

IB Wickert	Ingenieurbüro für Bauplanung Dipl.- Ing. (FH) Christine Wickert		
	Ebersstr. 33, 10 827 Berlin	Tel.: 030 – 781 11 19 Fax: 030 – 896 155 12	Funk: 0170 – 594 85 14 E-mail: ib-wickert@kabelmail.de

**Statische Berechnung
Porto Forte
Model VPN8E- 2750 (800 N/m²)
2 - Post**

Auftraggeber:

ETS Dienstleistungs und Handels GmbH
(XIMAX)
Gewerbestr. 9a
A-6973 Höchst

Vorgaben:

Statische Vorlagen vom 08.04.2011
Von:
ETS Dienstleistungs und Handels GmbH
(XIMAX)
Gewerbestr. 9a
A-6973 Höchst

Statik :

IB Wickert Ingenieurbüro für Bauplanung
Dipl.-Ing. (FH) Chr. Wickert
Ebersstr. 33
10 827 Berlin

IB Wickert
Dipl.-Ing. (FH) Chr. Wickert
Ebersstr. 33 · 10827 Berlin
Tel. / Fax: 030 / 781 11 19
Funk: 0170 / 594 85 14
Chr. Wickert

Tel.: 030 - 781 11 19

[Handwritten Signature]
.....
Aufgestellt: Berlin, 21.09.2011

Inhaltsverzeichnis

Pos.	Inhalt/Bezeichnung	Seiten		
	Deckblatt	01		
	Inhaltsverzeichnis	02		
	Vorbemerkungen	03		
	Lastannahmen, Wind	04		
	Lastannahmen, Schnee	05		
	Überlagerung der Lastfälle	06		
	Geometrie	07		
	Übersicht Pos.	08		
DP - 00	Dachhaut, Polycarbonat	09		
DP - 01	Dachträger	10	-	11
DP - 02	Seitlicher Dachträger	12	-	13
DP - 03	Mittel-Querträger	14	-	15
DP - 04	Front-Querträger	16	-	17
DP - 05	Dachrinnen Querträger	18	-	19
DP - 06	Rahmensystem, Riegel und Stützen	20	-	24
F 01	Einzelfundament	25	-	27
	Zusammenfassung, Aufstellgebiete	28		

Vorbemerkungen:**A.) Allgemeines**

Bei dem Car- Port (PKW- Unterstellplatz) handelt es sich um eine Aluminium- Konstruktion aus eingespannten Stielen und Kragträgern
Längs- und Querträgern. (siehe Übersicht)

Grund der statischen Nachweise (Untersuchungen) nach Deutschen DIN 4113-1 und EN – Normen
DIN EN 1999 ist die Bundesweite Aufstellung des Car- Ports, Porto Forte Modell, Typ VPN8E- 2750 (800 N/m²).

Die Nachweise werden so geführt, dass die Traglastsicherheit mit den γ_F – fachen Teilsicherheitsbeiwerten infolge der Einwirkungen (Lasten) erbracht wird.
Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis wird mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_F = 1,00$,
d. h. ohne Erhöhung geführt
Die Widerstände werden mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,00$ belegt.

Die Aufstellungsorte werden jedoch durch die Schneelast – und Windlastzonen der BRD begrenzt.
Siehe hierzu Zusammenfassung letzte Seite

B.) Vorgaben/Unterlagen

Statik VPN8E- 2750 (800N/m²), 21 Seiten übergeben durch
ETS Dienstleistungs und Handels GmbH
(XIMAX)
Gewerbestr. 9a
A-6973 Höchst

Materialkennwerte.

C.) Material**Vorgabe: Aluminium Material****A6NO1-T5**

Tension	= Zugfestigkeit	= > 245,00 N/mm ²	= $f_{u,k}$
Durable Strength	= Dauerfestigkeit	= > 205,00 N/mm ²	= $f_{o,2k}$

Zuordnung zu den DIN EN AW ...

Vorgabe: Aluminium Material**A60631-T1**

Tension	= Zugfestigkeit	= > 120,00 N/mm ²	= $f_{u,k}$
Durable Strength	= Dauerfestigkeit	= > 60,00 N/mm ²	= $f_{o,2k}$

Zuordnung zu den DIN EN AW 6063...

Vorgabe: Stahl Material**SS 400**

Tension	= Zugfestigkeit	= > 400,00 N/mm ²	= $f_{u,k}$
Durable Strength	= Dauerfestigkeit	= > 295,00 N/mm ²	= $f_{y,k}$

Nach DIN 18800, S 325 gleichgesetzt.

Schrauben:

Vorgabe für tragende Schrauben

Tension	= Zugfestigkeit	= 510,00 - 710,00- N/mm ²	= $f_{u,k}$
---------	-----------------	--------------------------------------	-------------

wird dem Stahl nach DIN 18800, der Festigkeitsklasse (6.8) zugeordnet.

$f_{u,k}$ = 600,00 N/mm²

$f_{o,2k}$ = 480,00 N/mm²

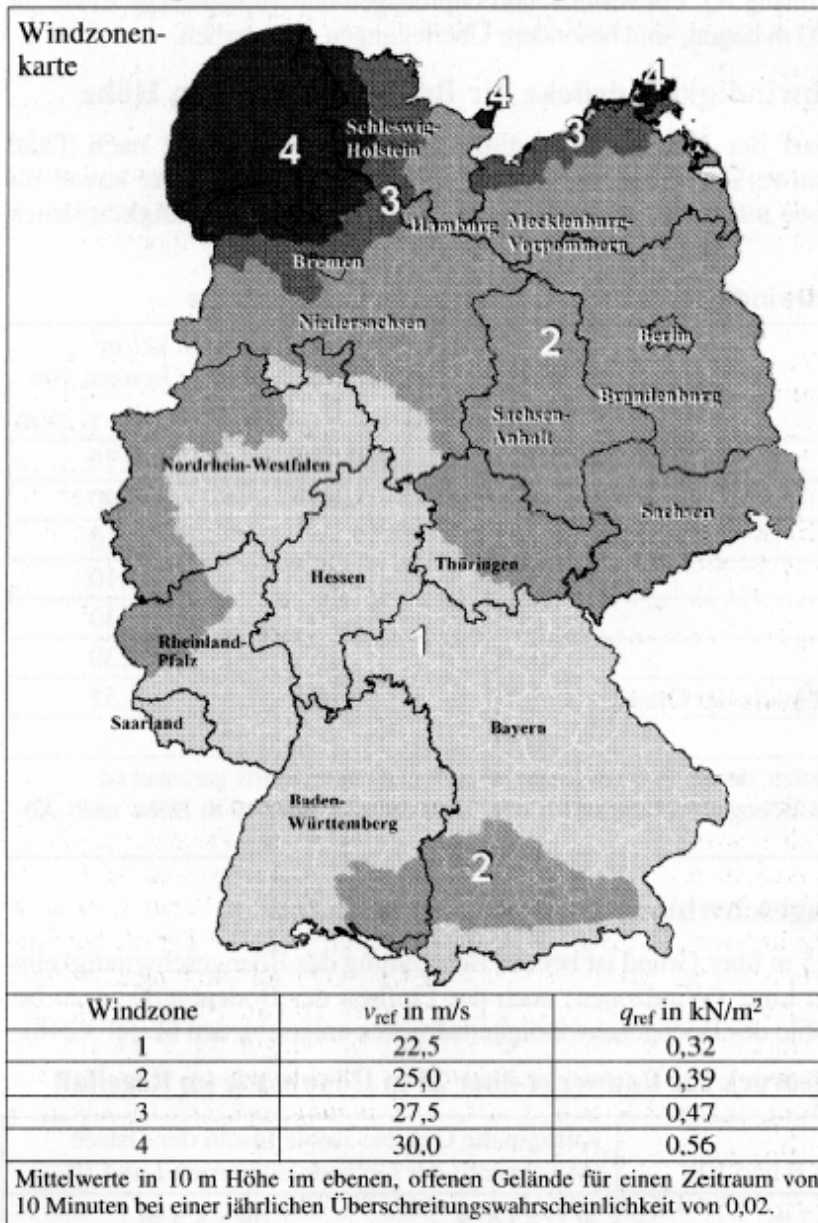
D.) Verwendete Unterlagen

DIN 1055,- 4 (03.05) und 5 (Wind und Schneelasten), DIN 1045 Stahlbeton
DIN 1054 Geotechnik, (einschl. Forderungen der DIN EC 1 und EC 7)
DIN 4113, DIN 4113/A1, DIN 18800 und DIN V ENV 1993 (Hohlquerschnitte)
Schneider und Holschemacher Bautabellen.
Aluminium im Konstruktiven Ingenieurbau/G. Valtinat und DIN EN 1999.

