

STATISCHE BERECHNUNG

BAUVRHABEN: NEUBAU EINES BETRIEBSGEBÄUDES
IN ELMSHORN; DAIMLERSTR. 5

BAUHERR: ANKA + OTTO H. ZIMMER
SEESTERAUDEICH 22
2201 KURZENMOOR

PLANUNG +

STATIK:

Genehmigt durch
Baugenehmigung Nr. 12a/.....

Voss

08. Dez. 1987

BERAT. INGENIEUR

AM ALTENFELDSDEICH 9

2201 SEESTER MÜHLE, TEL. 04125/1078

DIE STATISCHE BERECHNUNG WURDE NACH
FOLGENDEN DIN VORSCHRIFTEN ERSTELLT:

DIN 1054; 1055; 1053; 1050 U. 1045

BAUSTOFFE: BETON B25

BETONSTAHL: BST 500 M u. 500 S

BAUSTAHL STB7 VERZINKT

MAUERWERK KSL + KSV 12 Mg IIa

INNENMAUERWERK ALS UNBELASTETE

TRENNWÄNDE NACH DIN 4103 TEIL 1

POS 1 BINDER BÜROTRAKT

BELASTG.	3 LAGEN BIT. DACHBAHN	0,20 kN/m ²
	1" SCHÜLUNG	0,15 "
	Eg BINDER	0,15 "
	UNTERDECKE	0,30 "
		<u>g = 0,80 kN/m²</u>
	SCHNEEF	<u>s = 0,75 "</u>
		<u>g = 1,55 kN/m²</u>

$$l_1 = 1,30 \text{ m}; l_2 = 7,18 \text{ m}; l_3 = 4,52 \text{ m}$$



$$M_A = 1,55 \times 1,3^2 / 2 = -1,31 \text{ kNm}$$

$$R_1 = 1,55 \times 7,18^2 / 4 = -19,98$$

$$R_2 = 1,55 \times 4,52^2 / 4 = -7,92$$

$$-1,31 \times 7,18 + 2M_B(11,70) = -19,98 \times 7,18 - 7,92 \times 4,52$$

$$23,4 M_B = -169,85$$

$$M_B = -7,26 \text{ kNm}$$

$$\left. \begin{aligned} A_l &= 1,55 \times 1,30 = 2,02 \\ A_r &= \frac{1,55 \times 7,18}{2} - \frac{7,26 - 1,31}{7,18} = 4,73 \end{aligned} \right\} A = 6,75 \text{ kN/m}$$

$$\left. \begin{aligned} B_l &= 5,56 + 0,83 = 6,39 \\ B_r &= \frac{1,55 \times 4,52}{2} + \frac{7,26}{4,52} = 5,11 \end{aligned} \right\} 11,50 \text{ kN/m}$$

$$C = 3,50 - 1,61 = 1,89 \text{ kN/m}$$

GEWÄHLT: DSB TRÄGER NACH TABELLE

$l = 600 \text{ cm}$; STREBEN 4,5/6, STREBENNEIGUNG $\alpha \approx 45^\circ$

QUERTE 6/8

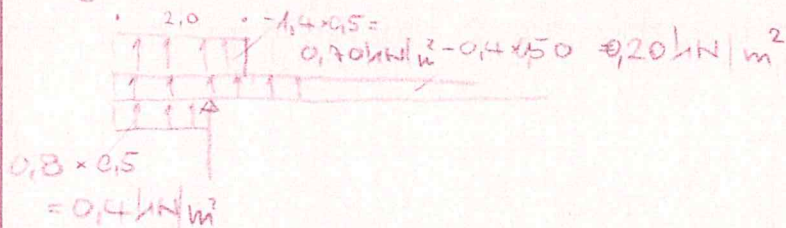
$$Q_{\text{zul}} = 6,55 \text{ kN} \geq 6,39$$

$$M_{\text{zul}} = 8,67 \text{ kNm} \geq 7,26 \text{ kNm}$$

GRÖßTER BINDEABSTAND $e = 1,00 \text{ m}$

BETESTÜCKUNG DER BINDER

$$q = \frac{2}{3} \times 0,80 = 0,53 \text{ kN/m}^2$$



$$M_A = (0,4 + 0,7) \times \frac{1,3^2}{2} = + 0,93 \text{ kNm}$$

$$0,93 \times 7,18 + 21,56 M_B = 0$$

$$M_B = -0,31 \text{ kNm}$$

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= 1,1 \times 1,3 = 1,43 \text{ kN} \\ A_1 &= \frac{0,93 - 0,31}{7,18} = 0,09 \text{ kN} \end{aligned} \right\} A = -1,52 \text{ kN}$$

$$\text{AUS NORMALSOG } +E_g\left(\frac{2}{3}\right) A = \frac{6,78 \times 0,33}{1,55} = 1,44 \text{ kN}$$

ZU VERANHERN $1,52 - 1,44 = 0,08 \text{ kN/m}$ (GERING)

GEWÄHLT: HW LOCHBAND) ANHER 40/2 (VERZINKT)

ANSCHLUß MIT 4N 4/60

Durch Vergleichsrechnung
geprüft

-3-

Pos 2 INTERZUG $l = \frac{10,0}{6} = 1,67 \text{ m}$

BELASTG. AUS POS 1 $6,75 \text{ kN/m}$

$Eg \sim \frac{0,25}{\text{''}}$

$q = 7,00 \text{ kN/m}$

$M \sim 7,0 \times 1,67^2 \times 0,1 = 1,95 \text{ kNm}$

KONSTRUKTIV 14/20; $W \times n \sim 800 \text{ cm}^3$

$\sigma = \frac{195}{800} = 0,25 \text{ kN/cm}^2 \leq 1,0$

AUFLAGERUNG DER BINDER SIEHE ZEICHNUNG.

Pos 3 STÜTZEN $l = 3,25 \text{ m}$

AUFLAST AUS POS 2 $1,67 \times 7,0 = 11,69 \text{ kN}$

$Eg \sim \frac{0,31}{\text{''}}$

$P = 12,0 \text{ kN}$

BELASTG. DURCH WIND $-0,8 \times 0,5 \times 1,25 \times 1,67 = -0,835 \text{ kN/m}$

$M_W = 0,835 \times 3,25^2 / 8 = 1,10 \text{ kNm}$

GEW. STAHLROHR $\square 100 \times 60 \times 3,6$ VERZINKT

$\lambda = \frac{325}{2,45} = 133 \Rightarrow \omega = 2,99$

$\sigma_w \sim \frac{2,99 \times 12}{10,9} \pm \frac{110}{29,1} = 3,29 \pm 3,78$
 $= 7,07 \text{ kN/cm}^2 \leq 14$

ANSCHLUß AM HOLZBALKEN MIT M12 AUFGESCHW.

