

II . Ausfertigung

Prüfeintragungen beachten

STATISCHE BERECHNUNG

BETRIEBSGEBÄUDES

Bauvorhaben:

Neubau eines ~~Einfamilienhauses~~
in Fertigbauweise

Bauort:

²²
Kurierweg, Flur 28, Flurstück 1307
46562 Voerde

Bauherr:

Fam. Sommer
Bensumskamp 13
46569 Hünxe

Planung und Herstellung:

DAN-WOOD House
Niederlassung Berlin
Justus-von-Liebig-Strasse 7
12489 Berlin
Tel. 030 / 678 239 80

Statik:

Dipl.-Ing. Janusz Ester
Beratender Ingenieur VBI
Hensoldtweg 3
13593 Berlin



Berlin, den 20.11.2006



DIPL.-ING. JANUSZ ESTER
Ingenieurbüro Tragwerksplanung
Hensoldtweg 3 · 13593 Berlin
Tel.: +49(0)30 364 93 31
Fax: +49(0)30 364 04 586
Mob.: +49(0)177 808 33 53
Mail: j.ester@web.de

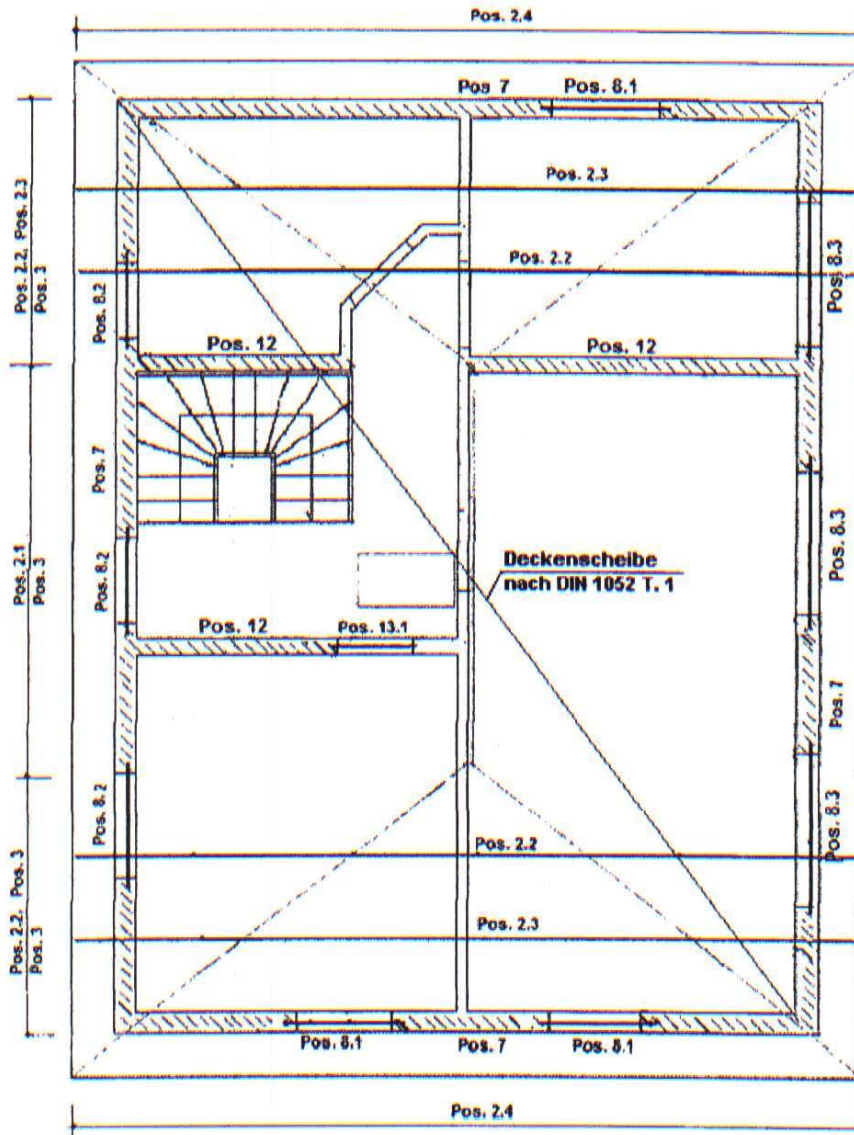
Inhalt:

Seite

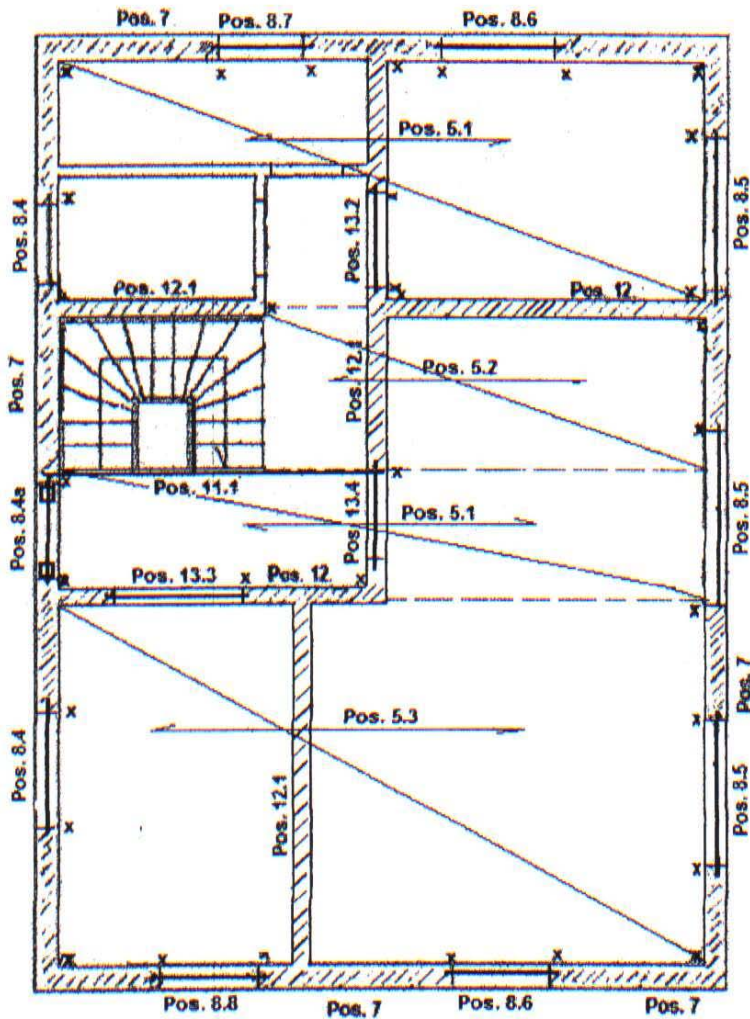
Positionsplan Dachkonstruktion / 1. Obergeschoss	3
Positionsplan. Decke über Erdgeschoss.....	4
Vorbemerkungen	5
Pos. 1 Lastannahmen	8
Pos. 2.1 Dachkonstruktion - Fachwerksbinder.....	10
Pos. 2.2 Dachkonstruktion - Fachwerksbinder.....	17
Pos. 2.3 Dachkonstruktion - Fachwerksbinder.....	25
Pos. 2.4 Dachkonstruktion - Fachwerksbinder.....	32
Pos. 3 Dachaufsteifung.....	38
Pos. 4.1 Aussteifung –Decke über 1. OG.....	39
Pos. 4.2 Deckenscheibe – Decke über Erdgeschoss	40
Pos. 5.1 Holzbalkendecke Erdgeschoß	41
Pos. 5.2 Holzbalkendecke Erdgeschoss	43
Pos. 5.3 Holzbalkendecke Erdgeschoss	45
Pos. 7 Außenwände.....	47
Pos. 8.1 Fensterstürze (1. OG).....	48
Pos. 8.2 Fensterstürze (1. OG).....	50
Pos. 8.3 Türstürze (1. OG).....	52
Pos. 8.4 Fensterstürze (EG)	54
Pos. 8.4a Türsturz (EG)	56
Pos. 8.5 Türstürze (EG)	58
Pos. 8.6 Tür- und Fensterstürze (EG).....	60
Pos. 8.7 Fenstersturz (EG)	62
Pos. 8.8 Türsturz (EG).....	64
Pos. 11.1 Deckengleicher Balken (Flur EG)	66
Pos. 12 Tragende Innenwände 1. OG/EG	68
Pos. 12.1 Tragende Innenwände EG	69
Pos. 13.1 Türsturz (1. OG).....	69
Pos. 13.2 Türsturz (EG)	70
Pos. 13.3 Sturz (EG)	72
Pos. 13.4 Türsturz (EG)	74
Pos. 14.1 Gebäudeaussteifung – Wandscheiben 1. OG.....	76
Pos. 14.2 Gebäudeaussteifung – Wandscheiben EG	77
Pos. 15 Befestigung der Aussenwand	78
Pos. 16 Befestigung der Querwände	78
Pos. 17 Anschluss Aussenwand/Innenwand und Aussenwand/Giebelwand.....	78
Pos. 18 Lastenzusammenstellung	78

Anlage: - Wärmeschutznachweis nach EnEV 2004

Positionsplan Dachkonstruktion / 1. Obergeschoss



Positionsplan Decke über Erdgeschoss



 Aussteifende Wände

SH. 5.78

X => Wandverankerung siehe Detail des Hausherstellers

VORBEMERKUNGEN

Allgemeines

Bei dem vorliegenden Bauvorhaben handelt sich um den Neubau eines ~~Einfamilienhauses~~ ^{BETRIEBSGEBÄUDES} in Fertigbauweise am Kurierweg, Flur 28, Flurstück 1307 in 46562 Voerde.

Berechnungsgrundlage

Der nachfolgenden statischen Berechnung liegen die die Entwurfspläne im Maßstab 1 : 100 erstellt von DAN WOOD House und die zur Zeit geltenden Bestimmungen zugrunde.

Baustoffe

Für die Güte der eingebauten Materialien und die Standsicherheit der Montagezustände haften die ausführenden Unternehmer.

Nadelholz : NH, S10
Brettschichtholz : BSH, BS11
Stahlprofil : St-37, ggf. in Schweißgüte gemäß DAST-Richtlinien
ZB 5R

Konstruktionsbeschreibung.

Fußboden EG Bodenbelag
Fliessestrich d = 45 mm
80 mm Wärmedämmung
Folie
150 mm Bodenplatte

Außenwände Mineralputz d = 6 mm
Styropor d=100 mm
OSB Holzwerkstoffplatten d = 12 mm
50x120 mm Holzständerwerk
Mineralfaserdämmung d = 120 mm
Dampfsperre PE-Folie
OSB Holzwerkstoffplatten d = 12 mm
Gipskartonplatten d = 12,5 mm

Innenwände tragend Gipskartonplatten d = 12,5 mm
OSB-Holzwerksstoffplatten d = 12 mm
50x120 mm Holzständerwerk
Mineralfaserdämmung d = 50 mm
OSB Holzwerkstoffplatten d = 12 mm
Gipskartonplatten d = 12.5 mm

**Innenwände
nicht tragend**

Gipskartonplatten d = 12,5 mm
OSB-Holzwerkstoffplatten d = 12 mm
50x 80 mm Holzständerwerk
Mineralfaserdämmung d = 50 mm
OSB-Holzwerkstoffplatten d = 12 mm
Gipskartonplatten d = 12,5 mm

Decke über Erdgeschoss

Fliessestrich d = 45 mm
Trittschalldämmung d = 30 mm
Holzwerkstoffplatten d = 22 mm
Holzbalkendecke 70 x 220 mm
Mineralfaserdämmung d = 50 mm
Lattung d = 22 mm (22 x 72 mm)
Gipskartonplatten d = 12.5 mm

Dach / Dachgeschoss

Betondachsteinen Eternit bzw. BRAAS
Lattung d = 35 mm (35 x 47 mm)
Konterlattung d = 27 mm (27 x 47 mm)
Diffusionsoffene Unterspannbahn
Dachbinder 70x220 mm

Decke über 1. Obergeschoss

Holzbalken (Untergurt) 70 x 220 mm
Mineralfaserdämmung d = 220 mm
Dampfsperre PE-Folie
Holzwerkstoffplatten d = 22 mm
GKF - Platten d = 12.5 mm

Hinweis für den Wärmeschutznachweis:

Verglasung: Isolierverglasung mit $U_v = 1,10 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$
Rahmen: Holzrahmen, Rahmengruppe 1.
Nach DIN 4108 Teil 4 Tabelle 3: $U_f = 1,50 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$

Gründung.

EINER ELASTISCH GEFÜßTEN
Die Gründung erfolgt auf ~~Streifenfundamenten~~ und die Bodenplatte wird konstruktiv hergestellt.
Es liegt kein Bodengutachten vor.

Die Zulässigkeit der angenommenen Bodenpressung ist örtlich unter Beachtung der DIN 1054 Tabelle 1 bis 6 zu überprüfen.

Der Baugrund und die Grundwasserverhältnisse sind nach dem Aushub und vor dem Baubeginn vom verantwortlichen Bauleiter vor Ort zu überprüfen.

Werden andere Baugrundverhältnisse festgestellt, so ist der Aufsteller der statischen Berechnungen zu benachrichtigen.

Bemerkungen

Die Berechnung umfasst die statische Nachweise für ein 2 - geschossiges Einfamilienhaus.

Die Gebäudesteifigkeit ist durch eine ausreichende Anzahl von Längs- und Querwänden sowie durch Ausbildung von Deckenscheiben nach DIN 1052 Teil 1 gewährleistet.

Die sämtlichen Konstruktionsdetails und Verbindungsmitteln sind der statischen Berechnung bzw. den Werkplänen des Hausherstellers zu entnehmen.

Das Gebäude ist ab OK Bodenplatte als Holzrahmenkonstruktion in Großtafelbauweise geplant.

Das Gebäude wird in Leichtbauweise errichtet, wobei die Außenwände mit Mineralputz versehen werden.

Berechnungsvoraussetzungen

Entwurfszeichnungen
DIN 1055 Lastannahmen für Bauten.
DIN 1045 Beton und Stahlbeton
DIN 1054 Grundbau.
DIN 1052 Holzbau.
BMF Katalog
Hilti Katalog
Fischer Katalog

Pos. 1 Lastannahmen

Dachkonstruktion.

Betondachsteine.....	0,50 kN/m ²
Lattung.....	0,05 kN/m ²
Konterlattung.....	0,05 kN/m ²
Holzbinder.....	0,12 kN/m ²
Folie.....	0,01 kN/m ²
	0,73 kN/m ²
	=> g1 = 0,73 / cos 22° = 0.80 kN/m²

Schneelast : Schneezone I, H = 25.40 mü. NN

Regelschneelast:	so = 0.75 kN/m ²
Abminderungswert, bei 22°	ks = 1.00
Schneelast.....	so = 1.00 * 0.75 = 0.75 kN/m²

Windlast.

H < 8 Meter

Standdruck: qw = 0,50 kN/m²

Druckbeiwerte: DN 22°	Dach: Lee Seite cp	= -0,60
	Luv Seite cp	= -0,07
Wände: Lee Wand cp		= -0,50
	Luv- Wand cp	= 0,80

Holzbalkendecke über 1. Obergeschoss :

Mineralfaserdämmung d = 220 mm	-----	0.22 kN/m ²
Holzbalken	-----	0.15 kN/m ²
PE - Folie	-----	0.01 kN/m ²
OSB-Holzwerkstoffplatten d = 22 mm	-----	0.18 kN/m ²
Gipskartonplatten d = 12.5 mm	-----	0.14 kN/m ²
		g2 = 0.70 kN/m²

Verkehrslast Spitzboden	H < 2.0 m	p1 = 1.00 kN/m²
	H > 2.0m	p2 = 2.00 kN/m²

Holzbalkendecke über Erdgeschoss :

Belag -----	0.15 kN/m ²
Fliessenstrich d = 45 mm -----	1.00 kN/m ²
Trittschalldämmung -----	0.03 kN/m ²
Holzwerkstoffplatten d = 22 mm -----	0.18 kN/m ²
Holzbalken.....	0.12 kN/m ²
Mineralfaserdämmung d = 50 mm.....	0.04 kN/m ²
Lattung d = 22 mm-----	0.01 kN/m ²
Gipskartonplatten d = 12.5 mm-----	0.14 kN/m ²

	g2 = 1.67 kN/m²

Verkehrslast
Wohnräume
Trennwandzuschlag

p3 = 2,00 kN/m²
p4 = 0,75 kN/m²

Pos. 2.1 Dachkonstruktion

Fachwerksträger Abstände e = 800 mm

Dachneigung 22°

Lastenzusammenstellung

Fachwerkträgerabstände e = 800 mm

1. Eigenlasten Dach

$$g_1 = 0.80 * 0.80 = 0.64 \text{ kN/m}$$

2. Eigenlast Decke über 1. OG

$$g_2 = 0.70 * 0.80 = 0.56 \text{ kN/m}$$

3. Verkehrslast

$$p_1 = 0.75 * 0.80 = 0.60 \text{ kN/m}$$

4. Schnee

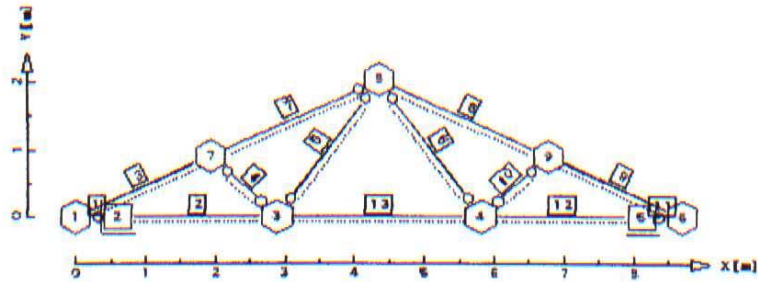
$$s = 0.75 * 0.80 = 0.60 \text{ kN/m}$$

5. Wind

$$w_d/2 = 0.50 * 1.25 * (0.07) * 0.50 * 0.80 / \cos 22^\circ = 0.08 \text{ kN/m}$$

$$w_s/2 = 0.50 * 1.25 * (-0.60) * 0.50 * 0.80 / \cos 22^\circ = -0.16 \text{ kN/m}$$