Windlasten:

Windzonenkarte mit den zugehörigen Windgeschwindigkeiten v_{ref} und Geschwindigkeitsdrücken q_{ref} nach DIN 1055-4, Anhang A

Geländekategorien nach DIN 1055-4 Anhang B



- Geländekategorie I: Offene Seen, Seen mit mind. 5,0 km freier Fläche in Windrichtung; flaches Land ohne Hindernisse.
- Geländekategorie II: Gelände mit Hecken. Einzelnen Gehöfen, Häusern oder Bäumen z. B. Landwirtschaftliche Gebiet.
- Geländekategorie III: Vorstädte, Industrie und Gewerbegebiete, Wälder

a) Windlastzone I und II, - Binnenland –(Mischprofil der Geländekategorien II und III.
 Mit $q_{ref} = 0,39 \text{ kN/m}^2$ (WZ II)
 $q(z) = 1,5 * q_{ref}$ $z = 3,00 \text{ m}$
 für $z \leq 7,00 \text{ m}$ $q(z) = 1,50 * 0,39 = 0,59 \text{ kN/m}^2$

b) Windlastzone II und III, -in küstennahen Gebieten sowie auf den Inseln der Ostsee
 (Mischprofil der Geländekategorien I und II)
 Mit $q_{ref} = 0,47 \text{ kN/m}^2$ (WZ III)
 $q(z) = 1,8 * q_{ref}$
 für $z \leq 4,00 \text{ m}$ $q(z) = 1,80 * 0,47 = \underline{0,85 \text{ kN/m}^2}$

Charakteristische Werte der Schneelast auf dem Boden

Tafel 3.43 Charakteristische Werte der Schneelast auf dem Boden

	Zone	Charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden in kN/m²
	1	$s_k = 0,19 + 0,91 \cdot \left(\frac{A+140}{760} \right)^2 \geq 0,65$
	1a	$s_k = 1,25 \cdot \left[0,19 + 0,91 \cdot \left(\frac{A+140}{760} \right)^2 \right] \geq 0,81$
	2	$s_k = 0,25 + 1,91 \cdot \left(\frac{A+140}{760} \right)^2 \geq 0,85$
	2a	$s_k = 1,25 \cdot \left[0,25 + 1,91 \cdot \left(\frac{A+140}{760} \right)^2 \right] \geq 1,06$
	3 ¹⁾	$s_k = 0,31 + 2,91 \cdot \left(\frac{A+140}{760} \right)^2 \geq 1,10$
A Geländehöhe über dem Meeresniveau in m		
¹⁾ In Zone 3 können für bestimmte Lagen (z. B. Oberharz, Hochlagen des Fichtelgebirges, Reit im Winkl, Obernach/Walchensee) höhere Werte als nach der oben angegebenen Gleichung maßgebend sein. Angaben über die Schneelast in diesen Regionen sind bei den zuständigen Stellen einzuholen.		
Norddeutsches Tiefland: In Gemeinden, die in der Tabelle „Zuordnung der Schneelastzonen nach Verwaltungsgrenzen“ (siehe www.dibt.de) mit der Fußnote „Nordd. Tiefland.“ gekennzeichnet sind, ist in den Zonen 1 und 2 zusätzlich zu den ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen auch die Bemessungssituation mit Schnee als außergewöhnliche Einwirkung zu überprüfen. Dabei ist der Bemessungswert der Schneelast mit $s_1 = 2,3 \cdot \mu_1 \cdot s_k$ anzunehmen.		

Schneelast auf den Dächern

$S_i = \mu_1 \cdot s_k$

μ_1 = Formbeiwert der Schneelast in Abhängigkeit von der Dachform und Dachneigung.

s_k = Schneelast auf dem Boden.

Vorgaben Hersteller Car- Port. Schneelast 0,80 kN/m² (auf dem Dach)

Entspricht der Schneelastzone 1 und 2, $s_k = 0,80/0,8 = 1,00$ kN/m², dies entspricht einer Höhenlage von 580 m ü. d. M. (in der Schneelastzone 1)

Höhenlage von 485 m ü. d. M. (in der Schneelastzone 1a)

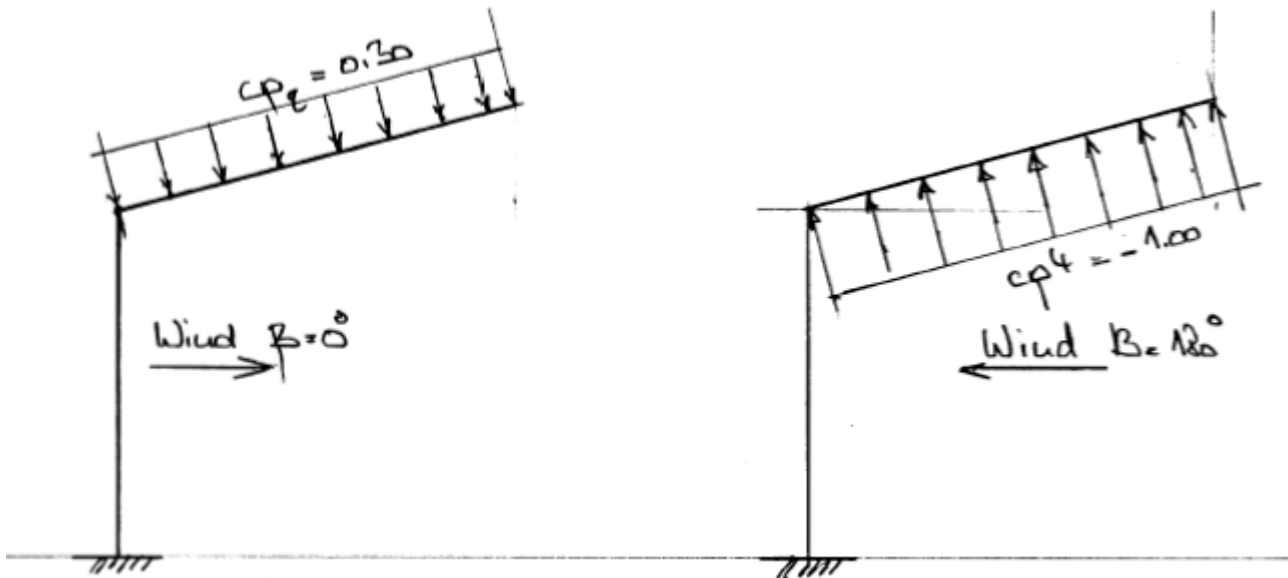
Höhenlage von 340 m ü. d. M. (in der Schneelastzone 2) $s_k = 1,01$ kN/m²

$S_i = 0,80$ kN/m²

Max. Schneelasthöhe auf dem Dach = 26,7 cm

Freistehende Überdachung (ohne Versperrung)