AUF KOPFPL. $120 \times 80 \times 8$

FUßPLATTE $160 \times 100 \times 8$ ANSCHLUß FUNDAMENT
MIT 2 BALZEN M12

-4-

Pos 4 UNTERZUG LÜCHE

$$l = 2,26 + 0,24 = 2,50 \text{ m}$$

$$\text{AUS POS 1} \quad 11,50 \text{ kN/m}$$

$$Eg \quad \sim \quad \frac{0,20}{1} \quad "$$

$$g = \underline{11,70 \text{ kN/m}}$$

$$\text{max } M_F = 11,7 \cdot 2,5^2 / 8 = 9,14 \text{ kNm}$$

$$\text{GEW. 12/22 } W_x = 968 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{9,14}{968} = 0,94 \text{ kN/cm}^2 \leq 1,0$$

Pos 5 AUSSTEIFUNGSSTÜTZE IN DER 17,5cm

$$\text{INNENWAND) } l_1 = l_2 \sim 10,0/2 = 5,0 \text{ m}$$

DEM. DIN 4103 WIRD EINE HORIZONTALLAST
VON 1,0 kN/m IN ANSATZ GEBRACHT ($h = 0,9 \text{ m}$)

$$M = 5 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 4,5 \text{ kNm}$$

$$\text{GEW. STAHLSTÜTZE IPE 120 MIT } W_x = 53 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{4,50}{53} = 8,49 \text{ kN/cm}^2 \leq 14 \text{ kN/cm}^2$$

EINSTÄNNUNG IN DER STAHLBETONSCHALE

$$M = 4,5 \text{ kNm; } H = 5,0 \text{ kN} \quad t = 30 \text{ cm}$$

$$\sigma_x = \frac{500}{64 \cdot 30} \pm \frac{45000 \cdot b}{64 \cdot 30^2} = 2,6 \pm 46,9 = 49,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\leq 55 \text{ kN/cm}^2$$

B25

DIE ÜBRIGEN INNENWÄNDE SIND

NICHTTRAGENDE UND WERDEN ENTSPRECHEND

DIN 4103 BEMESSEN $h_{SV} d = 11,5 \text{ cm}$ Mg III

3 SEITIG GEHALTEN $l_{\text{zul}} = 8,0 \text{ m}$

EINBAUBEREICH 2

Pos 6 FENSTERSTÜRZE

$$l = 1,76 + 0,12 = 1,88 \text{ m}$$

AUFLAST AUS DACH ~ $6,25 \text{ kN/m}$

BETON V-SCHALE ~ $0,24 \times 0,24 \times 25 = 1,44 \text{ kN/m}$

$$g = 8,20 \text{ kN/m}$$

$$M = 8,20 \times 1,88^2 / 8 = 3,62 \text{ kNm}$$

GEW. BETONBALKEN $b/d = 16/20$ B25

$$h = 20 - 1,5 - 0,6 - \frac{1,2}{2} = 17,3 \text{ cm}$$

$$k/h = 17,3 : \sqrt{\frac{3,62}{0,20}} = 4,06 \Rightarrow k_s = 3,7$$

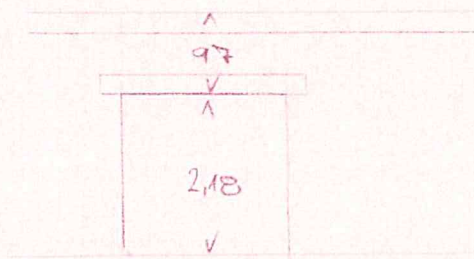
$$F_e = 3,7 \times 3,62 / 17,3 = 0,77 \text{ cm}^2$$

EINLAGE $2\phi 10$ MIT $1,6 \text{ cm}^2$ ME $2\phi 10$

Bog AUS BSK, R 131 ($\phi 5 e = 15 \text{ cm}$)

Pos 7 TÜRSTURZ ZUR HALLE

$$l = 2,20 \text{ m} + 0,24 = 2,44 \text{ m}$$



AUFLAST AUS HOLZBINDER ~ $4,52/2 \times 1,55 = 3,50 \text{ kN/m}$

$$E_g \sim 0,97 \times 0,24 \times 18 = 4,19 \text{ "}$$

$$\text{ZUSCHLAG BETON } 0,16 \times 0,20 \times 2 \times 7 = 0,45 \text{ "}$$

$$g = 8,14 \text{ kN/m}$$

- 6 -

$$M = \frac{2,14 \cdot 2,44^2}{8} = 6,06 \text{ kNm}$$

BETON BALLEN $b/d = 16/20$ $h = 17,3 \text{ cm}$

$$k/h = 17,3 : \sqrt{\frac{6,06}{0,20}} = 3,14 \rightarrow k_s \sim 3,8$$

$$F_e = 3,8 \cdot 6,06 / 17,3 = 1,33 \text{ cm}^2$$

EINLAGE $2\phi 12$ UNTEN MIT $2,3 \text{ cm}^2$; Me $1\phi 12 + 1\phi 10$

Bg AUS BSK R188 ($\phi 60 = 15 \text{ cm}$)

POS 8 INNENTÜRSTÜRZE $l \leq 1,00 \text{ m}$

AUSGEFÜHRT ALS STÄVA SPANNSTÜRZE TYP M

ÜBERMAUERUNG IN KSV $\uparrow$ Mg III

mind. KS 12

$$G_1 \text{ AUS POS 10 } 7,81 \times 5,0 = 39,05 \text{ kN}$$

$$G_2 = 0,75 \times 0,9 \times 0,8 \times 25 = 13,50 \text{ "}$$

$$G_3 = 0,60 \times 0,9 \times 0,8 \times 25 = 10,80 \text{ "}$$

AUS BINNEN EG+S

$$V = 39,20 \text{ "}$$

48,77

39,05

$$H = 23,8 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 102,55 \text{ kN}$$

$$M_h = 23,8 \times 0,9 = 21,42 \text{ kNm}$$

$$M_{ST} = 39,05 \times 0,875 + 13,5 \times \frac{0,75}{2} + 10,8 \times 1,3 + 39,2 \times 1,0$$

$$= 92,47$$

$$\lambda_{HIFT} = 92,47 / 21,42 = 4,31 \geq 1,5 \text{ FACH}$$

ABSTAND R.V. h

$$= \frac{92,47 - 21,42}{102,55} = 0,69 \text{ m}$$

$$\text{KRAFT IM KERN } e = 80 - 69 = 11 \text{ cm}$$

$$M = 102,55 \times 11 = 1128 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{10255}{80 \times 160} \pm \frac{112800}{80 \times 160^2} \times b = 0,8 \pm 0,33$$

$$\sigma_1 = 1,13 \text{ kN/cm}^2 \leq 2,0$$

SICHERHEIT GEGEN GLEITEN $\mu \approx 0,60$

$$\lambda_g = \frac{0,6 \times 102,55}{23,8} = 2,58 \geq 1,5$$

UM DIE SPANNUNGEN BESSER AUSZUGLICHEN ≥ 60

REDUZIERUNG DER FUNDAMENTBREITE AUF $b = 50 \text{ cm}$

$$G_2 = 8,44 \text{ kN}$$

$$G_3 = 6,75 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 93,44 \text{ kN}$$

oder neuer
Nachweis

$$\lambda_g = \frac{0,6 \times 93,44}{23,8} = 2,35 \geq 1,5 \text{ fach}$$

$$M_{ST} = 39,05 \times 0,875 + 8,44 \times \frac{0,75}{2} + 6,75 \times 1,3 + 39,2 \times 1,0$$