System
 M = 1 : 80



Knotenbeschreibung		Knoten	X (m)	Y (m)	Knoten	X (m)	Y (m)
		1	0.00	0.00	2 XY	0.60	0.00
		3	2.89	0.00	4	5.81	0.00
		5 Y	8.12	0.00	6	8.70	0.00
		7	1.93	0.90	8	4.35	2.03
		9	6.77	0.90			

Festhaltung: X=horizontal Y=vertikal R=Drehung

Stabbeschreibung		St	von Knoten	bis Knoten	l (cm4)	A (cm2)	h (mm)	Mhr
		1	1 M	2	6211	154	220	1
		2	2	3	6211	154	220	1
		3	1	7	6211	154	220	1
		4	7 M	3 M	6211	154	220	1
		5	3 M	8 M	6211	154	220	1
		6	8 M	4 M	6211	154	220	1
		7	7	8 M	6211	154	220	1
		8	8	9	6211	154	220	1
		9	9	6	6211	154	220	1
		10	4 M	9 M	6211	154	220	1
		11	5	6 M	6211	154	220	1
		12	4	5	6211	154	220	1
		13	3	4	6211	154	220	1

N=Normalkraft-, Q=Querkraft-, M=Momentengelenk

Materialwerte Elastizitätsmodul E = 10000 MN/m²
 Temperaturdehnzahl α_T = 1.2e-005 1/K

Belastung

Lf	Lastart	St	K	R	sl/a (m)	sr/s (m)	q _{ll/Q} (kN/m, kN)	q _{re/M} (kN/m, kNm)
1	Gleichlast	2		Y			0.42	0.42
		12		Y			0.42	0.42
		13		Y			0.42	0.42
2	Gleichlast	3		Y			0.64	0.64
		7		Y			0.64	0.64
		8		Y			0.64	0.64
		9		Y			0.64	0.64
3	Gleichlast	3		Y			0.80	0.80
		7		Y			0.80	0.80
		8		Y			0.80	0.80
		9		Y			0.80	0.80
4	Gleichlast	3		L			0.08	0.08
		7		L			0.08	0.08
5	Gleichlast	8		L			-0.16	-0.16
		9		L			-0.16	-0.16

0,56

Lastkombinationen	Lk	Art	Bemerkung
	1	Min/Max	

Lastkombinationsfaktoren	Lk	*LF 1	LF 2	LF 3	LF 4	LF 5	LF 6
	1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	

* = Lastfall ständig vorhanden

Schnittgrößen Extremwerte aller Lastkombinationen

Stab	x (m)	Maximalwerte			Minimalwerte		
		N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
1	0.00	10.08	-5.80	0.00	1.61	-0.77	0.00
		1.61	-0.77	0.00	10.08	-5.80	0.00
		9.77	-5.65	0.00	9.77	-5.65	0.00
	0.60	10.08	-5.80	-3.48	1.61	-0.77	-0.46
		1.61	-0.77	-0.46	10.08	-5.80	-3.48
2	0.00	10.28	2.27	-3.39	1.92	0.66	-0.55
		10.24	2.31	-3.48	1.93	0.62	-0.46
		1.93	0.62	-0.46	10.24	2.31	-3.48

~

~

	1.47	1.93	0.00	-0.00			
	2.29	10.26 10.24	1.31 1.35	0.70 0.71	1.92 1.93	-0.30 -0.34	-0.13 -0.14
3	0.00	-1.78 -11.59 -11.24	0.02 1.00 0.99	0.00 0.00 0.00	-11.59 -1.78 -11.24	1.00 0.02 0.99	0.00 0.00 0.00
	0.79	-11.15	0.00	0.39			
	2.13	-1.78 -2.13	0.02 0.02	0.04 0.04	-10.41 -10.07	-1.69 -1.69	-0.74 -0.75
4	0.00	0.04 -3.95	0.00 0.00	0.00 0.00	-3.95 -3.95	0.00 0.00	0.00 0.00
	1.32	0.04 -3.95	0.00 0.00	0.00 0.00	-3.95 -3.95	0.00 0.00	0.00 0.00
5	0.00	2.41 2.41	0.00 0.00	0.00 0.00	1.09 2.41	0.00 0.00	0.00 0.00
	2.50	2.41 2.41	0.00 0.00	0.00 0.00	1.09 2.41	0.00 0.00	0.00 0.00
6	0.00	2.40 2.14	0.00 0.00	0.00 0.00	0.86 2.14	0.00 0.00	0.00 0.00
	2.50	2.40 2.14	0.00 0.00	0.00 0.00	0.86 2.14	0.00 0.00	0.00 0.00
7	0.00	-1.79 -8.60 -2.14	-0.01 1.96 -0.02	0.04 -0.75 0.04	-8.95 -2.14 -8.60	1.96 -0.02 1.96	-0.74 0.04 -0.75
	1.56	-8.09	0.00	0.79			
	2.67	-1.79 -7.13	-0.01 -1.41	0.00 0.00	-7.47 -7.13	-1.41 -1.41	0.00 0.00
8	0.00	-1.71 -7.52 -7.07	-0.16 1.32 1.15	0.00 0.00 0.00	-7.52 -1.71 -7.07	1.32 -0.16 1.15	0.00 0.00 0.00
	0.99				-1.71	0.00	-0.08
	1.12	-8.14	0.00	0.74			
	2.67	-1.71 -1.89	0.27 0.27	0.15 0.15	-8.99 -8.82	-1.83 -1.84	-0.68 -0.69
9	0.00	-1.51 -10.19 -1.88	-0.24 1.58 -0.24	0.15 -0.69 0.15	-10.36 -1.68 -10.19	1.58 -0.24 1.58	-0.68 0.15 -0.69
	1.34	-11.10	0.00	0.37			
	1.50				-1.51	0.00	-0.03
	2.13	-1.51 -10.90	0.10 -0.82	0.00 0.00	-11.54 -10.90	-0.94 -0.82	0.00 0.00

10	0.00	0.55 -3.17	0.00 0.00	0.00 0.00	-3.69 -3.17	0.00 0.00	0.00 0.00
	1.32	0.55 -3.17	0.00 0.00	0.00 0.00	-3.69 -3.17	0.00 0.00	0.00 0.00
11	0.00	10.06 1.41	5.73 0.55	-3.32 -0.32	1.41 10.06	0.55 5.73	-0.32 -3.32
	0.58	10.06 9.53	5.73 5.35	0.00 0.00	1.41 9.53	0.55 5.35	0.00 0.00
12	0.00	10.06 1.41	-1.22 0.44	0.63 -0.22	1.41 10.06	0.44 -1.22	-0.22 0.63
	1.05	1.41	0.00	0.01			
	2.31	10.06 1.41	-2.19 -0.53	-3.32 -0.32	1.41 10.06	-0.53 -2.19	-0.32 -3.32
13	0.00	5.98 1.31	0.58 0.61	0.71 -0.13	1.30 5.97	0.59 0.56	-0.14 0.70
	1.39 1.40	5.98	0.00	1.12	1.30	0.00	0.27
	2.92	5.98 1.31	-0.64 -0.62	0.63 -0.14	1.30 5.97	-0.64 -0.66	-0.22 0.55

Extremwerte (fett gedruckt) mit zugehörigen Größen

Verformungen Extremwerte aller Lastkombinationen

K	x (cm)	Maximalwerte		Minimalwerte		
		y (cm)	r (rad)	x (cm)	y (cm)	r (rad)
1	-0.001	-0.018	-0.00011	-0.004	-0.195	-0.00092
2	0.000	0.000	0.00213	0.000	0.000	0.00015
3	0.015	-0.038	-0.00029	0.003	-0.313	-0.00229
4	0.027	-0.033	0.00226	0.005	-0.308	0.00026
5	0.042	0.000	-0.00004	0.007	0.000	-0.00205
6	0.045	-0.008	0.00094	0.008	-0.179	0.00008
7	0.029	-0.036	-0.00004	0.005	-0.303	-0.00055
8	0.018	-0.035	0.00013	0.000	-0.310	-0.00098
9	0.009	-0.028	0.00057	0.001	-0.293	0.00003

vorgegebene Verschiebungen sind enthalten

Auflagerkräfte Extremwerte aller Lastkombinationen

K	X (kN)	Maximalwerte		Minimalwerte		
		Y (kN)	M (kNm)	X (kN)	Y (kN)	M (kNm)
2	0.00	7.86	0.00	-0.49	7.92	0.00
	-0.16	8.11	0.00	-0.32	1.39	0.00
	-0.49	7.92	0.00	-0.49	7.92	0.00
5	0.00	7.42	0.00	0.00	7.42	0.00
	0.00	7.92	0.00	0.00	1.07	0.00

Bemessung: sämtliche Stäbe – Holzprofile 70*220 mm NH, SIO

Maßgebend für die Bemessung sind die Stäbe 2, 3 und 13 (Extremwerte).

Weitere Stäbe Ausführung analog o.w.N.

1. Stab 2

M max = -3,48 kNm
N max = 10,26 kN
Ls = 2290 mm

70*220 mm NH, S10 :
 $A = 15,40 * 10^3 = 20,87 * 10^3 \text{ mm}^2$
 $W = 0,565 * 10^6 \text{ mm}^3$
 $i = 63,5 \text{ mm}$

Spannungsnachweis:

$$(10,26 / 15,40) / 7,0 + (3,48 / 0,565) / 10 = 0,10 + 0,62 = 0,72 < 1$$

2. Stab 3

M max = -0,75 kNm
N max = -11,59 kN
Ls = 2130 mm

70*220 mm NH, S10 :
 $A = 15,40 * 10^3 = 20,87 * 10^3 \text{ mm}^2$
 $W = 0,565 * 10^6 \text{ mm}^3$
 $i = 63,5 \text{ mm}$

Knicklänge: $L = 2130 \text{ mm}$
 $\lambda = 2130 / 63,5 = 34 \rightarrow \omega = 1,21$

Spannungsnachweis:

$$(11,59 / 15,40) * 1,21 / 8,5 + (0,75 / 0,565) / (1,1 * 1,0 * 10) = 0,11 + 0,12 = 0,23 < 1$$

3. Stab 13

M max = 1,12 kNm
N max = 5,98 kN
Ls = 2920 mm

70*220 mm NH, S10 :
 $A = 15,40 * 10^3 = 20,87 * 10^3 \text{ mm}^2$
 $W = 0,565 * 10^6 \text{ mm}^3$
 $i = 63,5 \text{ mm}$

Spannungsnachweis:

$$(5,98 / 15,40) / 7,0 + (1,12 / 0,565) / 10 = 0,06 + 0,20 = 0,26 < 1$$

Bemerkung: folgende Stäbe sind durchgehende Stäbe

- Stäbe 3 und 7
- Stäbe 8 und 9
- Stäbe 1, 2, 13, 12 und 11

Verbindungen :

Für sämtliche Knotenverbindungen werden beidseitig des Binders eingebaute geleimte Holzplatten $d = 12$ mm sowie Nagelverbindungen mit BMF-Kammnägeln 4.0 x 50 mm verwendet.

1. Knoten 1 und 6 => 16 Stück je Seite an Stäbe 1 und 11 und 16 Stück je Seite an Stäbe 3 und 9
2. Knoten 7 und 9 => 6 Stück je Seite an Stäbe 4 und 10 sowie 16 Stück je Seite an Stäbe 3/7 und 8/9
3. Knoten 3 und 4 => 6 Stück je Seite an Stäbe 5 und 6, 6 Stück je Seite an Stäbe 4 und 10 sowie 16 Stück je Seite an Stab 2/13 und 16 Stück je Seite an Stab 12/13
4. Knoten 8 => 12 Stück je Seite an Stab 7 und an Stab 8, 6 Stück je Seite an Stab 5 und 6 Stück an Stab 6.

Pos. 2.2 Dachkonstruktion

Fachwerkträger Abstände e = 1000 mm

Dachneigung 22°

Lastenzusammenstellung

Fachwerkträgerabstände e = ¹⁰⁰⁰~~1300~~ mm

1. Eigenlasten Dach

$$g_1 = 0.78 * 1.00 = 0.78 \text{ kN/m}$$

2. Eigenlast Decke über 1. OG

$$g_2 = 0.53 * 1.00 = 0.53 \text{ kN/m}$$

3. Verkehrslast

$$p_1 = 0.00 \text{ kN/m (kein Zugang)}$$

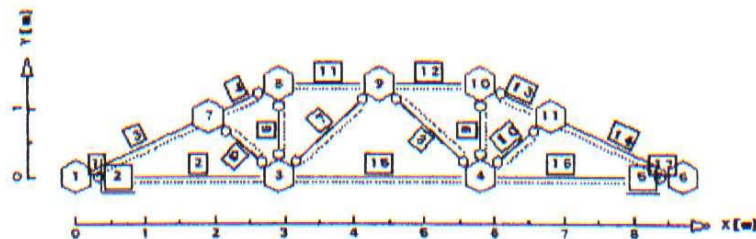
4. Schnee

$$s = 0.75 * 1.00 = 0.75 \text{ kN/m}$$

5. Wind

$$\begin{aligned} wd/2 &= 0.50 * 1.25 * 0.30 * 0.50 * 1.00 / \cos 22^\circ = 0.10 \text{ kN/m} \\ ws/2 &= 0.50 * 1.25 * (-0.60) * 0.50 * 1.00 / \cos 22^\circ = -0.20 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

System
M = 1 : 80



Knotenbeschreibung	Knoten	X (m)	Y (m)	Knoten	X (m)	Y (m)
	1	0.00	0.00	2 XY	0.60	0.00
	3	2.91	0.00	4	5.79	0.00
	5 Y	8.12	0.00	6	8.70	0.00
	7	1.90	0.88	8	2.91	1.36
	9	4.35	1.36	10	5.79	1.36
	11	6.80	0.88			

Festhaltung: X=horizontal Y=vertikal R=Drehung

Stabbeschreibung	St	von Knoten	bis Knoten	I (cm ⁴)	A (cm ²)	h (mm)	Mnr
	1	1 M	2	6211	154	220	1
	2	2	3	6211	154	220	1
	3	1	7	6211	154	220	1
	4	7	8 M	6211	154	220	1
	5	3 M	7 M	6211	154	220	1
	6	3 M	8 M	6211	154	220	1
	7	3 M	9 M	6211	154	220	1
	8	4 M	9 M	6211	154	220	1
	9	4 M	10 M	6211	154	220	1
	10	4 M	11 M	6211	154	220	1
	11	8	9	6211	154	220	1
	12	9	10	6211	154	220	1
	13	10 M	11	6211	154	220	1
	14	11	6	6211	154	220	1

15	3	4	6211	154	220	1
16	4	5	6211	154	220	1
17	5	6	6211	154	220	1

N=Normalkraft-, Q=Querkraft-, M=Momentengelenk

Materialwerte

Elastizitätsmodul	E	=	10000	MN/m ²
Temperaturdehnzahl	α _T	=	1.2e-005	1/K

Belastung

Lf	Lastart	St	K	R	sl/a (m)	sr/s (m)	q ll/Q (kN/m, kN)	q re/M (kN/m, kNm)
1	Gleichlast	2		Y			0.53	0.53
		15		Y			0.53	0.53
		16		Y			0.53	0.53
2	Gleichlast	3		Y			0.78	0.78
		4		Y			0.78	0.78
		11		Y			0.78	0.78
		12		Y			0.78	0.78
		13		Y			0.78	0.78
3	Gleichlast	3		Y			1.00	1.00
		4		Y			1.00	1.00
		11		Y			1.00	1.00
		12		Y			1.00	1.00
		13		Y			1.00	1.00
4	Gleichlast	3		L			0.10	0.10
		4		L			0.10	0.10
5	Gleichlast	13		L			-0.20	-0.20
		14		L			-0.20	-0.20

Lastkombinationen

Lk	Art	Bemerkung
1	Min/Max	

Lastkombinationsfaktoren

Lk	*LF 1	LF 2	LF 3	LF 4	LF 5	LF 6
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	

* = Lastfall ständig vorhanden

Schnittgrößen		Extremwerte aller Lastkombinationen					
Stab	x (m)	Maximalwerte			Minimalwerte		
		N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
1	0.00	11.91	-7.15	0.00	2.26	-1.08	0.00
		2.26	-1.08	0.00	11.91	-7.15	0.00
11.75		-7.07	0.00	11.75	-7.07	0.00	
1	0.60	11.91	-7.15	-4.29	2.26	-1.08	-0.65
		2.26	-1.08	-0.65	11.91	-7.15	-4.29
2	0.00	12.16	2.84	-4.24	2.42	0.84	-0.69
		12.04	2.85	-4.29	2.53	0.82	-0.65
		2.53	0.82	-0.65	12.04	2.85	-4.29
2	1.55	2.53	0.00	-0.01			
2	2.31	12.16	1.61	0.89	2.42	-0.38	-0.16
		12.04	1.63	0.89	2.53	-0.40	-0.16
3	0.00	-2.50	0.03	0.00	-13.81	1.48	0.00
		-13.81	1.48	0.00	-2.50	0.03	0.00
		-13.63	1.48	0.00	-13.63	1.48	0.00
3	0.95	-13.17	0.00	0.70			
3	2.09	-2.50	0.03	0.06	-12.39	-1.80	-0.33
		-2.68	0.03	0.06	-12.21	-1.80	-0.33
4	0.00	-2.53	-0.05	0.06	-11.03	1.16	-0.33
		-10.85	1.16	-0.33	-2.70	-0.06	0.06
		-2.70	-0.06	0.06	-10.85	1.16	-0.33
4	0.75	-10.51	0.00	0.11			
4	1.12	-2.53	-0.05	0.00	-10.26	-0.57	0.00
		-10.08	-0.57	0.00	-10.08	-0.57	0.00
5	0.00	0.06	0.00	0.00	-3.36	0.00	0.00
		-3.36	0.00	0.00	-3.36	0.00	0.00
5	1.34	0.06	0.00	0.00	-3.36	0.00	0.00
		-3.36	0.00	0.00	-3.36	0.00	0.00
6	0.00	2.81	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
		2.74	0.00	0.00	2.74	0.00	0.00
6	1.36	2.81	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
		2.74	0.00	0.00	2.74	0.00	0.00
7	0.00	0.16	0.00	0.00	-2.24	0.00	0.00
		-2.10	0.00	0.00	-2.10	0.00	0.00
7	1.98	0.16	0.00	0.00	-2.24	0.00	0.00
		-2.10	0.00	0.00	-2.10	0.00	0.00
8	0.00	0.04	0.00	0.00	-2.24	0.00	0.00