Wind von links, $\beta = 0$ $cp2 = -0,30 + 0,60 = 0,30$
 Wind von rechts, $\beta = 180$ $cp4 = -0,30 - 0,70 = -1,00$
 Freistehende Dächer für den Nachweis der Dachhaut, umlaufend auf 1,0 m Breite
 $C_{pe, res} -2,50$



Lastannahmen:

Dachfläche $\alpha = \sim 10^\circ$ Dachhaut/Dachfläche
 Polycarbonat 1,8 mm + Dachprofile
 Aluminiumprofile (Dachhaut)

= 0,038 kN/m²
 = 0,012 kN/m²
 gk Dfl. = 0,050 kN/m²
 gk Dfl. = 0,057 kN/m²

Mit allen Profilen und Kragträger

auf die Grundrißfläche

gk Gfl = 0,06 kN/m²

Lastkombination nach DIN 1055-100

1) Lastkombination, für max vertikale Belastung aus Schnee und Wind
 q_s Schneelastzone 2 und , q_w Windlastzone 2

$$g + s + w = \gamma G_{k} + \gamma Q_{s,k} + c_p \cdot \psi_0 \cdot \gamma Q_{w,k} =$$

$$0,06 \cdot 1,35 + 1,5 \cdot \underline{0,80} + 0,30 \cdot 0,60 \cdot 1,50 \cdot 0,59 = \underline{1,44 \text{ kN/m}^2} \text{ (maßgebend)}$$

2. Lastkombination

$$g + q + w + s = \gamma G_{k} + c_p \cdot \gamma Q_{w,k} + \psi_0 + \gamma Q_{s,k}$$

$$0,06 \cdot 1,35 + 0,30 \cdot 1,50 \cdot \underline{0,59} + 0,50 \cdot 1,50 \cdot 0,80 = 0,95 \text{ kN/m}^2$$

3. Lastkombination, für max. abhebende Kräfte (Wind – Sog)

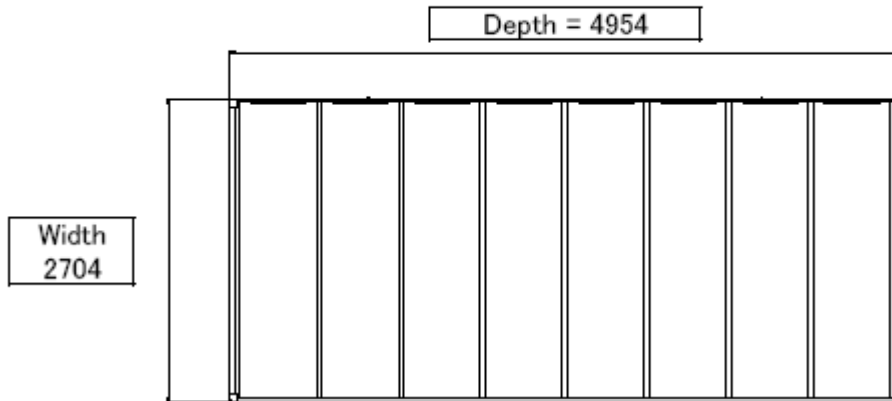
$g - q_{ws}$

$$0,06 \cdot 1,00 - 0,59 \cdot 2,50 = -1,48 \text{ kN/m}^2 \text{ (ohne Abzug Dachhaut)}$$

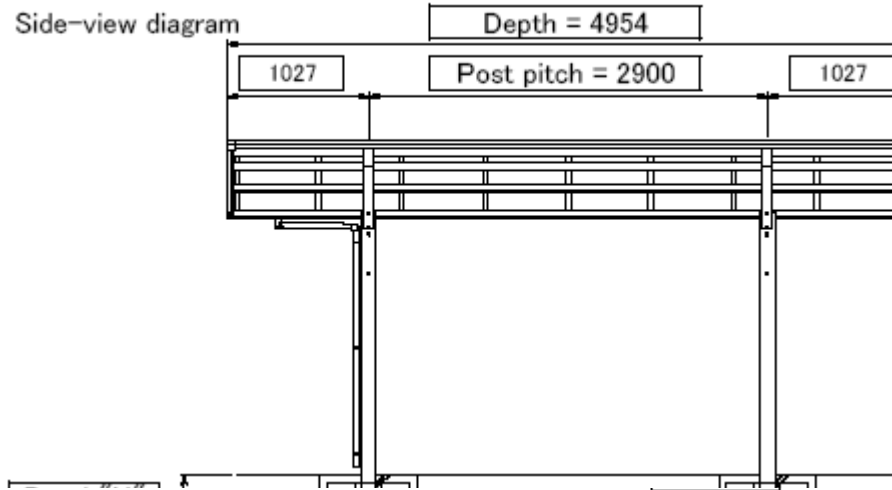
$$- 0,59 \cdot 1,00 = -0,59 \text{ kN/m}^2$$