$$= 34,17 + 3,16 + 8,77 + 39,2 = 85,31$$

- 9 -

$$2) h_{IPP} = \frac{85,31}{21,42} = 3,98$$

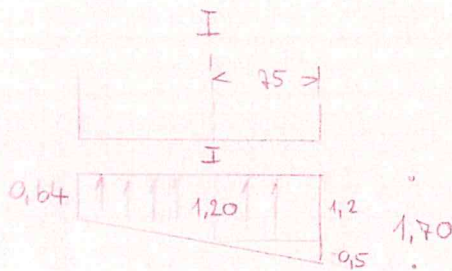
$$R_{v,h} = \frac{85,31 - 21,42}{93,44} = 0,68 \text{ m} ; e = 12 \text{ cm}$$

$$M = 93,44 \times 12 = 1121 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{93440}{50 \times 160} \pm \frac{112100 \times b}{50 \times 160^2} = 1,17 \pm 0,53$$

$$\sigma_1 = 1,70 \text{ kN/cm}^2 \leq 2,0$$

$$\sigma_2 = 0,64 \text{ "}$$



$$M_{I-I} = \frac{1,2 \times 75^2 \times 50}{2} + \frac{0,5 \times 75 \times 50 \times 50}{2}$$

$$= 168.750 + 46.875 =$$

$$= 215.625 \text{ kNcm}$$

$$= 21,56 \text{ kNm}$$

$$h = 90 - 5,0 = 85 \text{ cm}$$

$$k_h = 25 : \sqrt{\frac{21,56}{0,5}} = 12,94 \Rightarrow h_s = 4,3$$

$$F_e = \frac{4,3 \times 21,56}{25} = 1,09 \text{ cm}^2$$

R377 (oder neuer Nachweis)

EINLAGE : BStC, R 257 MIT 1,28 cm²

DIE ÜBRIGEN FUNDAMENTE WERDEN KONSTRUKTIV
WEGEN DER GERINGEN AUFLASTEN BEMESSEN.

Pos. 11: Dachbleche

$$l_1 = l_2 = l_3 = 500 \text{ m}$$

Belastung:

$$3 \text{ Lagen Dachdichtung} = 0,20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Dämmung} = 0,10 \cdot 4 =$$

$$\text{Bleche} = 0,15 \cdot 4 =$$

$$g = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Schnee} \quad s = 0,75 \cdot 4 =$$

$$\underline{\underline{q = 1,20 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\max F_F = 5,00^2 \cdot 1,20 \cdot 0,08 = 2,40 \text{ kN/m}$$

$$\min F_{St} = 4 \cdot 0,10 = 3,00 \cdot 4 =$$

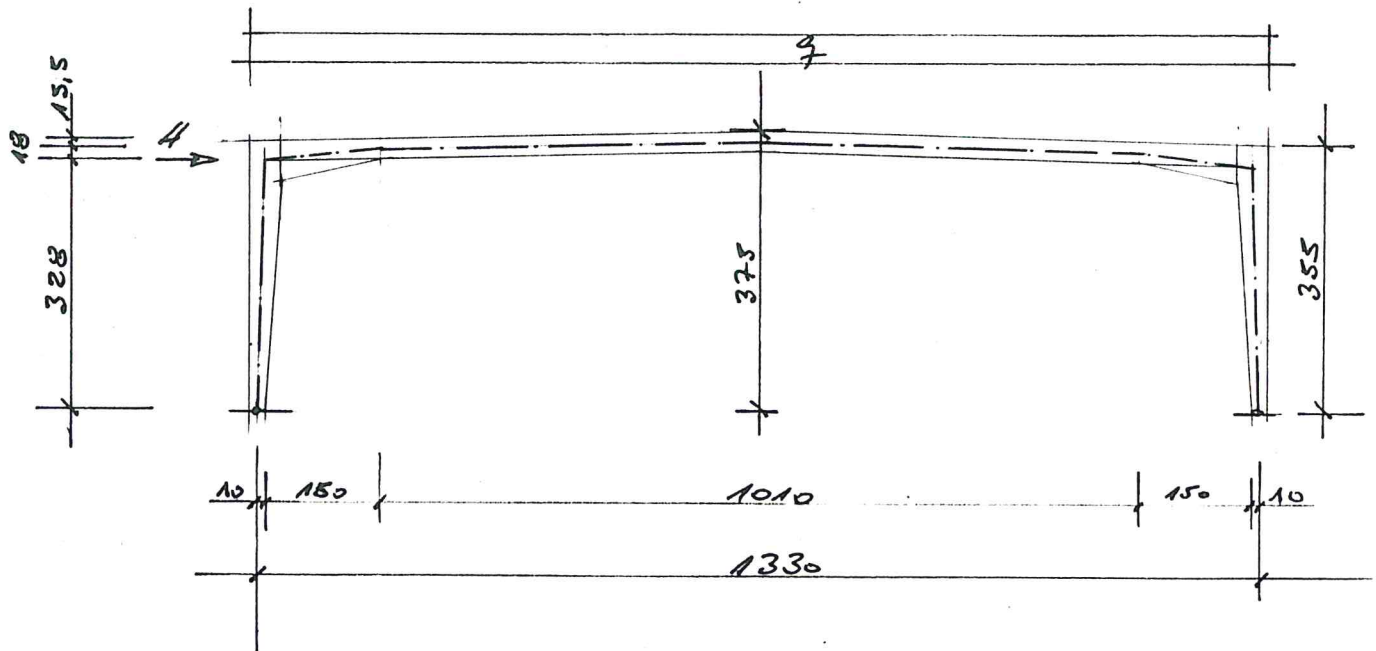
$$A = 5,00 \cdot 1,20 \cdot 0,40 = 2,40 \text{ kN/m}$$

$$B = 5,00 \cdot 1,20 \cdot 1,10 = 6,60 \cdot 4 =$$

Auswärt:

Trapezbleche, Nachweis
durch die Lieferfirma.
siehe Nachtrag

Pos. 12: Stahlbinder

System u. Belastung:

aus Pos. 11

$$= 6,60 \text{ kN/m}$$

Binder

$$= 0,40 \cdot 4$$

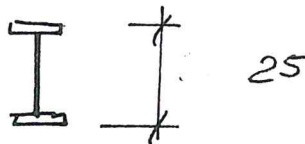
$$q = 7,00 \text{ kN/m}$$

aus Wind auf die Traufe

$$\left(\frac{3,30}{2} + 0,60 \right) \cdot 0,80 \cdot 1,2 \cdot 5,00 = \pm 6,75 \text{ kN}$$

$$\text{Zuschl. Stabilit.} \sim \frac{13,30 \cdot 7,00}{100} = \pm 0,95 \cdot 4$$

$$H = \pm 7,70 \text{ kN}$$

Querschnittswerte1.) Stiel:Im $\frac{1}{4}$ -Punkt üb. Fdb:

2 Bl. 150 · 12 mm

Steg $t = 8$ mm

$$\tilde{J}_x = 5391 \text{ cm}^4$$

$$A = 54,2 \text{ cm}^2$$

Im $\frac{3}{4}$ -Punkt. üb. Fdb.