Sommer - 1766

		-2.24	0.00	0.00	-2.24	0.00	0.00
1.98		0.04	0.00	0.00	-2.24	0.00	0.00
		-2.24	0.00	0.00	-2.24	0.00	0.00
9	0.00	2.86	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
		2.77	0.00	0.00	2.77	0.00	0.00
	1.36	2.86	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
		2.77	0.00	0.00	2.77	0.00	0.00
10	0.00	0.53	0.00	0.00	-3.13	0.00	0.00
		-2.67	0.00	0.00	-2.67	0.00	0.00
	1.34	0.53	0.00	0.00	-3.13	0.00	0.00
		-2.67	0.00	0.00	-2.67	0.00	0.00
11	0.00	-2.30	0.02	0.00	-9.51	1.07	0.00
		-9.51	1.07	0.00	-2.30	0.02	0.00
		-9.35	1.07	0.00	-9.35	1.07	0.00
	0.60	-9.51	0.00	0.32			
	1.44	-2.30	0.02	0.03	-9.51	-1.49	-0.30
		-2.61	0.02	0.03	-9.21	-1.49	-0.30
12	0.00	-2.19	-0.02	0.03	-9.55	1.49	-0.30
		-9.17	1.49	-0.30	-2.57	-0.02	0.03
		-2.57	-0.02	0.03	-9.17	1.49	-0.30
	0.84	-9.55	0.00	0.32			
	1.44	-2.19	-0.02	0.00	-9.55	-1.07	0.00
		-9.25	-1.07	0.00	-9.25	-1.07	0.00
13	0.00	-2.42	0.01	0.00	-10.31	0.55	0.00
		-10.31	0.55	0.00	-2.42	0.01	0.00
		-10.00	0.50	0.00	-10.00	0.50	0.00
	0.38	-10.57	0.00	0.10			
	1.12	-2.42	0.23	0.13	-11.08	-1.07	-0.29
		-2.51	0.23	0.13	-10.99	-1.07	-0.29
14	0.00	-2.21	-0.27	0.13	-12.35	1.67	-0.29
		-12.26	1.67	-0.29	-2.30	-0.27	0.13
		-2.30	-0.27	0.13	-12.26	1.67	-0.29
	1.14	-13.12	0.00	0.66			
	1.36				-2.21	0.00	-0.05
	2.09	-2.21	0.15	0.00	-13.77	-1.40	0.00
		-13.28	-1.22	0.00	-13.28	-1.22	0.00
15	0.00	11.15	0.70	0.89	2.45	0.76	-0.16
		2.45	0.76	-0.16	11.15	0.70	0.89
	1.37	11.11	0.00	1.39			
	1.38				2.50	0.00	0.35

	2.88	11.15	-0.83	0.71	2.45	-0.77	-0.18
		2.45	-0.77	-0.18	11.15	-0.83	0.71
		11.00	-0.79	0.78	2.61	-0.81	-0.25
16	0.00	11.91	-1.47	0.78	2.07	0.53	-0.25
		2.07	0.53	-0.25	11.91	-1.47	0.78
		11.83	-1.47	0.78	2.14	0.52	-0.25
	0.99	2.07	0.00	0.01			
	2.33	11.91	-2.71	-4.09	2.07	-0.71	-0.46
		2.07	-0.71	-0.46	11.91	-2.71	-4.09
17	0.00	11.91	7.05	-4.09	2.07	0.80	-0.46
		2.07	0.80	-0.46	11.91	7.05	-4.09
	0.58	11.91	7.05	0.00	2.07	0.80	0.00
		11.53	6.69	0.00	11.53	6.69	0.00

Extremwerte (fett gedruckt) mit zugehörigen Größen

Verformungen

Extremwerte aller Lastkombinationen

K	x (cm)	Maximalwerte		x (cm)	Minimalwerte	
		y (cm)	r (rad)		y (cm)	r (rad)
1	-0.001	-0.026	-0.00015	-0.005	-0.242	-0.00143
2	0.000	0.000	0.00265	0.000	0.000	0.00023
3	0.018	-0.054	-0.00039	0.004	-0.388	-0.00280
4	0.039	-0.048	0.00277	0.008	-0.381	0.00036
5	0.057	0.000	-0.00008	0.012	0.000	-0.00254
6	0.061	-0.013	0.00143	0.012	-0.221	0.00009
7	0.036	-0.050	-0.00003	0.007	-0.372	-0.00007
8	0.034	-0.053	-0.00001	0.005	-0.386	-0.00034
9	0.026	-0.053	0.00004	0.003	-0.400	0.00000
10	0.017	-0.047	0.00040	0.001	-0.379	0.00004
11	0.017	-0.041	0.00016	0.002	-0.360	0.00008

vorgegebene Verschiebungen sind enthalten

Auflagerkräfte

Extremwerte aller Lastkombinationen

K	X (kN)	Maximalwerte		X (kN)	Minimalwerte	
		Y (kN)	M (kNm)		Y (kN)	M (kNm)
2	0.00	9.76	0.00	-0.41	9.91	0.00
	-0.14	10.00	0.00	-0.27	1.90	0.00
	-0.41	9.91	0.00	-0.41	9.91	0.00
5	0.00	9.27	0.00	0.00	9.27	0.00
	0.00	9.76	0.00	0.00	1.50	0.00

Extremwerte (fett gedruckt) mit zugehörigen Größen

Bemessung : sämtliche Stäbe Holzprofile 70*220 mm NH, S10

Maßgebend für die Bemessung sind die Stäbe 2, 3 und 15 (Extremwerte).

Weitere Stäbe Ausführung analog o.w.N.

1. Stab 2

$$\begin{aligned} M \max &= -4.29 \text{ kNm} \\ N \max &= 12.16 \text{ kN} \\ L_s &= 2310 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 70*220 \text{ mm NH, S10 :} \quad A &= 15.40 * 10^3 = 20,87 * 10^3 \text{ mm}^2 \\ W &= 0.565 * 10^6 \text{ mm}^3 \\ i &= 63.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Spannungsnachweis:

$$(12.16 / 15.40) / 7,0 + (4.29 / 0,565) / 10 = 0,11 + 0,76 = 0,88 < 1$$

2. Stab 3

$$\begin{aligned} M \max &= 0.80 \text{ kNm} \\ N \max &= -13.81 \text{ kN} \\ L_s &= 2090 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 70*220 \text{ mm NH, S10 :} \quad A &= 15.40 * 10^3 = 20,87 * 10^3 \text{ mm}^2 \\ W &= 0.565 * 10^6 \text{ mm}^3 \\ i &= 63.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Knicklänge: $L = 2090 \text{ mm}$

$$\lambda = 2090 / 63.5 = 33 \quad \omega = 1,20$$

Spannungsnachweis:

$$(13.81 / 15.40) * 1,20 / 8,5 + (0.80 / 0,565) / (1,1 * 1,0 * 10) = 0.13 + 0.13 = 0.26 < 1$$

3. Stab 15

$$\begin{aligned} M \max &= 1.39 \text{ kNm} \\ N \max &= 11.15 \text{ kN} \\ L_s &= 2880 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 70*220 \text{ mm NH, S10 :} \quad A &= 15.40 * 10^3 = 20,87 * 10^3 \text{ mm}^2 \\ W &= 0.565 * 10^6 \text{ mm}^3 \\ i &= 63.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Spannungsnachweis:

$$(11.15 / 15.40) / 7,0 + (1.39 / 0,565) / 10 = 0.10 + 0.25 = 0,35 < 1$$

Bemerkung: folgende Stäbe sind durchgehende Stäbe

- Stäbe 3 und 4, Stäbe 11 und 12, 13 und 14
- Stäbe 1, 2, 15, 16 und 17

Verbindungen :

Für sämtliche Knotenverbindungen werden beidseitig des Binders eingebaute geleimte Holzplatten d = 12 mm sowie Nägelverbindungen mit BMF-Kammnägeln 4.0x50 mm verwendet.

1. Knoten 1 und 6 => 16 Stück je Seite an Stäbe 1 und 17 und 16 Stück je Seite an Stäbe 3 und 14
2. Knoten 7 und 11 => 6 Stück je Seite an Stäbe 4 und 7, 16 Stück je Seite an Stäbe 3/4 und 16 Stück je Seite an Stäbe 13/14
3. Knoten 3 und 4 => 6 Stück je Seite an Stäbe 5, 6, 7 und 8, 9, 10 sowie 16 Stück je Seite an Stab 2/15 und 16 Stück je Seite an Stab 15/16
4. Knoten 8 und 10 => 16 Stück je Seite an Stab 11/12, 6 Stück je Seite an Stab 6 und 9
5. Knoten 9 => 16 Stück je Seite an Stab 11/12, 6 Stück je Seite an Stab 7 und 8

Pos. 2.3 Dachkonstruktion

Fachwerkträger Abstände e = 1000 mm

Dachneigung 22°

Lastenzusammenstellung

Fachwerkträgerabstände e = 1000 mm

1. Eigenlasten Dach

$$g_1 = 0.78 * 1.00 = 0.78 \text{ kN/m}$$

2. Eigenlast Decke über 1. OG

$$g_2 = 0.53 * 1.00 = 0.53 \text{ kN/m}$$

3. Verkehrslast

$$p_1 = 0.00 \text{ kN/m (kein Zugang)}$$

4. Schnee

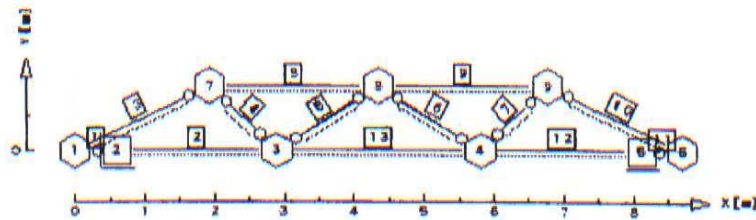
$$s = 0.75 * 1.00 = 0.75 \text{ kN/m}$$

5. Wind

$$w_d/2 = 0.50 * 1.25 * 0.30 * 0.50 * 1.00 / \cos 22^\circ = 0.10 \text{ kN/m}$$

$$w_s/2 = 0.50 * 1.25 * (-0.60) * 0.50 * 1.00 / \cos 22^\circ = -0.20 \text{ kN/m}$$

System
M = 1 : 80



Knotenbeschreibung	Knoten	X (m)	Y (m)	Knoten	X (m)	Y (m)
	1	0.00	0.00	2 XY	0.60	0.00
	3	2.89	0.00	4	5.81	0.00
	5 Y	8.12	0.00	6	8.70	0.00
	7	1.93	0.90	8	4.35	0.90
	9	6.77	0.90			

Festhaltung: X=horizontal Y=vertikal R=Drehung

Stabbeschreibung	St	von Knoten	bis Knoten	I (cm ⁴)	A (cm ²)	h (mm)	Mnr
	1	1 M	2	6211	154	220	1
	2	2	3	6211	154	220	1
	3	1	7 M	6211	154	220	1
	4	7 M	3 M	6211	154	220	1
	5	3 M	8 M	6211	154	220	1
	6	8 M	4 M	6211	154	220	1
	7	4 M	9 M	6211	154	220	1
	8	7	8	6211	154	220	1
	9	8	9	6211	154	220	1
	10	9 M	6	6211	154	220	1
	11	5	6 M	6211	154	220	1
	12	4	5	6211	154	220	1
	13	3	4	6211	154	220	1

N=Normalkraft-, Q=Querkraft-, M=Momentengelenk

Materialwerte Elastizitätsmodul E = 10000 MN/m²
 Temperaturdehnzahl α_T = 1.2e-005 1/K

Belastung

Lf	Lastart	St	K	R	sl/a (m)	sr/s (m)	q ll/Q (kN/m, kN)	q re/M (kN/m, kNm)
1	Gleichlast	2		Y			0.53	0.53
		12		Y			0.53	0.53
		13		Y			0.53	0.53
2	Gleichlast	3		Y			0.78	0.78
		8		Y			0.78	0.78
		9		Y			0.78	0.78
		10		Y			0.78	0.78
3	Gleichlast	3		Y			1.00	1.00
		8		Y			1.00	1.00
		9		Y			1.00	1.00
		10		Y			1.00	1.00
4	Gleichlast	3		L			0.10	0.10
5	Gleichlast	10		L			-0.20	-0.20

Lastkombinationen	Lk	Art	Bemerkung
	1	Min/Max	

Lastkombinationsfaktoren	Lk	*LF 1	LF 2	LF 3	LF 4	LF 5	LF 6
	1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	

* = Lastfall ständig vorhanden

Schnittgrößen Extremwerte aller Lastkombinationen

Stab	x (m)	Maximalwerte			Minimalwerte		
		N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
1	0.00	11.24	-7.08	0.00	2.41	-1.12	0.00
		2.41	-1.12	0.00	11.24	-7.08	0.00
		11.18	-7.05	0.00	11.18	-7.05	0.00
	0.60	11.24	-7.08	-4.25	2.41	-1.12	-0.67
		2.41	-1.12	-0.67	11.24	-7.08	-4.25
2	0.00	11.45	2.86	-4.23	2.47	0.84	-0.69
		11.33	2.86	-4.25	2.59	0.84	-0.67
		2.59	0.84	-0.67	11.33	2.86	-4.25
	1.58	2.59	0.00	-0.01			

	2.29	11.45 11.33	1.64 1.64	0.92 0.91	2.47 2.59	-0.37 -0.38	-0.15 -0.14
3	0.00	-2.66 -13.11 -13.11	0.00 1.66 1.66	0.00 0.00 0.00	-13.18 -2.66 -13.11	1.66 0.00 1.66	0.00 0.00 0.00
	1.06	-12.39	0.00	0.89			
	2.13	-2.66 -2.66 -11.66	0.00 0.00 -1.66	0.00 0.00 0.00	-11.73 -11.66 -11.66	-1.66 -1.66 -1.66	0.00 0.00 0.00
4	0.00	2.62 2.49	0.00 0.00	0.00 0.00	1.52 2.49	0.00 0.00	0.00 0.00
	1.32	2.62 2.49	0.00 0.00	0.00 0.00	1.52 2.49	0.00 0.00	0.00 0.00
5	0.00	0.05 -4.99	0.00 0.00	0.00 0.00	-5.02 -4.99	0.00 0.00	0.00 0.00
	1.72	0.05 -4.99	0.00 0.00	0.00 0.00	-5.02 -4.99	0.00 0.00	0.00 0.00
6	0.00	0.06 -4.86	0.00 0.00	0.00 0.00	-4.86 -4.86	0.00 0.00	0.00 0.00
	1.72	0.06 -4.86	0.00 0.00	0.00 0.00	-4.86 -4.86	0.00 0.00	0.00 0.00
7	0.00	2.88 2.88	0.00 0.00	0.00 0.00	1.66 2.88	0.00 0.00	0.00 0.00
	1.32	2.88 2.88	0.00 0.00	0.00 0.00	1.66 2.88	0.00 0.00	0.00 0.00
8	0.00	-3.58 -13.08 -13.08	0.02 1.72 1.72	0.00 0.00 0.00	-13.17 -3.67 -13.08	1.72 0.02 1.72	0.00 0.00 0.00
	0.97	-13.08	0.00	0.83			
	2.42	-3.58 -3.64	0.02 0.02	0.06 0.06	-13.17 -13.12	-2.59 -2.59	-1.05 -1.05
9	0.00	-3.59 -13.27 -3.63	-0.02 2.59 -0.02	0.06 -1.05 0.06	-13.31 -3.63 -13.27	2.59 -0.02 2.59	-1.05 0.06 -1.05
	1.45	-13.19	0.00	0.83			
	2.42	-3.59 -3.70 -13.19	-0.02 -0.02 -1.72	0.00 0.00 0.00	-13.31 -13.19 -13.19	-1.72 -1.72 -1.72	0.00 0.00 0.00
10	0.00	-2.57 -11.79 -11.61	-0.21 1.56 1.34	0.00 0.00 0.00	-11.79 -2.61 -11.61	1.56 -0.21 1.34	0.00 0.00 0.00

	1.06	-12.51	0.00	0.83			
	1.06				-2.61	0.00	-0.11
	2.13	-2.57	0.21	0.00	-13.24	-1.56	0.00
		-2.61	0.21	0.00	-13.24	-1.56	0.00
		-13.07	-1.34	0.00	-13.07	-1.34	0.00
11	0.00	11.34	7.01	-4.06	2.42	0.90	-0.52
		2.42	0.90	-0.52	11.34	7.01	-4.06
	0.58	11.34	7.01	0.00	2.42	0.90	0.00
		11.27	6.74	0.00	11.27	6.74	0.00
12	0.00	11.34	-1.50	0.81	2.42	0.48	-0.22
		2.42	0.48	-0.22	11.34	-1.50	0.81
		11.31	-1.50	0.82	2.45	0.48	-0.22
	0.91	2.42	0.00	0.00			
	2.31	11.34	-2.72	-4.06	2.42	-0.74	-0.52
		2.42	-0.74	-0.52	11.34	-2.72	-4.06
13	0.00	17.52	0.72	0.92	3.65	0.77	-0.15
		3.65	0.77	-0.15	17.52	0.72	0.92
	1.40	17.44	0.00	1.43			
	1.41				3.73	0.00	0.38
	2.92	17.52	-0.83	0.76	3.65	-0.78	-0.17
		3.65	-0.78	-0.17	17.52	-0.83	0.76
		17.39	-0.80	0.82	3.78	-0.81	-0.22

Extremwerte (fett gedruckt) mit zugehörigen Größen

Verformungen Extremwerte aller Lastkombinationen

K	x (cm)	Maximalwerte		Minimalwerte		
		y (cm)	r (rad)	x (cm)	y (cm)	r (rad)
1	-0.001	-0.024	-0.00018	-0.004	-0.224	-0.00181
2	0.000	0.000	0.00237	0.000	0.000	0.00018
3	0.017	-0.070	-0.00047	0.004	-0.427	-0.00293
4	0.050	-0.066	0.00289	0.011	-0.421	0.00044
5	0.067	0.000	-0.00005	0.014	0.000	-0.00227
6	0.071	-0.012	0.00179	0.015	-0.205	0.00007
7	0.052	-0.060	-0.00009	0.012	-0.386	-0.00133
8	0.032	-0.074	0.00003	0.006	-0.461	0.00000
9	0.011	-0.053	0.00138	0.000	-0.376	0.00011

vorgegebene Verschiebungen sind enthalten

Auflagerkräfte Extremwerte aller Lastkombinationen

K	X (kN)	Maximalwerte		Minimalwerte		
		Y (kN)	M (kNm)	X (kN)	Y (kN)	M (kNm)
2	0.00	9.76	0.00	-0.27	9.90	0.00
	-0.09	9.93	0.00	-0.18	1.96	0.00
	-0.27	9.90	0.00	-0.27	9.90	0.00
5	0.00	9.37	0.00	0.00	9.37	0.00
	0.00	9.73	0.00	0.00	1.64	0.00

Extremwerte (fett gedruckt) mit zugehörigen Größen

Bemessung : sämtliche Stäbe Holzprofile 70*220 mm NH, S10

Maßgebend für die Bemessung sind die Stäbe 2, 3, 8 und 13 (Extremwerte).

