

STATISCHE BERECHNUNG

ZUM NEUBAU EINES ALTENHEIMES IN

8620 LICHTENFELS, AN DER WEIT-STOSS-STRASSE

BAUHERR: STADT LICHTENFELS

Der statischen Berechnung liegen zugrunde:

Die Vorschriften der DIN-Normen

DIN 1045 Stahlbeton (bisherige Norm)

DIN 1047 unbewehrter Beton

DIN 1050 Stahl im Hochbau

DIN 1052 Holzbau

DIN 1053 Mauerwerksbau

DIN 1054 Gründungen

DIN 1055 Lastannahmen

DIN 4225 Fertigbauteile

Der Eingabeplan vom August 1970

der Landeswohnungsfürsorge Bayern GmbH,

Zweigstelle Nürnberg.

An Baustoffen werden verwendet:

Stahlbetonsäulen B 300, B 225

Decken, Treppen, Stürze, Balkonplatten, Aufzugschacht,

Gebäudetrennwände: in Stahlbeton B 225

Fundamente: in Stahlbeton B 160, B 225

in Stampfbeton B 120

Umfassungswände des südlichen Untergeschoßes in

Stahlbeton B 225

Mit Stahlbetondecken belastete Aussenwände:

in HLZ 1,6/150 MG II und HLZ 1,6/250 MG III.

Wenig belastete Aussenwände, die zwischen den Tragwänden im Bereich der Loggia's liegen: in

Porotonsteinen 0,8/100 der Fa. Gebr. Schultheiss, Spard.

Tragende Innenwände der Obergeschoße in Schallschutz-
ziegel 1,6/150 MG II

Umfassungswände und Zwischenwände im nördlichen Untergeschoß: aus Kalksandlochsteinen 1,6/250 MG II, MG III

Zwischenwände im südlichen Untergeschoß:

aus Kalksandlochsteinen 1,6/250 MG II/ MG III

Nichttragende Zwischenwände 10 cm und 11,5 cm stark

in Leichtsteinen wie Ytong oder Poroton,

sonst genau nach stat. Berechnung.

Dachkonstruktion: in Nadelholz Güteklasse II

Betonrippenstahl IIIb, geripptes Baustahlgewebe IVb,

Profilstahl St 37, St 52

POSITIONSVERZEICHNIS :

Das gesamte Gebäude wird in 3 Berechnungsabschnitte aufgeteilt

Abschnitt: A

Südlicher Gebäudeteil bis zur Gebäudetrennfuge am Treppenhaus.

Abschnitt: B

Treppenhaustrakt

Abschnitt: C

Nördlicher Gebäudeteil, ab Treppenhaustrakt

Intexbezeichnung der statischen Positionen:

Intex 1: A bzw. B bzw. C bezeichnet den entsprechenden Gebäudeteil

Intex 2: D = Dachgeschoß

IV = IV. Obergeschoß

III = III. Obergeschoß

II = II. Obergeschoß

I = I. Obergeschoß

E = Erdgeschoß

U = Untergeschoß

F = Fundamente

Intex 3: 1, 2, 3, als arabische Ziffern bezeichnen den Fortlauf der statischen Positionen innerhalb eines Stockwerks- und Gebäudeteiles.

INHALTSVERZEICHNIS

GEBÄUDETEIL A:

1)	DACHKONSTRUKTION	GEBÄUDETEIL A	Seite	6	bis	9
2)	III. O.G.	"	A Seite	9	bis	31
3)	II. O.G.	"	A Seite	31	bis	57
4)	I. O.G.	"	A Seite	57	bis	57
5)	EG.	"	A Seite	58	bis	80
6)	UG.	"	A Seite	81	bis	86
7)	FUNDAMENTE	"	A Seite	87	bis	93

GEBÄUDETEIL B:

1)	DACHKONSTRUKTION	GEBÄUDETEIL B	Seite	94	bis	97
2)	IV O.G.	"	B Seite	97	bis	110
3)	III. O.G.	"	B Seite	110	bis	126
4)	II. O.G.	"	B Seite	127	bis	130
5)	I. O.G.	"	B Seite	130	bis	134

6) E.G.	GEBÄUDETEIL B	Seite	135 bis 145
7) U.G.	"	B Seite	146 bis 149
8) FUNDAMENTE	"	B Seite	149 bis 153

GEBÄUDETEIL C:

1) DACHKONSTRUKTION	GEBÄUDETEIL C	Seite	154 bis 154
2) IV. O.G.	"	C Seite	155 bis 167
3) III. O.G.	"	C Seite	167 bis 180
4) II. O.G.	"	C Seite	180 bis 181
5) I. O.G.	"	C Seite	181 bis 183
6) E.G.	"	C Seite	183 bis 187
7) U.G.	"	C Seite	188 bis 208
8) FUNDAMENTE	"	C Seite	208 bis 220

GEBÄUDETEIL: A1) DACHKONSTRUKTION

Pos. A/D/1 Sparren der Dachkonstruktion in Nadelholz, Güteklasse II

Da eine genaue Pfetten- und Stützenstellung nicht vorliegt, bzw. dieselbe variabel gestaltet wird, so wird eine max. Sparrenstützweite von $\max l = 4,50 \text{ m}$ zugrunde gelegt.

Belastung:

Dachhaut: 3-fache Pappe in Bahnen verklebt

bzw. verschweißt $\approx 22,0 \text{ kp/m}^2$

Kiesbett bis 20 mm stark $\sim 32,0 \text{ "}$

Dachsachlung 24 mm $\sim 15,0 \text{ "}$

Sparren, Verbände $\sim 16,0 \text{ "}$

Dachhaut - Eigengewicht $g \approx 85,0 \text{ kp/m}^2$

Nutzlast: infolge Montage wird eine

Nutzlast von 100 kg angesetzt $p = 100,0 \text{ kp/m}^2$

$$q_D = 185,0 \text{ kp/m}^2$$

Die Schneelast von 75 kp/m^2 bleibt ausser Ansatz

$$M = 185 \cdot 4,50^2 / 8 = 467 \text{ kpm/m}$$

$$\text{erf } J_x \text{ bei } f \text{ zul} \leq 1/200$$

$$\text{erf } J_x = 0,26 \cdot 185 \cdot 4,50^3 = 4380 \text{ cm}^4/\text{m}$$

gewählt: Sparren 8/18 cm bei einem max. Achsabstand von 85 cm

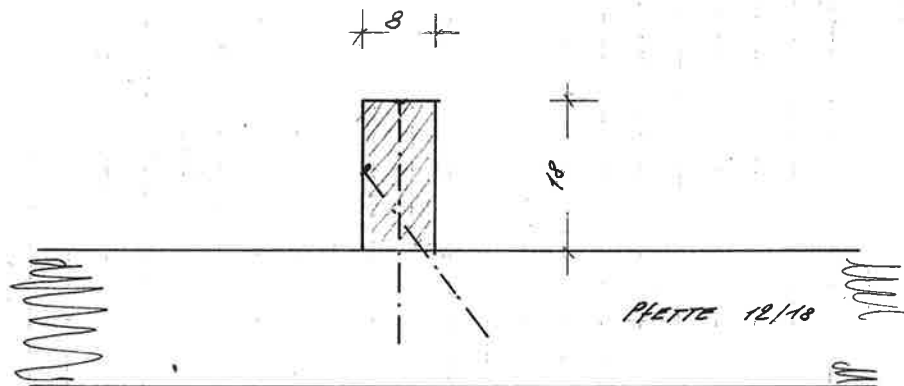
$$\text{mit } W_x = 432 \text{ cm}^3 \quad J_x = 3888 \text{ cm}^4$$

$$\max \sigma = 0,85 \cdot 46700 / 432 = 92,0 \text{ kp/cm}^2 < 100 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{erf } J_x = 0,85 \cdot 4380 = 3720 \text{ cm}^4 < 3888 \text{ cm}^4$$

$$\text{max Auflagerkräfte } A = B = 185 \cdot 4,50/2 = 420 \text{ kp/m}$$

Die Sparren sind mit je 2 Sparrennägeln 80/260 auf den Pfettenhölzern zu befestigen, wobei ein Sparrennagel von der Sparrenseite eingeschlagen werden soll.



Pos. A/D/2 Pfettenhölzer als Auflager für die Sparren in
Nadelholz Güteklasse II

Anmerkung: Für die Stahlbetondecke über dem III. O.G.

wird als Nutzlast die Dachlast aus Pos. A/D/1

$$q_D = 185 \text{ kp/m}^2 \text{ (Wechsellast) angenommen.}$$

Aus diesem Grunde ist eine enge Dachstützenstellung erforderlich, um kleinere Einzellasten aus den Dachstielen zu erhalten, die über Auflagerschwellen einer gleichmäßig verteilten Belastung aus der Dachkonstruktion sehr nahe kommt. Es wird deshalb eine max. Säulenstellung von $a = 2,50 \text{ m}$ angestrebt.

<u>Belastung:</u> aus Pos. A/D/1	$2 \times \text{max } A = 2 \cdot 420$	$=$	840 kp/m
Eigengewicht		$\approx$	10 "

max q	$=$	850 kp/m
		Pos. A/D/2

$$\max M = 850 \cdot 2,50^2 / 8 = 660 \text{ kpm/m}$$

$$\text{erf } W_x = 66000 / 100 = 660 \text{ cm}^3$$

gewählt: Pfette 12/18 cm mit $W_x = 650 \text{ cm}^3$

$$\max \sigma = 66000 / 650 = 101 \text{ kp/cm}^2 \approx 100 \text{ kp/cm}^2$$

Pos. A/D/3 Säulen im max. Abstand von 2,50 m zur Abstützung der Pfette in Nadelholz Güteklasse II

gewählt: konstruktiv 12/12 cm mit $W_e = 144 \text{ cm}^2$

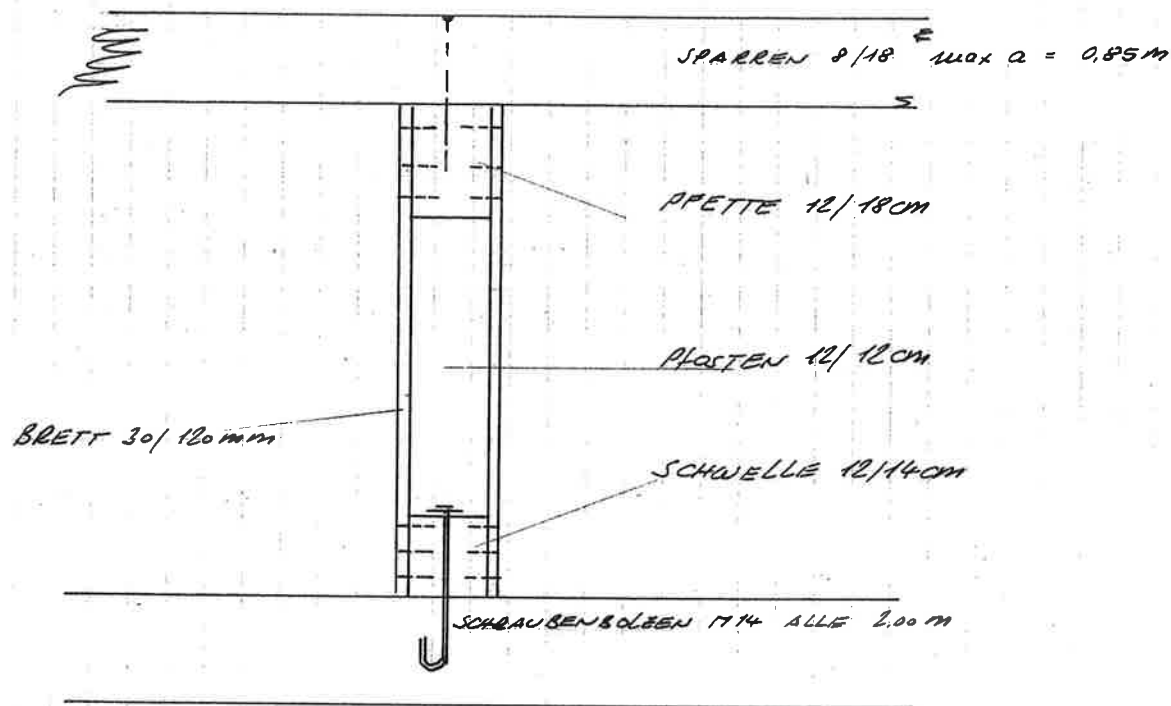
Belastung aus Pos. A/D/2 $850 \cdot 2,50 = 2120 \text{ kp}$

$$\max \sigma = 2120 / 144 = 14,8 \text{ kp/cm}^2 < 20,0 \text{ kp/cm}^2$$

Pos. A/D/4 Fußschwelle 12/14 cm in Nadelholz Güteklasse II durchgehend als Lastverteilungsbalken für die Stahlbetondecke über dem III. O.G.

Die Fußschwelle ist alle 2,00 m mit Schraubenbolzen M 14 in der darunter liegenden Stahlbetondecke gegen Abheben durch Windkräfte zu sichern.

Die Pfetten werden über je 2 Brettaschen 30/120 mm mit je 6 Nägel 42/110 mit der Fußschwelle verbunden. Zwischen Fußschwelle und Pfette sind diagonale Längsverbände, bestehend aus Brettern 30/160 mm, 6 Nägel 42/110 je Anschluß, einzubauen. Diese Längs- bzw. Windverbände sind für beide Gebäuderichtungen (x - Achse und y - Achse) auszuführen.



Pos. A/D/5 Kehlsparren in Nadelholz Güteklasse II

gewählt: konstruktiv 12/20 cm alle 2,50 m mit Säulen
12/12 cm unterstützt.

2) III. OBERGESCHOSS

Anmerkung: Die gesamte Stahlbetondeckenfläche wird durch Anordnung von Trennfugen (nur innerhalb der Deckenstärke) konstruktiv voneinander getrennt, um der Bildung von Horizontalrissen, hervorgehoben durch Schrumpfung und Ausdehnung der Decke, entgegen zu wirken. Ferner ist die Decke über dem III. O.G. auf 2 Lagen 500er nackter Pappe, aufzulagern.

Pos. A/III/1 Stahlbetondecke $d = 16$ cm durchlaufend über 2 Felder
in B 225

$$l_1 = 5,24 + 0,26 = 5,50 \text{ m}$$

$$l_2 = 3,12 + 0,13 = 3,25 \text{ m}$$

Belastung: 16 cm Stahlbeton $16 \cdot 25 = 400 \text{ kp/m}^2$

Putz $\approx 30 \text{ "}$

Isolierung ca. 60 mm stark $\approx 20 \text{ "}$

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

Achtung! Da die Dachsäulen und Pfetten nicht genau
koordiniert werden können, wird für die Decke
eine wechselseitige Nutzlast von $p = q_D$ der
Pos. A/D/1 = 185 kp/m^2 angesetzt

(vergl. Anmerk. Pos. A/D/4) $p = 185 \text{ kp/m}^2$

$$g = 450 \text{ "}$$

$$\max q = 635 \text{ kp/m}^2$$

Ermittlung der Stützmomente nach Clapeyron

Momente infolge:

$$\text{Feld 1: } M_B = - \frac{5,50^3}{8 (5,50 + 3,25)} \cdot q = - 2,38 \cdot q$$

$$\text{Feld 2: } M_B = - \frac{3,25^3}{8 (5,50 + 3,25)} \cdot q = - 0,49 \cdot q$$

$$\min M_B = - 2,87 \cdot q$$

Momente infolge:

ständige Last $M_B = - 0,45 \cdot 2,87 = - 1,29 \text{ Mpm}$

Nutzlast Feld 1 $M_B = - 0,185 \cdot 2,38 = - 0,44 \text{ "}$

Nutzlast Feld 2 $M_B = - 0,185 \cdot 0,49 = - 0,09 \text{ "}$

$$\min M_B = - 1,82 \text{ Mpm}$$

Feldmomente:

$$\text{Feld 1: zugeh. } M_B = -1,29 - 0,44 = -1,73 \text{ Mpm}$$

$$A = 0,635 \cdot 5,50/2 - 1,73/5,50 = 1,75 - 0,31 = 1,44 \text{ Mp}$$

$$X = 1,44/0,635 = 2,26 \text{ m}$$

$$\max M_1 = 1/2 \cdot 2,26 \cdot 1,44 = 1,62 \text{ Mpm}$$

$$\text{Feld 2: zugeh. } M_B = -1,29 - 0,09 = -1,38 \text{ Mpm}$$

$$C = 0,635 \cdot 3,25/2 - 1,38/3,25 = 1,03 - 0,43 = +0,60 \text{ Mp}$$

$$X' = 0,60/0,635 = 0,94 \text{ m}$$

$$\max M_2 = 1/2 \cdot 0,94 \cdot 0,60 = 0,28 \text{ Mpm}$$

$$\max M_2' = 0,635 \cdot 3,25^2/14,22 = 0,47 \text{ Mpm maßgebend}$$

$$\text{Stütze B: min } M_B = -1,82 \text{ tm}$$

$$B_l = 1,75 + 1,82/5,50 = 1,75 + 0,33 = 2,08 \text{ Mp}$$

$$B_r = 1,03 + 1,82/3,25 = 1,03 + 0,56 = \underline{1,59 \text{ Mp}}$$

$$\max B = 3,67 \text{ Mp}$$

$$M_B' = -1,82 + 3,67 \cdot 0,24/8 = -1,82 + 0,11 = -1,71 \text{ Mpm}$$

$$\text{Bemessung: } d = 16 \text{ cm } h = 14,3 \text{ cm } B 225$$

$$\text{Feld 1: } h = 11,2 \sqrt{1,62} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 70/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 162/14,3 = 4,43 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 317 zum Auflager A

+ 1 x R 185 zum Auflager B

$$\text{mit } Fe = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Feld 2: } h = 21,0 \sqrt{0,47} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 40/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 47/14,3 = 1,27 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 185 mit $Fe = 1,85 \text{ cm}^2$

Stütze B: $h = 10,9 \sqrt{1,71} = 14,3 \text{ cm}$ $\sigma < 70/2800$

$$Fe = 0,39 \cdot 171/14,3 = 4,66 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 222 welche über das gesamte Feld 2 zu führen ist

$$+ 1 \text{ x R } 262 \text{ mit zus. } Fe = 4,84 \text{ cm}^2$$

Randeinspannungsmatten werden aus Restmatten gewonnen und werden hier nicht näher bestimmt.

Alle Deckenaussparungen werden ihrer Größe und der Bewehrung entsprechend ausgewechselt. Dies gilt auch für alle nachfolgenden Deckenpositionen.

Pos. A/III/2 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ durchlaufend über 2 Felder in B 225

$$l_1 = 4,99 + 0,26 = 5,25 \text{ m}$$

$$l_2 = 3,37 + 0,13 = 3,50 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. A/III/1

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 185 \text{ "}$$

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

Ermittlung der Stützmomente nach Clapeyron

Momente infolge:

$$\text{Last im Feld 1: } M_B = - \frac{5,25^3}{8 (5,25 + 3,50)} \cdot q = - 2,06 \cdot q$$

$$\text{Last im Feld 2: } M_B = - \frac{3,50^3}{8 (5,25 + 3,50)} \cdot q = - 0,61 \cdot q$$

$$\min M_B = - 2,67 \cdot q$$

Momente infolge:

$$\text{ständige Last } M_B = - 0,45 \cdot 2,67 = - 1,20 \text{ Mpm}$$

$$\text{Feld 1 Nutzlast } M_B = - 0,185 \cdot 2,06 = - 0,38 "$$

$$\text{Feld 2 Nutzlast } M_B = - 0,185 \cdot 0,61 = - 0,11 "$$

$$\min M_B = - 1,69 \text{ Mpm}$$

Feldmomente:

$$\text{Feld 1: zugeh. } M_B = - 1,20 + 0,38 = - 1,58 \text{ Mpm}$$

$$A = 0,635 \cdot 5,25/2 - 1,58/5,25 = 1,67 - 0,30 = 1,37 \text{ Mp}$$

$$X = 1,370/0,635 = 2,16 \text{ m}$$

$$\max M_1 = 1/2 \cdot 2,16 \cdot 1,37 = 1,48 \text{ Mpm}$$

$$\text{Feld 2: zugeh. } M_B = - 1,20 - 0,11 = - 1,31 \text{ Mpm}$$

$$C = 0,635 \cdot 3,50/2 - 1,31/3,50 = 1,11 - 0,37 = 0,74 \text{ Mp}$$

$$X' = 0,74/0,635 = 1,17 \text{ m}$$

$$\max M_2 = 1/2 \cdot 1,17 \cdot 0,74 = 0,43 \text{ Mpm}$$

$$\max M_2' = 0,635 \cdot 3,50^2/14,22 = 0,55 \text{ Mpm maßgebend}$$

$$\text{Stütze B: } \min M_B = - 1,69 \text{ Mpm}$$

$$B_l = 1,67 + 1,69/5,25 = 1,67 + 0,32 = 1,99 \text{ Mp}$$

$$B_r = 1,11 + 1,69/3,50 = 1,11 + 0,48 = 1,59 \text{ Mp}$$

$$\max B = 3,58 \text{ Mp}$$

$$M_B' = - 1,69 + 3,58 \cdot 0,24/8 = - 1,69 + 0,10 = - 1,59 \text{ Mpm}$$

$$\text{Bemessung: } d = 16 \text{ cm } h = 14,3 \text{ cm } B 225$$

$$\text{Feld 1: } h = 11,7 \sqrt{1,48} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 60/2800$$

$$F_e = 0,39 \cdot 148/14,3 = 4,03 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 262 zum Auflager A

1 x R 185 zum Auflager B

$$\text{mit } F_e = 4,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Feld 2: } h = 19,2 \sqrt{0,55} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 40/2800$$

$$F_e = 0,38 \cdot 55/14,3 = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: 1 x R 185 mit } F_e = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Stütze B: } h = 11,3 \sqrt{1,59} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 70/2800$$

$$F_e = 0,39 \cdot 159/14,3 = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: 1 x R 443 mit } F_e = 4,43 \text{ cm}^2$$

Pos. A/III/3 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225

durchlaufend über 2 Felder mit Kragarm

$$l_1 = 3,49 \overset{\sim}{+} 0,26 = 3,75 \text{ m}$$

$$l_2 = 3,37 \overset{\sim}{+} 0,13 = 3,50 \text{ m}$$

$$l_k = 1,50 \overset{\sim}{+} 0,15 = 1,65 \text{ m}$$

Belastung: Für Felder und Kragarm

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 185 \text{ "}$$

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

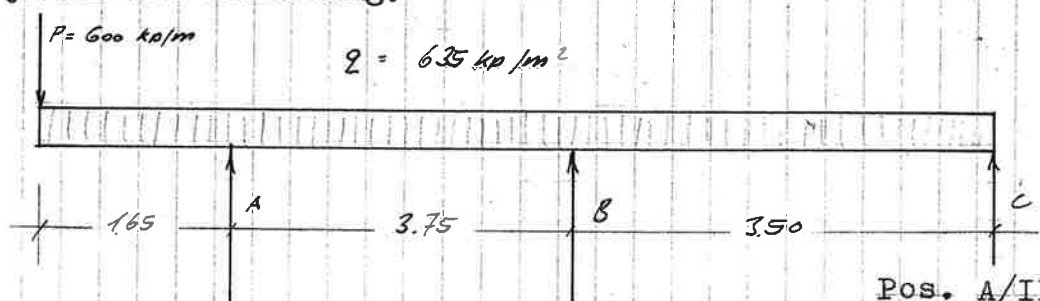
Einzellast aus Kragarmende aus der Fußschwelle
der Dachkonstruktion

$$\text{vergl. Pos. A/D/1} \quad \max A \overset{\sim}{=} 420 \text{ kp/m}$$

$$\text{Aussenverkleidg. der Fassade} \overset{\sim}{=} 180 \text{ "}$$

$$P \overset{\sim}{=} 600 \text{ kp/m}$$

System und Belastung:



Kragmomente:

infolge ständiger Last

$$M_A = - 0,60 \cdot 1,65 - 0,45 \cdot 1,65^2/2 = -0,99 - 0,61 = - 1,60 \text{ Mpm}$$

infolge Vollast

$$M_A = - 0,99 - 0,635 \cdot 1,65^2/2 = - 0,99 - 0,86 = - 1,85 \text{ Mpm}$$

Stützmomente infolge Kragarm

$$\text{ständige Last } M_B = + \frac{1,60 \cdot 3,75}{2 \cdot (3,75 + 3,50)} = + 0,41 \text{ Mpm}$$

$$\text{Vollast } M_B = + \frac{1,85 \cdot 3,75}{2 \cdot (3,75 + 3,50)} = + 0,48 \text{ Mpm}$$

Stützmomente infolge Feld 1 und Feld 2

$$\text{infolge Feld 1 } M_B = - \frac{3,75^3}{8 (3,75 + 3,50)} \cdot q = - 0,91 \cdot q$$

$$\text{infolge Feld 2 } M_B = - \frac{3,50^3}{8 (3,75 + 3,50)} \cdot q = - 0,74 \cdot q$$

$$M_B = - 1,65 \cdot q$$

Stützmomente infolge:

$$\text{ständige Last } M_B = - 0,45 \cdot 1,65 = - 0,74 \text{ Mpm}$$

$$\text{Nutzlast Feld 1 } M_B = - 0,185 \cdot 0,91 = - 0,17 "$$

$$\text{Nutzlast Feld 2 } M_B = - 0,185 \cdot 0,74 = - 0,14 "$$

$$M_B = - 1,05 \text{ Mpm}$$

Gesamtmomente infolge:

$$\text{ständiger Last } M_B = - 0,74 + 0,41 = - 0,33 \text{ Mpm}$$

$$\text{Nutzlast Feld 1 } M_B = - 0,17 \text{ Mpm}$$

$$\text{Nutzlast Feld 2 } M_B = - 0,14 "$$

$$\text{Nutzlast Kragarm } M_B = + 0,48 - 0,41 = + 0,07 "$$

Feldmomente:

$$\text{Feld 1: zugeh. } M_B = - 0,33 - 0,17 = - 0,50 \text{ Mpm}$$

$$\text{zugeh. } M_A = \underline{- 1,60 "}$$

$$\Delta M = 1,10 \text{ Mpm}$$

$$A_r = 0,635 \cdot 3,75/2 + 1,10/3,75 = 1,20 + 0,29 = 1,49 \text{ Mp}$$

$$X = 1,49/0,635 = 2,34 \text{ m}$$

$$\max M_1 = - 1,60 + 1/2 \cdot 1,49 \cdot 2,34 = - 1,60 + 1,75 = 0,15 \text{ Mpm}$$

$$\max M_1 = 0,635 \cdot 3,75^2/24 = 0,37 \text{ Mpm} \quad \text{maßgebend}$$

$$\text{Feld 2: zugeh. } M_B = - 0,33 - 0,14 + 0,07 = - 0,40 \text{ Mpm}$$

$$C = 0,635 \cdot 3,50/2 - 0,40/3,50 = 1,11 - 0,11 = 1,00 \text{ Mp}$$

$$X' = 1,00/0,635 = 1,58 \text{ m}$$

$$\max M_2 = 1/2 \cdot 1,58 \cdot 1,00 = 0,79 \text{ Mpm}$$

$$\text{Stütze A: min } M_A = - 1,85 \text{ Mpm}$$

$$\text{zugeh. } M_B = - 0,33 - 0,17 + 0,07 = \underline{- 0,43 "}$$

$$\Delta M = 1,42 \text{ Mpm}$$

$$A_1 = 0,60 + 0,635 \cdot 1,65 = 0,60 + 1,05 = 1,65 \text{ Mp}$$

$$\begin{aligned} A_r &= 0,635 \cdot 3,75/2 + 1,42/3,75 = \\ &= 1,20 + 0,38 = \underline{1,58 "} \end{aligned}$$

$$\max A = 3,23 \text{ Mp}$$

$$M_A' = - 1,85 + 3,23 \cdot 0,30/8 = - 1,85 + 0,12 = - 1,73 \text{ Mpm}$$

$$\begin{aligned} \text{Stütze B: } \min M_B &= -0,33 - 0,17 + 0,14 = -0,64 \text{ Mpm} \\ \text{zugeh. } M_A &= \underline{\underline{-1,60 \text{ "}}} \end{aligned}$$

$$\Delta M = 0,96 \text{ Mpm}$$

$$B_l = 1,20 - 0,96/3,75 = 1,20 - 0,25 = 0,95 \text{ Mp}$$

$$B_r = 1,11 + 0,64/3,50 = 1,11 + 0,18 = \underline{\underline{1,29 \text{ "}}}$$

$$\max B = 2,24 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

Feld 1: Bewehrung konstruktiv 1 x R 185 mit $Fe = 1,85 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} \text{Feld 2: } h &= 16,0 \sqrt{0,79} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800 \\ Fe &= 0,38 \cdot 79/14,3 = 2,10 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

gewählt: Mit Rücksicht auf die nicht genau festzulegende Kragarm-Wechselbelastung
1 x R 262 mit $Fe = 2,62 \text{ cm}^2$

Stütze A: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 16 - (1,5 + 1,7) = 12,8 \text{ cm}$
(15 mm Heraklith im Bereich der Aussenwand)

$$\begin{aligned} \text{Stütze A: } h &= 9,7 \sqrt{1,73} = 12,8 \text{ cm} \quad \sigma < 80/2800 \\ Fe &= 0,40 \cdot 173/12,8 = 5,40 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

gewählt: 1 x R 589 mit $Fe = 5,89 \text{ cm}^2$ am äusseren Rand
1 III $\emptyset 12$

Die Matte ist über das gesamte Feld 1 hinweg zu führen.

$$\begin{aligned} \text{Stütze B: } h &= 17,9 \sqrt{0,64} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800 \\ Fe &= 0,38 \cdot 64/14,3 = 1,70 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

gewählt: mit Rücksicht auf die nicht genau festzulegende Kragarm-Wechselbelastung

$$1 \times R 317 \text{ mit Fe} = 3,17 \text{ cm}^2$$

Pos. A/III/4 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 durchlaufend
über 2 Felder mit Kragarm
 $l_1 = 3,74 \pm 0,26 = 4,00 \text{ m}$
 $l_2 = 3,12 \pm 0,13 = 3,25 \text{ m}$
 $l_k = 1,50 \pm 0,15 = 1,65 \text{ m}$

Belastung: wie Pos. A/III/3

Ausführung und Bewehrung wie Pos. A/III/3

Feld 1: $1 \times R185 \text{ mit Fe} = 1,85 \text{ cm}^2$

Feld 2: $1 \times R 262 \text{ mit Fe} = 2,62 \text{ cm}^2$

Stütze A: $1 \times R 589 \text{ mit Fe} = 5,89 \text{ cm}^2$

Die Matte ist über das gesamte Feld 1 hinweg
zu führen.

Stütze B: $1 \times R 317 \text{ mit Fe} = 3,17 \text{ cm}^2$

sonst genau wie Pos. A/III/3 beschrieben.

Pos. A/III/5 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 über 1 Feld
 $l = 2,01 \pm 0,24 = 2,25 \text{ m}$

Belastung: wie Pos. A/III/1

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 185 \text{ "}$$

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,635 \cdot 2,25^2/8 = 0,40 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,635 \cdot 2,25/2 = 0,71 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 11,3 \text{ cm}$ B 225

An der Deckenuntersicht sollen bis zu 30 mm starke Ver-
sorgungsleitungen verlegt werden.

$$h = 17,9 \sqrt{0,40} = 11,3 \text{ cm} \quad \sigma < 30/2800$$

$$Fe = 0,37 \cdot 40 / 11,3 = 1,31 \text{ cm}^2$$

gewählt: konstruktiv 1 x R 185 mit $Fe = 1,85 \text{ cm}^2$

Die Decke wird an der Oberseite konstruktiv mit 1 x R 222 mit den angrenzenden Decken

Pos. A/III/1 bis A/III/4 verbunden.

Pos. A/III/6 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ durchlaufend über 4 Felder in B 225

$$l_1 \approx l_2 \approx l_3 \approx l_4 = 4,01 + 0,24 = 4,25 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. A/III/1

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 185 \text{ "}$$

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

Ermittlung der Schnittkräfte nach Betonkalender

Feldmomente:

$$M_1 = M_4 = 0,077 \cdot 0,45 \cdot 4,25^2 + 0,10 \cdot 0,185 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_1 = M_4 = 0,63 + 0,34 = 0,97 \text{ Mpm}$$

$$M_2 = M_3 = 0,036 \cdot 0,45 \cdot 4,25^2 + 0,08 \cdot 0,185 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_2 = M_3 = 0,29 + 0,27 = 0,56 \text{ Mpm}$$

Stützmomente:

$$M_B = M_D = -0,107 \cdot 0,45 \cdot 4,25^2 - 0,121 \cdot 0,185 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_B = M_D = -0,87 - 0,40 = -1,27 \text{ Mpm}$$

$$M_C = -0,071 \cdot 0,45 \cdot 4,25^2 - 0,107 \cdot 0,185 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_C = -0,57 - 0,36 = -0,93 \text{ Mpm}$$

Auflagerkräfte:

$$A = B = 0,393 \cdot 0,45 \cdot 4,25 + 0,446 \cdot 0,185 \cdot 4,25 =$$

$$A = B = 0,75 + 0,35 = 1,10 \text{ Mp}$$

$$B = D = 1,143 \cdot 0,45 \cdot 4,25 + 1,223 \cdot 0,185 \cdot 4,25 =$$

$$B = D = 2,18 + 0,96 = 3,14 \text{ Mp}$$

$$C = 0,929 \cdot 0,45 \cdot 4,25 + 1,143 \cdot 0,185 \cdot 4,25 =$$

$$C = 1,77 + 0,90 = 2,67 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

$$\text{Feld 1} = \text{Feld 4: } h = 14,5 \sqrt{0,97} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 97/14,3 = 2,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 317 \text{ mit } Fe = 3,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Feld 2} = \text{Feld 3: } h = 19,0 \sqrt{0,56} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 40/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 56/14,3 = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 222 \text{ mit } Fe = 2,22 \text{ cm}^2$$

Stütze B = Stütze D:

$$h = 12,7 \sqrt{1,27} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 127/14,3 = 3,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 377 \text{ mit } Fe = 3,77 \text{ cm}^2$$

Die Matte ist reichlich in das Feld 2 bzw. Feld 3 zu führen.

$$\text{Stütze C: } h = 14,8 \sqrt{0,93} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 93/14,3 = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 262 \text{ mit } Fe = 2,62 \text{ cm}^2$$

Die Matte ist reichlich in das Feld 2 bzw. Feld 3 zu führen.

Pos. A/III/7 Stahlbetondecke $d = 16$ cm als Kragarm in B 225

$$l_K = 1,50 + 0,15 = 1,65 \text{ m}$$

Belastung: wie Kragarm der Pos. A/III/3

gleichmäßige Last

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

Einzellast am Kragarmende

$$P = 600 \text{ kp}$$

$$\text{Schnittkräfte } M_K = - 1,85 \text{ Mpm}$$

Auflagerkraft A bei einer Mattenverankerungslänge
im Deckenfeld von ca. 3,35 m

$$A \approx 0,60 + 0,635 \cdot 1,65 + 1,85/3,35 =$$

$$A \approx 0,60 + 1,05 + 0,55 = 2,20 \text{ Mp}$$

Bewehrung: wie Pos. A/III/3 1 x R 589 mit $F_e = 5,89 \text{ cm}^2$

Die Matte ist in ihrer vollen Länge einzubauen.

Die Kragplatte ist in Abständen von 4,25 m mit Trenn-
fugen auszubilden. Auf der Wandinnenseite sind 15 mm
Heraklith auf einer Breite von 50 cm einzulegen!

Pos. A/III/8 Unterzug 30/60 cm BQ 27/60 cm in B 225 als
Plattenbalken

$$l = 4,15 + 4,01 + 0,10 + 0,29 = 8,55 \text{ m}$$

Belastung: Streckenlast S_1 max B aus Pos. A/III/1 = 3670 kp/m

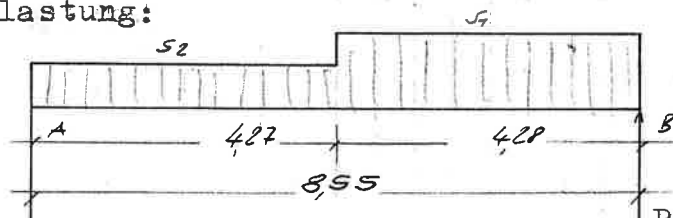
" S_2 max B aus Pos. A/III/3 =

bzw. Pos. A/III/4 = 2240 kp/m

Eigengewicht =

$\approx 300 \text{ kp/m}$

System und Belastung:



Pos. A/III/8

$$\Delta_s = 3670 - 2240 = 1430 \text{ kp/m}$$

Auflagerkräfte:

$$A = 0,30 \cdot 8,55/2 + 2,24 \cdot 8,55/2 + 1,43 \cdot 4,28 \cdot 2,14/8,55 =$$

$$A = 1,28 + 9,60 + 1,53 = 12,41 \text{ Mp}$$

$$B = 1,28 + 9,60 + 1,43 \cdot 4,28 \cdot 6,41/8,55 =$$

$$B = 1,28 + 9,60 + 4,60 = 15,48 \text{ Mp}$$

$$X = 15,48/3,970 = 3,90 \text{ m}$$

$$\max M = 15,48 \cdot 3,90 - 3,97 \cdot 3,90^2/2 =$$

$$= 60,4 - 30,3 = 30,1 \text{ Mpm}$$

Bemessung:

a) als Plattenbalken

$$\text{gegeben: } b_0 = 27 \text{ cm } d_0 = 60 \text{ cm } d = 16 \text{ cm } h = 56,5 \text{ cm}$$

B 225

mitwirkende Plattenbreite:

$$b = 12 \cdot d + b_0 = 12 \cdot 16 + 27 = 192 + 27 = 219 \text{ cm}$$

$$b/b_0 = 219/27 = 8,1 > 5,0$$

$$F_e = \frac{3010}{(56,5 - 8) \cdot 2,4} = 25,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 5 \text{ III } \emptyset 26 \text{ mit } F_e = 26,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{aufgebogen: } 2 \text{ III } \emptyset 26 \text{ Bügel III } \emptyset 8 \quad t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{in Auflagernähe } t = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2400}{(56,5 - 8)} \cdot \left(\frac{25,8 \cdot 56,5}{219 \cdot 16} + \frac{16}{30} \right)$$

$$\sigma_b = 49,5 (0,417 + 0,533)$$

$$\sigma_b = 49,5 \cdot 0,940 = 46,5 \text{ kp/cm}^2 < 70 \text{ kp/cm}^2$$

$$\max \tau = 15480 / 27 \cdot 56,5 \cdot 0,91 = 11,1 \text{ kp/cm}^2 > 7,0 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{erf } F_{\tau} = 25,8 \text{ cm}^2$$

aufgebogen 2 III $\varnothing$ 26

$$F_e = 15,0 \text{ cm}^2$$

14 Bügel III $\varnothing$ 8 t = 20 cm

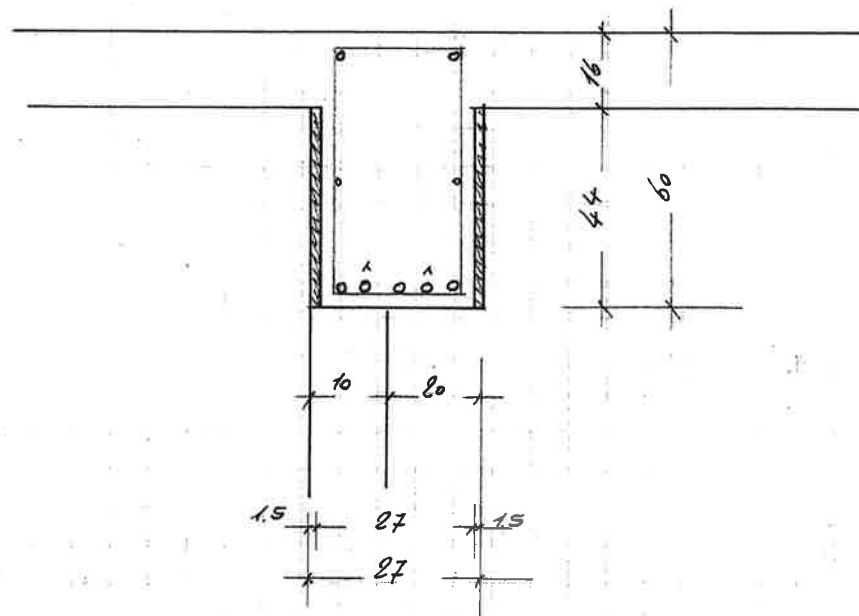
$$F_{eB} = 14,0 "$$

$$F_{e\tau} = 29,0 \text{ cm}^2$$

Die Bügel sind in Auflagernähe auf einer Länge von 1,50 m
auf t = 10 cm zu verdichten

Auflagermauerwerk konstruktiv in Klinkersteinen

KMZ 350 MG III mit $\sigma_{zul} = 30 \text{ kp/cm}^2$ mind. 6 Schichten
hoch, unter 45° abgetreppt.



b) als Profilträger

$$\text{erf } W_x = 30100 / 1,4 = 2150 \text{ cm}^3$$

erf J_x bei einer Durchbiegung von ca. 1/500
und angenommener Gleichlast

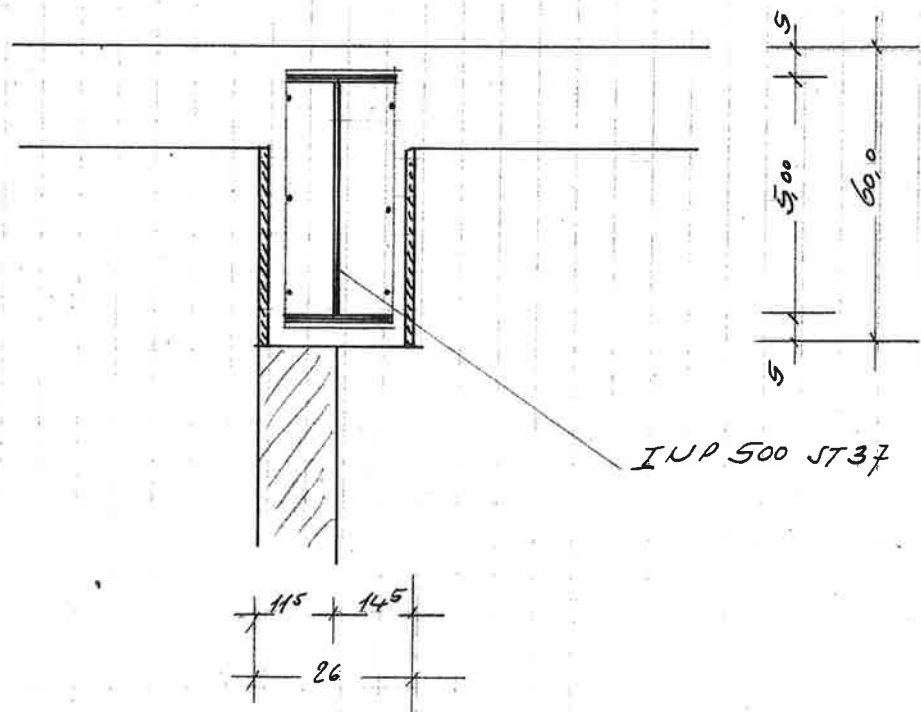
$$\text{erf } J_x = 248 \cdot 30,10 \cdot 8,55 \approx 64000 \text{ cm}^4$$

gewählt: INP 500 St 37 mit $W_x = 2750 \text{ cm}^3$

$$J_x = 68740 \text{ cm}^4$$

$$\max \sigma = 3010/2750 = 1,1 \text{ Mp/cm}^2 < 1,4 \text{ Mp/cm}^2$$

6 ME III $\emptyset$ 8 Bügel III $\emptyset$ 6 t = 20 cm



Auflagerausbildung wie unter a)

Auflagerplatte 210/240/20 mm

Zentrierleiste 30/10/170 mm

$$\max \tau = 15480/1,8 \cdot 49,6 = 0,173 \text{ Mp/cm}^2 \ll 0,90 \text{ Mp/cm}^2$$

Pos. A/III/9 Stahlbetonsturz 30/29,5 cm BQ 24/26 cm

$$l = 2,50 + 0,20 = 2,70 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. A/III/3

Eigengewicht

$$\max A = 3230 \text{ kp/m}$$

$$\approx 170 "$$

$$\max q = 3400 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 3,40 \cdot 2,70^2/8 = 3,07 \text{ Mpm}$$

$$\text{Bemessung: erf } W_x = 307/1,4 = 218 \text{ cm}^3$$

$$\text{gewählt: IPB 140 St 37 mit } W_x = 216 \text{ cm}^3$$

$$\max \sigma \approx 1,4 \text{ M/cm}^2$$

gewählt: IPB 140 St 37 mit $W_x = 216 \text{ cm}^3$

$$\max \sigma = 273 / 216 = 1,26 \text{ Mp/cm}^2 < 1,4 \text{ Mp/cm}^2$$

Querschnitt wie Pos. A/III/9

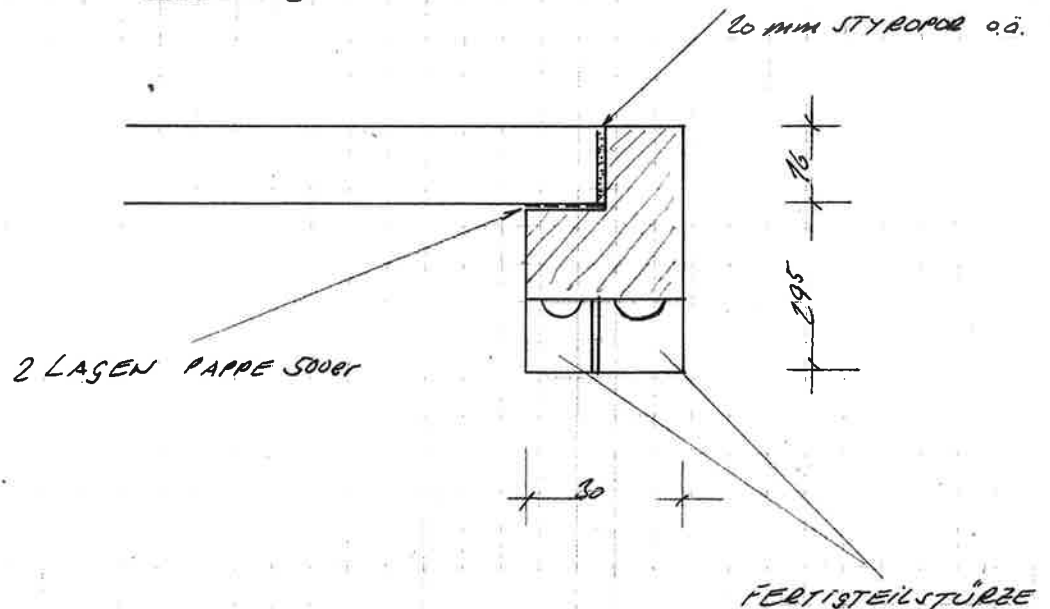
Pos. A/III/11 Türsturz 30/29,5 cm

$$l = 2,01 + 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Belastung: gering

gewählt: konstruktiv Fertigteilstürze der Fa. Dennert K.G.

Schlüsselfeld 11,5 cm hoch mit 18 cm Übermauerung.



Pos. A/III/12 Fensterstürze 30/29,5 cm

$$l = 1,26 + 0,14 = 1,40 \text{ m}$$

Belastung: gering

gewählt: konstruktiv Fertigteilstürze der Fa. Dennert K.G.

Schlüsselfeld 11,5 cm hoch

Querschnitt wie Pos. A/III/11

Pos. A/III/13 Stahlbetonplattenbalken 24/67 cm BQ 21/67 cm
in B 225

$$l = 4,15 + 4,01 + 0,10 + 0,29 \approx 8,55 \text{ m}$$

Belastung:

Streckenlast S_1 aus Pos. A/III/2 $C = 740 \text{ kp/m}$

" S_2 aus Pos. A/III/3 $C = 1000 \text{ "}$

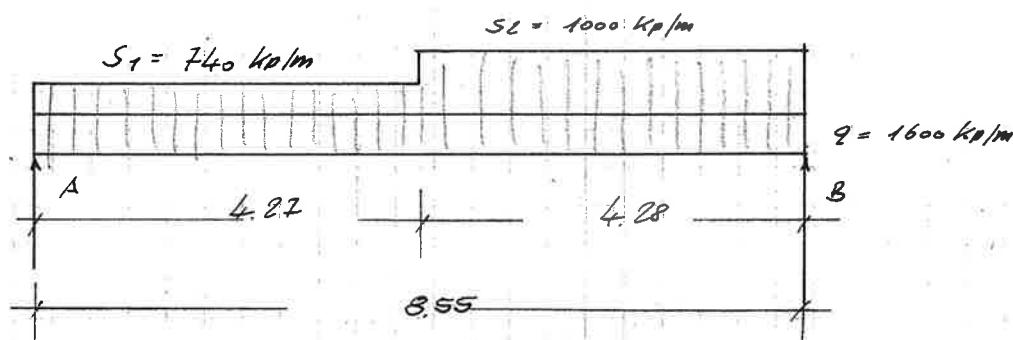
gleichmäßige Last aus Pos. A/III/5 $= 710 \text{ kp/m}$

aus unbeabsichtigte Durchlaufwirkung der
Decken $\approx 500 \text{ "}$

Eigengewicht $\approx 390 \text{ "}$

$$q = 1600 \text{ kp/m}$$

System und Belastung:



$$\Delta_s = 1000 - 740 = 260 \text{ kp/m}$$

Auflagerkräfte:

$$A = 1,6 \cdot 8,55/2 + 0,74 \cdot 8,55/2 + 0,26 \cdot 4,28 \cdot 2,14/8,55 =$$

$$A = 6,85 + 3,16 + 0,28 = 10,29 \text{ Mp}$$

$$B = 6,85 + 3,16 + 0,26 \cdot 4,28 \cdot 6,41/8,55 =$$

$$B = 6,85 + 3,16 + 0,84 = 10,85 \text{ Mp}$$

$$X = 10,85/2,60 = 4,15 \text{ m}$$

$$\max M = 10,85 \cdot 4,15 - 2,60 \cdot 4,15^2/2 =$$

$$\max M = 45,0 - 22,4 = 22,6 \text{ Mp}$$

Bemessung:

a) als Plattenbalken

$$b_o = 21 \text{ cm} \quad d_o = 67 \text{ cm} \quad h = 63,5 \text{ cm} \quad \text{B 225}$$

mitwirkende Plattenbreite

$$b = 12 \cdot d + b_o = 12 \cdot 16 + 21 = 192 + 21 = 213 \text{ cm}$$

$$b/b_o = 213/21 = 10,1 > 5,0$$

$$Fe = \frac{2260}{(63,5 - 8) \cdot 2,4} = 17,0 \text{ cm}^2$$

gewählt: 4 III $\emptyset$ 24 mit $Fe = 18,1 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 24 Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 20 \text{ cm}$

$$\max \tau = 10850/24 \cdot 63,5 \cdot 0,91 = 9,0 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{erf } F_{\tau} = 17,0 \text{ cm}^2$$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 24

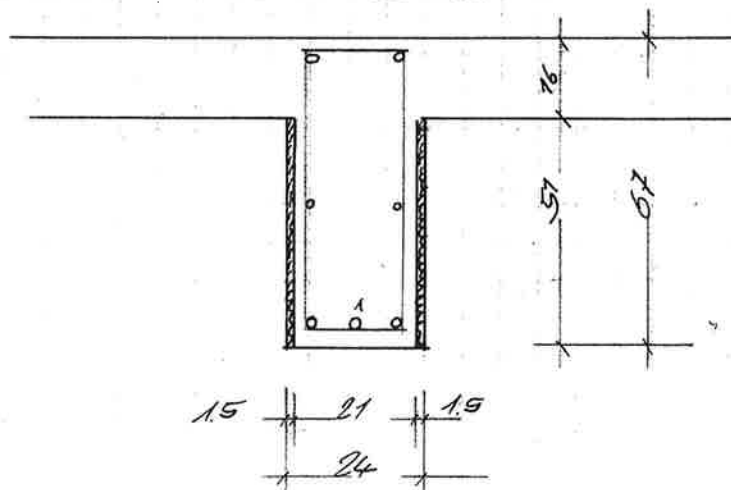
$$Fe_s = 6,4 \text{ cm}^2$$

11 Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 20 \text{ cm}$

$$Fe_B = 11,0 "$$

$$Fe_{\tau} = 17,4 \text{ cm}^2$$

Die Bügel werden am Auflager auf einer Länge von 1,50 m auf $\frac{t}{6} = 15 \text{ cm}$ verdichtet



Auflagerpressung:

$$\max \sigma = 10850 / 24 \cdot 21 = 21,4 \text{ kp/cm}^2$$

Auflagermauerwerk aus HLZ 1,6/250 MG III

$$\text{mit } \sigma_{\text{zul}} = 22 \text{ kp/cm}^2 > 17,2 \text{ kp/cm}^2$$

b) als Profilträger

$$\text{erf } W_x = 2260 / 1,4 = 1620 \text{ cm}^3$$

erf J_x bei einer Durchbiegung von ca $1/500$

und bei Annahme einer gleichmäßig verteilten Belastung

$$\text{erf } J_x \approx 248 \cdot 22,6 \cdot 8,55 = 48000 \text{ cm}^4$$

gewählt: INP 450 St 37 mit $W_x = 2040 \text{ cm}^3$

$$J_x = 45850 \text{ cm}^4 \approx 48000 \text{ cm}^4$$

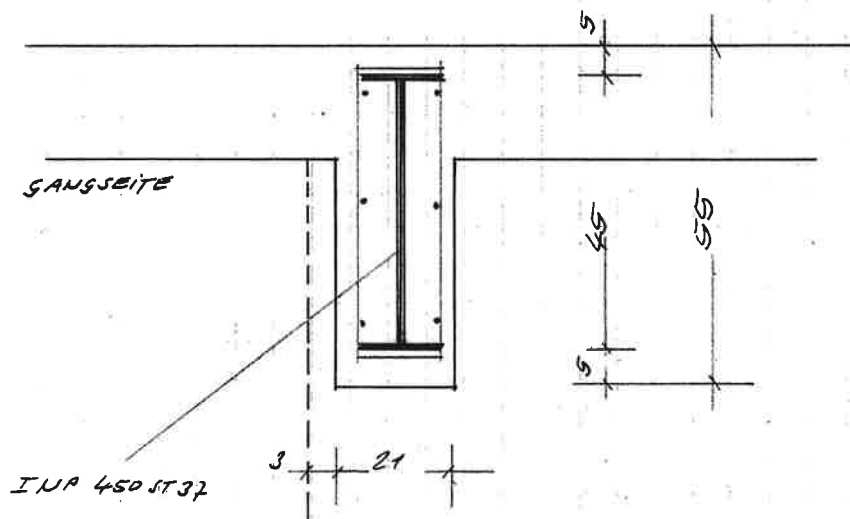
$$\max \sigma = 2260 / 2040 = 1,11 \text{ Mp/cm}^2 < 1,4 \text{ Mp/cm}^2$$

Auflagerausbildung in Anlehnung an Ausführung a)

Auflagermauerwerk HLZ 1,6/250 MG III

Auflagerplatte 210/240/20 mm

Zentrierleiste 30/10/170 mm



$$\max \tau = 10850 / 1,62 \cdot 40,1 = 0,168 \text{ Mp/cm}^2 < 0,9 \text{ Mp/cm}^2$$

Bügelkorb III $\emptyset 6$ $t = 20 \text{ cm}$

VE6III $\emptyset 8$

Pos. A/III/14 Sturz in der Decke liegend (deckengleich)

$$l = 1,70 + 0,20 = 1,90 \text{ m}$$

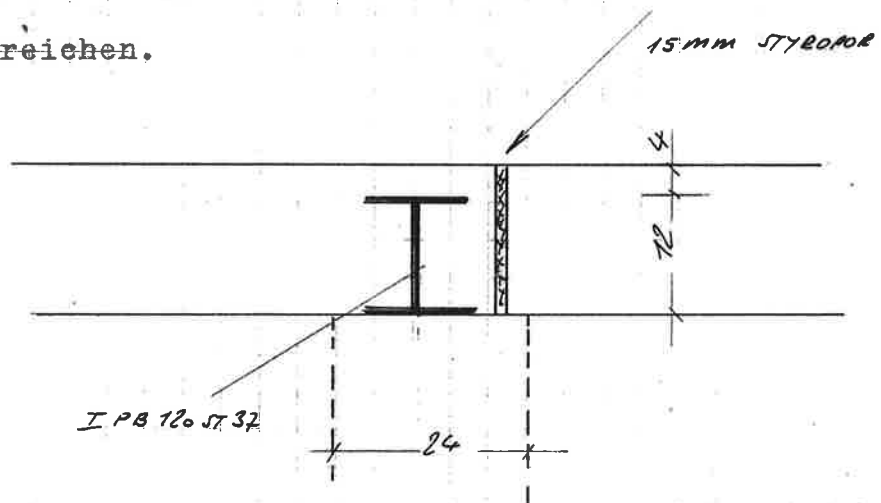
Belastung: unbeabsichtigte Auflagerung aus

$$\begin{aligned} \text{Pos. A/III/6} & \approx 1,00 \cdot 0,635 = 0,635 \text{ Mp/m} \\ \text{aus Pos. A/III/5} & \approx 0,710 \text{ "} \\ \text{Eigengewicht} & \approx 0,055 \text{ "} \\ & = 1,400 \text{ Mp/m} \end{aligned}$$

$$A = B = 1,4 \cdot 1,90^2 / 2 = 1,32 \text{ Mp}$$

gewählt: konstruktiv IPB 120 St 37 mit $W_x = 144 \text{ cm}^3$

Die Trägerunterkante ist mit Bleimennige
2x zu streichen.