1 Structural Summary

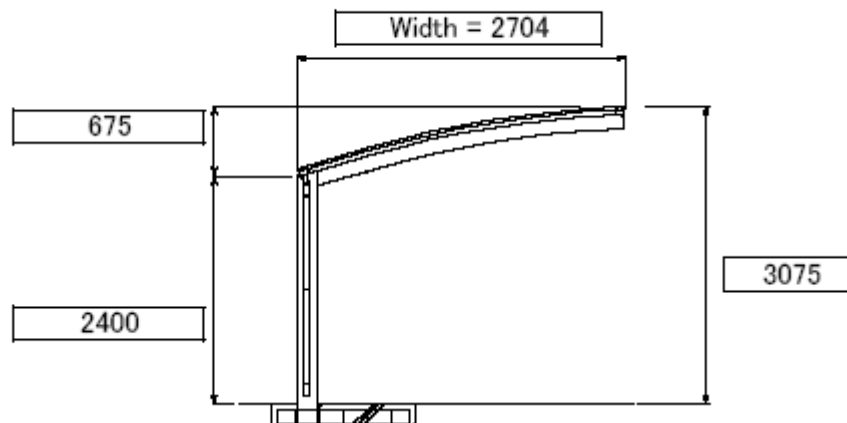
2D-Diagram



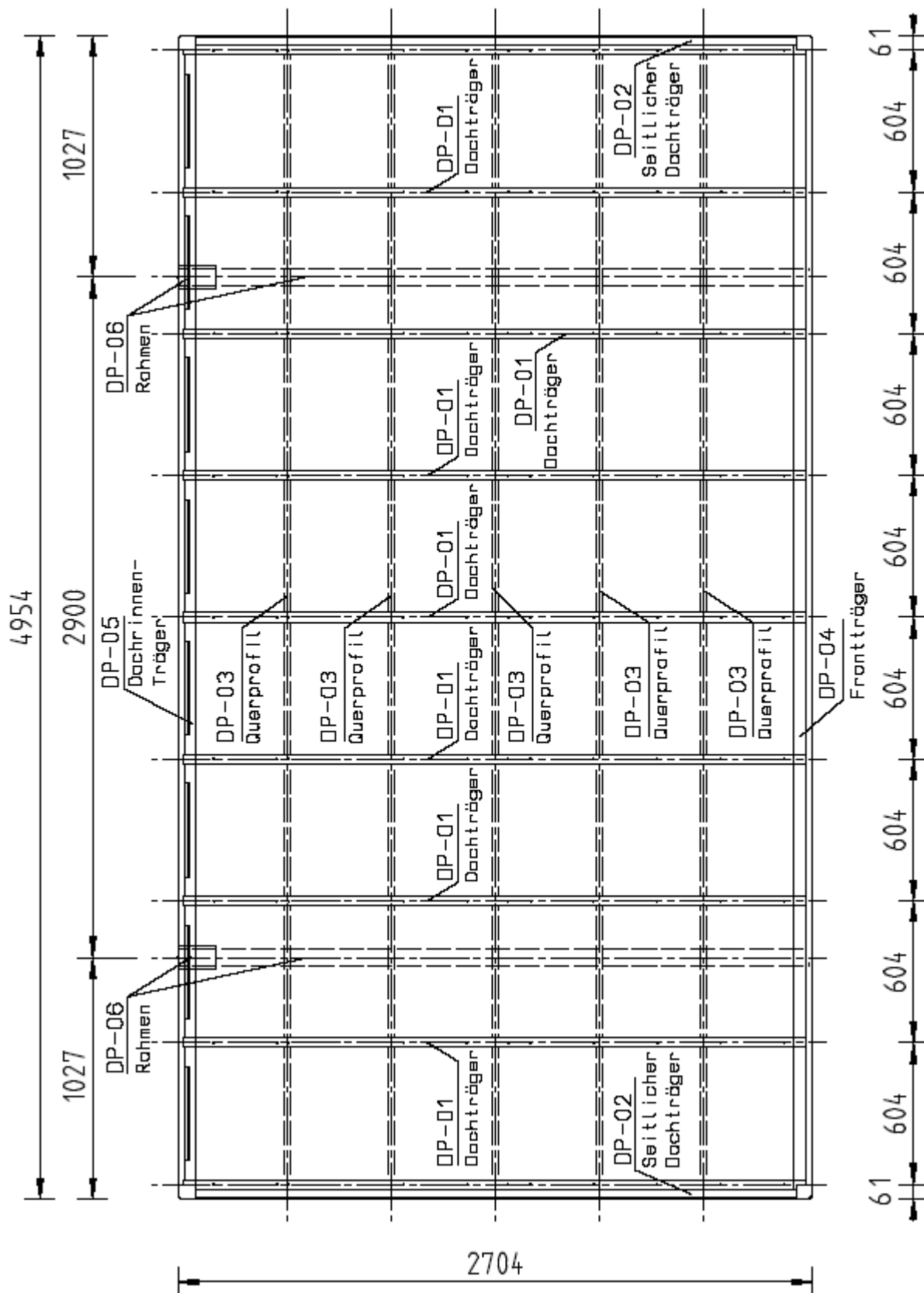
Side-view diagram



Span diagram



Übersicht Pos.



Pos. DP 00 Dachhaut (Polycarbonat), t = 0,18cm

Messeinheiten (Si- Einheiten) Umrechnung

1 N = 0,102 kgf

Vorgaben:

E- Modul	E	:	21.000,0 kgf/cm ² = 210.000,0 N/cm ² = 210,0 kN/cm ²
zul. δ_B		:	540,0 kgf/cm ² = 5.400,0 N/cm ² = 5,40 kN/cm ²
Querdehnzahl, ν :		:	0,30 (Poisson ratio)
Stärke/Dicke	t	:	0,18 cm
Kurze Seite	a	:	56,40 cm
Lange Seite	b	:	272,0 cm

Belastung:

q	= (g+s+w)	= 0,03+0,80+0,11	:	0,94 kN/m ² = 0,0094 kgf/cm ²
q _{ws}	= Wind-Sog		:	-0,59 kN/m ² , am Rand umlaufend = -1,48 kN/m ²

Max. Durchbiegung : max. w

$$A \cdot \max. w^3 + B \cdot \max. w + C = 0$$

$A = (4 \cdot \nu / a^2 b^2 + (3 - \nu^2) \cdot (1/a^4 + 1/b^4)) / h^3$	=	4940,90
$B = (4/3) \cdot (1/a^2 + 1/b^2) / h$	=	79,64
$C = -256 \cdot (1 - \nu^2) \cdot q / (\pi^6 \cdot E \cdot h^4)$	=	-10332,44

Max. w = ~1,274cm

Max. Biegespannung

$$\delta \max. = \pi^2 \cdot E \cdot \max. w / (8 \cdot (1 - \nu^2)) \cdot ((2 - \nu^2) \cdot \max. w + 4h) a^2 + \nu \cdot (\max. w + 4h) / b^2$$

$$\delta \max. = 35,96 \text{ kgf/cm}^2 = 0,36 \text{ kN/cm}^2 < 540,0 \text{ kgf/cm}^2 < 5,40 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 36,00 / 540,0 = 0,07 < 1,00$$

Pos. DP 01 Dachträger zu Aufnahme der Dachhaut

L1- L5 = 0,444 m

Belastungsbreite: 0,604 m

$$\begin{aligned}
 g, k &= 0,038 \text{ KN/m}^2 * 0,604 = 0,02 \text{ kN/m} \\
 q_s, k &= 0,80 * 0,604 = 0,48 \text{ kN/m} \\
 q_w, k &= 0,11 * 0,604 = 0,07 \text{ kN/m} \\
 &= 0,57 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

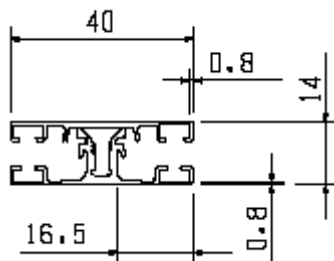
Material: A6N01- T5 (JIS)fu, k => 245,00 N/mm²fo2, k => 205,00N/mm²

Vorgabe Querschnittswerte durch den Hersteller:

(6-3) Collar beam A6N01-T5

① Sectional property

Allowable stress	F = 17.5	kN/cm ²	
Sectional area	A = 1.640	cm ²	
Saint-Venant torsion constant	J = 0.238		b = 1.65 cm
Second moment area	I _x = 0.455	cm ⁴	h = 1.40 cm
	I _y = 1.834	cm ⁴	b' = 1.49 cm
Section modulus	Z _x = 0.637	cm ³	t _f = 0.08 cm
	Z _y = 0.911	cm ³	t _w = 0.08 cm
Longitudinal elastic modulus	E = 7000	kN/cm ²	
Shear modulus of rigidity	G = 2700	kN/cm ²	



Stützmomente: Für das Endfeld

$$M_B = -0,105 * (g+s+w) * l^2 = -0,012 \text{ kNm}$$

Feldmomente:

$$M_1 = 0,078 * (g+s+w) * l^2 = 0,009 \text{ kNm}$$

Durchbiegungen: max w, im Feld 1

Feld 1 = gering

Bemessungsmomente $\gamma_F = 1,5$ (Einfluss von g gering, deshalb $\gamma_F = 1,5$)

$$M_{B,d} = -0,018 \text{ kNm}$$

$$M_{1,d} = 0,014 \text{ kNm}$$

Pos. DP 01

$\epsilon = \sqrt{250/f_{o2,k}} = \epsilon = \sqrt{250/205} = 1,10 \quad \rightarrow \beta_3 = 6 \cdot 1,10 = 6,6$ (abstehendes Teil)
 $b/t = 1,49/0,08 = 18,6$
 $\bar{\sigma}_B$ aus M allein
 nach ENV-1999-1
 $\beta_{3,M} = 0,4 \cdot 18,6 = 7,44 \approx \beta_3 =$
 keine Reduktion der Querschnittswerte.

Nachweis

Über Stütze

$$\bar{\sigma}_B = 0,018 \cdot 10^2 / 0,637 = 2,82 \text{ kN/cm}^2 < 20,5 / 1,10 = 18,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 2,82 / 18,6 = 0,15 < 1,00$$

Im Feld:

$$\bar{\sigma}_B = 0,014 \cdot 10^2 / 0,637 = 2,20 \text{ kN/cm}^2 < 20,5 / 1,10 = 18,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 2,20 / 18,6 = 0,12 < 1,00$$

Verankerung der Pos. DP 01 Dachträger in Pos. DP 03 Querträger.