$$h = 35 \text{ cm},$$

sonst wie vor:



$$\tilde{J}_x = 11875 \text{ cm}^4$$

$$A = 62 \text{ cm}^2$$

2.) RiegelIm Bereich Voute

max: IPE 270 + Voute

$$h \approx 54 \text{ cm}$$



IPE 270

$$\tilde{J}_x \approx 18400 \text{ cm}^4 *$$

$$A \approx 748 \text{ cm}^2$$

*) Für die Schnittgrößenermittlung
genügend genauMitte:

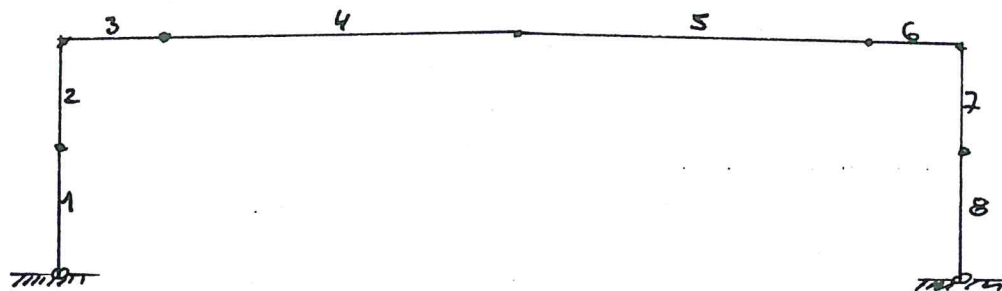
IPE 270

$$\tilde{J}_x = 5790 \text{ cm}^4$$

$$A = 49,9 \text{ cm}^2$$

ALLGEMEINES STABWERK 52 PC 10

P O S : 12



Materialkonstante E-Modul (KN/m*2)
210000000

Querschnittswerte	Traegheitsmoment	Flaeche
Querschnitts Nr.	I (m*4)	A (m*2)
1	0.00005391	0.0054200
2	0.00011875	0.0062000
3	0.00012100	0.0062400
4	0.00005790	0.0050000

System	Freiheitsgrad								
Stab	L	H	Querschnitt	u1	v1	r1	u2	v2	r2
1	0.05	1.60	1	0	0	1	2	3	4
2	0.05	1.68	2	2	3	4	5	6	7
3	1.50	0.18	3	5	6	7	8	9	10
4	5.05	0.16	4	8	9	10	11	12	13
5	5.05	-0.16	4	11	12	13	14	15	16
6	1.50	-0.18	3	14	15	16	17	18	19
7	0.05	-1.68	2	17	18	19	20	21	22
8	0.05	-1.60	1	20	21	22	0	0	23

ALLGEMEINES STABWERK S2 PC 10

P O S : 12

Belastung Lastfall Voll-Last
Stablaster Art: 1=Einzellast (KN) 2=Trapezlast (KN/m)
Richtung: 1=horizontal 2=vertikal 3=laengs 4=quer

Stab	Art	Richtung	P1	P2	Abstand von Ende 1 (m)
3	2	2	7.00	7.00	
4	2	2	7.00	7.00	
5	2	2	7.00	7.00	
6	2	2	7.00	7.00	

Schnittgroessen Lastfall Voll-Last

STAB	NORMALKRAEFTE (KN)		QUERKRAEFTE (KN)		BIEGEMOMENTE (KNM)	
Nr	N1	N2	Q1	Q2	M1	M2
1	-46.76	-46.76	-28.51	-28.51	-0.00	-45.63
2	-46.72	-46.72	-28.58	-28.58	-45.63	-93.66
3	-35.20	-33.95	41.95	31.53	-93.66	-38.15
4	-31.02	-29.94	34.41	-0.92	-38.15	46.46
5	-29.94	-31.02	0.92	-34.41	46.46	-38.15
6	-33.95	-35.20	-31.53	-41.95	-38.15	-93.66
7	-46.72	-46.72	28.58	28.58	-93.66	-45.63
8	-46.76	-46.76	28.51	28.51	-45.63	-0.00

Verschiebungen Lastfall Voll-Last

Stab		horizontal	vertikal	Verdrehung
1	li	0.0000000	0.000000	-0.003852
	re	-0.0044447	-0.000073	-0.000626
2	li	-0.0044447	-0.000073	-0.000626
	re	-0.0020081	0.000060	0.004068
3	li	-0.0020081	0.000060	0.004068
	re	-0.0009203	0.009460	0.007909
4	li	-0.0009203	0.009460	0.007909
	re	0.0000001	0.044230	-0.000000
5	li	0.0000001	0.044230	-0.000000
	re	0.0009206	0.009459	-0.007909
6	li	0.0009206	0.009459	-0.007909
	re	0.0020084	0.000060	-0.004068
7	li	0.0020084	0.000060	-0.004068
	re	0.0044448	-0.000073	0.000626
8	li	0.0044448	-0.000073	0.000626
	re	0.0000000	0.000000	0.003852

Durch Vergleichsrechnung
geprüft

ALLGEMEINES STABWERK S2 PC 10

P O S : 12

Belastung Lastfall wind + Voll-Last
Stablaster Art: 1=Einzellast (KN) 2=Trapezlast (KN/m)
Richtung: 1=horizontal 2=vertikal 3=laengs 4=quer

Stab	Art	Richtung	P1	P2	Abstand von Ende 1 (m)
3	2	2	7.00	7.00	
4	2	2	7.00	7.00	
5	2	2	7.00	7.00	
6	2	2	7.00	7.00	

Knotenlasten

Freiheitsgrad	Last (KN)
5	7.70

Schnittgroessen Lastfall wind + Voll-Last

STAB	NORMALKRAEFTE (KN)		QUERKRAEFTE (KN)		BIEGEMOMENTE (KNM)	
Nr	N1	N2	Q1	Q2	M1	M2
1	-44.74	-44.74	-24.48	-24.48	-0.00	-39.18
2	-44.70	-44.70	-24.54	-24.54	-39.18	-80.43
3	-38.56	-37.31	39.64	29.21	-80.43	-28.42
4	-34.57	-33.49	32.41	-2.93	-28.42	46.05
5	-33.60	-34.69	-0.87	-36.20	46.05	-47.60
6	-37.76	-39.01	-32.99	-43.41	-47.60	-105.31
7	-48.73	-48.73	32.13	32.13	-105.31	-51.31
8	-48.77	-48.77	32.05	32.05	-51.31	-0.00

Verschiebungen Lastfall wind + Voll-Last

Stab		horizontal	vertikal	Verdrehung
1	li	0.0000000	0.0000000	-0.001186
	re	-0.0004229	0.000050	0.001584
2	li	-0.0004229	0.000050	0.001584
	re	0.0052323	0.000276	0.005614
3	li	0.0052323	0.000276	0.005614
	re	0.0065300	0.011457	0.008772
4	li	0.0065300	0.011457	0.008772
	re	0.0073627	0.043924	-0.001073
5	li	0.0073627	0.043924	-0.001073
	re	0.0083215	0.007329	-0.006933
6	li	0.0083215	0.007329	-0.006933
	re	0.0091749	-0.000154	-0.002465
7	li	0.0091749	-0.000154	-0.002465
	re	0.0083717	-0.000193	0.002813
8	li	0.0083717	-0.000193	0.002813
	re	0.0000000	0.0000000	0.006440