Weitere Stäbe Ausführung analog o.w.N.

1. Stab 2

M max = - 4.25 kNm
N max = 11.45 kN
Ls = 2290 mm

70*220 mm NH, S10 :
 $A = 15.40 * 10^3 = 20,87 * 10^3 \text{ mm}^2$
 $W = 0.565 * 10^6 \text{ mm}^3$
 $i = 63.5 \text{ mm}$

Spannungsnachweis:
 $(11.45 / 15.40) / 7,0 + (4.25 / 0,565) / 10 = 0,11 + 0,75 = 0,86 < 1$

2. Stab 3

M max = 0.89 kNm
N max = - 13.18 kN
Ls = 2130 mm

70*220 mm NH, S10 :
 $A = 15.40 * 10^3 = 20,87 * 10^3 \text{ mm}^2$
 $W = 0.565 * 10^6 \text{ mm}^3$
 $i = 63.5 \text{ mm}$

Knicklänge: L = 2130 mm
 $\lambda = 2130 / 63.5 = 34 \rightarrow \omega = 1,20$

Spannungsnachweis:
 $(13.18 / 15.40) * 1.20 / 8,5 + (0.89 / 0,565) / (1,1 * 1,0 * 10) = 0.12 + 0.14 = 0,26 < 1$

3. Stab 8

M max = - 1.05 kNm
N max = -13.17 kN
Ls = 2420 mm

70*220 mm NH, S10 :
 $A = 15.40 * 10^3 = 20,87 * 10^3 \text{ mm}^2$
 $W = 0.565 * 10^6 \text{ mm}^3$
 $i = 63.5 \text{ mm}$

Knicklänge: L = 2420 mm
 $\lambda = 2420 / 63.5 = 38 \rightarrow \omega = 1,25$

Spannungsnachweis:

$$(13.17 / 15.40) * 1.25 / 8.5 + (1.05 / 0.565) / (1.1 * 1.0 * 10) = 0.13 + 0.17 = 0.30 < 1$$

4. Stab 13

M max = 1.43 kNm
N max = 17.5286 kN
Ls = 2920 mm

70*220 mm NH, S10 :
A = 15.40 * 10³ = 20,87 * 10³ mm²
W = 0.565 * 10⁶ mm³
i = 63.5 mm

Spannungsnachweis:

$$(17.52 / 15.40) / 7.0 + (1.43 / 0.565) / 10 = 0.16 + 0.25 = 0.41 < 1$$

Bemerkung: folgende Stäbe sind durchgehende Stäbe

- Stäbe 8 und 9
- Stäbe 1, 2, 13, 12 und 11

Verbindungen :

Für sämtliche Knotenverbindungen werden beidseitig des Binders eingebaute geleimte Holzplatten d = 12 mm sowie Nagelverbindungen mit BMF-Kammnägeln 4.0 x 50 mm verwendet.

1. Knoten 1 und 6 => 16 Stück je Seite an Stäbe 1 und 11 und 16 Stück je Seite an Stäbe 3 und 10
2. Knoten 7 und 9 => 6 Stück je Seite an Stäbe 4 und 7, 16 Stück je Seite an Stäbe 3 und 10 sowie 16 Stück je Seite an Stäbe 8 und 9
3. Knoten 3 und 4 => 6 Stück je Seite an Stäbe 5 und 6, 6 Stück je Seite an Stäbe 4 und 7 sowie 20 Stück je Seite an Stab 2/13 und 20 Stück je Seite an Stab 12/13
4. Knoten 8 => 16 Stück je Seite an Stab 8/9, 6 Stück je Seite an Stab 5 und 6 Stück an Stab 6.

Pos. 2.4 Dachkonstruktion

Fachwerkträger Abstände e = 800 mm

Dachneigung 22°

Lastzusammenstellung

Fachwerkträgerabstände e = 800 mm

1. Eigenlasten Dach

$$g_1 = 0.78 * 0.80 = 0.64 \text{ kN/m}$$

2. Eigenlast Decke über DG

$$g_2 = 0.53 * 0.80 = 0.42 \text{ kN/m}$$

3. Verkehrslast

$$p_1 = 1.00 * 0.80 = 0.80 \text{ kN/m}$$

4. Schnee

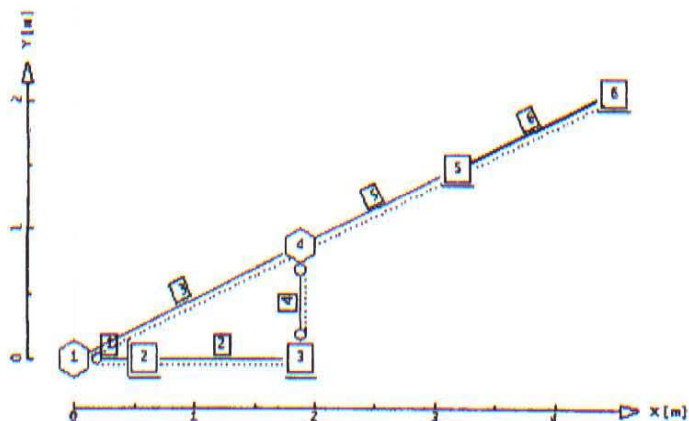
$$s = 0.75 * 0.80 = 0.60 \text{ kN/m}$$

5. Wind

$$w_d/2 = 0.50 * 1.25 * 0.30 * 0.50 * 0.80 / \cos 22^\circ = 0.08 \text{ kN/m}$$

$$w_s/2 = 0.50 * 1.25 * (-0.60) * 0.50 * 0.80 / \cos 22^\circ = -0.16 \text{ kN/m}$$

System
 M = 1 :45



Knotenbeschreibung	Knoten	X(m)	Y(m)	Knoten	X(m)	Y(m)
	1	0.00	0.00	2	0.58	0.00
	3	1.88	0.00	4	1.88	0.87
	5	3.18	1.48	6	4.48	2.08

Festhaltung: X=horizontal Y=vertikal R=Drehung

Stabbeschreibung	St	von Knoten	bis Knoten	I (cm4)	A (cm2)	h (mm)	Mnr
	1	1	2	4285	104		1
	2	2	3	4285	104		1
	3	1	4	2284	84.6		1
	4	3	4	2284	84.6		1
	5	4	5	2284	84.6		1
	6	5	6	2284	84.6		1

N=Normalkraft-, Q=Querkraft-, M=Momentengelenk

Materialwerte	Elastizitätsmodul	E	=	10000	MN/m2
	Temperaturdehnzahl <td>aT <td>= <td>1.2e-005 <td>1/K</td> </td></td></td>	aT <td>= <td>1.2e-005 <td>1/K</td> </td></td>	= <td>1.2e-005 <td>1/K</td> </td>	1.2e-005 <td>1/K</td>	1/K

Belastung

Lf	Lastart	St	K	R	s_l/a (m)	s_r/s (m)	q_{li}/Q (kN/m, kN)	q_{re}/M (kN/m, kNm)
1	Gleichlast	3		Y			0.64	0.64
		5		Y			0.64	0.64
		6		Y			0.64	0.64
2	Gleichlast	1		Y			0.42	0.42
		2		Y			0.42	0.42
3	Gleichlast	3		Y			0.72	0.72
		5		Y			0.72	0.72
		6		Y			0.72	0.72
4	Gleichlast	3		L			0.08	0.08
		5		L			0.08	0.08
		6		L			0.08	0.08
5	Gleichlast	3		L			-0.16	-0.16
		5		L			-0.16	-0.16
		6		L			-0.16	-0.16

Lastkombinationen	Lk	Art	Bemerkung
	1	Min/Max	

Lastkombinationsfaktoren	Lk	LF 1	LF 2	LF 3	LF 4	LF 5	LF 6
	1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

= Lastfall ständig vorhanden

Schnittgrößen Extremwerte aller Lastkombinationen

Stab	x(m)	Maximalwerte			Minimalwerte			
		N(kN)	Q(kN)	M(kNm)	N(kN)	Q(kN)	M(kNm)	
1	0.00	0.33	-1.03	0.00	-0.17	-1.02	0.00	
		-0.17	-0.48	0.00	0.33	-1.03	0.00	
		0.17	-1.02	0.00	0.17	-1.02	0.00	
	0.19	0.33	-1.11	-0.21	-0.17	-1.10	-0.20	
		-0.17	-0.48	-0.09	0.33	-1.11	-0.21	
	0.39	0.33	-1.19	-0.43	-0.17	-1.18	-0.43	
		-0.17	-0.48	-0.19	0.33	-1.19	-0.43	
	0.58	0.33	-1.27	-0.67	-0.17	-1.26	-0.66	
		-0.17	-0.48	-0.28	0.33	-1.27	-0.67	
	2	0.00	0.00	0.78	-0.66	0.00	0.78	-0.66
			0.00	0.78	-0.67	0.00	0.21	-0.28
			0.00	0.21	-0.28	0.00	0.78	-0.67

	0.43	0.00	0.60	-0.36	0.00	0.60	-0.36
		0.00	0.60	-0.36	0.00	0.21	-0.19
		0.00	0.36	-0.15	0.00	0.46	-0.40
	0.87	0.00	0.42	-0.14	0.00	0.42	-0.14
		0.00	0.46	-0.20	0.00	0.18	-0.04
		0.00	0.18	-0.04	0.00	0.46	-0.20
	1.30	0.00	0.24	0.00	0.00	0.24	0.00
		0.00	0.46	0.00	0.00	-0.01	0.00
3	0.00	-0.05	0.50	0.00	-0.73	0.79	0.00
		-0.28	1.00	0.00	-0.51	0.30	0.00
		-0.58	0.86	0.00	-0.58	0.86	0.00
	0.69	0.12	0.09	0.20	-0.37	0.13	0.32
		0.08	0.17	0.40	-0.34	0.05	0.12
	0.82				-0.31	0.00	0.12
	0.83	0.15	0.00	0.41			
	1.38	0.44	-0.66	0.23	-0.17	-0.21	0.06
		-0.17	-0.21	0.06	0.44	-0.66	0.23
	2.07	0.80	-1.49	-0.51	-0.00	-0.46	-0.17
		-0.00	-0.46	-0.17	0.80	-1.49	-0.51
4	0.00	-0.88	0.00	0.00	-2.84	0.00	0.00
		-2.48	0.00	0.00	-2.48	0.00	0.00
	0.29	-0.88	0.00	0.00	-2.84	0.00	0.00
		-2.48	0.00	0.00	-2.48	0.00	0.00
	0.58	-0.88	0.00	0.00	-2.84	0.00	0.00
		-2.48	0.00	0.00	-2.48	0.00	0.00
	0.87	-0.88	0.00	0.00	-2.84	0.00	0.00
		-2.48	0.00	0.00	-2.48	0.00	0.00
5	0.00	-0.15	0.55	-0.26	-0.63	0.88	-0.42
		-0.40	1.09	-0.51	-0.37	0.34	-0.17
		-0.37	0.34	-0.17	-0.40	1.09	-0.51
	0.48	-0.03	0.26	-0.06	-0.38	0.42	-0.11
		-0.15	0.51	-0.13	-0.26	0.17	-0.05
		-0.26	0.17	-0.05	-0.15	0.51	-0.13
	0.91				0.07	0.00	-0.02
	0.93	-0.14	0.00	-0.01			
	0.96	0.10	-0.06	-0.02	-0.14	-0.01	-0.01
		-0.14	-0.01	-0.01	0.10	-0.06	-0.02
	1.44	0.35	-0.63	-0.18	-0.02	-0.18	-0.05
		-0.02	-0.18	-0.05	0.35	-0.63	-0.18
6	0.00	-0.18	0.50	-0.09	-0.47	0.79	-0.15
		-0.40	0.99	-0.18	-0.24	0.30	-0.05
		-0.24	0.30	-0.05	-0.40	0.99	-0.18
	0.48	-0.06	0.21	0.08	-0.22	0.33	0.12

	-0.16	0.42	0.15	-0.13	0.13	0.05
0.82	0.02	0.00	0.22	-0.05	0.00	0.07
0.95	0.09	-0.16	0.21	-0.01	-0.05	0.07
	-0.01	-0.05	0.07	0.09	-0.16	0.21
1.43	0.34	-0.73	-0.00	0.10	-0.23	0.00
	0.10	-0.23	0.00	0.34	-0.73	-0.00
	0.29	-0.63	-0.00	0.29	-0.63	-0.00

Extremwerte (fett gedruckt) mit zugehörigen Größen

Verformungen		Extremwerte aller Lastkombinationen				
K	x(cm)	Maximalwerte		Minimalwerte		
		y(cm)	r(rad)	x(cm)	y(cm)	r(rad)
1	0.000	-0.024	-0.00022	-0.000	-0.051	-0.00092
2	0.000	0.000	0.00060	0.000	0.000	0.00026
3	0.000	0.000	-0.00009	0.000	0.000	-0.00030
4	-0.010	-0.001	0.00065	-0.023	-0.003	0.00022
5	-0.010	0.000	-0.00008	-0.025	0.000	-0.00026
6	-0.010	0.000	0.00045	-0.025	0.000	0.00014

vorgegebene Verschiebungen sind enthalten

Auflagerkräfte		Extremwerte aller Lastkombinationen					
K	X(kN)	Maximalwerte			Minimalwerte		
		Y(kN)	M(kNm)	X(kN)	Y(kN)	M(kNm)	
2	0.33	2.05	0.00	-0.17	0.69	0.00	
3	0.00	2.61	0.00	0.00	0.67	0.00	
5	0.00	1.78	0.00	0.00	0.53	0.00	
6	0.00	0.80	0.00	0.00	0.25	0.00	

Bemessung: sämtliche Stäbe Holzprofile 70*220 mm NH, S10

Maßgebend für die Bemessung ist der Stab 1 (Extremwerte).

Weitere Stäbe Ausführung analog o.w.N.

1. Stab 1

M max = -0.67 kNm

N max = 0.33 kN

Ls = 2070 mm

70*220 mm NH, S10:

$$A = 15.40 \cdot 10^3 = 20,87 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$W = 0.565 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$i = 63.5 \text{ mm}$$

Spannungsnachweis:

$$(0.67 / 15.40) / 7,0 + (0.67 / 0,565) / 10 = 0.01 + 0.12 = 0,13 < 1$$

Bemerkung : folgende Stäbe sind durchgehende Stäbe

- Stäbe 3, 4, und 5
- Stäbe 1 und 2

Verbindungen :

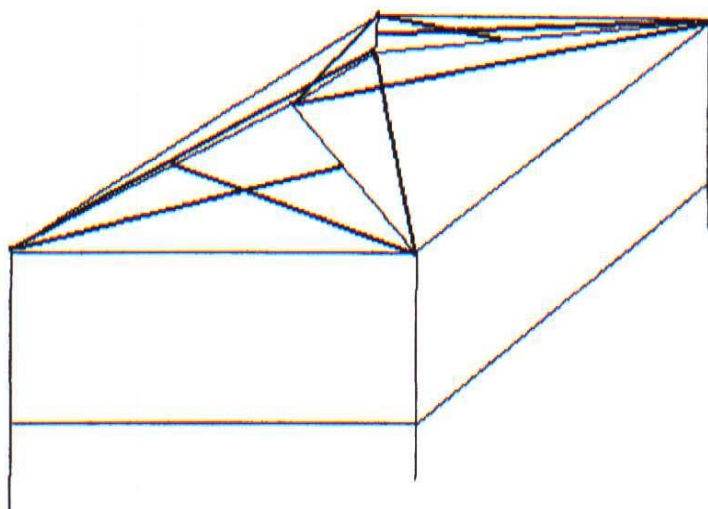
Für sämtliche Knotenverbindungen werden beidseitig eingebaute geleimte Furnierholzplatten $d = 12$ mm sowie Nagelverbindungen mit BMF-Kammnägeln 4.0×50 mm verwendet.

