.62$ Mpm

Bemessung

Bs 225 N. A-III

$d = 28$ cm $b = 18$ cm

$h = 25$ cm

$k_z = \frac{25}{\sqrt{\frac{1.7 \cdot 1.62}{0.18}}} = 6.4$

$k_{zu} = 0.20$

$k_e = 0.265$

$k_2 = 0.90$

$F_e = \frac{1.7 \cdot 1.62}{0.25} \cdot 0,265 = 2,92$ cm².

gewählt 4 ϕ 10 A-III F_c = 3.14 cm²

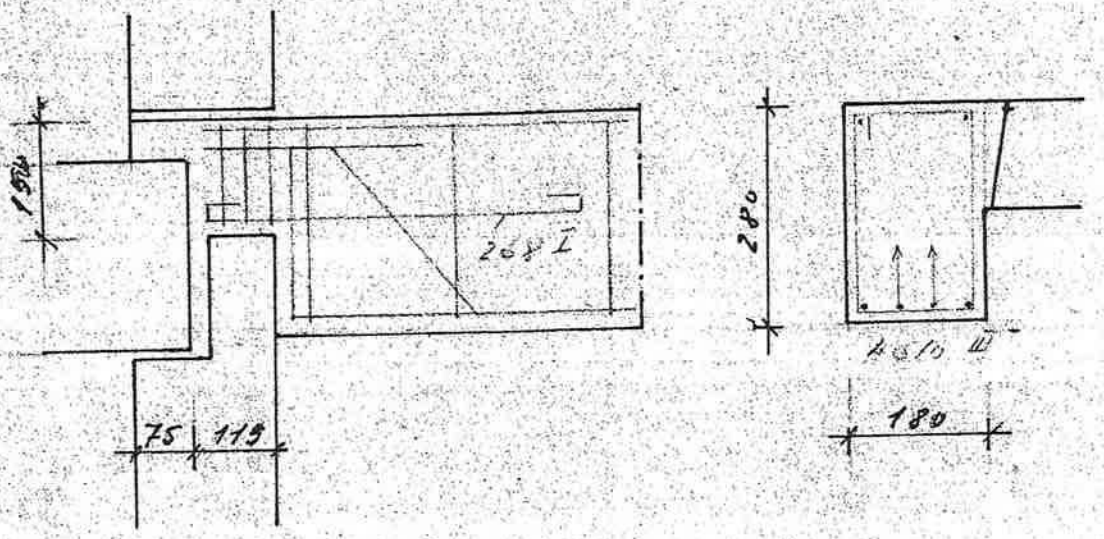
$$\tau_0 = \frac{1800}{18 \cdot 0.9 \cdot 11} = 10 \text{ kp/cm}^2 \text{ im Auflagerbereich}$$

gewählt Bügel ϕ 6⁵ A-I e = 200

Im Auflagerbereich sind anzuordnen:

Stäbe: 2 ϕ 8 A-I

Bügel 3 ϕ 6⁵ A-I



[wird durch Pos. I - VI / 201 ersetzt]

Pos I-VI / 202 Stahlbetonbalken unter der Liftschacht-Abschlußwand

---

Stützweite $l = 3.60$ m

Lastannahmen

11.5 cm HLZ-Wand gespitzt		0.62 Mp/m
Eigengewicht	$0.28 \cdot 0.24 \cdot 2.4 =$	0.16 "
Deckenauflast	$\sim 0.63 \cdot 0.40 \sim$	0.25 "
		1.03 Mp/m

$A = B = 1.03 \cdot 3.60 / 2 \sim 1.85$ Mp

$M = 1.03 \cdot 3.60^2 / 8 \sim 1.70$ Mpm

Bemessung B 225 St. I-III

$d = 28$ cm $b = 18$ cm

$h = 25$ cm

$$k_z = \frac{25}{\sqrt{\frac{1.7 \cdot 1.70}{0.18}}} = 6.25$$

$k_{sp} = 0.21$

$k_c = 0.266$

$k_z = 0.885$

$$F_e = \frac{1.7 \cdot 1.70}{0.25} \cdot 0.266 = 3.08 \text{ cm}^2$$

gewählt 4 Ø 10 I-III $F_e = 3.14$ cm²

Bügel Ø 6⁵ I-I $e = 20$ cm

Im Auflagerbereich:

unten 2 Ø 8 I-I

Bügel 3 Ø 6⁵ I-I

Pos I/203 Stahlbetonbalken in Achse 8 u. 14

Stützweite $l = 1.50 + 0.45 \approx 2.00$ m

Lastannahmen

24 HLz-Wand, gespitzt		0.90 Mp/m
Eigengewicht	$0,27 \cdot 0,30 \cdot 2.4 \approx$	0.20 "
Deckenauflast	$\sim 1,10 \cdot 1.0$	1.10 "
		$g = 2,20$ Mp/m

$A = B = 2.20 \cdot 2.0 / 2 = 2.20$ Mp

$M = 2.20 \cdot 2.0^2/8 = 1.10$ Mpm

Bemessung B 225 A. I-III

$d = 30$ cm $b = 24$ cm

$h = 27$ cm

$$k_h = \frac{27}{\sqrt{\frac{1.7 \cdot 1.10}{0.24}}} = 9.7$$

$k_{12} = 0.09$

$k_e = 0.249$

$k_z = 0.955$

$$F_e = \frac{1.7 \cdot 1.10}{0.27} \cdot 0.249 = 1,73 \text{ cm}^2$$

gewählt 3 ϕ 10 A-III $F_e = 2.35$ cm²

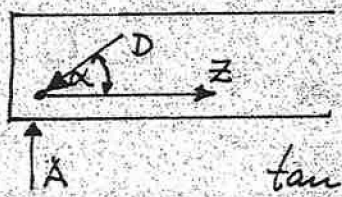
Bügel ϕ 6/5 A-I $e = 20$ cm

$$\tau_0 = \frac{22 \text{ cm}}{24 \cdot 0.955 \cdot 27} = 3.6 \text{ kp/cm}^2$$

— 334a —

Nachweis der Auflagersicherung für 140 cm dicke Deckenstreifen

Nachweis in Anlehnung an DIN 1045 (1971) nach Betonkalender 1972 II S. 182



$\tan\alpha = \frac{h}{v}$; $Z = \frac{A}{\tan\alpha}$

h - Nutzhöhe des Querschnitts

v - Versatzmaß gemäß DIN 1045 Absatz 18.5.2.1

für Schlösser 1 bei Platten $v = 1{,}5 \cdot h$

Ableitung der Berechnungsformel

$$F_e^{III} = k_e \cdot \frac{M \cdot 1{,}7}{h} \quad ; \quad A = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$M = A \cdot \frac{l}{4}$$

$$Z = \frac{A}{\tan\alpha} \cdot \frac{A \cdot 1{,}5 \cdot h}{h}$$

$$F_e^{III} = k_e \cdot \frac{A \cdot l}{4 \cdot h} \cdot 1{,}7$$

$$A = \frac{F_e^{III} \cdot l}{l} \cdot \frac{4}{k_e \cdot 1{,}7}$$

$$Z = \frac{F_e^{III} \cdot h}{l} \cdot \frac{4 \cdot 1{,}5}{k_e \cdot 1{,}7}$$

$$F_e^{I} = \frac{Z \cdot 1,7}{2,4}$$

$$F_e^{I} = \frac{F_e^{III} \cdot l}{l} \cdot \frac{4 \cdot 1,5 \cdot 1,7}{k_c \cdot 1,7 \cdot 2,4}$$

$k_c \sim 0,26$

$l = 12,5$ cm

$l \sim 3,50$

$$F_e^{I} \sim F_e^{II} \cdot \frac{0,125 \cdot 4 \cdot 1,5}{0,26 \cdot 3,50 \cdot 2,4} \sim F_e^{II} \cdot 0,344$$

Zestawienie

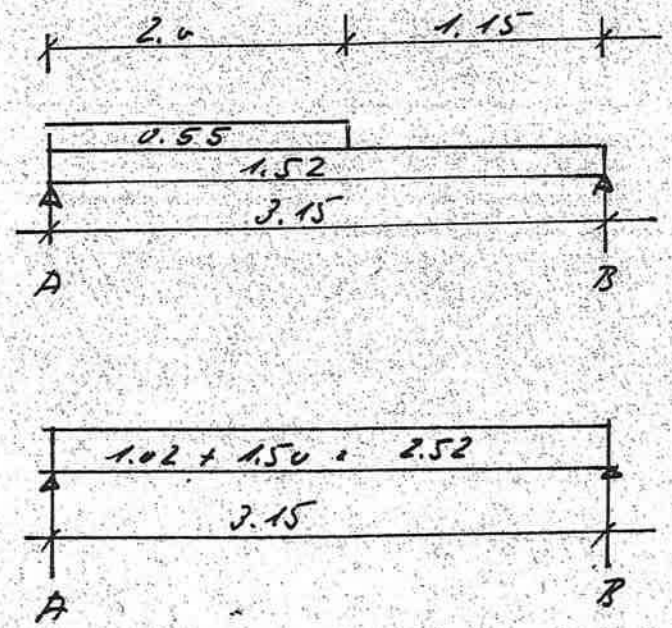
Poz	F_e^{II}	cm^2	F_e' cm^2	~~cm^2~~
101	$\phi 10^{III}$ e = 150	5,21	1,79	ϕ 6,5 e = 150 ≙ 2,2
103	6 $\phi 14^{III}$	9,20	3,16	10 ϕ 6,5 ≙ 3,33
102	$\phi 10^{II}$ e = 110	7,15	2,46	ϕ 6,5 e = 130 ≙ 2,5
104	$\phi 10^{II}$ e = 160	6,55	2,25	ϕ 6,5 e = 150 ≙ 2,2

pos K / 101 Deckenplatte über Kellergeschoß

Spitzweite l = 3.15 m

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	0.440	kp/m²
Eigengewicht 0.20 · 2.4	0.480	"
Putzlasten	0.100	"
g:	1.020	kp/m²
Verkehrslast p_1:	0.500	kp/m²
q_1:	1.52	kp/m²
Trennwand 0.66 / 1.20 p_2:	0.55	kp/m²
Trümmerlast p_3:	1.50	kp/m²



a/ Gebrauchslast

A = 1.52 · 3.15 /2 + 0.55 · 2.15 · 2.0 / 3.45

= 2,40 + 0,75 = 3,15 Mp

x = 3.15 / 2,07 · 1.52 m

M = 3.15 · 1.52 / 2 · 2.40 Mpm

b/ Traumlast.