Belastung infolge Wind- Sog: $q_{ws} = -1,48 \text{ kN/m}^2$ (ohne Abzug Polycarbonat)Belastungsfläche je Seite $A = 0,604 \cdot 0,444 = 0,27 \text{ m}^2$

$$F_{z,d} = 0,27 \cdot 1,48 \cdot 1,5 = -0,60 \text{ kN}$$

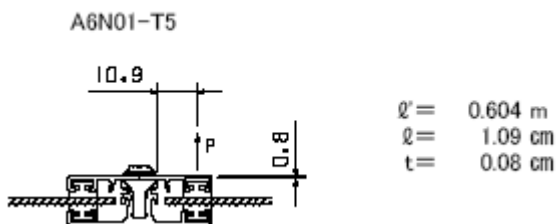
Vorgabe Hersteller : Mindestzugfestigkeit = > 510- 690 N/mm²**Festigkeitsklasse nach DIN 18800 (6.8)****Zugfestigkeit $f_{ubk} = 600,0 \text{ N/mm}^2$** **Streckgrenze $f_{yb} = 480,0 \text{ N/mm}^2$** Je Seite an den Auflagern 1 x Schraube \rightarrow 4 mmSchraube \rightarrow 4 mm, Ersatzweise Schraube \rightarrow 3,9 mm

$$A_a = 0,0875 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,064 \text{ cm}^2$$

$$F_t, R_d = \frac{0,9 f_{ub} A}{\gamma M_b} \quad \text{für Stahl (6,8)} \quad \rightarrow 600,00 \text{ N/mm}^2$$

$$F_t, R_d = \frac{0,9 \cdot 0,064 \cdot 600,0}{1,25} = 2,76 \text{ kN} > 0,60 / 2 = 0,30 \text{ kN}$$



Oberes Teil des Dachträgers.

Belastung aus Wind Sog $q_{ws} = -1,48 \text{ kN/m}^2$ Belastungsbreite $b = 0,604 / 2 = 0,302 \text{ m}$

$$M_k = -1,48 \cdot 0,302 \cdot 0,0109 = 0,0049 \text{ kNm/m}$$

$$W_y = 0,106 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$\bar{\sigma}_B = 0,0049 \cdot 10^2 / 0,106 = 4,62 \text{ kN/cm}^2 < 20,5 / 1,10 = 18,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 0,25 < 1,00$$

Pos. DP 02 Seitlicher Dachträger zu Aufnahme der Dachhaut

L1- L5 = 0,443 m

Belastungsbreite: 0,363 m

$$\begin{aligned}
 g, k &= 0,038 \text{ KN/m}^2 * 0,363 = 0,01 \text{ kN/m} \\
 q_s, k &= 0,80 * 0,363 = 0,29 \text{ kN/m} \\
 q_w, k &= 0,11 * 0,363 = 0,04 \text{ kN/m} \\
 &= 0,34 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Material: A 6063- T1 (JIS)fu, k => 120,00 N/mm²fo2, k => 60,00 N/mm²

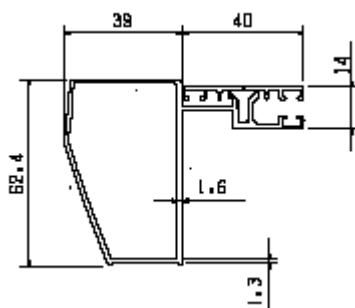
Vorgabe Querschnittswerte durch den Hersteller:

(6-4) Side frame

A6063-T1

① Sectional property

Allowable stress	F =	5.5	kN/cm ²		
Sectional area	A =	3.25	cm ²		
Saint-Venant torsion constant	J =	15.60		b =	3.90 cm
Second moment area	I _x =	13.49	cm ⁴	h =	6.24 cm
	I _y =	15.41	cm ⁴	b' =	3.26 cm
Section modulus	Z _x =	3.59	cm ³	h' =	5.76 cm
	Z _y =	3.39	cm ³	t _f =	0.13 cm
Longitudinal elastic modulus	E =	7000	kN/cm ²	t _w =	0.16 cm
Shear modulus of rigidity	G =	2700	kN/cm ²		



Stützmomente: Für das Endfeld

$$MB = -0,105 * (g+s+w) * l^2 = -0,007 \text{ kNm}$$

Feldmomente:

$$M1 = 0,078 * (g+s+w) * l^2 = 0,005 \text{ kNm}$$

Durchbiegungen: gering

Bemessungsmomente $\gamma F = 1,5$ (Einfluss von g gering, deshalb $\gamma F = 1,5$)

$$MB,d = -0,011 \text{ kNm}$$

$$M1,d = 0,008 \text{ kNm}$$

Pos. DP 02

$$e = \sqrt{250/f_{0,2,k}} = e = \sqrt{250/60} = 2,04 \quad \rightarrow \beta_3 = 22 \cdot 2,04 = 44,9 \text{ (beidseitig gehalten)}$$

$$b'/t = 3,26/0,13 = 25,08$$

$$h'/t = 5,76/0,16 = 36,00$$

δ_B aus M allein

nach ENV-1999-1

$$\beta_{,M} = 0,4 \cdot 25,08 = 10,03 < \beta_3$$

$$\beta_{,M} = 0,4 \cdot 36,00 = 14,40 < \beta_3$$

keine Reduktion der Querschnittswerte.

Nachweis

Über Stütze

$$\delta_B = 0,011 \cdot 10^2/3,59 = 0,31 \text{ kN/cm}^2 < 6,0/1,10 = 5,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = 0,31/5,45 = 0,06 < 1,00$$

Im Feld:

$$\delta_B = 0,008 \cdot 10^2/3,59 = 0,22 \text{ kN/cm}^2 < 6,0/1,10 = 5,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = 0,22/5,45 = 0,04 < 1,00$$

Verankerung der Pos. DP 02 Dachträger in Pos. DP 03 Querträger.

Belastung infolge Wind- Sog: $q_{ws} = -1,48 \text{ kN/m}^2$ (ohne Abzug Polycarbonat)

Belastungsfläche je Seite $A = 0,363 \cdot 0,444 = 0,16 \text{ m}^2$

$$F_{z,d} = 0,16 \cdot 1,48 \cdot 1,5 = -0,36 \text{ kN}$$

Vorgabe Hersteller : Mindestzugfestigkeit = > **510- 690 N/mm²**

Festigkeitsklasse nach DIN 18800 (6.8)

Zugfestigkeit $f_{ubk} = 600,0 \text{ N/mm}^2$

Streckgrenze $f_{ybk} = 480,0 \text{ N/mm}^2$

An den Auflagern 1 x Schraube $\varnothing 4 \text{ mm}$

Schraube $\varnothing 4 \text{ mm}$, Ersatzweise Schraube $\varnothing 3,9 \text{ mm}$

$$A_a = 0,0875 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,064 \text{ cm}^2$$

$$F_t, R_d = \frac{0,9 \cdot f_{ubk} \cdot A}{\gamma_{Mb}} \quad \text{für Stahl (6,8)} \quad \rightarrow 600,00 \text{ N/mm}^2$$

$$F_t, R_d = \frac{0,9 \cdot 0,064 \cdot 60,0}{1,25} = 2,76 \text{ kN} > 0,36 \text{ kN}$$

Pos. DP 03 Mittlere Querprofile

l_k = 1,027 m, l = 2,90 m, l_k = 1,027 m

Belastungsbreite : b = 0,444 m

g_k = 0,05 kN/m² * 0,443 = 0,02 kN/m
 q_{s, k} = 0,60 * 0,443 = 0,35 kN/m
 q_{w, k} = 0,11 * 0,443 = 0,05 kN/m
 = 0,42 kN/m