- | | | |
|-------------|--|--|
| 1. Knoten 1 | | ⇒ 6 Stück BMF-Kammnägeln 4.0×50 mm je Seite an Stab 1 und 6 Stück an Stab 3 |
| 2. Knoten 4 | | ⇒ 6 Stück je Seite an Stäbe 3/5 und 6 Stück an Stab 4 |
| 3. Knoten 3 | | ⇒ 6 Stück je Seite an Stäbe 2 und 6 Stück an Stab 4 |

Pos. 3 Dachaussteifung – Windrispenbänder :

BMF – Windrispenbänder 40 x 2.0 mm

Stabilisierung, Wind an den Giebel:
Dachneigung 25°



40 x 2.0 mm BMF Windrispenband

2 Stck. 4 x 40 mm BMF Kammnagel pro Kreuzpunkt.

5 Stck. 4 x 40 mm BMF Kammnägel pro Ende

Druckbeiwert $c_p = 0,8$
Zugbeiwert $c_p = 0,5$

Druck => $g_{wd} = 0,50 * 0,36 = 0,18 \text{ kN/m}^2$
Zug => $q_{wz} = 0,50 * 0,60 = -0,30 \text{ kN/m}^2$

Windkraft W auf das Dach.: $W = 0,5 * (0,02 + 0,60) * 2,50 * 10,54 / 2 * \tan 22^\circ = 1,65 \text{ kN/m}$

W werden verteilt auf 2 Stck. Windrispenbänder pro Seite unter einen Winkel auf etwa 45° .

Zugkraft F in jedem Windrispenband: $F = 1,65 / (2 * 2 * \cos 45^\circ) = 0,58 \text{ kN}$

1 Stck. BMF Windrispenband 2 * 40 mm, Zul F = 9,10 kN > 0,58 kN

2 Stck. 4 * 40 mm BMF Kammnägel pro Kreuzpunkt

5 Stck. 4 * 40 mm BMF Kammnägel pro Ende

Zul F = 5 * 0,71 = 3,55 kN > 0,58 kN

Pos. 4.1 Aussteifung in Deckenebene (Decke über 1. Obergeschoss) :
(Aussteifung durch Ausbildung einer Deckenscheibe nach DIN 1052 T. 1
mit dem Einbau von unten von OSB-Spannplatten d = 22 mm)

Belastung :

$$R_h = 0,5 * (0,60 + 0,30) * 2,05 * \tan 22^\circ = 0,37 \text{ kN/m}$$

vom Dach	$2 * 0,37$	=	0,74 kN/m
von der Wand, Luv:	$0,50 * 0,8 * 2,6/2$	=	0,52 kN/m
von der Wand, Lee:	$0,50 * 0,5 * 2,6/2$	=	0,33 kN/m
	Σq_h	=	<u>1,59 kN/m</u>

Die Decke wird als Deckenscheibe nach DIN 1052 T. 1 ausgebildet. Spannplatten d = 22 mm werden im Verband verlegt und mit Senco-Klammern Typ Q 21 Draht d = 1.83 mm e = 120 mm befestigt.

Nachweis: vorh. $L_s = 10,50 \text{ m} < 30 \text{ m}$
 $h_a / l_a = (4,20 + 2,20) / 10,50 = 0,61 > 0,50 \Rightarrow e < 120 \text{ mm}$
 $V_{\text{eff}} = 1/2 * 1,59 * 10,50 = 8,34 \text{ kN}$
 $V_{\text{vorh}} = (6400 / 120) * 0,283 \text{ kN} = 15,09 \text{ kN} > V_{\text{eff}}$

Randgurte: 50*120 mm, NH, S10

$$Z = -D = 0,125 * 1,59 * 10,50^2 / 6,40 = 3,42 \text{ kN}$$

Druck:
Knicklänge: $l_k = 1000 \text{ mm}$
 $\lambda = 1000 / (0,29 * 50) = 69 \Rightarrow \omega = 1,88$
 $\sigma_\omega = 3,42 * 10^3 * 1,88 / (50 * 120) = 1,07 \text{ N/mm}^2 < 8,50 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_D = 3,42 * 10^3 / (50 * 120) = 0,57 \text{ N/mm}^2 < 2,50 \text{ N/mm}^2$

Anschluss : zug- und schubfeste Verbindung Deckenscheibe an Giebelwände und Deckenscheibe an aussteifende Querwände => siehe Detail des Hausherstellers

↳ WERKSTÄTTPLÄNE

Pos. 4.2 Deckenscheibe - Decke über Erdgeschoß:

Stabilisierung, Wind an die Fassade:

$$\text{Belastung aus Wand: } q_h = 0,5 * (0,80 + 0,50) * (2,70 / 2 + 2,70/2) = 1,76 \text{ kN/m}$$

Die Horizontalkräfte werden über die Deckenscheibe an die Giebelwände und an die aussteifenden Innenwände weiter geleitet.

Spannplatten 22 mm im Verband verlegt, und mit Senco-Klammern Typ Q 21 $d = 1.83 \text{ mm}$
 $e = 90 \text{ mm}$.

Nachweis: vorh. $L_s = 10.50 \text{ m} < 30 \text{ m}$
 $h_s / l_s = (8.40 - 2.80) / 10.50 = 0,53 > 0,50 \Rightarrow e < 90 \text{ mm}$

$$V_{\text{erf}} = \frac{1}{2} * 1,76 * 10,50 = 9,24 \text{ kN}$$
$$V_{\text{vorh}} = (5600 / 90) * 0,22 \text{ kN} = 13,69 \text{ kN} > V_{\text{erf}}$$

Randgurte: 50*120 mm, NH, S10

$$Z = -D = 0,125 * 1,76 * 10,50^2 / 5,60 = 4,33 \text{ kN}$$

Druck:

Knicklänge: $l_k = 600 \text{ mm}$

$$\lambda = 600 / (0,29 * 50) = 42 \Rightarrow \omega = 1,32$$

$$\sigma_{\omega} = 4,33 * 10^3 * 1,32 / (50 * 120) = 0,95 \text{ N/mm}^2 < 8,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_D = 4,33 * 10^3 / (50 * 120) = 0,72 \text{ N/mm}^2 < 2,0 \text{ N/mm}^2$$

Anschlüsse (zug- und schubfeste Verbindung) Deckenscheibe an Giebelwände und Deckenscheibe an aussteifende Querwände siehe Detail des Hausherstellers

Belastung:	Estrich d = 45 mm + Belag	=	1,07 kN/m ²
	Eigengewicht	=	0,50 kN/m ²
	Verkehrslast	=	2,00 kN/m ²
	Trennwandzuschlag	=	0,75 kN/m ²
	q	=	4,32 kN/m ²

Max. Spannweiten L1 = 4,15 m L2 = 4,15 m

System

M = 1 : 70

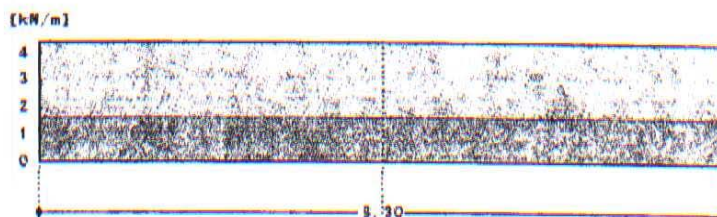


Längen	Feld	1	l =	4,15 m	l/lc =	1,00000
	Feld	2	l =	4,15 m	l/lc =	1,00000

Belastung

M = 1 : 70

Alle Lasten/Kräfte beziehen sich auf 1 m Breite !



Feld 1	Gleichlast	g / q =	1,67 /	4,42 kN/m
Feld 2	Gleichlast	g / q =	1,67 /	4,42 kN/m

Schnittgrößen
 Stützkräfte

		nach Elastizitäts-Theorie (pro Meter)				
Aufl.		ständig (kN)	q max (kN)	q min (kN)	Vollast (kN)	
A		2,60	7,59	1,89	6,88	
B		8,66	22,93	8,66	22,93	
C		2,60	7,59	1,89	6,88	
Feld 1		x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
		0,00	7,59	1,89	0,00	0,00
		1,13 *			6,52	1,06
		1,72 *				
		2,26 o				0,00
		4,15	-4,33	-11,46	-3,60	-9,52
Feld 2		x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
		0,00	11,46	4,33	-3,60	-9,52
		1,89 o				0,00

	2.43 *			6.52	
	3.02 *				1.06
	4.15	-1.89	-7.59	0.00	0.00
<u>Bemessung</u>	nach DIN 1052-1/A1 (10.96)				Lastfall H
	Bemessungswerte beziehen sich auf d.				Balkenabstand
	Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10				
	Elastizitätsmodul	E		= 10000.00	N/mm ²
	für Durchbiegungsberechn.	E		= 11000.00	N/mm ²
	Biegespannung	zul sig	=	10.00	N/mm ²
	über Innenstützen (5.1.8)	zul sig	=	11.00	N/mm ²
	Schubspann. aus Querkraft	zul tau	=	0.90	N/mm ²
	>1.50 m vom Ende (5.1.12)	zul tau	=	1.20	N/mm ²
	Abstand der Balken	a	=	0.50	m
erf. Flächenwerte	A =	72 cm ²	W =	433 cm ³	I = 3324 cm ⁴
	gewählter Querschnitt	b / d	=	7/22	cm
=====					
vorh. Flächenwerte	A =	154 cm ²	W =	565 cm ³	I = 6211 cm ⁴
Spannungsnachweis	Ort	M (kNm)	Q (kN)	Spannung vorh. Verhältnis	
Biegung	Innenst. B	-4.76		8.43	0.77 <=1
	Feld 1	3.26		5.77	0.58 <=1
Schub	Feld 1		-5.73	0.56	0.47 <=1
	<=1.50m re		-3.80	0.37	0.41 <=1
Verformungsnachweis	Ort	x (m)	vorh f (mm)	zul f (mm)	erf I (cm ⁴)
	Feld 1	1.90	7.4 <=	13.8 = 1/300	3324
	Feld 2	2.25	7.4 <=	13.8 = 1/300	3324

Belastung:	Estrich d = 45 mm + Belag	=	1,07 kN/m ²
	Eigengewicht	=	0,50 kN/m ²
	Verkehrslast	=	2,00 kN/m ²
	Trennwandzuschlag	=	0,75 kN/m ²
	q	=	4,32 kN/m²

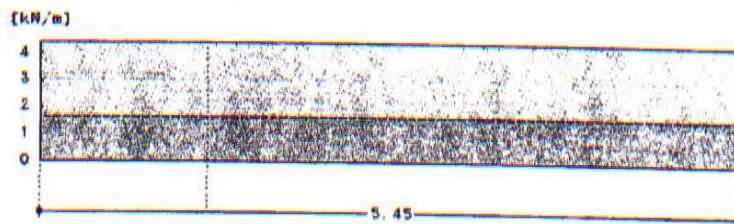
Max. Spannweiten Lf = 4.15 m Lkr = 1.30 m

System
 M = 1 : 45



Längen Kragarm li. lk = 1.30 m
 Feld 1 l = 4.15 m l/lo = 1.00000

Belastung Alle Lasten/Kräfte beziehen sich auf 1 m Breite !
 M = 1 : 45



Kragarm links Gleichlast g / q = 1.67 / 4.42 kN/m
 Feld 1 Gleichlast g / q = 1.67 / 4.42 kN/m

Schnittgrößen
 Stützkräfte

Aufl.	nach Elastizitäts-Theorie (pro Meter)			Vollast (kN)
	ständig (kN)	q max (kN)	q min (kN)	
A	5.98	15.82	5.98	15.82
B	3.13	8.83	2.57	8.27

Kragarm links

x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.30	-2.17	-5.75	-1.41	-3.73

Feld 1

x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
0.00	10.07	3.81	-1.41	-3.73
1.08 o			8.82	0.00
2.15 *				1.97
2.61 *				0.00
4.15	-2.57	-8.83	0.00	0.00

Bemessung

nach DIN 1052-1/A1 (10.96) Lastfall H
 Bemessungswerte beziehen sich auf d. Balkenabstand

Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10
 Elastizitätsmodul E = 10000.00 N/mm²
 für Durchbiegungsberechn. E = 11000.00 N/mm²
 Biegespannung zul sig = 10.00 N/mm²
 Schubspann. aus Querkraft zul tau = 0.90 N/mm²
 >1.50 m vom Ende (5.1.12) zul tau = 1.20 N/mm²

Abstand der Balken a = 0.50 m

erf. Flächenwerte A = 84 cm² W = 441 cm³ I = 5111 cm⁴

gewählter Querschnitt b/d = 7/22 cm

vorh. Flächenwerte A = 154 cm² W = 565 cm³ I = 6211 cm⁴

Spannungsnachweis Ort M Q Spannung
 (kNm) (kN) vorh. Verhältnis

	Ort	M (kNm)	Q (kN)	vorh.	Spannung Verhältnis
Biegung	Kragarm	-1.87		3.31	0.33 <= 1
	Feld 1	4.41		7.81	0.78 <= 1
Schub	Kr li		-2.87	0.28	0.31 <= 1
	<=1.50m li		5.04	0.49	0.54 <= 1
	Feld 1		4.59	0.45	0.37 <= 1

Verformungsnachweis Ort x vorh f zul f erf I
 (m) (mm) (mm) (cm⁴)

Kr links	0.00	1.2 <=	8.7 = 1/150	828
Feld 1	2.10	11.4 <=	13.8 = 1/300	5111

Kragarmverformung am eingespannten Stab ermittelt

Pos. 5.3 Holzbalkendecke über EG Holzbalken 70*220 mm NH, S10 e = 400 mm

Belastung:	Estrich d = 45 mm + Belag	=	1,07 kN/m ²
	Eigengewicht	=	0,50 kN/m ²
	Verkehrslast	=	2,00 kN/m ²
	Trennwandzuschlag	=	0,75 kN/m ²
	q	=	<u>4,32 kN/m²</u>

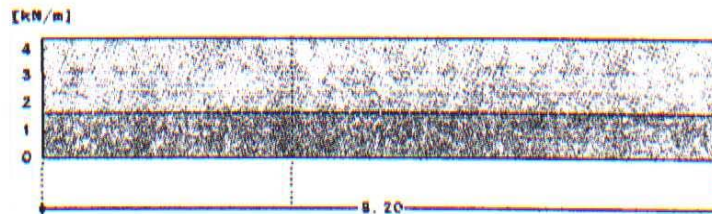
Max. Spannweiten L1 = 3.00 m L2 = 5.20 m

System
 M = 1 : 70



Längen	Feld	1	l =	3.00 m	l/lc =	1.00000
	Feld	2	l =	5.20 m	l/lc =	1.00000

Belastung
 M = 1 : 70
 Alle Lasten/Kräfte beziehen sich auf 1 m Breite !



Feld 1	Gleichlast	g / q =	1.67	/	4.42 kN/m
Feld 2	Gleichlast	g / q =	1.67	/	4.42 kN/m

Schnittgrößen
 Stützkräfte

nach Elastizitäts-Theorie (pro Meter)				
Aufl.	ständig (kN)	q max (kN)	q min (kN)	Vollast (kN)
A	1.08	4.83	-0.88	2.87
B	9.09	24.06	9.09	24.06
C	3.52	9.54	3.30	9.32

Feld 1	x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
	0.00	4.83	-0.88	0.00	0.00
	1.09 *			2.64	
	3.00	-3.93	-10.39	-4.27	-11.29

Feld 2	x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
	0.00	13.66	5.16	-4.27	-11.29
	1.24 o				0.00
	3.04 *			10.29	
	3.22 *				3.27
	5.20	-3.30	-9.54	0.00	0.00

Bemessung

nach DIN 1052-1/A1 (10.96) Lastfall H
 Bemessungswerte beziehen sich auf d. Balkenabstand

Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10

Elastizitätsmodul $E_{II} = 10000.00 \text{ N/mm}^2$
 für Durchbiegungsberechn. $E_{II} = 11000.00 \text{ N/mm}^2$
 Biegespannung zul sig = 10.00 N/mm²
 über Innenstützen (5.1.8) zul sig = 11.00 N/mm²
 Schubspann. aus Querkraft zul tau = 0.90 N/mm²
 >1.50 m vom Ende (5.1.12) zul tau = 1.20 N/mm²

Abstand der Balken a = 0.40 m

erf. Flächenwerte A = 68 cm² W = 412 cm³ I = 5276 cm⁴

gewählter Querschnitt b / d = 7/22 cm

vorh. Flächenwerte A = 154 cm² W = 565 cm³ I = 6211 cm⁴

Spannungsnachweis Ort M (kNm) Q (kN) Spannung vorh. Verhältnis

	Ort	M (kNm)	Q (kN)	Spannung vorh.	Verhältnis
Biegung	Innenst. B	-4.52		8.00	0.73 <= 1
	Feld 2	4.12		7.29	0.73 <= 1
Schub	Feld 1		5.47	0.53	0.44 <= 1
	<= 1.50m re		-3.82	0.37	0.41 <= 1

Verformungsnachweis Ort x (m) vorh f (mm) zul f (mm) erf I (cm⁴)

Feld 1	1.83	-2.4 <= 10.0 = 1/300		1519
Feld 2	2.82	14.7 <= 17.3 = 1/300		5276

Negative Durchbiegung wird nicht berücksichtigt

Pos. 7 Aussenwände

Wandaufbau : Mineralputz d = 7 mm
Styropor d = 100 mm
Holzwerkstoffplatten d = 12 mm, Senco-Klammern Typ N19 Abstände
e = 50 mm bzw. e = 120 mm
Holzständerwerk, 50 x 120 mm
Mineralfaserdämmung d = 120 mm
Dampfsperre PE-Folie
OSB Holzwerkstoffplatten d = 12 mm, Senco-Klammern Typ N19 Abstände
e = 50 mm bzw. e = 120 mm
Gipskartonplatten d = 12.5 mm

Wandkopf (Obergurt) : 120*90 mm NH, S 10
Fusspunkt (untergurt) : 120*60 mm NH, S 10

Aussenwände Stiele:

1. OG : Stiele: Holzprofile 50*120 mm NH, S10, e = 627 mm, Randstiele 1 Stück 50*120 mm
NH, S10 (o.w. N)

EG : Traufseite Stiele: Holzprofile 50*120 mm NH, S10, e = 418 mm, Randstiele 1 Stück 50*120 mm
NH, S10

Giebelseite Stiele: Holzprofile 50*120 mm NH, S10, e = 627 mm, Randstiele 1 Stück 50*120 mm
NH, S10 (o.w. N)

Belastung:	aus Pos. 2.1	(10.00/0.80)	=	12.50 kN/m
(max.)	Wand 1. OG	2.70 * 0.50	=	1.35 kN/m
	Last aus Decke	Pos 5.3	=	<u>9.54 kN/m</u>
			q	<u>23.34 kN/m</u>

$P_v = 23.34 * 0,418 = 9.76 \text{ kN}$ (vertikale Last)

$P_h = 2/3 * 3.75 = 2.50 \text{ kN}$ (Auswirkung von waagerechten Windlast s. Pos. 14)

$P = 12.26 \text{ kN}$

Knicklänge: 2600 mm

$A = 2600 / (0,29 * 120) = 75 \Rightarrow \omega = 2.04$

Ausknickung in der schwachen Richtung ist durch die Bepunktung verhindert.