M = 2.52 · 3.15² / 8 = 3,14 Mpm

Bemessung B 225 St. A-III

d = 2 cm h = 18.5 cm

$k_z = \frac{18.5}{\sqrt{1,7 \cdot 3.14}} = 8.0$ $k_{xe} = 0.12$

$k_e = 0.253$

$fe = \frac{1.7 \cdot 3.14}{0.185} \cdot 0.253 = 7,3 \text{ cm}^2$

gewählt ϕ 12 A-III e = 15 fe = 7,5 cm²

QB ϕ 8 A-III / m

Rissesicherheit

max s = 15.5 · 2.2 · 7.2 / 18.5 + 2 = 15 mm

pos k/102 Deckenplatte über Kellergeschoß

Spannweite $l_s = 3.60$ m

Lastannahmen

Fußbodenaufbau	0,230	Mp/m²
Eigengewicht 0.20 · 2.4	0.480	"
Putzauflagen	0.100	"
	0,810	Mp/m²
Trennwandlast	1.500	"
$q =$	2,31	Mp/m²

$M = 2,31 \cdot 3.60^2/8 = 3,72$ Mpm

Bemessung B 225 BSt. A-III

d = 20 cm h = 18,0 cm

$k_h = \frac{18.0}{\sqrt{1.7 \cdot 3.72}} = 7,15$ cm² $k_{sh} = 0.16$

$k_s = 0.259$

$f_e = \frac{1.7 \cdot 3.72}{0,18} \cdot 0.259 = 9,1$ cm²

gewählt ⌀ 14 A-III e = 17 cm $f_e = 9.0$ cm²

QB 4⌀8 A-III / m

Rissesicherheit

max $s = 15.5 \cdot 2.2 \cdot 8.9 / 18.0 + 2 = 19$ cm

277

Pos K/103 Deckenplatte über Kellergeschoß

Spannweite $l = 2.40$ m

Lastannahmen

Fußbodenaufbau		$= 0.230$	Mp/m²
Eigengewicht	$0.20 \cdot 2.4$	$= 0.480$	"
Putz, Installationen		$= 0.100$	"
		$g = 0,810$	Mp/m²
Trennwandlast		$p = 1.500$	"
		$q = 2,31$	Mp/m²

$M = 2.31 \cdot 2.40^2/8 = 1.66$ Mpm

Beton: B 225 Stahl A-III

$d = 20$ cm $h = 18$ cm

$$k_h = \frac{18}{\sqrt{1.7 \cdot 1.66}} \cdot 10,7$$

$k_{sh} = 0.47$

$k_c = 0.247$

$$f_c = \frac{1.7 \cdot 1.66}{0,18} \cdot 0.247 \cdot 3,88 \text{ cm}^2$$

gewählt ϕ 10 A-III e = 20 cm $f_c = 3.94$ cm²

QB 3 ϕ 8 A-III /m

Rissesicherheit

max $\delta = 15.5 \cdot 2.2 \cdot 3.83/18 + 2 \approx 10$ mm

Pos K/104 Deckenplatte über Kellergeschoß im Bereich des Kleinlastenaufzuges

Spannweite $l = 3.15$ m

Lastannahmen

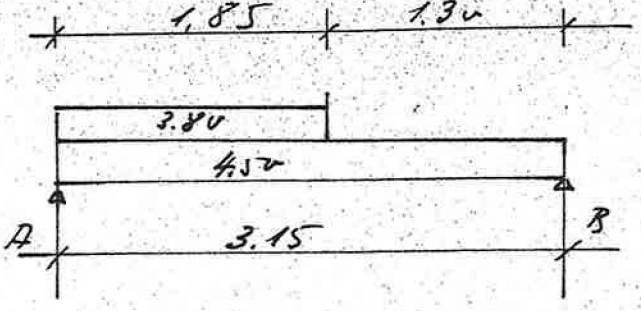
Fußbodenaufbau	0,230	kp/m²
Eigengewicht 0.20 · 2,4	0,480	"
Putzleitungen	0,100	"
	0.810	"
Trennwandlast	1,500	"
$g =$	2,31	kp/m²

Einflußbreiten:

$b_1 = 0.60$ m $\quad b_2 = 1.65$ m $\quad b_3 = 1.35$ m

$q_1 = 2.31 \,(0.60 + 1.35) =$ 4,50 kp/m

$q_2 = 2.31 \cdot 1.65 =$ 3,80 kp/m



$A = 4.50 \cdot 3.15 / 2 + 3.80 \cdot 1.85 \cdot 2.23 / 3.15$

$= 7,10 + 5,0 = 12,10$ kp

$x = 12{,}10 / 8.20 = 1.46$ m

$M = 12{,}10 \cdot 1{,}46 / 2 = 8.85$ Mpm

$M_1 = 8.85 \dfrac{0.60}{1{,}95} = 2{,}70$ Mpm

$M_2 = 8.85 \dfrac{1.35}{1.95} = 6{,}15$ Mpm

Bewehrung: B 225 St. A-III

$d = 2$ cm $\quad h = 18$ cm

$b_1 = 0.60$ m $\quad b_2 = 1.35$ m

$M_1 = 2.70$ Mpm

$k_h = \dfrac{18}{\sqrt{\dfrac{1{,}7 \cdot 2{,}70}{0.60}}} = 6{,}5$ $\quad k_{xR} = 0{,}20$ $\quad k_c = 0.265$

$F_c = \dfrac{1{,}7 \cdot 2{,}70}{0{,}18} \cdot 0.265 = 6{,}8$ cm² $\triangleq \dfrac{6.8}{0.60} = 11{,}3$ cm²/m

gewählt $\phi 14$ A-III $e = 12$ cm $F_c = 11.8$ cm²/m

QB 5 $\phi 8$ A-III /m

$M_2 = 6.15$ Mpm

$k_h = \dfrac{18}{\sqrt{\dfrac{1{,}7 \cdot 6.15}{1.35}}} = 6{,}5$ $\quad k_{xR} = 0{,}20$ $\quad k_c = 0.265$

$F_c = \dfrac{1{,}7 \cdot 6.15}{0{,}18} \cdot 0.265 = 15{,}4$ cm² $\triangleq \dfrac{15{,}4}{1.35} = 11{,}3$ cm²/m

gewählt $\phi 14$ A-III $e = 12$ cm $F_c = 11.8$ cm²/m

QB 5 $\phi 8$ A-III /m

Lüf

Im Bereich der Deckenaussparung werden verlegt:

ϕ 10 A-III e = 20 cm

QII 3 ϕ 8 A-III / m

Fus k / 105 Deckenplatte über d. Kellergeschoß
mit Randdurchbruch 70cm / 30cm
am Rißlager

Stützweite $l = 3{,}15$ m

Last annehmen

Fußbodenaufbau	0.440	Mp/m²
Eigengewicht 0.20 · 2.4	0.480	"
Rohrleitungen	0.100	"
	g = 1.020	Mp/m²
Trennwandlast	p = 1.500	"
	q = 2,52	Mp/m²

Streifenbreite $b = 1.20$ m

$q = 2.52 \cdot 1.20 = 3.03$ Mp/m

$M = 3.03 \cdot 3.15^2/8 = 3{,}75$ Mpm

$A = B = 3.03 \cdot 3.15/2 = 4{,}78$ Mp

Bemessung

B 225 St. A-III

d = 20 cm $\quad h = 17$ cm

$b_m = 12$ $\quad b_A = 2.25 = 50$ cm

$k_z = \dfrac{17}{\sqrt{\dfrac{1.7 \cdot 3.75}{1.2}}} = 7{,}4$

$k_{zR} = 0.15$

$k_z = 0.925$

$k_c = 0.257$

$F_c = \dfrac{1.7 \cdot 3.75}{0.17^2} \cdot 0.257 = 9{,}65$ cm²

gewählt $7 \phi 14$ A-III $f_e = 9{,}7$ cm² / 1.2 m

QB $4 \phi 8$ A-III / m

$$\tau_0 = \frac{4780}{50 \cdot 0{,}925 \cdot 17} = 6{,}1 \text{ kp/cm}^2 < 7{,}5$$

Im Auflagerbereich der 25 cm breiten Unterzüge sind zusätzlich $2 \phi 14$ A-III anzuordnen die vor dem Stützpunkt endenden Trapezstäbe liegen auf $3 \phi 8$ A-III auf.

Pos K / 106 Rampenplatten

Stützweite $l = 3.60$ m

Lastannahmen

Fußbodenaufbau		0.30	kp/m²
Eigengewicht	$0.14 \cdot 2.5$	0.35	"
	g	0.75	kp/m²
Verkehrslast	p	0.40	"
	q	1.15	kp/m²

$A = B \cdot 1.15 \cdot 3.60 / 2 = 2.07$ kp/m

$M = 1.15 \cdot 3.60^2 / 8 = 1.86$ kpm/m

Bemessung B 225 St. A-III

$d = 14$ cm

$h = 11$ cm

$k_h = \frac{11}{\sqrt{1.7 \cdot 1.86}} = 6.2$ $\quad k_{sh} = 0.22$

$k_e = 0.268$

$f_e = \frac{1.7 \cdot 1.86}{0.11} \cdot 0.268 = 7.7$ cm²

gewählt 5 ϕ 14 A-III $e = 20$ cm $f_e = 7.7$ cm²

QB 4 ϕ 8 A-III /m

23.5.82

pos K/107 Deckenplatte im Kellergeschoß unter dem Hallenumbau

Stützweite $l = 3.60$ m

Lastannahmen

30 mm Schichtbeton	0.11	Mp/m²
3 Lagen Pappe geklebt	0.02	"
30–110 mm Gefällebeton	0.066 – 0.25	"
1 Lage Pappe	0.01	"
10 mm Kanelit		
Fußbodenaufbau	0,39	Mp/m²
Eigengewicht $= 0.20 \cdot 2.4$	0.48	"
Rohrleitungen	0.10	"
$g =$	0,97	Mp/m²
$p =$	1,50	"
$q =$	2,47	Mp/m²

$M = 2.47 \cdot 3.60^2/8 = 4.0$ Mpm

Bewehrung B 25 St. A-III

$d = 2.0$ cm $h = 18$ cm

$k_d = \frac{18}{\sqrt{1.7 \cdot 4.0}} = 6.9$ $\quad k_{xR} = 0.17$ $\quad k_e = 0.26$

$f_e = \frac{1.7 \cdot 4.0}{0.18} \cdot 0.26 = 9.8$ cm²

gewählt ϕ 14 A-III e = 15.0 $f_e = 10.2$ cm²

QB 4 ϕ 8 A-III/m

pos 1 / 108 Rampentreppen

Stufenteile $l = 2.80 + 0.40 = 3.20$ m

Lastannahmen

Kunststeinstufen	$0.40 \cdot 0.15 \cdot 2.2 / 0.35$	=	0.380 Mp/m
Stufenbeton	$0.075 \cdot 2.2$	=	0.165 "
Eigengewicht	$0.14 \cdot 2.4 / 0.918$	=	0.370 "
		g_1 =	0.915 Mp/m
Verkehrslast		p_1 =	0.400 Mp/m
Eig. Verk.	$8 \times 350 / 152$	q_2 =	1.32 Mp/m

$\tan \alpha = 0.43$

$\alpha = 23.3°$

$\cos \alpha = 0.918$

Kunststeinbelag	$0.03 \cdot 2.2$	=	0.066 Mp/m
Mörtelbett	$0.03 \cdot 2.1$	=	0.063 "
Schutzbeton	$0.03 \cdot 2.2$	=	0.066 "
3 Lagen Pappe		=	0.020 "
Gefällebeton	$0.04 \cdot 2.2$	=	0.088 "
Eigengewicht	$0.14 \cdot 2.4$	=	0.336 "
		g_2 =	0,640 Mp/m
Verkehrslast		p_2 =	0.400 "
		q_2 =	1.04 Mp/m
			$< q_1$