Durch Vergleichstechnik
geprüft

Bemessung1.) SpiegelNachweis Element 5 rechts'

LF H/2: $M = - 47,60 \text{ kNm}$

$N = - 34,69 \text{ kN}$

LF H: $M = + 46,46 \text{ kNm}$

$N = - 29,94 \text{ kN}$

Auswahl:I PE 270

$F = 45,9 \text{ cm}, F_x = 5790 \text{ cm}^4$

$W_x = 429, i_x = 11,2$

$s_{kx} \approx 13,30 \text{ m}$

$\lambda_x = \frac{1330}{11,2} = 119 \rightarrow \omega = 2,39$

$\sigma = \frac{34,69}{45,9} + \frac{4760}{429}$

$= 0,76 + 11,1 = \underline{\underline{11,86 \text{ kN/cm}^2}}$

$\sigma_w = 2,39 \cdot 0,76 + 0,9 \cdot 11,10 = \underline{\underline{11,31}}$

< zul.

$\lambda \approx l/300$

KIPPSICHERHEITSNACHWEIS

Zu Pos. Nr. 12

Nach Din 4114, Ri.15

Profilwerte : I PE 270

Profilhoehe	(mm)	=	270
Flanschdicke	(mm)	=	10.2
Flaechenmoment Jy	(cm ⁴)	=	5790
Flaechenmoment Jz	(cm ⁴)	=	420
Drillwert Jt	(cm ⁴)	=	16
Drillwert CM	(cm ⁶)	=	70580

Belastung:

max. Moment	(knm)	=	46.4
Momentenbeiwert Zeta		=	1.12
Belastung oben			
Freie Laenge	(m)	=	4.3

Ergebnisse :

Sigma ki	(kn/cm ²)	=	18.08333
Sigma k St.37	(kn/cm ²)	=	18.08333
Sigma k St.52	(kn/cm ²)	=	18.08333
Sigma aus Mom.	(kn/cm ²)	=	10.40995
Kippsicherheit (St.37)		=	1.73712

Durch Vergleichsrechnung
geprüft

2. StielhemmungNachweis Element 7' oben

<u>LF 42:</u>	$H = - 105,3 \text{ kNm}$
	$N = - 48,73 \text{ kN}$
<u>LF 4:</u>	$H = - 93,66 \text{ kNm}$
	$N = - 46,72 \text{ kN}$

Knicklängenbeiwert:

$$\beta_0 / \beta \approx \frac{5790}{(5391 + 11875) \cdot \frac{1}{2}} \approx 1 / 1,50$$

$$C = \frac{1,50 \cdot 13,30}{1 \cdot 3,30} = 6,05$$

$$m = 1$$

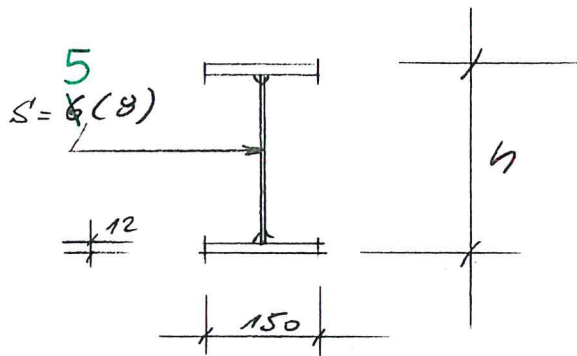
$$\beta_1 = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot (1+1)} \cdot \sqrt{4 + 1,4 \cdot 6,05 + 0,02 \cdot 6,05^2}$$

$$= 3,63$$

$$s_k = 3,63 \cdot 3,30 = 11,98 \sim \underline{12,0 \text{ m}}$$

Gewärt:

Profil aus Blechen geschweißt.
Flansche $\nabla 150 \cdot 12 \text{ mm}$
Stegblech $\nabla t = 5 \text{ mm } \Delta a = 4$
-H- oben $\nabla t = 8 \text{ mm } \Delta D = 6 \text{ mm}$
Stielhöhe oben = 400 mm
unten = 200 mm

Querschnittswerte1.1 Oben

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$F = 54,8 \text{ cm}^2, \quad I_x = 14941 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 747 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 16,51 \text{ cm}$$

2.1 Unten

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$F = 44,8 \text{ cm}^2, \quad I_x = 3015 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 302 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 8,20 \text{ cm}$$

$$\eta = \frac{1200}{16,51} = 72,7 \quad \rightarrow \quad \omega = 1,45$$

$$\sigma = \frac{48,73}{54,8} \pm \frac{10530}{747}$$

$$= 0,89 \pm 14,09 = 14,98 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_w = 1,45 \cdot 0,89 \pm 0,89 \cdot 14,09 = 13,97$$

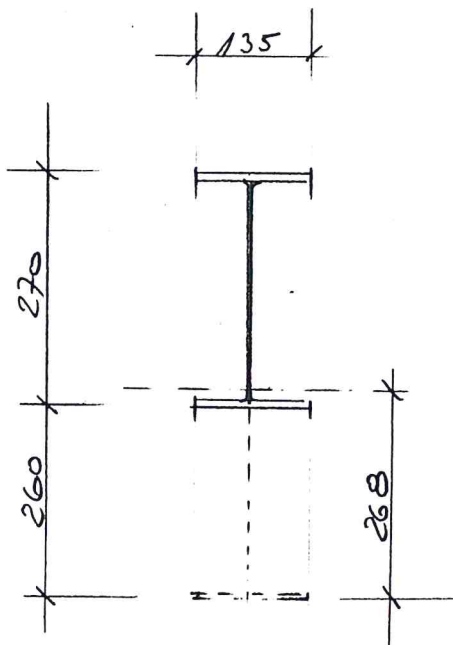
$$\leq \frac{16100}{LFH2.}$$

3. Bemessung RahmeneckeElement 6 'rechts'

$$M = - 105,3 \text{ kNm}$$

$$N = - 39,01 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Anschl.}} = 4873 \cdot \text{N}$$

Gewicht:

I PE 270 + I PE 270
diagonal aufgetragen
u. Unterschlüsselt.

$$F_c = 45,9 + 0,66 \cdot 25 + 13,5 \cdot 12 = 76,2 \text{ cm}^2$$

$$I_{x0} = 26497 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{26497}{26,8} = 988 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{39,01}{76,2} + \frac{105,3}{988}$$

$$= 0,51 + 10,65 = 11,16 \text{ kN/cm}^2$$

< zul. $\sigma_w \ll \sigma_{zul} !!$

Anschluß für Querkraft aus Riegel

Gewählt:

Kopfplatte $t = 10 \text{ mm}$,

uml. $\Delta a = 5 \text{ mm}$,

2 M20 Rohrschrauben

$$\text{zul } N_A = 2 \cdot 35,2 = 70,40 \text{ kN}$$

$$\text{zul } N_L = \sim 2 \cdot 48,0 = 96 \text{ kN}$$

$$> \text{Vork} = \underline{\underline{48,7}}$$

Anschluß Biegemoment.