Material: A6N01- T5 (JIS)

f_{u, k} => 245,0 N/mm²
 f_{o2, k} => 205,0 N/mm²

(6-5) Roof purlin A6N01-T5

① Sectional property

Allowable stress	F =	17.5	kN/cm ²	
Sectional area	A =	1.650	cm ²	
Saint-Venant torsion constant	J =	3.149		b = 2.50 cm
Second moment area	I _x =	5.250	cm ⁴	h = 4.50 cm
	I _y =	2.140	cm ⁴	b' = 1.20 cm
Section modulus	Z _{+x} =	1.820	cm ³	h' = 4.3 cm
	Z _{-x} =	2.351	cm ³	t _f = 0.10 cm
	Z _{+y} =	0.930	cm ³	t _w = 0.10 cm
	Z _{-y} =	1.536	cm ³	t' = 0.13 cm
Longitudial elastic modulus	E =	7000	kN/cm ²	
Shear modulus of rigidity	G =	2700	kN/cm ²	

Schnittkräfte: (infolge Vollast)

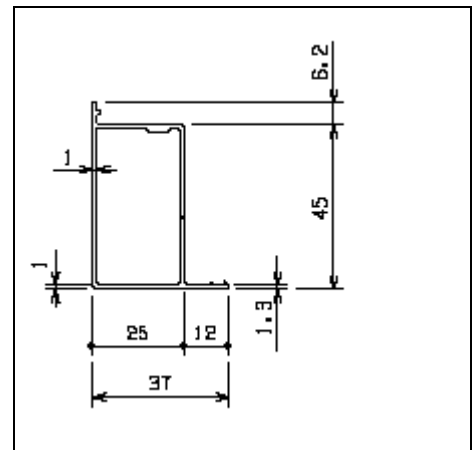
M_A=M_B = g +q = - 0,22 kNm
 M₁ = g +q = 0,22 kNm

A=B = Q_I+Q_r = 0,43 + 0,61= 87 kN

Bemessungsmomente g gering deshalb γF = 1,50

M_{A,d} = M_{b,d} = -0,33 kNm

M_{1,d} = 0,33 kNm



Pos. DP 03

$$\epsilon = \sqrt{250/f_{0,2,k}} = \epsilon = \sqrt{250/205} = 1,10 \quad \rightarrow \beta_3 = 22 * 1,10 = 24,20 \text{ (beidseitig gehalten)}$$

$$b'/t = 2,30/0,10 = 23,00$$

$$h'/t = 4,30/0,10 = 43,00$$

nach ENV-1999-1

$$\beta_{1,M} = 0,4 * 23,0 = 9,20 < \beta_{3,+}$$

$$\beta_{1,M} = 0,4 * 43,0 = 17,20 < \beta_{3,+}$$

keine Reduktion der Querschnittswerte.

Nachweise:

Über Stütze

$$\bar{\sigma}_{B,z} = 0,33 * 10^2/1,82 = 18,13 \text{ kN/cm}^2 < 20,5/1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{B,d} = 0,33 * 10^2/2,35 = 14,04 \text{ kN/cm}^2 < 20,5/1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 18,13/18,64 = 0,97 < 1,00$$

Im Feld: wie Stütze

Verankerung der Pos. DP 03 Querträger in Pos. DP 06 Kragträger

Belastung infolge Wind- Sog: $q_{ws} = -0,59 \text{ kN/m}^2$ (ohne Abzug Polycarbonat)

$$\text{Belastungsfläche } A = 0,444 * 2,477 = 1,09 \text{ m}^2$$

$$F_{z,d} = 1,09 * 0,59 * 1,5 = -0,96 \text{ kN}$$

Vorgabe Hersteller : Mindestzugfestigkeit = > 510- 690 N/mm²**Festigkeitsklasse nach DIN 18800 (6.8)**

$$\text{Zugfestigkeit } f_{ubk} = 600,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Streckgrenze } f_{ybk} = 480,0 \text{ N/mm}^2$$

An den Auflagern 1 x Schraube \rightarrow 4 mmSchraube \rightarrow 4 mm, Ersatzweise Schraube \rightarrow 3,9 mm

$$A_a = 0,0875 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,064 \text{ cm}^2$$

$$F_t, R_d = \frac{0,9 f_{ub} A}{\gamma_{Mb}} \quad \text{für Stahl (6,8)} \quad \rightarrow 600,00 \text{ N/mm}^2$$

$$F_t, R_d = \frac{0,9 * 0,064 * 60,0}{1,25} = 2,76 \text{ kN} > 0,96 \text{ kN}$$

Pos. DP 04 Frontträger

lk = 1,027 m, l = 2,90 m, lk = 1,027 m

Belastungsbreite: b = 0,222 m

$$\begin{aligned}
 g, k &= 0,049 \text{ KN/m}^2 * 0,222 = 0,01 \text{ kN/m} \\
 q_s, k &= 0,80 * 0,222 = 0,18 \text{ kN/m} \\
 q_w, k &= 0,11 * 0,222 = \underline{0,02 \text{ kN/m}} \\
 &= 0,21 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Material: A6N01- T5 (JIS)fu, k => 245,0 N/mm²fo2, k => 205,0 N/mm²**(6-7) Front frame A6N01-T5****① Sectional property**

Allowable stress	F =	17.5	kN/cm ²	
Sectional area	A =	2.953	cm ²	
Saint-Venant torsion constant	J =	9.846		b = 4.95 cm
Second moment area	I _x =	11.91	cm ⁴	h = 4.50 cm
	I _y =	9.22	cm ⁴	b' = 4.75 cm
Section modulus	Z _x =	3.73	cm ³	h' = 4.20 cm
	Z _y =	2.52	cm ³	t _f = 0.10 cm
Longitudinal elastic modulus	E =	7000	kN/cm ²	t _w = 0.10 cm
Shear modulus of rigidity	G =	2700	kN/cm ²	

Schnittkräfte: (infolge Vollast)

$$M_A = M_B = g + q = -0,11 \text{ kNm}$$

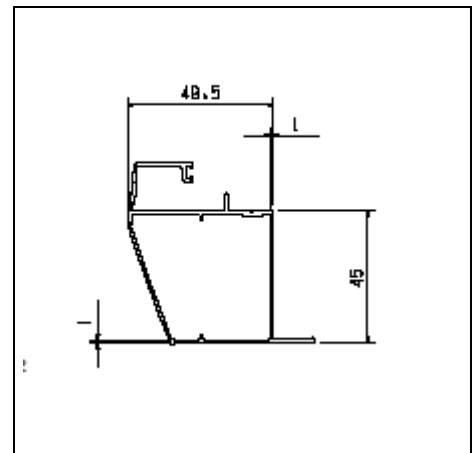
$$M_1 = g + q = 0,11 \text{ kNm}$$

$$A = B = Q_l + Q_r = 0,21 + 0,30 = 0,51 \text{ kN}$$

Bemessungsmomente (g gering deshalb, $\gamma_F = 1,50$)

$$M_{A,d} = M_{B,d} = -0,17 \text{ kNm}$$

$$M_{1,d} = 0,17 \text{ kNm}$$



Pos. DP 04

$$\epsilon = \sqrt{250/f_{0,2,k}} = \epsilon = \sqrt{250/205} = 1,10 \quad \rightarrow \beta_3 = 22 * 1,10 = 24,20 \text{ (beidseitig gehalten)}$$

$$b'/t = 4,75/0,10 = 47,50$$

$$h'/t = 4,20/0,10 = 42,00$$

nach ENV-1999-1

$$\beta_{3,M} = 0,4 * 47,50 = 19,00 < \beta_{3,+}$$

$$\beta_{3,M} = 0,4 * 42,00 = 16,80 < \beta_{3,+}$$

keine Reduktion der Querschnittswerte.