$A \cdot B = 1.32 \cdot 3.20 / 2 = 2{,}12$ пр/м

$M = 1.32 \cdot 3.20^2 / 8 = 1{,}70$ пр м/м

Вешнич

B 225 ст. A-III

$a_c = 14$ см

$h_0 = 11$ см

$k_c = \frac{11}{\sqrt{1.7 \cdot 1.70}} = 6.5$

$k_{xR} = 0.20$

$k_e = 0.265$

$fe = \frac{1.7 \cdot 1.70}{0.11} \cdot 0.265 = 7.0$ см^2/м

дешти 5 ϕ 14 A-III e = 20см $fe = 7.7$ см^2

QB 4ϕ8 A-III /м

Jos. K/Ws Türsturz im Flurbereich

Decken 5, 6, 16, 17, 21

Mitwirkende Länge $l = 1.05 \cdot 1.50 \approx 1.60$ m

Lastannahmen

Anteil Jos K/103	2.31 · 0.50	=	1.15 Mp/m
Eigengewicht	0,19 · 0.85 · 2.4	=	0,39 "
		g =	1.55 Mp/m

Horizontallasten

Wind	0.29 · 14.0	=	4.10 Mp
Erdruck	1.33 · 7.0	=	9.30 "
Hydrostat.	1.75 · 7.0	=	12.20 "
		H =	25,60 Mp

$M_H = 25.60 \cdot 3.60 = 92.0$ Mpm

Riegelersatzprofile

$d = 0,19$ $\quad l_1 = l_2 = 8.25$ m $\quad l_R = 0.85$ m

$F_1 = F_2 = 0,19 \cdot 8.25 = 1.57$ m²

$J_1 = J_2 = 0.19 \cdot 8,25^3/12 = 8.90$ m⁴

$J_R = 0,19 \cdot 0.85^3/12 = 0.0098$ m⁴

$1 + 2.8 \left(\frac{0.85}{3.60}\right)^2 = 1,16$

$J_p = 0.0098 / 1,16 = 0.0084$ m⁴

$\Sigma J = 2 \cdot 8,90 = 17,8$ m⁴

$l_1 = 8.25 + 1.50 = 9,75$ m

$$\frac{l_1^2}{\Sigma J} = 9.75^2 / 17.8 = 5.35$$

$$\frac{1}{F_1} = 1/1.52 = 0.64$$

$$\frac{1}{F_2} = 1/1.57 = 0.64$$

$$\frac{b_1^3 \cdot l}{4 J_p \cdot H^2} = \frac{1.50^3 \cdot 3.60}{4 \cdot 0.0084 \cdot 3.60^2} = 28.00$$

$$\delta_{11} = 34.63$$

$$-\Delta\varphi = \frac{l_1}{\Sigma J} \cdot x M_4 = \frac{9.75}{17.8} \cdot x M_4 = 0.55 \cdot x M_4$$

$$T = \frac{0.55 \cdot x M_4}{34.63} = 0.016 \cdot x M_4$$

$$= 0.016 \cdot 0.78 \cdot 92 = 1.15 \text{ Mp}$$

$$M = 1.55 \cdot 1.60^2/12 + 1.19 \cdot 1.60/4$$

$$= 0.33 + 0.48 = 0.81 \text{ Mp.m}$$

Bewehrung B 300 St. A-III

$d = 85$ cm $b = 19$ cm

h_2

$$k_{min} = 11.9 \sqrt{\frac{1.7 \cdot 0.81}{0.19}} = 32 \text{ cm} \qquad k_{xk} = 0.04$$

$$k_z = 0.88$$

$$F_c = \frac{1.7 \cdot 0.81}{0.32} \cdot 0.243 = 1.05 \text{ cm}^2 \qquad k_c = 0.243$$

gewählt $2\phi 14$ A-III $F_c = 3.10$ cm²

Nachweis der Aufnahme der Querkraft durch Reibung in der Horizontalfuge der Wandscheibe Achse 5/A-B, 17/C-D, Teilscheibe 2

Der Nachweis erfolgt infolge fehlender Ausmittelung des Trägheitsmoments der Teilscheibe 2 erforderlich.

$J = 2.61\ m^4$ $\quad \Sigma J = 2.62\ m^4$

$\bar{q} = 1.30 + 1.33 + 1.75 = 4.38\ Mp/m$

$Q = 4.38 \cdot 72 \frac{7.67}{10.0} \cdot \frac{2.61}{2.62} = 24\ Mp$

+ Anteil aus Mom. Raum

$3.0 \cdot 0.224 \cdot \frac{2.61}{2.62} = 0.7$

$24.7\ Mp$

$\tau_H = \frac{24.7 \cdot 0.71}{2.61 \cdot 0.19} = 35\ Mp/m^2 > \tau_0$!

Nachweis der Querkraftaufnahme durch Reibung:

Ermittlung der Normalspannungen nach S. 250 der stat. Berechnung vom 22.5.73:

$\sigma_{N\,g+p} = -226\ Mp/m^2$

$\sigma_{M\,g} = \pm \sim 5\ Mp/m^2$

$\sigma_{M\,p} = \pm \sim 10,3$

$\sigma_{M\,H} = \pm \sim 56,5$

$\sigma_{N\,\bar{1}} = \pm \sim 10,7$

$\sigma_a = -226 - 5 - 10,3 - 56,5 - 10,7 = -308,5\ Mp/m^2$

$\sigma_c = -226 + 5 + 10,3 + 56,5 - 10,7 = -164,9\ Mp/m^2$

350

$A = B = 1{,}55 \cdot 1{,}60 / 2 + 1{,}15$

$= 1{,}24 + 1{,}15 = 2{,}39$ Mp

$$\tau_b = \frac{239}{19 \cdot 0{,}98 \cdot 8{,}3} = 1{,}55 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt Bügel ϕ 8 A-I e = 20 cm

horizontal Verbindung ϕ 8 A-I e = 25 cm

284

Pos K/202 Türsturz im Kellergeschoß

Achse 6

Stützweite $l = 1.05 + 1.05 = 1.10$ m

Lastannahmen

aus Treppenpodest = 1.40 Mp/m

Eigengewicht $0.18 \cdot 1.40 \cdot 2.4 t$ = 0,65 "

2,05 Mp/m

Bemessung wie Pos K/201

gewählt oben und unten je 2 ϕ 22 A-III

Bügel ϕ 8 A-I e = 20 cm

konstr. Vertbewehrung ϕ 8 A-I e = 20 cm

Pos K/203 Türsturz im Keller

Achse 5-AB, 17-CD

Stützweite $l = 1.05 + 1.05 = 1.10$ m

Belastung

aus Treppenpodest 1,40 Mp/m

Eigengewicht $0,19 \cdot 1.60 \cdot 2.4$ = 0.75 "

2,15 Mp/m

aus Horizontalbeanspruchung der Landscheibe Pos K/306: $H_A = 196$

$T = 0.08 \cdot 2,78 \cdot 196 = 12,2$ Mp

$T_1 = 12.2/8 =$ 1,6 Mp

$M = 2,15 \cdot 1,10^2/12 + 1.6 \cdot 1,10/2$

$= 0,22 + 0,88 = 1,10$ Mpm

Bewehrung B 300 K. A-III

d = 1,40 m b = 0,19 m

$\varepsilon \sim 1/20$ $z = 0,312 \cdot 1.40 = 0.44$ m

$F_e = \frac{1,7 \cdot 1,10}{0.44 \cdot 4.2} = 1,02$ cm²

gewählt oben und unten je 2 ϕ 12 A-III

Bügel ϕ 8 A-I e = 20 cm

horizontale Nebenbewehrung ϕ 8 A-I e = 25 cm

Pos K/204 Türsturz im Keller

Achse 5-CD, 17-AB

Stützweite ℓ: $1.05 \cdot 1.46 \approx 1.55$ m

Lastannahmen

Eigengewicht $g = 0.75$ Mp/m

aus horizontalbeanspruchung der

Wandscheibe Pos K/304.1 : $M_H = 162$ Mpm

$T = 0,10 \cdot 0.78 \cdot 162 = 12,6$ Mp

$T_1 = 12.6/8 \approx$ 1.6 Mp

$M = 0,75 \cdot 1.55^2/12 + 1.6 \cdot 1.55/2$

$= 0,15 + 1.25 = 1.40$ Mpm

Bemessung B 300 BSt. A-III

$d \approx 1.40$ m $b = 0,19$ m

$\varepsilon = 1/20$ $\beta = 0,312 \cdot 1.40 = 0.44$ m

$$F_e = \frac{1,7 \cdot 1.40}{0.44 \cdot 4.2} = 1.30 \text{ cm}^2$$

gewählt oben und unten je 2 ϕ 12 A-III $F_e = 2,26$

Bügel ϕ 8 A-I e = 20 cm

konstruktive Verbindung ϕ 8 A-I e = 250

1.

Pos K/301,1 Kellerscheibe Achse 1 u. 21

Lastannahmen

a) ständige Lasten nach Wandscheibennachweis

	G	e	M
7. Geschoß	18,57	0.64	11.85
6.-1. "	147.00	0.59	87.00
Kellergeschoß	27.50	0	0
	193,0 Mp		99.0 Mpm

b) Verkehrslasten nach Wandscheibennachweis

	P	e	M
7. Geschoß	2.92	0.23	0.67
6.-1. "	46.00	0.81	37.00
Kellergeschoß	13.75	- 0.64	- 8.80
	63.00 Mp		29.00 Mpm

c) Horizontallasten nach Schnittkraftfortschreibung für Horizontalbeanspruchung

Wind	26.60 - 11.20	=	300 Mpm
Erddruck	3.30 - 11.20	=	36 "
Stabilit.	6.30 - 11.20	=	71 "
			407 Mpm / 2 Wandscheiben

Für 1 Wandscheibe: 407 / 2 = 204 Mpm

2.