Aufgeteilt in Zug- u. Druck im Bereich
Ober- u. Untergurt.

$$h = 53 \text{ cm.}$$

$$Z = - D = \sim \frac{105,3}{0,53} = \underline{\underline{199 \text{ kN}}}$$

Gewählt:

Auf Oberflansch Zuglasche

$\# 150 \times 20 \text{ mm}$, $\Delta a = 7 \text{ mm}$,

Stiel-Kopfplatte $t = 12 \text{ mm}$

$\Delta a = 6 \text{ mm}$ uml.

6 M20 Rohrschrauben.

6 M20

$$\text{zul } N_A = G \cdot 35,2 = 211 \text{ kN}$$

$$\text{zul } N_L = \sim 6 \cdot 48 \cdot 1,2 = \sim 418 \text{ kN}$$

$$> \underline{\underline{199}}$$

Lasche ∇ 150 x 20

$$F_{\text{netto}} = (15 - 2 \cdot 2,1) \cdot 200 = 216 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{199}{216} = 9,21 \text{ kN/cm}^2$$

$$< \underline{\underline{16,00}}$$

Schweißnaht:

Flanken-Kellnaht

$$a = 7 \text{ mm},$$

$$\text{Länge} \approx 25 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{199}{2 \cdot 0,70 \cdot 25} = 568 \text{ kN/cm}^2$$

$$< \underline{\underline{13,50}}$$

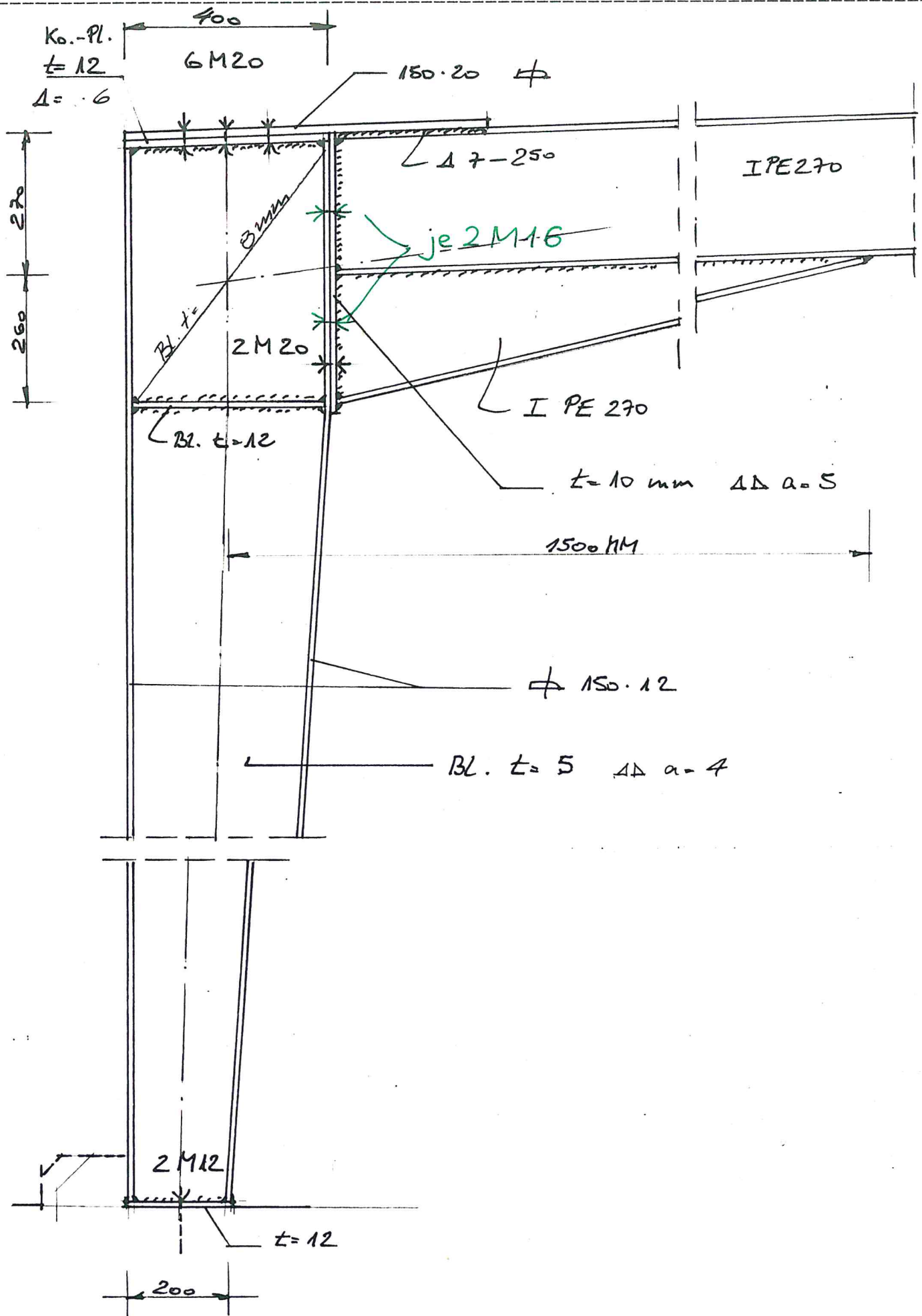
Alles weitere gem. Skizze4. Fußverankerung

$$H \approx 32 \text{ kN}$$

Aussehen:

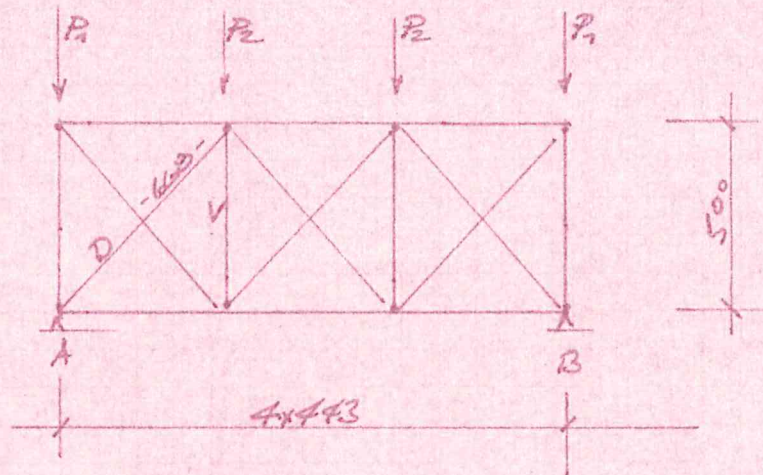
Betonknagge gem. Fdt.-Pos.

+ 2 M12, Fußpl. $t = 12 \text{ mm}$



Pos. 13 : Dachverband

System u. Belastung



aus Wind:

$$q_w = \left(\frac{3,40}{2} + 0,60 \right) \cdot 0,50 \cdot 1,2 = 1,38 \text{ kN/m}$$

Stabilisierung (V/m)

$$6 \cdot 5,90 / 100 = 0,35 \cdot 4$$

$$\Sigma q_k = 1,73 \text{ kN/m}$$

$$P_1 = \frac{4,43}{2} \cdot 1,73 = 3,83 \text{ kN}$$

$$P_2 = 4,43 \cdot 1,73 = 7,66 \text{ kN}$$

$$Q = B = 7,66 + 3,83 \approx 11,50 \text{ kN}$$

$$D = \frac{7,66}{5,00} \cdot 6,68 = 10,23 \text{ kN}$$

Vorh. sind 2 Verbände; alle Schnittkräfte halten !!