Nachweise:

Über Stütze

$$\bar{\sigma}_{B,z} = 0,17 * 10^2 / 3,73 = 4,56 \text{ kN/cm}^2 < 20,5/1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = 4,56/18,64 = 0,24 < 1,00$$

Im Feld: wie Stütze

Verankerung der Pos. DP 03 Querträger in Pos. DP 06 Kragträger

Belastung infolge Wind- Sog: $q_{ws} = -0,59 \text{ kN/m}^2$ (ohne Abzug Polycarbonat)

$$\text{Belastungsfläche } A = 0,222 * 2,477 = 0,55 \text{ m}^2$$

$$F_{z,d} = 0,55 * 0,59 * 1,5 = -0,48 \text{ kN}$$

Vorgabe Hersteller : Mindestzugfestigkeit = > 510- 690 N/mm²**Festigkeitsklasse nach DIN 18800 (6.8)**

$$\text{Zugfestigkeit } f_{ubk} = 600,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Streckgrenze } f_{ybk} = 480,0 \text{ N/mm}^2$$

An den Auflagern 1 x Schraube \emptyset 4 mmSchraube \emptyset 4 mm, Ersatzweise Schraube \emptyset 3,9 mm

$$A_a = 0,0875 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,064 \text{ cm}^2$$

$$F_t, R_d = \frac{0,9 f_{ubk} A}{\gamma_{Mb}} \quad \text{für Stahl (6,8)} \rightarrow 600,00 \text{ N/mm}^2$$

$$F_t, R_d = \frac{0,9 * 0,064 * 60,0}{1,25} = 2,76 \text{ kN} > 0,48 \text{ kN}$$

Pos. DP 05 Rückwertiger Träger/ Dachrinnenträger

lk = 1,027 m, l = 2,90 m, lk = 1,027 m

Belastungsbreite: b = 0,222 m

$$\begin{aligned}
 g, k &= 0,049 \text{ KN/m}^2 * 0,222 = 0,01 \text{ kN/m} \\
 q_s, k &= 0,80 * 0,222 = 0,18 \text{ kN/m} \\
 q_w, k &= 0,11 * 0,222 = \underline{0,02 \text{ kN/m}} \\
 &= 0,21 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Material: A6N01- T5 (JIS)fu, k => 245,0 N/mm²fo2, k => 205,0 N/mm²**(6-6) Rear frame A6N01-T5****① Sectional property**

Allowable stress	F =	17.5	kN/cm ²		
Sectional area	A =	1.808	cm ²		
Saint-Venant torsion constant	J =	13.038		b =	5.70 cm
Second moment area	I _x =	5.331	cm ⁴	h =	4.50 cm
	I _y =	7.750	cm ⁴	b' =	2.15 cm
Section modulus	Z _x =	1.568	cm ³	h' =	2.91 cm
	Z _y =	1.923	cm ³	t _r =	0.10 cm
Longitudinal elastic modulus	E =	7000	kN/cm ²	t _w =	0.12 cm
Shear modulus of rigidity	G =	2700	kN/cm ²		

Schnittkräfte: (infolge Vollast)

$$M_A = M_B = g + q = -0,11 \text{ kNm}$$

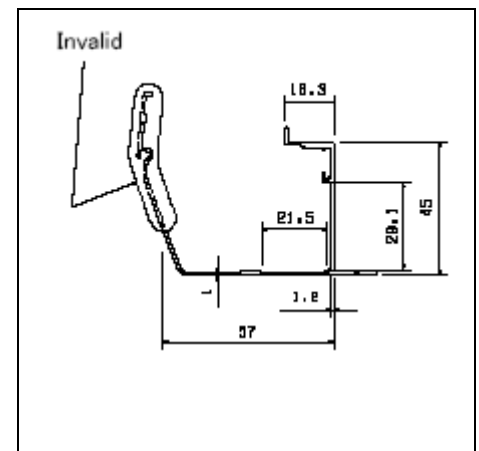
$$M_1 = g + q = 0,11 \text{ kNm}$$

$$A = B = Q_l + Q_r = 0,21 + 0,30 = 0,51 \text{ kN}$$

Bemessungsmomente (g gering deshalb, $\gamma F = 1,50$)

$$M_{A,d} = M_{B,d} = -0,17 \text{ kNm}$$

$$M_{1,d} = 0,17 \text{ kNm}$$



Pos. DP 05

$$\epsilon = \sqrt{250/f_{o2,k}} = \epsilon = \sqrt{250/205} = 1,10 \quad \rightarrow \beta_3 = 22 \cdot 1,10 = 24,20 \text{ (beidseitig gehalten)}$$

$$b'/t = 2,15/0,10 = 21,50$$

$$h'/t = 2,91/0,10 = 29,10$$

nach ENV-1999-1

$$\beta_{3,M} = 0,4 \cdot 21,50 = 19,00 < \beta_{3+}$$

$$\beta_{3,M} = 0,4 \cdot 29,10 = 16,80 < \beta_{3+}$$

keine Reduktion der Querschnittswerte.

Nachweise:

Über Stütze

$$\bar{\sigma}_{B,z} = 0,17 \cdot 10^2 / 1,57 = 10,83 \text{ kN/cm}^2 < 20,5 / 1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = 10,83 / 18,64 = 0,58 < 1,00$$

Im Feld: wie Stütze

Verankerung der Pos. DP 03 Querträger in Pos. DP 06 Kragträger

Belastung infolge Wind- Sog: $q_{ws} = -0,59 \text{ kN/m}^2$ (ohne Abzug Polycarbonat)

$$\text{Belastungsfläche } A = 0,222 \cdot 2,477 = 0,55 \text{ m}^2$$

$$F_{z,d} = 0,55 \cdot 0,59 \cdot 1,5 = -0,48 \text{ kN}$$

Vorgabe Hersteller : Mindestzugfestigkeit = > 510- 690 N/mm²

Festigkeitsklasse nach DIN 18800 (6.8)

$$\text{Zugfestigkeit } f_{ubk} = 600,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Streckgrenze } f_{yb} = 480,0 \text{ N/mm}^2$$

An den Auflagern 1 x Schraube \varnothing 4 mm

Schraube \varnothing 4 mm, Ersatzweise Schraube \varnothing 3,9 mm

$$A_a = 0,0875 \text{ cm}^2$$

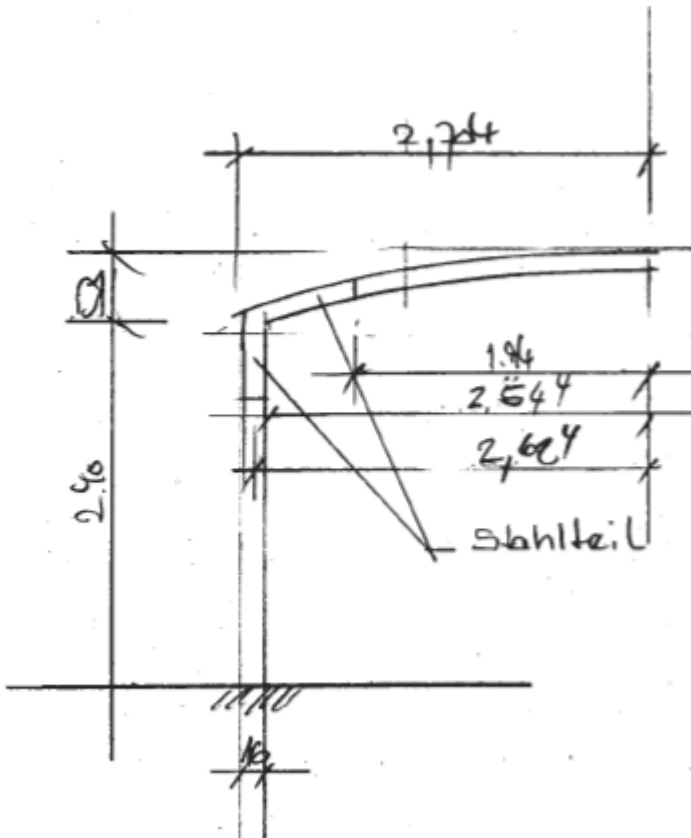
$$A_s = 0,064 \text{ cm}^2$$

$$F_t, R_d = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{Mb}} \quad \text{für Stahl (6,8)} \quad \rightarrow 600,00 \text{ N/mm}^2$$

$$F_t, R_d = \frac{0,9 \cdot 0,064 \cdot 60,0}{1,25} = 2,76 \text{ kN} > 0,48 \text{ kN}$$