Schnittkräfte für Vollast

N_{g+p} = 193 + 63 = 256 Mp

M_{g+p} = 99 + 29 = 128 Mpm

M_H = ± 204 Mpm

Grundscheibenlänge: d = 2.16 + 4.66 + 1.40 ≈ 8.22 m

Stützweite ℓ = $4.66 + \frac{2.16}{2} + \frac{1.40}{2}$

= 4.66 + 1.08 + 0.70 = 6,44 m

Grundscheibenpressung mit

N = 256 Mp

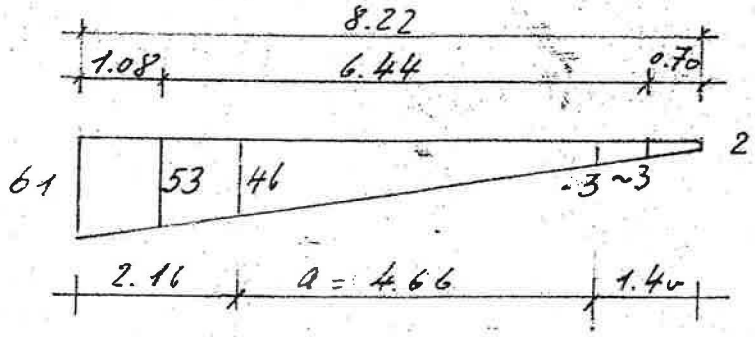
M = 128 + 204 = 332 Mpm

e = 332 / 256 = 1.30 m < 8.22 / 6 (1,37)

$$p = \frac{256}{8.22}\left(1 + \frac{6 \cdot 1.30}{8.22}\right)$$

p_A = 31.2 · 1.95 = 61 Mp/m

p_B = 31.2 − 0.05 ≈ 2 Mp/m



3 Randscheibenbemessung

$q_A = 53$ Mp/m $q_B \approx 3$ Mp/m

$q_B / q_A = 3/53 \approx 0$ $n \sim 7.8$

$$P = \frac{53+3}{2} \cdot 6.44 = 180 \text{ Mp}$$

$$M = \frac{180 \cdot 6.44}{7.8} = 148 \text{ Mpm}$$

$$Q_{Rand} = \frac{3 + 2 \cdot 46}{6} \cdot 4.66 = 74 \text{ Mp} \ (66 \text{ Mp})$$

Bemessung B 300 St. A-III

$D = 3.60$ m $b = 0.20$ m

$z = \frac{2}{3} \cdot 3.60 = 2.40$ m

$$F_c = \frac{1.7 \cdot 148}{2.40 \cdot 4.2} = 25 \text{ cm}^2$$

gewählt: 6 ϕ 25 A-III $F_c = 29.5$ cm²

$$\tau_0 = \frac{74000}{240 \cdot 20} = 15.5 \text{ kp/cm}^2 < 20$$

3 Randscheibenberechnung

$q_A = 53$ Тр/м $\quad q_B \approx 3$ Тр/м

$q_B / q_A = 3/53 \approx 0 \quad n \sim 7.8$

$$P = \frac{53+3}{2} \cdot 6.44 = 180 \text{ Тр}$$

$$N = \frac{180 \cdot 6.44}{7.8} = 148 \text{ Тр/м}$$

$$Q_{Rand} = \frac{3 + 2 \cdot 46}{6} \cdot 4.66 = 74 \text{ Тр } (66 \text{ Мр})$$

Bemessung

B 30 см Бт. A-III

D = 3.60 м $\quad$ b = 0.20 м

$z = \frac{2}{3} \cdot 3.60 = 2.40$ м

$$F_a = \frac{1.7 \cdot 148}{2.40 \cdot 4.2} = 25 \text{ см}^2$$

gewählt: 6 ϕ 25 A-III $\quad F_a = 29.5$ см²

$$\tau_0 = \frac{74000}{240 \cdot 20} = 15.5 \text{ кр/см}^2 < 20$$

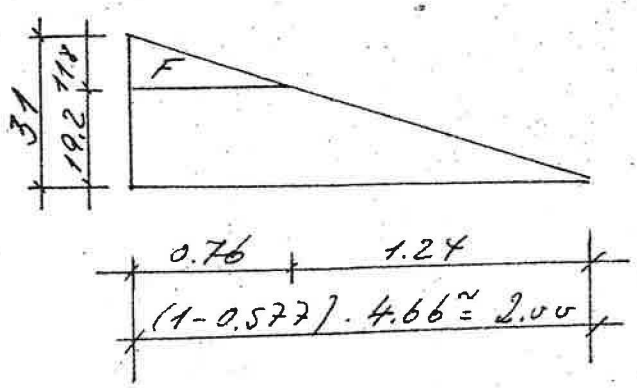
4 Schubsicherung

Vertikale Nahtbewehrung 5 ϕ 10 A-III e = 20 cm
je innen und außen
$f_e = 2 \cdot 3{,}9 = 7{,}8\ cm^2$

$$b \cdot \tau_0 = \frac{4{,}2 \cdot 7{,}8}{1{,}7} = 19{,}2\ kp/m$$

$$T = \frac{74}{2{,}40} \cdot 31{,}0 \cdot$$

$$\Delta T = 11{,}8\ kp/m$$



$F = 11{,}8 \cdot 0{,}76 / 2 = 4{,}50 \cdot kp$

$$F_s = \frac{4{,}50 \cdot 1{,}7}{\sqrt{2} \cdot 4{,}2} = 1{,}3\ cm^2$$

Tiefbiegung: 2 ϕ 25 A-III ≙ 9,8 cm²

5 Nachweis gegen seitlichen Erddruck

Nach Erddruckermittlung liegt:

$B = 1.75$ Mp/m

$x = \frac{1.75}{1.74/2 + 0.15} = \frac{1.75}{1.02} = 1.72$ m

$M = 1.75 \cdot 1.72 / 2 = 1.51$ Mp/m

Gebrauchszustand

Schnittkräfte $M = 1.51$ Mp/m

$N = 46$ Mp/m

Bewehrung B 300 St. A-III

$d = 20$ cm $h = 16.5$ cm

$e = 6.5$ cm $d/h = 1.15$

$l_k = 3.60$ m

$\lambda = 3.46 \cdot 3.60 / 0.20 = 62$

$n_a = \frac{6 \cdot 1.51}{46 \cdot 0.20} = 1.0 < 3.0$

$\omega = 1.4$

$\min \mu = 0.003$ $\min \bar{\mu} = 0.003 \cdot \frac{135}{180} = 0.0023$

$e_m/d = 1.51/46 \cdot 0.20 = 0.165$

$\varkappa_4/\sigma_0 = 1.63$

$\sigma_0 = 1800/1.63 = 1100$ Mp/m²

$b_{erf} = 1.7 \cdot 1.4 \cdot 46 / 1100 \cdot 0.20 = 0.50$ m

6 $F_e = F_e' = 0.003 \cdot 2v \cdot 50 = 3.0\ cm^2$

gewählt innen und außen:

5 ϕ 10 A-III/m $f_e = 3.9\ cm^2$

QB 4 ϕ 8 A-I/m

S-Haken 4 ϕ 6,5 A-I/m²

Bauzustand. Verfüllung der Kellerwände nach Auflage der Kellerdecke.

Erdruhedruck: $M = 1.51$ Mpm/m

Bemessung B 300 dk. A-III

d = 20 cm h = 16,5

$k_h = \frac{16.5}{\sqrt{1.7 \cdot 1.51}} = 10.4$ $k_{xk} = 0.05$

$k_e = 0.244$

$f_e = \frac{1.7 \cdot 1.51}{0.165} \cdot 0.244 = 3.8\ cm^2/m$

vorhanden: 5 ϕ 10 A-III/m $f_e = 3.9\ cm^2$

QB vorh 4 ϕ 8 A-I/m

7. Für den Nachweis der Schubsicherung ob auch aus dem Nachweis gegen Abplatzen Querdruck bereits gewählt 5 ϕ 10 A-III/m gewählt sind auch gegeben. Da beide Beanspruchungen gleichzeitig auftreten, wird im Bereich a = 4.66 m als Verbügelung angenommen sein:

10 ϕ 10 A-III /m e = 10cm innen und außen

OB 5 ϕ 10 A-I /m

S-Haken ≧ 4 ϕ 6,5 A-I / m²

Eintragung der Auflagerreaktionen in die Wandscheibe in Achse A u. D

Schnittkräfte

A_{S+P} = 256 /2 = 128 Mp

A_{M_V} = 128 /6.44 = 20 Mp

A_{M_H} = 204 /6.44 = 32 Mp

N = 180 Mp

M_y = 1.51 Mpm/m

Einflußbreite b = 2.16 m

M_y = 1.51 · 2.16 = 3.26 Mpm

l_k = 3.60 m

λ = 3.46 · 3.60 / 0.20 = 62

$\mu_G = \frac{6 \cdot 3.26}{180 \cdot 0.20} = 0.55 < 3.0$

ω = 1.33

8. Bemessung B 300 St. A-III

d = 20 cm

b = 216 cm

min μ_0 = 0.003 · min μ_0 = 0.003 · $\frac{135}{180}$ = 0.0023

e_m / d = 3.26 / 180 · 0.20 = 0.091

$\varkappa_4 / \sigma_0$ = 1.38

σ_0 = 1800 / 1.38 = 1300 kp/cm²

b_{ef} = 1.7 · 1.33 · 180 / 1300 · 0.20 = 1.57 m

$f_e = f_e' = 0.003 \cdot 20 \cdot 157 = 9.5 \text{ cm}^2 / 1.57 \text{ m}$

$= 6.0 \text{ cm}^2/\text{m}$

gewählt innen und außen

ϕ 10 A-III e = 13 cm f_e = 6.0 cm²

auf 2.16 m Breite einordnen

QB ≙ 5 ϕ 8 A-I / m ≙ 2.5 cm²

S-Haken ≙ 4 ϕ 6.5 A-I / m²

Nachweis der Einhängung der Auflagerreaktionen in die Wandabschnitte im Bereich B u. C

Auflagerkräfte

B_{g+p} = 256 / 2 = 128 kp

B_{HV} = − 128 / 6.44 = − 20 kp

B_{H4} = 204 / 6.44 = 32

160 − 20 = 140 kp

9 $M_y = 1.51$ тм/м

бисектриса $b = 1.40$ м

$M_y = 1.51 \cdot 1.40 = 2,12$ тм

$l_k = 3.60$ м

$\lambda = 3.46 \cdot 3.60 / 0.2 = 62$

$m_a = \frac{6 \cdot 2.12}{140 \cdot 0.2} = 0.45 < 3$

$\omega = 1.31$

Решение В 300 ст. А-III

$d = 20$ см $b = 1.40$ м

$\sigma_0 = \frac{1,7 \cdot 1.31 \cdot 140}{0.2 \cdot 1.40} = 1110$ тр/м²

$e_m / d = 2.12 / 140 \cdot 0.2 = 0.076$

$R_H / \sigma_0 = 1800 / 1110 = 1.64$

$\bar{\mu}_0 = \mu_0 = 0$

минимальное армирование требуется:

$\min \mu_0 = 0.003$ $\min \bar{\mu}_0 = 0.003 \cdot \frac{175}{180} = 0.0023$

$e_m / d = 0.076$

$R_H / \sigma_0 = 1.33$

$\sigma_0 = 1800 / 1.33 = 1350$

$b_{эф} = 1.7 \cdot 1.31 \cdot 140 / 1350 \cdot 0.2 = 1.16$ м

10. $F_e = F_e' = 0.003 \cdot 116 \cdot 2v = 6,45 \text{ cm}^2 / 1,16$
$= 6.0 \text{ cm}^2/\text{m}$

- gewählt innen und außen
$\phi 10$ A-III e = 130 $f_e = 6.0 \text{ cm}^2$
auf 1.40 m Breite in Reihe $\frac{21}{1}$ betw.
auf 1.65 m Breite in Reihe $\frac{1}{21}$ anordnen
QB $\geq$ 5 ϕ 8 A-I / m $\leq 2,5 \text{ cm}^2$
S-Haken . 4 ϕ 6,5 A-I / m^2

Schalverlage für Auflagerung der Riegel
nach Pos K/302

Kellerwandschalung $b = 0.515$ m
neben den Reihen A u. D:
B 225 St. A-III
d = 190 mm
5 ϕ 10 A-III / m $f_e = 3,9 \text{ cm}^2$
QB 4 ϕ 8 A-I / m