Auswählt:

Diagonalen M12

zul N = 8,3 kN > 1923/2

Auswählt:

V-Stäbe Rohr ϕ 60,3
s = 4,0 mm

Kopfplatte t = 10 mm, 2 M12

$$\lambda = \frac{500}{2,00} = 2,50 \leq 250 \quad \omega = 10,47$$

$$\sigma_{\omega} = \frac{10,47 \cdot 1150 \cdot 1}{707} = 8,52 \text{ kN/cm}^2 \leq 19,00$$

Im Bereich Vordach konst. wie im
Pos.-Plan angegeben!

Pos. 14: Giebelträger

$$l_1 + l_2 = 4,43 \text{ m.}$$

$$l_k = 3,00 \text{ m}$$

$$\text{am Dach: } \frac{5,00}{2} \cdot 1,20 = 3,00 \text{ kN/m}$$

$$E_g = 0,20 \cdot 4 =$$

$$\text{Borde} = 0,30 \cdot 4 =$$

$$g = 3,50 \text{ kN/m}$$

Keine Windlasten angesetzt! Die Windlasten werden von den waagerechten Wandblechen auf die Stützen abgeleitet.

Schnittkräfte gem. Progr.

Aus Dachverband:

$$N = \pm \frac{11,80 \cdot 6,65 - 7,66 \cdot 2,21}{8,00} = \pm 1191 \text{ kN}$$

ausw.:

I PE 180

$$\sigma_{\text{trag}} = \frac{1575}{146} = 10,79 \text{ kN/cm}^2 < \underline{14,00}$$

$$\tau_y = \frac{443}{2,05} = 216 \quad \xrightarrow{w = 7,88} \quad w = 7,88$$

Felder:

$$\sigma = \frac{1191}{23,9} + \frac{792}{146} = 0,50 + 5,42 = 5,92 \text{ kN/cm}^2 < \underline{14,00}$$

$$\sigma_w = 7,17 \cdot 0,50 + 0,90 \cdot 5,42 = \underline{8,46}$$

POS. 14: TRÄGER ÜBER 3 FELDER

SYSTEMWERTE UND GLEICHLASTEN

Feld	L (m)	I (dm ⁴)	q (kN/m)	q (kN/m)	Auflager	b (m)
1	4.430	1.00	3.50	3.50	A frei	0.060
2	4.430	1.00	3.50	3.50	B frei	0.060
3	4.430	1.00	3.50	3.50	C frei	0.060
					D frei	0.060

KRAGARME

Aufl.	L (m)	g (kN/m)	q (kN/m)	min P (kN)	max P (kN)
A	3.000	3.50	3.50	0.00	0.00
D					

SCHNITTGRÖSSEN

Feld- und Stützenmomente (kNm), Quer- und Auflagerkräfte (kN)

Feld	max MF	min MF	mind MF
1	0.62	0.62	2.86
2	3.49	3.49	2.86
3	5.08	5.08	4.83

Aufl.	min MS	max MS	min MS'	min MSI	min MSII
A	-15.75	-15.75	-15.59		
B	-2.67	-2.67	-2.58		
C	-7.92	-7.92	-7.78		
D	-0.00	-0.00			

Aufl.	max Ql	max Qr	max V	min V	V (g)
A	10.50	10.71	21.21	21.21	21.21
B	4.80	6.57	11.37	11.37	11.37
C	8.94	9.54	18.48	18.48	18.48
D	5.96		5.96	5.96	5.96

Durch Vergleichsrechnung
geprüft

POS. 15: TRÄGER ÜBER 3 FELDER

SYSTEMWERTE UND GLEICHLASTEN

Giebelträger

Feld	L (m)	I (dm ⁴)	g (kN/m)	q (kN/m)	Auflager	b (m)
					A frei	0.060
1	4.430	1.00	3.50	3.50	B frei	0.060
2	4.430	1.00	3.50	3.50	C frei	0.060
3	4.430	1.00	3.50	3.50	D frei	0.060

SCHNITTGRÖSSEN

wie bei Pos. 14

Feld- und Stützenmomente (kNm), Quer- und Auflagerkräfte (kN)

Feld	max MF	min MF	mind MF
1	5.49	5.49	4.83
2	1.72	1.72	2.86
3	5.49	5.49	4.83

Aufl.	min MS	max MS	min MS'	min MSI	min MSII
A	-0.00	-0.00			
B	-6.87	-6.87	-6.74		
C	-6.87	-6.87	-6.74		
D	-0.00	-0.00			

Aufl.	max QI	max Qr	max V	min V	V(g)
A		6.20	6.20	6.20	6.20
B	9.30	7.75	17.06	17.06	17.06
C	7.75	9.30	17.06	17.06	17.06
D	6.20		6.20	-6.20	6.20

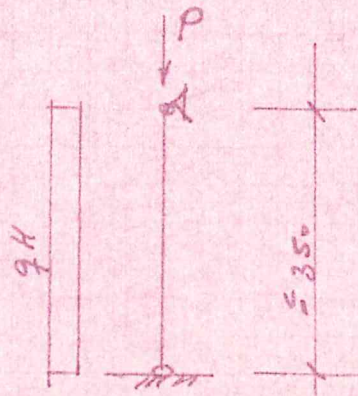
Durch Vergleichsrechnung
geprüft

Gewählt:

IPE 180

$$\sigma = \frac{687}{146} = 4.71 \text{ kN/cm}^2 < \underline{\underline{14.00}}$$

Pos. 16 : Giebelstützen



am Wind:

$$q_h = 4,43 \cdot 250 = 221 \text{ kN/m}$$

$$M = 3,50^2 \cdot 221 / 3 = 338 \text{ kNm}$$

am Giebelträger $\approx 18,48 \text{ kN}$

Fassade $\sim 4,43 \cdot 3,50 \cdot 0,30 = 4,65 \text{ kN}$

Eg $\approx 0,67 \text{ kN}$

P = 23,8 kN

Querschnitt:

IPE 140, ab. runt. Ko.-Pl.
t = 10 mm,

oben 2/12

$i_x = 5,74 \text{ cm}$ $F = 16,4 \text{ cm}^2$

$i_y = 1,65 \text{ cm}$

$W_x = 77,3 \text{ cm}^3$

$\sigma_x = 250 / 5,74 = 61 \rightarrow \omega = 1,31$

$\sigma_y = 11 / 1,65 = 212 \rightarrow \omega = 7,59$

Lastfall H

$$\sigma_w = \frac{7,59 \cdot 23,8}{16,4} = 11,0 \text{ kN/cm}^2 < \underline{14,00}$$

Lastfall H2

$$\sigma = \frac{23,8}{16,4} \pm \frac{338}{77,3}$$

$$= 1,45 \pm 4,37 = 5,82 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_w = 1,31 \cdot 1,45 \pm 0,9 \cdot 4,37 = 5,83 \text{ kN/cm}^2$$