Pos. A/III/15 Türstürze

konstruktiv: als Fertigteilstürze der Fa. Dennert K.G.

Schlüsselfeld mit 2 Schichten Übermauerung.

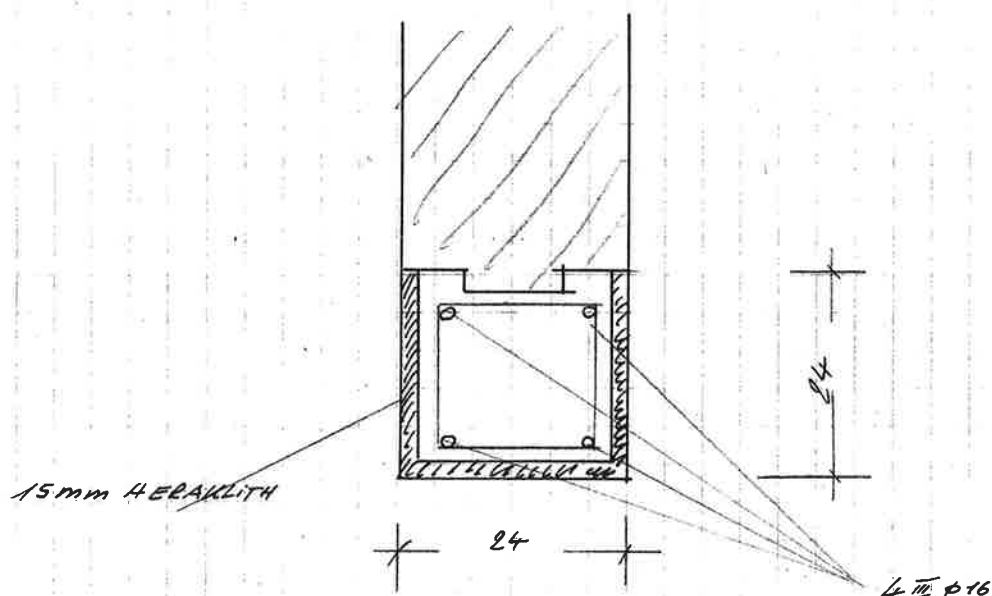
Pos. A/III/16 Stahlbetonsäule 24/24 cm BQ 21/21 cm

$$\text{in B 225 } h_k = 2,75 \text{ m}$$

Zur Wandaussteifung

Bewehrung: konstruktiv 4 III $\varnothing$ 16 Bügel III $\varnothing$ 6

$$t = 20 \text{ cm}$$



Pos. A/III/17 Sichtblenden in Stahlbeton B 225 $d = 10 \text{ cm}$
Ausführung vergl. Pos. A/II/16

3) II) OBERGESCHOSS :

Anmerkung: Die gesamte Stahlbetondeckenfläche wird durch Anordnung von Trennfugen (nur innerhalb der Deckenstärke) konstruktiv voneinander getrennt, um der Bildung von Horizontalrissen, hervorgehoben durch Schrumpfung und Ausdehnung der Decken, entgegen zu wirken.

Pos. A/II/1 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ durchlaufend über 2 Felder in B 225

$$l_1 = 5,24 + 0,26 = 5,50 \text{ m}$$

$$l_2 = 3,12 + 0,13 = 3,25 \text{ m}$$

Belastung: 16 cm Stahlbeton $16 \cdot 25 = 400 \text{ kp/m}^2$

Übertrag: = 400 kp/m^2

	Übertrag:	=	400 kp/m ²
Fußboden - konstr. 4 cm Zementestrich			
4 · 23	≈	92 kp/m ²	
Dämmung + Belag	≈	8 "	≈ 100 "
Deckenputz			≈ 25 "
	g	=	525 kp/m ²
Verkehrslast	p	=	200 "
Trennwandzuschlag	t	=	125 "
	q	=	850 kp/m ²

Ermittlung der Stützmomente nach Clapeyron

in Anlehnung an Pos. A/III/1

Momente infolge:

$$\begin{aligned}
 \text{ständiger Last } M_B &= - 0,525 \cdot 2,87 = - 1,50 \text{ Mpm} \\
 \text{Nutzlast Feld 1 } M_B &= - 0,325 \cdot 2,38 = - 0,77 \text{ " } \\
 \text{Nutzlast Feld 2 } M_B &= - 0,325 \cdot 0,49 = - 0,16 \text{ " }
 \end{aligned}$$

$$\min M_B = - 2,43 \text{ Mpm}$$

Feldmomente:

$$\begin{aligned}
 \text{Feld 1: zugeh. } M_B &= - 1,50 - 0,77 = - 2,27 \text{ Mpm} \\
 A &= 0,85 \cdot 5,50/2 - 2,27/5,50 = 2,34 - 0,41 = 1,92 \text{ Mp} \\
 X &= 1,93/0,85 = 2,28 \text{ m} \\
 \max M_1 &= 1/2 \cdot 2,28 \cdot 1,93 = 2,20 \text{ Mpm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Feld 2: zugeh. } M_B &= - 1,50 - 0,16 = - 1,66 \text{ Mpm} \\
 C &= 0,85 \cdot 3,25/2 - 1,66/3,25 = 1,38 - 0,51 = 0,87 \text{ Mp} \\
 X' &= 0,87/0,85 = 1,02 \text{ m} \\
 \max M_2 &= 1/2 \cdot 1,02 \cdot 0,87 = 0,45 \text{ Mpm} \\
 \max M_2' &= 0,85 \cdot 3,25^2/14,22 = 0,63 \text{ Mpm maßgebend}
 \end{aligned}$$

Stütze B: $\min M_B = - 2,43 \text{ Mpm}$

$$B_l = 2,34 + 2,43/5,50 = 2,34 + 0,44 = 2,78 \text{ Mp}$$

$$B_r = 1,38 + 2,43/3,25 = 1,38 + 0,75 = \underline{2,12 \text{ Mp}}$$

$$\max B = 4,90 \text{ Mp}$$

$$M_B' = - 2,43 + 4,90 \cdot 0,24/8 = - 2,43 + 0,15 = - 2,28 \text{ Mpm}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

Feld 1: $h = 9,6 \sqrt{2,20} = 14,3 \text{ cm}$ $\sigma = 80/2800$

$$Fe = 0,40 \cdot 220/14,3 = 6,15 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 443 zum Auflager A

1 x R 185 zum Auflager B

$$\text{mit } Fe = 6,28 \text{ cm}^2$$

Feld 2: $h = 18,0 \sqrt{0,63} = 14,3 \text{ cm}$ $\sigma < 40/2800$

$$Fe = 0,38 \cdot 63/14,3 = 1,68 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 222 mit $Fe = 2,22 \text{ cm}^2$

Stütze B: $h = 9,5 \sqrt{2,28} = 14,3 \text{ cm}$ $\sigma < 80/2600$

$$Fe = 0,43 \cdot 228/14,3 = 6,85 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 377 welche über das gesamte Feld 2 zu führen ist

$$1 \text{ x R } 317 \text{ mit } Fe = 6,95 \text{ cm}^2$$

Pos. A/II/2 Stahlbetondecken $d = 16 \text{ cm}$ durchlaufend über 2 Felder in B 225

$$l_1 = 4,99 + 0,26 = 5,25 \text{ m}$$

$$l_2 = 3,37 + 0,13 = 3,50 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. A/II/1

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 200 \text{ "}$$

$$t = 125 \text{ "}$$

$$q = 850 \text{ kp/m}^2$$

Ermittlung der Stützmomente nach Clapeyron

in Anlehnung an Pos. A/III/2

Momente infolge:

$$\text{ständiger Last } M_B = - 0,525 \cdot 2,67 = - 1,40 \text{ Mpm}$$

$$\text{Nutzlast Feld 1 } M_B = - 0,325 \cdot 2,06 = - 0,67 \text{ "}$$

$$\text{Nutzlast Feld 2 } M_B = - 0,325 \cdot 0,61 = - 0,20 \text{ "}$$

$$\min M_B = - 2,27 \text{ Mpm}$$

Feldmomente:

$$\text{Feld 1: zugeh. } M_B = - 1,40 - 0,67 = - 2,07 \text{ Mpm}$$

$$A = 0,850 \cdot 5,25/2 - 2,07/5,25 = 2,23 - 0,39 = 1,84 \text{ Mp}$$

$$X = 1,84/0,850 = 2,16 \text{ m}$$

$$\max M_1 = 1/2 \cdot 2,16 \cdot 1,84 = 1,98 \text{ Mpm}$$

$$\text{Feld 2: zugeh. } M_B = - 1,40 - 0,20 = - 1,60 \text{ Mpm}$$

$$C = 0,850 \cdot 3,50/2 - 1,60/3,50 = 1,49 - 0,46 = 1,03 \text{ Mp}$$

$$X' = 1,03/0,85 = 1,21 \text{ m}$$

$$\max M_2 = 1/2 \cdot 1,21 \cdot 1,03 = 0,63 \text{ Mpm}$$

$$\max M_2' = 0,85 \cdot 3,50^2/14,22 = 0,73 \text{ Mpm maßgebend}$$

$$\text{Stütze B: } \min M_B = - 2,27 \text{ Mpm}$$

$$B_1 = 2,23 + 2,27/5,25 = 2,23 + 0,43 = 2,66 \text{ Mp}$$

$$B_r = 1,49 + 2,27/3,50 = 1,49 + 0,65 = 2,14 \text{ "}$$

$$\max B = 4,80 \text{ Mp}$$

$$M_B = -2,27 + 4,80 \cdot 0,24/8 = -2,27 + 0,14 = -2,13 \text{ Mpm}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

Feld 1: $h = 10,2 \sqrt{1,98} = 14,3 \text{ cm}$ $\sigma < 80/2800$

$$Fe = 0,40 \cdot 198/14,3 = 5,50 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 317 zum Auflager A

1 x R 262 zum Auflager B

$$\text{mit } Fe = 5,79 \text{ cm}^2$$

Feld 2: $h = 16,7 \sqrt{0,73} = 14,3 \text{ cm}$ $\sigma < 50/2800$

$$Fe = 0,38 \cdot 73/14,3 = 1,94 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 222 mit $Fe = 2,22 \text{ cm}^2$

Stütze B: $h = 9,8 \sqrt{2,13} = 14,3 \text{ cm}$ $\sigma < 80/2800$

$$Fe = 0,40 \cdot 213/14,3 = 5,95 \text{ cm}^2$$

gewählt: 2 x R 317 mit $Fe = 6,34 \text{ cm}^2$

wobei eine Matte R 317 mit weit ins Feld 2 zu führen ist.

Pos. A/II/3 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ durchlaufend über 2 Felder in B 225

$$l_1 = 3,49 + 0,26 = 3,75 \text{ m}$$

$$l_2 = 3,37 + 0,13 = 3,50 \text{ m}$$

$$l_m = (3,75 + 3,50)/2 = 3,625 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. A/II/1

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 200 \text{ "}$$

$$t = 125 \text{ "}$$

$$q = 850 \text{ kp/m}^2$$

Ermittlung der Schnittkräfte nach Betonkalender

Momente:

$$M_1 = 0,07 \cdot 3,75^2 \cdot 0,525 + 0,096 \cdot 0,325 \cdot 3,75^2 =$$

$$M_1 = 0,52 \quad + 0,43 \quad = 0,95 \text{ Mpm}$$

$$M_2 = 0,07 \cdot 3,50^2 \cdot 0,525 + 0,096 \cdot 0,325 \cdot 3,50^2 =$$

$$M_2 = 0,45 \quad + 0,38 \quad = 0,83 \text{ Mpm}$$

$$M_B = - 0,125 \cdot 0,850 \cdot 3,625^2 = - 1,40 \text{ Mpm}$$

Auflagerkräfte:

$$A = 0,375 \cdot 0,525 \cdot 3,75 + 0,439 \cdot 0,325 \cdot 3,75 =$$

$$A = 0,74 \quad + 0,54 \quad = 1,28 \text{ Mp}$$

$$B = 1,25 \cdot 0,85 \cdot 3,625 \quad = 3,85 \text{ Mp}$$

$$C = 0,375 \cdot 0,525 \cdot 3,50 + 0,439 \cdot 0,325 \cdot 3,50 =$$

$$C = 0,69 \quad + 0,50 \quad = 1,19 \text{ Mp}$$

$$M_B' = - 1,40 + 3,85 \cdot 0,24/8 = - 1,40 + 0,11 = - 1,29 \text{ Mpm}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

Feld 1: $h = 14,7 \sqrt{0,95} = 14,3 \text{ cm}$ $\sigma < 50/2800$

$$Fe = 0,38 \cdot 95/14,3 = 2,52 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 262 mit $Fe = 2,62 \text{ cm}^2$

Feld 2: $h = 15,7 \sqrt{0,83} = 14,3 \text{ cm}$ $\sigma < 50/2800$

$$Fe = 0,38 \cdot 83/14,3 = 2,20 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 262 mit $Fe = 2,62 \text{ cm}^2$

Stütze B: $h = 12,6 \sqrt{1,29} = 14,3 \text{ cm}$ $\sigma < 60/2800$

$$Fe = 0,39 \cdot 129/14,3 = 3,52 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 377 mit $Fe = 3,77 \text{ cm}^2$

Pos. A/II/4 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 durchlaufend
über 2 Felder

$$l_1 = 3,74 \checkmark + 0,26 = 4,00 \text{ m}$$

$$l_2 = 3,12 \checkmark + 0,13 = 3,25 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. A/II/1

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 200 \text{ "}$$

$$t = 125 \text{ "}$$

$$q = 850 \text{ kp/m}^2$$

Ermittlung der Stützmomente nach Clapeyron

Momente infolge:

$$\text{Feld 1: } M_B = \frac{4,00^3}{8(4,00 + 3,25)} \cdot q = -1,10 \cdot q$$

$$\text{Feld 2: } M_B = \frac{3,25^3}{8(4,00 + 3,25)} \cdot q = -0,59 \cdot q$$

$$M_B = -1,69 \cdot q$$

Momente infolge:

$$\text{ständige Last } M_B = -0,525 \cdot 1,69 = -0,89 \text{ Mpm}$$

$$\text{Nutzlast Feld 1 } M_B = -0,325 \cdot 1,10 = -0,36 \text{ "}$$

$$\text{Nutzlast Feld 2 } M_B = -0,325 \cdot 0,59 = -0,19 \text{ "}$$

$$\min M_B = -1,44 \text{ Mpm}$$

Feldmomente:

$$\text{Feld 1: zugeh. } M_B = -0,89 - 0,36 = -1,25 \text{ Mpm}$$

$$A = 0,85 \cdot 4,00/2 - 1,25/4,00 = 1,70 - 0,31 = 1,39 \text{ Mp}$$

$$X = 1,39/0,85 = 1,63 \text{ m}$$

$$\max M = 1/2 \cdot 1,63 \cdot 1,39 = 1,13 \text{ Mpm}$$

$$\text{Feld 2: zugeh. } M_B = - 0,89 - 0,19 = - 1,08 \text{ Mpm}$$

$$C = 0,85 \cdot 3,25/2 - 1,08/3,25 = 1,38 - 0,33 = 1,05 \text{ Mp}$$

$$X' = 1,05/0,85 = 1,24 \text{ m}$$

$$\max M_2 = 1/2 \cdot 1,24 \cdot 1,05 = 0,65 \text{ Mpm}$$

$$\text{Stütze B: min } M_B = - 1,44 \text{ Mpm}$$

$$B_l = 1,70 + 1,44/4,00 \mp 1,70 + 0,36 = 2,06 \text{ Mp}$$

$$B_r = 1,38 + 1,44/3,25 = 1,38 + 0,44 = \underline{1,82 \text{ "}}$$

$$\max B = 3,88 \text{ Mp}$$

$$M_B' = - 1,44 + 0,24/8 \cdot 3,88 = - 1,44 + 0,11 = - 1,33 \text{ Mpm}$$

$$\text{Bemessung: } d = 16 \text{ cm} \quad h = 14,3 \text{ cm} \quad \text{B 225}$$

$$\text{Feld 1: } h = 13,4 \sqrt{1,13} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 113/14,3 = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: 1 x R 317 mit } Fe = 3,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Feld 2: } h = 17,7 \sqrt{0,65} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 40/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 65/14,3 = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: 1 x R 222 mit } Fe = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Stütze B: } h = 12,4 \sqrt{1,33} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 133/14,3 = 3,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: 1 x R 377 mit } Fe = 3,77 \text{ cm}^2$$

Pos. A/II/5 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 über 1 Feld

$$l = 2,01 + 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Belastung:

Verkehrslast

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 350 \text{ "}$$

$$q = 875 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,875 \cdot 2,25^2 / 8 = 0,55 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,875 \cdot 2,25 / 2 = 0,98 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 11,3 \text{ cm}$ infolge 30 mm starker Versorgungslösungen, die in der Deckenuntersicht eingebaut werden.

$$h = 15,2 \sqrt{0,55} = 11,3 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 55 / 11,3 = 1,85 \text{ cm}^2$$

gewählt: konstruktiv 1 x R 262 mit $Fe = 2,62 \text{ cm}^2$

Die Decke Pos. A/II/5 ist mit den angrenzenden Decken Pos. A/II/1 bis Pos. A/II/4 mit 1 x R 222 konstruktiv zu verbinden.

Pos. A/II/6 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 über 4 Felder durchlaufend

$$l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = 4,01 + 0,24 = 4,25 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. A/II/1

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 200 \text{ "}$$

$$t = 125 \text{ "}$$

$$q = 850 \text{ kp/m}^2$$

Ermittlung der Schnittkräfte nach Betonkalender

Feldmomente:

$$M_1 = M_4 = 0,077 \cdot 0,525 \cdot 4,25^2 + 0,10 \cdot 0,325 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_1 = M_4 = 0,73 + 0,59 = 1,32 \text{ Mpm}$$

$$M_2 = M_3 = 0,036 \cdot 0,525 \cdot 4,25^2 + 0,08 \cdot 0,325 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_2 = M_3 = 0,34 + 0,47 = 0,81 \text{ Mpm}$$

Stützmomente:

$$M_B = M_D = - 0,107 \cdot 0,525 \cdot 4,25^2 - 0,121 \cdot 0,325 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_B = M_D = - 1,02 - 0,71 = -1,73 \text{ Mpm}$$

$$M_C = - 0,071 \cdot 0,525 \cdot 4,25^2 - 0,107 \cdot 0,325 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_C = - 0,67 - 0,62 = -1,29 \text{ Mpm}$$

Auflagerkräfte:

$$A = E = 0,393 \cdot 0,525 \cdot 4,25 + 0,446 \cdot 0,325 \cdot 4,25 =$$

$$A = E = 0,87 + 0,62 = 1,49 \text{ Mp}$$

$$B = D = 1,143 \cdot 0,525 \cdot 4,25 + 1,223 \cdot 0,325 \cdot 4,25 =$$

$$B = D = 2,55 + 1,69 = 4,24 \text{ Mp}$$

$$C = 0,929 \cdot 0,525 \cdot 4,25 + 1,143 \cdot 0,325 \cdot 4,25 =$$

$$C = 2,08 + 1,58 = 3,66 \text{ Mp}$$

Abgeminderte Stützmomente:

$$M_B' = M_D' = -1,73 + 4,24 \cdot 0,24/8 = -1,73 + 0,12 = -1,61 \text{ Mpm}$$

$$M_C' = -1,29 + 3,66 \cdot 0,24/8 = -1,29 + 0,10 = -1,19 \text{ Mpm}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

$$\text{Feld 1} = \text{Feld 4: } h = 12,4 \sqrt{1,32} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 60/2800$$

$$F_e = 0,39 \cdot 132/14,3 = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times \text{R 377 mit } F_e = 3,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Feld 2} = \text{Feld 3: } h = 15,8 \sqrt{0,81} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 50/2800$$

$$F_e = 0,38 \cdot 81/14,3 = 2,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times \text{R 262 mit } F_e = 2,62 \text{ cm}^2$$

Stütze B = Stütze D:

$$h = 11,2 \sqrt{1,61} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 70/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 161/14,3 = 4,40 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 443 mit $Fe = 4,43 \text{ cm}^2$

$$\text{Stütze C: } h = 13,1 \sqrt{1,19} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 119/14,3 = 3,25 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 377 mit $Fe = 3,77 \text{ cm}^2$

Pos. A/II/7 Loggiaplatten $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 mit 8 cm starker Sichtbeton-Brüstung in Stahlbeton als gemeinsames Fertigteil

$$l = 4,01 + 0,19 = 4,20 \text{ m}$$

$$\text{Belastung: } 16 \text{ cm Stahlbeton } 16 \cdot 25 = 400 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Zementestrich i.M. } 4 \text{ cm} \quad \approx 100 "$$

$$g = 500 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Verkehrslast} \quad p = 500 "$$

$$q = 1000 \text{ kp/m}^2$$

Die Stahlbetonbrüstung wird nicht als Belastung für die Platte angesetzt, da sie von Auflager zu Auflager selbsttragend wirkt.

$$\max M = 1,00 \cdot 4,20 \cdot 4,20/8 = 2,20 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 1,00 \cdot 4,20/2 = 2,10 \text{ Mp}$$

Auflagerlast aus Brüstung bei 8 cm Stärke und ca.

1,25 m hoch

$$A_{Br} = B_{Br} = 8 \cdot 25 \cdot 1,25 \cdot 4,20/2 = 525 \text{ kp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,0 \text{ cm}$ B 225

$$h = 9,4 \sqrt{2,20} = 14,0 \text{ cm} \quad \sigma < 80/2400$$

$$Fe = 0,47 \cdot 220/14,0 = 7,40 \text{ cm}^2$$

gewählt: III $\emptyset 12$ $t = 15 \text{ cm}$ mit $Fe = 7,54 \text{ cm}^2$

$1/2$ der Bewehrung ist am Auflager aufzubiegen

Querbewehrung III $\emptyset 8$ $t = 25 \text{ cm}$

Transportbewehrung an der Oberseite

III $\emptyset 8$ $t = 20 \text{ cm}$ mit $Fe = 2,51 \text{ cm}^2$

Querbewehrung III $\emptyset 6$ $t = 25 \text{ cm}$

Balkonbrüstung 8 cm stark

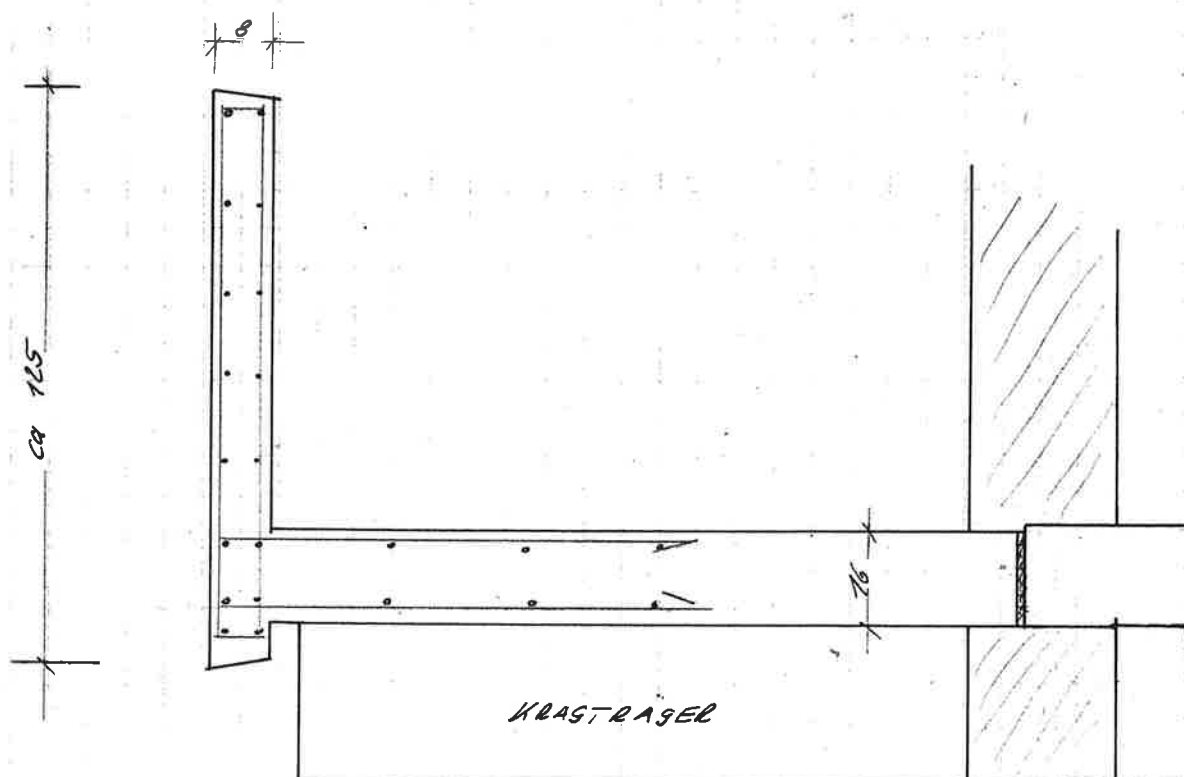
Bewehrung: konstruktive Bügelbewehrung

senkrecht III $\emptyset 6$ $t = 12,5 \text{ cm}$

horizontal III $\emptyset 8$ $t = 20 \text{ cm}$ innen und aussen

Schlaufenbewehrung zur Balkonbodenplatte

III $\emptyset 6$ $t = 12,5 \text{ cm}$ VE III $\emptyset 6$ $t = 20 \text{ cm}$



Gesamtlast des Fertigteiles

$$\text{Brüstung: } 8 \cdot 25 \cdot 1,25 \cdot 4,20 = 1050 \text{ kp}$$

$$\text{Balkonplatte: } 16 \cdot 25 \cdot 1,50 \cdot 4,20 = 2500 \text{ kp}$$

$$P = 3550 \text{ kp}$$

Pos. A/II/8 Stahlbetonunterzug 30/60 cm BQ 27/60 cm in B 225
als Plattenbalken

$$l = 4,15 + 4,01 + 0,10 + 0,29 \approx 8,55 \text{ m}$$

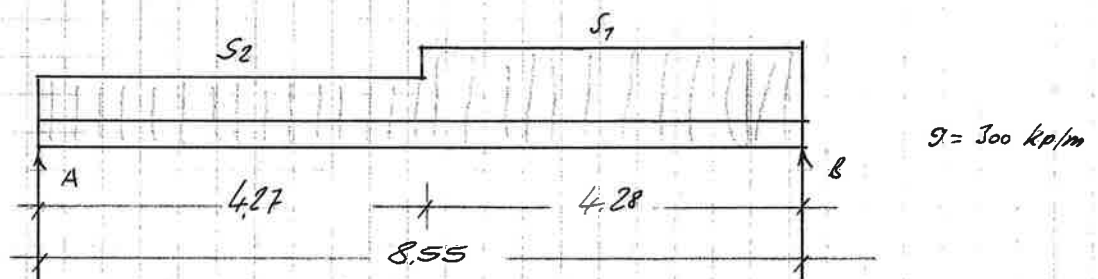
Belastung:

$$\text{Streckenlast } S_1 = \max B \text{ aus Pos. A/II/1} = S_1 = 4900 \text{ kp/m}$$

$$\text{Streckenlast } S_2 = \max B \text{ aus Pos. A/II/4} = S_2 = 3880 \text{ "}$$

$$\text{Eigengewicht} \approx 300 \text{ "}$$

System und Belastung:



$$\Delta_s = 4900 - 3880 = 1020 \text{ kp/m}$$

Auflagerkräfte:

$$A = 0,30 \cdot 8,55/2 + 388 \cdot 8,55/2 + 1,02 \cdot 4,28 \cdot 2,14/8,55 =$$

$$A = 1,28 + 16,60 + 1,09 = 18,97 \text{ Mp}$$

$$B = 1,28 + 16,60 + 1,02 \cdot 4,28 \cdot 6,41/8,55 =$$

$$B = 1,28 + 16,60 + 3,30 = 21,18 \text{ Mp}$$

$$X' = 21,18/5,20 = 4,08 \text{ m}$$

$$\max M = 21,18 \cdot 4,08 - 5,20 \cdot 4,08^2/2 =$$

$$\max M = 86,6 - 43,4 = 43,2 \text{ Mpm}$$

Bemessung als Plattenbalken:

gegeben: $b_o = 27 \text{ cm}$ $d_o = 60 \text{ cm}$ $h = 55 \text{ cm}$

$$d = 16 \text{ cm} \quad B 225$$

mitwirkende Plattenbreite:

$$b = 12 \cdot d + b_o = 12 \cdot 16 + 27 = 192 + 27 = 219 \text{ cm}$$

$$b/b_o = 219/27 = 8,1 > 5,0$$

$$Fe = \frac{4320}{(55 - 8) \cdot 2,4} = 38,3 \text{ cm}^2$$

gewählt: 5 III $\varnothing$ 26 in unterer Lage $Fe = 26,6 \text{ cm}^2$

2 III $\varnothing$ 26 in oberer Lage $Fe = 10,6 \text{ cm}^2$

1 III $\varnothing$ 12 in " " $Fe = 1,1 \text{ cm}^2$

$$\Sigma Fe = 38,3 \text{ cm}^2$$

aufgebogen 5 III $\varnothing$ 26 + 1 III $\varnothing$ 12

Bügel III $\varnothing$ 8 $t = 20 \text{ cm}$ in Auflagernähe $t = 10 \text{ cm}$
auf 2,00 m

$$\sigma_b = \frac{2400}{(55 - 8)} \cdot \left(\frac{38,3 \cdot 55}{219 \cdot 16} + \frac{16}{30} \right) =$$

$$\sigma_b = 51 \cdot (0,60 + 0,533) =$$

$$\sigma_b = 51 \cdot 1,133 = 58 \text{ kp/cm}^2 < 70 \text{ kp/cm}^2$$

$$\max \tau = \frac{21180}{27 \cdot 55 \cdot 0,91} = 15,7 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{erf } F \tau = 38,3 \text{ cm}^2$$

aufgebogen 5 III $\varnothing$ 26

$$Fe_s = 22,5 \text{ cm}^2$$

aufgebogen 1 III $\varnothing$ 12

$$Fe_s = 1,6 "$$

15 Bügel III $\varnothing$ 8 $t = 20/10 \text{ cm}$

$$Fe_B = 15,0 "$$

$$Fe_{\tau} = 39,1 \text{ cm}^2$$

in Auflagernähe sind die Bügel auf $t = 10 \text{ cm}$ zu verdichten

Querschnitt wie Pos. A/II/8

Auflagerausbildung

Auflager A $\max A = 18970 \text{ kp}$

$$\max \sigma = 18970 / 27 \cdot 24 = 29,4 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Auflagermauerwerk aus Klinkersteinen

$$\text{KMZ 350 MG III mit } \sigma_{\text{zul}} = 30 \text{ kp/cm}^2 > 29,4 \text{ kp/cm}^2$$

mind. 6 Schichten hoch und unter 45° abgetreppt.

Auflager B $\max B = 21180 \text{ kp}$

$$\max \sigma = 21180 / 27 \cdot 27,5 = 28,5 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Auflagermauerwerk aus Klinkersteinen

$$\text{KMZ 350 MG III mit } \sigma_{\text{zul}} = 30 \text{ kp/cm}^2 > 28,5 \text{ kp/cm}^2$$

mind. 6 Schichten hoch und unter 45° abgetreppt.

Pos. A/II/9 Fenstersturz $30/29,5 \text{ cm}$ BQ $24/46 \text{ cm}$ in B 225

$$l = 2,50 + 0,20 = 2,70 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. A/II/4

$$\max A = 1390 \text{ kp/m}$$

unbeabsichtigte Auflagerung

$$\text{aus Pos. A/II/7} \approx 0,50 \cdot 1000 = 500 \text{ "}$$

$$\text{aus Brüstung bzw. Türelement} \approx 400 \text{ "}$$

$$\text{Eigengewicht} \approx 310 \text{ "}$$

$$\max q = 2600 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 2,60 \cdot 2,70^2 / 8 = 2,36 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 2,60 \cdot 2,70 / 2 = 3,50 \text{ Mp}$$

Pos. A/II/9

Bemessung: erf $W_x = 236 / 1,4 = 168 \text{ cm}^3$

gewählt: IPB 140 St 37 mit $W_x = 216 \text{ cm}^3$

$\max \sigma = 236 / 216 = 1,1 \text{ Mp/cm}^2 < 1,4 \text{ Mp/cm}^2$

Bügelbewehrung: III $\emptyset 6$ $t = 25 \text{ cm}$

VE 4 III $\emptyset 8$

Querschnitt genau wie Pos. A/III/9

Pos. A/II/9 Fenstersturz

Ausführung wie Pos. A/II /9

Pos. A/II/10 Fenstersturz 30/29,5 cm BQ 24/26 cm in B 225

$l = 2,50 + 0,20 = 2,70 \text{ m}$

Belastung: unbeabsichtigte Auflagerung

aus Pos. A/II/6 $\approx 0,50 \cdot 850 = 425 \text{ kp/m}$

unbeabsichtigte Auflagerung

aus Pos. A/II/7 $\approx 0,50 \cdot 1000 = 500 \text{ ''}$

aus Brüstung bzw. Türelement $\approx 400 \text{ ''}$

aus Eigengewicht $\approx 275 \text{ ''}$

$\max q \approx 1600 \text{ kp/m}$

$\max M = 1,6 \cdot 2,70^2 / 8 = 1,46 \text{ Mpm}$

$A = B = 1,6 \cdot 2,70 / 2 = 2,17 \text{ Mp}$

Bemessung: $d_o = 26 \text{ cm}$ $h = 22,5 \text{ cm}$ $b_o = 24 \text{ cm}$

$h = 9,2 \sqrt{1,46 / 0,24} = 22,5 \text{ cm}$

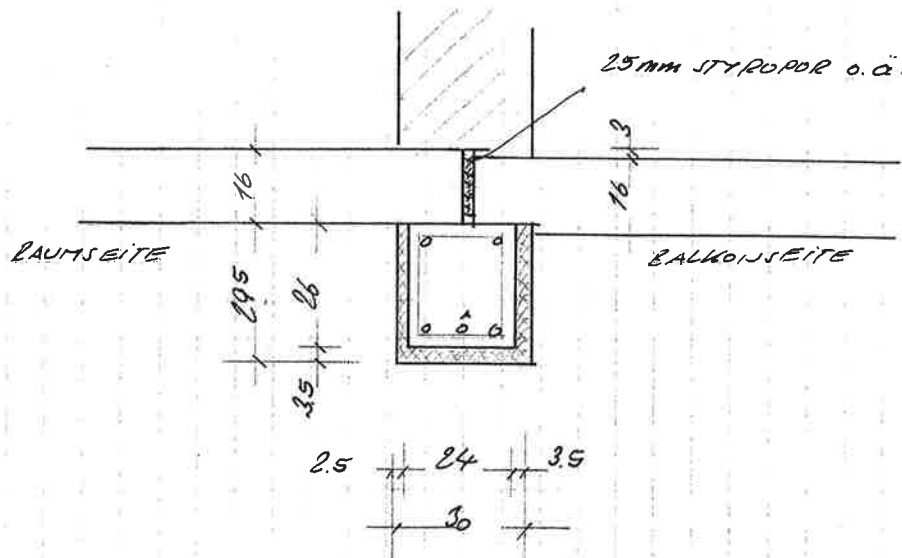
$\sigma = 80 / 2400$

$Fe = 0,47 \cdot 146 / 22,5 = 3,05 \text{ cm}^2$

gewählt: 3 III $\emptyset 12$ mit $Fe = 3,40 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset 12$ Bügel III $\emptyset 6$ $t = 25 \text{ cm}$

Pos. A/II/10



Pos. A/II/11 Stahlbetonbalkonplatte $d = 15$ cm in B 225
mit 8 cm starker Sichtbetonbrüstung

$$l_k = 1,50 + 0,15 = 1,65 \text{ m}$$

Belastung: 15 cm Stahlbeton $15 \cdot 25 = 375 \text{ kp/m}^2$
i.M. 4 cm Belags-Estrich $\approx 100 \text{ "}$

$$g = 475 \text{ kp/m}^2$$

Verkehrslast

$$p = 500 \text{ "}$$

$$q = 975 \text{ kp/m}^2$$

Stahlbetonbrüstung $\approx 1,25$ m hoch 8 cm stark

$$8 \cdot 25 \cdot 1,25 = G = 250 \text{ kp/m}$$

$$\text{Waagerechte Holmkraft } H = 50 \text{ kp/m}$$

$$M_K = - 0,25 \cdot 1,65 - 0,05 \cdot 1,00 - 0,975 \cdot 1,65^2/2 =$$

$$M_K = - 0,41 - 0,05 - 1,32 = - 1,78 \text{ Mpm}$$

Auflagerkraft bei einer Mattenverankerungslänge
ins Deckenfeld von ca. 3,35 m

$$A = 0,25 + 0,975 \cdot 1,65 + 1,78/3,35 =$$

$$A = 0,25 + 1,60 + 0,53 = 2,38 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 15$ cm $h = 13$ cm B 225

$$M_K' = - 1,78 + 0,24/8 \cdot 2,38 = - 1,78 + 0,06 = - 1,72 \text{ Mpm}$$

$$h = 9,9 \sqrt{1,72} = 13 \text{ cm}$$

$$\sigma < 80/2800$$

$$Fe = 0,40 \cdot 172/13 = 5,30 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 589 mit $Fe = 5,89 \text{ cm}^2$

Balkonbrüstung 8 cm stark

Bewehrung: konstruktive Bügelbewehrung

senkrecht III $\emptyset 6$ $t = 12,5 \text{ cm}$

horizontal III $\emptyset 8$ $t = 20 \text{ cm}$ innen u. aussen

Schlaufenbewehrung zur Balkonplatte

III $\emptyset 6$ $t = 12,5 \text{ cm}$ VE III $\emptyset 6$ $t = 20 \text{ cm}$

Querschnitt etwa wie Pos. A/II/7

Pos. A/II/11a Stahlbetonsturz als Auflager für den Balkon

Pos. A/II/11, 30/29,5 cm BQ 24/26 cm in B 225

$$l = 2,01 + 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. A/II/11 = 2380 kp/m

aus Eigengewicht $\approx 220 \text{ "}$

$$\max q = 2600 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 2,6 \cdot 2,25^2/8 = 1,65 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 2,6 \cdot 2,25/2 = 2,93 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d_o = 26 \text{ cm}$ $b_o = 24 \text{ cm}$ B 225 $h = 22,5 \text{ cm}$

$$h = 8,5 \sqrt{1,65/0,24} = 22,5 \text{ cm}$$

$$\sigma = 80/1800$$

$$Fe = 0,64 \cdot 165/22,5 = 4,70 \text{ cm}^2$$

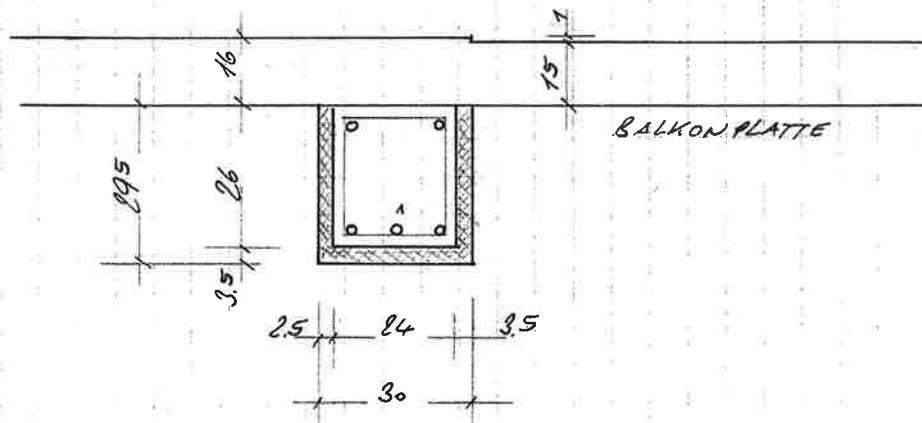
gewählt: 2 III $\emptyset 14$ + 1 III $\emptyset 16$ mit $Fe = 5,10 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset 16$ Bügel III $\emptyset 8$

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$\max \tau = 2930 / 24 \cdot 22,5 \cdot 0,87 = 6,3 \text{ kp/cm}^2 < 7,0 \text{ kp/cm}^2$$

Querschnitt:

Pos. A/II/12 Fensterstürze 30/29,5 cm

$$l = 1,26 + 0,14 = 1,40 \text{ m}$$

Belastung: gering

gewählt: konstruktiv Fertigteilstürze der Fa. Dennert K.G.

Schlüselfeld 11,5 cm hoch

Pos. A/II/13 Stahlbetonplattenbalken 24/67 cm BQ 21/67 cm

in B 225

$$l = 4,15 + 4,01 + 0,10 + 0,29 \approx 8,55 \text{ m}$$

Belastung: Streckenlast S_1 Pos. A/II/2 $C = 1030 \text{ kp/m}$ Streckenlast S_2 Pos. A/II/3 $C = 1190 \text{ kp/m}$

$$q = 2220 \text{ kp/m}$$

$$q_m = 1110 \text{ kp/m}$$

$$= 980 \text{ kp/m}$$

aus Pos. A/II/5

aus Mauerwerk + Putz bei 20 % Abzug

$$0,80 \cdot (0,24 + 0,03) \cdot 1800 \cdot 2,10 \approx 820 "$$

aus unbeabsichtigte Durchlaufwirkung
der Decken

$$\approx 500 "$$

Sturzeigengewicht

$$\approx 390 "$$

$$\max q = 3800 \text{ kp/m}$$

Pos. A/II/13

$$\max M \approx 3,80 \cdot 8,55^2 / 8 = 34,70 \text{ Mpm}$$

$$A = B \approx 3,80 \cdot 8,55 / 2 = 16,25 \text{ Mp}$$

Bemessung:

a) als Plattenbalken

$$b_o = 21 \text{ cm} \quad d_o = 67 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm} \quad B 225$$

$$b = 12 \cdot d + b_o = 12 \cdot 16 + 21 = 192 + 21 = 213 \text{ cm}$$

$$b/b_o = 213/21 = 10,1 > 5,0$$

$$Fe = \frac{3470}{(60 - 8) \cdot 24} = 27,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: in unterer Lage 3 III } \emptyset 26 \quad Fe = 15,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{in oberer Lage 2 III } \emptyset 26 \quad Fe = 10,6 "$$

$$\text{in oberer Lage 1 III } \emptyset 14 \quad Fe = 1,5 "$$

$$\Sigma Fe = 28,0 \text{ cm}^2$$

aufgebogen 2 III $\emptyset 26$ Bügel III $\emptyset 8$ $t = 20 \text{ cm}$

aufgebogen 1 III $\emptyset 14$ Bügel -

in Auflagernähe auf 1,50 m Länge werden die Bügel auf $t = 10 \text{ cm}$ verdichtet.

$$\sigma_b = \frac{2400}{(60 - 8)} \cdot \left(\frac{27,8 \cdot 60}{213 \cdot 16} + \frac{16}{30} \right)$$

$$\sigma_b = 46,2 \cdot (0,49 + 0,533)$$

$$\sigma_b = 47,5 \text{ kp/cm}^2 < 70 \text{ kp/cm}^2$$

$$\max \tau = 16250 / 21 \cdot 60 \cdot 0,91 = 14,2 \text{ kp/cm}^2 > 7,0 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{erf } F \tau = 27,80 \text{ cm}^2$$

aufgebogen 2 III $\emptyset 26$

$$Fe_s = 15,0 \text{ cm}^2$$

13 Bügel III $\emptyset 8$ $t = 20/10 \text{ cm}$

$$Fe_B = 13,0 "$$

$$Fe \tau = 28,0 \text{ cm}^2$$

in Auflagernähe sind die Bügel auf 1,50 m Länge auf $t = 10$ cm zu verdichten

Auflagerpressung:

$$\text{Auflager A: } \max \sigma = 16250 / 21 \cdot 24 = 32,3 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Auflagerbalken 24/30 cm BQ 21/30 cm

ca. 65 cm lang in B 225

Bewehrung: Fe = Fe' = 3 III Ø12 Bügel III Ø 8 $t = 15$ cm

$$\text{Auflager B: } \max \sigma = 16250 / 21 \cdot 30 = 26,0 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Auflagermauerwerk aus Klinkersteinen KMZ 350

$$\text{MG III mit } \sigma_{\text{zul}} = 30,0 \text{ kp/cm}^2$$

Das Mauerwerk ist mind. 8 Schichten hoch auszuführen und unter 45° abzutreppen.

Querschnitt wie Pos. A/III/13

b) als Profilträger

$$\text{erf } W_x = 3470 / 1,4 = 2480 \text{ cm}^3$$

erf J_x bei f zul ca. $1/500$

und gleichmäßiger Belastung

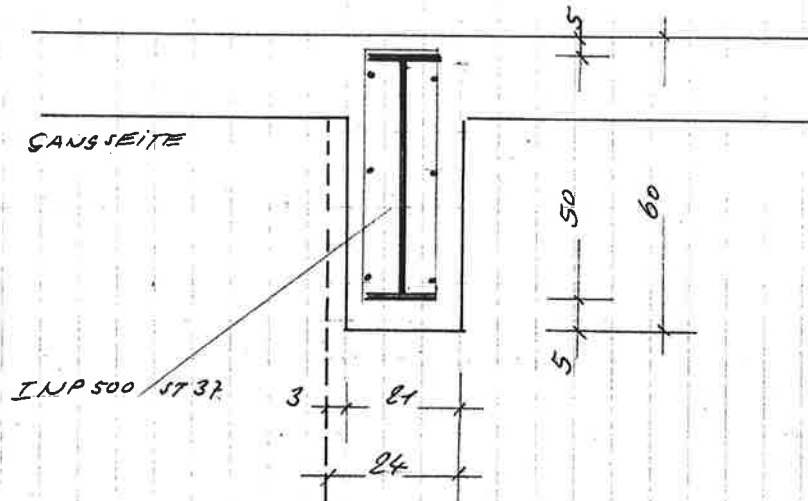
$$\text{erf } J_x = 248 \cdot 34,70 \cdot 8,55 = 73500 \text{ cm}^4$$

$$\text{gewählt: INP 500 St 37 mit } W_x = 2750 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 68740 \text{ cm}^4 \approx 73500 \text{ cm}^4$$

$$\max \sigma = 3470 / 2750 = 1,26 \text{ Mp/cm}^2 < 1,40 \text{ Mp/cm}^2$$

$$\max \tau = 16250 / 1,8 \cdot 49,6 = 0,183 \text{ Mp/cm}^2 \leq 0,90 \text{ Mp/cm}^2$$



Auflager A über Auflagerplatte 210/240/20 mm

Zentrierleiste 30/10/190 mm

Auflager B über Auflagerplatte 210/300/25 mm

Zentrierleiste 30/10/190 mm

Bügelkorb III $\emptyset$ 6 $t = 20$ cm

VE 6 III $\emptyset$ 8

Pos. A/II/14 Sturz in der Decke liegend (deckengleich)

$$l = 1,70 + 0,20 = 1,90 \text{ m}$$

Belastung: unbeabsichtigte Auflagerung Pos. A/II/6

$$\approx 1,0 \cdot 0,85 = 0,85 \text{ Mp/m}$$

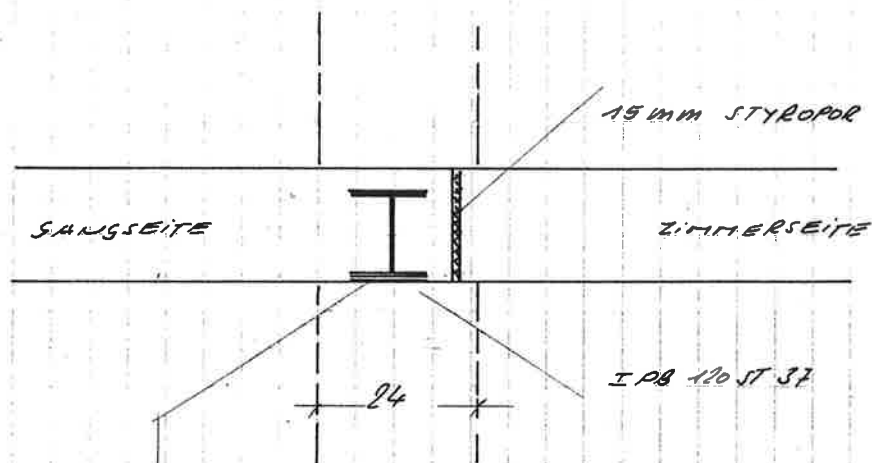
$$\text{aus Pos. A/II/5} \quad \text{max A} = 0,98 \text{ "}$$

$$\text{aus Eigengewicht} \quad \approx 0,07 \text{ "}$$

$$\text{max q} = 1,90 \text{ Mp/m}$$

$$A = B = 1,9 \cdot 1,90/2 = 1,80 \text{ Mp}$$

gewählt: konstruktiv IPB 120 St 37 mit $W_x = 144 \text{ cm}^3$



Der Trägerflansch ist 2mal
mit Bleimennige zu streichen.