Türöffnung in Reihe 1
nach Pos K/201

Für Nischen der Aussparungen der Giebelscheiben
in den Reihen 1 u. 21 werden

360 e

11

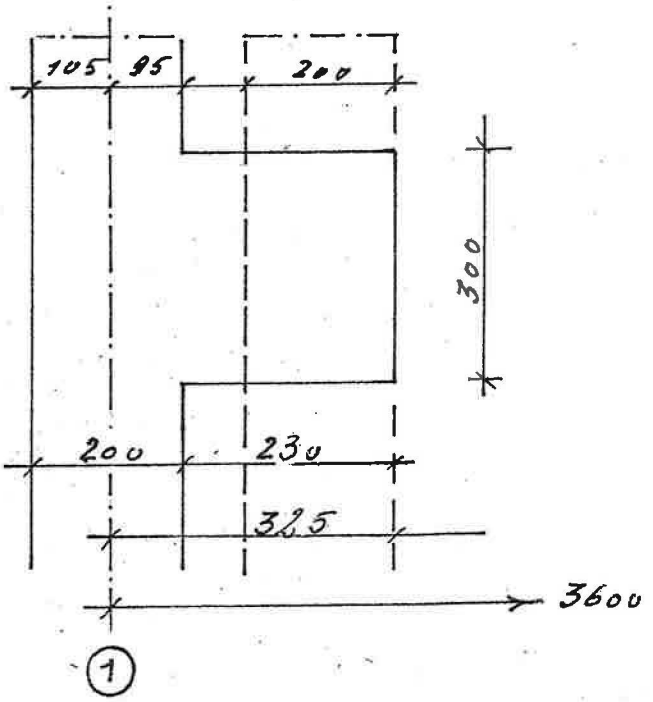
am oberen Rheinbord

konstruktiv gewählt: 4 ϕ 25 1-III

Pos K / 302 Stützenvorlagen im Kellergeschoß
für Berechnung der Biegeballken

Lastannahmen N = 25.0 Mp

Bemessung B 300 St. A-III
d = 23 cm
b = 30 cm



$F_e = F_c' = 0.003 \cdot 30 \cdot 23 =$ 2.10 cm²

+ Anteil für Aufdruck

nach Pos K / 301 : $3.8 \cdot 0.30 =$ 1.15 cm²

3,25 cm²

gewählt 2 ϕ 16 A-III $F_e =$ 4.0 cm²

an der Stützeninnenseite

Bügel ϕ 8 A-I e = 190 mm

Auflagerplatte # 300 · 200 · 8 (OK - 915)

2 Ankerstäbe ϕ 10 ~~A-I~~

Pos K / 303 Kellerwände Achse 6-AB, 16-CD

Lastannahmen

a) ständige Lasten und Grundeinspannmoment

	G	e	M
Mankiewerk			
Mauerwerk	29,90	-2,47	- 54,-
7. Geschoß	37,-	-0,10	- 0,55
6.-1. Geschoß	195,00	+0,13	+ 25,40
Kellergeschoß	35,00	-0,26	- 9,10
	297,60 kp		- 38,25 kpm

b) Verkehrslasten und Grundeinspannmoment

	P	e	M
Mankiewerk	3,37	-2,47	-8,32
7. Geschoß	5,46	0,15	+ 5,65
6.-1. Geschoß	72,-	0	0
Kellergeschoß	14,80	-0,44	- 6,50
	95,63 kp		- 9,17

c) Horizontallasten und Einspannbeiwerte für Horiz. Be

Wind auf Mank. R: $\sim 0,12 \cdot 4,50 \cdot 7,20 \frac{10,15}{34,27} \cdot 25,5 \sim$ 30 kpm

Wind: $26,60 \cdot 72,- \cdot \frac{10,15}{100}$ 195 kpm

Erdbeben: $3,3 \cdot \frac{7 \cdot 3,60}{2} \cdot \frac{10,15}{6,30 + 7,67 + 2 \cdot 10,15} =$

$= 42,- \cdot 10,15 / 34,27 \approx$ 13 kpm

Stabilis.: $6,30 \cdot \frac{7 \cdot 3,60}{2} \cdot 10,15 / 34,27 \approx$ 24 "

262 kpm

a/ Nachweis für Vollast

$\Sigma V = 297{,}60 + 95{,}63 \approx 393$ Mp

$\Sigma M = 38.25 + 9{,}17 + 262 \approx 302$ Mpm

$e = 302/393 \cdot 0{,}77\,m < 8.22/6 = 1{,}37\,m$

b/ Nachweis für ständige Last

$\Sigma V = 297{,}6$ Mp

$\Sigma M = 38.25 + 302 = 341$ Mpm

$e = 341/297{,}6 = 1{,}15\,m < 8.22/6 = 1{,}37\,m$

Bemessung B 30 RA A-III

$d = 8.20\,m$ $(6.48\,m)$

$b = 0{,}18\,m$ $h = 6.30\,m$

$l_k = 2 \cdot 23{,}20 = 46{,}40\,m$ $d/h \approx 1.05$

$\lambda = 3.46 \cdot 46.40/6.48 \approx 25$ $e = 3.05\,m$

$\mu_q \approx \frac{6 \cdot 302}{393 \cdot 6.48}$, $0{,}71 < 3.0$

$\omega = 1.06$

Ermittlung der Mindestbewehrung:

$\min \mu_0 = 0.3\,\%$ $\min \mu_0 = 0.003 \cdot \frac{135}{180} = 0.0023$

$k_{xk} > 0.5$ $\beta = +0.44$

$M_c = 302 + 393 \cdot 3.05 = 302 + 1200 = 1503$ Mpm

$\min b = \frac{1.7 \cdot 1.06 \cdot 1503}{1800 \cdot 0.44 \cdot 6.30^2} = 0{,}087\,m$

$F_c = F_c' = 0.003\ 8{,}7\ 630 = 16{,}5\,cm^2$ A-III.

gewählt:

je durchlaufende: $4\,\phi 25$ A-III $F_c = 19{,}6\,cm^2$

Türlaibungen: $3\,\phi 25$ A-III $F_c = 14{,}8\,cm^2$

Nachweis gegen seitlichen Erddruck

Vergl. Fels K/301:

$M = 4.54$ Mpm/m

Normalkraftanteil:

$p = \frac{393}{8.2v} / 1 + \frac{6 \cdot 0.72}{8.2v} / \cdot 48,0 \cdot 1.57 \cdot 76$ Mpl

Bei allen Kellertüren wie entlang K/301 sind wie auch

Fenster innen und außen:

6 φ in A-III /m

QB 4 φ 8 A-I /m

S-Laschen 4 φ 6,5 A-I /m²

Diese Bewehrung ist im Bereich der Gebäude vorspringe Ecken A u. D anzuordnen.

Im übrigen Wandscheibenbereich sind ausreichend:

φ 8 A-I e = 150

QB 4 φ 8 A-I /m

S-Laschen 4 φ 6.5 A-I /m²

Jws K. / 304.1 Kellerscheibe Achse 5-CD, 17-AB

Teilscheibe 1

a/ Ständige Lasten nach Handberechnungsblatt

	G	e	M
Mauerwerk	0	0	0
7. Geschoß	18.00	0.28	5.05
6.–1. Geschoß	76.00	−0.44	−33.60
Kellergeschoß	15,28	−0.47	−7,20
	~ 110		−36.0

b/ Verkehrslasten

	p	e	M
Mauw. Raum	0	0	0
7. Geschoß	1.94	−0,11	−0.21
6.–1. Geschoß	33.30	−0.23	−7.65
Kellergeschoß	8.20	−0.60	−4.90
	~ 44.0		−13.0

c/ Horizontallasten

Wind auf Mauw. Raum: $0{,}72 \cdot 4.30 \cdot 7.20 \cdot \frac{6.30}{34.27} \cdot 25{,}5 \sim$ 19.0 Mpm

Wind $26.6 \cdot 72.0 \cdot 6.30 / 100$ = 120.0 "

Stabilisierung $6.30 \cdot \frac{7 \cdot 3.60}{2} \cdot \frac{6.30}{34.27}$ ≈ 15,0 "

Erddruck $3{,}30 \cdot \frac{7 \cdot 3.60}{2} \cdot \frac{6.30}{34.27}$ = 8.0 "

162 Mpm

Anteil für Teilscheibe 1:

$$M_1 = 162 \frac{0.176}{0.52} = 55 \text{ Mpm}$$

a/ Nachweis für Vollast

ΣV: 110 + 44 = 154 Mp

ΣM: 36 + 13 + 55 = 104 Mpm

$e = 104/154 = 0{,}68\ m < 2{,}23/3 = 0{,}74\ m$

b/ Nachweis für ständige Last

ΣV: 110 Mp

ΣM: 36 + 55 = 91 Mpm

$e = 91/110 = 0{,}83\ m > 2{,}23/3$

Bemessung B 300 Kl. A-III

$d = 2{,}23\ m$ $b = 0{,}18\ m$

$h = 2{,}10\ m$ $e = 1{,}0\ m$

$l_k = 2 \cdot 23{,}20 = 46{,}40\ m$ $d_E = 7{,}03\ m$

$\lambda = 3{,}46 \cdot 46{,}40 / 7{,}03 = 22{,}9$

$m_g = \frac{6 \cdot 104}{154 \cdot 2{,}23} = 1{,}81 < 3{,}0$ $\omega = 1{,}10$

$M_e = 104 + 154 \cdot 1{,}0 = 258$ Mpm

$M_e' = 104 - 154 \cdot$ $= -50$ Mpm

$\rho = \frac{1{,}7 \cdot 1{,}10 \cdot 258}{1800 \cdot 0{,}19 \cdot 2{,}10^2} = 0{,}2950$

$\rho' = -\frac{1{,}7 \cdot 1{,}10 \cdot 50}{1650} = -0{,}057$

$\bar{\mu} = \bar{\mu}' < 0$

Ermittlung der Mindestbewehrung

$k_{xu} > 0{,}5$ mit $\bar{\mu} = 0.003 \cdot \frac{135}{180} = 0.0023$

$\rho = 0.44$

$b_{erf} = \frac{1.7 \cdot 1{,}10 \cdot 258}{1800 \cdot 0.44 \cdot 2.10^2} = 0{,}139$ m

$F_c = F_c' = 0.003 \cdot 13.9 \cdot 210 = 8.8$ cm² A-III

$3\phi 25^{III}$

gewählt je Teilscheibenrand: $2\phi 25$ A-III $F_c = 9.8$ cm²

Bewehrung

Vertikal: $\phi 8$ A-I e = 150

horizontal: $4\phi 8$ A-I / m

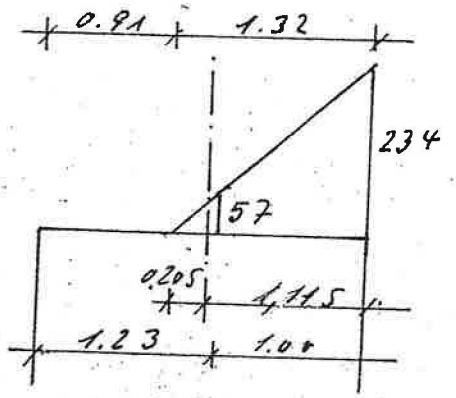
S-Haken: $4\phi 6{,}5$ A-I / m²

Nachweis gegen Knicken

vergl. Jus K / 201 $M = 1.51$ mpm / m

Normalkraftanteil

$max p = \frac{134 \cdot 2}{[223/2 - 0.68] \cdot 3} = 234$ Mp / m



$p_m = \frac{234 + 52}{2} = 146$ Mp / m

$l_k = 2.40$ m (Tafel 5)