$\sigma_w = 12.26 * 10^3 * 2.04 / (50 * 120) = 4.17 \text{ N/mm}^2 < 8,5 \text{ N/mm}^2$

Schwellendruck: $k_d = 1.33$

$\sigma_D = 12.26 * 10^3 / (50 * 120) = 2.04 \text{ N/mm}^2 < 1.33 * 2.0 = 2.66 \text{ N/mm}^2$

Belastung Randstiele $P = 0.5 * 9.76 + 2.50 = 7.38 \text{ kN}$

Schwellendruck:

$\sigma_D = 7.38 * 10^3 / (50 * 120) = 1.23 \text{ N/mm}^2 < 0.8 * 1.25 * 2.0 = 2.00 \text{ N/mm}^2$

Pos. 8.1 Fensterstürze (1. OG): Holzprofil 120*90 mm NH, S10

Spannweite max L = 1.40 m

Belastung aus Pos. 2.4 (2.05 / 0.80) ^N = 2.56 kN/m

+ FIG. + VERKLE

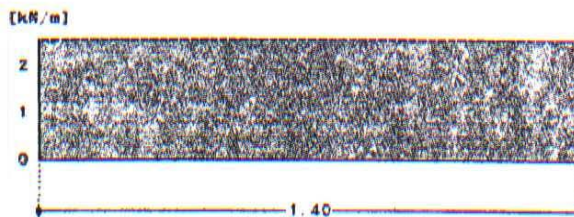
System

M = 1 : 15



Längen Feld 1 l = 1.40 m l/lc = 1.00000

Belastung
 M = 1 : 15



Feld 1 Gleichlast g / q = 2.56 ^N 2.56 kN/m

Schnittgrößen
 Stützkkräfte

nach Elastizitäts-Theorie
 A/B g = 1.79 kN A/B q = 1.79 kN

Feld 1	x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
	0.00	1.79	1.79	0.00	0.00
	0.70 *			0.63	0.63
	1.40	-1.79	-1.79	0.00	0.00

Bemessung

nach DIN 1052-1/A1 (10.96) Lastfall H

Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10
 Elastizitätsmodul E || = 10000.00 N/mm²
 für Durchbiegungsberechn. E || = 11000.00 N/mm²
 Biegespannung zul sig = 10.00 N/mm²
 Schubspann. aus Querkraft zul tau = 0.90 N/mm²

erf. Flächenwerte A = 30 cm² W = 63 cm³ I = 249 cm⁴
 gewählter Querschnitt b / d = 12/9 cm

vorh. Flächenwerte A = 108 cm² W = 162 cm³ I = 729 cm⁴

Spannungsnachweis		Ort	M (kNm)	Q (kN)	Spannung vorh. Verhältnis	
Biegung		Feld 1	0.63		3.87	0.39 <=1
Schub		Feld		-1.79	0.25	0.28 <=1
Verformungsnachweis		Ort	x (m)	vorh f (mm)	zul f (mm)	erf I (cm ⁴)
		Feld 1	0.70	1.6 <=	4.7 = l/300	249

Stützen Auflager 1 und 2: **Stützen: 1 Stück 50*120 mm NH, S10**

o.w. N

Pos. 8.2 Fensterstürze (1. OG): Holzprofile 2 Stück 120*90 mm NH, S10

Spannweite max L = 1.40 m

Belastung aus Pos. 2.1/2.2 (10.00/0.80)

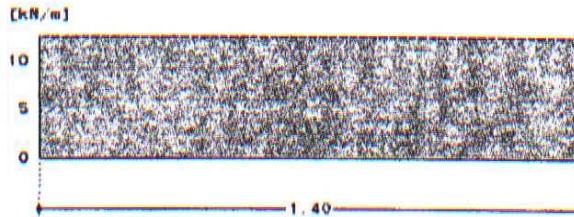
v = 12.50 kN/m

System
 M = 1 : 15



Längen Feld 1 l = 1.40 m l/lc = 1.00000

Belastung
 M = 1 : 15



Feld 1 Gleichlast g / q = 12.50 / 12.50 kN/m

Schnittgrößen
 Stützkräfte

nach Elastizitäts-Theorie
 A/B g = 8.75 kN A/B q = 8.75 kN

Feld 1	x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
	0.00	8.75	8.75	0.00	0.00
	0.70 *			3.06	3.06
	1.40	-8.75	-8.75	0.00	0.00

Bemessung

nach DIN 1052-1/A1 (10.96) Lastfall H

Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10
 Elastizitätsmodul E₁₁ = 10000.00 N/mm²
 für Durchbiegungsberechn. E₂₂ = 11000.00 N/mm²
 Biegespannung zul_{sig} = 10.00 N/mm²
 Schubspann. aus Querkraft zul_{tau} = 0.90 N/mm²

erf. Flächenwerte A = 146 cm² W = 306 cm³ I = 1218 cm⁴
 gewählter Querschnitt b / d = 12/13 cm

vorh. Flächenwerte A = 156 cm² W = 338 cm³ I = 2197 cm⁴

Spannungsnachweis	Ort	M (kNm)	Q (kN)	Spannung	
				vorh.	Verhältnis
Biegung	Feld 1	3.06		9.06	0.91 <=1
Schub	Feld		-8.75	0.84	0.94 <=1

Verformungsnachweis	Ort	x (m)	vorh f (mm)	zul f (mm)	erf I (cm4)

2 St. 120*90 mm NH, S10

$$A = 21.60 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$W = 0.324 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$I = 14.58 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sigma = 3.06 / 0.324 = 9.44 \text{ N/mm}^2 < 10 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 1,5 \cdot 8.75 / 21.60 = 0,61 \text{ N/mm}^2 < 0,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f = 0.208 \cdot 9.44 \cdot 1.40^2 / 18 = 2.14 \text{ mm} < 1/300 = 4.67 \text{ mm}$$

Stützen, Auflager 1 und 2: **Stütze: 1 Stück 50 *120 mm NH, S10 (Aussenwand)**

Auflagerpressung:

$$\sigma_D = 8.75 \cdot 10^3 / (50 \cdot 120) = 1.46 \text{ N/mm}^2 < 2,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Knicklänge} = 2600 \text{ mm: } \lambda = 2600 / (0,29 \cdot 120) = 75 \Rightarrow \omega = 2.04$$

$$\sigma_D = 8.75 \cdot 10^3 \cdot 2.04 / (50 \cdot 120) = 2.98 \text{ N/mm}^2 < 8,5 \text{ N/mm}^2.$$

Pos. 8.3 Türstürze (1. OG): Holzprofil 1 Stück BSH 120*180 mm BS11

Spannweite $L = 2.00$ m

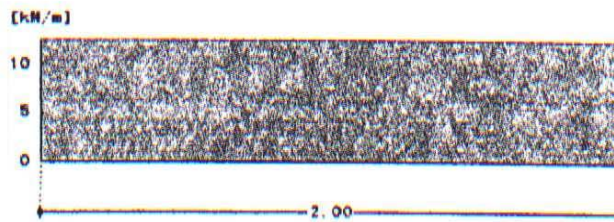
Belastung aus Pos. 2.1/2.2 (10.00/0.80) \Rightarrow 12.50 kN/m

System
 $M = 1 : 20$



Längen Feld 1 $l = 2.00$ m $l/l_0 = 1.00000$

Belastung
 $M = 1 : 20$



Feld 1 Gleichlast $g / q = 12.50 / 12.50$ kN/m

Schnittgrößen
 Stützkräfte

nach Elastizitätstheorie
 $A/B \ g = 12.50$ kN $A/B \ q = 12.50$ kN

Feld 1	x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
	0.00	12.50	12.50	0.00	0.00
	1.00 *			6.25	6.25
	2.00	-12.50	-12.50	0.00	0.00

Bemessung

nach DIN 1052-1/A1 (10.96) Lastfall H

BSH Brettschichtholzklasse BS 11
 Elastizitätsmodul $E \parallel = 11000.00$ N/mm²
 Biegespannung zul $\sigma_{ig} = 11.00$ N/mm²
 Schubspann. aus Querkraft zul $\tau_{au} = 1.20$ N/mm²

erf. Flächenwerte $A = 156$ cm² $W = 568$ cm³ $I = 3551$ cm⁴
 gewählter Querschnitt $b / d = 12/18$ cm

vorh. Flächenwerte $A = 216$ cm² $W = 648$ cm³ $I = 5832$ cm⁴

Spannungsnachweis		Ort	M (kNm)	Q (kN)	vorh. Spannung	Verhältnis
Biegung		Feld 1	6.25		9.65	0.88 <=1
Schub		Feld		12.50	0.87	0.72 <=1
Verformungsnachweis		Ort	x (m)	vorh f (mm)	zul f (mm)	erf I (cm ⁴)
		Feld 1	1.00	4.1 <=	6.7 = 1/300	3551

Stützen, Auflager 1 und 2: **Stütze: 2 Stück 50 * 120 mm NH, S10 (Aussenwand)**

Auflagerpressung:

$$\sigma_D = 12.50 \cdot 10^3 / (2 \cdot 50 \cdot 120) = 1.04 \text{ N/mm}^2 < 2,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Knicklänge} = 2600 \text{ mm: } \lambda = 2600 / (0,29 \cdot 120) = 75 \Rightarrow \omega = 2,04$$

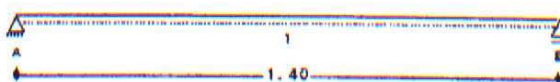
$$\sigma_D = 12.50 \cdot 10^3 \cdot 2,04 / (2 \cdot 50 \cdot 120) = 2.12 \text{ N/mm}^2 < 8,5 \text{ N/mm}^2.$$

Spannweite bis $L = 1.40$ m

Belastung: Brüstung $1.60 * 0.50 = 0.80$ kN/m
 (max) Last aus Decke Pos 5.I = 7.59 kN/m
 $q = 8.39$ kN/m

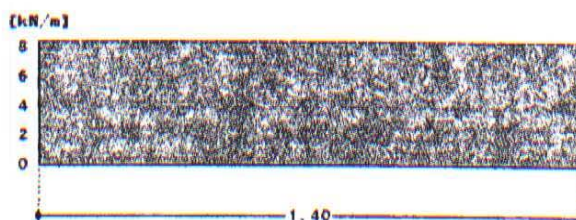
System

$M = 1 : 15$



Längen Feld 1 $l = 1.40$ m $l/lc = 1.00000$

Belastung
 $M = 1 : 15$



Feld 1 Gleichlast $g / q = 8.39 / 8.39$ kN/m

Schnittgrößen
 Stützkräfte

nach Elastizitäts-Theorie
 A/B $g = 5.87$ kN A/B $q = 5.87$ kN

Feld 1	x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
	0.00	5.87	5.87	0.00	0.00
	0.70 *			2.06	2.06
	1.40	-5.87	-5.87	0.00	0.00

Bemessung

nach DIN 1052-1/A1 (10.96) Lastfall H

Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10
 Elastizitätsmodul $E_{||} = 10000.00$ N/mm²
 für Durchbiegungsberechn. $E_{\perp} = 11000.00$ N/mm²
 Biegespannung zul $\sigma = 10.00$ N/mm²
 Schubspann. aus Querkraft zul $\tau = 0.90$ N/mm²

erf. Flächenwerte $A = 98$ cm² $W = 206$ cm³ $I = 818$ cm⁴

2 St. 120*90 mm NH, S10

$A = 21.60 * 10^3$ mm²

$$W = 0.324 * 10^6 \text{ mm}^3$$
$$I = 14.58 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sigma = 2.06 / 0.324 = 6.35 \text{ N/mm}^2 < 10 \text{ N/mm}^2$$
$$\tau = 1,5 * 5.87 / 21.60 = 0,41 \text{ N/mm}^2 < 0,9 \text{ N/mm}^2$$
$$f = 0.208 * 6.35 * 1.40^2 / 9 = 2.88 \text{ mm} < 1/300 = 4.67 \text{ mm}$$

Stützen Auflager 1 und 2 : **Stützen: 2 Stück 50*120 mm NH, S10** (Aussenwand im EG)

Auflagerpressung (max.)

$$\sigma_D = (8.75 + 5.87) * 10^3 / (2 * 50 * 120) = 1.22 \text{ N/mm}^2 < 2,00 \text{ N/mm}^2,$$

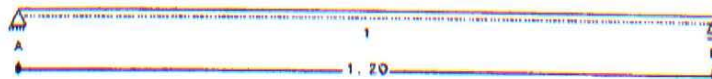
Knicklänge=2600 mm: $\lambda=2600/0,29*120=75 \Rightarrow \omega=2.04$

$$\sigma_w = 14.62 * 10^3 * 2.04 / (2 * 50 * 120) = 2.49 \text{ N/mm}^2 < 8,5 \text{ N/mm}^2.$$

Spannweite $L = 1.20 \text{ m}$

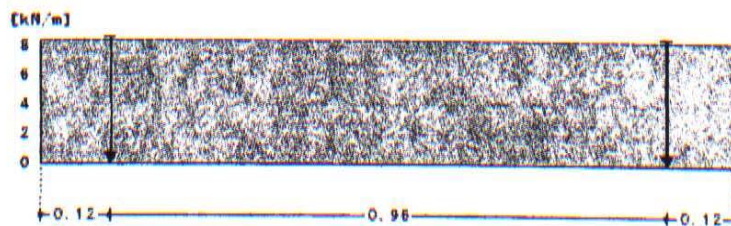
Belastung: Brüstung $1.60 * 0.50 = 0.80 \text{ kN/m}$
 (max) Last aus Decke Pos 5.1 $= 7.59 \text{ kN/m}$
 Einzellast aus Pos. 8.2 $P = 8.75 \text{ kN}$ $q = 8.39 \text{ kN/m}$

System
 $M = 1 : 10$



Längen Feld 1 $l = 1.20 \text{ m}$ $l/l_0 = 1.00000$

Belastung
 $M = 1 : 10$



Feld 1	Gleichlast	$g / q = 8.39$	/	8.39	kN/m
	Einzellast	Abstand von links	$a = 0.12$		m
		$G / Q = 8.75$	/	8.75	kN
	Einzellast	Abstand von links	$a = 1.08$		m
		$G / Q = 8.75$	/	8.75	kN

Schnittgrößen
 Stützkräfte

nach Elastizitäts-Theorie

Aufl.	ständig (kN)	q max (kN)	q min (kN)	Vollast (kN)
A	13.78	13.78	13.78	13.78
B	13.78	13.78	13.78	13.78

x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
0.00	13.78	13.78	0.00	0.00
0.60 *			2.56	2.56
1.20	-13.78	-13.78	0.00	0.00

<u>Bemessung</u>	nach DIN 1052-1/A1 (10.96)	Lastfall H		
	BSH Brettschichtholzklasse BS 11			
	Elastizitätsmodul	E = 11000.00	N/mm ²	
	Biegespannung	zul sig = 11.00	N/mm ²	
	Schubspann. aus Querkraft	zul tau = 1.20	N/mm ²	
erf. Flächenwerte	A = 172 cm ²	W = 233 cm ³	I = 939	cm ⁴
	gewählter Querschnitt b / d = 12/18 cm			
=====				
vorh. Flächenwerte	A = 216 cm ²	W = 648 cm ³	I = 5832	cm ⁴
Spannungsnachweis	Ort	M (kNm)	Q (kN)	Spannung vorh. Verhältnis

Biegung	Feld 1	2.56		3.95 0.36 <=1
Schub	Feld		-13.78	0.96 0.80 <=1
Verformungsnachweis	Ort	x (m)	vorh f (mm)	zul f (mm) erf I (cm ⁴)

	Feld 1	0.60	0.6 <=	4.0 = 1/300 939

Stützen, Auflager 1 und 2: Stütze: 2 Stück 50 *120 mm NH, S10 (Aussenwand)

Auflagerpressung:

$$\sigma_D = 13.78 \cdot 10^3 / (2 \cdot 50 \cdot 120) = 1.15 \text{ N/mm}^2 < 2,00 \text{ N/mm}^2$$