Pos. A/II/15 Stahlbetonsäule 24/24 cm BQ 21/21 cm zur Wand-
aussteifung

Bewehrung: konstruktiv 4 III $\emptyset$ 16 Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 20$ cm
Querschnitt wie Pos. A/III/15

Pos. A/II/16 Sichtblenden $d = 10$ cm in Stahlbeton B 225 als
Fertigteile

Stärke = 10 cm beidseitig Sichtbeton

Tiefe = 129,5 cm

Höhe = 225,0 cm

Belastung: 10 cm Stahlbeton

$$10 \cdot 25 \cdot 2,25 = 560 \text{ kp/m}$$

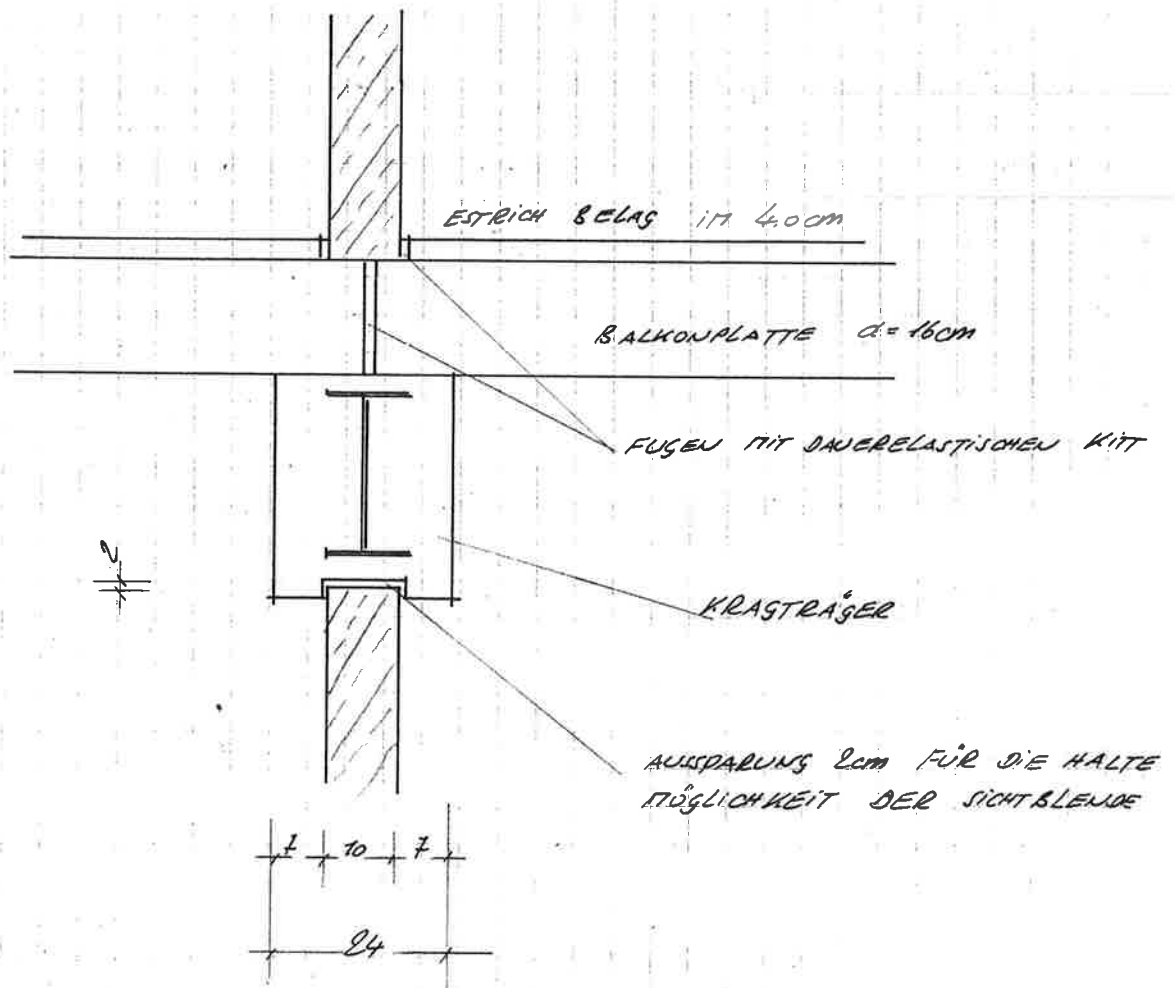
Gesamtlast der Blende

$$10 \cdot 25 \cdot 2,25 \cdot 1,295 = 730 \text{ kp}$$

Bewehrung innen und aussen 1 x Q 185

$$\text{mit } F_e = 1,85 \text{ cm}^2$$

als Schwind- und Transportbewehrung



Pos. A/II/17 Kragträger als Auflager für die Pos. A/II/7 mit Sichtblende der Pos. A/II/16

$$l_k = 1,65 \text{ m}$$

Belastung: gleichmäßige Last aus Pos. A/II/7

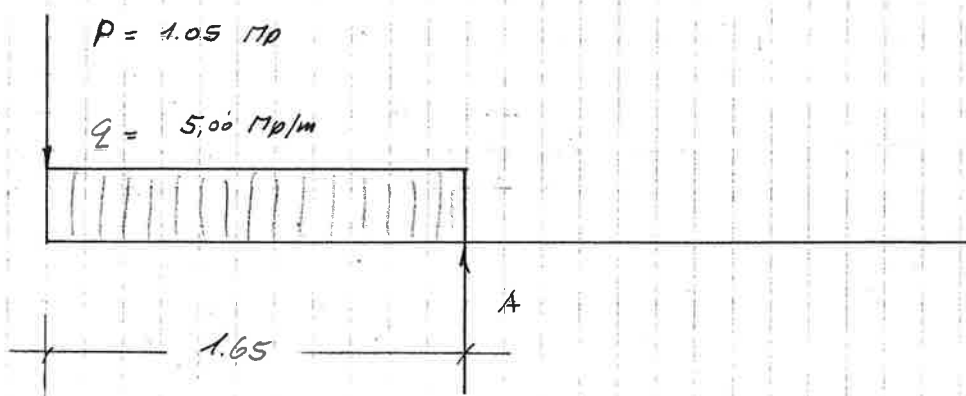
$$\begin{aligned} \text{Auflagerkraft A} &= \text{B} = 2 \cdot 2,10 = 4,20 \text{ Mp/m} \\ \text{aus Pos. A/II/16} &= 0,56 \text{ "} \\ \text{aus Eigengewicht} &\approx 0,24 \text{ "} \end{aligned}$$

$$\max q = 5,00 \text{ Mp/m}$$

Einzellast aus Balkonbrüstung am Auflagerende

$$\text{vergl. Pos. A/II/7} \quad 2 \cdot 0,525 = P = 1,05 \text{ Mp}$$

System und Belastung:



$$M_k = - 1,05 \cdot 1,65 - 5,00 \cdot 1,65^2/2 =$$

$$M_k = - 1,73 - 6,80 = - 8,53 \text{ Mpm}$$

Ermittlung der Verankerungslänge, im Bereich min. Auflagerkräfte der Decken

Gegengewicht: aus Pos. A/II/3 unbeabsichtigte

$$\text{Auflagerung} \approx 1,00 \cdot 850 = 850 \text{ kp/m}$$

$$\text{aus Pos. A/II/6 max E} = 1490 \text{ "}$$

$$\text{aus Mauerwerk } 1,6/150$$

$$0,24 \cdot 1600 \cdot 2,60 = 1000 \text{ "}$$

$$= 3340 \text{ kp/m}$$

gewählt: Verankerungslänge $l_v = 2,80 \text{ m}$

$$M_v = 3,34 \cdot 2,80^2/2 = 13,1 \text{ Mpm}$$

$$\mu = 13,1/8,53 = 1,53 > 1,50$$

Auflagerkraft A

$$A = 1,05 + 5,00 \cdot 1,65 + 8,53/2,80 =$$

$$A = 1,05 + 8,25 + 3,05 = 12,35 \text{ Mp}$$

Auflagerpressung

$$\max \sigma = 12350/30 \cdot 21 = 19,6 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Auflagermauerwerk in HLZ 1,6/250 MG III

4 Schichten hoch

$$\text{mit } \sigma_{\text{zul}} = 22 \text{ kp/cm}^2 > 19,6 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{Bemessung: erf } W_x = 853 / 2,1 = 406 \text{ cm}^3$$

$$\text{gewählt: INP 260 St 52 mit } W_x = 442 \text{ cm}^3$$

$$\text{max } \sigma = 853 / 442 = 1,94 \text{ Mp/cm}^2 \quad 2,1 \text{ Mp/cm}^2$$

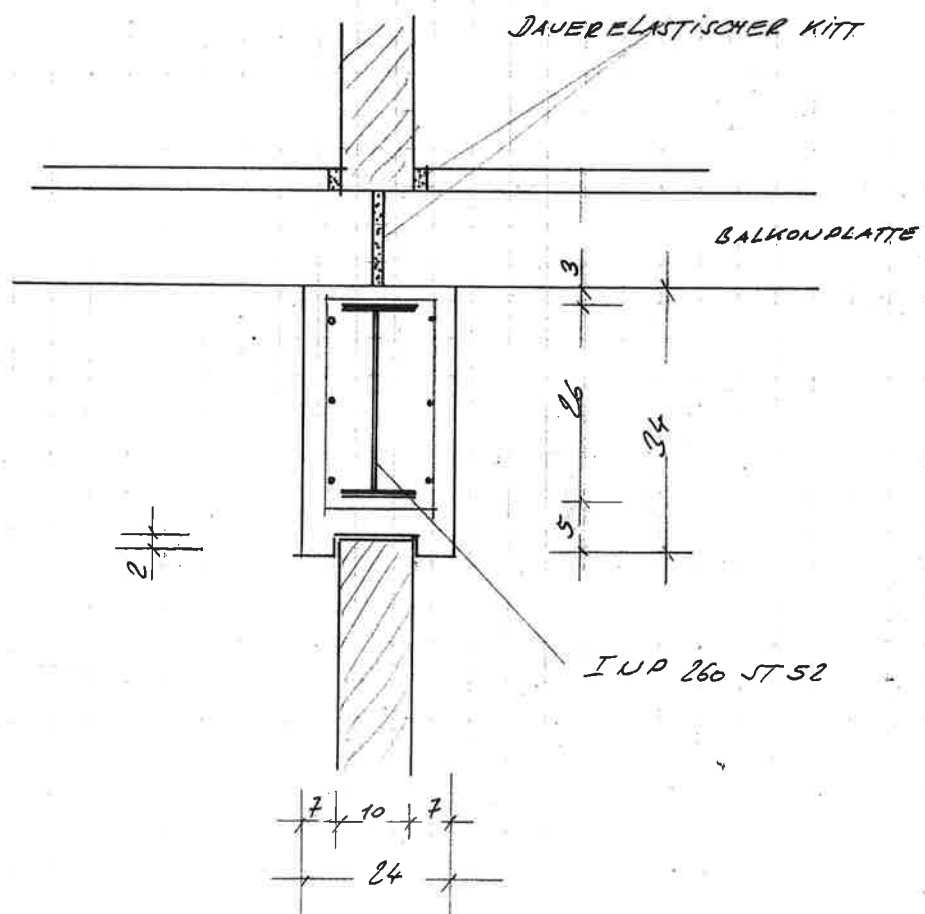
$$\text{max } \tau = 12350 / 23,2 \cdot 0,94 = 0,567 \text{ Mp/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1,94^2 + 3 \cdot 0,567^2} = \sqrt{3,76 + 0,95} =$$

$$\sigma_v = \sqrt{4,71} = 2,16 \text{ Mp/cm}^2$$

$$\sigma_v < 0,75 \cdot 3,60 = 2,70 \text{ Mp/cm}^2$$

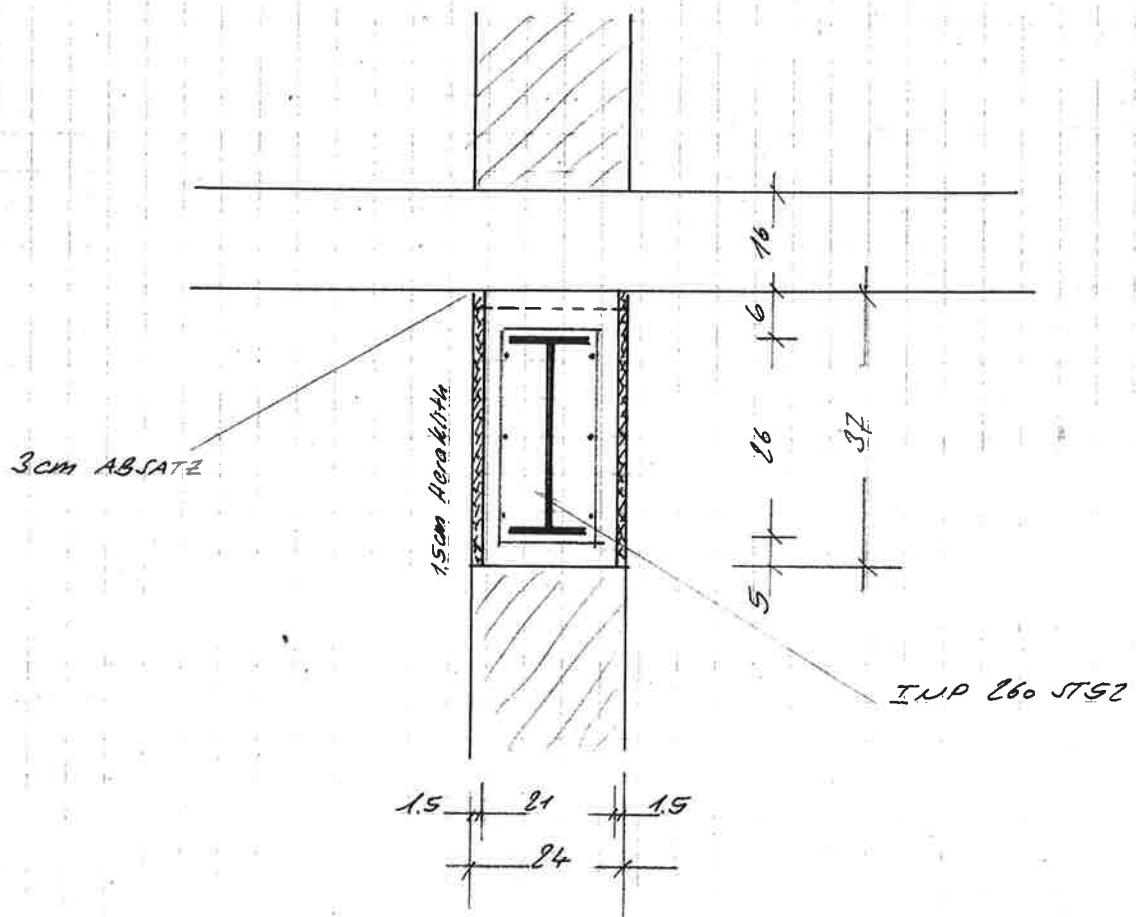
Querschnitt I: im Balkonbereich (aussen)



Bügelbewehrung III $\emptyset 6$ t = 15 cm ME 6 III $\emptyset 8$

Pos. A/II/17

Querschnitt II: im Zimmerbereich innen



Achtung! Der Kragträger kann wahlweise durch einen Spannbetonbalken 20/40 cm in B 600 ausgeführt werden, welcher nach vorne auf 20 cm konisch ausläuft.

4) I. OBERGESCHOSS :

Pos. A/I/1 bis

Pos. A/I/17 Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. A/II/1 bis Pos. A/II/17

5) ERDGESCHOSS :

Pos. A/E/1 Stahlbetonrippendecke in B 225, System Rieger ohne
Leiste mit 8 cm starker Druckplatte

$$d_o = 28 + 8 = 36 \text{ cm}$$

bei 28 cm hohen Schalblechen

$$l = 7,92 + 0,24 + 0,10 + 0,29 \approx 8,55 \text{ m}$$

Rippenabstand $r = 50 \text{ cm}$

Belastung:

$$\text{Eigengewicht Decke } 401 \cdot \frac{25}{24} = 420 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Fußbodenbelag, vergl. Pos. A/II/1} \approx 100 \text{ "}$$

$$\text{Deckenschalung + Putz} \approx 30 \text{ "}$$

$$g = 550 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Verkehrslast } p = 200 \text{ "}$$

$$\text{Trennwandzuschlag } t = 125 \text{ "}$$

$$q = 875 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,875 \cdot 8,55^2 / 8 = 8,00 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,875 \cdot 8,55 / 2 = 3,75 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d_o = 36 \text{ cm}$ $d = 8 \text{ cm}$ ohne Leiste B 225

$$Fe = 0,71 \cdot 8,00 = 5,67 \text{ cm}^2 / \text{Rippe}$$

gewählt: je Rippe 2 III $\emptyset 20$ mit $Fe = 6,30 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset 20$

Bügelmatte aus R 168

Bewehrung in der Druckplatte 1 x R 131

Es werden 3 Querrippen $a = 12 \text{ cm}$ angeordnet.

Bewehrung oben und unten je 2 III $\emptyset 16$

Bügel III $\emptyset 6$ $t = 25 \text{ cm}$

Pos. A/E/1a Stahlbetonrippendecke in B 225

System Rieger ohne Leiste

mit 8 cm starker Druckplatte bei 28 cm hohen Schalblechen

$$l = 8,55 \text{ m}$$

$$\text{Rippenabstand } r = 50 \text{ cm}$$

Belastung: Eigengewicht Decke wie Pos. A/E/1 $g = 550 \text{ kp/m}^2$

Verkehrslast

$$p = 350 \text{ "}$$

$$q = 900 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,90 \cdot 8,55^2 / 8 = 8,20 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,90 \cdot 8,55 / 2 = 3,85 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d_0 = 36 \text{ cm}$ $d = 8 \text{ cm}$ B 225 ohne Leiste

$$F_e = 0,71 \cdot 8,20 = 5,83 \text{ cm}^2$$

gewählt: 2 III $\emptyset$ 20 / Rippe mit $F_e = 6,3 \text{ cm}^2$ aufgebogen 1 III $\emptyset$ 20

sonst genau wie Pos. A/E/1

Pos. A/E/2 Stahlbetonrippendecke in B 225

System Rieger ohne Leiste

mit 8 cm starker Druckplatte und 28 cm hohen Schalblechen

$$l = 4,01 + 0,24 = 4,25 \text{ m}$$

Belastung: Deckeneigengewicht

$$g = 550 \text{ kp/m}^2$$

Verkehrslast

$$p = 200 \text{ "}$$

$$q = 750 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,75 \cdot 4,25^2 / 8 = 1,70 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,75 \cdot 4,25 / 2 = 1,60 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d_o = 36 \text{ cm}$ $d = 8 \text{ cm}$ B 225 ohne Leiste
 $Fe = 0,66 \cdot 1,70 = 1,12 \text{ cm}^2$

gewählt: 2 x III $\varnothing$ 10 mit $Fe = 1,6 \text{ cm}^2$
 aufgebogen 1 III $\varnothing$ 10
 sonst wie Pos. A/E/1 beschrieben

Pos. A/E/3 Deckengleicher Unterzug

$$l = 8,55 \text{ m}$$

Belastung: aus Mauerwerk im I.OG bei 20 % Abzug

$$0,80 \cdot (0,24 + 0,03) \cdot 1800 \cdot 2,10 = 820 \text{ kp/m}$$

unbeabsichtigte Auflagerungen

$$\text{aus Pos. A/E/1} \approx 0,50 \cdot 875 = 440 \text{ "}$$

$$\text{aus Pos. A/E/1a} \approx 0,50 \cdot 900 = 450 \text{ "}$$

$$\text{aus Eigengewicht} \approx 390 \text{ "}$$

$$\max q = 2100 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 2,1 \cdot 8,55^2 / 8 = 19,20 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 2,1 \cdot 8,55 / 2 = 9,00 \text{ Mp}$$

$$\text{Bemessung: erf } W_x = 1920 / 1,6 = 1200 \text{ cm}^3$$

$$\text{erf } J_x \text{ bei } f \text{ zul} = 1/300 \text{ nach BK}$$

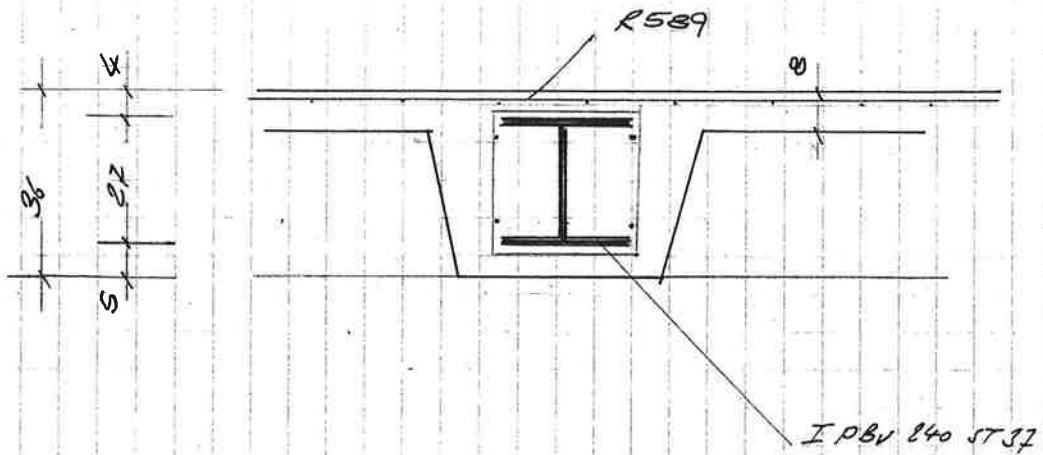
$$J \text{ erf} = 149 \cdot 19,20 \cdot 8,55 = 24500 \text{ cm}^4$$

$$\text{gewählt: IPB}_v \text{ 240 St 37 mit } W_x = 1800 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 24290 \text{ cm}^4 \approx 24500 \text{ cm}^4$$

$$\max \sigma = 1920 / 1800 = 1,07 \text{ Mp/cm}^2 < 1,6 \text{ Mp/cm}^2$$

Querbewehrung über dem Träger 1 x R 589



Pos. A/E/4 Türsturz 24/31 cm BQ 21/29,5 cm in B 225

$$l = 2,01 + 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. A/E/1a
aus Eigengewicht

$$\max A = 3850 \text{ kp/m}$$

$$\approx 250 \text{ "}$$

$$\max q = 4100 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 4,1 \cdot 2,25^2 / 8 = 2,60 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 4,1 \cdot 2,25 / 2 = 4,62 \text{ Mp}$$

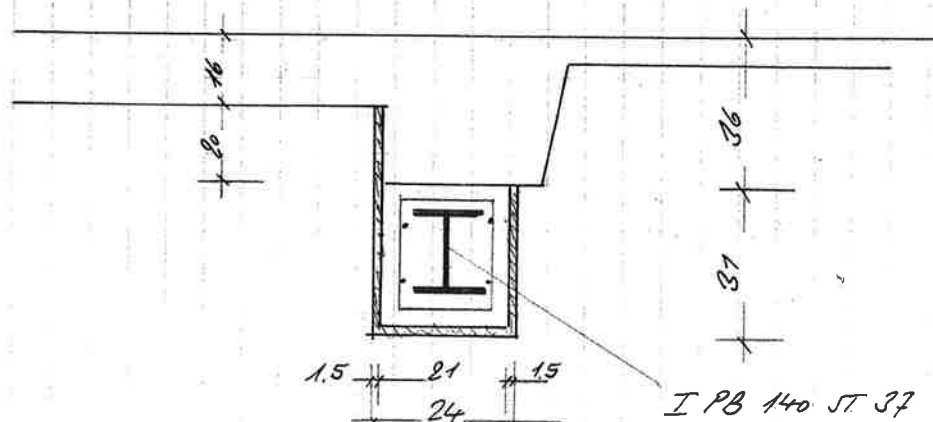
$$\text{Bemessung: erf } W_x = 260 / 1,4 = 185 \text{ cm}^3$$

$$\text{gewählt: IPB 140 St 37 mit } W_x = 216 \text{ cm}^3$$

$$\max \sigma = 260 / 216 = 1,20 \text{ Mp/cm}^2 < 1,40 \text{ Mp/cm}^2$$

Bügel III $\emptyset 6$ $t = 25 \text{ cm}$

4 ME III $\emptyset 8$



Pos. A/E/5 Stahlbetondecke $d = 16$ cm über 1 Feld in B 225
 $l = 2,01 + 0,24 = 2,25$ m
 Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. A/II/5

Pos. A/E/6 Stahlbetondecke $d = 16$ cm in B 225 durchlaufend
 über 4 Felder
 $l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = 4,01 + 0,24 = 4,25$ m
 Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. A/II/6

Pos. A/E/7 Loggiaplatten $d = 16$ cm in B 225 mit 8 cm starker
 Sichtbeton-Brüstung in Stahlbeton als gemeinsames
 Fertigteil
 Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. A/II/7

Pos. A/E/8 Sichtblenden $d = 10$ cm in Stahlbeton B 225
 als Fertigteile
 Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. A/II/16

Pos. A/E/9 Stahlbetonüberzug 24/23,8 cm in B 300
 $d = 2,75 - 0,37 = 2,38$ m vergl. Pos. A/II/17
 (Trägerhöhe)
 $l = 6,96 + 0,24 = 7,20$ m

<u>Belastung:</u> aus Pos. A/III/6	max B = 3140 kp/m
aus Pos. A/II/6	max B = 4240 "
aus Pos. A/I/6	max B = 4240 "
aus Pos. A/ /E /6	max B = 4240 "
aus Mauerwerk + Putz (0,24 + 0,03) · 1800 · 2,60 · 3	= 3800 "
Eigengewichtszuschlag	≈ 340 "
	max q = 20000 kp/m
	Pos. A/E/9

$$\max M = 20,0 \cdot 7,20^2 / 8 = 130,0 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 20,0 \cdot 7,20 / 2 = 72,0 \text{ Mp}$$

$$\text{Bemessung: } d = 238 \text{ cm} \quad h = 230 \text{ cm} \quad b_0 = 21 \text{ cm} \quad B \ 300$$

$$h = 9,2 \sqrt{130 / 0,21} = 230 \text{ cm}$$

$$\sigma < 80 / 2400$$

$$Fe = 13000 \cdot 0,47 / 230 = 26,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: in unterer Lage 3 III } \emptyset 26 \quad Fe = 15,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{in oberer Lage 2 III } \emptyset 26 \quad Fe = 10,6 "$$

$$\Sigma Fe = 26,5 \text{ cm}^2$$

$$\max \tau = 72000 / 21 \cdot 230 \cdot 0,89 = 16,8 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{erf } F_{\tau} = 26,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: Bügelbewehrung III } \emptyset 10 \quad t = 20 \text{ cm}$$

$$ME \text{ III } \emptyset 10 \quad t = 30 \text{ cm}$$

$$\text{in Auflagernähe Bügel III } \emptyset 10 \quad t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{auf 1,50 m zusammen 20 Bügel III } \emptyset 10$$

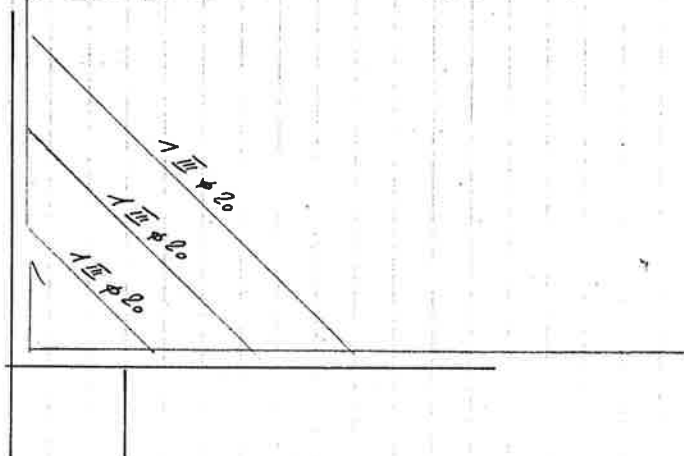
$$= Fe_{\tau} = 31,40 \text{ cm}^2$$

Verhängungskraft nach " Bay "

$$Z_{S2} = 0,15 \cdot p \cdot l = 0,15 \cdot 20,0 \cdot 7,20 = 21,6 \text{ Mp}$$

$$Fe_z \cong 21,6 / 2,4 = 9,0 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: 3 III } \emptyset 20 \text{ mit } Fe = 9,40 \text{ cm}^2$$



Auflagerbalken B 300 zur Lastverteilung im Bereich von Mauerwerk 24/40 cm BQ 21/40 cm 1,40 m lang, wie in Pos. A/E/19 beschrieben.

Pos. A/E/10 Stahlbetonüberzug 24/238 cm in B 300

$$d = 275 - 37 = 238 \text{ cm}$$

vergl. Pos. A/II/17 (Kragträgerhöhe)

$$l = 6,96 + 0,24 = 7,20 \text{ m}$$

<u>Belastung:</u> aus Pos. A/III/6	max C	=	2670 kp/m
aus Pos. A/II/6	max C	=	3660 "
aus Pos. A/I/6	max C	=	3660 "
aus Pos. A/E/6	max C	=	3660 "
aus Mauerwerk + Putz			
vergl. Pos. A/E/9		=	3800 "
Eigengewichtszuschlag		≈	550 "
	max q	=	18000 kp/m

$$\max M = 18,0 \cdot 7,20^2 / 8 = 116,5 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 18,0 \cdot 7,20 / 2 = 65,0 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 238 \text{ cm}$ $h = 230 \text{ cm}$ $b_0 = 21 \text{ cm}$ B 300

$$h = 9,8 \sqrt{116,5 / 0,21} = 230 \text{ cm} \quad \sigma < 80/2400$$

$$Fe = 0,47 \cdot 11650 / 230 = 23,8 \text{ cm}^2$$

gewählt: in unterer Lage 3 III Ø 26 $Fe = 15,9 \text{ cm}^2$

in oberer Lage 2 III Ø 24 $Fe = 9,1 \text{ cm}^2$

$$\Sigma Fe = 25,0 \text{ cm}^2$$

$$\max \tau = 65000 / 21 \cdot 230 \cdot 0,89 = 15,1 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{erf } F_{\tau} = 23,3 \text{ cm}^2$$

gewählt: Bügelbewehrung III $\emptyset$ 10 $t = 20$ cm

ME III $\emptyset$ 10 $t = 30$ cm

in Auflagernähe III $\emptyset$ 10 $t = 10$ cm auf

1,50 m, zusammen 20 Bügel III $\emptyset$ 10 mit $F_{e\gamma}$
 $= 31,40 \text{ cm}^2$

Verhängungseisen wie Pos. A/E/9

Auflagerbalken B 300 wie Pos. A/E/9 bzw. Pos. A/E/19

Anmerkung; zu Pos. A/E/9 und Pos. A/E/10:

Die Stützbewehrung aus den Decken der Pos. A/E/6
sind im Bereich der Stahlbetonüberzüge statt in Bau-
stahlgewebe, in Betonrippenstahl IIIB, auszuführen.

Umrechnungsfaktor $\mu = 2800/2400 = 1,17$

Pos. A/E/11 Stahlbetonbalkenplatte $d = 15$ cm in B 225 mit
8 cm starker Sichtbetonbrüstung

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. A/II/11

Pos. A/E/11a Sturz über der Türe 30/45,5 cm BQ 24/42 cm
einschl. Deckenstärke

$l = 2,01 + 0,24 = 2,25$ m

Belastung: aus Pos. A/E/11 vergl. Pos. A/II/11 = 2380 kp/m

aus Pos. A/E/1a $\text{max } A = 3850$ "

aus Eigengewicht ≈ 220 "

$\text{max } q = 6450 \text{ kp/m}$

$\text{max } M = 6,45 \cdot 2,25^2/8 = 4,10 \text{ Mpm}$

$A = B = 6,45 \cdot 2,25/2 = 7,30 \text{ Mp}$

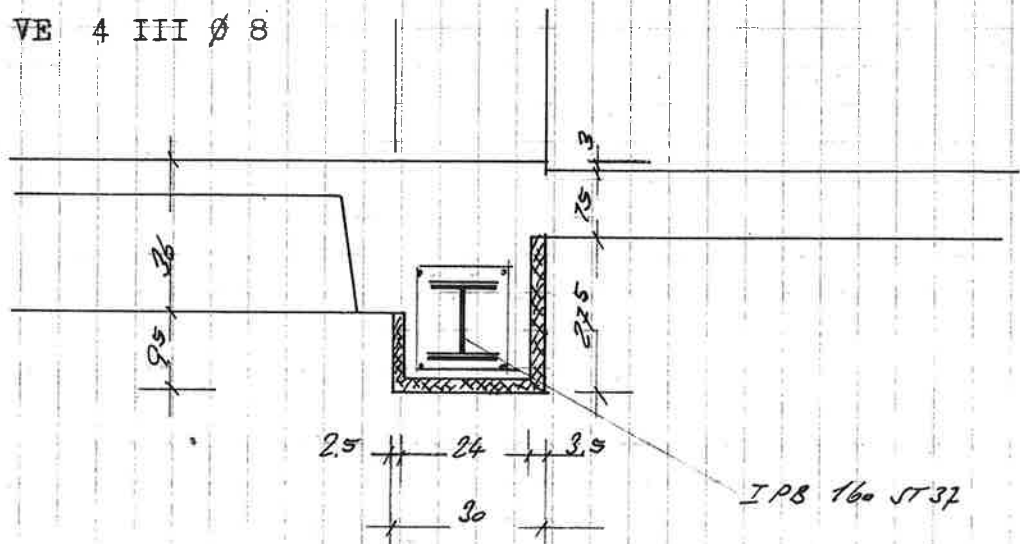
Bemessung: erf $W_x = 410/1,4 = 292 \text{ cm}^3$

gewählt: IPB 160 St 37 mit $W_x = 311 \text{ cm}^3$

max $\sigma = 410/311 = 1,32 \text{ Mp/cm}^2 < 1,40 \text{ Mp/cm}^2$

Bügel III $\emptyset 6$ $t = 25 \text{ cm}$

VE 4 III $\emptyset 8$



Pos. A/E/12 Fenstersturz 30/45,5 cm einschl. Deckenstärke

BQ 27/42 cm

$l = 2,50 + 0,25 = 2,75 \text{ m}$

Belastung:

- a) es wird zunächst die Last für den über dem Sturz liegenden Mauerpfeiler ermittelt.

Mauerpfeilerbreite $\approx 1,70 \text{ m}$

aus den beiden Fensterbreiten

$2 \cdot 1,26/2 = 1,26 \text{ m}$

Gesamteinzugsbreite $\approx 2,96 \text{ m}$

Belastung: aus Pos. A/III/8 max B = 15480 kp

aus Pos. A/II/8 max B = 21180 "

aus Pos. A/I/8 max B = 21180 "

Übertrag: = 57840 kp

$$\text{Übertrag:} = 57840 \text{ kp}$$

unbeabsichtigte Auflagerungen aus
den Stahlbetondecken

$$\text{Pos. A/III/1,2} \approx 1,00 \cdot 635 \cdot 2,96 = 1800 \text{ "}$$

$$\text{Pos. A/II/1,2} \approx 1,00 \cdot 850 \cdot 2,96 = 2520 \text{ "}$$

$$\text{Pos. A/I/1,2} \approx 1,00 \cdot 850 \cdot 2,96 = 2520 \text{ "}$$

aus Mauerwerk + Putz bei 20 % Abzug

$$0,80 \cdot (0,30 + 0,04) \cdot 1800 \cdot 9,30 \cdot 2,96 = \underline{13500 \text{ "}}$$

$$P = 78180 \text{ kp}$$

b) gleichmäßig über den gesamten Mauerpfeiler verteilte
Belastung:

$$q \approx 78180 / 1,70 = 46000 \text{ kp/m}$$

$$\text{Mauerwerkspressung } 46000 / 30 \cdot 100 = 15,3 \text{ kp/cm}^2$$

Mauerwerk aus HLZ 1,6/150 MG III

$$\text{mit } \sigma_{\text{zul}} = 16 \text{ kp/cm}^2 \approx 15,3 \text{ Kp/cm}^2$$

Achtung! In diesen Mauerwerkspfeiler dürfen keine
waagerechten Schlitze hergestellt werden!

$$\text{Streckenlast für den Sturz } S = 46000 \text{ kp/m}$$

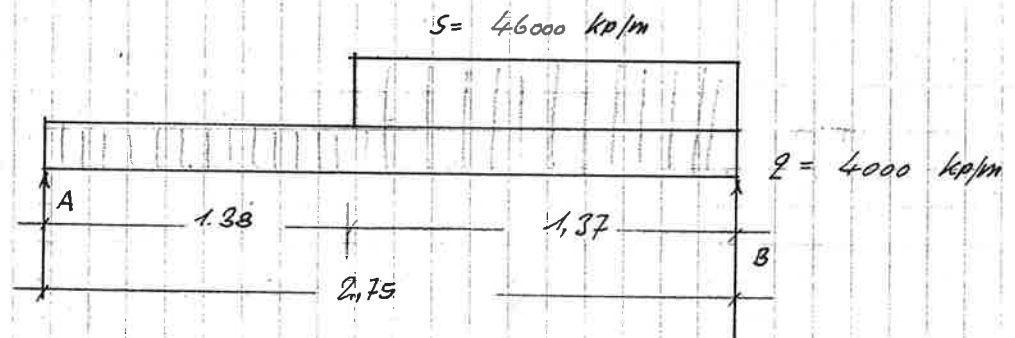
c) gleichmäßige Last

$$\text{aus Pos. A/E/1} = 3750 \text{ kp/m}$$

$$\text{aus Eigengewicht} \approx \underline{250 \text{ "}}$$

$$\text{max } q = 4000 \text{ kp/m}$$

System und Belastung:



$$A = 4,00 \cdot 2,75/2 + 46,0 \cdot 1,37 \cdot 0,685/2,75 =$$

$$A = 5,50 + 15,75 = 21,25 \text{ Mp}$$

$$B = 5,50 + 46,0 \cdot 1,37 \cdot 2,06^5/2,75 =$$

$$B = 5,50 + 47,20 = 52,70 \text{ Mp}$$

$$X = 52,70/50,0 = 1,05 \text{ m}$$

$$\max M = 1,05 \cdot 52,70 - 50 \cdot 1,05^2/2 = 55,2 - 27,5 =$$

$$\max M = 27,7 \text{ Mpm}$$

$$\text{Bemessung: erf } W_x = 2770/2,1 = 1315 \text{ cm}^3$$

$$\text{gewählt: 2 x INP 300 St 52 mit } W_x = 1306 \text{ cm}^3$$

$$\max \sigma = 2,1 \text{ Mp/cm}^2 \approx \sigma_{zul}$$

$$\max \tau = 52700/2 \cdot 1,08 \cdot 26,8 = 0,91 \text{ Mp/cm}^2 <$$

$$1,35 \text{ Mp/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2,1^2 + 3 \cdot 0,91^2} = \sqrt{4,42 + 2,48}$$

$$\sigma_v = \sqrt{6,90} = 2,63 \text{ Mp/cm}^2 < 2,70 \text{ Mp/cm}^2$$

Die Träger sind alle 1,00 m mit Schraubenbolzen M 16 miteinander zu verbinden.

Auflagerausbildung A

$$\max A = 21,25 \text{ Mp}$$

über Auflagerplatte 250/300/25 mm

mit Zentrierleiste 30/10/250 mm

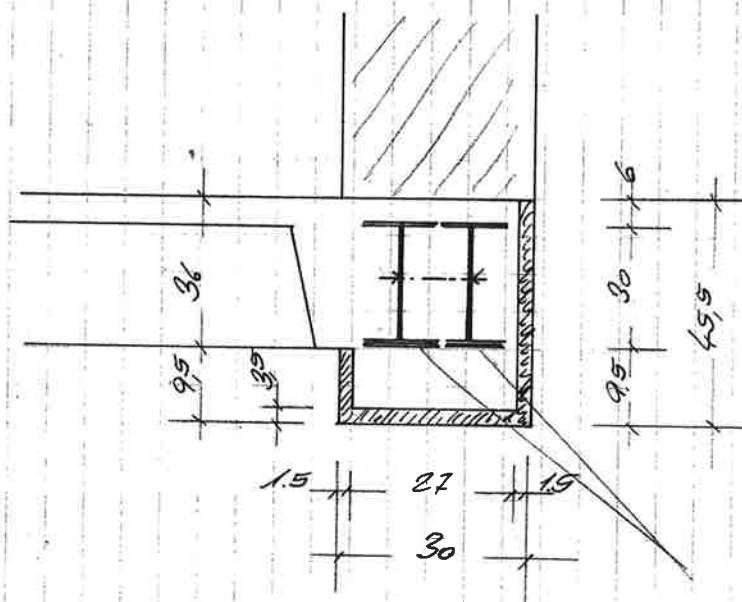
$$\max \sigma = 21250 / 25 \cdot 30 = 28,4 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Auflagermauerwerk aus Klinkersteinen

KMZ 350 MG III mit $\sigma_{\text{zul}} = 30 \text{ kp/cm}^2$

mind. 6 Schichten hoch und unter 45° abgetreppt.

Auflager B sh. Pos. A/E/14 bzw. A/E/15



2x INP 300 St 52

Pos. A/E/13 Fenstersturz 30/45,5 cm einschl. Deckenstärke

$$l = 2,50 + 0,25 = 2,75 \text{ m}$$

Belastung:

- a) es wird zunächst die Last für den über dem Sturz liegenden Mauerpfeiler ermittelt.

$$\text{Mauerpfeilerbreite} = 1,50 \text{ m}$$

$$\frac{1}{2} \times \text{aus einer Fensterbreite} = 1,26 / 2 = 0,63 \text{ m}$$

$$\text{Einzugsbreite } B_E = 2,13 \text{ m}$$

Belastung:

aus Pos. A/III/13	max B	=	10850 kp
aus Pos. A/II/13	max B	=	16250 "
aus Pos. A/I/13	max B	=	16250 "
unbeabsichtigte Auflagerung aus den Stahlbetondecken			
Pos. A/III/1,2 $\approx 1,0 \cdot 635 \cdot 2,13$		=	1350 "
Pos. A/II/1,2 $\approx 1,0 \cdot 850 \cdot 2,13$		=	1800 "
Pos. A/I/1,2 $\approx 1,0 \cdot 850 \cdot 2,13$		=	1800 "
aus Pos. A/III/11		=	600 "
aus Pos. A/II/11a	max A	=	2930 "
aus Pos. A/I/11a	max A	=	2930 "
aus Mauerwerk + Putz bei 15 % Abzug $0,85 \cdot (0,30 + 0,04) \cdot 1800 \cdot 9,30 \cdot 2,13$		=	10300 "
	P	=	65.060 kp

b) gleichmäßig über den gesamten Mauerwerkspfeiler verteilte Belastung

$$q = 65060 / 1,50 = 43400 \text{ kp/m}$$

$$\text{Mauerwerkspressung: } \sigma = 43400 / 30 \cdot 100 = 14,5 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Mauerwerk in HLZ 1,6/150 MG III

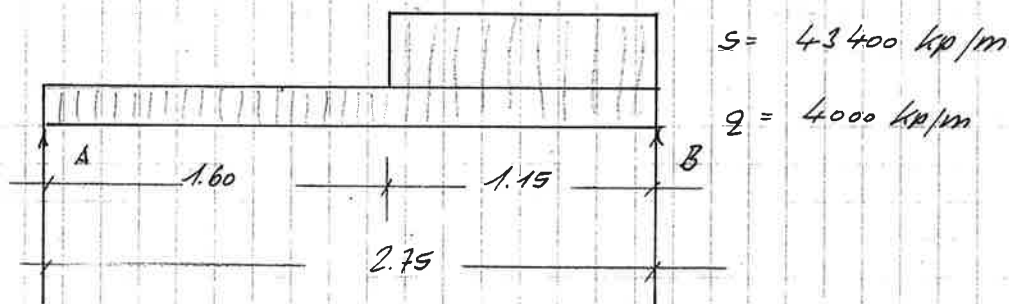
$$\text{mit } \sigma_{\text{zul}} = 16 \text{ kp/cm}^2$$

Achtung! In diesen Mauerwerkspfeilern dürfen keine waagerechten Schlitzte hergestellt werden!

$$\text{Streckenlast für den Sturz } S = 43400 \text{ kp/m}$$

c) gleichmäßige Last wie Pos. A/E/12 $q = 4000 \text{ kp/m}$

System und Belastung:



$$A = 4,00 \cdot 2,75/2 + 43,4 \cdot 1,15 \cdot 0,575/2,75 =$$

$$A = 5,50 + 10,40 = 15,90 \text{ Mp}$$

$$B = 5,50 + 43,4 \cdot 1,15 \cdot 2,175/2,75 =$$

$$B = 5,50 + 39,40 = 44,90 \text{ Mp}$$

$$X' = 44,90/47,4 = 0,95 \text{ m}$$

$$\max M = 0,95 \cdot 44,90 - 47,4 \cdot 0,95^2/2 =$$

$$\max M = 42,7 - 21,2 = 21,5 \text{ Mpm}$$

$$\text{Bemessung: erf } W_x = 2150/2,1 = 1020 \text{ cm}^3$$

$$\text{gewählt: 2 x INP 300 St 52 mit } W = 1306 \text{ cm}^3$$

$$\max \sigma = 2150/1306 = 1,65 \text{ Mp/cm}^2 < 2,1 \text{ Mp/cm}^2$$

$$\max \tau = 44900/2 \cdot 1,08 \cdot 26,8 = 0,78 \text{ Mp/cm}^2 <$$

$$1,35 \text{ Mp/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1,65^2 + 3 \cdot 0,78^2} = \sqrt{2,72 + 1,82} =$$

$$\sigma_v = \sqrt{4,54} = 2,13 \text{ Mp/cm}^2 < 2,70 \text{ Mp/cm}^2$$

Die Träger sind alle 1,0 m mit Schraubenbolzen M 16 miteinander zu verbinden.

Achtung! Die Träger der Pos. A/E/12 und Pos. A/E/13 werden für beide Felder durchlaufend angeordnet.

Pos. A/E/13

Querschnitt der Pos. A/E/13 wie Pos. A/E/12 dargestellt.

Pos. A/E/14 Stahlbetonsäule 30/36,5 cm BQ 26 . 31,5 cm
in B 300

$h_k = 3,10 \text{ m} = \text{Stockwerkshöhe}$

<u>Belastung:</u> aus Pos. A/E/12	max B	=	52,70 Mp
aus Pos. A/E/13	max A	=	15,90 "
aus Eigengewicht	$\approx$		1,40 "
	P	=	70,00 Mp

Knicksicherheitsnachweis

$$\Delta M = N \cdot \Delta m \cdot k$$

$$N = 70000 \text{ kp}$$

$$K = 0,26/6 = 0,043$$

$$\eta = 310/26 \cdot 0,289 = 41$$

Annahme: $F_e = 2 \% \text{ von } F_b$

$$\Delta m \approx 0,20$$

$$\Delta M \approx 70000 \cdot 0,20 \cdot 0,043 \approx 605 \text{ kpm}$$

Bemessung nach Ouvrier

$$\sigma_{bi} = N/b \cdot d = 70000/26 \cdot 31,5 = 85 \text{ kp/cm}^2$$

$$e_x' = M/b \cdot N = 605/26 \cdot 70000 = 0,033$$

$$e_x' \approx 0,0469$$

Tafel D Punkt 9

Tafel M Beton B 300 einachsiger Faktor 1,10

Tabelle 2 Punkt 9

σ_{bi} bei $\mu = 2 \%$

$$\sigma_{bi} = 1,10 \cdot 104 = 114 \text{ kp/cm}^2 > 85,0 \text{ kp/cm}^2$$

$$Fe = 2/100 \cdot 26 \cdot 31,5 = 16,4 \text{ cm}^2$$

gewählt: in jeder Bügelecke 1 III $\emptyset$ 26

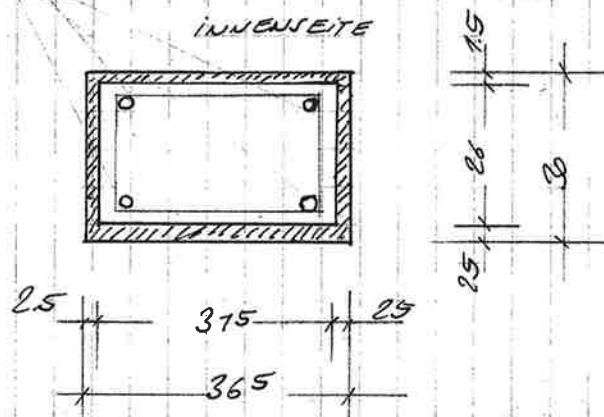
$$\text{mit } Fe = 21,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bügel III } \emptyset 8 \quad t = 15 \text{ cm}$$

Die Eisen sind im Fenstersturz Pos. A/E/12 und Pos. A/E/13 sowie in der Kellerwand gut zu verankern. Für eine evtl. unbeabsichtigte Durchlaufwirkung der Pos. A/E/12 und Pos. A/E/13 ist eine genügende Reserve vorhanden.

$$\text{max Betonpressung: } 70000/26 \cdot 31,5 \approx 85 \text{ kp/cm}^2$$

4 III $\emptyset$ 26



Die Kellerumfassungswand ist im Bereich der Säulenaufleger in B 300 herzustellen.

Pos. A/E/15 Stahlbetonsäule 30/36,5 cm BQ 26/31,5 cm in B 300

$$h_k = 3,10 \text{ m} = \text{Stockwerkshöhe}$$

<u>Belastung:</u> aus Pos. A/E/13	max B	= 44900 kp
aus Pos. A/E/11a	max A	= 7300 "
aus Pos. A/E/13	max A	= 9000 "
Eigengewicht		$\approx 1800 "$
	P	= 63000 kp

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. A/E/14

Pos. A/E/16 Stahlbetonfenstersturz 30/29,5 cm BQ 24/36,5 cm
 $l = 4,01 + 0,24 = 4,25 \text{ m}$

Belastung:

a) Streckenlasten aus den Mauerpfeilern der
 Obergeschoße

Mauerpfeilerbreite 0,75 m

aus Pos. A/III/10	max A	= 4050 kp
aus Pos. A/II/10	max A	= 2170 "
aus Pos. A/I/10	max A	= 2170 "

unbeabsichtigte Auflagerung aus

Pos. A/II/7, A/I/7, A/E/7

$$\approx 3 \cdot 0,50 \cdot 1000 \cdot 0,75 = 1130 "$$

$$\text{Pos. A/III/7} \quad 2200 \cdot 0,75 = 1650 "$$

Pos. A/II/6, A/I/6, A/E/6

$$\approx 3 \cdot 0,50 \cdot 850 \cdot 0,75 \approx 950 "$$

Eigengewicht des Mauerpfeilers
 (Poroton)

$$(0,30 \cdot 1000 + 0,04 \cdot 1800) \cdot 3 \cdot 2,60 \cdot 0,75 = 2180 "$$

$$P = 14300 \text{ kp}$$

gleichmäßig verteilte Belastung (Streckenlast) auf

75 cm Breite

$$14300/0,75 = S \approx 19000 \text{ kp/m}$$

Pos. A/E/16

über die gesamte Trägerlänge verteilte Belastung
aus unbeabsichtigte Auflagerung Pos. A/E/7

$$\approx 0,50 \cdot 1000$$

$$= 500 \text{ kp/m}$$

aus Pos. A/E/6

$$\approx 0,50 \cdot 850$$

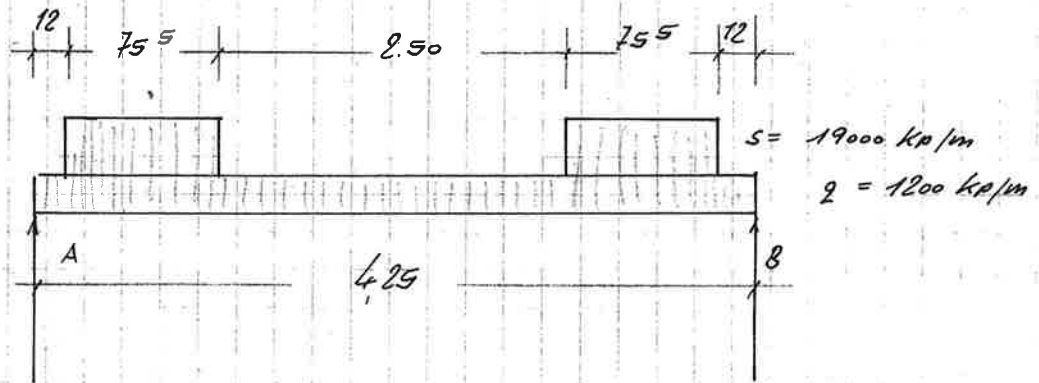
$$= 425 "$$

aus Eigengewicht

$$\approx 275 "$$

$$q = 1200 \text{ kp/m}$$

System und Belastung:



$$A = B = 1,2 \cdot 4,25/2 + 190 \cdot 0,75^5 = 2,55 + 14,30 = 16,85 \text{ Mp}$$

$$X = 2,12^5 \text{ m}$$

$$\max M = 16,85 \cdot 2,125 - 1,20 \cdot 2,125^2/2 - 14,30 \cdot 1,628$$

$$\max M = 35,8 - 2,70 - 23,30 =$$

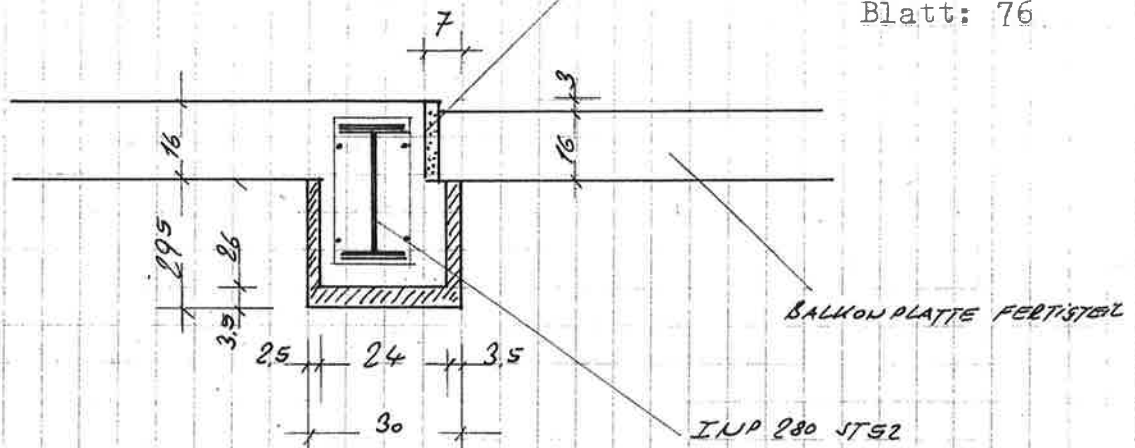
$$\max M = 35,8 - 26,00 = 9,80 \text{ Mpm}$$

$$\text{Bemessung: erf } W_x = 980/2,1 = 467 \text{ cm}^3$$

$$\text{gewählt: INP 280 St 52 mit } W_x = 542 \text{ cm}^3$$

$$\max \sigma = 980/542 = 1,8 \text{ Mp/cm}^2 < 2,1 \text{ Mp/cm}^2$$

$$\max \tau = 16850/1,01 \cdot 25 = 0,67 \text{ Mp/cm}^2 < 1,35 \text{ Mp/cm}^2$$



Der Träger ist soweit als möglich durchgehend auszuführen. Sturz und Decke sind in einem Arbeitsgang zu betonieren.

Bügel III $\emptyset$ 6 $t = 20$ cm VE 4 III $\emptyset$ 8

Pos. A/E/17 Stahlbetonkragträger (im Bereich der Stahlbetonabfängewände)

$b = 10$ cm $d = 93$ cm in B 225 zur Aufnahme der Last aus den Balkonfertigteilen

$l_k = 1,65$ m

Schnittkräfte wie Pos. A/II/17

$\min M_k = - 8,53$ Mpm

Auflager A $\approx 12,35$ Mp

Bemessung: $d = 93$ cm $h = 85$ cm B 225 $b = 10$ cm

$h = 9,2 \sqrt{8,53/0,10} = 85$ cm $\sigma = 80/2400$

$Fe = 0,47 \cdot 853/85 = 4,70$ cm²

gewählt: 2 III $\emptyset$ 18 mit $Fe = 5,10$ cm²

Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 15$ cm

Diagonalbewehrung 2 III $\emptyset$ 16

$$\max \tau = 12350 / 10 \cdot 85 \cdot 0,90 = 16,2 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{erf } F_{\tau} = 4,70 \text{ cm}^2$$

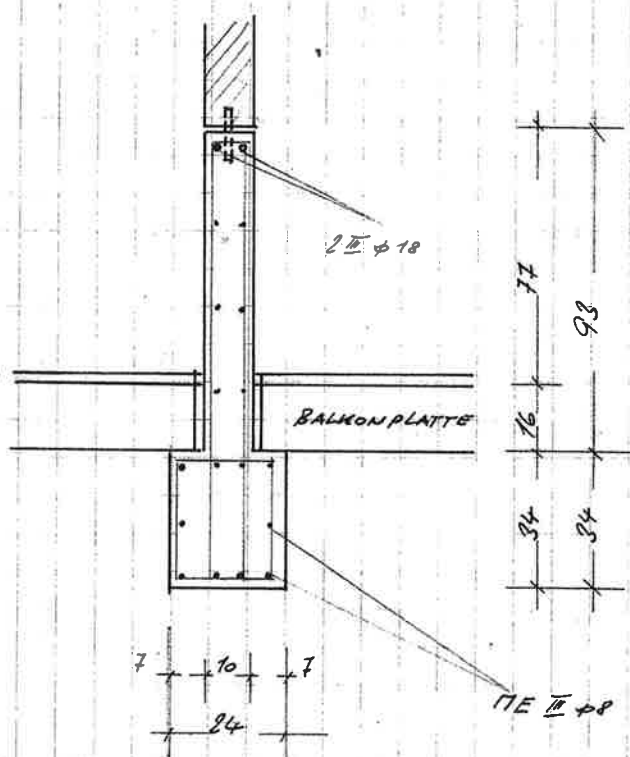
Durch Bügelbewehrung ausreichend gedeckt

ME für die Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 15 \text{ cm}$

Konsolenbewehrung Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 15 \text{ cm}$

ME III $\emptyset$ 8 $t = 20 \text{ cm}$

Sichtblende 10 cm stark



Die Bewehrung 2 III $\emptyset$ 18 ist in der Stahlbetonabfangwand mind. 2,5 m zu verankern, Die Konsole 24/34 cm in Sichtbeton ist gemeinsam mit dem tragenden Teil (10/90 cm) zu betonieren und endet Aussenkante Wand.

Pos. A/E/18 Stahlbetonsäule in B 300

$h_K = 2,75 \text{ m}$ = Stockwerkshöhe

<u>Belastung:</u> aus Pos. A/E/16	2 · 16,85	=	33,70 Mp
aus Pos. A/II/17		=	12,35 "
aus Pos. A/I/17		=	12,35 "

Übertrag: = 58,40 Mp

Pos. A/E/18

Übertrag:	=	58,40 Mp
aus Pos. A/E/17	=	12,35 "
aus Pos. A/E/9	=	72,00 "
Säuleneigengewicht	$\approx$	1,25 "
Q	=	144,00 Mp

Knicksicherheitsnachweis

$$\Delta M = N \cdot \Delta m \cdot K$$

$$N = 144000 \text{ Kp}$$

$$K = 0,26/6 = 0,043$$

$$\lambda = 275/26 \cdot 0,289 = 37$$

Annahme: Fe = 2 % von F_b

$$\Delta m \approx 0,20$$

$$\Delta M = 144000 \cdot 0,20 \cdot 0,043 = 1240 \text{ Kpm}$$

Bemessung nach Ouvrier

$$\sigma_{bi} = N/b \cdot d = 144000/26 \cdot 55 = 101 \text{ kp/cm}^2$$

$$e_x' = M/b \cdot N = 1240/26 \cdot 144000 = 0,0333$$

$$e_x \approx 0,0469$$

Tafel D Punkt 9

Tafel M Beton B 300 einachsiger Faktor 1,10

Tabelle 2 Punkt 9

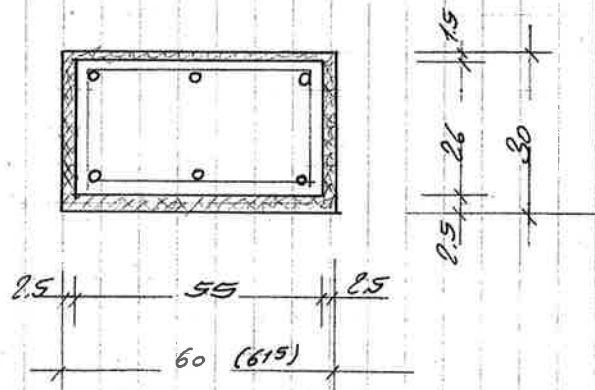
$$\sigma_{bi} = 1,10 \cdot 104 = 114 \text{ kp/cm}^2 > 101 \text{ kp/cm}^2$$

$$Fe = 2/100 \cdot 26 \cdot 55 = 28,5 \text{ cm}^2$$

gewählt: 6 III $\emptyset$ 26 mit Fe = 31,9 cm²Bügel III $\emptyset$ 8 t = 15 cm

Die Eisen sind in den darüberliegenden Stahlbetonwänden und in den Kellergeschoßwänden ausreichend zu verankern. Die Kelleraussenwand ist im Bereich der Säulenaufleger in B 300 herzustellen.

Achtung! Im gesamten Auflagerbereich der Positionen
A/E/9, A/E/10, A/E/16, A/E/17 ist
eine Betongüte von B 300 zu verwenden.



Pos. A/E/19 Mauerwerkspfeiler 24/140 cm

$$h_k = 2,60 \text{ m}$$

$$h_k/d = 260/24 = 10,8 > 10$$

Belastung:

aus Pos. A/III/5	1,40 · 710	=	1000 kp
aus Pos. A/II/5	1,40 · 980	=	1370 "
aus Pos. A/I/5	1,40 · 980	=	1370 "
aus Pos. A/E/5	1,40 · 980	=	1370 "
aus Pos. A/E/9		=	72000 "
aus Mauerwerk + Putz			
(0,24 + 0,03) · 1800 · 4 · 2,60		≈	5000 "
		=	82110 kp

$$\max \sigma = 82110/24 \cdot 140 = 24,5 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Mauerwerk aus Hochbauklinker / KMZ 350

$$\text{MG III mit } \sigma \text{ zul } \approx 26 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{bei } \lambda = 10,8$$

Lastverteilungsbalken 24/40 cm BQ 21/40 cm
in Stahlbeton B 300 unterhalb der Decke EG
1,40 m lang

Bewehrung: konstruktiv oben und unten

3 III $\emptyset$ 16 Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 10$ cm

Achtung! Im Pfeilermauerwerk dürfen keine Dübelsteine
eingemauert und keine Schlitzte angeordnet werden.

Pos. A/E/19a Mauerwerksscheibe

Ausführung wie Pos. A/E/19

Pos. A/E/20 Mauerwerkspfeiler

$h_k = 2,60$ m $h_{k/d} = 260/30 = 8,8$

konstruktiv in HLZ 1,6/250 MG III

mit $\sigma_{zul} = 22$ kp/cm²

Pos. A/E/21 Türstürze

konstruktiv in Fertigteilen der Fa. Dennert K.G.
Schlüsselfeld mit 2 Schichten Übermauerung.