$\lambda = 3.46 \cdot 2.40 / 0.18 = 44$

$\omega_c = \frac{6 \cdot 1.51}{146 \cdot 0.19} = 0{,}33$ $\omega = 1.16$

$$\sigma_0 = \frac{1.7 \cdot 1.16 \cdot 146}{1.0 \cdot 0.15} = 1520 \quad Tp/m^2$$

$e_m / d = 1.51 / 146 \cdot 0.19 = 0.0545$

$\alpha 4 / \sigma_0 = 1800 / 1520 = 1.18$

$\mu - \mu' = 0.0033$

$$Fc = Fc' = 0.0033 \cdot \frac{180}{135} \cdot 100 \cdot 19 = 8,4 \quad cm^2$$

gleichen innen und außen

je 6 ϕ 14 A-III / m $f_c = 9,3\ cm^2$

QB: 4 ϕ 8 A-III / m

S-Haken 4 ϕ 6.5 A-I / m²

pos K/304.2 Kellerscheibe Achse 5 - CD, 17 - AB

Teilscheibe 2

a) ständige Lasten nach Wandscheibenanalogie

	G	e	M
Maschinenraum	20,80	0,28	6.05
7. Geschoß	14.60	~ -0,19	-2.20
6. – 1. Geschoß	60.0	0	0
Kellergeschoß	~ 8.0	~ 0.43	~ 3.45
	104 MN		~ 8 MNm

b) Verkehrslasten

	p	e	M
Maschinenraum	~ 4.00	0.28	1,16
7. Geschoß	2.12	-0,15	-0,32
6. – 1. Geschoß	27,20	0,11	3.00
Kellergeschoß	2.08	~ 0.93	~ 1.93
	36 MN		~ 7 MNm

c) Horizontallasten

nach pos K/304.1: $M = 162$ MNm

Anteil für $M_2 = 162 \frac{0,332}{0,52} = 103$ MNm

1/ Nachweis für Zollast

$\Sigma V = 104 + 36 = 140$ Mp

$\Sigma M = 8 + 7 + 103 = 118$ Mpm

$e = 118 / 140 = 0.84$ m $< 2.76 / 3$

b/ Nachweis für ständige Last

$\Sigma V = 104$ Mp

$\Sigma M = 8 + 103 = 111$ Mpm

$e = 111 / 104 = 1,07$ m

Bewehrung B 300 St. A-III

d = 2,76 m b = 0,19 m

l = 2,60 m e = 1.20 m

$M_e = 118 + 140 \cdot 1.20 = 286$ Mpm

$M_e' = 118 - 168 = -50$ Mpm

Ermittlung der Mindestbewehrung

$k_{zR} > 0.5$ $\min \mu = 0.003 \cdot \frac{135}{180} = 0.0023$

$\beta = 0,44$

$b_{erf} = \frac{1.7 \cdot 1.10 \cdot 286}{1800 \cdot 0.44 \cdot 2.60^2} = 0,10$ m

$F_e = F_e' = 0.003 \cdot 10 \cdot 260 = 7,8$ cm² A-III

gewählt je Teilscheibenrand:

$3\phi 25^{III}$

$2\phi 25$ A-III $F_e = 9.8$ cm²

Netzbewehrung $\phi^* 8$ A-I e = 15cm * belassen, da ?

*) horizontal 468 A-I / m

*) S-Haken 466.5 A-I / m²

Fms K/304/3 Kellerscheibe Achse 5-CD, 17, AB

Teilscheibe 3

a/ ständige Lasten nach Handrechenmaschine

	G	e	M
Mauk. Raum	0	0	0
7. Geschoß	8.75	0,12	1.05
6.–1. Geschoß	38,40	0	0
Kellergeschoß	8.54	0,11	0.94
	~ 56 Mp		~ 2 Mpm

b/ Verkehrslasten

	P	e	M
Mauk. Raum	0	0	0
7. Geschoß	1.39	0.07	0.98
6.–1. Geschoß	11.40	– 0.07	– 0.80
Kellergeschoß	5.57	0	0
	19 Mp		~ 1 Mpm

c/ Horizontallasten

nach Fms K/304.1 M_1 = 162 Mpm

Anteil für M_3 : $162 - \frac{0.0122}{0.52}$ ~ 4 Mpm

Nachweis für Vollast

$\Sigma V = 56 + 19 = 75$ Mp

$\Sigma M = 2 + 1 + 4 = 7$ Mpm

$e = 7 / 75 = 0{,}09$ m $< 0.92/6$

Bemessung B 300 St. A-III

$d = 0{,}92$ m $\quad b = 0{,}18$ m

$h = 0.80$ m $\quad e = 0.35$ m

$M_E = 7 + 75 \cdot 0{,}35 = 33$ Mpm

$M_E' = 7 - 26 = -19$ Mpm

$l_k = 2 \cdot 23.20 = 46.40$ m $\quad d_E = 7.03$

$\lambda = 3.46 \cdot 46{,}40 / 7.03 = 22{,}9$

$m_E = \dfrac{6 \cdot 7}{75 \cdot 0.92} = 0.61 < 3.0 \quad w = 1.05$

Ermittlung der Mindestbewehrung

mit $\mu = 0{,}003$ $\quad$ mit $\bar{\mu} = 0.003 \cdot \frac{135}{180} = 0.0023$

$\kappa_{xR} < 0.5 \quad \rho = 0.44$

$\min b = \dfrac{1.2 \cdot 1.05 \cdot 33}{1800 \cdot 0.44 \cdot 0{,}80^2} = 0{,}116$ m

$F_E = F_E' = 0.003 \cdot 11.6 \cdot 80 = 2{,}8$ cm²

gewählt $3 \phi 25$ III $\quad 2 \phi 20$ A-III $\quad F_E = 6{,}3$ cm²

Bügel ϕ 8 A-I $e = 240$

in den Lagerfugen: ϕ 8 A-I $e \leq 150$

S-Haken 4 ϕ 6.5 A-I / m²

Knicknachweis in Scheibenebene

siehe Nebenrechnung A-Exemplar von S. 305

Pos K / 305 Kellerscheibe Achse 6-CD, 16-AB

Lastannahmen

a/ ständige Lasten nach Handrechenverfahren

	G	e	M
Maschinenraum	21.20	-2,47	- 52.50
7. Geschoß	35.23	0,13	+ 4.60
6.-1. Geschoß	159.00	0.56	+ 89.00
Kellergeschoß	29.81	-0,15	- 4.50
	246 Mp		+ 36,6 Mpm

b/ Verkehrslasten nach Handrechenverfahren

	P	e	M
Maschinenraum	3.50	2.47	- 8.65
7. Geschoß	4.35	0.42	+ 1.83
6.-1. Geschoß	62.00	0,73	+45.00
Kellergeschoß	14.14	-0,10	- 1.41
	85 Mp		+ 37 Mpm

c/ Horizontallasten nach Ritter-Kraftmethode

sind auf Maschr. Raum: (vergl. Pos K/303): 30 Mpm

Wind: $26,60 \cdot 72,0 \cdot \frac{10.15}{100}$ = 195 Mpm

Erdbeben: $3,30 \cdot \frac{7.3.60}{2} \cdot \frac{10.15}{6.30+7.67+2.10,15}$ = 13 Mpm

Hebelis: $6.30 \cdot \frac{7.3.60}{2} \cdot 10,15 / 34.27 \approx$ 24

(vergl. Pos K/303): M = 262 Mpm

a) Nachweis für Vollast

$\Sigma V = 246 + 85 =$ 331 Mp

$\Sigma M = 36.6 + 37,0 + 262 =$ 336 Mpm

$e = 336/331 =$ 1.02 m < 8.22/6 = 1.37 m

b) Nachweis für häufige Last

$\Sigma V = 246$ Mp

$\Sigma M = 37 + 262 =$ 299 Mpm

$e = 299/246 =$ 1.22 m < 8.22/6 = 1.37 m

Bemessung B 30/37 BSt. A-III

$d = 8.20$ m $\quad b = 0.19$ m

$l = 8.10$ $\quad e = 4.00$ m

$l_k = 2 \cdot 23,20 = 46.40$ m

$\lambda = 3.46 \cdot 46.40 / 8.20 = 19.6$

$\mu_0 = \frac{6 \cdot 336}{331 \cdot 8.20} = 0,75 < 3.0$

$\omega = 1.04$

Ermittlung der Mindestbewehrung

$\min \mu_0 = 0.3\,\%$ $\quad \min \bar{\mu} = 0.002 \cdot \frac{135}{150} = 0.023$

$M_E = 331 + 331 \cdot 4.00 \approx 1651$ Mpm

$M_E' = 331 - 132.0 = -989$ Mpm

$k_{xII} > 0.5$ $\quad \rho = +0.44$

$\min b = \frac{1.7 \cdot 1.04 \cdot 1651}{1800 \cdot 0.44 \cdot 8.10^2} = 0.057$ m

$F_E = F_E' = 0.003 \cdot 57 \cdot 810 \approx$ 13,9 cm² $\underset{4\varnothing 25\,III}{}$ A-III

gewählt je Scheibenende: 3 $\varnothing$25 A-III $F_E = 14.7$ cm²

Nachweis gegen seitlichen Ausbruch
vergl. Pos K/Bal:

$M = 1.51$ Mpm/m

Normalkraftanteil

$p = \frac{331}{8.2n} \left(1 + \frac{6 \cdot 1.2}{8.20}\right) = 40.5 \cdot 1.75 = 71$ Mp/m

Bei kleineren Schnittkräften wie unter Pos K/Bal wird wie dort

gewählt innen und außen

6 ϕ 10 A-III /m

QB 4 ϕ 8 A-I /m

S-Haken 4 ϕ 6.5 A-I /m²

Diese Bewehrung ist im Bereich der Gebäudevorsprünge Achsen A u. D anzuordnen.
Im übrigen Randabschlußbereich sind anzuordnen:

ϕ 8 A-I e = 15 cm

QB 4 ϕ 8 A-I /m

S-Haken 4 ϕ 6.5 A-I /m²

Pos K / 306.1 Kellerscheibe Achse 5-AB, 17-CD

(Teilscheibe 1)

Lastannahmen

a) ständige Lasten aus Handscheiben nach Bild

	G	e	M
Maschinenraum	11.00	0.29	3.20
7. Geschoß	8.75	0,12	~~1.05~~
6.–1. Geschoß	43.20	0,15	6.50
Kellergeschoß	10,15	0,14	8.50
	74 Mp		20 Mpm

b) Verkehrslasten

	P	e	M
Maschinenraum	1.68	0.29	0.49
7. Geschoß	1.40	0.07	~0,10
6.–1. Geschoß	~ 16.80	0.07	1,18
Kellergeschoß	7.58	0.03	0,23
	28 Mp		2 Mpm

c) Horizontallasten:

Wind auf Masch.-Raum $= 0.12 \cdot 4.50 \cdot 7.20 \cdot \frac{7.67}{34.27} \cdot 25.5 \sim$ ~23 Mpm

Wind $26.60 \cdot 72,0 \cdot \frac{7.67}{100} \sim$ 146 Mpm

Erddruck $3,30 \cdot \frac{7.3.60}{2} \cdot \frac{7.67}{6.30+7.67+2.10,15} =$

$= 42,0 \cdot 7.67 / 34.27 \simeq$ 10 Mpm

Stabilis. $6.30 \cdot \frac{7.3.60}{2} \cdot 7.67 / 34,27 \simeq$ 17 "

M = 196 Mpm

für Teilscheibe 1: $M_1 = 196 \cdot \frac{0.0122}{4,2122} \simeq$ ~~1,0~~ Mpm

(2,63)

a) Nachweis für Vollast

$\Sigma V = 74 + 28 = 102$ Mp

$\Sigma M = 2v + 2 + v1 = 23$ Mpm

$e = 23/102 \approx 0{,}23\ m < 0{,}91/3$

b) Nachweis für ständige Last

$\Sigma V = 74$ Mp

$\Sigma M = 2v + v1 = 21$ Mpm

$e = 21/74 = 0{,}28\ m < 0{,}91/3$

Bemessung

2 Zw d. A-III

$d = 0{,}91\ m$ $b = 0{,}19\ m$

$h = 0{,}87\ m$ $e = 0{,}42\ m$

$l_k = 2 \cdot 23{,}2v = 46{,}40\ m$ $d_E = 7{,}50\ m$

$\lambda = 3.46 \cdot 46.40 / 7{,}50 = 21{,}4$

$m_a = \frac{6 \cdot 23}{102 \cdot 0{,}91} = 1{,}48 < 3.v$ $v = 1.07$

$M_e = 23 + 102 \cdot 0{,}42 = 66$ Mpm

$M_e' = 23 - 43 = -2v$ Mpm

$\varphi = \frac{1{,}7 \cdot 1.07 \cdot 66}{180v \cdot 0{,}19 \cdot 0{,}87^2} = 0{,}465$

$\varphi' = -\frac{1{,}7 \cdot 1.07 \cdot 2v}{180v \cdot 0{,}19 \cdot 0{,}87^2} = 0{,}14$

$\bar{\mu} = \bar{\mu}' = 0{,}0065$

$F_c = F_c' = 0.0065 \cdot \frac{180}{135} \cdot 19 \cdot 87 = 14{,}3\ cm^2$

gewählt $3\phi 25$ A-III $F_c = 14{,}7\ cm^2$ $2\phi 32 \hat{=} 16{,}1\ cm^2$

Bei den Feldproben: $\phi 8$ A-I $e \leq 15v$
S-Haken $\phi 6$ 6S 4.5 / m²

Jns K./ 30 C. 2 Kellerscheibe Achse 5-AB, 17-CD

(Teilscheibe 2)

a/ ständige Lasten nach Handberechnung

	G	e	M
Maschinenraum	11.00	- 2.57	- 28.30
7. Geschoß	28.80	0.27	7.80
6.–1. Geschoß	152.00	~0.19	29.00
Kellergeschoß	23.16	~0.21	4.85
	~ 216 Mp		~ 14 Mpm

b/ Verkehrslasten

	P	e	M
Maschinenraum	1.68	- 2.57	- 4.31
7. Geschoß	4.05	~0,11	0.45
6.–1. Geschoß	54.50	0,36	19.60
Kellergeschoß	8.94	0.73	6.50
	~ 70 Mp		~ 23 Mpm

c/ Horizontallasten

Wind auf Masch.-Raum $= 0.12 \cdot 4.50 \cdot 7.20 \cdot \frac{7.67}{6.30+7.67+2.10,15} \cdot 25,5 =$ 23 Mp

Erddruck $3.30 \cdot \frac{7 \cdot 3.60}{2} \cdot \frac{7.67}{6,30+7.67+2.10,15} =$ 10 "

Wind $26.60 \cdot 72.0 \cdot 7.67/100 =$ 146 "

Stabilis. $6.30 \cdot \frac{7 \cdot 3.60}{2} \cdot 7.67 / (6.30+7.67+2 \cdot 10,15) =$ 17 "

196 Mp

Für Teilscheibe 2: $M_2 = 196 \frac{4.20}{4.2122} \approx$ 196 Mp

(2,62)

(2,63)

a/ Nachweis für Vollast

$\Sigma V = 216 + 70 = 286$ Mp

$\Sigma M = 14 + 23 + 196 = 233$ Mpm

$e = 233 / 286 = 0{,}82\ m < 5{,}87/6 = 0{,}98\ m$

b/ Nachweis für ständige Last

$\Sigma V = 216$ Mp

$\Sigma M = 14 + 196 = 210$ Mpm

$e = 210 / 216 = 0{,}97\ m < 5{,}87/6 = 0{,}98\ m$

Bemessung B 300 St. A-III

$d = 5{,}48\ m$ $b = 0{,}19\ m$

$l = 5{,}30\ m$ $e = 2{,}55\ m$

$M_e = 233 + 286 \cdot 2{,}55 = +963$ Mpm

$M_e' = 233 - 730 \approx -500$ Mpm

$l_k = 2 \cdot 23{,}20 = 46{,}40\ m$ $d_E = 7{,}50\ m$

$\lambda = 3{,}46 \cdot 46{,}40 / 7{,}50 = 21{,}4$

$m_G = \frac{6 \cdot 233}{286 \cdot 5{,}48} = 0{,}89 < 3{,}0$ $\omega = 1{,}04$

Ermittlung der Mindestbewehrung

$\min \mu_0 = 0{,}003$ $\min \bar{\mu}_0 = 0{,}003 \cdot \frac{135}{180} = 0{,}0023$

$k_{xR} > 0{,}5$ $\rho = +0{,}44$

$\min b = \frac{1{,}7 \cdot 1{,}04 \cdot 963}{1800 \cdot 0{,}44 \cdot 5{,}30^2} = 0{,}077\ m$

$F_c = F_c' = 0{,}003 \cdot 77\,530 = 12{,}2\ cm^2$ A-III

gewählt je Stützende $3\,\phi\,25$ A-III $F_c = 14{,}8\ cm^2$

Nachweis gegen seitlichen Erddruck

Vergl. /us K/301:

N = 1.51 Mp/m

Normalkraftanteil

$$p = \frac{2.86}{5,48}\left(1 + \frac{6.082}{5,48}\right) = 5,2 \cdot 1.80 = 100\ Mp/m$$

Bemessung B 300 BSt. A-III

d = 19 cm h = 15,5 cm

e = 6,0 cm d/2 = 1,15

l_k = 3.60 m

λ = 3.46 · 3.60 / 0,19 = 66

$m_E = \frac{6 \cdot 1.51}{100 \cdot 0,19} = 0.48 < 3.0$ $\omega = 1.38$

Ermittlung der Mindestbewehrung

$\min \mu = 0.003$ $\min \bar{\mu} = 0.003 \cdot \frac{135}{180} = 0.0023$

$e_m / d = 1.51 / 100 \cdot 0,19 = 0,08$

$\beta_4 / \sigma_0 = 1.35$

$\sigma_0 = 1800 / 1,35 = 1335\ Mp/m^2$

$b_{erf} = 1.7 \cdot 1.38 \cdot 100 / 1335\ 0,19 = 0.93$ m

$F_e = F_e' = 0.003 \cdot 19 \cdot 93 = 5,3\ cm^2$

$6\phi 14^{III}$, $f_e = 9,3\ cm^2$

gewählt innen und außen je 7 ϕ 10 A-III $f_e = 5.5$ cm

QB: 4 ϕ 8 A-I /m

S-Haken 4 ϕ 6.5 A-I /m²

diese Berechnung ist im Bereich der Gebäudevorsprünge anzuordnen.

Im übrigen Wandscheibenbereich sind ausreichend:

ϕ8 A-I e = 15cm, QB 4ϕ8 A-I/m S-Haken 4ϕ6.5 A-I/m

12 pro k / 30 Kellerscheibe Achse 11 C-D

Stützweite $l = 4.60 + \frac{0.65}{2} + \frac{0.45}{2}$

$\approx 4.60 + 0.33 + 0.22 = 5,15$ m

Lastannahmen

Wind $= 0.077 \cdot 2.80 \cdot 11.3,60 / 2 =$ 5 Mp

Erdruck $1.33 \cdot 11 \cdot 3.60 / 2 =$ 27 Mp

Stabilisierung $1.75 \cdot 11 \cdot 3.60 / 2 =$ 35 Mp

H = 67 Mp

Diese H-Kraft verteilt sich nach den Steifigkeiten auf die 3 Teilscheiben wie

$d_1^3 = 5,70^3 = 185$ m^3

$d_2^3 = 2.10^3 = 9$ m^3

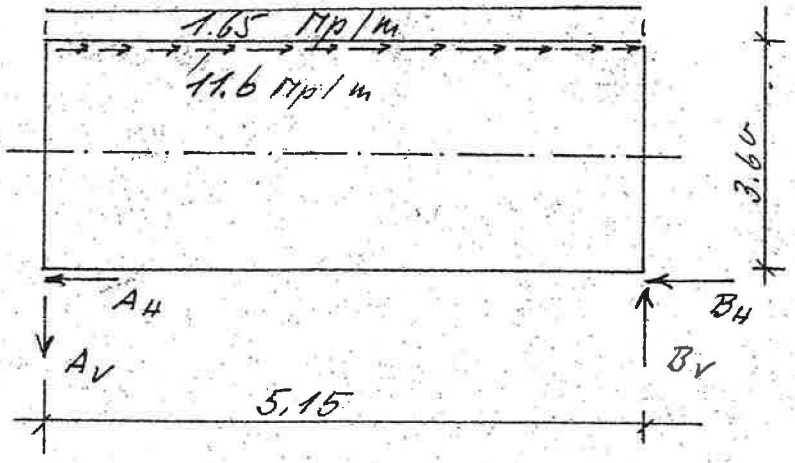
$d_3^3 = 2.38^3 = 13$ m^3

$\Sigma 207$ m^3

$H_1 = 67 \frac{185}{207} = 60$ Mp

$\triangleq 60 / 5,15 = 11.6$ Mp/m

Eigengewicht $0,19 \cdot 3.60 \cdot 2,4 = 1,65$ Mp/m



$A_H = B_H = 11,6 \cdot 5,15 / 2 = 30$ тр

$A_V = 1.65 \cdot 5,15 / 2 - 60 \cdot 3.60 / 5,15$

$= 4,25 - 42,0 = -37,75$ тр

$B_V = 4.25 + 42,0 = +46.25$ тр

$M_A = 30 \cdot 3.60 / 2 = +54$ тм

$M_B = -54$ тм

$M_m = -37,75 \cdot 5,15 / 2 = -97,0$

$- 1.65 \cdot 2.58^2 / 2 = -5,5$

$+ 30 \cdot 3.60 / 2 = +54.0$

$+ 11.6 \cdot 2.58 \cdot 3.60 / 2 = +54.0$

$108 - 102,5$

$= +5,5$ тм

14

Bewehrung D 300 St. A-III

D = 3.60 m b = 0,19 m

$b = \frac{2}{3} \cdot 3.60 = 2.40$ m

$F_e = \frac{1.7 \cdot 54}{2.40 \cdot 4.2} = 9.2$ cm²

gewählt 2 ϕ 25 A-III oben und unten

$f_e = 9.8$ cm²

$\tau_0 = \frac{46\,250}{240 \cdot 19} = 10.2$ kp/cm² < 20

Schubsicherung

vertikale Verbügelung 5 ϕ 10 A-III/m e = 20 cm

je innen und außen

$f_e = 7.8$ cm²

$b \cdot \tau_0 = \frac{4.2 \cdot 7.8}{1.7} = 19.3$ Mp/m

$T = \frac{46.25}{2.40} = 19.3$ Mp/m

$\Delta T = 0$

Der gerade Schub wird von der vertikalen Verbügelung aufgenommen.