< 16,00

Pos. 17: Eckstützen

$$sk \leq 3,50 \text{ m}$$

aus Wind:

$$q_L = \frac{3,00}{2} \cdot 0,50 = 1,25 \text{ kN/m}$$

$$M = 3,50^2 \cdot 1,25 / 8 = 1,91 \text{ kNm}$$

$$\text{aus Giebelträger:} = 6,20 \text{ kN}$$

$$\text{Fassade wie bei Pos. 16} \sim 4,70 \cdot 4$$

$$E_s = 0,70 \cdot 4$$

$$N' = 11,60 \text{ kN}$$

gewählt:

L 100 x 8

KapL. t = 10 mm, 2 MAZ

$$r = 350 / 3,06 = \frac{114}{97} \quad w = \frac{221}{185}$$

$$\beta = \frac{11,60}{15,5} \pm \frac{1,91}{19,9}$$

$$0,75 \pm 9,60 = 10,35 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_{ed} = 1,35 \cdot 0,75 + 0,9 \cdot 9,60 = 10,03 \cdot 4$$

$$< 16,00$$

Pos. 17a: Eckstütze Bereich Vordach

$$sk < 3,50 \text{ m.}$$

$$M_H = 1,91 \text{ kNm}$$

$$\text{aus Pos. 14} = 21,21 \text{ kN}$$

$$\text{Fassade} + E_s = 4,79 \cdot 4$$

$$N = 26,0 \text{ kN}$$

Gewählt:

| IPBL 100 |

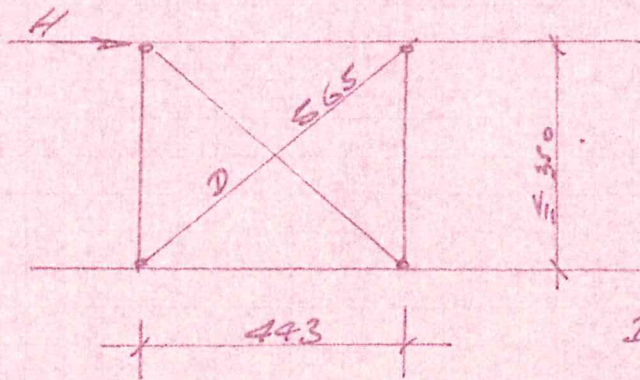
$$z = \frac{25,0}{21,2} \pm \frac{191}{72,8}$$

$$= 1,18 \pm 2,62 = 3,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 3,26 \cdot 1,18 \pm 0,9 \cdot 2,62 = 6,20 \cdot 4$$

$$< 16,00$$

| Pos. 18 : Giebelverband |



$$H = \frac{1}{2} \cdot 7,7 = 3,85 \text{ kN}$$

Vergl. Pos. 12

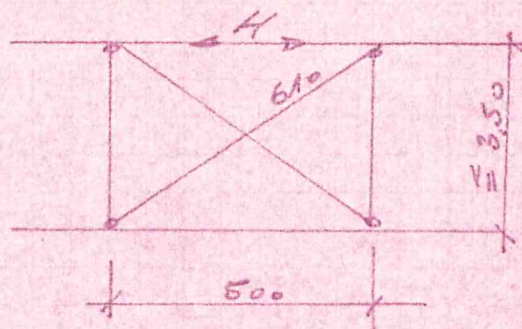
$$D = \frac{3,85 \cdot 565}{4,43} = 49,1 \text{ kN}$$

Gewählt:

| Zugstangen M12 |

$$\text{Zul. } z = 8,32 \text{ kN}$$

| Pos. 19 : Traufverband |

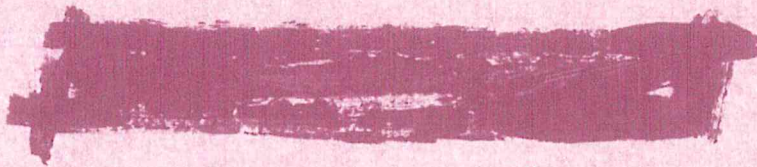


aus Pos. 13, ohne Stab.

$$H = \frac{13,30 \cdot 1,38}{2} = 9,18 \text{ kN}$$

$$D = \frac{9,18 \cdot 6,10}{5,0} = 11,2 \text{ kN}$$

$$V = \frac{9,18 \cdot 3,50}{5,0} = 6,4 \text{ kN}$$



Es werden 2 Verbände angeordnet.

$$D' = \frac{1}{2} \cdot 11,2 = 5,60 \text{ kW}$$

Gesamt:

Zugketten MA2

$$\text{zul } N = \underline{\underline{8,32 \text{ kW}}} > 5,60$$

Pos. 20: Fensterriegel

a) unter dem Fensterband

aus Profilverglasung

$$0,30 \text{ kW/m}$$

E_g

$$\frac{0,10 \cdot 4}{q_v} = 0,40 \text{ kW/m}$$

$$M_v = \frac{5,00^2}{8} \cdot 0,40 = 1,25 \text{ kNm}$$

$$\text{Wind: } q_h = \frac{1,00}{2} \cdot 0,50 = 0,25 \text{ kN/m}$$

$$M_H = \frac{5,00^2}{8} \cdot 0,25 = 0,78 \text{ kNm}$$

Gesamt:

L 100 x 8

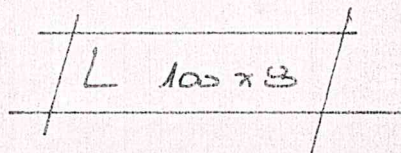
$$Z = \frac{1,25 + 0,78}{19,9} = \frac{10,20 \text{ kN/cm}^2}{1600}$$

b) über dem Fensterband

$$M_H \approx \text{wie vor} = 0,78 \text{ kNm}$$

$$\text{aus Verband: } N = -11,50/2 = -5,75 \text{ kN}$$

$$s_k = 5,00 \text{ m}$$

gewählt:

$$r = 500 / 3,06 = 163,4 \quad \rightarrow \omega = 4,51$$

$$s_w = \frac{4,51 \cdot 5,75}{15,8} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_z = \frac{73}{19,9} = 3,92 \text{ kN/cm}^2 \quad \left. \vphantom{s_z} \right\} < \underline{14,00}$$

AUFGESETZT:

26.10.1987

DIPL. ING. JÜRGEN LASS
 INGENIEURBÜRO FÜR BAUWESEN
 AM ALTENFELDSDEICH 18 · TEL. 04125/10 78
 2201 SEESTERMOHE

In statischer Hinsicht geprüft: 2 Ausf.
 Dat.: 9.11.87 Nr. im Prüfverz.: 87PM 05/01

Dipl.-Ing. Klaus König
 Prüfingenieur für Baustatik

gem. Verordng. üb. P.f.B. vom 4.1.1972 für die Fachrichtungen:
 Massivbau (Stein-, Beton- und Stahlbetonbau), Stahlbau und Holzbau
 2100 Hamburg 90 (Harbg.) - Eilbendorfer Pferdeweg 36 - ☎ 750001-0