Pos. A/E/22 Stahlbetonfensterstürze 30/45,5 cm BQ 26/42 cm
in B 225 einschl. Decke

Bewehrung 3 III $\emptyset$ 12 aufgeb. 1 III $\emptyset$ 12

Bügel III $\emptyset$ 6 $t = 25$ cm

6) UNTERGESCHOSS :

Pos. A/U/1 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 durchlaufend über 2 Felder

$$l_1 = l_2 = 4,01 + 0,24 = 4,25 \text{ m}$$

<u>Belastung:</u> 16 cm Stahlbeton	16	.	25	=	400 kp/m^2
Belag, Estrich				$\approx$	100 "
Putz				$\approx$	25 "
				g	= 525 kp/m^2
Verkehrslast				=	500 "
				q	= 1025 kp/m^2

Ermittlung der Schnittkräfte nach Betonkalender

Momente:

$$M_1 = M_2 = 0,07 \cdot 0,525 \cdot 4,25^2 + 0,096 \cdot 0,50 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_1 = M_2 = 0,67 + 0,87 = 1,54 \text{ Mpm}$$

$$M_B = - 0,125 \cdot 1,025 \cdot 4,25^2 = - 2,30 \text{ Mpm}$$

Auflagerkräfte

$$A = C = 0,375 \cdot 0,525 \cdot 4,25 + 0,439 \cdot 0,50 \cdot 4,25 =$$

$$A = C = 0,84 + 0,93 = 1,77 \text{ Mp}$$

$$B = 1,25 \cdot 1,025 \cdot 4,25 = 5,43 \text{ Mp}$$

$$M_B' = - 2,30 + 5,43 \cdot 0,24/8 = - 2,30 + 0,16 = - 2,14 \text{ Mpm}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

$$\text{Felder 1 + 2: } h = 11,5 \sqrt{1,54} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 70/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 154/14,3 = 4,20 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 443 mit $Fe = 4,43 \text{ cm}^2$

$$\text{Stütze: } h = 9,8 \sqrt{2,14} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 80/2800$$

$$Fe = 0,40 \cdot 214/14,3 = 6,0 \text{ cm}^2$$

gewählt: 2 x R 317 mit $Fe = 6,34 \text{ cm}^2$

Pos. A/U/2 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 über 1 Feld

$$l = 4,01 + 0,24 = 4,25 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. A/U/1 $\max q = 1025 \text{ kp/m}^2$

$$\max M = 1,025 \cdot 4,25^2 / 8 = 2,30 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 1,025 \cdot 4,25 / 2 = 2,18 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$

$$h = 9,4 \sqrt{2,30} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma = 80/2600$$

$$Fe = 0,43 \cdot 230 / 14,3 = 6,90 \text{ cm}^2$$

gewählt: unter Berücksichtigung der 3-seitigen Auflagerung

$$1 \text{ x R } 589 \text{ mit } Fe = 5,89 \text{ cm}^2$$

am Übergang zu Pos. A/U/1

zusätzlich 2 III $\emptyset 10$

Pos. A/U/3 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 durchlaufend
über 4 Felder

$$l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = 4,01 + 0,24 = 4,25 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. A/U/1

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 500 \text{ "}$$

$$q = 1025 \text{ kp/m}^2$$

Ermittlung der Schnittkräfte nach Betonkalender

Feldmomente:

$$M_1 = M_4 = 0,077 \cdot 0,525 \cdot 4,25^2 + 0,10 \cdot 0,50 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_1 = M_4 = 0,73 + 0,90 = 1,63 \text{ Mpm}$$

$$M_1 = M_3 = 0,036 \cdot 0,525 \cdot 4,25^2 + 0,08 \cdot 0,50 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_2 = M_3 = 0,34 + 0,72 = 1,06 \text{ Mpm}$$

Stützmomente:

$$M_B = M_D = - 0,107 \cdot 0,525 \cdot 4,25^2 - 0,121 \cdot 0,50 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_B = M_D = - 1,01 - 1,09 = - 2,10 \text{ Mpm}$$

$$M_C = - 0,071 \cdot 0,525 \cdot 4,25^2 - 0,107 \cdot 0,50 \cdot 4,25^2 =$$

$$M_C = - 0,67 - 0,96 = - 1,63 \text{ Mpm}$$

Auflagerkräfte:

$$A = E = - 0,393 \cdot 0,525 \cdot 4,25 + 0,446 \cdot 0,50 \cdot 4,25 =$$

$$A = E = 0,87 + 0,95 = 1,82 \text{ Mp}$$

$$B = D = 1,143 \cdot 0,525 \cdot 4,25 + 1,223 \cdot 0,50 \cdot 4,25 =$$

$$B = D = 2,54 + 2,60 = 5,14 \text{ Mp}$$

$$G = 0,929 \cdot 0,525 \cdot 4,25 + 1,143 \cdot 0,50 \cdot 4,25 =$$

$$G = 2,06 + 2,42 = 4,48 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

$$\text{Feld 1} = \text{Feld 4: } h = 11,2 \sqrt{1,63} = 14,3 \text{ cm}$$

$$\sigma < 70/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 163/14,3 = 4,43 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 443 mit $Fe = 4,43 \text{ cm}^2$

$$\text{Feld 2} = \text{Feld 3: } h = 13,8 \sqrt{1,06} = 14,3 \text{ cm}$$

$$\sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 106/14,3 = 2,90 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 317 mit $Fe = 3,17 \text{ cm}^2$

Stütze B: = Stütze D:

$$M_B' = M_D' = - 2,10 + 5,14 \cdot 0,24/8 =$$

$$M_B' = M_D' = - 2,10 + 0,15 = - 1,95 \text{ Mpm}$$

$$h = 10,2 \sqrt{1,95} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 80/2800$$

$$Fe = 0,40 \cdot 195/14,3 = 5,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gewählt: } 1 \times R 589 \text{ mit } Fe = 5,89 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Stütze C: } M_C &= -1,63 + 4,48 \cdot 0,24/8 = -1,63 + 0,13 \\ &= -1,50 \text{ Mpm} \end{aligned}$$

$$h = 11,7 \sqrt{1,50} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 70/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 150/14,3 = 4,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 443 \text{ mit } Fe = 4,43 \text{ cm}^2$$

Pos. A/U/4 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 über 1 Feld

$$l = 2,01 + 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Belastung: Eigengewicht

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

Verkehrslast

$$p = 500 \text{ "}$$

$$q = 1025 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 1,025 \cdot 2,25^2/8 = 0,65 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 1,025 \cdot 2,25/2 = 1,15 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 11,3 \text{ cm}$ B 225

$$h = 14,0 \sqrt{0,65} = 11,3 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 65/11,3 = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 262 \text{ mit } Fe = 2,62 \text{ cm}^2$$

Die Decke wird an ihrer Oberseite konstruktiv mit

1 x R 262 mit den angrenzenden Decken Pos. A/U/3 und

Pos. A/U/1 verbunden.

Pos. A/U/5 Türstürze

In Fertigteilen der Fa. Dennert K.G., Schlüsselfeld
11,5 cm hoch mit 2 Schichten Übermauerung.

Pos. A/U/6 Lichtschachtwände in Stahlbeton B 225

Bewehrung auf der Innenseite horizontal

III $\emptyset$ 10 $t = 15$ cm mit $Fe = 5,24$ cm²

Im Bereich der Schottenwände auf der Aussenseite

III $\emptyset$ 10 $t = 15$ cm mit $Fe = 5,24$ cm²

Die Schottenwände sind in den Kellerumfassungswänden
mit III $\emptyset$ 12 $t = 12,5$ cm einzubinden.

Pos. A/U/7 Stürze über Kellerfenster in B 225

30/29,5 cm

$l = 1,30 + 0,20 = 1,50$ m

Belastung: gering

Bewehrung: konstruktiv 3 III $\emptyset$ 10 $Fe = 2,40$ cm²

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 10

Bügel III $\emptyset$ 6 $t = 25$ cm

Pos. A/U/8 Umfassungswände $d = 30$ cm in Stahlbeton B 225

Bewehrung: An der Innenseite infolge Erddruck konstruktiv
1 x R 443 mit $Fe = 4,43$ cm², im Bereich der
Fensterpfeiler zusätzlich 4 III $\emptyset$ 12 mit
 $Fe = 4,5$ cm².

Die Wände sind durch die Stahlbetonfußboden-
platte und durch die Stahlbetondecke ausge-
steift.

Unterhalb der Fensterbrüstung und unmittelbar über dem Fundament ist ein Bügelkorb mit je 4 III $\emptyset$ 16, Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 50$ cm zur besseren Lastverteilung aus den Stahlbetonstützen im EG, anzuordnen.

Im Auflagerbereich der erdgeschoßigen Stützen ist B 300 zu verwenden.

Pos. A/U/9 Mauerwerkspfeiler 24/170cm

$$h_k = 3,10 \text{ m} \quad h_k/d = 310/24 = 13$$

<u>Belastung:</u> aus Pos. A/E/19	=	82110 kp
aus Pos. A/U/4 $1,70 \cdot 1150$	=	1950 "
aus Eigengewicht ($0,24 \cdot 2500 + 0,03 \cdot 1800$) $\cdot 3,10 \cdot 1,70$	=	<u>3450 "</u>
P	=	87510 kp

$$\max \sigma = 87510/24 \cdot 170 = 21,5 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: konstruktiv Stahlbeton B 225

Bewehrung: konstruktiv III $\emptyset$ 14 $t = 20$ cm

Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 20$ cm

Pos. A/U/10 Kellerfußboden $d = 12$ cm in B 225

Bewehrung konstruktiv 1 x Q 158

7) FUNDAMENTE :

Anmerkung: Es wird eine zul. Bodenpressung von $3,0 \text{ kp/cm}^2$ zugrunde gelegt. Dieser Wert stammt aus einer amtl. Bodenuntersuchung eines benachbarten Baugeländes, und wird hier als zutreffend vorausgesetzt, soweit keine gesonderte Bodenuntersuchung vorliegt.

Pos. A/F/1 Streifenfundament in Stahlbeton B160

Belastung:

aus Pos. A/III/6	max D =	3140 kp/m
aus Pos. A/II/6	max D =	4240 "
aus Pos. A/I/6	max D =	4240 "
aus Pos. A/E/6	max D =	4240 "
aus Pos. A/U/3	max D =	5140 "
aus Mauerwerk + Putz		
(0,24 + 0,03) . 1800 . 4 . 2,60	=	5050 "
(0,24 + 0,03) . 1800 . 3,10	=	1500 "
	=	27550 kp/m
Fundamenteigengewicht	=	1450 "
	max q =	29000 kp/m

Mauerwerkspressung:

$$\max \sigma = 27550 / 24 \cdot 100 = 11,5 \text{ kp/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Mauerwerk in KSL 1,6/250 MG II mit } \sigma \text{ zul} \\ = 16 \text{ kp/cm}^2 > 11,5 \text{ kp/cm}^2 \end{aligned}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 1,00 \text{ m}$

Fundamenthöhe $h = 0,50 \text{ m}$

$$\text{max. Bodenpressung} = 29000/100 \cdot 100 = 2,9 \text{ kp/cm}^2 < 3,0 \text{ kp/cm}^2$$

Querbewehrung: konstruktiv in der Fundamentsohle

$$1 \times R 377 \text{ mit Fe} = 3,77 \text{ cm}^2$$

Sauberkeitsschicht B 80, 5 cm stark

Pos. A/F/2 Streifenfundament in Stampfbeton B 120

Belastung: gering

gewählt: konstruktiv Fundamentbreite $b = 50 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 40 \text{ cm}$

Pos. A/F/3 Streifenfundament in Stahlbeton B 160

<u>Belastung:</u> aus Pos. A/III/6	max E	=	1100 kp/m
aus Pos. A/II/6	max E	=	1490 "
aus Pos. A/I/6	max E	=	1490 "
aus Pos. A/E/6	max E	=	1490 "
aus Pos. A/U/3	max E	=	1820 "
aus Pos. A/E/1	max A	=	3750 "

unbeabsichtigte Auflagerung aus
Decken

aus Pos. A/III/3	0,50 . 635	=	320 "
aus Pos. A/II/3	0,50 . 850	=	425 "
aus Pos. A/I/3	0,50 . 850	=	425 "
aus Pos. A/U/1	max A	=	1770 "

aus den Stahlbetonplattenbalken
und Unterzügen in allen Geschoßen
unter der Annahme, daß sich die
Last gleichmäßig auf die gesamte
Hausbreite verteilt

Übertrag: = 14080 kp/m

Pos. A/F/3

$$\text{Übertrag:} = 14080 \text{ kp/m}$$

$$B \approx 20,01 - 2 \cdot 1,50 \approx 17,01 \text{ m}$$

$$\text{aus Pos. A/III/8 } 2 \cdot \max A = 2 \cdot 12,41 = 24,82 \text{ Mp}$$

$$\text{aus Pos. A/III/13 } 2 \cdot \max A = 2 \cdot 10,29 = 20,58 \text{ "}$$

$$\text{aus Pos. A/II/8 } 2 \cdot \max A = 2 \cdot 18,97 = 37,94 \text{ "}$$

$$\text{aus Pos. A/II/13 } 2 \cdot \max A = 2 \cdot 16,25 = 32,50 \text{ "}$$

$$\text{aus Pos. A/I/8 } 2 \cdot \max A = 2 \cdot 18,97 = 37,94 \text{ "}$$

$$\text{aus Pos. A/I/13 } 2 \cdot \max A = 2 \cdot 16,25 = 32,50 \text{ "}$$

$$\text{aus Pos. A/E/3 } 2 \cdot \max A = 2 \cdot 9,00 = \underline{18,00 \text{ "}}$$

$$\Sigma P = 204,28 \text{ Mp}$$

gleichmäßig verteilt für die Fundamentsohle

$$204280 / 17,01 \text{ i.M.} = 12000 \text{ "}$$

gleichmäßig verteilt für die Mauerwerksohle

unter Abrechnung der Gangbreite

$$204280 / (17,01 - 2,01) = 13600 \text{ kp/m}$$

$$\text{aus Mauerwerk + Putz wie Pos. A/F/1} = 5050 \text{ "}$$

$$\text{us} = \underline{1500 \text{ "}}$$

$$= 32630 \text{ kp/m}$$

Fundamenteigengewicht

$$\approx \underline{1370 \text{ "}}$$

$$\max q = 34000 \text{ kp/m}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 1,15 \text{ m}$

Fundamenthöhe $h = 0,50 \text{ m}$

$$\max \sigma = 34000 / 115 \cdot 100 = 2,96 \text{ kp/cm}^2 < 3,0 \text{ kp/cm}^2$$

Mauerwerkspressung in der Bodenfuge

$$q = 32630 + (13600 - 12000) = 32630 + 1600 = 34230 \text{ kp/m}$$

$$\max \sigma = 34230 / 24 \cdot 100 = 14,3 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Mauerwerk in KSL 1,6/250 MG II mit

$$\sigma_{\text{zul}} = 16 \text{ kp/cm}^2 > 14,3 \text{ kp/cm}^2$$

Pos. A/F/3

Querbewehrung; in der Fundamentsohle

$$1 \times R 513 \text{ mit } Fe = 5,13 \text{ cm}^2$$

5 cm Sauberkeitsschicht B 80

Längsbewehrung zur besseren Lastverteilung

$$Fe = Fe' = 2 \text{ III } \emptyset 18 \quad \text{Bügel III } \emptyset 8$$

$$t = 50 \text{ cm}$$

Pos. A/F/4 Streifenfundament in Stahlbeton B 160

<u>Belastung:</u>	aus Pos. A/III/5	max A	=	710 kp/m
	aus Pos. A/II/5	max A	=	980 "
	aus Pos. A/I/5	max A	=	980 "
	aus Pos. A/E/5	max A	=	980 "
	aus Pos. A/U/4	max A	=	1150 "

unbeabsichtigte Auflagerungen aus Decken

aus Pos. A/III/6	0,50 . 635	=	320 "
aus Pos. A/II/6	0,50 . 850	=	425 "
aus Pos. A/I/6	0,50 . 850	=	425 "
aus Pos. A/E/6	0,50 . 850	=	425 "
aus Pos. A/U/3	0,50 . 1025	=	515 "
		=	6910 kp/m

aus Mauerwerk + Putz vergl.

$$\text{Pos. A/F/1} = 5050 "$$

$$US = 1500 "$$

$$\text{Fundamenteigengewicht} \cong 1040 "$$

$$\text{max } q = 14500 \text{ kp/m}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 60 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 50 \text{ cm}$

$$\text{max. Bodenpressung } \sigma = 14500 / 60 \cdot 100 = 2,4 \text{ kp/cm}^2 < 3,0 \text{ kp/cm}^2$$

Pos. A/F/4

Pos. A/F/4a Fundamente in Stahlbeton B160 unter den Stahlbetonscheiben der Pos. A/U/9

Gesamtlast aus Pos. A/U/9 87510 kp
 aus Fundamenteigengewicht $\approx$ 6490 "

max P = 94000 kp

gewählt: Fundamentkörper 2,80 m lang
 1,25 m breit
 0,65 m hoch

Bodenpressung: $\max \sigma = 94000 / 280 \cdot 125 = 2,70 \text{ kp/cm}^2 < 3,00 \text{ kp/cm}^2$

Bewehrung in der Fundamentsohle 1 x Q 377

Sauberkeitsschicht 5 cm stark B 80

Anschlußisen für die Betonscheiben Pos. A/U/9

III $\emptyset$ 14 t = 20 cm als U - Bügel

Pos. A/F/5 Fundament in Stahlbeton B160

Belastungsannahme im Bereich der erdgeschoßigen Stahlbetonsäulen unter der Annahme, daß sich die Einzellasten bis zur Fundamentsohle gleichmäßig verteilen

(lastverteilende Bewehrung in der Kelleraussenwand)

aus Pos. A/E/18 max Q = 144,0 Mp

verteilt auf 4,25 m

q = $144000 / 4,25 = 33900 \text{ kp/m}$

aus unbeabsichtigte Auflagerung

Pos. A/U/3 $\approx 0,50 \cdot 1025 = 510 "$

aus Gewicht Kellerwand

($0,30 \cdot 2500 + 0,04 \cdot 1800$) $\cdot 3,25 = 2660 "$

aus Fundamenteigengewicht $\approx$ 1930 "

max q = 39000 kp/m

Pos. A/F/5

gewählt: Fundamentbreite $b = 1,30 \text{ m}$

Fundamenthöhe $h = 0,50 \text{ m}$

Bodenpressung: $\max \sigma = \frac{39000}{130} \cdot 100 = 3,0 \text{ kp/cm}^2$
 $= \sigma \text{ zul}$

Querbewehrung konstruktiv $1 \times R 589$ mit $Fe = 5,89 \text{ cm}^2$

Pos. A/F/5a Streifenfundament in Stahlbeton B 160

gewählt: konstruktiv in Anlehnung an Pos. A/F/5

Fundamentbreite $b = 90 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 50 \text{ cm}$

Querbewehrung $1 \times R 377$ mit $Fe = 3,77 \text{ cm}^2$

Pos. A/F/6 Streifenfundament in Stahlbeton B 160

Belastung:

Unter der Annahme, daß sich die Einzellasten aus den erdgeschoßigen Stahlbetonstützen bis zur Fundamentsohle gleichmäßig verteilen, wird die Gesamtlast für die gesamte Giebelscheibe ermittelt und über die Hausbreite (20,01 m) verteilt angenommen.

aus Pos. A/III/8	$\max B = 2 \cdot 15480$	$= 30960 \text{ kp}$
aus Pos. A/III/13	$\max B = 2 \cdot 10850$	$= 21700 \text{ "}$
aus Pos. A/II/8	$\max B = 2 \cdot 21180$	$= 42360 \text{ "}$
aus Pos. A/II/13	$\max B = 2 \cdot 16250$	$= 32500 \text{ "}$
aus Pos. A/I/8	$\max B = 2 \cdot 21180$	$= 42360 \text{ "}$
aus Pos. A/I/13	$\max B = 2 \cdot 16250$	$= 32500 \text{ "}$
aus Pos. A/E/3	$\max B = 2 \cdot 9000$	$= 18000 \text{ "}$
aus Pos. A/II/11	$2,01 \cdot 2380$	$= 4760 \text{ "}$
aus Pos. A/I/11	$2,01 \cdot 2380$	$= 4760 \text{ "}$
aus Pos. A/E/11	$2,01 \cdot 2380$	$= 4760 \text{ "}$
	P	$= 234660 \text{ kp}$
		Pos. A/F/6

gleichmäßig verteilt über 20,01 m

$$234660 / 20,01 = 11750 \text{ kp/m}$$

aus Decke Pos. A/E/1 max B = 3750 "

aus Decke Pos. A/U/1 max G = 1770 "

aus Mauerwerk + Putz bei 15 % Abzug
 $0,85 (0,30 + 0,04) \cdot 1800 \cdot 11,80 = 6120 "$

U.G. $(0,30 \cdot 2500 + 0,04 \cdot 1800) \cdot 3,25 = 2700 "$

Fundamenteigengewicht $\cong$ 1110 "

$$\text{max } q = 27200 \text{ kp/m}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 1,00 \text{ m}$

Fundamenthöhe $h = 0,50 \text{ m}$

max. Bodenpressung

$$\text{max } \sigma = 27200 / 100 \cdot 100 = 2,72 \text{ kp/cm}^2 < 3,00 \text{ kp/cm}^2$$

Querbewehrung in der Fundamentsohle

konstruktiv 1 x R 377 mit Fe = $3,77 \text{ cm}^2$

Sauberkeitsschicht 5 cm stark B 80

GEBÄUDETEIL : B

1) DACHKONSTRUKTION; einschl. Maschinenraum für die Aufzugsanlage

Pos. B/D/1 Sparren der Dachkonstruktion in Nadelholz, Güteklasse II

gewählt: wie Pos. A/D/1 Sparren 8/18 cm
bei einem max. Achsabstand von 85 cm,
sonst genau wie Pos. A/D/1 beschrieben.

Pos. B/D/2 Pfettenhölzer als Auflager für die Sparren in Nadelholz, Güteklasse II

gewählt: wie Pos. A/D/2 Pfette 12/18 cm
bei einem max. Abstand der Stuhlsäulen von
2,50 m, sonst wie Pos. A/D/2 beschrieben.

Pos. B/D/3 Dachstuhlsäulen im Abstand von max. 2,50 m in Nadelholz Güteklasse II

gewählt: wie Pos. A/D/3 Säule 12/12 cm, sonst
wie Pos. A/D/3 beschrieben

Pos. B/D/4 Fußschwellen zur Lastverteilung aus den Dachstuhlsäulen, in Nadelholz Güteklasse II

gewählt: wie Pos. A/D/4 Schwelle 12/14 cm,
sonst wie Pos. A/D/4 beschrieben

Pos. B/D/5 Kehlsparren in Nadelholz Güteklasse II

gewählt: wie Pos. A/D/5 Kehlsparren 12/20 cm,
sonst genau wie Pos. A/D/5 beschrieben.

Pos. B/D/6 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 durchlaufend
über 2 Felder

$$l_1 = 2,39 + 0,21 = 2,60 \text{ m}$$

$$l_2 = 5,235 + 0,265 = 5,50 \text{ m}$$

Belastung:

Dachhaut: 3-fache Pappe verschweißt

$$\approx 22 \text{ kp/m}^2$$

Kiesbett bis 20 mm stark

$$\approx 32 \text{ "}$$

Isolierung

$$\approx 6 \text{ "}$$

$$\underline{\quad 60 \text{ kp/m}^2}$$

16 cm Stahlbeton 16 . 25

$$= 400 \text{ "}$$

Putz

$$\approx 25 \text{ "}$$

$$g = 485 \text{ kp/m}^2$$

für Verkehrslast

$$p = 100 \text{ "}$$

$$q = 585 \text{ kp/m}^2$$

Schneelast wird nicht angesetzt

Ermittlung der Stützmomente nach Clapeyron

$$\text{infolge Feld 1 } M_B = \frac{- 2,60^3}{8(2,60 + 5,50)} \cdot q = - 0,22 \cdot q$$

$$\text{infolge Feld 2 } M_B = \frac{- 5,50^3}{8(2,60 + 5,50)} \cdot q = - 2,58 \cdot q$$

$$M_B = - 2,80 \cdot q$$

Momente infolge:

$$\text{ständige Last } M_B = - 0,485 \cdot 2,80 = - 1,36 \text{ Mpm}$$

$$\text{Nutzlast Feld 1 } M_B = - 0,100 \cdot 2,58 = - 0,26 \text{ "}$$

$$\text{Nutzlast Feld 2 } M_B = - 0,100 \cdot 0,22 = - 0,02 \text{ "}$$

$$M_B = - 1,64 \text{ Mpm}$$

Feldmomente:

$$\text{Feld 2: zugeh. } M_B = -1,36 - 0,26 = -1,62 \text{ Mpm}$$

$$C = 0,585 \cdot 5,50/2 - 1,62/5,50 = 1,61 - 0,30 = 1,31 \text{ Mp}$$

$$x' = 1,31/0,585 = 2,24 \text{ m}$$

$$\max M_2 = 1/2 \cdot 2,24 \cdot 1,31 = 1,46 \text{ Mpm}$$

$$\text{Feld 1: zugeh. } M_B = -1,36 - 0,02 = -1,38 \text{ Mpm}$$

$$\max A = 0,585 \cdot 2,60/2 - 1,38/2,60 = 0,76 - 0,53 = 0,23 \text{ Mp}$$

$$\min A = 0,485 \cdot 2,60/2 - 1,62/2,60 = 0,63 - 0,63 = 0 \text{ Mp}$$

$$\text{Stütze B: min } M_B = -1,66 \text{ Mpm}$$

$$B_l = 0,76 + 1,64/2,60 = 0,76 + 0,63 = 1,39 \text{ Mp}$$

$$B_r = 1,61 + 1,64/5,50 = 1,61 + 0,30 = 1,91 "$$

$$\max B = 3,30 \text{ Mp}$$

$$M_B' = -1,64 + 3,31 \cdot 0,24/8 = -1,64 - 0,10 = -1,54 \text{ Mpm}$$

$$\text{Bemessung: } d = 16 \text{ cm } h = 14 \text{ cm } B 225$$

$$\text{Feld 1: konstruktiv } 1 \times R 222 \text{ mit } Fe = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Feld 2: } h = 11,6 \sqrt{1,46} = 14,0 \text{ cm } \sigma < 70/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 146/14,0 = 4,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 262 \text{ zum Auflager C}$$

$$1 \times R 185 \text{ zum Auflager B}$$

$$\text{mit } Fe = 4,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Stütze B: } h = 11,1 \sqrt{1,54} = 14,0 \text{ cm } \sigma < 70/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 154/14,0 = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 443 \text{ mit } Fe = 4,43 \text{ cm}^2$$

Anmerkung: Die Stahlbetondecke ist auf allen Mauern über 2 Lagen Pappe 500er unbesandet, als Gleitschicht, aufzulagern. Es wird empfohlen, die Decke auch an der Unterseite mit 3,5cm dicken Isotexplatten zu isolieren.

Pos. B/D/7 Stürze über Fenster und Türen

Belastung: gering

Ausführung in Fertigteilen, der Fa. Dennert K.G.

Schlüsselfeld, mit 2 Schichten Übermauerung.

Pos. B/D/8 Stahlbetonplatte über dem Aufzugschacht nach
Angabe der Aufzug-Lieferfirma

2) IV. OBERGESCHOSS :

Anmerkung: Da die Dachsäulen und Pfetten nicht genau koordiniert werden können, wird für die Decke eine wechselseitige Nutzlast von $p = q_D$ der Pos. A/D/1 = 185 kp/m^2 angesetzt. Die Stahlbetondeckenfläche wird durch Anordnung von Trennfugen (nur innerhalb der Deckenstärke) konstruktiv voneinander getrennt, um der Bildung von horizontalen Rissen, hervorgehoben durch Schrumpfung und Ausdehnung der Decke, entgegen zu wirken. Ferner ist die Decke über dem IV. O.G. auf 2 Lagen 500er nackter Pappe aufzulagern.

Der Aufzugschacht ist in allen Geschoßen durch eine 2 cm st. Trennfuge von allen Bauteilen zu trennen. Die Wände (ohne Positionsangabe) sind durchgehend in allen Geschoßen 15 cm stark in Stahlbeton B 225 auszuführen. Bewehrung der Wände: auf beiden Seiten 1 x Q 185 mit jeweils ≈ 70 cm Anschlußlänge von Stockwerk zu Stockwerk.

Pos. B/IV/1 Stahlbetondecke d = 16 cm in B 225 über 1 Feld

$$l = 3,01 + 0,24 = 3,25 \text{ m}$$

<u>Belastung:</u> 16 cm Stahlbeton 16 . 25	= 400 kp/m ²
Putz	≈ 30 "
Isolierung, ca. 60 mm stark	≈ 20 "
	g = 450 kp/m ²
aus Dachkonstruktion	q _D = 185 "
	q = 635 kp/m ²

$$\max M = 0,635 \cdot 3,25^2 / 8 = 0,84 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,635 \cdot 3,25 / 2 = 1,03 \text{ Mp}$$

Bemessung: d = 16 cm h = 14,3 cm B 225

$$h = 15,6 \sqrt{0,84} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 84 / 14,3 = 2,24 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 262 mit Fe = 2,62 cm²

Anmerkung: Alle Deckenaussparungen sind ihrer Größe und der Bewehrung entsprechend auszuwechseln.

Randeinspannungsmatten werden aus Restmatten gewonnen und werden hier nicht näher bestimmt. Dies gilt auch für alle nachfolgenden Deckenpositionen.

Pos. B/IV/1a Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ über 1 Feld in B 225 $l \approx 2$
Ausführung und Bewehrung wie Pos. B/IV/1

Pos. B/IV/2 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 durchlaufend
über 2 Felder

$$l_1 = 4,51 + 0,24 = 4,75 \text{ m}$$

$$l_2 = 2,265 + 0,235 = 2,50 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. B/IV/1

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 185 \text{ "}$$

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

Ermittlung der Stützmomente nach Clapeyron

Momente infolge:

$$\text{Feld 1: } M_B = - \frac{4,75^3}{8(4,75 + 2,50)} \cdot q = - 1,85 \cdot q$$

$$\text{Feld 2: } M_B = - \frac{2,50^3}{8(4,75 + 2,50)} \cdot q = - 0,27 \cdot q$$

$$M_B = - 2,12 \cdot q$$

Momente infolge:

$$\text{ständige Last } M_B = - 0,45 \cdot 2,12 = - 0,95 \text{ Mpm}$$

$$\text{Nutzlast Feld 1 } M_B = - 0,185 \cdot 1,85 = - 0,34 \text{ "}$$

$$\text{Nutzlast Feld 2 } M_B = - 0,185 \cdot 0,27 = - 0,05 \text{ "}$$

$$\min M_B = - 1,34 \text{ Mpm}$$

Feldmomente:

$$\text{Feld 1: zugeh. } M_B = - 0,95 - 0,34 = - 1,29 \text{ Mpm}$$

$$A = 0,635 \cdot 4,75/2 - 1,29/4,75 =$$

$$A = 1,50 - 0,27 = 1,23 \text{ Mp}$$

$$X = 1,23 / 0,635 = 1,93 \text{ m}$$

$$\max M_1 = 1/2 \cdot 1,93 \cdot 1,23 = 1,19 \text{ Mpm}$$

$$\text{Feld 2: zugeh. } M_B = - 0,95 - 0,05 = - 1,00 \text{ Mpm}$$

$$C = 0,635 \cdot 2,50/2 - 1,00/2,50 = 0,80 - 0,40 = 0,40 \text{ Mp}$$

$$X = 0,40 / 0,635 = 0,63 \text{ m}$$

$$\max M_2 = 1/2 \cdot 0,63 \cdot 0,40 = 0,13 \text{ Mpm}$$

$$\max M_2' = 0,635 \cdot 2,50^2 / 14,22 = 0,28 \text{ Mpm maßgebend}$$

$$\text{Stütze B: min } M_B = - 1,34 \text{ Mpm}$$

$$B_L = 1,50 + 1,34 / 4,75 = 1,50 + 0,28 = 1,78 \text{ Mp}$$

$$B_R = 0,80 + 1,34 / 2,50 = 0,80 + 0,53 = 1,33 "$$

$$\max B = 3,11 \text{ Mp}$$

$$M_B' = - 1,34 + 3,11 \cdot 0,24/8 = - 1,34 + 0,09 = - 1,25 \text{ Mpm}$$

$$\text{Bemessung: } d = 16 \text{ cm } h = 14,3 \text{ cm } B 225$$

$$\text{Feld 1: } h = 13,1 \sqrt{1,19} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 119 / 14,3 = 3,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 377 \text{ mit } Fe = 3,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Feld 2: konstruktiv } 1 \times R 222 \text{ mit } Fe = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Stütze B: } h = 12,7 \sqrt{1,25} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 125 / 14,3 = 3,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 377 \text{ mit } Fe = 3,77 \text{ cm}^2$$

Die Matte ist über das gesamte Feld 2 zu führen.

Pos. B/IV/3 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 über 1 Feld

$$l = 4,51 + 0,24 = 4,75 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. B/IV/1

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 185 \text{ "}$$

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,635 \cdot 4,75^2/8 = 1,79 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,635 \cdot 4,75/2 = 1,51 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

$$h = 10,7 \sqrt{1,79} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 80/2800$$

$$Fe = 0,40 \cdot 179/14,3 = 5,00 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 513 mit $Fe = 5,13 \text{ cm}^2$ Pos. B/IV/4 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 über 1 Feld mit Kragarm

$$l_k = 1,33 + 0,12 = 1,45 \text{ m}$$

$$l_F = 3,01 + 0,24 = 3,25 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. B/IV/1

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 185 \text{ "}$$

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

$$M_{k_g} = - 0,45 \cdot 1,45^2/2 = - 0,47 \text{ Mpm}$$

$$M_{k_q} = - 0,635 \cdot 1,45^2/2 = - 0,67 \text{ Mpm}$$

$$\max A = 0,635 \cdot 1,45 + 0,635 \cdot 3,25/2 + 0,67/3,25 =$$

$$\max A = 0,92 + 1,03 + 0,20 = 2,15 \text{ Mp}$$

$$\max B = 1,03 - 0,47/3,25 = 1,03 - 0,14 = 0,89 \text{ Mp}$$

$$X' = 0,89/0,635 = 1,40 \text{ m}$$

$$\max M = 1,40 \cdot 0,89/2 = 0,63 \text{ Mpm}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

$$\text{Feld: } h = 18,0 \sqrt{0,63} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 40/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 63/14,3 = 1,68 \text{ cm}^2$$

gewählt: konstruktiv 1 x R 222 mit $Fe = 2,22 \text{ cm}^2$

am Kragarmende quer zur Spannrichtung 1 III $\emptyset$ 12

Pos. B/IV/5 Stahlbetonrippendecke System Rieger ohne
Leisten in B 225 mit 5 cm starker Druckplatte
bei 20 cm hohen Blechen, $d_o = 25 \text{ cm}$

$$l = 6,01 \approx 0,29 \approx 6,30 \text{ m} \quad \text{Rippenabstand } r = 50 \text{ cm}$$

Belastung: Eigengewicht Decke $254 \cdot 25/24 = 265 \text{ kp/m}^2$

Zuschlag für Isolierung und
Querrippen (Kasettenform-Untersicht) $\approx 65 \text{ "}$

$$g = 330 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Belastung aus der Dachkonstr.p} = 185 \text{ "}$$

$$q = 515 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,515 \cdot 6,30^2/8 = 2,54 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,515 \cdot 6,30/2 = 1,62 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d_o = 25 \text{ cm}$ $d = 5 \text{ cm}$ ohne Leiste B 225

$$Fe = 1,03 \cdot 2,54 = 2,62 \text{ cm}^2 / \text{Rippe}$$

gewählt: 2 x III $\emptyset$ 14 mit $Fe = 3,10 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 14

Bügelmatte aus R 168

Bewehrung in der Druckplatte 1 x R 131

1 Querrippe $a = 12 \text{ cm}$

Bewehrung oben und unten 2 III $\emptyset$ 12

Bügel III $\emptyset$ 6 $t = 20 \text{ cm}$

Die Pos. B/IV/5, Pos. B/IV/1 und Pos. B/IV/6 sind konstruktiv mit 1 x R 222 zu verbinden.

Pos. B/IV/6 Stahlbetondecke $d = 16$ cm über 1 Feld

$$l = 2,01 + 1,30 + 0,10 + 0,19 = 3,60 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. B/IV/1 $q = 635 \text{ kp/m}^2$

$$\max M = 0,635 \cdot 3,60^2 / 8 = 1,03 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,635 \cdot 3,60 / 2 = 1,13 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16$ cm B 225 $h = 14,3$ cm

$$h = 14,1 \sqrt{1,03} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 103 / 14,3 = 2,80 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 317 mit $Fe = 3,17 \text{ cm}^2$

Pos. B/IV/7 Stahlbetonüberzug 24/90 cm BQ 19/90 cm ohne

Deckenstärke in B 225 zur Abfangung der Aussenwand
des Maschinenraumes im D.G.

$$l = 6,01 + 0,29 = 6,30 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. B/D/6 $\max G = 1310 \text{ kp/m}$

aus Umfassungsmauerwerk + Putz

$$(0,24 + 0,04) \cdot 1800 \cdot 2,75 = 1390 \text{ "}$$

$$\text{Eigengewichtszuschlag} \approx 200 \text{ "}$$

$$q = 2900 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 2,9 \cdot 6,30^2 / 8 = 14,40 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 2,90 \cdot 6,30 / 2 = 9,10 \text{ Mp}$$

Bemessung: $b = 24$ cm $b_0 = 19$ cm $d_0 = 90$ cm

$h = 85$ cm B 225

$$h = 9,7 \sqrt{14,40 / 0,19} = 85 \text{ cm}$$

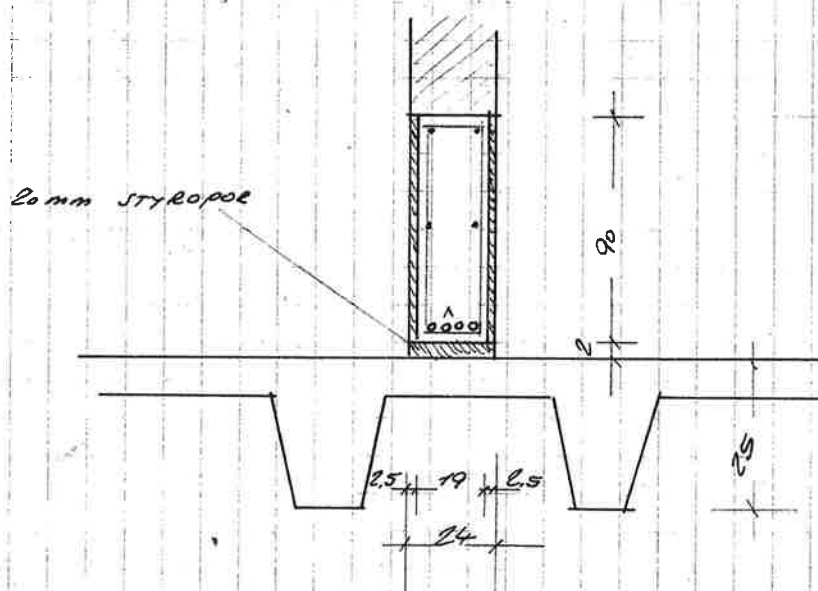
$$\sigma < 80/2400$$

$$Fe = 0,47 \cdot 1440 / 85 = 8,00 \text{ cm}^2$$

gewählt: 4 III $\emptyset 16$ mit $Fe = 8,00 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 16 Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 20$ cm

$$\max \tau = 9100/19 \cdot 85 \cdot 0,90 = 6,3 \text{ kp/cm}^2 < 7,00 \text{ kp/cm}^2$$



Pos. B/IV/8 Unterzug deckengleich
durchlaufend über 2 Felder

$$l_1 = 4,05 + 0,20 = 4,25 \text{ m}$$

$$l_2 = 3,41 + 0,19 = 3,60 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. B/IV/5 $\max A = 1620 \text{ kp/m}$
 aus Pos. B/IV/1a $\max A = 890 \text{ "}$
 $635 \cdot 2,80/2$
 aus Eigengewicht und unbeab-
 sichtigte Durchlaufwirkung $\approx 290 \text{ "}$

$$\max q = 2800 \text{ kp/m}$$

Ermittlung des Stützmomentes nach Clapeyron
ohne Wechselbelastung

Momente infolge:

$$\text{Feld 1: } M_B = - \frac{4,25^3}{8 (4,25 + 3,60)} \cdot q = - 1,22 \cdot q$$

$$\text{Feld 2: } M_B = - \frac{3,60^3}{8 (4,25 + 3,60)} \cdot q = - 0,75 \cdot q$$

$$M_B = - 1,97 \cdot q$$

$$M_B = - 1,97 \cdot 2,80 = - 5,55 \text{ Mpm}$$

Auflagerkräfte:

$$A = 2,80 \cdot 4,25/2 - 5,55/4,25 = 5,95 - 1,30 = 4,65 \text{ Mp}$$

$$C = 2,80 \cdot 3,60/2 - 5,55/3,60 = 5,05 - 1,55 = 3,50 \text{ Mp}$$

$$B_l = 5,95 + 1,30 = 7,25 \text{ Mp}$$

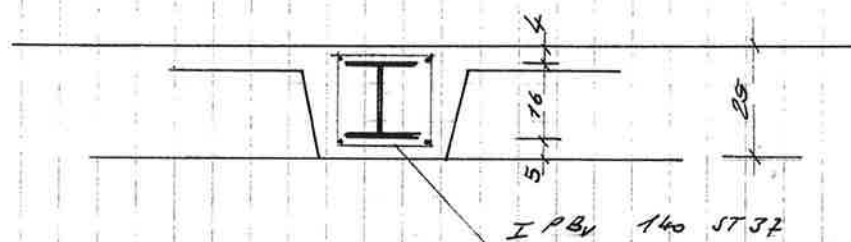
$$B_r = 5,05 + 1,55 = 6,60 \text{ Mp}$$

$$\max B = 13,85 \text{ Mp}$$

$$\text{Bemessung: erf } W_x = 555/1,4 = 400 \text{ cm}^3$$

$$\text{gewählt: IPB}_v \text{ 140 St 37 mit } W_x = 411 \text{ cm}^3$$

$$\max \sigma = 555/411 = 1,35 \text{ Mp/cm}^2 < 1,4 \text{ Mp/cm}^2$$



Auflagerausbildung B: konstr. über Auflagerplatte

240/300/20 mm mit Zentrierleiste 30/140/10 mm

Auflagermauerwerk aus Klinkersteinen KMZ 350/MG III
mind. 6 Schichten hoch, unter 45° abgetrept.

Pos. B/IV/9 Fensterstürze 30/29,5 cm

$$l = 1,26 + 0,14 = 1,40 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. B/IV/3 $\max A = 1510 \text{ kp/m}$

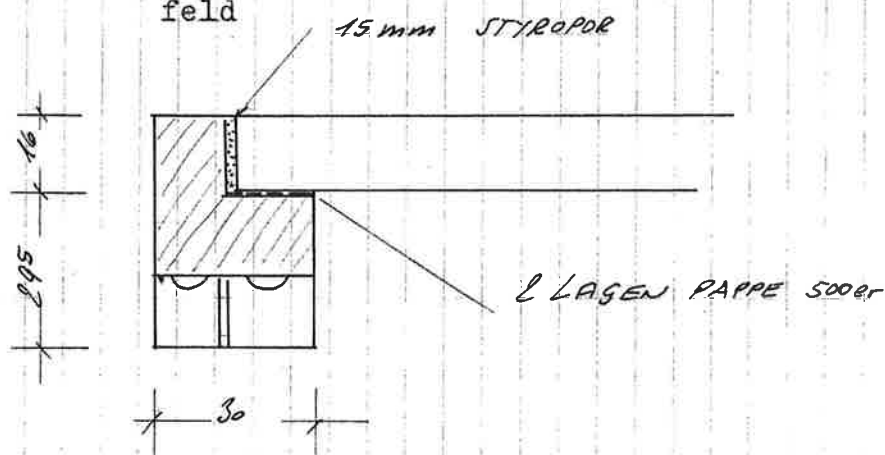
Übertrag: = 1510 kp/m

$$\begin{aligned} \text{Übertrag:} &= 1510 \text{ kp/m} \\ \text{aus Eigengewicht + Übermauerung} &\approx \underline{440 \text{ "}} \end{aligned}$$

$$\text{max } q = 1950 \text{ kp/m}$$

$$A = B = 1950 \cdot 1,40/2 = 1,36 \text{ Mp}$$

gewählt: Fertigteilstürze der Fa. Dennert K.G. Schlüsselfeld



Pos. B/IV/9a Mauerpfeiler 24/30 cm

$$h_k = 2,60 \text{ m} \quad h_k/d = 260/24,0 = 10,8$$

$$\begin{aligned} \text{Belastung: aus Pos. B/IV/9} \quad 2 \times \text{max } A \quad 2 \cdot 1360 &= 2720 \text{ kp} \\ \text{Eigengewicht} &\approx \underline{380 \text{ "}} \end{aligned}$$

$$P = 3100 \text{ kp}$$

$$\text{max } \sigma = 3100/24 \cdot 30 = 4,30 \text{ kp/cm}^2$$

Pfeilermauerwerk in HLZ 1,2/150 MG II

$$\text{mit } \sigma_{\text{zul}} = 12 \text{ kp/cm}^2 > 4,30 \text{ kp/cm}^2$$

in Mauerpfeiler dürfen keinerlei Schlitzte angeordnet werden.

Pos. B/IV/10 Stahlbetonfensterstürze 30/29,5 cm

BQ 24/26 cm in B 225

$$l = 2,50 + 0,20 = 2,70 \text{ m}$$

Belastung: unbeabsichtigte Auflagerung aus

$$\text{Pos. B/IV/5} \approx 1,00 \cdot 515 \approx 515 \text{ kp/m}$$

$$\text{aus Eigengewicht + Übermauerung} \approx 485 "$$

$$q = 1000 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 1,0 \cdot 2,70^2 / 8 = 0,91 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 1,0 \cdot 2,70 / 2 = 1,35 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d_o = 26 \text{ cm}$ $h = 22,5 \text{ cm}$ $b_o = 24 \text{ cm}$ B 225

$$h = 11,6 \sqrt{0,91 / 0,24} = 22,5 \text{ cm}$$

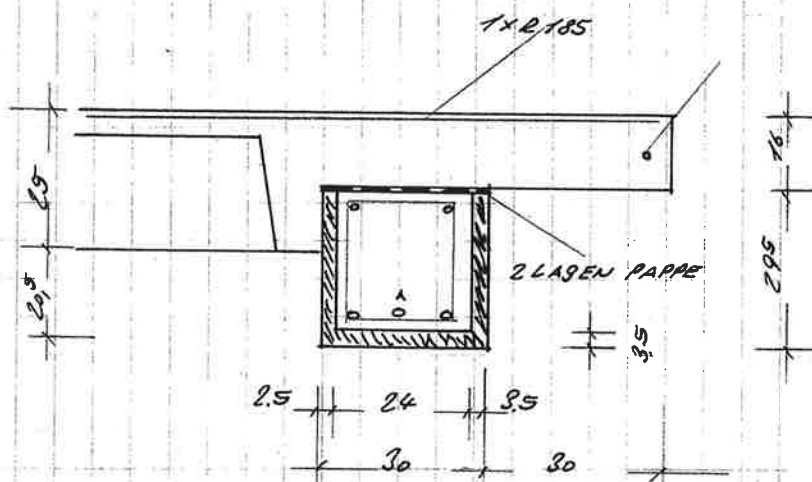
$$\sigma = 60 / 2400$$

$$Fe = 0,46 \cdot 91 / 22,5 = 1,86 \text{ cm}^2$$

gewählt: 3 III $\emptyset$ 10 mit $Fe = 2,40 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 10 Bügel III^I $\emptyset$ 6

$$t = 25 \text{ cm}$$



Die Montageeisen sind durchlaufend anzuordnen.

Pos. B/IV/11 Mauerwerkspfeiler 30/49 cm

$$h_k = 2,60 \text{ m} \quad h_k/d = 260/30 = 8,7 < 10,0$$

Belastung: aus Pos. B/IV/10 $2 \cdot 1,35 = 2,70 \text{ Mp}$
 aus Eigengewicht $\approx 0,80 "$
 $P = 3,50 \text{ Mp}$

Pfeilermauerwerk in HLZ 1,2/150 MG II

mit $\sigma_{\text{zul}} = 12 \text{ kp/cm}^2$ (keine Mauerschlitze vorsehen!)

Pos. B/IV/12 Sturz über dem Gang in B 225 in der Decke liegend
 24/25 cm

$$l = 2,01 + 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. B/IV/5 $\text{max } A = 1620 \text{ kp/m}$
 aus Eigengewicht + unbeab. Auflagerung
 der Nachbardecke $\approx 380 "$

$$\text{max } q = 2000 \text{ kp/m}$$

$$\text{max } M = 2,00 \cdot 2,25^2/8 = 1,27 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 2,00 \cdot 2,25/2 = 2,25 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 25 \text{ cm} \quad h = 22 \text{ cm} \quad B 225 \quad b = 24 \text{ cm}$

$$h = 9,5 \sqrt{1,27/0,24} = 22 \text{ cm} \quad \sigma < 80/2400$$

$$Fe = 0,47 \cdot 127/22 = 2,70 \text{ cm}^2$$

gewählt: 3 III $\emptyset 12$ mit $Fe = 3,40 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset 12$ Bügel III $\emptyset 8 \quad t = 25 \text{ cm}$

Pos. B/IV/13 Stürze über Türöffnungen

Ausführung in Fertigteilen der Fa. Dennert K.G.

Schlüsselfeld mit 3 Schichten Übermauerung.

Pos. B/IV/14 Sturz deckengleich 30/16 cm in B 225

$$l = 1,34 + 0,16 = 1,50 \text{ m}$$

Belastung: gering

gewählt: 3 III $\emptyset$ 10 aufgebogen 1 III $\emptyset$ 10

Bügel III $\emptyset$ 6 $t = 25 \text{ cm}$

Pos. B/IV/15 Stahlbetontürsturz 24/41 cm BQ 21/41 cm in B 225

$$l \approx 0,80 + 0,20 \approx 1,00 \text{ m}$$

Belastung:

gleichmäßige Last

aus Pos. B/IV/5

$$\max A = 1620 \text{ kp/m}$$

aus Pos. B/IV/1

$$\max A = 1030 \text{ "}$$

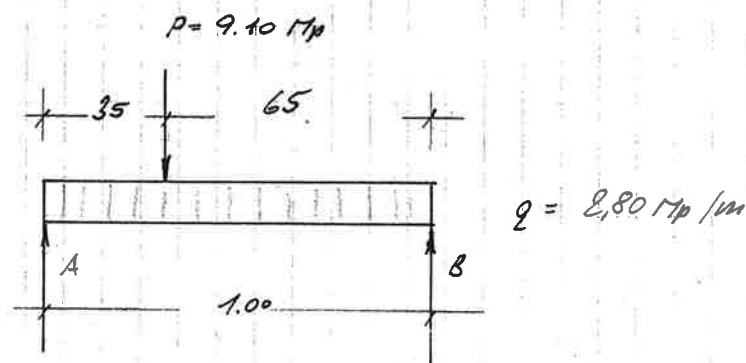
aus Eigengewicht

$$\approx 150 \text{ "}$$

$$q = 2800 \text{ kp/m}$$

Einzellast aus Pos. B/IV/7 $P = A = 9,10 \text{ Mp}$

System und Belastung:



$$A = 2,80 \cdot 1,0/2 + 9,10 \cdot 0,65/1,0 = 1,40 + 5,90 = 7,30 \text{ Mp}$$

$$B = 2,80 \cdot 1,0/2 + 9,10 \cdot 0,35/1,0 = 1,40 + 3,20 = 4,60 \text{ Mp}$$

$$x = 0,35 \text{ m}$$

$$\max M = 7,30 \cdot 0,35 - 2,80 \cdot 0,35^2/2 = 2,56 - 0,17 = 2,39 \text{ Mpm}$$

$$\text{Bemessung: } d = 41 \text{ cm } h = 38 \text{ cm } b_0 = 21 \text{ cm } B 225$$

$$h = 11,2 \sqrt{2,39/0,21} = 38 \text{ cm}$$

$$\sigma < 70/2400$$

$$Fe = 0,46 \cdot 239/38 = 2,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 3 \text{ III } \emptyset 12 \text{ mit } Fe = 3,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{aufgebogen } 1 \text{ III } \emptyset 12 \text{ Bügel III } \emptyset 8 \text{ } t = 20 \text{ cm}$$

$$\max \tau = 7300/21 \cdot 38 \cdot 0,90 = 10,1 \text{ kp/cm}^2$$

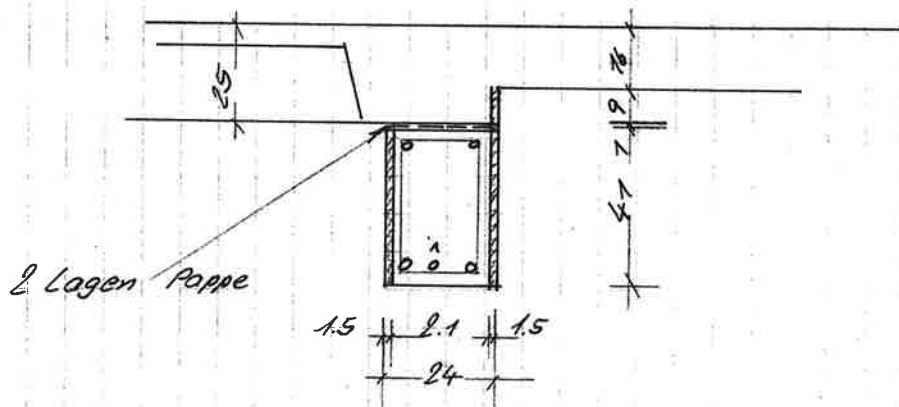
$$\text{erf } F\tau = 2,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{aufgebogen } 1 \text{ III } \emptyset 12 \text{ mit } Fe_s = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ Bügel III } \emptyset 8 \text{ mit } Fe_B = 2,00 "$$

$$Fe \tau = 3,60 \text{ cm}^2$$

Achtung! Der Sturz ist über beide Türen durchlaufend anzuordnen.



3) III. OBERGESCHOSS :

Pos. B/III/1 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 über 1 Feld

$$l = 3,01 \sim 0,24 = 3,25 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. A/II/1

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 200 \text{ "}$$

$$t = 125 \text{ "}$$

$$q = 850 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,85 \cdot 3,25^2 / 8 = 1,13 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,85 \cdot 3,25 / 2 = 1,38 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

$$h = 13,4 \sqrt{1,13} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 113 / 14,3 = 3,09 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 317 mit $Fe = 3,17 \text{ cm}^2$ Pos. B/III/2 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 durchlaufend über 2 Felder

$$l_1 = 4,51 + 0,24 = 4,75 \text{ m}$$

$$l_2 = 2,265 + 0,235 = 2,50 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. B/III/1 bzw. Pos. A/II/1 $g = 525 \text{ kp/m}^2$

$$p = 200 \text{ "}$$

$$t = 125 \text{ "}$$

$$q = 850 \text{ kp/m}^2$$

Ermittlung der Stützmomente nach Clapeyron

in Anlehnung an Pos. B/IV/2

Momente infolge:

$$\text{ständiger Last} \quad M_B = - 0,525 \cdot 2,12 = - 1,11 \text{ Mpm}$$

$$\text{Nutzlast Feld 1} \quad M_B = - 0,325 \cdot 1,85 = - 0,60 \text{ Mpm}$$

$$\text{Nutzlast Feld 2} \quad M_B = - 0,325 \cdot 0,27 = - 0,09 \text{ Mpm}$$

$$\min M_B = - 1,80 \text{ Mpm}$$

Feldmomente:

$$\text{Feld 1: zugeh. } M_B = -1,11 - 0,60 = -1,71 \text{ Mpm}$$

$$A = 0,85 \cdot 4,75/2 - 1,71/4,75 = 2,02 - 0,36 = 1,66 \text{ Mp}$$

$$X = 1,66/0,85 = 1,95 \text{ m}$$

$$\max M = 1/2 \cdot 1,95 \cdot 1,66 = 1,62 \text{ Mpm}$$

$$\text{Feld 2: zugeh. } M_B = -1,11 - 0,09 = -1,20 \text{ Mpm}$$

$$C = 0,85 \cdot 2,50/2 - 1,20/2,50 = 1,06 - 0,48 = 0,58 \text{ Mp}$$

$$X' = 0,58/0,85 = 0,68 \text{ m}$$

$$\max M_2 = 1/2 \cdot 0,68 \cdot 0,58 = 0,20 \text{ Mp}$$

$$\max M_2' = 0,85 \cdot 2,50^2/14,22 = 0,38 \text{ Mpm maßgebend}$$

$$\text{Stütze B: } \min M_B = -1,80 \text{ Mpm}$$

$$B_l = 2,02 + 1,80/4,75 = 2,02 + 0,38 = 2,40 \text{ Mp}$$

$$B_r = 1,06 + 1,80/2,50 = 1,06 + 0,72 = \underline{1,78 \text{ "}}$$

$$\max B = 4,18 \text{ Mp}$$

$$MB' = -1,80 + 4,18 \cdot 0,24/8 = -1,80 + 0,12 = -1,68 \text{ Mpm}$$

$$\text{Bemessung: } d = 16 \text{ cm } h = 14,3 \text{ cm } B 225$$

$$\text{Feld 1: } h = 11,2 \sqrt{1,62} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 70/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 162/14,3 = 4,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 443 \text{ mit } Fe = 4,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Feld 2: konstruktiv } 1 \times R 222 \text{ mit } Fe = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Stütze B: } h = 11,0 \sqrt{1,68} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 70/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 168/14,3 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 513 \text{ mit } Fe = 5,13 \text{ cm}^2$$

Die Matte ist über das gesamte Feld 2 zu führen.