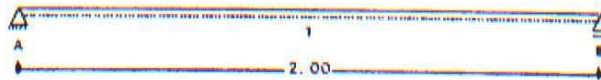
$$\text{Knicklänge} = 2600 \text{ mm: } \lambda = 2600 / (0,29 \cdot 120) = 75 \Rightarrow \omega = 2.04$$

$$\sigma_D = 13.78 \cdot 10^3 \cdot 2.04 / (2 \cdot 50 \cdot 120) = 2.34 \text{ N/mm}^2 < 8,5 \text{ N/mm}^2.$$

Spannweite max L = 2.00 m

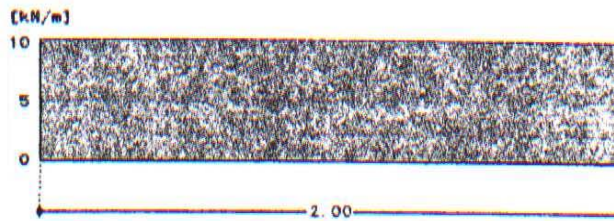
Belastung: Brüstung 1.60 * 0.50 = 0.80 kN/m
 (max) Last aus Decke Pos 5.3 = 9.54 kN/m
 + FIG. q = 10.34 kN/m

System
 M = 1 : 20



Längen Feld 1 l = 2.00 m l/l₀ = 1.00000

Belastung
 M = 1 : 20



Feld 1 Gleichlast g / q = 10.34 / 10.34 kN/m

Schnittgrößen
 Stützkräfte

nach Elastizitäts-Theorie
 A/B g = 10.34 kN A/B q = 10.34 kN

Feld 1	x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
	0.00	10.34	10.34	0.00	0.00
	1.00 *			5.17	5.17
	2.00	-10.34	-10.34	0.00	0.00

Bemessung

nach DIN 1052-1/A1 (10.96) Lastfall H

Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10
 Elastizitätsmodul E_{||} = 10000.00 N/mm²
 für Durchbiegungsberechn. E_⊥ = 11000.00 N/mm²
 Biegespannung zul_{sig} = 10.00 N/mm²
 Schubspann. aus Querkraft zul_{tau} = 0.90 N/mm²

erf. Flächenwerte A = 172 cm² W = 517 cm³ I = 2938 cm⁴
 gewählter Querschnitt b / d = 12/18 cm

vorh. Flächenwerte A = 216 cm² W = 648 cm³ I = 5832 cm⁴

Spannungsnachweis		Ort	M (kNm)	Q (kN)	vorh	Spannung Verhältnis
Biegung		Feld 1	5.17		7.98	0.80 <=1
Schub		Feld		10.34	0.72	0.80 <=1
Verformungsnachweis		Ort	x (m)	vorh f (mm)	zul f (mm)	erf l (cm4)
		Feld 1	1.00	3.4 <=	6.7 = 1/300	2938

Stützen Auflager 1 und 2 : **Stützen: 2 Stück 50*120 mm NH, S10 (Aussenwand im EG)**

Auflagerpressung (max.)

$$\sigma_D = (12.50 + 10.34) \cdot 10^3 / (2 \cdot 50 \cdot 120) = 1.90 \text{ N/mm}^2 < 2,00 \text{ N/mm}^2,$$

$$\text{Knicklänge} = 2600 \text{ mm}; \lambda = 2600 / 0,29 \cdot 120 = 75 \Rightarrow \omega = 2.04$$

$$\sigma_w = 22.84 \cdot 10^3 \cdot 2.04 / (2 \cdot 50 \cdot 120) = 3.88 \text{ N/mm}^2 < 8,5 \text{ N/mm}^2.$$

Pos. 8.6 Tür- und Fensterstürze (EG): Holzprofil 120*90 mm NH, S10

Spannweite $L = 1.40$ m

Belastung: Brüstung $1.60 * 0.50 = 0.80$ kN/m

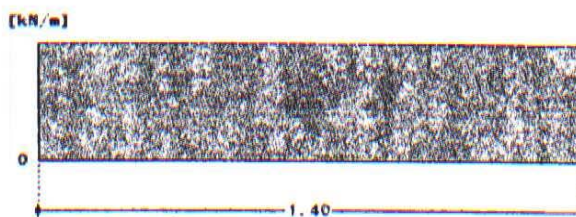
+Flg.

System
 $M = 1 : 15$



Längen Feld 1 $l = 1.40$ m $l/l_0 = 1.00000$

Belastung
 $M = 1 : 15$



Feld 1 Gleichlast $g / q = 0.80 / 0.80$ kN/m

Schnittgrößen nach Elastizitäts-Theorie
 Stützkräfte A/B $g = 0.56$ kN A/B $q = 0.56$ kN

Feld 1	x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
	0.00	0.56	0.56	0.00	0.00
	0.70 *			0.20	0.20
	1.40	-0.56	-0.56	0.00	0.00

Bemessung nach DIN 1052-1/A1 (10.96) Lastfall H

Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10
 Elastizitätsmodul $E_{||} = 10000.00$ N/mm²
 für Durchbiegungsberechn. $E_{\perp} = 11000.00$ N/mm²
 Biegespannung zul $\sigma = 10.00$ N/mm²
 Schubspann. aus Querkraft zul $\tau = 0.90$ N/mm²

erf. Flächenwerte $A = 9$ cm² $W = 20$ cm³ $I = 78$ cm⁴
 gewählter Querschnitt $b / d = 12 / 9$ cm

vorh. Flächenwerte $A = 108$ cm² $W = 162$ cm³ $I = 729$ cm⁴

Spannungsnachweis	Ort	M (kNm)	Q (kN)	Spannung	
				vorh.	Verhältnis
Biegung	Feld 1	0.20		1.21	0.12 <=1
Schub	Feld		-0.56	0.08	0.09 <=1
Verformungsnachweis	Ort	x (m)	vorh f (mm)	zul f (mm)	erf I (cm ⁴)
	Feld 1	0.70	0.5 <=	4.7 = 1/300	78

Stützen Auflager 1 und 2: **Stützen: 1 Stück 50*120 mm NH, S10**

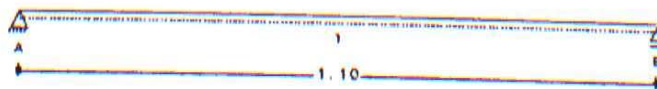
o.w. N

Pos. 8.8 Fenstersturz (EG): Holzprofil 120*90 mm NH, S10

Spannweite $L = 1.10 \text{ m}$

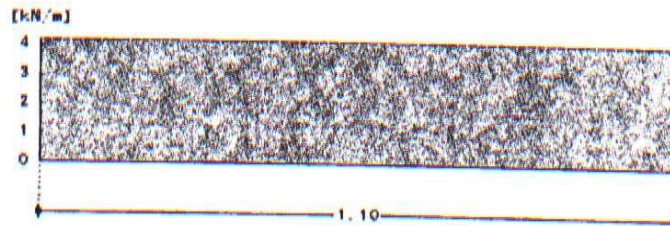
Belastung aus Pos. 2.4 $(2.05 / 0.80) = 2.56 \text{ kN/m}$
 Wand $3.20 * 0.50 = 1.60 \text{ kN/m}$
 $q = 4.16 \text{ kN/m}$

System
 $M = 1 : 10$



Längen Feld 1 $l = 1.10 \text{ m}$ $l/l_0 = 1.00000$

Belastung
 $M = 1 : 10$



Feld 1 Gleichlast $g / q = 4.16 / 4.16 \text{ kN/m}$

Schnittgrößen
 Stützkräfte

nach Elastizitäts-Theorie
 A/B $g = 2.29 \text{ kN}$ A/B $q = 2.29 \text{ kN}$

Feld 1	x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
	0.00	2.29	2.29	0.00	0.00
	0.55 *			0.63	0.63
	1.10	-2.29	-2.29	0.00	0.00

Bemessung

nach DIN 1052-1/A1 (10 96) Lastfall H

Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10
 Elastizitätsmodul $E_{||} = 10000.00 \text{ N/mm}^2$
 für Durchbiegungsberechn. $E_{\perp} = 11000.00 \text{ N/mm}^2$
 Biegespannung zul $\sigma_{ig} = 10.00 \text{ N/mm}^2$
 Schubspann. aus Querkraft zul $\tau_{au} = 0.90 \text{ N/mm}^2$

erf. Flächenwerte $A = 38 \text{ cm}^2$ $W = 63 \text{ cm}^3$ $i = 197 \text{ cm}$
 gewählter Querschnitt $b / d = 12 / 9 \text{ cm}$

vorh. Flächenwerte $A = 108 \text{ cm}^2$ $W = 162 \text{ cm}^3$ $i = 729 \text{ cm}$

Spannungsnachweis		Ort	M (kNm)	Q (kN)	Spannung vorh.	Verhältnis
Biegung		Feld 1	0.63		3.88	0.39 <=1
Schub		Feld		2.29	0.32	0.35 <=1
Verformungsnachweis		Ort	x (m)	vorh f (mm)	zul f (mm)	erf I (cm4)
		Feld 1	0.55	10 <=	3.7 = 1/300	197

Stützen Auflager 1 und 2: **Stützen: 1 Stück 50*120 mm NH, S10**

g.w.N

Pos. 8.8 Türsturz (EG): Holzprofil 120*90 mm NH, S10

Spannweite $L = 1.10$ m

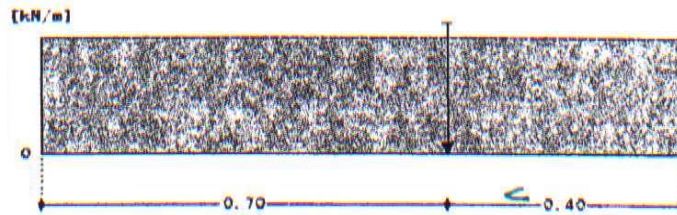
Belastung: Brüstung $1.60 * 0.50 = 0.80$ kN/m
 Einzellast aus Pos. 8.1 $P = 1.79$ kN

System
 $M = 1 : 10$



Längen Feld 1 $l = 1.10$ m $l/l_0 = 1.00000$

Belastung
 $M = 1 : 10$



Feld 1
 Gleichlast $g / q = 0.80$ / 0.80 kN/m
 Einzellast Abstand von links $a = 0.70$ m
 $G / Q = 1.79$ / 1.79 kN

Schnittgrößen
 Stützkräfte

nach Elastizitäts-Theorie				
Aufl.	ständig (kN)	q max (kN)	q min (kN)	Vollast (kN)
A	1.09	1.09	1.09	1.09
B	1.58	1.58	1.58	1.58

Feld 1	x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
	0.00	1.09	1.09	0.00	0.00
	0.70 *			0.57	0.57
	1.10	-1.58	-1.58	0.00	0.00

<u>Bemessung</u>	nach DIN 1052-1/A1 (10.96)	Lastfall H		
	Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10			
	Elastizitätsmodul	$E_{ }$	= 10000.00	N/mm ²
	für Durchbiegungsberechn.	E_{\perp}	= 11000.00	N/mm ²
	Biegespannung	zul sig	= 10.00	N/mm ²
	Schubspann. aus Querkraft	zul tau	= 0.90	N/mm ²
erf. Flächenwerte	A = 26 cm ²	W = 57 cm ³	I = 149 cm ⁴	
	gewählter Querschnitt			b / d = 12/9 cm
=====				
vorh. Flächenwerte	A = 108 cm ²	W = 162 cm ³	I = 729 cm ⁴	
Spannungsnachweis	Ort	M (kNm)	Q (kN)	Spannung vorh. Verhältnis

Biegung	Feld 1	0.57		3.50 0.35 <= 1
Schub	Feld		-1.58	0.22 0.24 <= 1
Verformungsnachweis	Ort	x (m)	vorh f (mm)	zul f (mm) erf I (cm ⁴)

	Feld 1	0.58	0.7 <=	3.7 = 1/300 149

Stützen Auflager 1 und 2: **Stützen: 1 Stück 50*120 mm NH, S10**

o.w. N

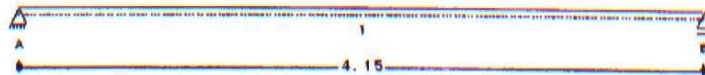
Pos. 11.1 Deckengleicher Balken - Treppenpodest Holzprofil KVH 120*220 mm NH₁S10

Spannweite L = 4.15 m

Belastung: aus Decke Pos. 5.1 (Anteil $4.32 \cdot 50 / 2$) \checkmark 1.08 kN/m
 aus dem Treppenlauf $\left| \begin{array}{l} 1.00 \cdot 2.40 / 2 \\ 3.50 \cdot 2.40 / 2 \end{array} \right. \begin{array}{l} g = 1.20 \text{ kN/m} \\ p = 4.20 \text{ kN/m} \end{array}$

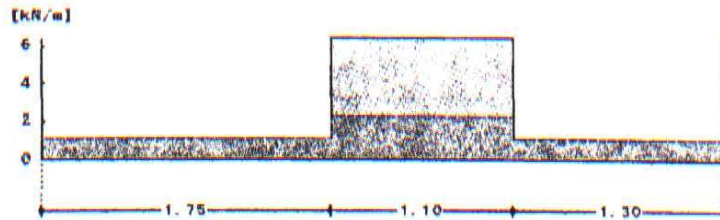
System

M = 1 : 35



Längen Feld 1 l = 4.15 m l/l₀ = 1.00000

Belastung
 M = 1 : 35



Feld 1	Gleichlast	g / q =	1.08	/	1.08	kN/m
	Blocklast	a / s =	1.75	/	1.10	m
		g / q =	1.20	/	5.40	kN/m

Schnittgrößen
 Stützkräfte

nach Elastizitätstheorie

Aufl.	ständig (kN)	q max (kN)	q min (kN)	Vollast (kN)
A	2.83	4.89	2.83	4.89
B	2.97	5.53	2.97	5.53

Feld 1

x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
0.00	4.89	2.83	0.00	0.00
2.16 *				3.49
2.21 *			7.60	
4.15	-2.97	-5.53	0.00	0.00

<u>Bemessung</u>	nach DIN 1052-1/A1 (10.96)			Lastfall H
	Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10			
	Elastizitätsmodul	E	= 10000.00 N/mm ²	
	für Durchbiegungsberechn.	E	= 11000.00 N/mm ²	
	Biegespannung	zul sig	= 10.00 N/mm ²	
	Schubspann. aus Querkraft	zul tau	= 0.90 N/mm ²	
erf. Flächenwerte	A = 92 cm ²	W = 760 cm ³	I = 8278 cm ⁴	
	gewählter Querschnitt			b / d = 12/22 cm
=====				
vorh. Flächenwerte	A = 264 cm ²	W = 968 cm ³	I = 10648 cm ⁴	
Spannungsnachweis	Ort	M (kNm)	Q (kN)	Spannung vorh. Verhältnis

Biegung	Feld 1	7.60		7.85 0.78 <=1
Schub	Feld		-5.53	0.31 0.35 <=1
Verformungsnachweis	Ort	x (m)	vorh f (mm)	zul f (mm)

	Feld 1	2.11	10.8 <=	13.8 = 1/300 8278

Stützen Auflager 1 und 2 : Stützen: 1 Stück 50*120 mm NH, S10 (Aussenwand)

Auflagerpressung (max.)

$$\sigma_D = 4.89 \cdot 10^3 / (50 \cdot 120) = 0.82 \text{ N/mm}^2 < 2,00 \text{ N/mm}^2,$$

$$\text{Knicklänge} = 2600 \text{ mm}; \lambda = 2600 / 0,29 \cdot 120 = 75 \Rightarrow \omega = 2.04$$

$$\sigma_{\omega} = 4.89 \cdot 10^3 \cdot 2.04 / (50 \cdot 120) = 1.66 \text{ N/mm}^2 < 8,5 \text{ N/mm}^2.$$

Dipl.-Ing. Janusz Ester
Beratender Ingenieur VBI
Hensoldtweg 3, 13593 Berlin
Tel. 030 364 93 31, Fax 030 364 04 586
BV: Einfamilienhaus

Objekt: **U219/06**
Datum: 20.11.2006

Sommer - 1766

Seite: 68

Pos. 12 Tragende Innenwände (DG/EG):

Stiele: Holzprofile 50*120 mm NH, S10, e = 627 mm, Randstiele 50*120 mm NH, S10

Wandaufbau :

Gipskartonplatten d = 12,5 mm
Holzwerkstoffplatten d = 12 mm, Senco-Klammern Typ N19 Draht d = 1.53 mm
e = 50 mm bzw. e = 120 mm
50x120 mm Holzständerwerk, e = 627 mm
Mineralfaserdämmung d = 50 mm
Holzwerkstoffplatten d = 12 mm, Senco-Klammern Typ N19 Draht d = 1.53 mm
e = 50 mm bzw. e = 120 mm
Gipskartonplatten d = 12.5 mm

Wandkopf (Obergurt) : 120 * 90 mm NH, S 10
Fusspunkt (Untergurt) : 120 * 60 mm NH, S 10

Belastung : Eigenlast Wand DG 2,6 * 0,50 = 1,30 kN/m

$P_v = 1.30 * 0,627 = 0.82 \text{ kN}$

o.w. N

Pos. 12.1 Tragende Innenwände (EG)

Stiele: Holzprofile 50*120 mm NH, S10, e = 418 mm, Randstiele 1 Stück 50*120 mm NH, S10

Wandaufbau:

Gipskartonplatten d = 12,5 mm
Holzwerkstoffplatten d = 12 mm, Senco-Klammern Typ N19 Draht d = 1.53 mm
e = 50 mm bzw. e = 120 mm
50x120 mm Holzständerwerk, e = 418 mm
Mineralfaserdämmung d = 50 mm
Holzwerkstoffplatten d = 12 mm, Senco-Klammern Typ N19 Draht d = 1.53 mm
e = 50 mm bzw. e = 120 mm
Gipskartonplatten d = 12.5 mm

Wandkopf (Obergurt): 120 * 90 mm NH, S 10

Fusspunkt (Untergurt): 120 * 60 mm NH, S 10

Belastung:

Eigenlast Wand DG	2,6 * 0,50	= 1,30 kN/m
aus Decke Pos. 5.3		= 24,06 kN/m
	Σq	= 25,36 kN/m

$P_v = 25,36 * 0,418 = 10,60 \text{ kN}$ (vertikale Last)

$P_h = 2/3 * 3,75 = 2,50 \text{ kN}$ (Auswirkung von waagerechten Windlast s. Pos. 14)

$P = 13,10 \text{ kN}$

Knicklänge: 2600 mm

$A = 2600 / (0,29 * 120) = 75 \Rightarrow \omega = 2,04$

Ausknickung in der schwachen Richtung ist durch die Beplankung verhindert.