15 Nachweis der Einleitung der Auflagerkräfte in die Grundebene neben der Achse C in D

$N = B_V = 46.25$ Mp Druckkraft

$l_k = 3.60$ m

$\lambda = 3.46 \cdot 3.60 / 0.19 = 65.5$

$m_a = 0$

$\omega \sim 1.27$

Bemessung Beton BH. A-III

$\min \mu_b = 0.006$ $\sigma_i = 1602$ Mp/m²

$d = 0.20$ m

$b = 1.7 \cdot 1.27 \cdot 46.25 / 1602 \cdot 0.19 = 0.33$ m

$F_e = F_e' = 0.003 \cdot 19 \cdot 33 = 1.9$ cm²/0.33 m

$\triangleq 5.8$ cm²/m

gewählt ϕ 10 A-III e = 130 $f_e = 6.0$ cm²

beiderseits auf 0.65 m bezw. 0.45 m

anordnen.

Horizontalbewehrung: 5 ϕ8 A-I/m $\triangleq 2.5$ cm²

$N = 37.75$ Mp Zugkraft

$F_e = 1.7 \cdot 37.75 / 4.2 = 15.3$ cm²

gewählt 6 ϕ 18 A-III je Auflager

$F_e = 15.3$ cm²

Die Bewehrung ist an den Achsen beiden anzuordnen

Jus K / 308 Kellerscheiben Achse B u. C

(Längsscheiben)

a/ ständige Lasten	G	e	M
Jus VIII / 301	14.65	0.02	1.29
Eigengewicht:			
0,18 · 6.80 · 23.20 · 2,5 · 76.6	0	0	0
	141 Mp		1.29 Mpm

b/ Verkehrslasten	P	e	M
Jus VIII / 301	12,74	−0,28	−3.56

c/ Horizontallasten:

Wind auf Stahl. Rahmen 2·0,12 · 4.50 · 7.20 · 25,5 =	198 Mpm
Wind 26.6 · 18.00 =	~505 "
Erddruck 3.30 · 18.00 =	66 "
Stabilisierung 31.80 · 18.00 =	575 "
	1338 Mpm

Für jede Einzelstützenscheibe:

1338 / 4 = 335 Mpm

ΣV = 141 + ~13 = 154 Mp

ΣM = 1.29 − 3.56 + 335 ≈ 333 Mpm

e = 333 / 154 = 2,16 m < 6.80 / 3 = 2.26 m

Bemessung B 300 St. A-III

d = 6.80 m b = 0,18 m

l = 6,70 m c = 3.30 m

l_k = 2 · 23,20 = 46,40 m

λ = 3.46 · 46.40 / 6.80 = 23,6

$m_q = \frac{6 \cdot 333}{154 \cdot 6.80}$ = 1,90 < 3.0 w = 1,12

N_c = 333 + 154 · 3.30 = 846 Mpm

N_c' = 333 − 513 = − 180 Mpm

Ermittlung der Mindestbewehrung

$\min \bar{\mu}$ = 0.003 · $\frac{135}{180}$ = 0.0023

$k_{xa} > 0,5$ φ = 0,44

$\min b = \frac{1,7 \cdot 1,12 \cdot 846}{1800 \cdot 0,44 \cdot 6,70^2}$ = 0.045 m

$F_c = F_c'$ = 0.003 · 45 · 670 = 9,1 cm² A-III

gewählt 2 ϕ 25 A-III F_e = 9.8 cm²

Nebenbewehrung:

vertikal: ϕ8 A-I e = 150

horizontal: 4ϕ8 A-I / m

S-Haken 4ϕ6.5 A-I / m²

Jos K/309 Kellerwände im Bereich der Achsen: A: 5-6, 16-17,
D: 5-6, 16-17,

Wandbreite $l = 3.60$ m

Lastannahmen

Erddruck $p = \frac{1.74}{2} + 0,15 \approx 1.05$ Mp/m

$M = 1.05 \cdot 3.60^2/8 = 1,70$ Mpm

Bemessung B 300 St. A-III

$d = 18$ cm

$h = 17$ cm

$k_h = \frac{17}{\sqrt{1,7 \cdot 1,7}} \cdot 10$ $k_{st} = 0.06$

$k_e = 0,245$

$f_e = \frac{1,7 \cdot 1,7}{0,17} \cdot 0,245 = 42$ cm²

gewählt ϕ 8 A-III e = 110 $f_e = 4.55$ cm²

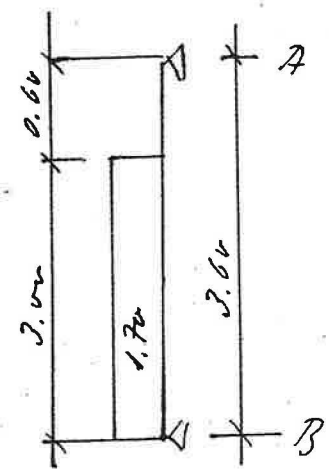
QB: 4 ϕ 8 A-I /m

Jos K/310 Kellerwandwände mit Durchbrüchen ≤ 120 cm × 190 cm

Durchbruch $l = 3.60$ m

Lastannahmen

Eigenlast $p_m = 174/2 + 0,15 \cdot 1.05$ Mp/m



Einflußbreite $b = 1.0 + \frac{1.20}{2} = 1,60$ m

$p = 1.05 \cdot 1.60 \approx 1,70$ Mp/m

$B = 1.70 \cdot 3.0 \cdot 2.10 / 3.60 = 2,97$ Mp

$x = 2.97 / 1.70 = 1,75$ m

$M = 2,97 \cdot 1,75 / 2 \approx 2.60$ Mpm

Bewehrung B 225 St. A-III

$d = 19$ cm

$d_2 = 17$ cm

$k_d = \frac{17}{\sqrt{1,7 \cdot 2.60}} = 8,1$ $\quad k_{xd} = 0.12$

$k_c = 0.253$

$f_e = \frac{1,7 \cdot 2.60}{0,17} \cdot 0.253 = 6,6$ cm²

gewählt ⌀ 10 A-III $e = 110$ $f_e = 7,1$ cm²

QB ⌀ 8 A-III $e = 333$

beiderseits der Öffnungen

Im Randbereich oberhalb und unterhalb der Öffnungen werden verlegt:

ϕ 8 A-III e = 220 f_e = 2,3 cm²

QB 3 ϕ 8 A-III /m

Die Stäbe werden konstruktiv bewehrt mit

2 ϕ 8 A-III

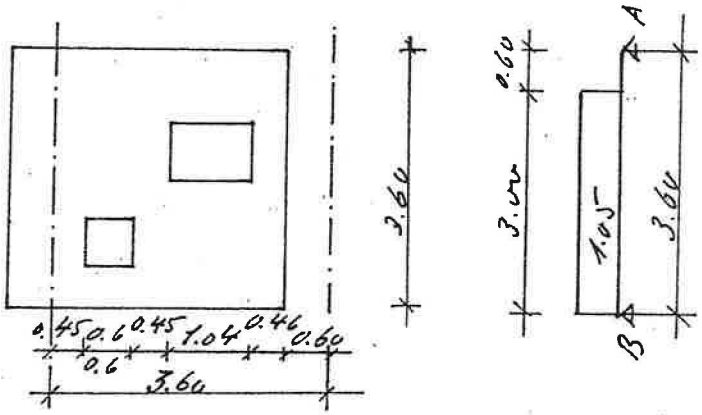
Bügel ϕ 6,5 A-I e = 20 cm

Pos K/311 Kelleraußenwände

Spannweite $l = 3.60$ m

Lastannahmen

$p_m = 1.74/2 + 0,15 \approx 1.05$ Mp/m²



$B = 1.05 \cdot 3.0 \cdot 2.10 / 3.60 = 1,84$ Mp/m

$x = 1.84 / 1.05 = 1.75$ m

$M = 1.84 \cdot 1.75 / 2 = 1,61$ Mpm/m

Einflußbreiten

$b_1 = 1.35$ m

$b_2 = 1.27$ m

$b_3 = 0.98$ m

Momente

$M_1 = 1.61 \cdot 1.35 = 2.18$ Mp

$M_2 = 1.61 \cdot 1,27 = 2.05$ "

$M_3 = 1.61 \cdot 0.98 = 1.58$ "

Bewehrung B 225 St. A-III

$d = 19$ cm $h = 17$ cm

$b_1 = 1.05$ $b_2 = 0.45$ $b_3 = 0.46$ m

$M_1 = 2.18$ Mpm

$k_h = \frac{17}{\sqrt{\frac{1.7 \cdot 2.18}{1.05}}} = 9.05$ $\quad k_{xR} = 0.14$ $\quad k_c = 0.251$

$f_c = \frac{1.7 \cdot 2.18}{0.17} \cdot 0.251 = 5,46 \text{ cm}^2 / 1.05 = 5.2\text{a cm}^2$

gewählt ϕ 12 A-III c. 2av $f_c = 5.65 \text{ cm}^2$

ØB 5 ϕ 8 A-III /m

$M_2 = 2.05$ Mpm

$k_h = \frac{17}{\sqrt{\frac{1,7 \cdot 2.05}{0.45}}} = 6,1\text{v}$ $\quad k_{xR} = 0.23$ $\quad k_c = 0.268$

$f_c = \frac{1.7 \cdot 2.05}{0,17} \cdot 0,26\,9 = 5,5 \text{ cm}^2 / 0.45 = 12.2 \text{ cm}^2$

gewählt ϕ 12 A-III c: 9v $f_c = 12.5 \text{ cm}^2$

ØB 5 ϕ 8 A-III /m

$M_3 = 1.58$ Mpm

$k_h = \frac{17}{\sqrt{\frac{1.7 \cdot 1.58}{0.46}}} = 7.04$ $\quad k_{xR} = 0,17$ $\quad k_c = 0.26\text{v}$

$f_c = \frac{1.7 \cdot 1.58}{0,17} \cdot 0.26 = 4,1 \text{ cm}^2 / 0.46 = 8,9 \text{ cm}^2$

gewählt ϕ 12 A-III c: 12v $f_c = 9,4 \text{ cm}^2$

ØB 5 ϕ 8 A-III /m

über und unter den Randöffnungen sind zu verlegen:

vertikal ϕ 8 A-III c = 2ov

Die Stirnbewehrung wird konstruktiv gewählt

2 ϕ 10 A-I

Bügel ϕ 8 A-I c = 20 cm