Pos. B/III/3 Stahlbetondecke d = 16 cm in B 225

$$l = 4,51 + 0,24 = 4,75 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. B/III/1

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 200 \text{ "}$$

$$t = 125 \text{ "}$$

$$q = 850 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,85 \cdot 4,75^2 / 8 = 2,39 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,85 \cdot 4,75 / 2 = 2,02 \text{ Mp}$$

Bemessung: d = 16 cm h = 14,3 cm B 225

$$h = 9,2 \sqrt{2,39} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma = 80/2400$$

$$Fe = 0,47 \cdot 239 / 14,3 = 7,85 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 377 + 1 x R 443 mit Fe = 8,20 cm²

Pos. B/III/4 Stahlbetondecke d = 16 cm in B 225 über 1 Feld
mit Kragarm

$$l_k = 1,33 + 0,12 = 1,45 \text{ m}$$

$$l_F = 3,01 + 0,25 = 3,30 \text{ m}$$

Belastung: Feld wie Pos. B/III/1

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 200 \text{ "}$$

$$t = 125 \text{ "}$$

$$q = 850 \text{ kp/m}^2$$

Kragarm

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 350 \text{ kp/m}^2$$

$$q = 875 \text{ kp/m}^2$$

$$M_{kg} = 0,525 \cdot 1,45^2 / 2 = - 0,55 \text{ Mpm}$$

$$M_{kq} = 0,875 \cdot 1,45^2 / 2 = - 0,92 \text{ Mpm}$$

$$\max A = 0,875 \cdot 1,45 + 0,850 \cdot 3,25/2 + 0,92/3,25 =$$

$$\max A = 1,27 + 1,38 + 0,28 = 2,93 \text{ Mp}$$

$$\max B = 1,38 - 0,55/3,25 = 1,38 - 0,17 = 1,21 \text{ Mp}$$

$$X' = 1,21/0,85 = 1,43 \text{ m}$$

$$\max M = 1/2 \cdot 1,43 \cdot 1,21 = 0,87 \text{ Mpm}$$

$$\text{Bemessung: } d = 16 \text{ cm } h = 14,3 \text{ cm } B 225$$

$$\text{Feld: } h = 15,3 \sqrt{0,87} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 50/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 87/14,3 = 2,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 262 \text{ mit } Fe = 2,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kragarm: } h = 14,9 \sqrt{0,92} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 50/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 92/14,3 = 2,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 262 \text{ mit } Fe = 2,62 \text{ cm}^2$$

Am Kragarmende quer zur Spannrichtung 1 x III $\emptyset$ 12

Pos. B/III/5 Stahlbetonrippendecke System Rieger ohne Leisten

in B 225 mit 8 cm st. Druckplatte

bei 20 cm hohen Blechen $d_0 = 28 \text{ cm}$

$$l = 6,01 + 0,29 = 6,30 \text{ m } \text{Rippenabstand } r = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Belastung: Eigengewicht Decke } 326 \cdot 25/24 = 340 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Fußbodenbelag in Naturstein mit Estrich } \approx 6 \cdot 25 \approx 150 "$$

$$\text{Zuschlag für Querrippen (Kassettenform-Untersicht) } \approx 60 "$$

$$g = 550 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Verkehrslast } p = 500 "$$

$$\max q = 1050 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 1,05 \cdot 6,30^2 / 8 = 5,20 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 1,05 \cdot 6,30 / 2 = 3,30 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d_o = 28 \text{ cm}$ $d = 8 \text{ cm}$ ohne Leiste B 225

$$Fe = 0,94 \cdot 5,20 = 4,90 \text{ cm}^2 / \text{Rippe}$$

gewählt: 2 III $\emptyset$ 18 mit $Fe = 5,10 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 18

Bügelmatte aus R168

Bewehrung in der Druckplatte 1 x R 131

1 Querrippe $a = 12 \text{ cm}$

Bewehrung oben und unten 2 III $\emptyset$ 18

Bügel III $\emptyset$ 6 $t = 20 \text{ cm}$

Die Pos. B/III/5, Pos. B/III/4 und B/III/6 sind konstruktiv miteinander zu verbinden.

Pos. B/III/6 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ über 1 Feld

$$l = 2,01 + 1,30 + 0,10 + 0,19 \approx 3,60 \text{ m}$$

Belastung:

$$16 \text{ cm Stahlbeton } 16 \cdot 25 = 400 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Natursteinbelag} \approx 6 \text{ cm} \approx 150 \text{ "}$$

$$\text{Putz} \approx 25 \text{ "}$$

$$g = 575 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Trennwandzuschlag} \quad t = 125 \text{ "}$$

$$\text{Verkehrslast} \quad p = 350 \text{ "}$$

$$q = 1050 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 1,05 \cdot 3,60^2 / 8 = 1,70 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 1,05 \cdot 3,60 / 2 = 1,90 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

$$h = 11,0 \sqrt{1,70} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 70/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 170/14,3 = 4,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R. 513 \text{ mit } Fe = 5,13 \text{ cm}^2$$

Pos. B/III/7 Stahlbetontreppenlauf $d = 16 \text{ cm}$ in B 225

$$l = 4,05 - 1,40 = 2,65 \text{ m}$$

Die Stützweite wird von Mitte Treppenlauf zu Mitte Treppenlauf der Pos. B/III/7a gerechnet.

Belastung:

$$\begin{array}{lll} q_1, & 16 \text{ cm Stahlbeton } 16 \cdot 25 & = 400 \text{ kp/m}^2 \\ & \text{Putz} & \approx 25 \text{ "} \\ & \text{Kunststeinbelag } \approx 6 \text{ cm stark} & \approx 150 \text{ "} \end{array}$$

$$g_1 = 575 \text{ kp/m}^2$$

$$\begin{array}{ll} \text{Nutzlast} & p = 500 \text{ "} \end{array}$$

$$q_1 = 1075 \text{ kp/m}^2$$

$$q_2, \quad \tan \alpha = 17,2/27 = 0,64 \quad = 32,6^\circ$$

$$\cos \alpha = 32,6^\circ = 0,843$$

$$16 \text{ cm Stahlbeton } 16 \cdot 25 = 400 \text{ kp/m}^2$$

$$\begin{array}{ll} \text{Putz} & \approx 25 \text{ "} \\ & = 425 \text{ kp/m}^2 \end{array}$$

$$425/0,843 \approx 500 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Stufenkeile } 1/2 \cdot 0,172 \cdot 2300 \approx 200 \text{ "}$$

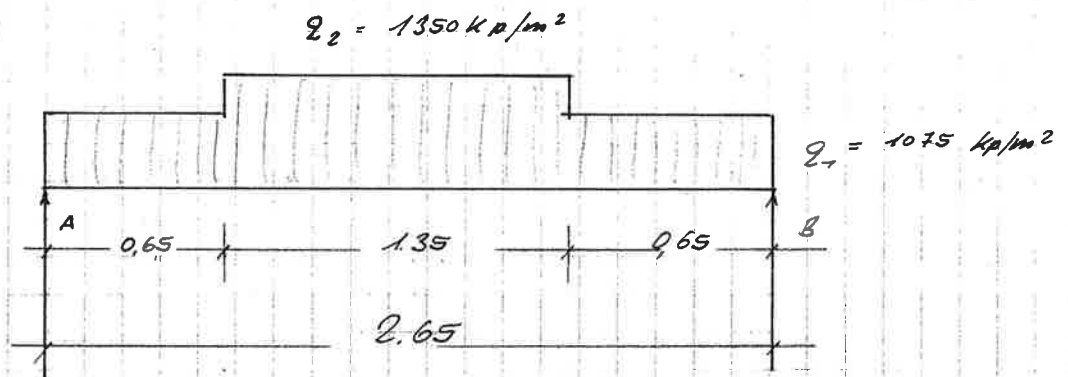
$$\text{Stufenbelag ca. } \approx 6 \text{ cm st.} \approx 150 \text{ "}$$

$$g_2 = 850 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Verkehrslast} \quad p = 500 \text{ "}$$

$$q_2 = 1350 \text{ kp/m}^2$$

$$\Delta q = 1350 - 1075 = 275 \text{ kp/m}^2$$



Auflagerkräfte $A = B = 1,075 \cdot 2,65/2 + 0,275 \cdot 1,35/2 =$
 $A = B = 1,43 + 0,19 = 1,62 \text{ Mp}$

max $M = 1,62 \cdot 1,325 - 1,075 \cdot 1,325^2/2 - 0,275 \cdot 0,675^2/2 =$

max $M = 2,14 - 0,95 - 0,06 = 1,13 \text{ Mpm}$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 13,5 \text{ cm}$ B 225

$h = 12,6 \sqrt{1,13} = 13,5 \text{ cm}$ $\sigma < 60/2400$

$Fe = 0,46 \cdot 113/13,5 = 3,85 \text{ cm}^2$

gewählt: III $\emptyset 10$ $t = 12,5 \text{ cm}$ mit $Fe = 6,28 \text{ cm}^2$

VE III $\emptyset 8$ $t = 30 \text{ cm}$

Die Eisen sind in den Treppenlaufknickstellen entsprechend abzubiegen.

Pos. B/III/7a Stahlbetontreppenlauf $d = 16 \text{ cm}$ in B 225

$l = 2,80 \text{ m}$

Belastung:

q_1 im Bereich der Treppenstufen

wie Pos. B/III/7 q_2

$q_1 = 1350 \text{ kp/m}^2$

q_2 im Bereich der Podeste

aus Pos. B/III/6 auf 1,30 m verteilt

angenommen.

$1620/1,30$

$= 1250 \text{ kp/m}^2$

Übertrag: $= 1250 \text{ kp/m}^2$
 Pos. B/III/7a

$$\text{Übertrag:} = 1250 \text{ kp/m}^2$$

Restlast aus Podest ($1/2$)

q wie q_1 der Pos. B/III/7

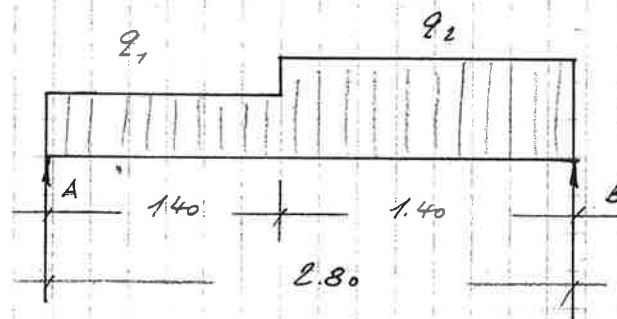
$$1075 \cdot 0,65/1,30$$

$$\cong \frac{540}{\text{ "}}$$

$$q_2 = 1790 \text{ kp/m}^2$$

System und Belastung:

$$\Delta q = 1790 - 1350 = 440 \text{ kp/m}^2$$



$$A = 1350 \cdot 2,80/2 + 0,440 \cdot 1,40 \cdot 0,70/2,80 =$$

$$A = 1,89 + 0,16 = 2,05 \text{ Mp}$$

$$B = 1,89 + 0,44 \cdot 1,40 \cdot 2,10/2,80 =$$

$$B = 1,89 + 0,46 = 2,35 \text{ Mp}$$

$$X' = 2,35/1,79 = 1,31 \text{ m}$$

$$\max M = 1,31 \cdot 2,35 - 1,79 \cdot 1,31^2/2 =$$

$$\max M = 3,08 - 1,54 = 1,54 \text{ Mpm}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 13,5 \text{ cm}$ B 225

$$h = 10,9 \sqrt{1,54} = 13,5 \text{ cm} \quad \sigma < 70/2400$$

$$Fe = 0,46 \cdot 154/13,5 = 5,25 \text{ cm}^2$$

gewählt: III $\emptyset 10$ $t = 12,5 \text{ cm}$ mit $Fe = 6,28 \text{ cm}^2$

VE III $\emptyset 8$ $t = 30 \text{ cm}$

Die Eisen sind in den Treppenlaufknickstellen entsprechend abzubiegen. Auf der Seite des Treppenlaufanschnitts der Pos. B/III/7 sind zusätzlich 2 III $\varnothing$ 10 einzulegen.

Pos. B/III/8 Unterzug deckengleich, durchlaufend über 2 Felder

$$l_1 = 4,05 \pm 0,20 = 4,25 \text{ m}$$

$$l_2 = 3,41 \pm 0,19 = 3,60 \text{ m}$$

Belastung:

Feld 1: aus Pos. B/III/5
aus Eigengewicht

$$\max B = 3300 \text{ kp/m}$$

$$\approx 200 \text{ "}$$

$$q_1 = 3500 \text{ kp/m}$$

$$\text{Streckenlast aus Pos. B/III/7a max A} = 2050 \text{ kp/m}$$

Zuschlag für Durchlaufwirkung von

Pos. B/III/7a zu Pos. C/III/5

$$\approx 380 \text{ "}$$

$$S_1 = 2430 \text{ kp/m}$$

Feld 2: aus Pos. B/III/5
unbeabsichtigte Auflagerung

$$\max B = 3300 \text{ kp/m}$$

$$\text{aus Pos. B/III/6} \approx 0,50 \cdot 1050$$

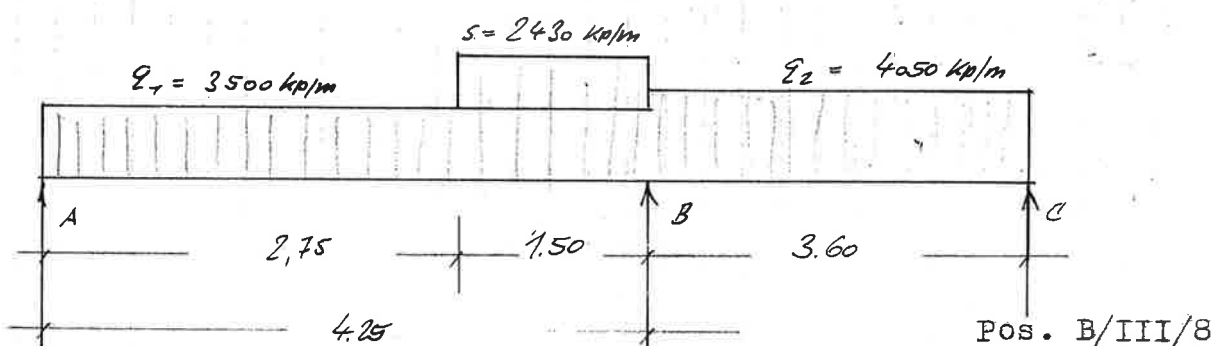
$$= 525 \text{ "}$$

Eigengewicht

$$\approx 225 \text{ "}$$

$$q_2 = 4050 \text{ kp/m}$$

System und Belastung:



Ermittlung des Stützmomentes nach Clapeyron

ohne Berücksichtigung der Wechsellast aus den Decken.

Belastungsglieder:

$$L_1 = 0$$

$$R_1 = 3,50 \cdot 4,25^2/4 + 2,43 \cdot 1,50^2/4 \cdot (2 - 1,50/4,25)^2$$

$$R_1 = 15,70 + 1,30 \cdot 1,65^2 =$$

$$R_1 = 15,70 + 3,70 = 19,40 \text{ Mpm}$$

$$L_2 = 4,05 \cdot 3,60^2/4 = 13,15 \text{ Mpm}$$

$$R_2 = 0$$

$$2 M_B \cdot (4,25 + 3,60) = -19,40 \cdot 4,25 - 13,15 \cdot 3,60 =$$

$$15,70 M_B = -82,40 - 47,40 =$$

$$M_B = -129,80/15,70 = -8,30 \text{ Mpm}$$

Auflagerkräfte:

$$A = 4,25/2 \cdot 3,50 + 2,43 \cdot 1,50 \cdot 0,75/4,25 - 8,30/4,25 =$$

$$A = 7,45 + 0,65 - 1,95 = 6,15 \text{ Mp}$$

$$C = 4,05 \cdot 3,60/2 - 8,30/3,60 = 7,30 - 2,30 = 5,00 \text{ Mp}$$

$$B_1 = 7,45 + 2,43 \cdot 1,50 \cdot 3,50/4,25 + 8,30/4,25 =$$

$$B_1 = 7,45 + 3,00 + 1,95 = 12,40 \text{ Mp}$$

$$B_r = 7,30 + 2,30 = \underline{9,60 \text{ "}}$$

$$\max B = 22,00 \text{ Mp}$$

Feldmoment M_1

$$X = 6,15/3,50 = 1,76 \text{ m}$$

$$\max M_1 = 1/2 \cdot 1,76 \cdot 6,15 = 5,45 \text{ Mpm}$$

$$\text{erf } W_x = 830/1,4 = 592 \text{ cm}^3$$

$$\text{gewählt: IPB}_{\nabla} 180 \text{ St 37 mit } W_x = 748 \text{ cm}^3$$

$$\max \sigma = 830/748 = 1,10 \text{ Mp/cm}^2 < 1,4 \text{ kp/cm}^2$$

$$\max \tau = 12400/1,45 \cdot 15,2 = 0,565 \text{ Mp/cm}^2 < 0,9 \text{ Mp/cm}^2$$

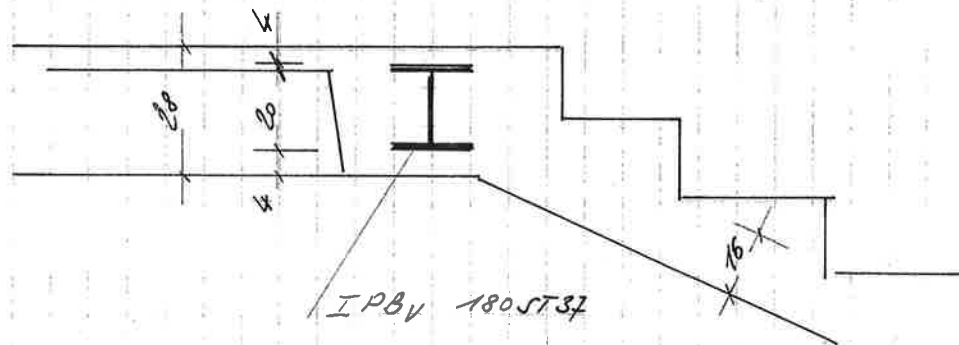
Auflagerpressung im Bereich von Auflager B über
Auflagerplatte 240/320/20 mm

Zentrierleiste 30/190/10 mm

$$\max \sigma = 22000/24 \cdot 32 = 28,8 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Auflagermauerwerk aus Klinkersteinen mind.

8 Schichten hoch und unter 45° abgetreppt.



Pos. B/III/9 Fensterstürze 30/29,5 cm

$$l = 1,26 + 0,14 = 1,40 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. B/III/3

$$\max A = 2020 \text{ kp/m}$$

aus Brüstung im IV.O.G.

$$\approx 500 \text{ ''}$$

aus Eigengewicht

$$\approx 180 \text{ ''}$$

$$q = 2700 \text{ kp/m}$$

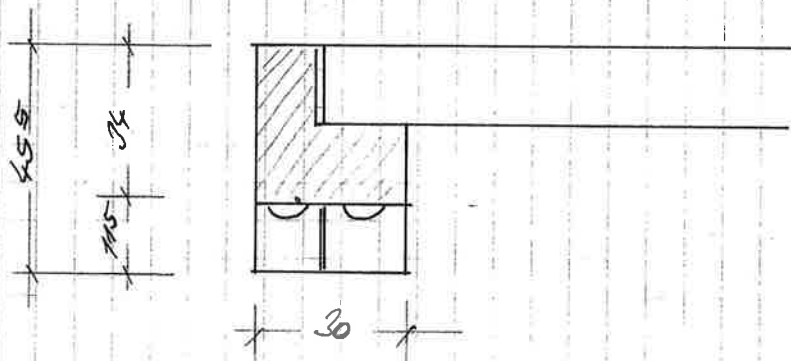
gewählt: Fertigteilsturz der Fa. Dennert k.G. Schlüsselfeld

$$A = B = 2,70 \cdot 1,40/2 = 1,89 \text{ Mp}$$

Übermauerungshöhe einschl. Deckenstärke

$$h \approx (29,5 - 11,5) + 16 = 34 \text{ cm} \approx 2 \frac{1}{2} \text{ Schichten}$$

$$q_{\text{zul}} \approx (2450 + 4300)/2 = 6750/2 = 3375 \text{ kp/m} > 2700 \text{ kp/m}$$



Pos. B/III/9a Mauerwerkspfeiler 24/30 cm

$$h_k = 2,60 \text{ m} \quad h_k/d = 2,60/0,24 = 10,8$$

Belastung: aus Pos. B/IV/9a = 3100 kp

aus Pos. B/III/9a 2 · 1890 = 3780 "

aus Pfeilereigengewicht ≈ 420 "

$$P = 7300 \text{ kp}$$

$$\max \sigma = 7300/24 \cdot 30 = 10,1 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Pfeilermauerwerk in HLZ 1,2/150 MG/II

mit $\sigma_{\text{zul}} \approx 10,0 \text{ kp/cm}^2$ bei $h/d = 10,8$

keine Mauerschlitze vorsehen!

Pos. B/III/10 Stahlbetonfensterstürze 30/45,5 cm

BQ 24/42 cm in B 225 einschl. Deckenstärke

$$l = 2,50 + 0,20 = 2,70 \text{ m}$$

Belastung: unbeabsichtigte Auflagerung aus Pos.

$$\text{B/III/5} \quad 0,75 \cdot 1050 = 790 \text{ kp/m}$$

$$\text{aus Brüstung im IV. O.G.} \quad \approx 500 "$$

$$\text{aus Eigengewicht} \quad \approx 210 "$$

$$\max q = 1500 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 1,5 \cdot 2,70^2 / 8 = 1,37 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 1,5 \cdot 2,70 / 2 = 2,02 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d_0 = 42 \text{ cm}$ $h = 38,5 \text{ cm}$ $b_0 = 24 \text{ cm}$ B 225

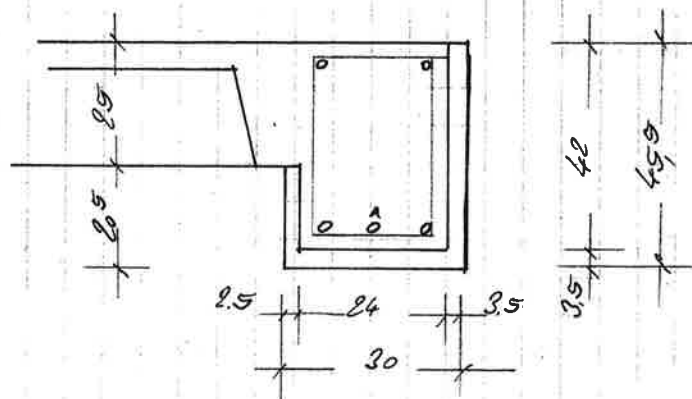
$$h = 16 \sqrt{1,37 / 0,24} = 38,5 \text{ cm}$$

$$\sigma < 50 / 2400$$

$$F_e = 0,45 \cdot 137 / 38,5 = 1,60 \text{ cm}^2$$

gewählt: 3 III $\emptyset 10$ mit $F_e = 2,40 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset 10$ Bügel III $\emptyset 6$ $t = 25 \text{ cm}$



Die Montageeisen sind durchlaufend anzuordnen.

Pos. B/III/11 Mauerwerkspfeiler 30/49 cm

$$h_k = 2,60 \text{ m} \quad h_k/d = 260/30 = 8,7 < 10$$

Belastung:

$$\begin{aligned} \text{aus Pos. B/IV/11} &= 3500 \text{ kp} \\ \text{aus Pos. B/III/10} \quad 2 \cdot 2020 &= 4040 \text{ kp} \\ \text{aus Eigengewicht} &\approx 860 \text{ kp} \\ P &= 8400 \text{ kp} \end{aligned}$$

$$\max \sigma = 8400/30 \cdot 49 = 5,70 \text{ kp/cm}^2$$

Pfeilermauerwerk in HLZ 1,2/150 MG II

$$\text{mit } \sigma_{\text{zul}} = 12,0 \text{ kp/cm}^2$$

(keine Mauerschlitze vorsehen)!

Pos. B/III/12 Sturz über dem Gang in B 225 in der Decke

liegend 24/28 cm

$$l = 2,01 + 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Belastung: aus Pos. B/III/5} \quad \max A &= 3300 \text{ kp/m} \\ \text{aus unbeabsichtigte Auflagerung} \\ \text{der Nachbardecke + Eigengewicht} &\approx 400 \text{ " } \\ \max q &= 3700 \text{ kp/m} \end{aligned}$$

$$\max M = 3,7 \cdot 2,25^2/8 = 2,34 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 3,7 \cdot 2,25/2 = 4,20 \text{ Mp}$$

Bemessung: d = 28 cm h = 25 cm b = 24 cm B 225

$$h = 8,0 \sqrt{2,34/0,24} = 25 \text{ cm}$$

$$\sigma = 80/1400$$

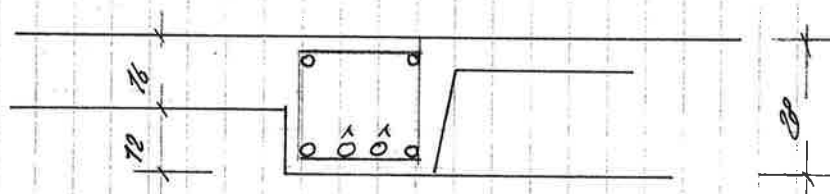
$$Fe = 0,84 \cdot 234/25 = 7,90 \text{ cm}^2$$

gewählt: 4 III Ø 16 mit Fe = 8,0 cm²

aufgebogen 2 III $\varnothing$ 16 Bügel III $\varnothing$ 8 $t = 20$ cm
 $\max \tau = 4200 / 24 \cdot 25 \cdot 0,85 = 8,2 \text{ kp/cm}^2 > 7,0 \text{ kp/cm}^2$
 erf $F \tau = 7,90 \text{ cm}^2$

aufgebogen 2 III $\varnothing$ 16
 3 Bügel III $\varnothing$ 8

$$\begin{aligned} Fe_s &= 5,70 \text{ cm}^2 \\ Fe_B &= 3,00 \text{ " } \\ Fe_c &= 8,70 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



Pos. B/III/13 Stürze über Türen

konstruktiv in Fertigteilen der Fa. Dennert K.G.
 Schlüsselfeld mit 3 Schichten Übermauerung.

Pos. B/III/14 Sturz deckengleich $d = 16$ cm $b = 30$ cm
 $l = 1,34 + 0,16 = 1,50$ m

Belastung: aus Pos. B/III/2 $\max C = 580 \text{ kp/m}$
 Eigengewicht $\approx 120 \text{ "}$
 $q = 700 \text{ kp/m}$

$$\max M = 0,70 \cdot 1,50^2 / 8 = 0,20 \text{ Mp/m}$$

gewählt: 3 III $\varnothing$ 10 mit $Fe = 2,40 \text{ cm}^2$

Bügel III $\varnothing$ 6 $t = 25$ cm

Pos. B/III/15 Stahlbetonüberzug 24/35 cm BQ 19/35 cm in B 225

$$l = 2,01 + 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Belastung: unbeabsichtigte Auflagerung aus

$$\text{Pos. B/IV/6} \approx 0,75 \cdot 635 = 475 \text{ kp/m}$$

$$\text{desgl. Pos. B/III/6} \approx 0,75 \cdot 850 = 640 "$$

aus Mauerwerk des IV. O.G.

$$(0,24 + 0,04) \cdot 1800 \cdot 2,60 = 1310 "$$

$$\text{Sturzeigengewicht} \approx 225 "$$

$$\text{max } q = 2650 \text{ kp/m}$$

$$\text{max } M = 2,65 \cdot 2,25^2 / 8 = 1,67 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 2,65 \cdot 2,25 / 2 = 3,00 \text{ Mp}$$

$$\text{Bemessung: } d = 35 \text{ cm } h = 31,5 \text{ cm } B 225 \text{ } b_0 = 19 \text{ cm}$$

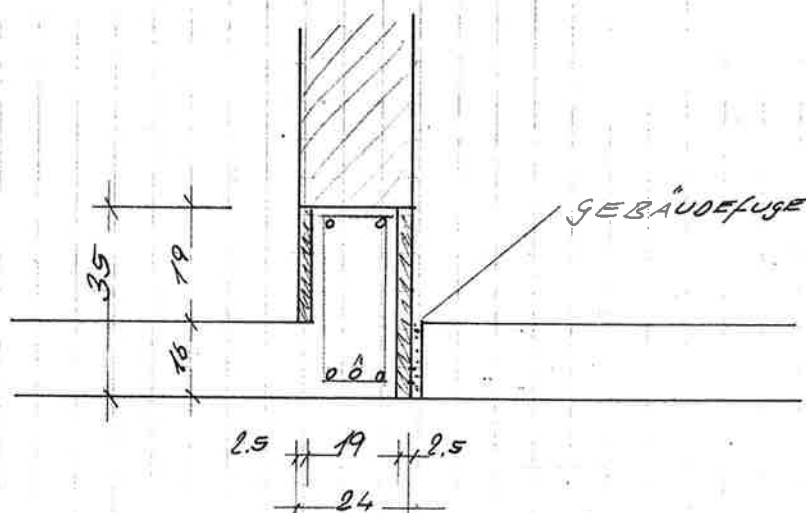
$$h = 10,6 \sqrt{1,67 / 0,19} = 31,5 \text{ cm}$$

$$\sigma < 70 / 2400$$

$$F_e = 0,46 \cdot 167 / 31,5 = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 3 \text{ III } \emptyset 12 \text{ mit } F_e = 3,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{aufgebogen } 1 \text{ III } \emptyset 12 \text{ Bügel III } \emptyset 6 \text{ } t = 25 \text{ cm}$$



4) II. OBERGESCHOSS :Pos. B/II/1 bisPos. B/II/7a Ausführung und Bewehrung genau wie Pos.
B/III/1 bis Pos. B/III/7aPos. B/II/8 Unterzug deckengleich
durchlaufend über 2 Felder

$$l_1 = 4,05 \pm 0,20 = 4,25 \text{ m}$$

$$l_2 = 3,41 \pm 0,19 = 3,60 \text{ m}$$

Belastung:Feld 1: aus Pos. B/II/5
aus Eigengewicht

$$\max B = 3300 \text{ kp/m}$$

$$\approx 200 \text{ "}$$

$$q_1 = 3500 \text{ kp/m}$$

Streckenlasten aus Pos. B/II/7a

$$\max A = 2050 \text{ kp/m}$$

Zuschlag für Durchlaufwirkung von

Pos. B/II/7a zu Pos. B/II/5

$$\approx 380 \text{ "}$$

$$S = 2430 \text{ kp/m}$$

Feld 2: aus Pos. B/II/5 max B

$$= 3300 \text{ kp/m}$$

unbeabsichtigte Auflagerung aus

$$\text{Pos. B/II/6} \approx 0,50 \cdot 1050$$

$$= 525 \text{ kp/m}$$

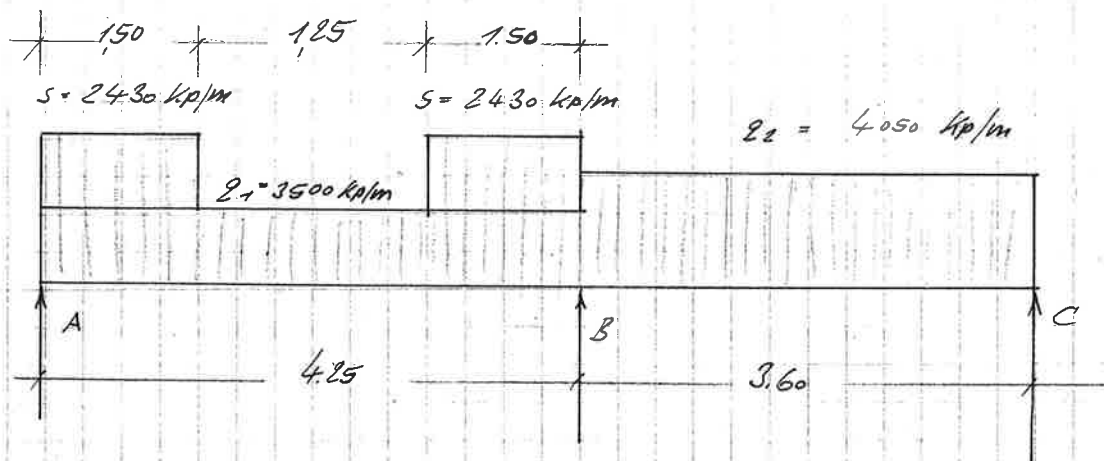
Eigengewicht

$$\approx 225 \text{ "}$$

$$q_2 = 4050 \text{ kp/m}$$

System und Belastung:

sh. Blatt: 128



Ermittlung der Stützmomente nach Clapeyron
ohne Berücksichtigung der Wechsellast aus Verkehrslast der Decken.

$$L_1 = 0$$

$$R_1 = 3,50 \cdot 4,25^2/4 + 2,43 \cdot 1,50^2/4 \cdot (2 - 1,50/4,25)^2 + 2,43 \cdot 1,50^2/4 (2 - 1,50^2/4,25^2)$$

$$R_1 = 15,80 + 3,70 + 1,37 \cdot 1,875 =$$

$$R_1 = 15,80 + 3,70 + 2,55 = 22,0 \text{ Mpm}$$

$$L_2 = 4,05 \cdot 3,60^2/4 = 13,15 \text{ Mpm}$$

$$R_2 = 0$$

$$2 M_B \cdot (4,25 + 3,60) = - 22,05 \cdot 4,25 - 13,15 \cdot 3,60 =$$

$$15,70 M_B = - 94,0 - 47,40$$

$$M_B = - 141,40/15,70 = 9,0 \text{ Mpm}$$

Auflagerkräfte:

$$A = 4,25/2 \cdot 3,50 + 2,43 \cdot 1,50 - 9,0/4,25 =$$

$$A = 7,45 + 3,46 - 2,12 = 8,79 \text{ Mp}$$

$$C = 4,05 \cdot 3,60/2 - 9,00/3,60 = 7,30 - 2,50 = 4,80 "$$

$$B_l = 7,45 + 3,46 + 2,12 = 13,03 \text{ Mp}$$

$$B_r = 7,30 + 2,50 = 9,80 "$$

$$\max B = 22,83 \text{ Mp}$$

$$\text{erf } W_x = 900/1,4 = 642 \text{ cm}^3$$

gewählt: IPB_v 180 St 37 mit $W_x = 748 \text{ cm}^3$

$$\max \sigma = 900/748 = 1,2 \text{ Mp/cm}^2 < 1,4 \text{ Mp/cm}^2$$

Auflagerausbildung und Querschnitt genau wie
Pos. B/III/8 beschrieben.

Pos. B/II/9 Fensterstürze 30/29,5 cm

$$l = 1,26 + 0,14 = 1,40 \text{ m}$$

Ausführung wie Pos. B/III/9

Pos. B/II/9a Mauerwerkspfeiler 24/30 cm

$$h_k = 2,60 \text{ m} \quad h_k/d = 260/24 = 10,8$$

Belastung: aus Pos. B/III/9a = 7300 kp

aus Pos. B/II/9 = 2 · 1890 = 3780 "

aus Eigengewicht $\approx$ 420 "

$$P = 11500 \text{ kp}$$

$$\max \sigma = 11500/24 \cdot 30 = 16 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Pfeilermauerwerk aus HLZ 1,2/250 MG III

mit $\sigma_{\text{zul}} \approx 19 \text{ kp/cm}^2$ bei $h_k/d = 10,8$

Im Pfeilermauerwerk dürfen keinerlei Schlitzte angeordnet werden.

Pos. B/II/10 Stahlbetonfensterstürze 30/45,5 cm

BQ 24/42 cm in B 225 einschl. Deckenstärke

$$l = 2,50 + 0,20 = 2,70 \text{ m}$$

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. B/III/10

Pos. B/II/11 Mauerwerkspfeiler 30/49 cm

$$h_k = 2,60 \text{ m} \quad h_k/d = 260/30 = 8,7 < 10,0$$

Belastung: aus Pos. B/III/11 = 8400 kp

aus Pos. B/II/10 2 · 2020 = 4040 "

Eigengewicht $\approx$ 860 "

P = 13300 kp

$$\max \sigma = 13300/30 \cdot 49 = 9,0 \text{ kp/cm}^2$$

Pfeilermauerwerk in HLZ 1,2/150 MG II mit

$$\sigma_{\text{zul}} = 12,0 \text{ kp/cm}^2$$

(keine Mauerschlitze vorsehen)

Pos. B/II/12 Sturz über dem Gang in B 225

$$l = 2,01 + 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. B/III/12

Pos. B/II/13 Stürze über Türen

konstruktiv in Fertigteilen der Fa. Dennert K.G.

Schlüsselfeld mit 3 Schichten Übermauerung.

Pos. B/II/14 Sturz deckengleich d = 16 cm b = 30 cm

$$l = 1,34 + 0,16 = 1,50 \text{ m}$$

Ausführung wie Pos. B/III/14

5) I. OBERGESCHOSS :

Pos. B/I/1 bis Pos. B/I/7a

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. B/III/1 bis
Pos. B/III/7a

Pos. B/I/7a

Pos. B/I/8 Unterzug deckengleich über 2 Felder
Ausführung wie Pos. B/II/8

Pos. B/I/9 Fensterstürze in Stahlbeton B 225
30/29,5 cm BQ 26/24 cm
 $l = 1,26 + 0,14 = 1,40 \text{ m}$

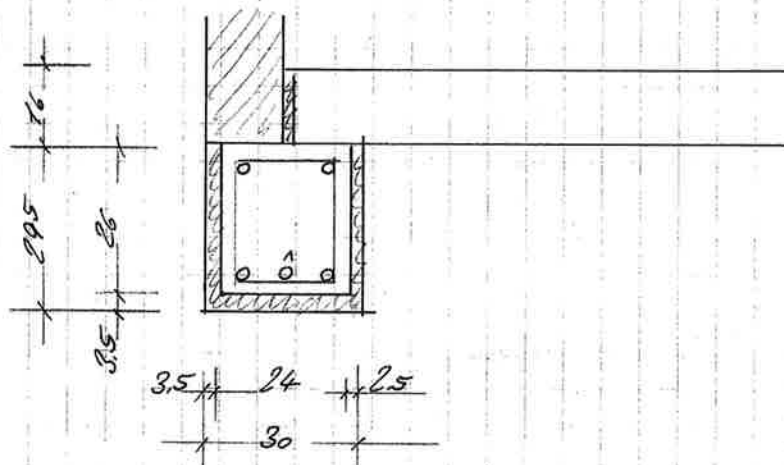
Belastung: wie Pos. B/III/9

$$q = 2700 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 2,70 \cdot 1,40^2 / 8 = 0,66 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 2,70 \cdot 1,40 / 2 = 1,89 \text{ Mp}$$

Bewehrung konstruktiv 3 III $\emptyset$ 10 mit $F_e = 2,40 \text{ cm}^2$
aufgebogen 1 III $\emptyset$ 10 Bügel III $\emptyset$ 6 $t = 25 \text{ cm}$



Pos. B/I/9a Fensterpfeiler in Stahlbeton B 225
24/30 cm BQ 19/24 cm
 $h_k \approx 2,60 \text{ m}$

Belastung: aus Pos. B/II/9a

$$= 11500 \text{ kp}$$

aus Pos. B/I/9 $2 \cdot 1890$

$$= 3780 \text{ "}$$

aus Säuleneigengewicht

$$\approx 520 \text{ "}$$

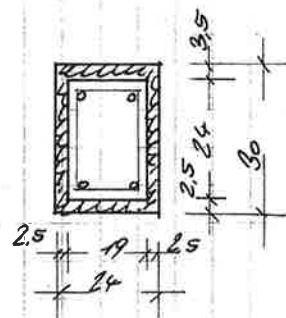
$$P = 15800 \text{ kp}$$

Bewehrung: konstruktiv 0,8 % von F_b min.

$$F_e = 0,008 \cdot 19 \cdot 24 = 3,65 \text{ cm}^2$$

gewählt: 4 III $\emptyset$ 14 mit Fe = 6,2 cm²

Bügel III $\emptyset$ 6 t = 16 cm



Pos. B/I/10 Stahlbetonfensterstürze 30/45,5 cm

BQ 24/42 cm in B 225 einschl. Deckenstärke

$$l = 2,50 + 0,20 = 2,70 \text{ m}$$

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. B/III/10

Pos. B/II/11 Mauerwerkspfeiler 30/49 cm

$$h_k = 2,60 \text{ m} \quad h_k/d = 260/30 = 8,7 < 10,0$$

<u>Belastung:</u> aus Pos. B/II/11	=	13300 kp
aus Pos. B/I/10 2 . 2020	=	4040 "
Eigengewicht	=	860 "

$$P = 18200 \text{ kp}$$

$$\max \sigma = 18200/30 \cdot 49 = 12,4 \text{ kp/cm}^2$$

Pfeilermauerwerk in HLZ 1,2/150 MG III

$$\text{mit } \sigma_{\text{zul}} = 16 \text{ kp/cm}^2 > 12,7 \text{ kp/cm}^2$$

Pos. B/I/12 Sturz über dem Gang in B 225

$$l = 2,01 + 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. B/III/12

Pos. B/I/13 Stürze über Türen

konstruktiv in Fertigteilen, der Fa. Denner K.G.

Schlüsselfeld mit 3 Schichten Übermauerung.

Pos. B/I/14 Sturz deckengleich d = 16 cm

b = 30 cm

Ausführung wie Pos. B/III/14

Pos. B/I/15 Mauerscheibe im Bereich des Treppenhauses

0,24/3,20 m

Belastung: bis zur Mauerfuge unmittelbar über EG-Decke

aus Pos. B/IV/8 max B = 13850 kp

aus Pos. B/III/8 max B = 22000 "

aus Pos. B/II/8 max B = 22830 "

aus Pos. B/I/8 max B = 22830 "

unbeabsichtigte Auflagerungen
aus den Treppen

$\approx 3 \cdot 0,50 \cdot 1350 \cdot 3,20 = 6500 "$

aus Pos. B/IV/6 = $1130 \cdot 3,20 = 3600 "$

aus Pos. B/III/6 = $1900 \cdot 3,20 = 6080 "$

aus Pos. B/II/6 = $1900 \cdot 3,20 = 6080 "$

aus Pos. B/I/6 = $1900 \cdot 3,20 = 6080 "$

aus Mauerwerk + Putz

$(0,24 + 0,04) \cdot 1800 \cdot 4 \cdot 2,60$
 $\cdot 3,20 = 16800 "$

P = 126650 kp

durchschnittliche Mauerwerkspressung

$\max \sigma = 126650 / 24 \cdot 320 = 16,5 \text{ kp/cm}^2$

Mauerwerk in HLZ 1,6/250 MG III mit

$\sigma_{\text{zul}} = 22 \text{ kp/cm}^2 > 16,5 \text{ kp/cm}^2$

Pos. B/I/16 Mauerscheibe im Bereich des Treppenhauses

24/230 cm

Pos. B/I/16

<u>Belastung:</u> aus Pos. B/IV/8	max A	=	4650 kp
aus Pos. B/III/8	max A	=	6150 "
aus Pos. B/II/8	max A ,	=	8790 "
aus Pos. B/I/8	max A	=	8790 "
aus Pos. B/IV/15	max A	=	7300 "
aus Pos. B/IV/5 0,60 . 1620		=	810 "
aus Pos. B/III/5 0,60 . 3300		=	1980 "
aus Pos. B/II/5 0,60 . 3300		=	1980 "
aus Pos. B/I/5 0,60 . 3300		=	1980 "
unbeabsichtigte Auflagerung			
aus Treppe $\approx 3 \cdot 0,50 \cdot 1350 \cdot 3,20$		=	6500 "
unbeabsichtigte Auflagerung			
aus Stahlbetondecken			
Pos. B/IV/1 $\sim 0,50 \cdot 635 \cdot 3,20$		=	1020 "
Pos. B/III/1 $\sim 0,50 \cdot 850 \cdot 3,20$		=	1360 "
Pos. B/II/1 $\sim 0,50 \cdot 850 \cdot 3,20$		=	1360 "
Pos. B/I/1 $\sim 0,50 \cdot 850 \cdot 3,20$		=	1360 "
aus Mauerwerk + Putz wie Pos.			
B/I/15		=	<u>16800 "</u>
	P	=	70830 kp

durchschnittliche Mauerwerkspressung

$$\max \sigma = 70830 / 24 \cdot 320 = 9,80 \text{ kp/cm}^2$$

Mauerwerk in HLZ 1,6/150 MG III mit $\sigma_{\text{zul}} =$

$$16 \text{ kp/cm}^2 > 9,80 \text{ kp/cm}^2$$

6) ERDGESCHOSS :Pos. B/E/1 bisPos. B/E/7a Ausführung und Bewehrung genau wie Pos.
B/III/1 bis Pos. B/III/7aPos. B/E/8 Unterzug deckengleich über 2 Felder
Ausführung wie Pos. B/II/8Pos. B/E/9 Fensterstürze in Stahlbeton B 225
30/29,5 cm BQ 24/46 cm
Ausführung wie Pos. B/I/9Pos. B/E/9a Fensterpfeiler in Stahlbeton B 225
24/30 cm BQ 19/24 cm
 $h_k \approx 2,60 \text{ m}$

<u>Belastung:</u> aus Pos. B/I/9a	=	15800 kp
aus Pos. B/E/9 2 . 1890	=	3780 "
aus Säuleneigengewicht	$\approx$	520 "
P	=	20100 kp

Bewehrung wie Pos. B/I/9a

4 III $\emptyset$ 14 mit Fe = 3,65 cm²Bügel III $\emptyset$ 6 t = 16 cm

Querschnitt wie Pos. B/I/9a

Pos. B/E/10 Stahlbetondecke d = 19 cm in B 225 über 1 Feld
 $l = 5,48 + 0,27 = 5,75 \text{ m}$

<u>Belastung:</u> Dachhaut wie Pos. B/D/6	$\approx$	60 kp/m ²
19 cm Stahlbeton 19 . 25	=	475 "
Putz	$\approx$	30 "

Übertrag:	g	=	565 kp/m ²
			Pos. B/E/10

Verkehrslast

$$\begin{aligned}\text{Übertrag: } g &= 565 \text{ kp/m}^2 \\ p &= 100 \text{ " } \\ q &= 665 \text{ kp/m}^2\end{aligned}$$

Schneelast wird nicht angesetzt

$$\max M = 0,665 \cdot 5,75^2 / 8 = 2,75 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,665 \cdot 5,75 / 2 = 1,91 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 19 \text{ cm}$ $h = 17 \text{ cm}$ B 225

$$h = 10,3 \sqrt{2,75} = 17 \text{ cm} \quad \sigma < 80/2800$$

$$Fe = 0,40 \cdot 275 / 17 = 6,50 \text{ cm}^2$$

gewählt: 2 x R 377 mit $Fe = 7,54 \text{ cm}^2$

An den freien Rändern konstr. Schwindbewehrung

1 IIII ϕ 14Pos. B/E/11 Abfängerträger innerhalb der Decke

$$l = 4,01 + 0,24 = 4,25 \text{ m}$$

Belastung: aus Ps. B/E/10
aus Eigengewicht

$$\begin{aligned}\max A &= 1910 \text{ kp/m} \\ &\approx 90 \text{ " } \\ q &= 2000 \text{ kp/m}\end{aligned}$$

$$\max M = 2,0 \cdot 4,25^2 / 8 = 4,50 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 2,0 \cdot 4,25 / 2 = 4,25 \text{ Mp}$$

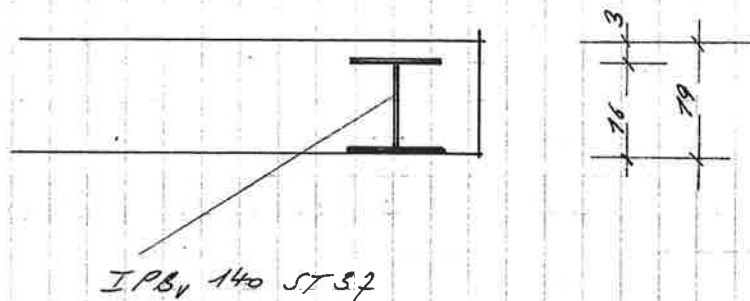
Bemessung: erf $W_x = 450 / 1,4 = 320 \text{ cm}^3$ erf J_x bei f zul $\leq 1/300$

$$\text{erf } J_x = 129 \cdot 4,50 \cdot 4,25 = 2460 \text{ cm}^4$$

gewählt: IPB_V 140 St 37 mit $W_x = 411 \text{ cm}^3$

$$\text{mit } J_x = 3290 \text{ cm}^4$$

$$\max \sigma = 450 / 411 = 1,09 \text{ Mp/cm}^2 < 1,4 \text{ Mp/cm}^2$$



Pos. B/E/11a Stahlstütze als Auflager für die Pos. B/E/11
 $h_k = 2,50 \text{ m}$
 konstruktiv IPB 100 St 37 mit $P_{zul} = 18,7 \text{ Mp}$
 bei $h_k = 2,50 \text{ m}$
 in der Kellerwand eingespannt

Pos. B/E/12 Sturz über dem Gang in B 225
 $l = 2,01 \pm 0,24 = 2,25 \text{ m}$

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. B/III/12

Pos. B/E/13 Stürze über Türen
 konstruktiv in Fertigteilen der Fa. Dennert K.G.
 Schlüsselfeld mit 3 Schichten Übermauerung

Pos. B/E/14 Sturz deckengleich $d = 16 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$
 Ausführung wie Pos. B/III/14

Pos. B/E/15 Mauerscheibe im Bereich des Treppenhauses
 $24/230 \text{ cm}$

Belastungsaufstellung unter der Annahme, daß sich die auftretenden Einzellasten innerhalb der Mauerscheibe gleichmäßig verteilen.

Belastung: bis zur Fuge über der Kellergeschoßdecke

vergl. Pos. B/I/15 $P = 126650 \text{ kp}$

aus Pos. B/E/8 $\max B \approx 22000 \text{ "}$

unbeabsichtigte Auflagerung

aus dem Treppenlauf Pos. B/E/7a

$0,50 \cdot 1350 \cdot 3,20 = 2160 \text{ "}$

aus Pos. B/E/6 $1900 \cdot 3,20 = 6100 \text{ "}$

aus Mauerwerk + Putz

$EG (0,24 + 0,04) \cdot 1800 \cdot 2,60 \cdot 3,20$
 $= 4180 \text{ "}$

$P = 161090 \text{ kp}$

durchschnittliche Mauerwerkspressung

$\max \sigma = 161090 / 24 \cdot 320 = 20,9 \text{ kp/cm}^2$

gewählt: Mauerwerk aus HLZ 1,6/250 MG III

mit $\sigma_{zul} = 22 \text{ kp/cm}^2 > 20,9 \text{ kp/cm}^2$

Pos. B/E/16 Mauerscheibe im Bereich des Treppenhauses

24/230 cm sonst wie Pos. B/E/15 beschrieben

Belastung: aus Pos. B/I/15 $= 70830 \text{ kp}$

aus Pos. B/E/8 $\max A = 8790 \text{ "}$

aus Pos. B/E/5 $\approx 0,60 \cdot 3300 = 1980 \text{ "}$

unbeabsichtigte Auflagerung

aus dem Treppenlauf

$\approx 0,50 \cdot 1350 \cdot 3,20 = 2160 \text{ "}$

unbeabsichtigte Auflagerung

aus Pos. B/E/1 $\approx 0,50 \cdot 850 \cdot 3,20 = 1360 \text{ "}$

aus Mauerwerk + Putz

$(0,24 + 0,04) \cdot 1800 \cdot 2,60 \cdot 3,20 = 4180 \text{ "}$

$P = 89300 \text{ kp}$

Pos. B/E/16

durchschnittliche Mauerwerkspressung

$$\max \sigma = 89300 / 24 \cdot 320 = 11,7 \text{ kp/cm}^2$$

Mauerwerk in HLZ 1,6/250 MG III

$$\text{mit } \sigma_{\text{zul}} = 22,0 \text{ kp/cm}^2 > 11,3 \text{ kp/cm}^2$$

Pos. B/E/17 Stahlbetontürsturz 24/51 cm BQ 21/51 cm in B 225

$$l = 1,00 + 0,20 = 1,20 \text{ m}$$

Belastung: Da die Tür nicht genau über denen der oberen Geschoße sitzt, wird eine volle Belastung aus den darüberliegenden 4 Geschoßen angenommen.

aus Pos. B/IV/5	max B	= 1620 kp/m
aus Pos. B/III/5	max B	= 3300 "
aus Pos. B/II/5	max B	= 3300 "
aus Pos. B/I/5	max B	= 3300 "
aus Pos. B/E/5	max B	= 3300 "
aus Mauerwerk + Putz		
(0,24 + 0,03) · 1800 · 4 · 2,60		= 5000 "
aus Pos. B/IV/1	max A	= 1030 "
aus Pos. B/III/1	max A	= 1380 "
aus Pos. B/II/1	max A	= 1380 "
aus Pos. B/I/1	max A	= 1380 "
aus Pos. B/E/1	max A	= 1380 "
aus Eigengewicht		$\hat{=}$ 200 "
	q	= 26570 kp/m

$$\max M = 26,570 \cdot 1,20^2 / 8 = 4,85 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 26,570 \cdot 1,20 / 2 = 15,90 \text{ Mp}$$

Bemessung: d = 51 cm b_0 = 21 cm h = 46,5 cm B 225

$$h = 9,7 \sqrt{4,85/0,21} = 46,5 \text{ cm} \quad \sigma < 80/2400$$

$$Fe = 0,47 \cdot 485/46,5 = 4,9 \text{ cm}^2$$

gewählt: 3 III Ø 16 mit $Fe = 6,0 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III Ø 16 Bügel III Ø 8 $t = 10 \text{ cm}$

$$\max \tau = 15900/21 \cdot 46,5 \cdot 0,89 = 18,0 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{erf } Fe = 4,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{aufgebogen 1 III Ø 16 } Fe_s = 2,80 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ Bügel III Ø 8 } Fe_B = 3,00 "$$

$$Fe_{\tau} = 5,80 \text{ cm}^2$$

Auflagerpressung bei einer Auflagerlänge von 30 cm

$$\max \sigma = 15900/21 \cdot 30 = 25 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Auflagermauerwerk in Hochbauklinker KMZ 350

$$\text{MG III mit } \sigma_{\text{zul}} = 30 \text{ kp/cm}^2$$

mind. 6 Schichten hoch unter 45° abgetreppt.