$\sigma_w = 13,10 * 10^3 * 2,04 / (50 * 120) = 4,45 \text{ N/mm}^2 < 8,5 \text{ N/mm}^2$

Schwellendruck: $k_d = 1,33$

$\sigma_D = 13,10 * 10^3 / (50 * 120) = 2,18 \text{ N/mm}^2 < 1,33 * 2,0 = 2,66 \text{ N/mm}^2$

Belastung Randstiele $P = 0,5 * 10,60 + 2,50 = 7,80 \text{ kN}$

Schwellendruck:

$\sigma_D = 7,80 * 10^3 / (50 * 120) = 1,30 \text{ N/mm}^2 < 0,8 * 1,25 * 2,0 = 2,00 \text{ N/mm}^2$

Pos. 13.1 Türsturz (1. OG): Holzprofil 120*90 mm NH, S10

Spannweite $L = 1,10 \text{ m}$

Stützen Auflager 1 und 2: Stützen: 1 Stück 50*120 mm NH, S10

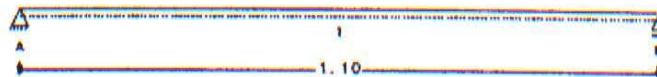
o.w. N

Pos. 13.2 Türsturz (EG): Holzprofil KVH 120*220 mm NH, S10

Spannweite $L = 1.10$ m

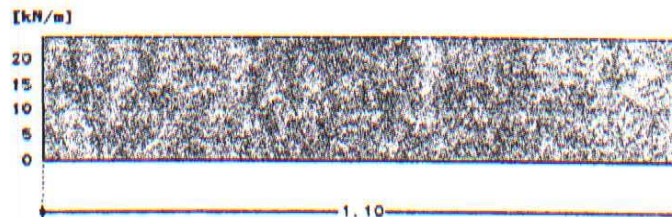
Belastung: Wand DG
 aus Decke Pos 5.1
 $+F16,$
 $\checkmark 1.30$ kN/m
 $= 22.93$ kN/m
 $q \checkmark 24.23$ kN/m

System
 $M = 1 : 10$



Längen Feld 1 $l = 1.10$ m $l/l_0 = 1.00000$

Belastung
 $M = 1 : 10$



Feld 1 Gleichlast $g / q = 24.23 / 24.23$ kN/m

Schnittgrößen
 Stützkräfte

nach Elastizitäts-Theorie
 $A/B g = 13.33$ kN $A/B q = 13.33$ kN

Feld 1	x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
	0.00	13.33	13.33	0.00	0.00
	0.55 *			3.66	3.66
	1.10	-13.32	-13.32	0.00	0.00

Bemessung

nach DIN 1052-1/A1 (10.96) Lastfall H

Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10
 Elastizitätsmodul $E || = 10000.00$ N/mm²
 für Durchbiegungsberechn. $E || = 11000.00$ N/mm²
 Biegespannung zul $\sigma = 10.00$ N/mm²
 Schubspann. aus Querkraft zul $\tau = 0.90$ N/mm²

erf. Flächenwerte $A = 222$ cm² $W = 366$ cm³ $I = 1145$ cm⁴
 gewählter Querschnitt $b / d = 12 / 22$ cm

vorh. Flächenwerte $A = 264$ cm² $W = 968$ cm³ $I = 10648$ cm⁴

Spannungsnachweis	Ort	M	Q	Spannung	
		(kNm)	(kN)	vorh.	Verhältnis
Biegung	Feld 1	3.66		3.79	0.38 <=1
Schub	Feld		13.33	0.76	0.84 <=1

Verformungsnachweis	Ort	x	vorh f	zul f	erf I
		(m)	(mm)	(mm)	(cm ⁴)
	Feld 1	0.55	0.4 <=	3.7 = 1/300	1145

Stützen Auflager 1 und 2 : **Stützen: 2 Stück 50*120 mm NH, S10 (Innenwand)**

Auflagerpressung (max.)

$$\sigma_D = 13.33 \cdot 10^3 / (2 \cdot 50 \cdot 120) = 1.11 \text{ N/mm}^2 < 2,00 \text{ N/mm}^2,$$

Knicklänge=2600 mm: $\lambda = 2600 / 0,29 \cdot 120 = 75 \Rightarrow \omega = 2.04$

$$\sigma_\omega = 13.33 \cdot 10^3 \cdot 2.04 / (2 \cdot 50 \cdot 120) = 2.27 \text{ N/mm}^2 < 8,5 \text{ N/mm}^2.$$

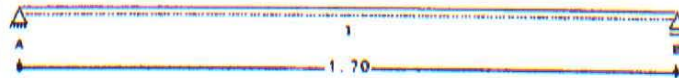
Pos. 13.3 Sturz (EG): Holzprofil 120*90 mm NH, S10

Spannweite $L = 1.70$ m

Belastung: aus Decke Pos. 5.1/5.3 (Anteil $4.32 \cdot 50$) = 2.16 kN/m

System

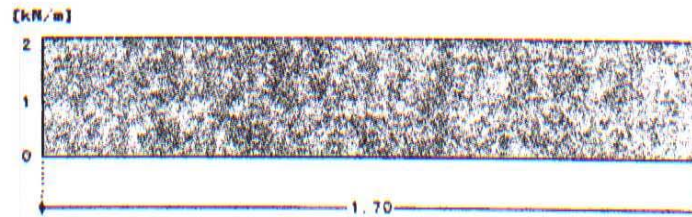
$M = 1 : 15$



Längen

Feld 1 $l = 1.70$ m $l/l_c = 1.00000$

Belastung
 $M = 1 : 15$



Feld 1 Gleichlast $g / q = 2.16 / 2.16$ kN/m

Schnittgrößen
Stützkräfte

nach Elastizitäts-Theorie

A/B $g = 1.84$ kN A/B $q = 1.84$ kN

Feld 1

x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
0.00	1.84	1.84	0.00	0.00
0.85 *			0.78	0.78
1.70	-1.84	-1.84	0.00	0.00

Bemessung

nach DIN 1052-1/A1 (10.96)

Lastfall H

Vollholz NH Sortierklasse S10/MS10

Elastizitätsmodul $E_{II} = 10000.00$ N/mm²

für Durchbiegungsberechn. $E_{II} = 11000.00$ N/mm²

Biegespannung zul $\sigma_{ig} = 10.00$ N/mm²

Schubspann. aus Querkraft zul $\tau = 0.90$ N/mm²

erf. Flächenwerte

$A = 31$ cm² $W = 78$ cm³ $I = 377$ cm⁴

gewählter Querschnitt $b / d = 12 / 9$ cm

vorh. Flächenwerte

$A = 108$ cm² $W = 162$ cm³ $I = 729$ cm⁴

Spannungsnachweis	Ort	M	Q	Spannung	
		(kNm)	(kN)	vorh.	Verhältnis
Biegung Schub	Feld 1	0.78		4.82	0.48 <=1
	Feld		1.84	0.26	0.28 <=1
Verformungsnachweis	Ort	x	vorh f	zul f	erf I
		(m)	(mm)	(mm)	(cm4)
	Feld 1	0.85	2.9 <=	5.7 = 1/300	377

Stützen Auflager 1 und 2: **Stützen: 1 Stück 50*120 mm NH, S10**

o.w. N

Pos. 13.4 Türsturz (EG): Holzprofil BSH 120*220 mm BS11

Spannweite $L = 1.10$ m

Belastung : Wand DG = 1.30 kN/m
 aus Decke Pos 5.1 = 22.93 kN/m
 = 24.23 kN/m
 Einzellast aus Pos. 11.1 $P = 5.53$ kN

System

$M = 1 : 10$

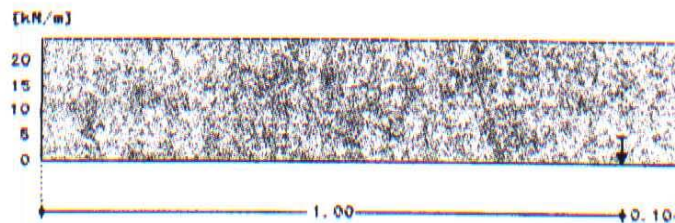


Längen

Feld 1 $l = 1.10$ m $l/l_0 = 1.00000$

Belastung

$M = 1 : 10$



Feld 1 Gleichlast $g / q = 24.23$ / 24.23 kN/m
 Einzellast Abstand von links $a = 1.00$ m
 $G / Q = 5.53$ / 5.53 kN

Schnittgrößen
Stützkräfte

nach Elastizitäts-Theorie				
Aufl.	ständig (kN)	q max (kN)	q min (kN)	Vollast (kN)
A	13.83	13.83	13.83	13.83
B	18.35	18.35	18.35	18.35

Feld 1	x (m)	Q max (kN)	Q min (kN)	M max (kNm)	M min (kNm)
	0.00	13.83	13.83	0.00	0.00
	0.57 *			3.95	3.95
	1.10	-18.35	-18.35	0.00	0.00

<u>Bemessung</u>	nach DIN 1052-1/A1 (10.96)	Lastfall H	
	BSH Brettschichtholzklasse BS 11		
	Elastizitätsmodul	$E_{ } = 11000.00 \text{ N/mm}^2$	
	Biegespannung	zul $\sigma = 11.00 \text{ N/mm}^2$	
	Schubspann. aus Querkraft	zul $\tau = 1.20 \text{ N/mm}^2$	
erf. Flächenwerte	A = 229 cm ² W = 359 cm ³ I = 1248 cm ⁴		
	gewählter Querschnitt	b / d = 12/22 cm	
vorh. Flächenwerte	A = 264 cm ² W = 968 cm ³ I = 10648 cm ⁴		
Spannungsnachweis	Ort	M (kNm) Q (kN) vorh. Spannung Verhältnis	
Biegung	Feld 1	3.95 -18.35 4.08 0.37 <= 1	
Schub	Feld		1.04 0.87 <= 1
Verformungsnachweis	Ort	x (m) vorh f (mm) zul f (mm) erf I (cm ⁴)	
	Feld 1	0.56 0.4 <= 3.7 = 1/300 1248	

Stützen Auflager 1 und 2 : Stützen: 2 Stück 50*120 mm NH, S10 (Innenwand)

Auflagerpressung (max.)

$$\sigma_D = 18.35 \cdot 10^3 / (2 \cdot 50 \cdot 120) = 1.53 \text{ N/mm}^2 < 2,00 \text{ N/mm}^2,$$

Knicklänge=2600 mm; $\lambda = 2600 / 0,29 \cdot 120 = 75 \Rightarrow \omega = 2.04$

$$\sigma_{\omega} = 18.35 \cdot 10^3 \cdot 2.04 / (2 \cdot 50 \cdot 120) = 3.12 \text{ N/mm}^2 < 8,5 \text{ N/mm}^2.$$

Pos. 14.1 Gebäudeaussteifung – Wandscheiben 1. Obergeschoss

Stabilisierung.

Die aussteifenden Wände werden als Wandscheiben mit einer beidseitigen Beplankung mit Spanplatte $d = 12$ mm ausgebildet..

Nach DIN 1052, T 3 Abs. 8.

Beplankung	Bs (m)	Tafelhöhe in m < 2,6 m
Beidseitig	1,20-1,30	5,0
Einseitig	1,20-1,30	4,0

Wandscheiben in die Längsrichtung:

Weiterleitung die Horizontalkräfte an die Außenwände und Innenwände:

$$F_h = 0,5 * (0,8 + 0,5) * 8,43 * 2,7 / 2 + 0,5 * (0,02 + 0,60) * \tan 22^\circ * 8,43 * 2,50 * 0,5 = \underline{9,13 \text{ kN}}$$

$$\text{Wandlänge vorh.: } L = 1,20 + 1,55 + 1,55 + 1,20 + 1,70 + 2,35 + 1,45 + 1,85 = 12,85 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 12,85 / 1,2 = 10,71 \text{ Scheiben.}$$

$$F_h \text{ pro Scheibe: } 9,13 / 10,71 = 0,85 \text{ kN} < 5,0 \text{ kN}$$

$$F_z = 0,85 * 2,6 / 1,2 = 1,85 \text{ kN}$$

Wandscheiben in die Querrichtung:

$$F_h = 0,5 * (0,8 + 0,5) * 10,50 * 2,7 / 2 + 0,5 * (0,02 + 0,60) * \tan 22^\circ * 10,50 * 2,50 * 0,5 = 10,85 \text{ kN}$$

$$\text{Wandlänge vorh.: } L = 4,85 + 2,10 + 4,00 + 2,45 + 2,15 + 2,15 + 2,15 = 19,85 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 19,85 / 1,2 = 16,54 \text{ Scheiben.}$$

$$F_h \text{ pro Scheibe: } 10,85 / 16,54 = 0,66 \text{ kN} < 5,0 \text{ kN}$$

$$F_z = 0,66 * 2,6 / 1,2 = 1,43 \text{ kN}$$

Pos. 14.2 Gebäudeaussteifung – Wandscheiben Erdgeschoss

Stabilisierung.

Die aussteifenden Wände werden als Wandscheiben mit einer beidseitigen Beplankung mit Spanplatte $d = 12$ mm ausgebildet.
Nach DIN 1052, T 3 Abs. 8.

Beplankung	Bs (m)	Tafelhöhe in m < 2,6 m
Beidseitig	1,20-1,30	5,0
Einseitig	1,20-1,30	4,0

Wandscheiben in die Längsrichtung:

Weiterleitung die Horizontalkräfte an die Außenwände und Innenwände:

$$F_h = 0,5 * (0,8 + 0,5) * 8,43 * 2,7 = 14,79 \text{ kN}$$

Wandlänge vorh.: $L = 1,20 + 1,55 + 1,55 + 1,20 + 1,65 + 2,15 + 4,00 + 1,70 + 2,30 + 1,35 + 1,85 = 20,50 \text{ m}$
 $\Rightarrow 20,50 / 1,2 = 17,08$ Scheiben.

$$F_h \text{ pro Scheibe: } 14,79 / 17,08 = 0,87 \text{ kN} < 5,0 \text{ kN}$$

$$F_z = 0,87 * 2,6 / 1,2 = 1,88 \text{ kN}$$

$$F = 1,88 + 1,85 = 3,73 \text{ kN}$$

Wandscheiben in die Querrichtung:

$$F_h \leq 0,5 * (0,8 + 0,5) * 10,50 * 2,7 = 18,42 \text{ kN}$$

Wandlänge vorh.: $L = 2,25 + 1,70 + 2,10 + 2,50 + 4,00 + 1,65 + 1,55 + 2,75 + 2,15 = 20,65 \text{ m}$

$\Rightarrow 20,65 / 1,2 = 17,20$ Scheiben.

$$F_h \text{ pro Scheibe: } 18,42 / 17,20 = 1,07 \text{ kN} < 5,0 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,07 * 2,6 / 1,2 = 2,32 \text{ kN}$$

$$F = 2,32 + 1,43 = 3,75 \text{ kN}$$

Pos. 15 Befestigung der Aussenwände und tragende Innenwände:

Die aussteifenden Wände werden in den Punkten "X" an die Fundamente verankert.

1. Wandanschluss Wände 1. OG:

Schlüsselholzschraube 12/180 mit U-Scheibe $d = 58$ mm, Verschraubung je Pfostenfeld
SFS WT-T_8.2x190 $e = 125$ cm

**2. Wandanschluss EG : gleichschenkliger Winkelstahl 100x10 L = 300 mm mit mind. 10 Stück
BMF Kammnägeln 4.0x60**

Kammnägeln in den Holzständer.

$$F_{zul} = 0,71 * 10 = 7.10 \text{ kN} > \text{max. } F_2 = 3.75 \text{ kN}$$

Wandanschluss: 1 Stück Anker Fischer FBN 12/30+50 im Beton C20/25 befestigt.

$$F_{zul} = 9.92 \text{ kN} > \text{max. } F_2 = 3.75 * 100 / 65 = 5.77 \text{ kN}$$

Pos. 16 Befestigung der Querwände

Sehe Pos. 17

Pos. 17 Anschluss Aussenwand/Innenwand und Aussenwand/Giebelwand (1. OG und EG)

Übertragung der Verankerungskraft von der tragenden Innenwand und der Giebelwand zur Aussenwand.

$$\text{Max. } F_2 = 3.75 \text{ kN}$$

$$10 \text{ mm Schrauben : zul } N = 4 * 47 * 10 = 1,88 \text{ kN (angenommen zul } N = 17 * ds^2 = 1.70 \text{ kN)}$$

Anzahl $d = 10$ mm Holzschrauben:

$$n = 3.75 / 1,70 = 2.21 \Rightarrow 4 \text{ Stück senkrecht angeordnet, } e = 4650 \text{ mm}$$

Pos. 18 Lastenzusammenstellung

1.	Aussenwände (max)	24.64 kN/m
2.	Innenwände (max) Pos. 12.1 + EG - INNENWAND	26.36 kN/m