Pos. B/E/18 Mauerwerkspfeiler

konstruktiv in Anlehnung an Pos. B/E/17

Mauerwerk in HLZ 1,6/250 MG III mit $\sigma_{\text{zul}} = 22 \text{ kp/cm}^2$

Pos. B/E/19 Mauerwerkspfeiler 30/74 cm

$$\text{Einzugsbereich } 0,74 + 2 \cdot 1,26/2 = 2,00 \text{ m}$$

Belastung:

IV. O.G. aus Pos. B/IV/2 =

$$(0,74 + 1,26/2) \cdot 1230 = 1680 \text{ kp}$$

aus Pos. B/IV/3

$$1,26/2 \cdot 1510 = 950 " = 2630 \text{ kp}$$

Pos B/III/2 III. O.G. $(0,74 + 1,26/2) \cdot 1660 = 2270 \text{ kp}$

$$\text{aus Pos. B/III/3 } 1,26/2 \cdot 2020 = 1270 " = 3440 \text{ kp}$$

Übertrag: = 6070 kp
Pos. B/E/19

Übertrag:	=	6070 kp
II. O.G.	=	3440 "
I. O.G.	=	3440 "
E.G.	=	3440 "
aus Mauerwerk + Putz bei 25 % Abzug		
ohne EG		
$0,75 \cdot (0,30 + 0,04) \cdot 1800 \approx 12,00 \cdot 2,00$	=	<u>11000 "</u>
	=	27390 kp

Unter Berücksichtigung eines Installationsschlitzes von 12,5/26 cm wird

$$\max \sigma = 27390 / (30 \cdot 74 - 12,5 \cdot 26) =$$

$$\max \sigma = 27390 / 1885 = 14,5 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Mauerwerk in HLZ 1,6/250 MG III

$$\text{mit } \sigma_{\text{zul}} = 22 \text{ kp/cm}^2 > 14,5 \text{ kp/cm}^2$$

Pos. B/E/20 Stahlbetonsturz 30/44 cm BQ 24/44 cm in B 225

$$l = 2,50 + 0,20 = 2,70 \text{ m}$$

Belastung:

aus Pos. B/E/5 unbeabsichtigte Auflagerung	$\approx 0,75 \cdot 1050$	=	790 kp/m
aus Brüstung im I.O.G.		=	500 "
aus unbeabsichtigte Auflagerung			
Pos. B/E/10	$\approx 1,00 \cdot 665$	=	665 "
aus Eigengewicht		$\approx$	<u>245 "</u>
		q	= 2200 kp/m

$$\max M = 2,2 \cdot 2,70^2 / 8 = 2,00 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 2,2 \cdot 2,70 / 2 = 2,98 \text{ Mp}$$

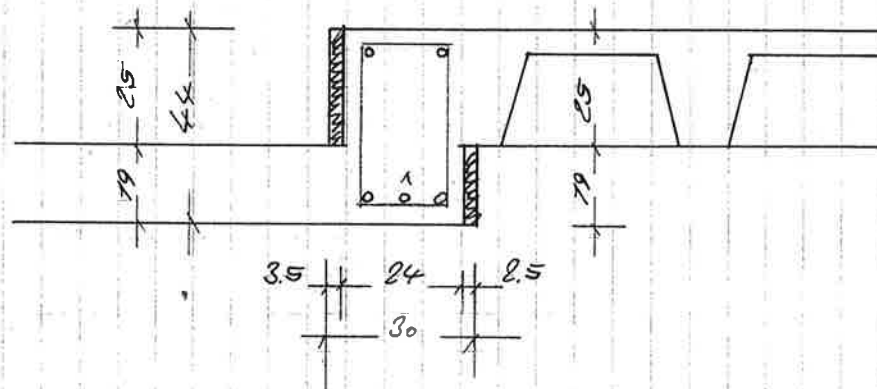
Bemessung: $d = 44 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$ $B_0 = 24 \text{ cm}$

$h = 14,0 \sqrt{2,00/0,24} = 40 \text{ cm}$ $\sigma < 50/2400$

$Fe = 0,45 \cdot 200/40 = 2,25 \text{ cm}^2$

gewählt: 3 III $\emptyset 12$ mit $Fe = 3,40 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset 10$ Bügel III $\emptyset 6$ $t = 25 \text{ cm}$



Pos. B/E/21 Fenstersturz 30/120 cm BQ 24/116,5 cm als Überzug

$l = 2,70 + 0,25 = 2,95 \text{ m}$

<u>Belastung:</u> aus Pos. B/IV/6	= 1130 kp/m
aus Pos. B/III/6	= 1900 "
aus Pos. B/II/6	= 1900 "
aus Pos. B/I/6	= 1900 "
aus Pos. B/E/6	= 1900 "
aus Mauerwerk + Putz	

$(0,30 + 0,04) \cdot 1800 \cdot 12,00 = 7350 "$

aus Einzellasten unter der Annahme, daß sie sich über die 3,40 m breite Mauer-scheibe der Obergeschoße gleichmäßig ver-teilen

aus Pos. B/IV/8 max C = 3500 kp

Übertrag: 3500 kp

Übertrag: 16080 kp/m

$$\text{Übertrag:} = 16080 \text{ kp/m}$$

$$\text{Übertrag:} = 3500 \text{ kp}$$

$$\text{aus Pos. B/III/8 max C} = 5000 \text{ "}$$

$$\text{aus Pos. B/II/8 max C} = 4800 \text{ "}$$

$$\text{aus Pos. B/I/8 max C} = 4800 \text{ "}$$

$$\text{aus Pos. B/IV/6 - Pos. B/I/10}$$

$$4 \cdot 2020 = 8080 \text{ "}$$

$$= 26180 \text{ kp}$$

$$q = 26180 / 3,40$$

$$= 7770 \text{ "}$$

$$\text{aus Eigengewichtszuschlag}$$

$$= 150 \text{ "}$$

$$q = 24000 \text{ kp/m}$$

$$\text{max M} = 24,00 \cdot 2,95^2 / 8 = 26,00 \text{ Mp/m}$$

$$A = B = 24,00 \cdot 2,95 / 2 = 35,30 \text{ Mp}$$

$$\text{Bemessung: } d = 120 \text{ cm } h = 113 \text{ cm}$$

$$b_o = 24 \text{ cm } B 225$$

$$h = 10,9 \sqrt{26,00 / 0,24} = 113 \text{ cm}$$

$$\sigma < 70 / 2400$$

$$Fe = 0,46 \cdot 2600 / 113 = 10,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 4 \text{ III } \emptyset 20 \text{ mit } Fe = 12,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{aufgebogen } 1 \text{ III } \emptyset 20 \text{ Bügel III } \emptyset 8 \text{ } t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{max } \tau = 35300 / 24 \cdot 113 \cdot 0,89 = 14,7 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{erf } F_{\tau} = 10,60 \text{ cm}^2$$

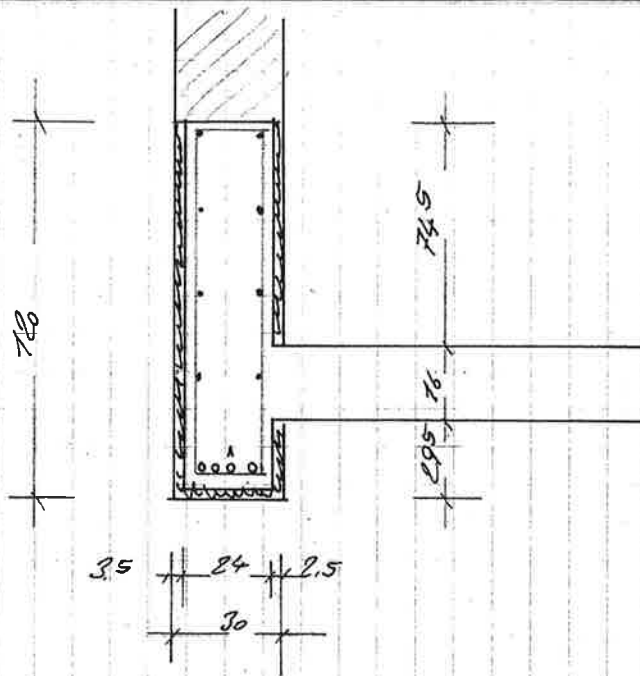
$$\text{aufgebogen } 1 \text{ III } \emptyset 20$$

$$Fe_s = 4,40 \text{ cm}^2$$

$$7 \text{ Bügel III } \emptyset 8$$

$$Fe_B = 7,00 \text{ "}$$

$$Fe_{\Sigma} = 11,40 \text{ cm}^2$$



Pos. B/E/22 Stahlbetonsäule 30/49 cm BQ 24/43 cm in B 225

$$h_k \approx 2,75 \text{ m}$$

Belastung:

aus Pos. B/E/21

$$\max A = 35300 \text{ kp}$$

aus Pos. B/E/20

$$\max B = 2980 \text{ "}$$

aus Pos. B/E/8

$$\max C = 4800 \text{ "}$$

Säuleneigengewicht

$$\approx 970 \text{ "}$$

$$P = 44050 \text{ kp}$$

gewählt: Bewehrung mind. 0,8 % von F_b

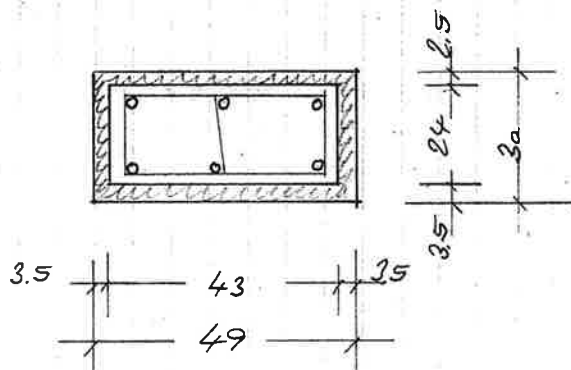
$$F_e = 24 \cdot 49 \cdot 0,008 = 9,80 \text{ cm}^2$$

gewählt: 6 III $\emptyset$ 14 mit $F_e = 9,20 \text{ cm}^2$

Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 16 \text{ cm}$

Die Eisen sind in der Kellerwand und den darüberliegenden Stürzen gut zu verankern.

$$\sigma_{bi} = 44050 / 24 \cdot 49 = 42,5 \text{ kp/cm}^2$$



Pos. B/E/22a Stahlbetonsäule 30/49 cm BQ 24/43 cm in B 225

$$h_k \approx 2,75 \text{ m}$$

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. B/E/22

Pos. B/E/23 Stahlbetonwand d = 24 cm d_o = 24 cm B 225 in Sichtbeton

Bewehrung: konstruktiv innen und aussen 1 x Q 222

Pos. B/E/24 Stahlbetonsäule 30/30 cm BQ 26,5/26,5 cm in B 225

$$h_k \approx 2,75 \text{ m}$$

Belastung:

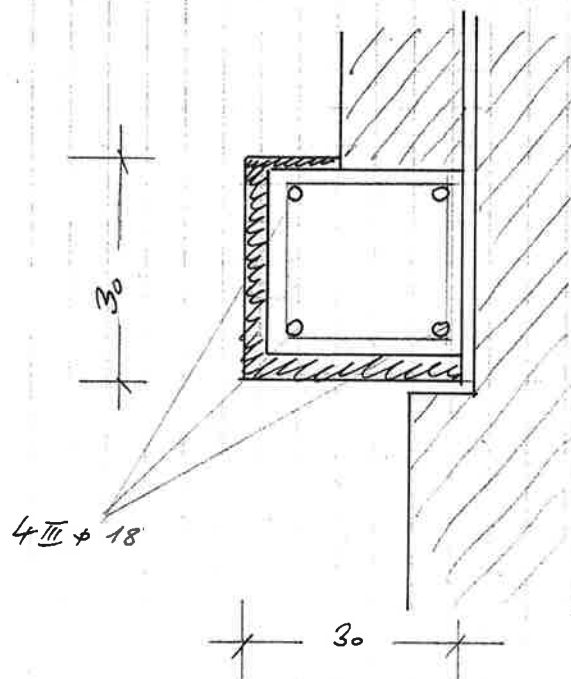
aus Pos. B/E/21	max B	= 35300 kp
aus Eigengewicht		$\approx 700 \text{ "}$
	P	= 36000 kp

Bewehrung: konstruktiv ohne weiteren Nachweis

$$4 \text{ III } \emptyset 18 \text{ mit } F_e = 10,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bügel III } \emptyset 8 \quad t = 20 \text{ cm}$$

$$\max \sigma_{bi} = 36000 / 26,5 \cdot 26,5 = 51,2 \text{ kp/cm}^2$$



7.) UNTERGESCHOSS :Pos. B/U/1 bisPos. B/U/7a Ausführung und Bewehrung genau wie Pos.
B/III/1 bis Pos. B/III/7aPos. B/U/8 Unterzug deckengleich über 2 Felder
Ausführung wie Pos. B/II/8Pos. B/U/9 Fensterstürze in Stahlbeton B 225
36,5/30 cm BQ 30,5/26 cm
Ausführung wie Pos. B/I/9Pos. B/U/10 Stahlbetondecke $d = 22$ cm in B 225 über 1 Feld
 $l = 5,48 + 0,27 = 5,75$ mBelastung: 22 cm Stahlbeton 22 . 25 $= 550 \text{ kp/m}^2$
Natursteinbelag ca. ~ 6 cm ≈ 150 " $g = 700 \text{ kp/m}^2$

Verkehrslast

 $p = 500$ " $q = 1200 \text{ kp/m}^2$ die erdgesch. Rauntrennwände bleiben bei der Last-
aufstellung unberücksichtigt

$$\max M = 1,20 \cdot 5,75^2 / 8 = 4,90 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 1,20 \cdot 5,75 / 2 = 3,45 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 22$ cm $h = 20,3$ cm B 225

$$h = 9,2 \sqrt{4,90} = 20,3 \text{ cm} \quad \sigma = 80/2400$$

$$Fe = 0,47 \cdot 490 / 20,3 = 11,40 \text{ cm}^2$$

gewählt: 2 x R 589 mit $Fe = 11,78 \text{ cm}^2$

Pos. B/U/10

Pos. B/U/11 Stahlbetentürsturz 24/51 cm BQ 21/51 cm in B 225

$$l = 1,00 + 0,20 = 1,20 \text{ m}$$

Ausführung und Bewehrung ohne weiteren Nachweis
genau wie Pos. B/E/17

Pos. B/U/12 Umfassungswände $d = 30 \text{ cm} / d = 36,5 \text{ cm}$
in Stahlbeton B 225

Bewehrung: An der Wandinnenseite infolge Erddruck
konstruktiv 1 x R 443 mit $F_e = 4,43 \text{ cm}^2$.
Die Wände sind durch die Stahlbetonbuß-
bodenplatte und durch die Stahlbetondecke
ausgesteift.

Unterhalb der Fensterbrüstungen und
unmittelbar über dem Fundament ist ein
Bügelkorb mit je 4 III $\emptyset 16$
Bügel III $\emptyset 8$ $t = 50 \text{ cm}$ zur besseren Last-
verteilung aus dem Einzellasten des Erd-
geschoßes anzuordnen. Im Auflagerbereich
der erdgeschoßigen Stützen ist B 300 zu
verwenden.

Pos. B/U/13 Türstürze in Fertigteilen der Fa. Dennert K.G.
Schlüsselfeld mit 3 Schichten Übermauerung.

Pos. B/U/14 Sturz deckengleich $d = 16 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$ B 225

$$l = 1,34 + 0,16 = 1,50 \text{ m}$$

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. B/III/14

Pos. B/U/15 Mauerscheibe im Bereich des Treppenhauses
24/230 cm bis zur Mauerfuge über dem Fundament

Belastung:

aus Pos. B/E/15 = 161090 kp

aus Pos. B/U/8 max B = 22000 "

unbeabsichtigte Auflagerung

aus den Treppenläufen Pos. B/U/7a

$\approx 0,50 \cdot 1350 \cdot 3,20 = 2160 "$

aus Pos. B/U/6 $1900 \cdot 3,20 = 6100 "$

aus Mauerwerk + Putz

U.G. ($0,24 \cdot 2500 + 0,03 \cdot 1800$) $\cdot 3,10 \cdot 3,20$
 $= 6500 "$

P ≈ 197850 kp

durchschnittliche Mauerpressung

max $\sigma = 197850 / 24 \cdot 320 = 25,8$ kp/cm²

gewählt: Schalbeton B 225 mit $\sigma_{zul} = 55$ kp/cm² >
 $25,8$ kp/cm²

Alternative: Mauerwerk in Hochbauklinker

KMZ 350 MG III mit $\sigma_{zul} = 30$ kp/cm² >
 $25,8$ kp/cm²

Pos. B/U/16 Mauerscheibe im Bereich des Treppenhauses 24/230 cm

Belastung: aus Pos. B/E/16 = 89300 kp

aus Pos. B/U/8 max A = 8790 "

aus Pos. B/E/5 $\approx 0,60 \cdot 3300 = 1980 "$

unbeabsichtigte Auflagerung
 aus dem Treppenlauf

$\approx 0,50 \cdot 1350 \cdot 3,20 = 2160 "$

unbeabs. Aufl. Pos. B/U/1
 $\approx 0,50 \cdot 850 \cdot 3,20 = 1360 "$

aus Mauerwerk + Putz

U.G. ($0,24 + 0,03$) $\cdot 1800 \cdot 3,10 \cdot 3,20 \approx 5000 "$

P = 108590 kp
 Pos. B/U/16

durchschnittliche Mauerwerkspressung

$$\max \sigma = 108590 / 24 \cdot 320 = 14,2 \text{ kp/cm}^2$$

Mauerwerk in HLZ 1,6/250 MG III

$$\text{mit } \sigma_{\text{zul}} = 22 \text{ kp/cm}^2 < 14,2 \text{ kp/cm}^2$$

Pos. B/U/17 Mauerwerkspfeiler

konstruktiv in HLZ 1,6/250 MG / III

$$\text{mit } \sigma_{\text{zul}} = 22 \text{ kp/cm}^2$$

Pos. B/U/18 Fußbodenkonstruktion d = 12 cm B 225 mit

1 x Q 158 bewehrt.

8) FUNDAMENTE :

Vorbemerkungen genau wie Teil A: Fundamente

Pos. B/F/1 Streifenfundament in Stahlbeton B 160 175/400 cm

Belastung: aus Pos. B/U/15

$$\max P = 197850 \text{ kp}$$

Eigengewicht.

$$\approx 9150 \text{ "}$$

$$\max P = 207000 \text{ kp}$$

gewählt: Fundamentbreite b = 175 cm

Fundamenthöhe h = 65 cm

$$\max \sigma = 207000 / 175 \cdot 400 = 2,96 \text{ kp/cm}^2 < 3,0 \text{ kp/cm}^2$$

Biegemoment im Fundament

$$M_k = - 197,85 / 1,75 \cdot 4,00 \cdot 0,875^2 / 2 =$$

$$M_k = - 10,80 + 0,24 / 8 \cdot 197,85 / 4,00 =$$

$$M_k = - 10,80 + 1,50 = - 9,30 \text{ Mpm}$$

Pos. B/F/1

Bemessung: $d = 65 \text{ cm}$ $h = 60 \text{ cm}$ B160

$$h = 19,6 + 9,30 = 60 \text{ cm} \quad \sigma < 40/2400$$

$$Fe = 0,45 \cdot 930/60 = 7,00 \text{ cm}^2$$

Längsbewehrung III $\emptyset 10$ $t = 15 \text{ cm}$

Querbewehrung in der Fundamentsohle

$$\text{konstruktiv } 2 \times R 377 \text{ mit } Fe = 2 \cdot 3,77 \text{ cm}^2 = 7,54 \text{ cm}^2$$

Sauberkeitsschicht 5 cm stark B 80

Pos. B/F/2 Streifenfundament in Stahlbeton B 160

100/400 cm

$$\text{Belastung: aus Pos. B/U/16} = 108590 \text{ kp}$$

$$\text{aus Eigengewicht} \approx 6410 \text{ "}$$

$$\text{max P} = 115000 \text{ kp}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 100 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 65 \text{ cm}$

$$\text{max } \sigma = 115000/100 \cdot 400 = 2,88 \text{ kp/cm}^2 < 3,0 \text{ kp/cm}^2$$

Querbewehrung in der Bodenfuge

$$\text{konstr. } 1 \times R 377 \text{ mit } Fe = 3,77 \text{ cm}^2$$

Sauberkeitsschicht 5 cm stark B 80

Pos. B/F/3 Streifenfundament in Stahlbeton B 160

Belastungsannahme für das Fundament im Bereich der
Müllverbrennung.

$$\text{Belastung: aus Pos. B/IV/2} \quad \text{max B} = 3110 \text{ kp/m}$$

$$\text{Übertrag:} = 3110 \text{ kp/m}$$

Übertrag: = 3110 kp/m

aus Pos. B/III/2 bis B/U/2 max B

$$5 \cdot 4180 = 20900 "$$

aus Mauerwerk + Putz

$$(0,24 + 0,03) \cdot 1800 \cdot 5 \cdot 2,60 = 6300 "$$

$$(0,24 + 0,03) \cdot 1800 \cdot 3,10 = 1500 "$$

$$= 31810 \text{ kp/m}$$

Fundamenteigengewicht

$$\approx 1490 "$$

$$\text{max } p = 33300 \text{ kp/m}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 1,15 \text{ m}$ Fundamenthöhe $h = 0,50 \text{ m}$

$$\text{max } \sigma = 33300 / 115 \cdot 100 = 2,88 \text{ kp/cm}^2 < 3,0 \text{ kp/cm}^2$$

Querbewehrung 1 x R 513 mit Fe = 5,13 cm²

Sauberkeitsschicht in B 80 5 cm stark

Mauerwerkspressung im Durchschnitt bei Abzug der
Türöffnung von 10 % Mauerwerksfläche

$$\text{max } \sigma = 31810 / 0,90 \cdot 24 \cdot 100 = 14,7 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Mauerwerk aus HLZ 1,6/250 MG III

mit $\sigma_{\text{zul}} = 22 \text{ kp/cm}^2$ Pos. B/F/4 Streifenfundament in B 120Belastung: geringgewählt: konstr. Fundamentbreite $b = 50 \text{ cm}$ Fundamenthöhe $h = 40 \text{ cm}$ Pos. B/F/5 Streifenfundament in Stahlbeton B 160

ohne weiteren Nachweis konstruktiv

Pos. B/F/5

Fundamentbreite $b = 160 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 60 \text{ cm}$

Querbewehrung konstruktiv in der Bodensohle

$$2 \times R 443 \text{ mit } F_e = 886 \text{ cm}^2$$

Pos. B/F/6 Streifenfundament in Stampfbeton B 120

Belastung: gering

gewählt: Fundamentbreite $b = 50 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 40 \text{ cm}$

bzw. bis auf Frosttiefe gründen.

Pos. B/F/7 Streifenfundament in Stahlbeton B 160

Belastung: aus Pos. B/IV/3 $\max B = 1510 \text{ kp/m}$

aus Pos. B/III/3 bis Pos. B/U/3

$$5 \cdot 2020 \text{ kp} = 10100 \text{ kp/m}$$

aus Mauerwerk + Putz bei 25 % Abz.

$$0,75 (0,30 + 0,04) \cdot 1800 \approx 14,75 = 6780 \text{ kp/m}$$

$$\text{u.G. } (0,365 \cdot 2500 + 0,04 \cdot 1800) \cdot 3,25 \approx 3200 \text{ kp/m}$$

$$= 21590 \text{ kp/m}$$

$$\text{Fundamenteigengewicht} \approx 1410 "$$

$$\max q = 23000 \text{ kp/m}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 80 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 50 \text{ cm}$

$$\max \sigma = 23000/80 \cdot 100 = 2,88 \text{ kp/cm}^2 < 3,0 \text{ kp/cm}^2$$

Querbewehrung $1 \times R 262 \text{ mit } F_e = 2,62 \text{ cm}^2$

Sauberkeitsschicht B 80 5 cm stark

Pos. B/F/8 Streifenfundament in Stahlbeton B 160

gewählt: konstruktiv in Anlehnung an Pos. B/F/7

Fundamentbreite $b = 80 \text{ cm}$ Fundamenthöhe $h = 50 \text{ cm}$ Querbewehrung $1 \times R 262$ mit $Fe = 2,62 \text{ cm}^2$ Pos. B/F/9 Streifenfundament in Stahlbeton B 160

gewählt: konstruktiv in Anlehnung an Pos. B/F/7

Fundamentbreite $b = 80 \text{ cm}$ Fundamenthöhe $h = 50 \text{ cm}$ Querbewehrung $1 \times R 262$, Sauberkeitsschicht 5 cm stark,
B 80Pos. B/F/10 Gründungsplatte in Stahlbeton B 225 $d = 35 \text{ cm}$ für den gesamten Aufzugschacht und
den benachbarten Mauern.

Bewehrung: konstruktiv

unten in x- und y- Richtung III $\emptyset 12$ $t = 15 \text{ cm}$ mit $Fe = 7,54 \text{ cm}^2$ oben in x- und y- Richtung III $\emptyset 12$ $t = 15 \text{ cm}$ mit $Fe = 7,54 \text{ cm}^2$ Berichtigung der oben angef. Werte durch
die Aufzuglieferfirma vorbehalten!Anschlußbewehrung für die Schachtwände III $\emptyset 8$ $t = 20 \text{ cm}$
mit $Fe = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}$ als Schlaufeneisen einbetoniert.

2) IV. OBERGESCHOSS :

Anmerkung: Da die Dachsäulen und Pfetten nicht genau koordiniert werden können, wird für die Decke eine wechselseitige Nutzlast von $p = q_D$ der Pos. A/D/1. = 185 kp/m² angesetzt.

Die Stahlbetondeckenfläche wird durch Anordnung von Trennfugen (nur innerhalb der Deckenstärke) konstruktiv voneinander getrennt, um der Bildung von horizontalen Rissen, hervorgerufen durch Schrumpfung und Ausdehnung der Decke, entgegen zu wirken.

Ferner ist die Decke über dem IV. O.G.

auf 2 Lagen 500er nackter Pappe aufzulagern.

Pos. C/IV/1 Stahlbetondecke d = 16 cm in B 225 durchlaufend über 3 Felder mit biegesteifer Verbindung zur Stahlbetonwand d = 15 cm

Die Schnittkräfte des Systems sind elektronisch ermittelt und als Anlage der stat. Berechnung beigegeben. Diese Deckenposition entspricht der Pos. 2 der elektronischen Berechnung

$$l_1 = l_2 = 4,25 \text{ m}$$

$$l_3 = 4,205 \text{ m}$$

Achsmaß der Stahlbetonwand h = 2,75 m

= Stockwerkshöhe

Belastung: 16 cm Stahlbeton 16 . 25 = 400 kp/m²

Putz ≈ 30 "

Isolierung ≈ 20 "

Übertrag: g = 450 kp/m²

Pos. C/IV/1

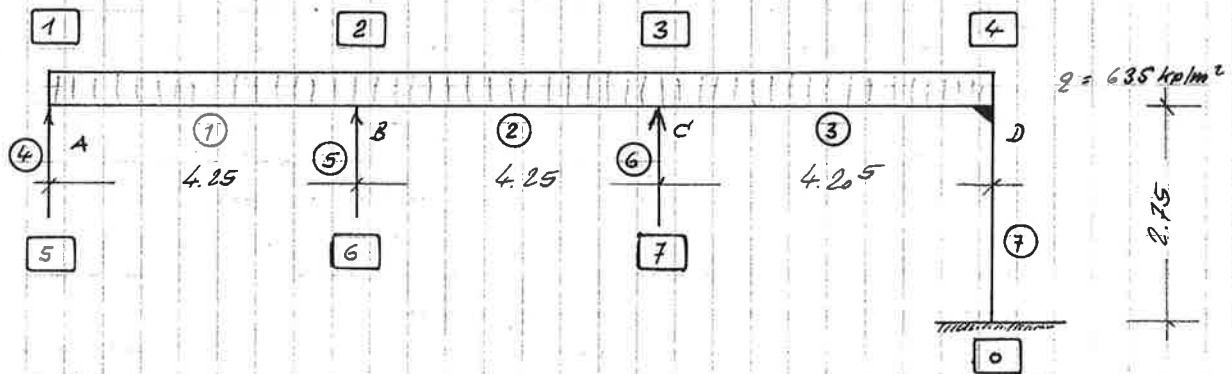
aus Dachkonstruktion

$$\text{Übertrag: } g = 450 \text{ kp/m}^2$$

$$q_D = 185 \text{ "}$$

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

System und Belastung:



Übernahme der Schnittkräfte aus der elektr. Berechnung

Feldmomente in den 2/4 - Punkten

$$M_1 = \pm 0,920 \text{ Mpm}$$

$$M_2 = \pm 0,492 \text{ "}$$

$$M_3 = \pm 0,691 \text{ "}$$

Stützmomente

$$M_A = 0,00 \text{ Mpm}$$

$$M_B = -1,23 \text{ "}$$

$$M_C = -1,038 \text{ "}$$

$$M_D = -0,63 \text{ "}$$

Auflagerkräfte

$$A = 1,107 \text{ Mp}$$

$$B = 3,085 \text{ "}$$

$$C = 2,816 \text{ "}$$

$$D = 1,296 \text{ "}$$

Anmerkung: Die max. Feldmomente gehen aus der elektr. Berechnung nicht eindeutig hervor. Die Bewehrung wird entsprechend reichlicher gewählt.

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

$$\text{Feld 1: } h = 14,9 \sqrt{0,92} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 92/14,3 = 2,44 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 317 mit $Fe = 3,17 \text{ cm}^2$

$$\text{Feld 2: } h = 20,4 \sqrt{0,49} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 40/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 49/14,3 = 1,30 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 222 mit $Fe = 2,22 \text{ cm}^2$

$$\text{Feld 3: } h = 17,1 \sqrt{0,69} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 69/14,3 = 1,82 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 262 mit $Fe = 2,62 \text{ cm}^2$

$$\text{Stütze B: } h = 13,0 \sqrt{1,23} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 123/14,3 = 3,36 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 377 mit $Fe = 3,77 \text{ cm}^2$

$$\text{Stütze C: } h = 14,0 \sqrt{1,04} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 104/14,3 = 2,84 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 317 mit $Fe = 3,17 \text{ cm}^2$

Stütze D: $d = 15 \text{ cm}$

$$h = 15,8 \sqrt{0,63} = 12,5 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2400$$

$$Fe = 0,45 \cdot 63/12,5 = 2,26 \text{ cm}^2$$

gewählt: III $\emptyset 8$ $t = 20 \text{ cm}$ mit $Fe = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Pos. C/IV/2 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 durchlaufend über 4 Felder mit biegesteifer Verbindung zur Stahlbetonwand $d = 15 \text{ cm}$

Die Schnittkräfte des Systems sind elektronisch ermittelt und als Anlage der stat. Berechnung beigegeben.

Diese Deckenpositionen entsprechen der Pos. 1 der elektr. Berechnung

$$l_1 = 4,205 \text{ m}$$

$$l_2=l_3=l_4 = 4,25 \text{ m}$$

Achsmaß der Stahlbetonwand $h = 2,75 \text{ m} = \text{Stockwerkshöhe}$

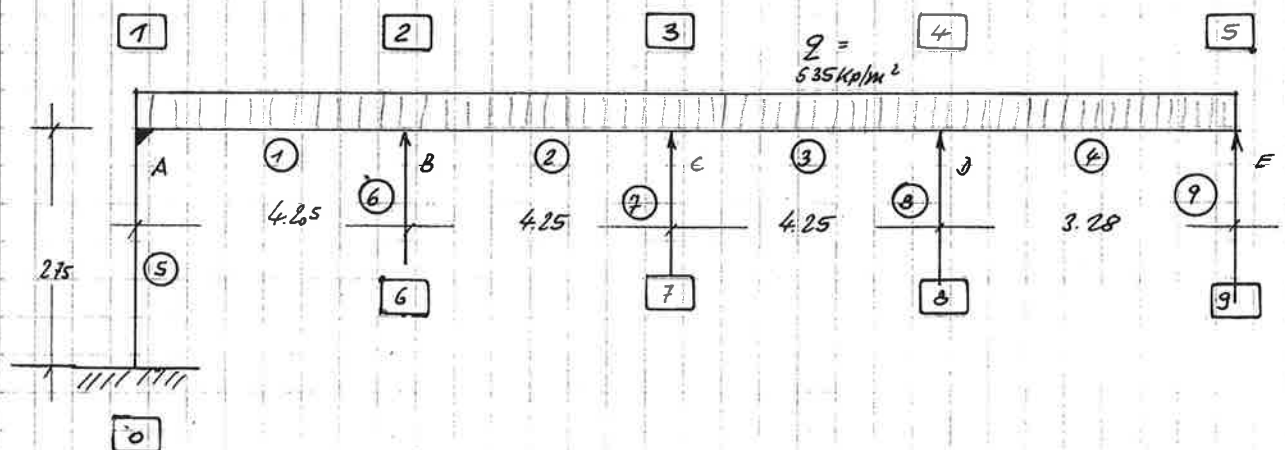
Belastung: wie Pos. C/IV/1

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

$$q_D = 185 "$$

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

System und Belastung:



Übernahme der Schnittkräfte aus der elektr. Berechnung.

Anmerkung: Die max. Feldmomente gehen aus der Berechnung nicht eindeutig hervor. Die Bewehrung wird etwas reichlicher gewählt.

Feldmomente in den 2/4 - Punkten

$$M_1 \sim 0,669 \text{ Mpm}$$

$$M_2 \sim 0,562 "$$

$$M_3 \sim 0,610 "$$

$$M_4 \sim 0,496 "$$

Stützmomente

$$M_A = - 0,611 \text{ Mpm}$$

$$M_B = - 1,091 "$$

$$M_C = - 1,019 "$$

$$M_D = - 0,964 \text{ Mpm}$$

$$M_E = - 0,00 "$$

Auflagerkräfte

$$A = 1,276 \text{ Mp}$$

$$B = 2,891 "$$

$$C = 2,788 "$$

$$D = 2,731 "$$

$$E = 0,823 "$$

Bemessung $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

$$\text{Feld 1: } h = 17,5 \sqrt{0,67} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 40/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 67/14,3 = 1,78 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 262 mit $Fe = 2,62 \text{ cm}^2$

Feld 2, Feld 3, Feld 4

konstruktiv wie Feld 1 1 x R 262 mit $Fe = 2,62 \text{ cm}^2$

Stütze A: $d = 15 \text{ cm}$ $h = 12,5 \text{ cm}$

$$h = 16,0 \sqrt{0,61} = 12,5 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2400$$

$$Fe = 0,45 \cdot 61/12,5 = 2,20 \text{ cm}^2$$

gewählt: III $\emptyset 8$ $t = 20 \text{ cm}$ mit $Fe = 2,51 \text{ cm}^2$

Stütze B; Stütze C; Stütze D;

$$h = 13,7 \sqrt{1,091} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 109/14,3 = 2,98 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 317 mit $Fe = 3,17 \text{ cm}^2$

Pos. C/IV/3 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 über 1 Feld

$$l = 3,01 \sim 0,24 = 3,25 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. C/IV/1

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 185 \text{ "}$$

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,635 \cdot 3,25^2/8 = 0,84 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,635 \cdot 3,25/2 = 1,03 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

$$h = 15,6 \sqrt{0,84} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 84/14,3 = 2,24 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 262 mit $Fe = 2,62 \text{ cm}^2$ Pos. C/IV/4 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ über 1 Feld

$$l = 4,69 + 0,21 = 4,90 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. C/IV/1

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

$$q_D = 185 \text{ "}$$

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,635 \cdot 4,90^2/8 = 1,90 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,635 \cdot 4,90/2 = 1,56 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

$$h = 10,4 \sqrt{1,90} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 80/2800$$

$$Fe = 0,40 \cdot 190/14,3 = 5,33 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 589 mit $Fe = 5,89 \text{ cm}^2$ Pos. C/IV/5 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 über 1 Feld

$$l = 2,01 \tilde{+} 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. C/IV/1

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

$$q_D = 185 "$$

$$q = 635 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,635 \cdot 2,25^2/8 = 0,40 \text{ Mpm}$$

$$\max A = B = 0,635 \cdot 2,25/2 = 0,71 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 11,3 \text{ cm}$ B 225

An der Deckenuntersicht werden 30 mm starke Versorgungsleitungen eingebaut.

$$h = 17,9 \sqrt{0,40} = 11,3 \text{ cm}$$

$$\sigma < 40/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 40/11,3 = 1,35 \text{ cm}^2$$

gewählt: konstruktiv 1 x R 185 mit $Fe = 1,85 \text{ cm}^2$ Pos. C/IV/6 Stahlbetonsturz in der Decke liegend 40/16 cm B 225

$$l = 2,01 \pm 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. C/IV/3

$$\max A = 1030 \text{ kp/m}$$

aus Pos. C/IV/5 unbeabsichtigte

Auflagerung $\approx 0,50 \cdot 635$

$$\approx 320 "$$

Eigengewicht

$$\approx 50 "$$

$$q = 1400 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 1,40 \cdot 2,25^2/8 = 0,89 \text{ Mpm}$$

mitwirkende Plattenbreite $\approx 40 \text{ cm}$

$$h = 9,4 \sqrt{0,89/0,40} = 14,0 \text{ cm} = \sigma < 80/2400$$

$$Fe = 0,47 \cdot 89/14 = 3,00 \text{ cm}^2$$

gewählt: Bügelkorb $b = 40 \text{ cm}$ Bügel III $\emptyset 8$ $t = 20 \text{ cm}$

$$Fe = 3 \text{ III } \emptyset 12 \text{ mit } Fe = 3,40 \text{ cm}^2$$

aufgebogen 1 III $\emptyset 12$

Pos. C/IV/7 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ als Kragarm in B 225

$$l_k = 1,50 + 0,15 = 1,65 \text{ m}$$

Belastung: Einzellast am Kragarmende aus der Fußschwelle der Dachkonstruktion

$$\text{vergl. Pos. A/D/1} \quad \max A \quad \approx \quad 420 \text{ kp/m}$$

$$\text{Aussenverkleidung der Fassade} \quad \approx \quad 180 \text{ "}$$

$$P \quad \approx \quad 600 \text{ kp/m}$$

$$\text{gleichmäßige Last} \quad g \quad = \quad 450 \text{ kp/m}^2$$

$$p \quad = \quad 185 \text{ "}$$

$$q \quad = \quad 635 \text{ kp/m}^2$$

Kragmoment:

$$M_K = - 0,60 \cdot 1,65 - 0,45 \cdot 1,65^2/2 = -0,99 - 0,86 = -1,85 \text{ Mpm}$$

Auflagerkraft A bei einer Mattenverankerungslänge im Deckenfeld von ca. 3,35 m

$$A = 0,60 + 0,635 \cdot 1,65 + 1,85/3,35 =$$

$$A = 0,60 + 1,05 + 0,55 = 2,20 \text{ Mp}$$

$$M' = - 1,85 + 2,20 \cdot 0,30/8 = - 1,85 + 0,08 = -1,77 \text{ Mpm}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 12,8 \text{ cm}$ B 225

(15 mm Heraklith im Bereich der Aussenwand)

$$h = 9,6 \sqrt{1,77} = 12,8 \text{ cm} \quad \sigma < 80/2800$$

$$Fe = 0,40 \cdot 177/14,3 = 5,50 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 589 mit $Fe = 5,89 \text{ cm}^2$

am äusseren Rand 1 III Ø 12

Die Kragplatte ist in Abständen von 4,25 m mit Trennfugen auszubilden. Auf der Wandinnenseite sind 15 mm Heraklith auf einer Breite von 50 cm einzulegen.

Pos. C/IV/8 Fenstersturz 30/29,5 cm BQ 24/26 cm

$$l = 2,50 + 0,20 = 2,70 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. C/IV/7 max A = 2200 kp/m

aus unbeabsichtigte Auflagerung

Pos. C/IV/1, C/IV/2

$$\sim 1,0 \cdot 635$$

$$\approx 635 \text{ "}$$

Eigengewicht

$$\approx 165 \text{ "}$$

$$\text{max } q = 3000 \text{ kp/m}$$

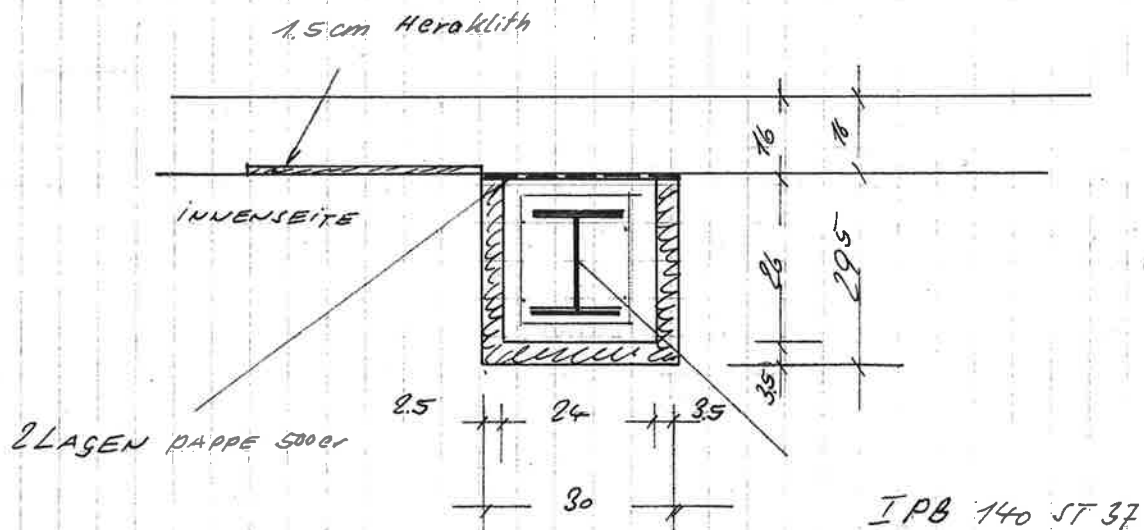
$$\text{max } M = 3,00 \cdot 2,70^2 / 8 = 2,73 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 3,00 \cdot 2,70 / 2 = 4,05 \text{ Mp}$$

$$\text{erf } W_x = 273 / 1,4 = 195 \text{ cm}^3$$

gewählt: IPB 140 St 37 mit $W_x = 216 \text{ cm}^3$

$$\text{max } \sigma = 273 / 216 = 1,26 \text{ Mp/cm}^2 < 1,4 \text{ Mp/cm}^2$$



Pos. C/IV/9 Sichtblenden in Stahlbeton B 225

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Tiefe} = 129,5 \text{ cm}$$

$$\text{Höhe} = 225,0 \text{ cm}$$

Belastung: 10 cm Stahlbeton $10 \cdot 25 \cdot 2,25 = 560 \text{ kp/m}$

Gesamtlast der Blende: $10 \cdot 25 \cdot 2,25 \cdot 1,295 = 730 \text{ kp/m}$

Bewehrung innen und aussen 1 x Q 185

mit $F_e = 1,85 \text{ cm}^2$

als Schwind- und Transportbewehrung

Pos. C/IV/10 Sturz in der Decke liegend (deckengleich)

$$l = 1,70 + 0,20 = 1,90 \text{ m}$$

Belastung: unbeabsichtigte Auflagerung aus

Pos. C/IV/1, C/IV/2 $\approx 1,00 \cdot 635 = 635 \text{ kp/m}$

aus Pos. C/IV/5 max A = 710 "

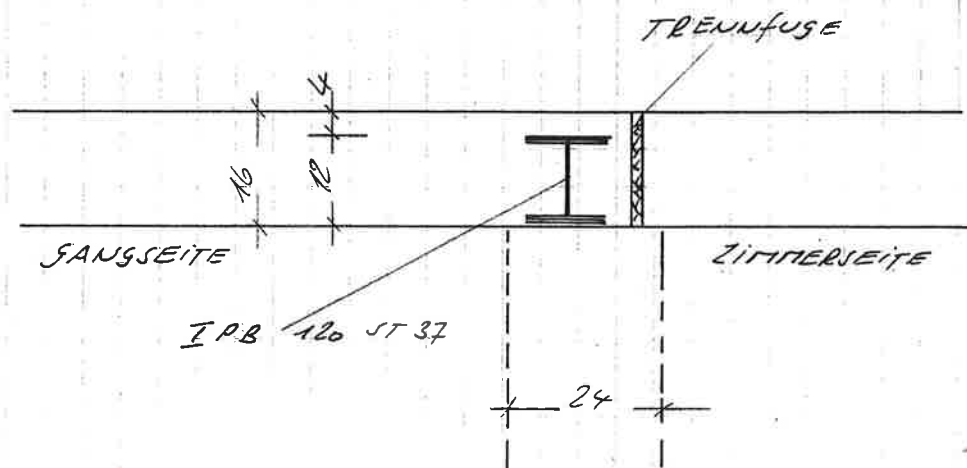
Eigengewicht $\approx 55 \text{ "}$

q = 1400 kp/m

$$A = B = 1400 \cdot 1,90 / 2 = 1320 \text{ kp}$$

gewählt: konstruktiv IPB 120 St 37 mit $W_x = 144 \text{ cm}^3$

Die Trägerunterkante ist 2mal mit Bleimennige zu streichen.



Pos. C/IV/11 Türstürze und Fensterstürze

konstruktiv als Fertigteile der Fa. Dennert K.G. Schlüsselfeld

Pos. C/IV/12 Fenstersturz 30/29,5 cm in B 225

BQ 24/26 cm

$$l = 2,00 + 0,20 = 2,20 \text{ m}$$

Belastung:

aus Pos. C/IV/3

$$\max A = 1030 \text{ kp/m}$$

aus Dachkonstruktion

vergl. Pos. C/IV/7 $\approx 420 \text{ kp}$

aus Verkleidung

$$\approx 180 \text{ "}$$

$$\approx 600 \text{ "}$$

aus Eigengewicht + Übermauerung

$$\approx 270 \text{ "}$$

$$\max q = 1900 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 1,90 \cdot 2,20^2 / 8 = 1,15 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 1,90 \cdot 2,20 / 2 = 2,09 \text{ Mp}$$

$$\text{Bemessung: } d_o = 26 \text{ cm } h = 22,5 \text{ cm } b_o = 24 \text{ cm}$$

$$h = 10,3 \sqrt{1,15 / 0,24} = 22,5 \text{ cm}$$

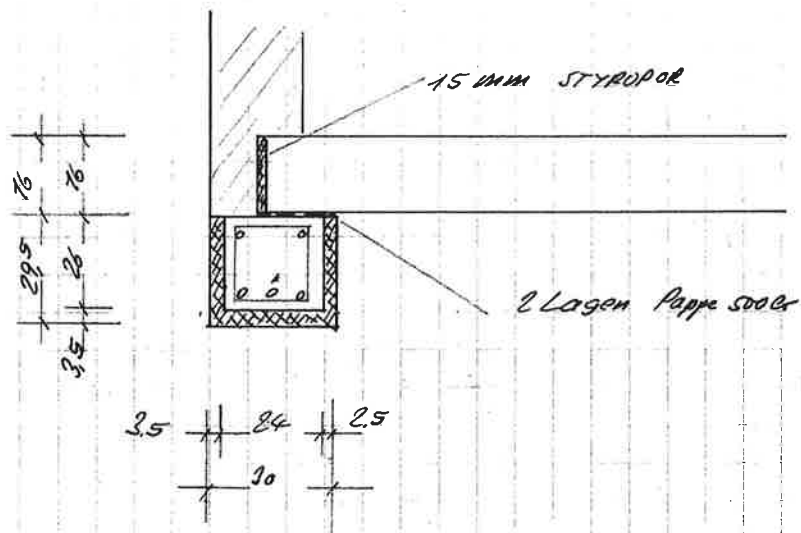
$$\sigma < 70 / 2400$$

$$F_e = 0,46 \cdot 115 / 22,5 = 2,35 \text{ cm}^2$$

gewählt: 3 III $\emptyset$ 10 mit $F_e = 2,40 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 10 Bügel III $\emptyset$ 6 $t = 25 \text{ cm}$

$$\max \tau = 2090 / 24 \cdot 22,5 \cdot 0,89 = 4,4 \text{ kp/cm}^2$$



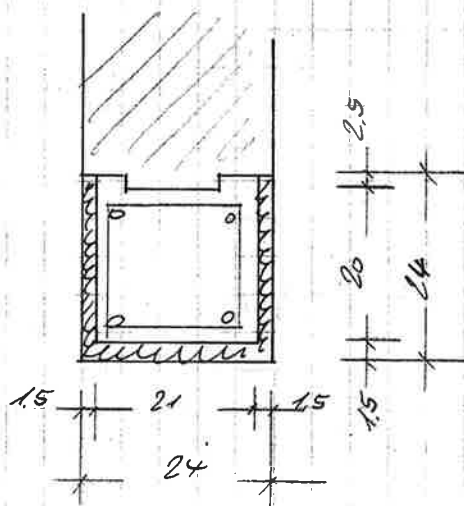
Pos. C/IV/12a Fenstersturz 30/29,5 cm BQ 24/26 cm in B 225

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. C/IV/12

Pos. C/IV/13 Stahlbetonsäule 24/24 cm BQ 21/21 cm in B 225

gewählt: konstruktiv $F_e = 4 \text{ III } \emptyset 16$ Bügel III $\emptyset 6$

$t = 20 \text{ cm}$



Pos. C/IV/14 Stahlbetonwand $d = 15 \text{ cm}$ in B 225 als Gebäudetrennwand

$h_k = 2,75 \text{ m} = \text{Stockwerkshöhe}$

max Schnittkräfte nach elektr. Berechnung, vergl.

Pos. C/IV/1

Moment = $M_D = - 0,63 \text{ Mpm}$

Pos. C/IV/14

Auflager D = 1,296 Mp

Wandlast in der Fuge über der Decke des III. O.G.

$$P = 1,296 + (0,15 \cdot 2,500 + 0,02 \cdot 1800) \cdot 2,75 =$$

$$P = 1,296 + 1,13 = 2,43 \text{ Mp/m}$$

Bemessung: ohne Berücksichtigung der Längskraft

$$d = 15 \text{ cm} \quad h = 12,5 \text{ cm} \quad \text{B 225}$$

$$h = 15,8 \sqrt{0,63} = 12,5 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 63/12,5 = 1,90 \text{ cm}^2$$

gewählt: innen und aussen 1 x Q 222 mit $Fe = 2,22 \text{ cm}^2$

3) III. OBERGESCHOSS :

Pos. C/III/1 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 durchlaufend
über 3 Felder mit biegesteifer Verbindung zur
Stahlbetonwand $d = 15 \text{ cm}$

Die Schnittkräfte des Systems sind elektronisch ermittelt und als Anlage der statischen Berechnung beigegeben. Diese Deckenposition entspricht der Pos. 4 der elektronischen Berechnung

$$l_1 = l_2 = 4,25 \text{ m}$$

$$l_3 = 4,205 \text{ m}$$

Achsmaß der Stahlbetonwand $h = 2,75 \text{ m} = \text{Stockwerkshöhe}$

Belastung: 16 cm Stahlbeton $16 \cdot 25 = 400 \text{ kp/m}^2$

Fußboden-konstruktion

$$4 \text{ cm Zementestrich } 4 \cdot 23 = 92 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Dämmung + Belag} \quad \approx 8 \text{ " } \approx 100 \text{ "}$$

$$\text{Deckenputz} \quad \approx 25 \text{ "}$$

$$\text{Übertrag: } g = 525 \text{ kp/m}^2$$

Pos. C/III/1

Übertrag: = 525 kp/m²

Verkehrslast

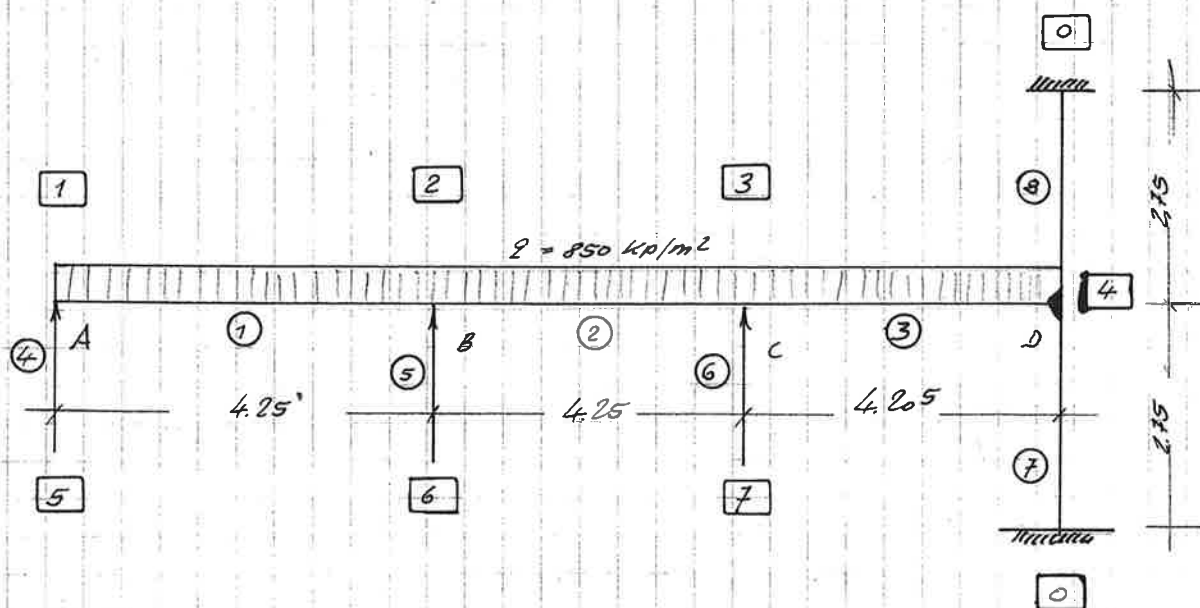
p = 200 "

Trennwandzuschlag

t = 125 "

q = 850 kp/m²

System und Belastung:



Übernahme der Schnittkräfte aus der elektronischen Berechnung

Feldmomente in den 2/4 Punkten

Anmerkung: Die max. Feldmomente gehen aus der elektr. Berechnung nicht eindeutig hervor. Die Bewehrung wird etwas reichlicher gewählt.

$$M_1 \approx 1,258 \text{ Mpm}$$

$$M_2 \approx 0,728 \text{ "}$$

$$M_3 \approx 0,869 \text{ "}$$

Stützmomente

$$M_A = 0,00 \text{ Mpm}$$

$$M_B = -1,67 \text{ "}$$

$$M_C = -1,365 \text{ "}$$

$$M_D = - 1,090 \text{ Mpm}$$

Auflagerkräfte:

$$A = 1,495 \text{ Mp}$$

$$B = 4,164 \text{ "}$$

$$C = 3,735 \text{ "}$$

$$D = 1,825 \text{ "}$$

$$\text{Bemessung: } d = 16 \text{ cm } h = 14,3 \text{ cm } B225$$

$$\text{Feld 1: } h = 12,7 \sqrt{1,26} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 126/14,3 = 3,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 377 \text{ mit } Fe = 3,77 \text{ cm}^2$$

Feld 2 und Feld 3

$$h = 15,3 \sqrt{0,87} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 50/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 87/14,3 = 2,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: Feld 2 } 1 \times R 262 \text{ mit } Fe = 2,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Feld 3 } 1 \times R 317 \text{ mit } Fe = 3,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Stütze B: } M_B' = - 1,67 + 4,16 \cdot 0,24/8 =$$

$$M_B' = - 1,67 + 0,12 = - 1,55 \text{ Mpm}$$

$$h = 11,4 \sqrt{1,55} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 70/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 155/14,3 = 4,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 443 \text{ mit } Fe = 4,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Stütze C: } M_C' = - 1,37 + 3,74 \cdot 0,24/8 =$$

$$M_C' = - 1,37 + 0,11 = - 1,26 \text{ Mpm}$$

$$h = 12,7 \sqrt{1,26} = 14,3 \text{ cm } \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 126/14,3 = 3,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 1 \times R 377 \text{ mit } Fe = 3,77 \text{ cm}^2$$

Stütze D: $d = 15 \text{ cm}$ $h = 12,5 \text{ cm}$

$$h = 12,0 \sqrt{1,09} = 12,5 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2400$$

$$F_e = 0,46 \cdot 109 / 12,5 = 4,00 \text{ cm}^2$$

gewählt: III $\emptyset 10$ $t = 20 \text{ cm}$ mit $F_e = 3,95 \text{ cm}^2$

Pos. C/III/2 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225

durchlaufend über 4 Felder mit biegesteifer Verbindung zur Stahlbetonwand.

$d = 15 \text{ cm}$

Die Schnittkräfte des Systems sind elektronisch ermittelt und als Anlage der statischen Berechnung beigegeben. Diese Deckenposition entspricht der Pos. 3 der elektronischen Berechnung.

$$l_1 = 4,205 \text{ m}$$

$$l_2 = l_3 = l_4 = 4,25 \text{ m}$$

$$l_4 = 3,28 \text{ m}$$

Achismaß der Stahlbetonwand $h = 2,75 \text{ m}$

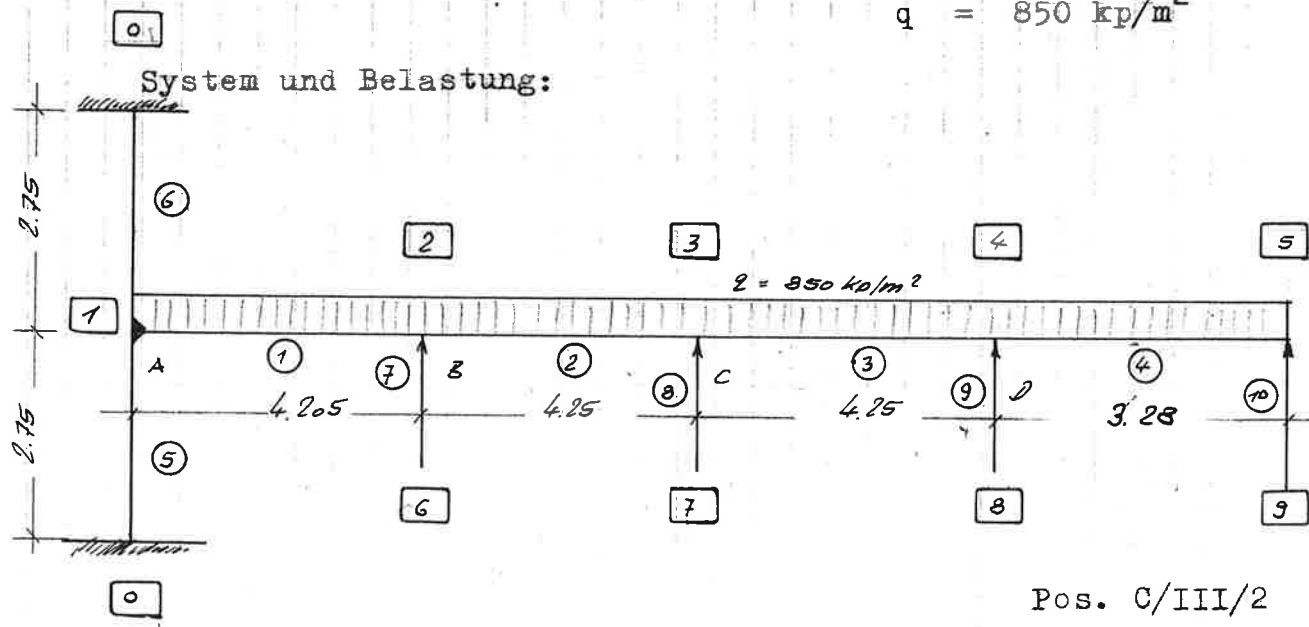
Belastung: wie Pos. C/III/1

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 200 \text{ "}$$

$$t = 125 \text{ "}$$

$$q = 850 \text{ kp/m}^2$$



Pos. C/III/2

Übernahme der Schnittkräfte aus der elektronischen Berechnung

Feldmomente in den $2/4$ Punkten

Anmerkung: Die max. Feldmomente gehen aus der elektronischen Berechnung nicht eindeutig hervor, die Bewehrung wird etwas reichlicher gewählt.

M_1	$\sim$	0,844 Mpm
M_2	$\sim$	0,813 "
M_3	$\sim$	0,856 "
M_4	$\sim$	0,706 "

Stützmomente:

M_A	= -	1,058 Mpm
M_B	= -	1,432 "
M_C	= -	1,403 "
M_D	= -	1,307 "
M_E	=	0,000 "

Auflagerkräfte:

A	=	1,798 Mp
B	=	3,829 "
C	=	3,787 "
D	=	3,678 "
E	=	1,127 "

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14,3 \text{ cm}$ B 225

Feld 1, Feld 2, Feld 3

$$h = 15,4 \sqrt{0,856} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800$$

$$F_e = 0,38 \cdot 86/14,3 = 2,28 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 317 mit Fe = 3,17 cm²

Feld 4: konstruktiv 1 x R 262 mit Fe = 2,62 cm²

Stütze A: d = 15 cm h = 12,5 cm B 225

$$h = 12,1 \sqrt{1,06} = 12,5 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2400$$

$$Fe = 0,46 \cdot 106/12,5 = 3,90 \text{ cm}^2$$

gewählt: III Ø 10 t = 20 cm mit Fe = 3,95 cm²

Stütze B, Stütze C, Stütze D

$$M_B' = -1,432 + 3,83 \cdot 0,24/8 = -1,43 + 0,11 = -1,32 \text{ Mpm}$$

$$h = 12,4 \sqrt{1,32} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 60/2800$$

$$Fe = 0,39 \cdot 132/14,3 = 3,60 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 377 mit Fe = 3,77 cm²

Pos. C/III/3 Stahlbetondecke d = 16 cm in B 225 über 1 Feld

$$l = 3,01 + 0,24 = 3,25 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. C/III/1

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 200 \text{ "}$$

$$q = 725 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,725 \cdot 3,25^2/8 = 0,96 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,725 \cdot 3,25/2 = 1,18 \text{ Mp}$$

Bemessung: d = 16 cm h = 14,3 cm B 225

$$h = 14,6 \sqrt{0,96} = 14,3 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800$$

$$Fe = 0,38 \cdot 96/14,3 = 2,56 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 262 mit Fe = 2,62 cm²

Pos. C/III/4 Stahlbetontreppenlauf d = 16 cm in B 225

$$l \approx 0,60 + 0,60 + 2,00 \approx 3,20 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 17,2/27 = 0,64 \quad \alpha = 32,6^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,843$$

Belastung: q_1 16 cm Stahlbeton $16 \cdot 25 = 400 \text{ kp/m}^2$
Putz $\approx 30 \text{ "}$

$$= 430 \text{ kp/m}^2$$

$$430/0,843 =$$

$$\approx 510 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Stufenkeile } 1/2 \cdot 0,172 \cdot 27$$

$$\approx 200 \text{ "}$$

$$\text{Stufenbelag}$$

$$\approx 140 \text{ "}$$

$$g = 850 \text{ kp/m}^2$$

Verkehrslast

$$p = 500 \text{ "}$$

$$q_1 = 1350 \text{ kp/m}^2$$

 q_2 : im Bereich des Podestes

$$16 \text{ cm Stahlbeton } 16 \cdot 25$$

$$= 400 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{Belag} \approx 6 \text{ cm}$$

$$\approx 150 \text{ "}$$

$$\text{Putz}$$

$$\approx 25 \text{ "}$$

$$g = 575 \text{ kp/m}^2$$

Verkehrslast

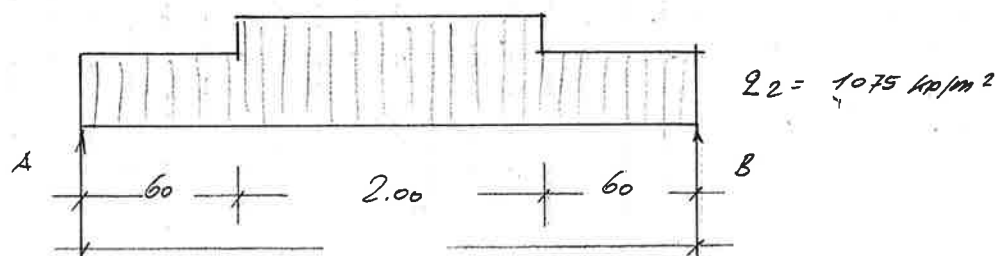
$$p = 500 \text{ "}$$

$$q_2 = 1075 \text{ kp/m}^2$$

$$\Delta q = 1350 - 1075 = 275 \text{ kp/m}^2$$

System und Belastung:

$$q_1 = 1350 \text{ kp/m}^2$$



$$A = B = 1,075 \cdot 3,20/2 + 0,275 \cdot 2,00/2 =$$

$$= 1,72 + 0,275 = 1,995 \text{ Mp}$$

$$\max M = 1,995 \cdot 1,60 - 1,075 \cdot 1,60^2/2 - 0,275 \cdot 1,00^2/2 =$$

$$\max M = 3,20 - 1,37 - 0,14 = 1,69 \text{ Mpm}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14 \text{ cm}$ B 225

$$h = 10,8 \sqrt{1,69} = 14 \text{ cm} \quad \sigma < 70/2400$$

$$Fe = 0,46 \cdot 169/14 = 5,55 \text{ cm}^2$$

gewählt: III $\emptyset 10$ $t = 12,5 \text{ cm}$ mit $Fe = 6,28 \text{ cm}^2$

VE III $\emptyset 8$ $t = 30 \text{ cm}$

Die Eisen sind in den Knickstellen entsprechend abzubiegen.

Pos. C/III/4a Stockwerks- und Zwischenpodest in B 225

$$d = 16 \text{ cm}$$

$$l = 2,76 + 0,14 = 2,90 \text{ m}$$

Belastung:

aus Pos. C/III/4 max A auf 1,20 m verteilt

$$\text{angenommen } 1995/1,20 = 1660 \text{ kp/m}^2$$

Restlast aus Podest

wobei $q = q_2$ der Pos. C/III/4

$$\sim 1075 \cdot 0,60/1,20 \quad \approx \quad 540 "$$

$$\max q = 2200 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 2,20 \cdot 2,90^2/8 = 2,32 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 2,20 \cdot 2,90/2 = 3,20 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 16 \text{ cm}$ $h = 14 \text{ cm}$ B 225

$$h = 9,2 \sqrt{2,32} = 14 \text{ cm} \quad \sigma = 80/2400$$

$$Fe = 0,47 \cdot 232/14 = 7,80 \text{ cm}^2$$

Pos. C/III/4a

gewählt: III $\emptyset$ 12 t = 12,5 cm mit Fe = 9,05 cm²

VE III $\emptyset$ 8 t = 30 cm

am Treppenlaufanschnitt sind zusätzlich

3 III $\emptyset$ 12 einzulegen.

Pos. C/III/5 Stahlbetondecke d = 16 cm in B 225

$$l = 2,01 + 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Belastung: Eigengewicht

$$g = 525 \text{ kp/m}^2$$

Verkehrslast

$$p = 350 \text{ "}$$

$$q = 875 \text{ kp/m}^2$$

$$\max M = 0,875 \cdot 2,25^2 / 8 = 0,55 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 0,875 \cdot 2,25 / 2 = 0,98 \text{ Mp}$$

Bemessung: d = 16 cm h = 11,3 cm B 225

An der Deckenunterseite werden bis 30 mm st. Versorgungslleitungen verlegt.

$$h = 15,2 \sqrt{0,55} = 11,3 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800$$

$$\text{Fe} = 0,38 \cdot 55 / 11,3 = 1,85 \text{ cm}^2$$

gewählt: konstruktiv 1 x R 262 mit Fe = 2,62 cm²

Pos. C/III/6 Sturz in der Decke liegend 50/14 cm B 225

$$l = 2,01 + 0,24 = 2,25 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. C/III/3

$$\max A = 1180 \text{ kp/m}$$

aus Pos. C/III/5 unbeabsichtigte

Auflagerung $\approx 0,50 \cdot 875$

$$\approx 440 \text{ "}$$

Eigengewicht

$$\approx 80 \text{ "}$$

$$= 1700 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 1,70 \cdot 2,25^2/8 = 1,07 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 1,70 \cdot 2,25/2 = 1,20 \text{ Mp}$$

mitwirkende Plattenbreite nach DIN 1045

$$\max b \approx 2,25/4 = 0,56 \text{ m} \quad h = 14 \text{ cm}$$

gewählt: $b = 50 \text{ cm}$

$$h = 9,5 \sqrt{1,07/0,50} = 14,0 \text{ cm} \quad \sigma < 80/2400$$

$$Fe = 0,40 \cdot 107/14,0 = 3,06 \text{ cm}^2$$

gewählt: 3 III $\emptyset$ 12 mit $Fe = 3,40 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 12 Bügel III $\emptyset$ 8

$$t = 20 \text{ cm}$$

Pos. C/III/7 Loggiaplatte $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 mit 8 cm

starker Sichtbeton-Brüstung in Stahlbeton
als gemeinsames Fertigteil.

$$l = 4,01 + 0,19 = 4,20 \text{ m}$$

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. A/II/7

Pos. C/III/8 Fenstersturz 30/29,5 cm BQ 24/26 cm

$$l = 2,50 + 0,20 = 2,70 \text{ m}$$

Belastung:

$$\text{unbeabsichtigte Auflagerung aus Pos. C/III/1, C/III/2} \approx 0,50 \cdot 850 = 425 \text{ kp/m}$$

$$\text{unbeabsichtigte Auflagerung aus Pos. C/III/7} \approx 0,50 \cdot 1000 = 500 \text{ "}$$

$$\text{aus Brüstung bzw. Türelement} \approx 400 \text{ "}$$

$$\text{aus Eigengewicht} \approx 275 \text{ "}$$

$$\max q = 1600 \text{ kp/m}$$

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. A/II/10

3 III $\emptyset$ 12 mit $Fe = 3,40 \text{ cm}^2$ aufgebogen 1 III $\emptyset$ 12

Bügel III $\emptyset$ 6 $t = 25 \text{ cm}$

Pos. C/III/8

Pos. C/III/9 Sichtblenden in Stahlbeton B 225

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Tiefe} = 129,5 \text{ cm}$$

$$\text{Höhe} = 225,0 \text{ cm}$$

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. C/IV/9
beschrieben.

Pos. C/III/10 Sturz in der Decke liegend (deckengleich)

$$l = 1,70 + 0,20 = 1,90 \text{ m}$$

Belastung: unbeabsichtigte Auflagerung aus

Pos. C/III/1, Pos. C/III/2

$$\approx 1,00 \cdot 850$$

$$\approx 850 \text{ kp/m}$$

aus Pos. C/III/5

$$= 980 \text{ "}$$

Eigengewicht

$$\approx 70 \text{ "}$$

$$\text{max } q = 1900 \text{ kp/m}$$

Ausführung und Detail wie Pos. C/IV/10

Pos. C/III/11 Türstürze und Fensterstürze

konstruktiv in Fertigteilen der Fa. Dennert K.G.

Schlüsselfeld.

Pos. C/III/12 Fenstersturz 30/29,5 cm BQ 24/26 cm in B 225

$$l = 2,00 + 0,20 = 2,20 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. C/III/3

$$\text{max } A = 1180 \text{ kp/m}$$

aus Brüstung im IV. O.G.

$$\approx 420 \text{ "}$$

aus Eigengewicht

$$\approx 300 \text{ "}$$

$$\text{max } q = 1900 \text{ kp/m}$$

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. C/IV/12

Pos. C/III/12a Fenstersturz 30/29,5 cm BQ 24/26 cm in B 225

$$l = 2,00 + 0,20 = 2,20 \text{ m}$$

Ausführung wie Pos. C/III/12 bzw. C/IV/12

Pos. C/III/13 Stahlbetonsäule 24/24 cm BQ 21/21 cm in B 225
zur Wandaussteifung

$$h_k = 2,75 \text{ m}$$

gewählt: konstruktiv $F_e = 4 \text{ III } \emptyset 16$ Bügel III $\emptyset 8$

$$t = 20 \text{ cm}$$

Querschnitt wie Pos. C/IV/13

Pos. C/III/14 Stahlbetonwand $d = 15 \text{ cm}$ in B 225 als Gebäude-
trennwand

$$h_k = 2,75 \text{ m} = \text{Stockwerkshöhe}$$

max Schnittkräfte nach elektronischer Berechnung

vergl. Pos. 4

$$\text{Moment } M = - 0,545 \text{ Mpm}$$

$$\text{Auflager } D = 1,825 \text{ Mp}$$

Wandlast in der Fuge über der Decke des II. O.G.

$$\text{aus Pos. C/IV/14} = 2430 \text{ kp/m}$$

$$\text{aus Pos. C/III/1} \quad \text{max } D = 1825 \text{ "}$$

aus der Wandlast + Putz des III. O.G.

$$(0,15 \cdot 2500 + 0,02 \cdot 1800) \cdot 2,75 = 1130 \text{ "}$$

$$\text{max } q = 5385 \text{ kp/m}$$

Bemessung ohne Berücksichtigung der Längskraft

$$d = 15 \text{ cm} \quad h = 12,5 \text{ cm} \quad \text{B 225}$$

$$h = 16,9 \sqrt{0,55} = 12,5 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2800$$

$$F_e = 0,38 \cdot 55/12,5 = 1,68 \text{ cm}^2$$

gewählt: innen und aussen 1 x Q 222

$$\text{mit } F_e = 2,22 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Anschlußlänge zum nächsten Geschoß ca. 60 cm

Pos. C/III/15 Kragträger als Auflager für die Pos.
C/III/15 mit Brüstung

$$l_k = 1,65 \text{ m}$$

Ausführung genau wie Pos. A/II/17

Pos. C/III/16 Stahlbetonkragträger (im Bereich der Stahl-
beton-Gebäudetrennwände)

$b = 10 \text{ cm}$ $d = 70 \text{ cm}$ in B 225 zur Aufnahme der
Last aus den Balkonfertigteilen

$$l_k = 1,65 \text{ m}$$

Annahme der Schnittkräfte $\approx 1/2$ aus Pos. A/II/17

$$M_K \approx - 8,53/2 \approx - 4,27 \text{ Mpm}$$

$$A \approx 12,35/2 \approx 6,18 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 70 \text{ cm}$ $h = 62 \text{ cm}$ B 225 $b = 10 \text{ cm}$

$$h = 9,5 \sqrt{4,27/0,10} = 62 \text{ cm}^2 \quad \sigma < 80/2400$$

$$F_e = 0,47 \cdot 427/62 = 3,25 \text{ cm}^2$$

gewählt: 2 III $\emptyset$ 16 mit $F_e = 4,00 \text{ cm}^2$

Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 15 \text{ cm}$

Diagonalbewehrung 2 III $\emptyset$ 16

$$\max \tau = 6180/10 \cdot 62 \cdot 0,90 = 11,05 \text{ kp/cm}^2$$

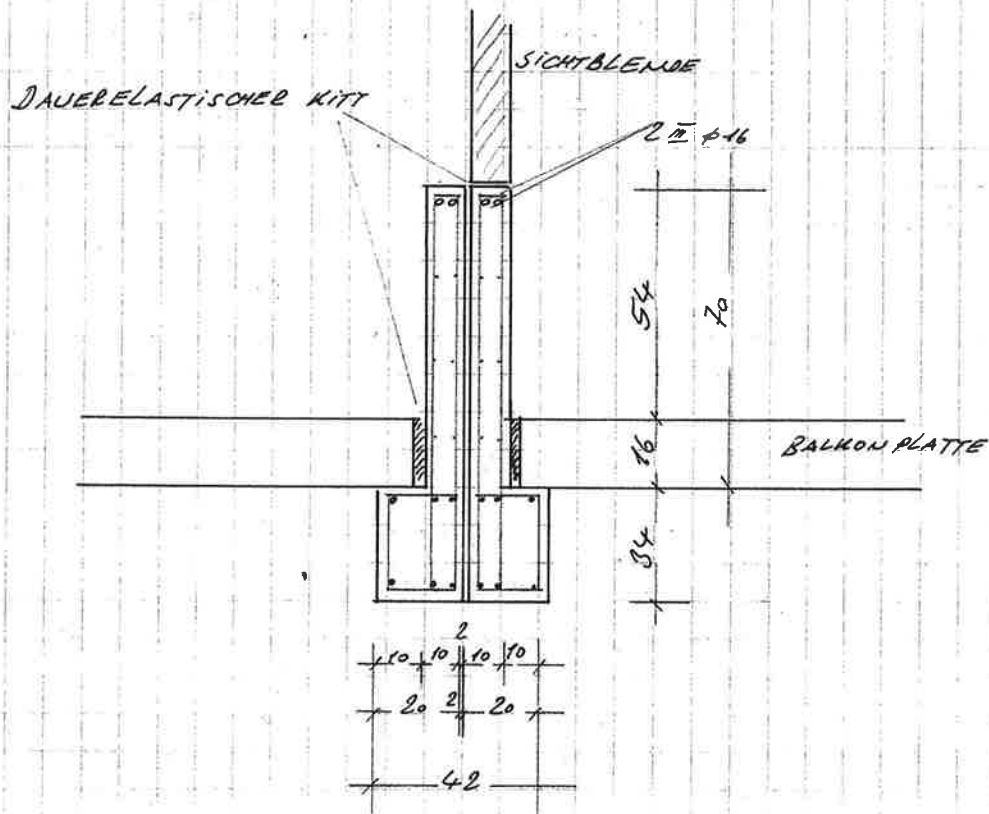
$$\text{erf } F\tau = 3,25 \text{ cm}^2$$

Durch Bügelbewehrung ausreichend gedeckt

M_E für die Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 15 \text{ cm}$

Konsolenbewehrung Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 15$ cm

ME III $\emptyset$ 8 $t = 20$ cm



Die Zugbewehrung 2 III $\emptyset$ 16 ist in der Stahlbetonwand mind. 2,50 m tief zu verankern.

4) II. OBERGESCHOSS :

Pos. C/II/1 bis einschl.

Pos. C/II/13 Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. C/III/1 bis einschl. Pos. C/III/13

Pos. C/II/14 Stahlbetonwand $d = 15$ cm in B 225 als Gebäudetrennwand

$h_k = 2,75 \text{ m} = \text{Stockwerkshöhe}$

max Schnittkräfte vergl. Pos. 4 der elektr. Berechnung.

Moment $M_D = - 0,545 \text{ Mpm}$

Auflager D = 1,825 Mp

Wandlast in der Fuge über der Decke des I. O.G.

aus Pos. C/III/14 = 5385 kp/m

aus Wand + Putz des II. O.G. ~ 1130 "

aus Pos. C/II/1 max D = 1825 "

max q = 8340 kp/m

Bewehrung ohne Berücksichtigung der Längskraft

wie Pos. C/III/14 innen und aussen

1 X Q 222 mit Fe = 2,22 cm²

Anschlußlänge zum nächsten Geschoß ca. 60 cm

Pos. C/II/15 Kragträger als Auflager für die Pos. C/II/7

mit Brüstung

$l_k = 1,65 \text{ m}$

Ausführung genau wie Pos. A/II/17

Pos. C/II/16 Stahlbetonkragträger im Bereich der Stahlbeton-Gebäudetrennwände

b = 10 cm d = 70 cm B 225

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. C/III/16

5) I. OBERGESCHOSS :

Pos. C/I/1 bis einschl.

Pos. C/I/13 Ausführung und Bewehrung genau wie

Pos. C/I/13

Pos. C/III/1 bis einschl. Pos. C/III/13

Pos. C/I/14 Stahlbetonwand $d = 15 \text{ cm}$ in B225 als Gebäude-trennwand

$$h_k = 2,75 \text{ m} = \text{Stockwerkshöhe}$$

max Schnittkräfte vergl. Pos. 4 der elektr. Berechnung.

$$\text{Moment } M = - 0,545 \text{ Mpm}$$

$$\text{Auflager } D = 1,825 \text{ Mp}$$

Wandlast in der Fuge über der Decke
des Erdgeschoßes

$$\text{aus Pos. C/II/14} = 8340 \text{ kp/m}$$

$$\text{aus Pos. C/I/1} \quad \text{max } D = 1825 "$$

$$= 10165 \text{ kp/m}$$

$$\text{aus Wand + Putz im I.O.G.} = 1130 "$$

$$\text{max } q = 11295 \text{ kp/m}$$

Bemessung: mit Berücksichtigung der Längskraft
am Wandkopf

$$d = 15 \text{ cm} \quad h = 12,5 \text{ cm} \quad B \text{ 225} \quad P = 10165 \text{ kp/m}$$

$$e = h - d/2 = 12,5 - 7,5 = 5 \text{ cm}$$

Vergrößerung des vorhandenen Momentes M um das

Knickmoment $\Delta M = N \cdot \Delta m \cdot K$ im Drittelpunkt

$$N = 11295 \text{ kp}$$

$$K = 0,15/6 = 0,025$$

$$l = 275/30 \cdot 0,289 = 32$$

$$\Delta m = 0,10$$

$$\Delta M = 10165 \cdot 0,10 \cdot 0,025 = 25 \text{ kpm}$$

Δl kann bei der Bemessung vernachlässigt werden

$$M_e = M - N \cdot e$$

$$M_e = 0,545 + 10,17 \cdot 0,05 = 0,545 + 0,51 = 1,055 \text{ Mpm}$$

$$h = 12,1 \sqrt{1,055} = 12,5 \text{ cm} \quad \sigma < 70/2800$$

$$F_e = 0,39 \cdot 105,5/12,5 = 10,16/2,80 =$$

$$F_e = 3,30 \quad - 3,60 \quad = - 0,30 \text{ cm}^2$$

gewählt: konstruktiv 1 x Q 222 mit $F_e = 2,22 \text{ cm}^2$

Anschlußlänge zum nächsten Geschoß ca. 60 cm

Pos. C/I/15 Kragträger als Auflager für die Pos. C/I/7

mit Brüstung

$$l_k = 1,65 \text{ m}$$

Ausführung genau wie Pos. A/II/17

Pos. C/I/16 Stahlbetonkragträger im Bereich der Stahlbeton-Gebäudetrennwände

$$b = 10 \text{ cm} \quad d = 70 \text{ cm in B 225}$$

Ausführung und Bewehrung wie Pos. C/III/16

6) ERDGESCHOSS :

Pos. C/E/1 bis einschl.

Pos. C/E/13 Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. C/III/1
bis einschl. Pos. C/III/13

Pos. C/E/14 Stahlbetonwand $d = 15 \text{ cm}$ in B 225 als Gebäudetrennwand

$h_k = 2,75 \text{ m} = \text{Stockwerkshöhe}$

max Schnittkräfte vergl. Pos. 4 der elektr. Berechnung

Moment $M = - 0,545 \text{ Mpm}$

Auflager D = 1,825 Mp

Wandlast in der Fuge über der Decke des Kellergeschoßes

aus Pos. C/I/14 = 11295 kp/m

aus Pos. C/E/1 max D = 1825 "

= 13120 kp/m

aus Wand + Putz des EG = 1130 "

max q = 14250 kp/m

Ausführung und Bewehrung in Anlehnung an

Pos. C/I/14 1 x Q 222 mit Fe = 2,22 cm²

innen und aussen

Anschlußlänge zum nächsten Geschoß ca. 60 cm

Pos. C/E/15 Kragträger als Auflager für die Pos. C/E/7 mit
Brüstung

$l_k = 1,65 \text{ m}$

Ausführung genau wie Pos. A/II/17

Pos. C/E/16 Stahlbetonkragträger im Bereich der Stahlbeton-
Gebäudetrennwände

b = 10 cm d = 70 cm B 225

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. C/III/16

Pos. C/E/17 Stahlbetonüberzug 24/100 cm BQ 21/100 cm in
B 225 einschl. Deckenstärke

$l = 2,46 + 0,24 = 2,70 \text{ m}$

Belastung:

aus Pos. C/IV/1	max C	= 2816 kp/m
aus Pos. C/III/1	max C	= 3735 "
aus Pos. C/II/1	max C	= 3735 "
aus Pos. C/I/1	max C	= 3735 "
aus Pos. C/E/1	max C	= 3735 "
aus Mauerwerk + Putz		
(0,24 + 0,03) · 1800 · 2,60 · 4		= 5050 "
aus Eigengewichtszuschlag		$\approx$ 194 "
	max q	= 23000 kp/m

$$\max M = 23,00 \cdot 2,70^2 / 8 = 21,0 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 23,00 \cdot 2,70 / 2 = 31,0 \text{ Mp}$$

Bemessung: d = 100 cm einschl. Decke

$$b_0 = 21 \text{ cm} \quad h = 95 \text{ cm} \quad B \ 225$$

$$h = 9,5 \sqrt{21,0 / 0,21} \approx 95 \text{ cm} \quad \sigma < 80 / 2400$$

$$Fe = 0,47 \cdot 2100 / 95 = 10,4 \text{ cm}^2$$

gewählt: 4 III $\emptyset$ 20 mit $Fe = 12,6 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 20 Bügel III $\emptyset$ 8 t = 15 cm

$$\max \tau = 31000 / 21 \cdot 95 \cdot 0,90 = 17,3 \text{ kp/cm}^2 > 7,0 \text{ kp/cm}^2$$

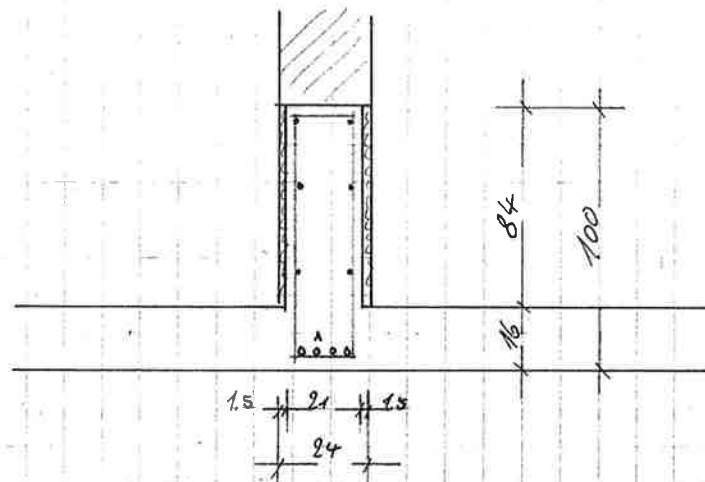
$$\text{erf } F \tau = 10,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{aufgebogen 1 III } \emptyset 20 \text{ mit } Fe_s = 4,40 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ Bügel III } \emptyset 8 \text{ t} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{mit } Fe_B = 6,00 "$$

$$Fe \tau = 10,40 \text{ cm}^2$$



Achtung! Im Bereich des Überzuges ist die Negativbewehrung aus den Stahlbetondecken in Betonrippenstahl IIIb auszuführen.

$Fe = 3,45 \text{ cm}$ vergl. Pos. C/III/1 Stütze G

$$Fe' = 3,45 \cdot 2,80 / 2,4 = 4,0 \text{ cm}^2$$

gewählt: III $\emptyset 10$ $t = 17,5 \text{ cm}$ mit $Fe = 4,49 \text{ cm}^2$

VE III $\emptyset 8$ $t = 30 \text{ cm}$

Auflagerausbildung

Auflager A bei einer Auflagerlänge von 45 cm

$$\max \sigma = 31000 / 24 \cdot 45 = 28,6 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Auflagermauerwerk aus Hochbauklinker

$$\text{KMZ 350 MG III mit } \sigma_{\text{zul}} = 30 \text{ kp/cm}^2 < 28,6 \text{ kp/cm}^2$$

Das Auflagermauerwerk ist mind. 10 Schichten hoch auszuführen und unter 45° abzutreppen.

$$\text{Auflager B } \max \sigma = 31000 / 24 \cdot 24 = 54 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Auflagerbalken 24/40 cm BQ 21/40 cm

in B 300 1,00 m lang

Bewehrung $Fe = Fe' = 3$ III $\emptyset 14$ Bügel III' $\emptyset 8$ $t = 10 \text{ cm}$

$$\max \sigma \approx 31000 / 21 \cdot 100 = 14,8 \text{ kp/cm}^2$$

Pos. C/E/18 Mauerwerkspfeiler 24/170 cm

Einzugsbreite $B_E = 2,50$ m

Untersuchung der Mauerwerksfuge unmittelbar
über der Untergeschoßdecke

Belastung:

aus Pos. C/IV/5	$\max A = 710 \cdot 2,50$	=	1770 kp
aus Pos. C/III/5	$\max A = 980 \cdot 2,50$	=	2460 "
aus Pos. C/II/5	$\max A = 980 \cdot 2,50$	=	2460 "
aus Pos. C/I/5	$\max A = 980 \cdot 2,50$	=	2460 "
aus Pos. C/E/5	$\max A = 980 \cdot 2,50$	=	2460 "
unbeabsichtigte Auflagerung			
aus Pos. C/IV/1	$\approx 0,50 \cdot 635 \cdot 2,50$	=	800 "
aus Pos. C/III/1, C/II/1, C/I/1, C/E/1	$\approx 4 \cdot 0,50 \cdot 850 \cdot 2,50$	=	4250 "
aus Mauerwerk + Putz			
	$(0,24 + 0,03) \cdot 1800 \cdot 5 \cdot 2,60 \cdot 1,70$	=	10700 "
aus Pos. C/E/17		=	<u>31000 "</u>
	P	=	58360 kp

$$\max \sigma = 58360 / 24 \cdot 170 = 14,3 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Mauerwerk in HLZ 1,6/250 MG III mit

$$\sigma_{\text{zul}} = 22 \text{ kp/cm}^2 > 14,3 \text{ kp/cm}^2$$

Pos. C/E/19 Mauerwerkspfeiler

konstruktiv HLZ 1,6/250 MG III

mit $\sigma_{\text{zul}} = 22 \text{ kp/cm}^2$

7) UNTERGESCHOSS :

Pos. C/U/1 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 über 3 Felder

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. C/III/1

Pos. C/U/1a Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225
über 3 Felder

Infolge der Wandöffnungen und der größeren Stockwerks-
höhe der Wand Pos. C/U/14 $h = 3,25 \text{ m}$ tritt eine
Labilität ein, sodaß die Stütze C und Feld 3 der
Pos. C/U/1a stärker bewehrt werden

Feld 1, Feld 2, Stütze B,
Bewehrung wie Pos. C/III/1

Feld 3: konstruktiv wie Feld 1 1 x R 377

Stütze C: konstruktiv wie Stütze B

1 x R 443

Stütze D:= Übergang Decke - Stahlbetonwand

konstruktiv III $\emptyset 10$ $t = 15 \text{ cm}$ mit $F_e = 5,24 \text{ cm}^2$

VE III $\emptyset 8$ $t = 25 \text{ cm}$

Pos. C/U/2 Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225

durchlaufend über 4 Felder

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. C/III/2

Pos. C/U/2a Stahlbetondecke $d = 16 \text{ cm}$ in B 225 durchlaufend
über 4 Felder

Infolge der Wandöffnungen und der größeren Stockwerks-
höhe der Wand Pos. C/U/14 $h = 3,25 \text{ m}$ tritt eine
Labilität ein, sodaß die Stütze B und das Feld 1 der
Pos. C/U/2a stärker bewehrt werden.

Pos. C/U/2a

Feld 2, Feld 3, Feld 4

Stütze C, Stütze D

Bewehrung wie Pos. C/III/2

Stütze A: konstruktiv III $\emptyset$ 10 t = 15 cm mit Fe = 5,24 cm²Feld 1: konstruktiv 1 x R 377 mit Fe = 3,77 cm²Stütze B: konstruktiv 1 x R 443 mit Fe = 4,43 cm²Pos. C/U/3 bis einschl.Pos. C/U/7 Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. C/III/3
bis Pos. C/III/7Pos. C/U/8 Fenstersturz 36,5/29,5 cm BQ 30,5/26 cm
in B 225

$$l = 2,50 + 0,20 = 2,70 \text{ m}$$

Bewehrung: konstruktiv in Anlehnung an Pos. C/III/8
und Pos. A/II/10

$$3 \text{ III } \emptyset 12 \text{ mit Fe} = 3,40 \text{ cm}^2$$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 12 Bügel III $\emptyset$ 6

$$t = 25 \text{ cm}$$

Pos. C/U/9 Sichtblenden in Stahlbeton B 225

$$d = 10 \text{ cm}$$

Ausführung und Bewehrung wie Pos. C/IV/9 beschrieben

Pos. C/U/10 Stahlbetonkragträger im Bereich der Stahlbeton-
abfangewände

$$b = 10 \text{ cm} \quad d = 93 \text{ cm in B 225 zur Aufnahme der}$$

$$\text{Last aus den Balkonfertigteilen } l_k = 1,65 \text{ m}$$

Ausführung und Bewehrung wie Pos. A/E/17

Pos. C/U/11 Tür- und Fensterstürze

konstruktiv in Fertigteilen der Fa. Dennert K.G.
Schlüsselfeld

Pos. C/U/11a Stahlbetontürstürze 24/50 cm BQ 21/50 cm

in B 225

$$l = 1,00 + 0,20 = 1,20 \text{ m}$$

Ausführung und Bewehrung konstruktiv in Anlehnung
an Pos. B/E/17

3 III $\emptyset$ 16 mit $Fe = 6,0 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 16 Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 10 \text{ cm}$

Auflagermauerwerk in Hochbauklinker KMZ 350/MG III
mind. 6 Schichten hoch und unter 45° abgetreppt bzw.
Stahlbetonsäulen.

Pos. C/U/12 Stahlbetonfenstersturz 36,5/45,5 cm

BQ 30,5/42 cm einschl. Decke mit einer Kragplatte
7/8 cm in B 225

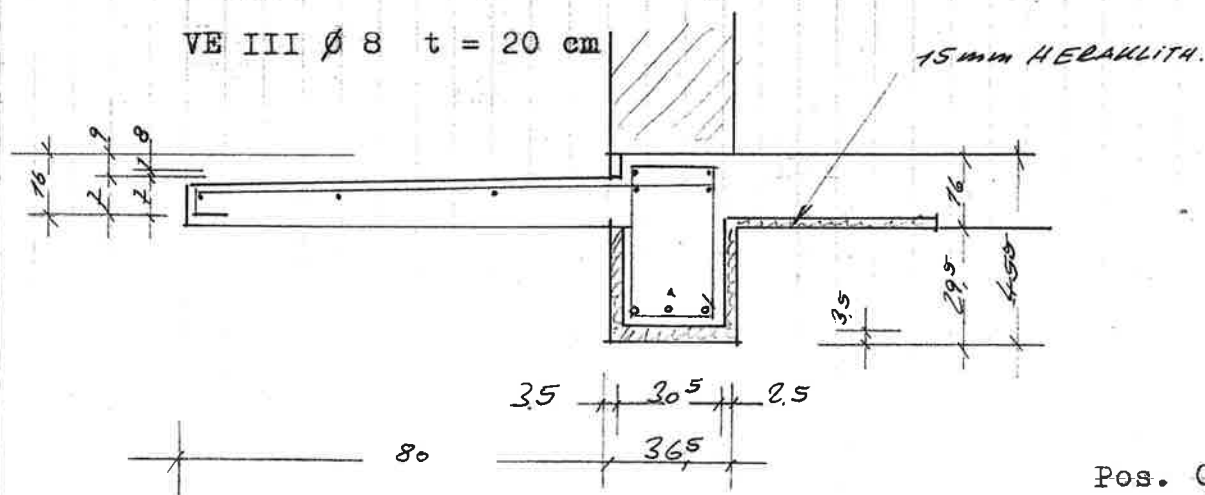
$$l = 2,01 + 0,19 = 2,20 \text{ m}$$

gewählt: Sturz, konstruktiv 3 III $\emptyset$ 12 mit $Fe = 3,40 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 12 Bügel III $\emptyset$ 6 $t = 25 \text{ cm}$

Kragplatte III $\emptyset$ 8 $t = 12,5 \text{ cm}$ mit $Fe = 4,02 \text{ cm}^2 / \text{m}$

VE III $\emptyset$ 8 $t = 20 \text{ cm}$



Pos. C/U/12

Pos. C/U/12a Stahlbetonfenstersturz 36,5/29,5 cm BQ 30,5/26 cm
in B 225

Bewehrung: konstruktiv 3 III $\emptyset$ 10 mit Fe = 2,40 cm²
aufgebogen 1 III $\emptyset$ 10 Bügel III $\emptyset$ 6
t = 25 cm

Pos. C/U/13 Stahlbetonsäulen 24/24 cm BQ 21/22,5 cm in B 225
zur Aussteifung

Bewehrung: konstruktiv 4 III $\emptyset$ 16 mit Fe = 8,0 cm²
Bügel III $\emptyset$ 6 t = 19 cm

Die Säuleneisen sind im Fundament und in
der Decke gut zu verankern.

Pos. C/U/14 Stahlbetonwand d = 15 cm in B 225 als Gebäude-
trennwand

$h_k = 3,25$ m = Stockwerkshöhe

max Schnittkräfte vergl. Pos. 4 der elektr. Berechnung

Moment M = - 0,545 Mpm

Auflager D = 1,825 Mp

Wandlast in der Fuge über dem Fundament bzw.

Untergeschoßfußboden

aus Pos. C/E/14 = 14250 kp/m

aus Pos. C/U/1 = 1825 "

aus Stahlbetonwand + Putz

$(0,15 \cdot 2500 + 0,02 \cdot 1800) \cdot 3,25 = 1330 "$

max q = 17405 kp/m

Ausführung und Bewehrung in Anlehnung an Pos.

C/I/14 1 x Q 222 mit Fe = 2,22 cm²
innen und aussen

Anschlußlänge zum nächsten Geschoß ca. 60 cm

Pos. C/U/14a Stahlbetonwand $d = 15$ cm in B 225 als Gebäudetrennwand

$$h_k = 3,25 \text{ m} = \text{Stockwerkshöhe}$$

Infolge der Wandaussparungen gewählt

Bewehrung konstruktiv innen und aussen

$$1 \times Q 377 \text{ mit } Fe = 3,77 \text{ cm}^2$$

Anschlußlänge zum nächsten Geschoß ca. 60 cm

Anschlußbewehrung zum Fundament

$$\text{III } \emptyset 10 \quad t = 20 \text{ cm mit } Fe = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ innen und aussen}$$

Pos. C/U/15 Kragträger als Auflager für die Pos. C/U/7 mit Brüstung

$$l_k = 1,65 \text{ m}$$

Ausführung genau wie Pos. A/II/7

Pos. C/U/16 Stahlbetonkragträger im Bereich der Stahlbeton-Gebäudetrennwände

$$b = 10 \text{ cm} \quad d = 70 \text{ cm} \quad B 225$$

Ausführung und Bewehrung genau wie Pos. C/III/16

Pos. C/U/17 Stahlbetonüberzug 24/85 cm BQ 21/85 cm in B 225

$$l = 1,71 + 0,19 = 1,90 \text{ m}$$

Belastung: aus Pos. C/IV/2 $\max B = 2891 \text{ kp/m}$

aus Pos. C/III/2, C/II/2, C/I/2,
C/E/2, C/U/2 $5 \cdot 3829 \quad \max B = 19150 \text{ "}$

aus Mauerwerk + Putz
(0,24 + 0,03) $\cdot 1800 \cdot 5 \cdot 2,60 = 6300 \text{ "}$

Eigengewichtszuschlag $\approx 159 \text{ "}$

$\max q = 28500 \text{ kp/m}$

Pos. C/U/17

Anmerkung: Die entlastende Wirkung aus dem Kragträger für die Balkonplatten wird nicht angesetzt

$$\max M = 28,50 \cdot 1,90^2 / 8 = 12,9 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 28,50 \cdot 1,90 / 2 = 27,0 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 85 \text{ cm}$ $h = 81 \text{ cm}$ $b_0 = 21,0 \text{ cm}$ B 225

$$h = 10,3 \sqrt{12,9 / 0,21} = 81 \text{ cm}$$

$$\sigma < 80 / 2400$$

$$Fe = 0,47 \cdot 1290 / 81 = 7,45 \text{ cm}^2$$

gewählt: 4 III $\emptyset$ 18 mit $Fe = 10,20 \text{ cm}^2$

aufgebogen 1 III $\emptyset$ 18 Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 15 \text{ cm}$

$$\max \tau = 27000 / 21 \cdot 81 \cdot 0,90 = 17,6 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{erf } F \tau = 7,45 \text{ cm}^2$$

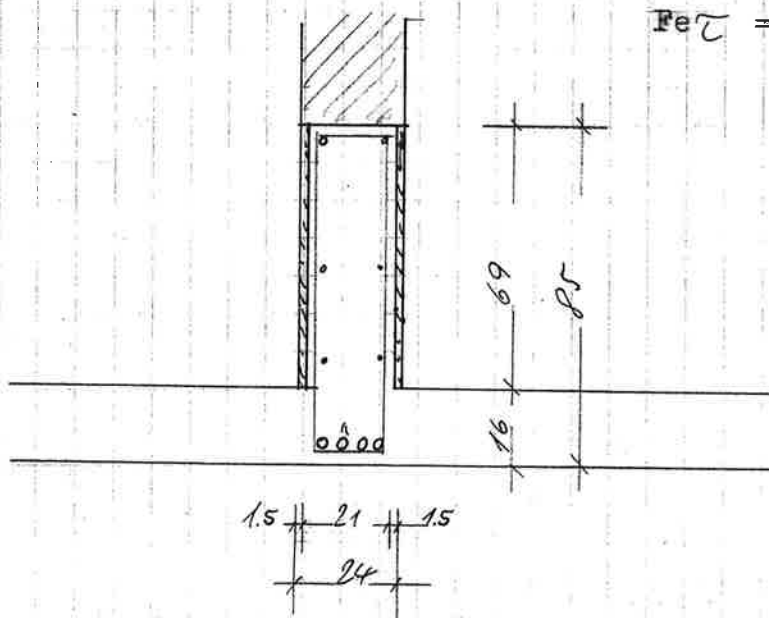
aufgebogen 1 III $\emptyset$ 18

$$\text{mit } Fe_s = 3,60 \text{ cm}^2$$

5 Bügel III $\emptyset$ 8

$$Fe_B = 5,00 \text{ "}$$

$$Fe \tau = 8,60 \text{ cm}^2$$



Achtung! Im Bereich des Überzuges ist die Negativbewehrung aus den Stahlbetondecken in Betonrippenstahl IIIb auszuführen.

$Fe = 4,43 \text{ cm}^3$ vergl. Pos. C/U/2a Stütze B

$$Fe' = 4,43 \cdot 2,8/2,4 = 5,16 \text{ cm}^2$$

gewählt: III $\emptyset$ 10 $t = 15 \text{ cm}$ mit $Fe = 5,24 \text{ cm}^2$

$$VE \text{ III } \emptyset 8 \quad t = 25 \text{ cm}$$

Auflagerausbildung

Auflager A: Bei einer Auflagerlänge von 40 cm

$$\max \sigma = 27000/24 \cdot 40 = 28,2 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Auflagermauerwerk aus Hochbauklinker

$$\text{KMZ 350 MG III mit } \sigma_{\text{zul}} = 30 \text{ kp/cm}^2$$

Das Auflagermauerwerk ist mind. 10 Schichten hoch auszuführen und unter 45° abzutreppen.

Auflager B: konstruktiv über Auflagerbalken

$$36,5/29,5 \text{ cm} = (\text{Sturzhöhe}) \text{ in B 225}$$

Bewehrung oben und unten 3 III $\emptyset$ 14

$$\text{Bügel III } \emptyset 10 \quad t = 10 \text{ cm}$$

Pos. C/U/18 Stahlbetonsturz $\approx 15/90 \text{ cm}$ in B 225 in Verbindung mit der Pos. C/U/14a

$$l = 1,10 + 0,20 = 1,30 \text{ m}$$

Belastung: ca. wie Pos. C/U/14 $\max q = 17405 \text{ Kp/m}$

$$\max M = 17,405 \cdot 1,30^2/8 = 3,68 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 17,405 \cdot 1,30/2 = 11,30 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 90 \text{ cm}$ $h = 85 \text{ cm}$ $b_0 = 15 \text{ cm}$ B 225

$$h = 17,2 \sqrt{3,68/0,15} = 85 \text{ cm}$$

$$\sigma < 40/2400$$

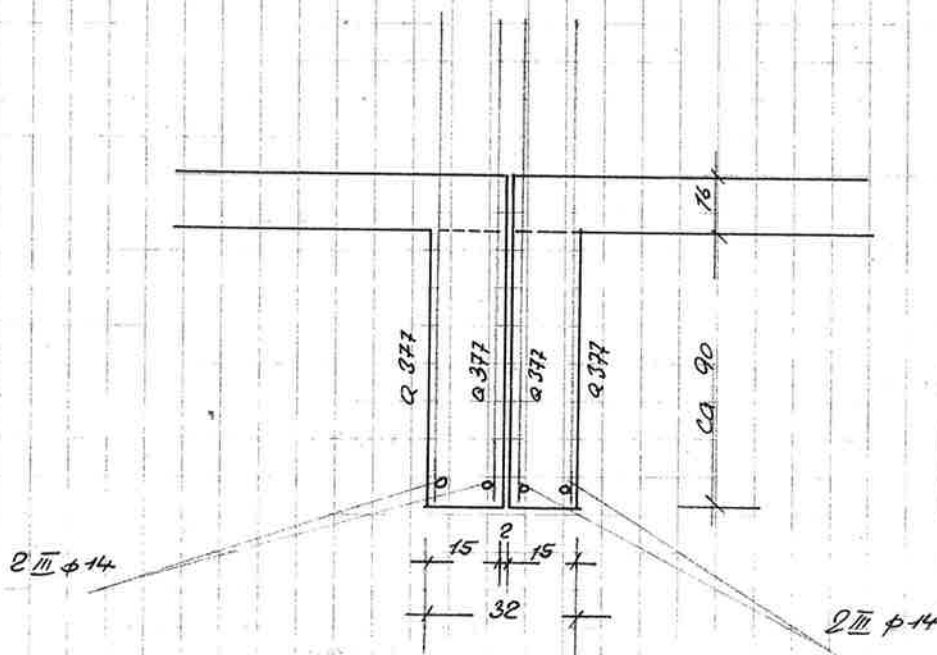
$$Fe = 0,45 \cdot 368/85 = 1,95 \text{ cm}^2$$

gewählt: 2 III $\emptyset$ 14 mit $F_e = 3,10 \text{ cm}^2$

Die Bewehrung Q 377 ist gleichzeitig Bügelbewehrung

$$\max \tau = 11300/15 \cdot 85 \cdot 0,89 = 10,0 \text{ kp/cm}^2$$

1 x Q 377 innen und aussen als Schubbewehrung ausreichend



Pos. C/U/19 Stahlbetonsturz $\approx 15/90 \text{ cm}$ in B225 in Verbindung mit der Pos. C/U/14a

$$l = 1,60 + 0,20 = 1,80 \text{ m}$$

Belastung: ca. wie Pos. C/U/14 $\max q = 17405 \text{ kp/m}$

$$\max M = 17,405 \cdot 1,80^2/8 = 7,10 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 17,405 \cdot 1,80/2 = 15,65 \text{ Mp}$$

Bemessung: $d = 90 \text{ cm}$ $h = 85 \text{ cm}$ $b_0 = 15 \text{ cm}$ B 225

$$h = 12,4 \sqrt{7,10/0,15} = 85 \text{ cm}$$

$$\sigma < 60/2400$$

$$F_e = 0,46 \cdot 710/85 = 3,84 \text{ cm}^2$$

gewählt: 2 III $\emptyset$ 16 mit $Fe = 4,00 \text{ cm}^2$

Die Bewehrung Q 377 ist gleichzeitig Bügelbewehrung

$$\max \tau = 15650/15 \cdot 85 \cdot 0,89 = 13,9 \text{ kp/cm}^2$$

1 x Q 377 innen und aussen als Schubbewehrung ausreichend.

Pos. C/U/20 Stahlbetonüberzug 27/23,8 cm in B 300

$$d = 2,75 - 0,37 = 2,38 \text{ m vergl. Pos. A/II/7}$$

$$l = 6,96 + 0,24 = 7,20 \text{ m}$$

Belastung:

$$\text{aus Pos. C/IV/1} \quad \max B = 3085 \text{ kp/m}$$

$$\text{aus Pos. C/III/1, C/II/1, C/I/1,}$$

$$C/E/1, C/K/1 \quad \max B$$

$$5 \cdot 4164 = 20800 "$$

aus Mauerwerk + Putz

$$(0,24 + 0,03) \cdot 1800 \cdot 5 \cdot 2,60 = 6300 "$$

$$\text{Eigengewichtszuschlag} \quad \approx 470 "$$

$$\max q = 30655 \text{ kp/m}$$

$$\max M = 30,655 \cdot 7,20^2/8 = 198,5 \text{ Mpm}$$

$$A = B = 30,655 \cdot 7,20/2 = 110,0 \text{ Mp}$$

$$\text{Bemessung: } d = 238 \text{ cm} \quad h = 230 \text{ cm} \quad b_0 = 27 \text{ cm} \quad B 300$$

$$h = 8,5 \sqrt{198,5/0,27} = 230 \text{ cm}$$

$$\sigma < 90/2400$$

$$Fe = 0,47 \cdot 19850/230 = 40,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: in unterer Lage } 3 \text{ III } \emptyset 26 \quad Fe = 15,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{in zweiter Lage } 3 \text{ III } \emptyset 25 \quad Fe = 15,9 "$$

$$\text{in dritter Lage } 2 \text{ III } \emptyset 26 \quad Fe = 10,6 "$$

$$\Sigma Fe = 42,4 \text{ cm}^2$$

Pos. C/U/20

$$\max \tau = 110000 / 27 \cdot 230 \cdot 0,88 = 20,0 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{erf } F_{\tau} = 40,4 \text{ cm}^2$$

gewählt: Bügelbewehrung III $\emptyset 10$ $t = 15 \text{ cm}$

ME III $\emptyset 10$ $t = 30 \text{ cm}$

in Auflagernähe Bü III $\emptyset 10$

$t = 10 \text{ cm}$ auf 2,0 m Länge zusammen

26 Bügel III $\emptyset 10$

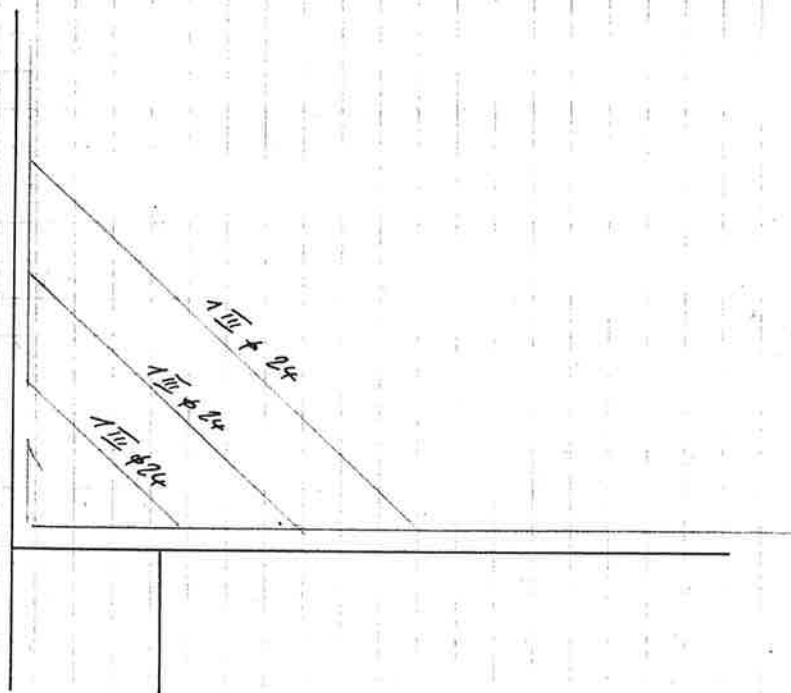
$$F_{\tau} \approx 40,8 \text{ cm}^2$$

Verhängungskraft nach " Bay "

$$Zs_2 \approx 0,15 \cdot p \cdot l \approx 0,15 \cdot 30,655 \cdot 7,20 = 33,0 \text{ Mp}$$

$$Fe_z \approx 33,0 / 2,4 = 13,6 \text{ cm}^2$$

gewählt: 3 III $\emptyset 24$ mit $Fe = 13,6 \text{ cm}^2$

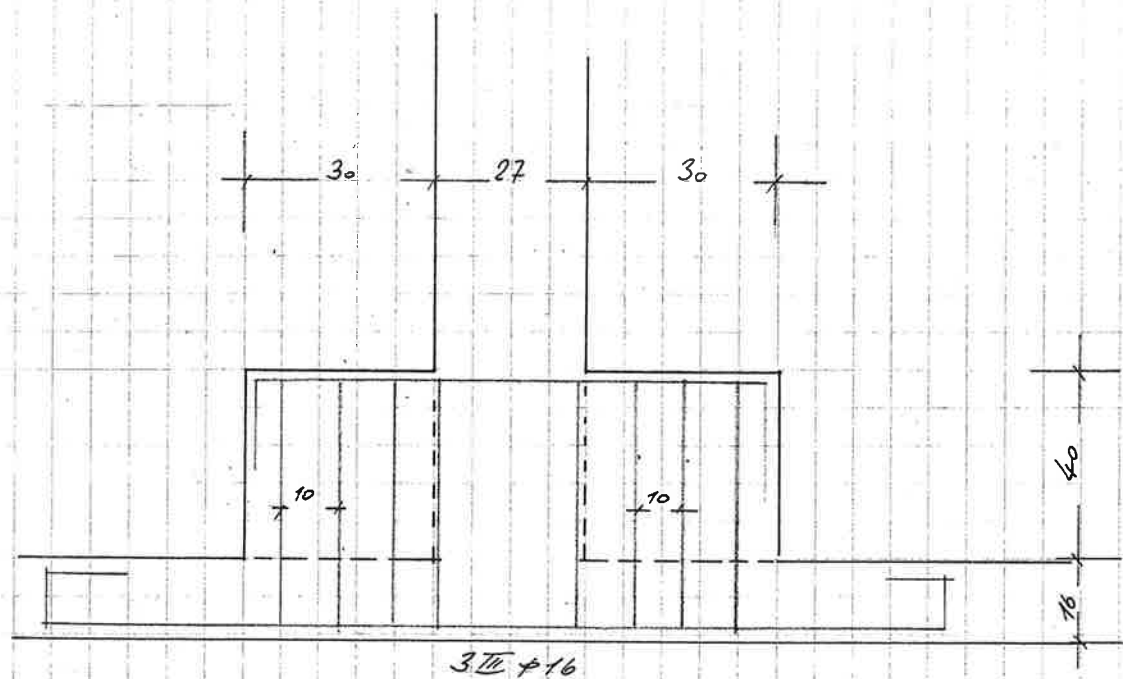


Auflager im Bereich der 24 cm st. Wand

Auflagerausbildung über Auflagerkonsole

$$2 \cdot 0,30 \cdot 0,40 \cdot 0,24$$

Bewehrung: $Fe = Fe' = 3$ III $\emptyset 16$ Bügel III $\emptyset 8$ $t = 10 \text{ cm}$



$$\max \sigma \approx 110000 / 24 \cdot 87 = 52,5 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Auflagerung über B 300 und mit $\sigma_{\text{zul}} = 100 \text{ kp/cm}^2$
 unten sind 3 III Ø 16 $l = 1,30 \text{ m}$ einzulegen.

Auflager im Bereich der 36,5 cm st. Aussenwand
 $d = 36,5 \text{ cm}$ $d_0 = 31,5 \text{ cm}$ wie oben beschrieben

gewählt: Auflagerung über B 300 mit $\sigma_{\text{zul}} = 100 \text{ kp/cm}^2$
 unten sind 3 III Ø 16 einzulegen $l = 1,30 \text{ m}$
 Bügel III Ø 8 $t = 10 \text{ cm}$

Pos. C/U/21

Unterzug durchlaufend über 3 Felder

$$l_1 = 1,60 + 0,20 = 1,80 \text{ m}$$

$$l_2 = 3,40 \text{ m}$$

$$l_3 = 1,96 + 0,19 = 2,15 \text{ m}$$

Pos. C/U/21

Belastung:

Feld 1: in Anlehnung an Pos. C/E/17

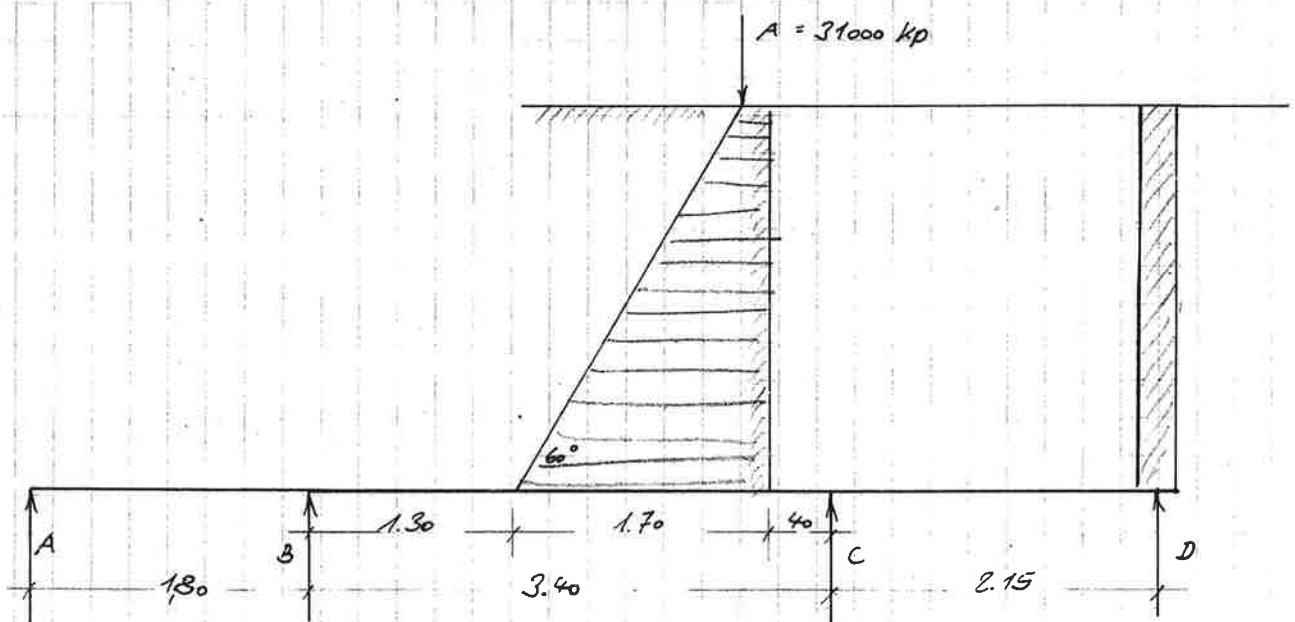
$$\begin{array}{rcl}
 & & \approx 23000 \text{ kp/m} \\
 \text{aus Decke Pos. C/U/1a} & \text{max C} & = 3735 \text{ "} \\
 \text{aus Mauerwerk + Putz im EG} & & \\
 (0,24 + 0,03) \cdot 1800 \cdot 2,60 & \approx & \underline{1265 \text{ "}}
 \end{array}$$

$$\text{max } q_1 = 28000 \text{ kp/m}$$

$$\text{Feld 2: Streckenlast } S_1 = q_1 = 28000 \text{ kp/m}$$

Streckenlast S_2 unter Berücksichtigung von
Auflagerkraft A aus Pos. E/17 =

31000 kp unter 60° verteilt angenommen



$$\begin{aligned}
 S_2 &= S_1 + A/1,70 = 28000 + 31000/1,70 = \\
 &= 28000 + 18300 = 46300 \text{ kp/m}
 \end{aligned}$$

$$S_3 = \text{max C aus Pos. C/U/1a} = S_3 = 3735 \text{ kp/m}$$

$$S_3 \approx 4000 \text{ kp/m}$$

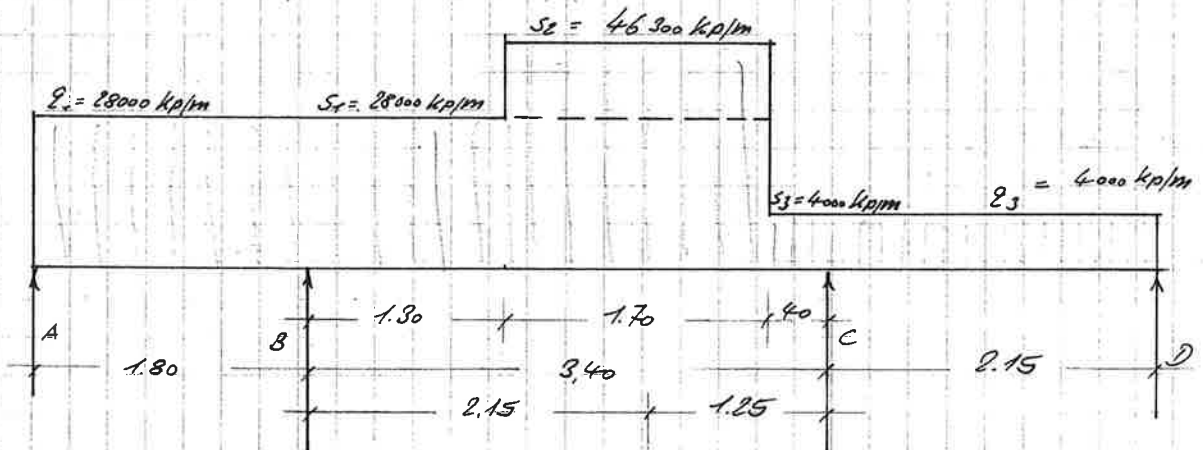
Feld 3:

$$\text{max } q_3 = 3735 \text{ kp/m}$$

$$\text{max } q_3 \approx 4000 \text{ kp/m}$$

Pos. C/U/21

System und Belastung:



$$\Delta_s \text{ im Feld 2} = 46300 - 28000 = 18300 \text{ kp/m}$$

Ermittlung der Stützmomente nach "Kani"

Grundmomente:

$$\text{Feld 1 } M_{1B} = - 28,0 \cdot 1,80^2 / 8 = - 11,35 \text{ Mpm}$$

$$\begin{aligned} \text{Feld 2 } M_{2B} = & - 28,0 \cdot 3,00^2 / 4 \left[2 - 3,00 / 3,40 \left(\frac{8}{3} \cdot 3,00 / 3,40 \right) \right] \\ & - 4,0 \cdot 0,40^3 / 12 \cdot 3,40^2 (4 \cdot 3,40 - 3 \cdot 0,40) \\ & - 18,3 \cdot 1,70 / 3,40^2 \left[2,15 \cdot 1,25^2 - \frac{1,70^2}{6} \right. \\ & \left. - (1,25 - 2,15/2) \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Feld 2 } M_{2B} = & - 63,0 \cdot [2,00 - 0,88 (2,67 - 0,88) \\ & - 0,256 / 139 \cdot (13,60 - 1,20) \\ & - 2,69 \cdot [3,35 - 0,48 \cdot 0,175] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Feld 2 } M_{2B} = & - 63,0 \cdot 0,43 - 0,00185 \cdot 12,4 - 2,69 \cdot 3,26 = \\ M_{2B} = & - 27,10 \quad - 0,02 \quad - 8,78 = \\ = & - 35,90 \text{ Mpm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Feld 2: } MC_2 &= \frac{28,00 \cdot 3,00^3}{12 \cdot 3,40^2} \cdot (4 \cdot 3,40 - 3 \cdot 3,00) \\
 &\quad - \frac{4,0 \cdot 0,40^2}{4} \left[2 \cdot 0,40/3,40 \cdot \left(\frac{8}{3} \cdot \frac{0,40}{3,40} \right) \right] \\
 &\quad - 18,3 \cdot 1,70/3,40^2 \left[2,15^2 \cdot 1,25 - \frac{1,70^2}{6} \right. \\
 &\quad \quad \left. (2,15 - 1,25/2) \right]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MC_2 &= -5,45 \cdot 4,60 - 0,16 [2 \cdot 0,118 \cdot (2,67 - 0,118)] \\
 &\quad - 2,69 [5,78 - 0,48 \cdot (2,15 - 0,625)]
 \end{aligned}$$

$$MC_2 = -25,03 - 0,27 - 13,60 = -38,90 \text{ Mpm}$$

$$\text{Feld 3: } MC_3 = -4,00 \cdot 2,15^2/8 = -2,30 \text{ Mpm}$$

Steifigkeiten	0,416	0,294	0,348
Drehungsfaktoren	-0,292	-0,208	-0,230
			-0,270

$$\begin{aligned}
 \text{Festhaltungsmomente: } M_{1,2} &= +11,35 - 35,90 = -24,55 \text{ Mpm} \\
 M_{2,3} &= +38,90 - 2,30 = +36,60 \text{ Mpm}
 \end{aligned}$$

- 0,292	- 0,208	- 0,230	- 0,270
+ 11,35	- 35,90	+ 38,90	- 2,30
- 24,55		+ 36,60	
	+ 5,10	- 10,00	
	+ 7,10	- 10,10	
+ 10,05	+ 7,40	- 10,15	- 11,90
+ 10,05	- 2,75	- 2,75	- 11,90
+ 31,45	- 31,25	+ 26,00	- 26,10

$$M_B \approx -31,45 \text{ Mpm}$$

$$M_C \approx -26,10 \text{ Mpm}$$

Auflagerkräfte:

$$\text{Stütze A: } A = 28,0 \cdot 1,80/2 - 31,45/1,80 = 25,2 - 17,5 = 7,7 \text{ Mp}$$

$$\text{Stütze D: } \Delta M = 31,45 - 26,10 = 5,35 \text{ Mpm}$$

$$B_l = 25,2 + 17,5 = 42,70 \text{ Mp}$$

$$\begin{aligned} B_r &= 28,00 \cdot 3,00 \cdot 1,90/3,40 \\ &+ 4,00 \cdot 0,40 \cdot 0,20/3,40 + \\ &18,30 \cdot 1,70 \cdot 1,25/3,40 \\ &+ 5,35/3,40 = \end{aligned}$$

$$B_r = 47,0 + 0,10 + 11,40 + 1,55 = \underline{60,05 \text{ Mp}}$$

$$\max B = 102,75 \text{ Mp}$$

$$\text{Stütze C: } \Delta M = 31,45 - 26,10 = 5,35 \text{ Mpm}$$

$$\begin{aligned} C_l &= 28,00 \cdot 3,00 \cdot 1,50/3,40 \\ &+ 4,00 \cdot 0,40 \cdot 3,20/3,40 + \\ &18,30 \cdot 1,70 \cdot 2,15/3,40 - 5,35/3,40 = \end{aligned}$$

$$C_l = 37,00 + 1,50 + 19,60 - 1,55 = 56,55 \text{ Mp}$$

$$C_r = 4,00 \cdot 2,15/2 + 26,10/2,15 =$$

$$C_r = 4,30 + 12,20 = \underline{16,50 \text{ "}}$$

$$\max C = 73,05 \text{ Mp}$$

$$\text{Stütze D: } D = 4,00 \cdot 2,15/2 - 26,10/2,15 =$$

$$C = 4,30 - 12,20 = - 7,90 \text{ Mp}$$

Durch Übermauerung ausreichend gedeckt.

$$\text{Bemessung: erf } W_x = 3145/1,4 = 2250 \text{ cm}^3$$

$$\text{gewählt: IPB}_v \text{ 360 St 37 mit } W_x = 4300 \text{ cm}^3$$

$$\max \sigma = 3145/4300 = 0,73 \text{ Mp/cm}^2 < 1,4 \text{ Mp/cm}^2$$

$$\max \tau = 60050/2,1 \cdot 31,5 = 0,91 \text{ Mp/cm}^2 \approx \sigma_{\tau} \text{ zul}$$

Vergleichsspannung

$$\sigma_v = \sqrt{0,73^2 + 3 \cdot 0,91^2} = \sqrt{0,53 + 2,50} =$$

$$\sigma_v = 1,73 \text{ Mp/cm}^2 < 1,80 \text{ Mp/cm}^2$$

Auflagerausbildung:

Auflager A über Auflagerplatte 310/250/20 mm
mit Zentrierleiste 30/10/300 mm

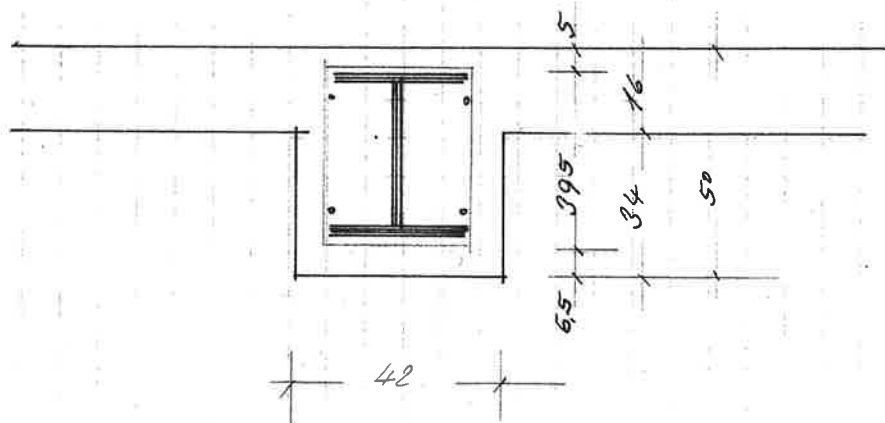
Auflager B über Zentrierleiste 30/10/300 mm

Auflager C über Zentrierleiste 30/10/300 mm

Auflager D normales Trägersauflager in Mauerwerk

Bügelummantelung III Ø 8 t = 20 cm

4 ME III Ø 8



Pos. C/U/22 Stahlstütze als Auflager B und C der Pos. C/U/21

$$h_k \approx 3,25 \text{ m}$$

Pos. C/U/22

Belastung: max B aus Pos. C/U/21 = 102,75 Mp
Eigengewicht $\approx$ 1,25 "
 Q = 104,00 Mp

gewählt: nach Tabelle IPB 240 St 37

mit Q zul = 116,0 Mp bei $h_k \approx 3,50$ m

Kopfplatte 300 . 300 . 40 mm

Fußplatte 450 . 450 . 50 mm

max. Pressung Fundament - Bodenplatte

$$\max \sigma = 104000 / 45 \cdot 45 = 51,5 \text{ kp/cm}^2 < 55,0 \text{ kp/cm}^2$$

bei B 225 unbewehrt

Pos. C/U/23 Stahlbetonwand 24/270 cm in B 300
 infolge der großen Auflagerpressung aus
 Pos. C/U/20

Einzugsbereich der Wand $B_E = 2,70 + 1,00 = 3,70 \text{ m}$

Belastung:

aus Pos. C/IV/5	max A =	710 kp/m
aus Pos. C/III/5, C/II/5, C/I/5 C/E/5, C/U/5 5 . 980	=	4900 "
unbeabsichtigte Auflagerung aus Pos. C/IV/1, 0,50 . 635	=	320 "
aus Pos. C/III/1, C/II/1, C/I/1 C/E/1, C/U/1 5 . 0,50 . 850	=	2120 "
aus Mauerwerk + Putz bei 15 % Abzug 0,85 . (0,24 + 0,03) . 1800 . 5 . 2,60	=	5400 "
U.G. 0,85 . (0,24 . 2500 + 0,03 . 1800) . 3,10	=	1720 "
	q =	15170 kp/m
Bei einer Einzugsbreite von 3,70 m	P =	56200 kp
aus Pos. C/U/20	A =	110000 "
	Q =	166200 kp

$$\max \sigma_{bi} = 166200 / 24 \cdot 270 = 25,5 \text{ kp/cm}^2$$

Bewehrung: konstruktiv III $\emptyset$ 14 t = 20 cm Bügel
 III $\emptyset$ 8 t = 16 cm

Die Eisen sind im Fundament und in der Decke über
 dem U.G. gut zu verankern.

Pos. C/U/24 Stahlbetonwand 24/160 cm in B 300

infolge der großen Auflagerpressung aus Pos.

C/U/20

Einzugsbereich des Pfeilers $B_E = 1,60 \pm 0,50 = 2,10 \text{ m}$

Belastung: wie Pos. C/U/23

$$q = 15170 \text{ kp/m}$$

Bei einer Einzugsbreite von 2,10 m

$$P = 31900 \text{ kp}$$

Auflagerlast aus Pos. C/U/20

$$A = 110000 \text{ "}$$

$$Q = 141900 \text{ kp}$$

$$\max \sigma_{bi} = 141900 / 24 \cdot 160 = 36,8 \text{ kp/cm}^2$$

Bewehrung: konstruktiv III $\emptyset 14$ $t = 20 \text{ cm}$

Bügel III $\emptyset 8$ $t = 16 \text{ cm}$

Die Eisen sind im Fundament und in der Stahlbetondecke über dem U.G. gut zu verankern.

Pos. C/U/25 Stahlbetonwand 24/140 cm in B 300

Einzugsbereich des Pfeilers

$$B_E = 1,40 \pm 0,90 = 2,30 \text{ m}$$

Belastung: wie Pos. C/U/23

$$q = 15170 \text{ kp/m}$$

Bei einer Einzugsbreite von 2,30 m

$$P = 35000 \text{ kp}$$

Auflagerlast D aus Pos. C/U/22

$$= - 7900 \text{ kp}$$

Auflagerlast B aus Pos. C/E/17

$$= 31000 \text{ kp}$$

$$Q = 81170 \text{ kp}$$

$$\sigma_{bi} = 81170 / 24 \cdot 140 = 24,1 \text{ kp/cm}^2$$

Bewehrung konstruktiv III $\emptyset 14$ $t = 20 \text{ cm}$

Bügel III $\emptyset 8$ $t = 16 \text{ cm}$

Die Eisen sind im Fundament und in der Stahlbetondecke

Pos. C/U/25

über dem U.G. gut zu verankern.

Pos. C/U/26 Mauerwerkspfeiler

gewählt: konstruktiv Mauerwerk in HLZ 1,6/250

MG III mit $\sigma_{zul} = 22 \text{ kp/cm}^2$

Pos. C/U/27 Stahlbetonpfeiler 36,5/180 cm BQ 31,5/175 cm
in B 300

Pfeilerbreite $b \approx 1,80 \text{ m}$

Einzugsbreite $B_E \approx 4,25 \text{ m}$

Belastung:

aus Pos. C/IV/7 = $2.2 \cdot 4,25$ = 9,35 Mp

aus Pos. C/III/15 = 12,35 "

aus Pos. C/II/15 = 12,35 "

aus Pos. C/I/15 = 12,35 "

aus Pos. C/E/15 = 12,35 "

aus Pos. C/U/10 = 12,35 "

aus Mauerwerk + Putz bei 40 %

Abzug und Porotonmauerwerk

$0,60 \cdot (0,30 \cdot 1000 + 0,04 \cdot 1800)$
 $\cdot 5 \cdot 2,75 \cdot 4,25$ = 13,10 "

U.G.
 $0,60 \cdot (0,365 \cdot 2500 + 0,04 \cdot 1800) \cdot$
 $3,25 \cdot 4,25$ = 8,10 "

$q_{4,25 \text{ m}}$ = 92,30 Mp

aus Pos. C/U/20 $\max A$ = 110,00 "

Q = 202,30 Mp

unbeabsichtigte Auflagerungen aus den Decken- und Balkonplatten werden nicht angesetzt, da die Decken- und Balkonlasten bei obiger Aufstellung voll enthalten sind.

Pos. C/U/27

$$\max \sigma_{bi} = 202300 / 31,5 \cdot 175 = 36,8 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Bewehrung konstruktiv III $\emptyset$ 14 $t = 20 \text{ cm}$

Bügel III $\emptyset$ 8 $t = 16 \text{ cm}$

Die Eisen sind im Fundament und der Decke über dem U.G. gut zu verankern.

Pos. C/U/28 Stahlbetonpfeiler 36,5/180 cm BQ 31,5/175 cm
in B 300

Ausführung und Bewehrung wie Pos. C/U/27

Pos. C/U/29 Stahlbetonpfeiler in B 225
konstruktiv Bewehrung wie Pos. C/U/27

Pos. C/U/30 Mauerwerkspfeiler
konstruktiv ohne weiteren Nachweis in KSL 1,6/250 MG III
mit $\sigma_{zul} = 22 \text{ kp/cm}^2$

Pos. C/U/31 Mauerwerkspfeiler
konstruktiv ohne weiteren Nachweis in KSL 1,6/250 MG III
mit $\sigma_{zul} = 22 \text{ kp/cm}^2$

8) FUNDAMENTE :

Es gelten die gleichen Vorbemerkungen wie unter Bauteil A beschrieben.

Pos. C/F/1 Streifenfundament in Stahlbeton B 160

Belastung: aus Pos. V/IV/5 $\max A = 1620 \text{ kp/m}$
 aus Pos. B/III/5, B/II/5, B/I/5
 B/E/5, B/U/5, 5 $\cdot 3300 = 16500 \text{ "}$
 aus Pos. C/IV/1 $\max A = 1107 \text{ "}$
 aus Pos. C/III/1, C/II/1, C/I/1
 C/E/1, C/U/1 $\max A = 7450 \text{ "}$
 5 $\cdot 1495$
 aus Mauerwerk + Putz
 (0,24 + 0,03) $\cdot 1800 \cdot (5 \cdot 2,60 + 3,10) = 7800 \text{ "}$
 $= 34477 \text{ kp/m}$
Fundamenteigengewicht $\approx 1523 \text{ "}$
 $\max q = 36000 \text{ kp/m}$

gewählt: Fundamentbreite $b = 1,20 \text{ m}$
 Fundamenthöhe $h = 0,50 \text{ m}$

$$\max \sigma = 36000 / 120 \cdot 100 = 3,0 \text{ kp/cm}^2 = \sigma \text{ zul}$$

Biegemoment - Nachweis im Fundament

Belastung: $34,477 / 1,20 = 28,7 \text{ Mp/m}^2$

$$M_k = - 28,7 \cdot 0,60^2 / 2 = - 5,18 \text{ Mpm}$$

$$M_k' = - 5,18 + 34,48 \cdot 0,24 / 8 = - 5,18 + 1,04 = - 4,14 \text{ Mpm}$$

Bemessung: $d = 50 \text{ cm}$ $h = 45 \text{ cm}$ B 160

$$h = 22,0 \sqrt{4,14} = 45 \text{ cm} \quad \sigma < 30/2400$$

$$Fe = 0,45 \cdot 414 / 45 = 4,14 \text{ cm}^2$$

gewählt: Querbewehrung 1 x R 443 mit $Fe = 4,43 \text{ cm}^2$

Längsbewehrung $Fe = Fe' = 3 \text{ III } \emptyset 16$

Bügel III $\emptyset 8$ $t = 50 \text{ cm}$

max. Mauerwerkspressung

$$\max \sigma = 34477 / 24 \cdot 100 = 14,4 \text{ kp/cm}^2$$

Pos. C/F/1

Mauerwerk in KSL 1,6/250 MG III mit $\sigma_{zul} = 22 \text{ kp/cm}^2$
 Sauberkeitsschicht B 80 5 cm stark

Pos. C/F/2 Streifenfundament in Stahlbeton B 160

Belastung:

Die Belastungsannahme erfolgt stellvertretend
 für alle Pos. C/F/2 unter der Wand für das
 Auflager B der Pos. C/-----/ 1

aus Pos. C/IV/1	max B	=	3085 kp/m
aus Pos. C/III/1, C/II/1, C/I/1			
C/E/1, C/U/1, 5 . 4164		=	20820 "
aus Mauerwerk + Putz vergl. Pos. C/F/1		=	7800 "
		=	31705 kp/m

Fundamenteigengewicht

	$\approx$	1295 "
max q	=	33000 kp/m

gewählt: Fundamentbreite $b = 1,10 \text{ m}$

Fundamenthöhe $h = 0,50 \text{ m}$

$\max \sigma = 33000 / 110 \cdot 100 = 3,0 \text{ kp/cm}^2 = \sigma_{zul}$

Querbewehrung: konstruktiv in der Fundamentsohle

1 x R 443 mit $Fe = 4,43 \text{ cm}^2$

Längsbewehrung: $Fe = Fe = 2 \text{ III } \emptyset 16$ Bügel III $\emptyset 8$

$t = 50 \text{ cm}$

Mauerwerkspressung: $\max \sigma = 31705 / 24 \cdot 100 = 13,2 \text{ kp/cm}^2$

gewählt: KSL 1,6/250 MG III mit $\sigma_{zul} = 22 \text{ kp/cm}^2$

Pos. C/F/3 Streifenfundament in Stahlbeton B 160Belastung:

$$\text{vergl. Pos. C/U/14} \quad \approx \quad 2 \cdot 17405 \quad = \quad 34810 \text{ kp/m}$$

$$\text{Fundamenteigengewicht} \quad \approx \quad 1190 \text{ "}$$

$$\text{max } q = 36000 \text{ kp/m}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 1,20 \text{ m}$

Fundamenthöhe $h = 0,50 \text{ m}$

$$\text{max } \sigma = 36000 / 120 \cdot 100 = 3,0 \text{ kp/cm}^2 = \sigma_{\text{zul}}$$

gewählt: Querbewehrung vergl. Pos. C/F/1

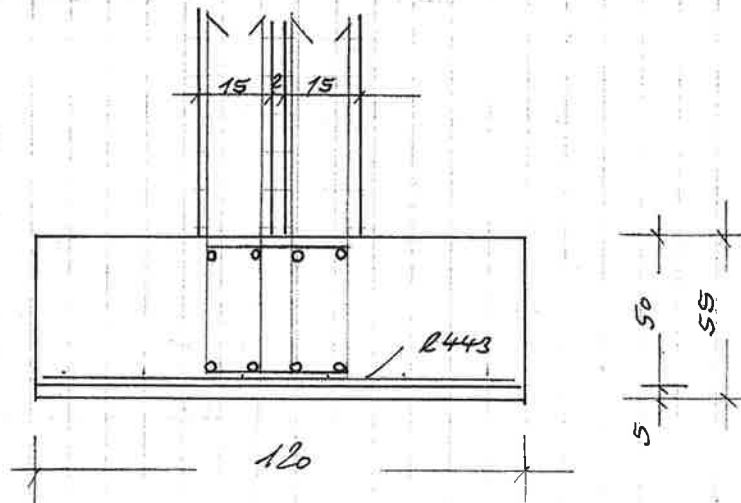
$$1 \times R 443 \text{ mit } Fe = 4,43 \text{ cm}^2$$

Längsbewehrung $Fe = Fe' = 4 \text{ III } \emptyset 14$, Bügel

$$\text{III } \emptyset 8 \quad t = 50 \text{ cm}$$

Anschlußseisen für die Stahlbetonwände der Pos.

C/U/14 und C/U/14a $\text{III } \emptyset 10 \quad t = 20 \text{ cm}$

Pos. C/F/4 Stahlbetonfundament in B 160

Belastung:

$$\begin{aligned} \text{a) im Normalbereich vergl. Pos. C/U/23} &= 15170 \text{ kp/m} \\ \text{Fundamenteigengewicht} &\approx 1030 \text{ "} \\ &= 16200 \text{ kp/m} \end{aligned}$$

$$\text{max } q = 16200 \text{ kp/m}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 65 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 50 \text{ cm}$

$$\text{max } \sigma = 16200 / 65 \cdot 100 = 2,50 \text{ kp/cm}^2 < 3,0 \text{ kp/cm}^2$$

gewählt: Längsbewehrung $Fe = Fe' = 3 \text{ III } \emptyset 16$

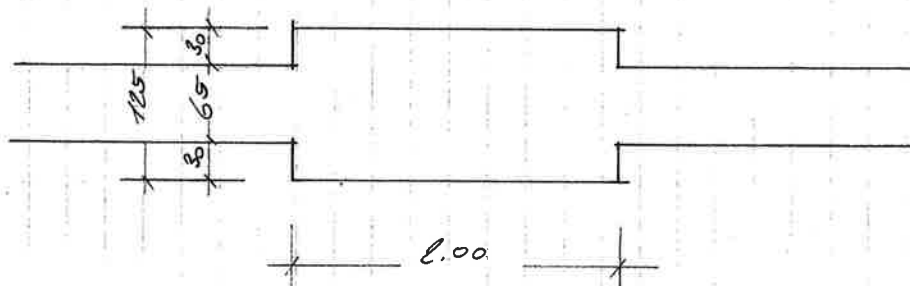
Bügel III $\emptyset 8$ $t = 50 \text{ cm}$

Sauberkeitsschicht B 80 5 cm stark

b) im Bereich der Pos. C/U/26

konstruktive Verbreiterung auf einer Länge von 2,00 m

$$\text{um } 2 \times b' = 2 \cdot 0,30 \text{ m}$$



Querbewehrung 1 x R 443 mit $Fe = 4,43 \text{ cm}^2$

Längsbewehrung wie unter a)

c) im Bereich der Pos. C/U/23 und C/U/24 und C/U/25

Belastung: aus Pos. C/U/23

$$Q = 166200 \text{ kp auf } 3,70 \text{ m}$$

Fundamentlänge verteilt

$$q = 166200 / 3,70 = 45000 \text{ kp/m}$$

$$\text{aus Fundamenteigengewicht} = 2200 \text{ "}$$

$$\max q = 47200 \text{ kp/m}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 1,60 \text{ m}$ Fundamenthöhe $h = 0,65 \text{ m}$

mit 5 cm Sauberkeitsschicht B 80

$$\max \sigma = 47200 / 160 \cdot 100 = 2,95 \text{ kp/cm}^2 < 3,00 \text{ kp/cm}^2$$

Biegemoment - Nachweis im Fundament

$$45000 / 1,60 = 28,1 \text{ Mp/m}^2$$

$$M_k = - 28,1 \cdot 0,80^2 / 2 = - 9,00 \text{ Mpm}$$

$$M_k' = - 9,00 + 45,0 \cdot 0,24 / 8 = - 9,00 + 1,35 = - 7,65 \text{ Mpm}$$

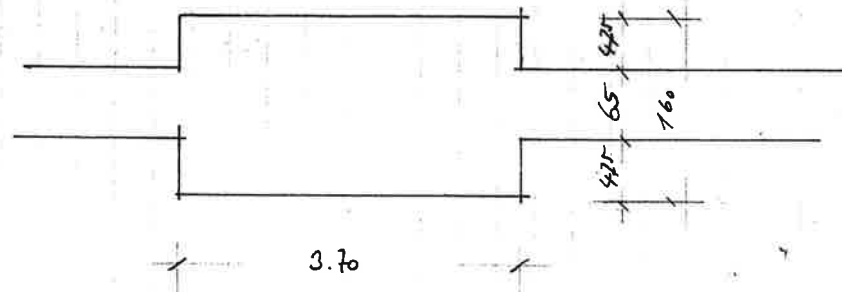
Bemessung: $d = 65 \text{ cm}$ $h = 60 \text{ cm}$ B 160

$$h = 21,8 \sqrt{7,65} = 60 \text{ cm} \quad \sigma < 30/2400$$

$$Fe = 0,44 \cdot 765 / 60 = 5,60 \text{ cm}^2$$

gewählt: 1 x R 589 mit $Fe = 5,89 \text{ cm}^2$

Längsbewehrung wie unter a)



Pos. C/F/5 Streifenfundament unter den Aussenwänden der Längs-
seiten in Stahlbeton B 160

Belastung:

a) im Normalbereich vergl. Pos. C/U/27

$$q \text{ 4,25 m} = 92300 \text{ kp}$$

$$q \text{ 1,00 m} = 92300 / 4,25 = 21800 \text{ kp/m}$$

$$\text{Eigengewicht Fundament} \approx 1200 \text{ "}$$

$$\text{max } q = 23000 \text{ kp/m}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 90 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 50 \text{ cm}$

bzw. bis auf Frosttiefe oder tragfähigem
Baugrund führen.

$$\text{max } \sigma = 23000 / 90 \cdot 100 = 2,56 \text{ kp/cm}^2 < 3,0 \text{ kp/cm}^2$$

Längsbewehrung $Fe = Fe' = 2 \text{ III } \emptyset 16$ Bügel III $\emptyset 8$

$$t = 50 \text{ cm}$$

Sauberkeitsschicht B 80 5 cm stark

b) im Bereich der Stahlbetonpfeiler

Pos. C/U/27

zusätzliche Last aus Pos. C/U/20 = 110000 kp

Fundamentverbreiterung auf einer Länge von

$$2,90 \text{ m um } b' = 2 \cdot 0,60 = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Gesamtfundamentbreite} = 0,90 + 1,20 = 2,10 \text{ m}$$

Durchschnittliche Belastung für 1,0 m Fundament
aus a) und b)

$$a) = 21800 \text{ kp/m}$$

$$b) 110000/2,90 = 38000 "$$

$$q = 59800 \text{ kp/m}$$

$$\text{Fundamenteigengewicht} = -3200 "$$

$$\max q = 63000 \text{ kp/m}$$

Durchschnittliche Bodenpressung

$$\max \sigma = 63000/210 \cdot 100 = 3,00 \text{ kp/cm}^2 \approx \sigma \text{ zul}$$

Biegemoment - Nachweis im Fundament

$$M_k = 59,8/2,10 \cdot 1,05^2/2 = -15,7 \text{ Mpm}$$

$$M_k^* = -15,7 + 59,8 \cdot 0,36^5/8 = -15,7 + 2,70 = -13,0 \text{ Mpm}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 210 \text{ cm}$

Fundamentlänge im Bereich der

Verbreiterung $l = 290 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 65 \text{ cm}$

bzw. bis auf Frosttiefe gründen.

Bemessung: $d = 65 \text{ cm}$ $h = 60 \text{ cm}$ B 160

$$h = 16,3 \sqrt{13,0} = 60 \text{ cm} \quad \sigma < 50/2400$$

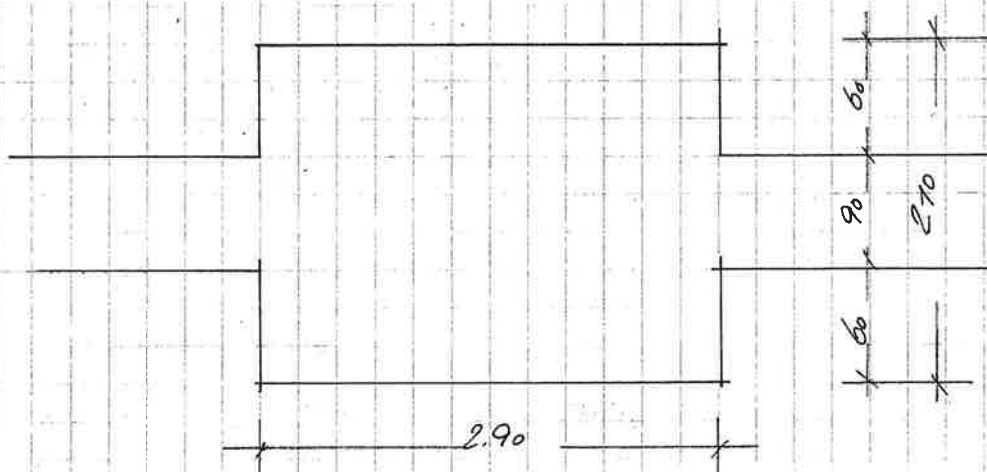
$$Fe = 0,45 \cdot 1300/60 = 9,80 \text{ cm}^2$$

gewählt: 2 x R 513 mit $Fe = 10,26 \text{ cm}^2$

in Querrichtung

zusätzlich III $\emptyset 12$ $t = 20 \text{ cm}$ in Längsrichtung

Sauberkeitsschicht B 80 5 cm stark



c) im Bereich des Stahlbetonpfeilers der Pos. C/U/28
gewählt: konstruktiv in Anlehnung an b)

gewählt: Fundamentbreite $b = 150$ cm

Fundamentlänge im Bereich der Verbreiterung

$l = 290$ cm

Fundamenthöhe $h = 65$ cm

bzw. bis auf Frosttiefe gründen

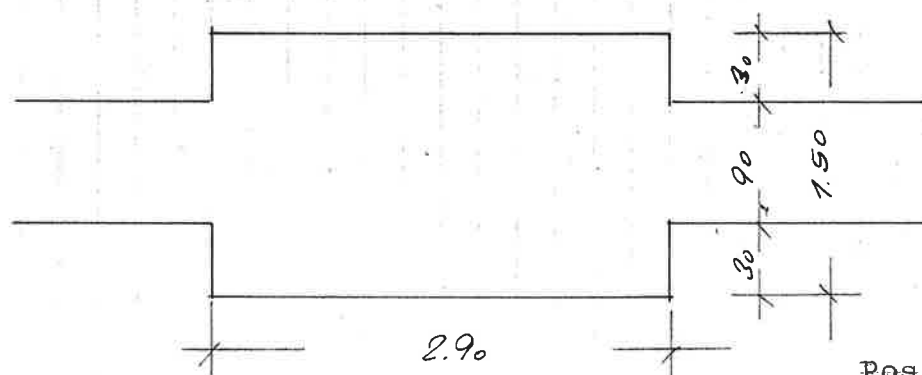
Querbewehrung in der Fundamentsohle

konstruktiv III $\emptyset 12$ $t = 15$ cm mit $Fe = 7,54$ cm²

VE III $\emptyset 12$ $t = 20$ cm mit $Fe = 5,65$ cm²

in Längsrichtung

Sauberkeitsschicht B 80, 5 cm stark



Pos. C/F/5

Pos. C/F/6 Streifenfundament in Stampfbeton B 120
unter den Treppenhauswänden

Die Belastung aus den Treppenpodesten wird auf die gesamte Treppenhauslänge gleichmäßig verteilt angenommen.

$$\begin{aligned} \text{Aus 2 . 5 Podesten Pos. C/III/4a auf 4,69 m verteilt} \\ 10 \cdot 3,20 \cdot 1,30 / 4,69 &= 8900 \text{ kp/m} \end{aligned}$$

unbeabsichtigte Auflagerung aus den Decken

$$\text{Pos. C/IV/3, } \approx 0,50 \cdot 635 = 320 "$$

aus Pos. C/III/3, C/II/3, C/I/3

C/E/3, C/U/3

$$5 \cdot 0,50 \cdot 850 = 2130 "$$

aus Mauerwerk + Putz vergl. Pos.

$$\begin{aligned} \text{C/F/1} &= 7800 " \\ &= 19150 \text{ kp/m} \end{aligned}$$

$$\text{Fundamenteigengewicht} \approx 1050 "$$

$$\text{max } q = 20200 \text{ kp/m}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 75 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 50 \text{ cm}$

bzw. bis auf Frosttiefe gründen

$$\begin{aligned} \text{Bodenpressung: max } \sigma &= 20200 / 75 \cdot 100 \approx 2,70 \text{ kp/cm}^2 \\ &3,00 \text{ kp/cm}^2 \end{aligned}$$

Pos. C/F/7 Streifenfundament in Stahlbeton B160

$$\text{Belastung: aus Pos. C/IV/2} \quad \text{max } E = 823 \text{ kp/m}$$

$$\text{Übertrag: } = 823 \text{ kp/m}$$

$$\text{Übertrag:} = 823 \text{ kp/m}$$

aus Pos. C/III/2, C/II/2, C/I/2,

C/E/2, C/U/2 max E

$$5 \cdot 1127 = 5640 "$$

aus Mauerwerk + Putz

$$(0,30 + 0,04) \cdot 1800 \cdot (5 \cdot 2,75 + 1,20) = 9100 "$$

U.G.

$$(0,365 + 0,04) \cdot 1800 \cdot 3,25 = 2380 "$$

$$= 17943 \text{ kp/m}$$

Fundamenteigengewicht

$$\approx 1057 "$$

$$\text{max } q = 19000 \text{ kp/m}$$

gewählt: Fundamentbreite $b = 75 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 50 \text{ cm}$

bzw. bis auf Frosttiefe gründen.

$$\text{max Bodenpressung: } \sigma = 19000/75 \cdot 100 = 2,54 \text{ kp/cm}^2$$

$$< 3,00 \text{ kp/cm}^2$$

Längsbewehrung konstruktiv $Fe = Fe' = 2 \text{ III } \emptyset 16$

Bügel III $\emptyset 8 \quad t = 50 \text{ cm}$

Pos. C/F/8 Streifenfundamente in Stampfbeton B 120 unter
gering belastete Wände

gewählt: konstruktiv Fundamentbreite $b = 50 \text{ cm}$

Fundamenthöhe $h = 40 \text{ cm}$

Pos. C/F/9 Einzelfundament in Stahlbeton B 225
unter der Pos. C/U/22

Belastung: aus Pos. C/U/22 = 104000 kp
aus Fundamenteigengewicht $\approx$ 10000 "
max Q = 114000 kp

gewählt: Fundament 200/200/65 cm
in Stahlbeton B 225

Bodenpressung: $\sigma = 114000 / 200 \cdot 200 = 2,85 \text{ kp/cm}^2 < 3,00 \text{ kp/cm}^2$

Momente und Querkräfte nach "Löser"

$$M_x = M_y \approx 104,0 \cdot (2,00 - 0,45) / 8 = 20,2 \text{ Mpm}$$

$$Q_x = Q_y \approx 104,0 \cdot (2,00 - 0,45) / 2 \cdot 2,00 = 40,3 \text{ Mp}$$

Bemessung: d = 65 cm h = 60 cm h' = 60 / 0,97 = 62 cm

$$b = 2,00 / 1,94 = 1,03 \text{ m}$$

$$b' = 2,00 / 0,97 = 2,06 \text{ m}$$

$$h = 13,5 \sqrt{20,2 / 1,03} = 60 \text{ cm} \quad \sigma = 50 / 2400$$

$$Fe = 0,46 \cdot 2020 / 60 = 15,5 \text{ cm}^2$$

gewählt: in jeder Richtung 12 III $\emptyset$ 14 mit Fe = 18,4 cm²

Die Bewehrung wird der Fundamentbeanspruchung entsprechend verteilt.

Schubzulagen je Richtung

$$\text{erf } F_{\tau} = 104,0 / 2,4 \cdot 2 = 21,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 2 \text{ III } \emptyset 22 \text{ mit } F_{e_s} = 21,5 \text{ cm}^2$$

Sauberkeitsschicht 5 cm stark B 80

Erstellt: Lichtenfels, den 3. 5. 1971

.....
(Entwurfsverfasser)

Süppel
.....
(Statiker)

.....
(Bauherr)

PRÜFER
DIPL. ING. WILHELM KISSEL
MÜNCHEN
HANS JACHS STRASSE 5

Landratsamt
Lichtenfels

8620 Lichtenfels

Postfach

5.6.1971

St.Ber. 71/192

PRÜFBERICHT

a) Betr.: Neubau eines Altenheimes in Lichtenfels

Bauherr: Stadt Lichtenfels
Planfertiger: Landeswohnungsfürsorge Bayera G.bH.,
Statiker: Ing.-Büro W. Süppel, 8620 Lichtenfels,
Prüfnummer: 71/192 A.-Dürer-Str. 17

b) Prüfunterlagen:

- | | |
|--------------------------------------|----------|
| 1 statische Berechnung S. 1 - 220 | (2-fach) |
| 1 statische elektr. Berechnung S.24 | (1-fach) |
| 1 Pos.-skizze z. elektr. Berechnung | (1-fach) |
| 6 Arch-Pläne mit eingetr. Positionen | (2-fach) |

Gegenstand der Prüfung:

Die statische Berechnung enthält den Nachweis für ein Altenheim mit einer Grundrißfläche von ca. 20,01 x 64,45 m.

Das Gebäude wurde durch eine Trennfuge in zwei Teile unterteilt, wobei der südliche Teil als Abschnitt A, der nördliche als Abschnitt B und C bezeichnet wurden. Der mittlere Abschnitt B umfasst den Treppenhaustrakt und bildet mit dem Abschnitt C einen gemeinsamen Gebäudeteil.

Als Dachkonstruktionen wurden Flachdächer, die als Kaltdächer ausgebildet wurden, vorgesehen. Die Stahlbetonmassivplatten der Kaltdächer wurden durch Fugen unterteilt. Der Gebäudeabschnitt A besteht aus UG, EG und 1. mit 3.OG, dagegen die Abschnitte B und C aus UG, EG und 1. mit 4.OG.

Die Decken der Gebäude sind teilweise als Stahlbetonmassivplatten und teilweise als Stahlbetonrippendecken ausgebildet. Die Gesamtstabilität des Bauwerkes ist durch die vorhandenen aussteifenden Wände in Verbindung mit den Massivdecken und bei Beachtung der Prüfvermerke gewährleistet.

c) Verkehrslasten:

Wind nach DIN 1055

Dachdecke 100 kp/m²Wohnräume 200 kp/m²Treppen u. Podeste 500 kp/m²Flure 350 kp/m²Balkon/Loggia 500 kp/m²Decke über UG und Wartehalle 500 kp/m²Zuschlag für leichte Trennwände 125 kp/m²Ihr Gewicht darf einschliesslich Putz nicht mehr als 150 kp/m² Wandfläche betragen.d) Baustoffe:

Madelholz

Güteklasse II/

Stahlbeton

B 160, B 225, B 300

Stampfbeton

B 80, B 160

Betonstahl

BSTG, St III

Formstahl

St 35, St 52

Mauerverk

GS 25, Borton 0,8/100, Hlz 1,2/150

Hlz 1,4/250, KSL 1,6/250, MG. II und III

Fertigbauteile

B 225

e) Baugrund:Nach Angaben des Statikers wurde eine zulässige Bodenpressung von 3,00 kp/cm² angenommen.Die grösste errechnete Bodenpressung beträgt ca. 3,00 kp/cm².

Es ist zu prüfen, ob dem anstehenden Baugrund diese Beanspruchung zugemutet werden kann.

f) Prüfergebnis:

Die Berechnung ist richtig, wenn die Prüfbemerkungen beachtet werden. Gegen die Ausführung bestehen bei Beachtung der Prüfvermerke keine Bedenken. Die beiliegenden Pläne des Entwurfsverfassers stimmen mit den statischen Annahmen überein.

Im einzelnen ergab die Prüfung folgendes:

- 1) Die Angaben der statischen Berechnung für die nicht festgelegte Dachkonstruktion werden für die Ausführung als verbindlich vorausgesetzt.
- 2) Entgegen den Angaben der statischen Berechnung ist nur die Dachdecke des Kaltdaches durch Fugen in Abständen von ca. 13 - 17 m zu unterteilen (s. Pos. Plan). Die restlichen Geschossdecken sind jeweils für die Abschnitte A, B und C als monolithisch verbunden, auszuführen. Die Verbindung ist für die so ausgebildeten Decken mit einer konstruktiven Abreissbewehrung zu gewährleisten.

wie vorgesehen

- 3) Die Aussenwände im Bereich der Loggien sind in Hlz 1,2/150 auszuführen, da sie als Aussteifungswände etwa dieselbe Mauerwerksgüte wie die Querwände zu erhalten haben.

Nach DIN 1053 Ziffer 4,21 soll die Mörtelgruppe III nicht als Grundlage ganzer Geschosse dienen.

Das Mauerwerk ist daher mit einer höheren Ziegelgüte und der Mörtelgruppe II auszuführen. *wie vorgesehen*

Die nach DIN 1053 zulässige hohe Ausnutzung der Baustoffe für tragende Bauteile von Bauwerken ist an die Verwendung normgerechter Mauersteine gebunden. Letztere müssen durch ein in den einzelnen Vorschriften festgelegtes Gütezeichen oder durch ein Werkzeugnis ausgewiesen sein.

Die Ausführung von gemauerten Gebäuden mit 6 und mehr Vollgeschossen erfordert eine einwandfreie Beachtung der Bestimmungen über die räumliche Aussteifung, eine besonders sorgfältige Ausführung und eine eingehende Überwachung der Güte der Baustoffe.

Im einzelnen ist zu beachten:

- a) räumliche Aussteifung
- b) Verankerung der Wände, Haupt- und Querbewehrung bis nahe an die Aussenseite der Umfassungswände führen
- c) Aussteifung belasteter Wände
- d) Schlitz
- e) Mauerwerk geschossweise abnehmen.

An den freien Mauerenden sollen aus Gründen der Gesamtstabilität Stahlbetonstützen angeordnet werden.

Bei der Ausführung ist zu beachten, daß eine fachgerechte Verbindung zwischen den Stahlbetonstützen und dem angrenzenden Mauerwerk hergestellt wird.

- 4) Zur Ausnutzung der nach DIN 1045 § 29 Tafel V für die Betongüte B 300 zulässigen Spannungen ist nach DIN 1045 § 5 Abschnitt 2 die besondere baupolizeiliche Genehmigung erforderlich.

In Betongüte B 300 sind vorgesehen; Unterzüge, Scheiben und Stützen.

ja
In den Dachdecken sollte wegen etwa auftretender Spannungen aus Temperaturunterschieden zwischen der oberen und unteren Plattenseite auch die Verteilerbewehrung mit Tragstössen ausgeführt werden.

ja
Die als Kragplatten ausgebildeten Balkone sind unten mit Ø 131 und an den freien Rändern mit 2 Ø 10 zu bewehren. Auf die erforderliche Einbindelänge ist zu achten.

Die nicht nachgewiesenen Decken des Maschinenraumes sind nach Erhalt der Angaben durch die Lieferfirma noch nachzuweisen.

Der Aufzugsschacht ist entgegen den Angaben der statischen Berechnung mit den Geschossdecken zu verbinden, um eine ausreichende Aussteifung des Schachtes zu gewährleisten.

Für die Herstellung und den Einbau der Fertigteile ist DIN 4225 zu beachten.

Um einen guten Zusammenhang nach dem Einbau zu erreichen, sind die Fertigteile untereinander und mit ihren Unterstützungen zug-, druck- und schubfest zu verbinden.

Als Auflager der Unterzüge Pos. A/13 sind Stahlbetonstützen auszubilden.

Die Fensterstürze im Bereich der Loggien wie Pos. 8 und Pos. 10 sind mit 3 ϕ 14 statt 3 ϕ 12 zu bewehren, da aus der unbeabsichtigten Auflagerung der Geschossdecken eine höhere Last anzusetzen ist.

Die zweiten Auflager der Pos. A/E/9 und A/E/10 sind ebenfalls als Stahlbetonstützen auszubilden.

Der Pfeiler Pos. A/E/20 ist in KHz 350/III oder als Stahlbetonstütze auszuführen.

Die als frei aufliegend gerechneten und als durchlaufend ausgebildeten Stürze sind über den Abstützungen mit einer konstruktiven Bewehrung miteinander zu verbinden.

Für die horizontale Beanspruchung ist die Pos. B/E/10 mit der Pos. B/E/23 in den Ecken rahmenartig zu verbinden.

In sämtlichen Decken ist für die unbeabsichtigte Einspannung die erforderliche Abreibewehrung konstruktiv zu verlegen.

Der Fensterpfeiler zwischen den Pos. C/I/12 ist in KHz 1,2/150/III auszuführen.

- 5) Zur Einhaltung der Feuerbeständigkeit für die einzelnen Bauteile, insbesondere für die Stahlbetonrippendecken, ist DIN 4102 zu beachten.

- 6) Der Nachweis für den erforderlichen Schall- und Wärmeschutz wurde nicht zur Prüfung vorgelegt.

Auf die Einhaltung der DIN 4108 und 4109 ist jedoch zu achten.

g) Schlussbemerkungen:

Die Bewehrungs- und Konstruktionspläne sind vor Baubeginn auf Übereinstimmung mit der statischen Berechnung, den einschlägigen Vorschriften und auf einwandfreie konstruktive Durchbildung vom Ersteller der Statik zu prüfen.

Eine Ausfertigung des Prüfberichtes hat der Ersteller der statischen Berechnung unmittelbar zur Kenntnisnahme erhalten.

Chathys
(Chathyssek)
Dipl.-Ing.



15.11.2019

PLAN NR.	BAUTEIL	ABMESSUNG m	FLÄCHE qm	B L A T T: 1
1	A	0,60 / 1,42	0,84	FUNDAMENTPLAN
2	A	0,60 / 1,42	0,84	FUNDAMENT BEWEHRUNG
3	A	0,60 / 1,42	0,85	BEWEHRUNG DER FUNDAMENTPLATTE
4	B + C'	0,60 / 1,42	0,85	FUNDAMENTPLAN
5	C'	0,60 / 1,42	0,85	FUNDAMENT - QUERSCHNITTE
6	C'	0,60 / 1,42	0,85	FUNDAMENT - QUERSCHNITTE
7	C	0,60 / 1,42	0,85	FUNDAMENT - QUERSCHNITTE
8	A	0,60 / 1,42	0,85	BEWEHRUNG VON KELLERWÄNDE
9	C	0,60 / 1,42	0,85	BEWEHRUNG VON FUNDAMENTEN
10	B + C'	0,60 / 1,45	0,87	FUNDAMENT BEWEHRUNG
11	C	0,60 / 1,50	0,90	FUNDAMENT - BEWEHRUNG
12	C + B	0,30 / 1,15	0,35	BEWEHRUNG BODENPLATTE HEIßPAUL + AUFGUSSCHACHT
13	B + C'	0,60 / 1,15	0,69	BEWEHRUNG DER KELLERSOULE UNTEN
14	B + C'	0,60 / 1,12	0,67	OBERE BEWEHRUNG DER KELLER SOULE
15	B	0,30 / 1,15	0,35	BEWEHRUNG VON TREPPENHAUWÄNDE IT UNTERSECHEN
			Z 11,46 qm	

Architektur - Statikbüro

Werner Suppel

Holbeinstr. 10

96215 Lichtenfels

Tel.-Nr. 0 95 71 / 26 95

Fax-Nr. 0 95 71 / 67 27

11,469m

B L A T T : 2

PLAN NR	BAUTEIL	ABMESSUNGS m	FLÄCHE qm	
16	B+C	0,60/1,55	0,93	BEWEHRUNG VON KELLERWÄNDE
17	A	0,60/1,55	0,93	BEWEHRUNG VON WÄNDE IM US.
18	B	0,60/1,25	0,75	BEWEHRUNG VON AUSSENWÄNDE IM US. AUFLÖSCWÄNDE IM US.
19		0,60/1,38	0,83	STÜRZE+STAHLUNTERBRÜGE+STAHLWÄNKEN
20		0,60/1,55	0,93	BEWEHRUNG VON FERTIGTEILE DER BALKONE
21		0,30/1,12	0,34	SICHTBLENDEN AUS STAHLBETON (ATTIKA-GEWINNE)
22	A	0,60/0,94	0,56	DECKENBEWEHRUNG ÜBER US
23	A	0,60/1,18	0,71	BEWEHRUNG UND TRÄGERAUBILDUNG
24	A	0,60/1,35	0,81	BEWEHRUNG VON STÜRZE UND STAHLBETONSTÜTZEN
25	A+C	0,60/1,35	0,81	ÜBERBRÜGE+STÜRBESTÄ. KRABBACKEN A+C IM OS
26		0,60/1,35	0,81	BEWEHRUNG DER BALCON-FERTIGSTEILE
27	C	0,30/0,60	0,18	STAHLBETONSTÜRZE MIT STÜRZE IM UNTERGESCHOSS
28		0,60/0,72	0,43	BEWEHRUNG DER BETONFERTIGSTEILE
29	C	0,48/1,10	0,53	TREPPENBEWEHRUNG
30	B	0,60/1,45	0,87	TREPPENBEWEHRUNG
Σ			21,88	qm

21,88,9m

BLATT:3

PLAN NR.	BAUTEIL	ABMESSUNG m	FLÄCHE qm	
37	C	0,60/1,25	0,75	DECKENBEWEHRUNG IN UNTERGESCHOSS
32	C	0,60/1,45	0,87	DECKENBEWEHRUNG UND ÜBERZUG IN UNTERGESCHOSS
33	B	0,60/1,50	0,90	DECKENBEWEHRUNG ÜBER US, ES, I. OG, II. OG, III. OG
34	A	0,60/1,45	0,87	DECKENBEWEHRUNG ÜBER DEN ERDGESCHOSS
35	C	0,30/1,35	0,41	BEWEHRUNG VON GEBÄUDE TRENNWÄNDE
36	B+C	0,30/1,35	0,41	BEWEHRUNG VON STÜRZE
37	B	0,60/1,35	0,81	BEWEHRUNG DER TREPPEN
38	C	0,60/1,50	0,90	BEWEHRUNG VON STAHKRETONSÄULEN + STÜRZE
39	C	0,30/1,35	0,41	BEWEHRUNG VON STÜRZE
40	C	0,60/1,12	0,67	BEWEHRUNG DER DECKE ÜBER I. OG, II. OG, III. OG
41	B	0,30/1,17	0,35	BEWEHRUNG DER AUFGESCHACHT-WÄNDE ES, I. OG, II. OG, III. OG, IV. OG
42	A, B, C	0,60/1,50	0,90	SPARRANLAGE
43	C	0,60/1,25	0,75	BEWEHRUNG DER BECKEN ÜBER DEN ES, I. OG, II. OG, III. OG, IV. OG
44	B	0,48/0,90	0,43	HAUPT-TREPPENANLAGE TEIL ANSCHNITT
45	A	0,50/1,45	0,73	BEWEHRUNG DER DECKE ÜBER DEN I. OG + II. OG
Σ			32,04	qm

32,04 qm

B L A T T : 4

PLAN NR.	BAUTEIL	ABMESSUNG m	FLÄCHE qm	
46	C'	0,30/0,75	0,23	ENTZANGUNGSBALKEN ÜBER DEM III. OS.
47		0,60/1,07	0,64	BEWEHRUNG DER GEWITS-ATTIKA-PLATTEN
48	A	0,60/1,30	0,78	DECKENBEWEHRUNG III. OS.
49	C	0,60/0,96	0,58	DECKENBEWEHRUNG IV. OS.
50	B+C	0,60/1,55	0,93	DECKENBEWEHRUNG IV. OS.
51		0,65/0,30	0,20	BEWEHRUNG VON ATTIKA- u. GEWITSPLATTEN
52	I	0,60/0,96	0,58	BEWEHRUNG DER DECKE ÜBER DEN AUFGUSSCHACHT
53	B	0,60/1,30	0,78	BEWEHRUNG DER EINGANGSHALLE AN ERDGESCHOSS
54	B	0,60/0,95	0,57	BEWEHRUNG DER DECKE ÜBER DEN EINGANG IM ES
55	A	0,60/0,95	0,57	BEWEHRUNG VON KELLERLICHTSCHACHTWÄNDE IM US
		Σ	37,00	IM LICHTHAUS PAPIER