Pos. DP 06 Rahmensystem

Belastungsbreite: $b = 2,477 \text{ m}$



$g, k = 0,06 \text{ kN/m}^2 \quad *2,477 = 0,15 \text{ kN/m}$
 $q_s, k = 0,80 \quad *2,477 = 1,98 \text{ kN/m}$
 $q_w, k = 0,11 \quad *2,477 = 0,27 \text{ kN/m}$

Riegel und Stütze:

Material: A6N01 S T5 (JIS)

$f_u, k \Rightarrow 245,0 \text{ N/mm}^2$
 $f_{o2}, k \Rightarrow 205,0 \text{ N/mm}^2$

Eingelegtes Stahlteil (Rahmenecke)

Material: MSM-HC-DZ 90 (JIS) (Stahl/Steel)

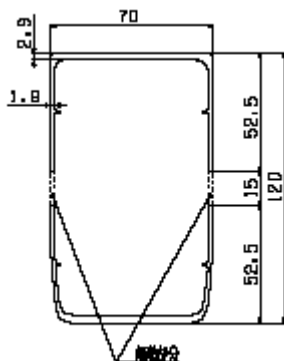
$f_u, k \Rightarrow 400,0 - 510,0 \text{ N/mm}^2$
 ist~ = Stahl S 325 nach DIN 18800
 $f_u, k = 295,00 \text{ N/mm}^2$

Querschnittswerte Riegel Vorgabe

(6-8) Rising beam A6N01-T5

① Sectional property

Allowable stress	$F =$	17.5	kN/cm^2	
Sectional area	$A =$	7.886	cm^2	
Saint-Venant torsion constant	$J =$	149.429		$b =$ 7.00 cm
Second moment area	$I_x =$	191.14	cm^4	$h =$ 12.00 cm
	$I_y =$	56.95	cm^4	$b' =$ 5.62 cm
Section modulus	$Z_x =$	31.73	cm^3	$h' =$ 6.57 cm
	$Z_y =$	16.27	cm^3	$t_f =$ 0.29 cm
Longitudinal elastic modulus	$E =$	7000	kN/cm^2	$t_w =$ 0.19 cm
Shear modulus of rigidity	$G =$	2700	kN/cm^2	



Pos. DP 06

a) Riegel Alu

a) Riegel Alu, bei x = 1,94 m

Belastung: $g_k = 0,15 \text{ kN/m}$
 $q_k = (1,98 + 0,27) = 2,25 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} M_k(y) &= 0,50 * 0,15 * 1,94^2 && = -0,28 \text{ kNm} \\ &= 0,50 * 2,25 * 1,94^2 && = -4,23 \text{ kNm} \\ &&& = -4,51 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q(z) &= 0,15 * 1,94 && = 0,29 \text{ kN} \\ &= 2,25 * 1,94 && = 4,36 \text{ kN} \\ &&& = 4,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon = \sqrt{250/f_{o2,k}} = \epsilon = \sqrt{250/205} = 1,10 \rightarrow \beta_3 = 22 * \epsilon = 24,30$$

$$h'/t = 6,57/0,19 = 34,58$$

$$b'/t = 5,62/0,29 = 19,40$$

δ_B aus M allein (beidseitig gehaltenes Teil)

nach ENV-1999-1

$$\beta_{,M} = 0,4 * 34,58 = 17,5 > \beta_1 < \beta_2 < \beta_3 = 26,29$$

$$\beta_{,M} = 0,4 * 19,40 = 7,75 < \beta_1 = 11,0 * 1,10 = 12,10$$

Keine Reduktion der Querschnittswerte.

Tragfähigkeit: $\gamma_F = 1,35/1,50$

$$M_{k,d} = 0,28 * 1,35 + -4,23 * 1,5 = -6,72 \text{ kNm}$$

$$Q_{z,d} = 0,29 * 1,35 + 4,36 * 1,5 = 6,93 \text{ kN}$$

$$\delta_B = 6,72 * 10^2 / 31,73 = 21,18 \text{ kN/cm}^2 > 20,5 / 1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 21,18 / 18,64 = 1,14 > 1,00$$

Nachweis nicht erbracht.

Gebrauchstauglichkeit $\gamma_F = 1,00$

$$\delta_B = 4,51 * 10^2 / 31,73 = 14,21 \text{ kN/cm}^2 < 20,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\max w = 1,94^2 * 142,10 / 10,53 * 14 = 3,63 \text{ cm} , = l_k / 53,00$$

Neuer Nachweis Traglasttauglichkeit durch Reduzierung der Schneelast.

Schneelastzone 2: $s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2 \rightarrow s_i = 0,68 \text{ kN/m}^2$

$$q_s = 0,68 * 2,477 = 1,68 \text{ kN/m}$$

$$M_k(y) = -0,28 - 3,16 - 0,51 = -3,95 \text{ kNm}$$

$$M_{k,d} = 0,28 * 1,35 + -3,67 * 1,5 = -5,89 \text{ kNm}$$

$$\delta_B = 5,89 * 10^2 / 31,73 = 18,46 \text{ kN/cm}^2 < 20,5 / 1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 18,46 / 18,64 = 0,99 < 1,00$$

Nachweis erbracht.

Die max. Schneelasthöhe (Neuschnee) auf dem Dach beträgt = 23,0 cm

Pos. DP 06 Stütze

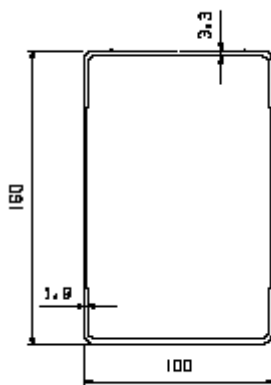
Querschnittswerte Stütze Vorgabe:

(6-9) Post

A6N01-T5

① Sectional property

Allowable stress	F = 17.5	kN/cm ²	
Sectional area	A = 8.838	cm ²	
Saint-Venant torsion constant	J = 405.41	cm ³	b = 10.00 cm
Second moment area	I _x = 486.47	cm ⁴	h = 16.00 cm
	I _y = 108.93	cm ⁴	b' = 8.84 cm
Section modulus	Z _x = 60.81	cm ³	h' = 5.74 cm
	Z _y = 21.79	cm ³	t _f = 0.33 cm
Longitudial elastic modulus	E = 7000	kN/cm ²	t _w = 0.18 cm
Shear modulus of rigidity	G = 2700	kN/cm ²	



$$\begin{aligned}
 g, k &= 0,06 \text{ kN/m}^2 & *2,477 &= 0,15 \text{ kN/m} \\
 qs, k &= 0,80 & *2,477 &= 1,98 \text{ kN/m} \\
 qw, k &= 0,11 & *2,477 &= 0,27 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Riegel und Stütze:

Material: A6N01 S T5 (JIS)

$$f_u, k \Rightarrow 245,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{o2}, k \Rightarrow 205,0 \text{ N/mm}^2$$

b) Stütze bei x = 2,624 m

$$\begin{aligned}
 M_k(y) &= 0,50 * 0,15 * 2,624^2 &= -0,52 \text{ kNm} \\
 &= 0,50 * 1,98 * 2,624^2 &= -6,82 \text{ kNm} \\
 &= 0,50 * 0,27 * 2,624^2 &= -0,93 \text{ kNm} \\
 & &= -8,27 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

N(z) für die Stütze

$$\text{Fläche} = 2,704 * 2,4774 = 6,70 \text{ m}^2$$

$$N_g = 0,06 * 6,70 = 0,40 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Eigengew.}}(0,044*2,50) = 0,11 \text{ kN}$$

$$= 0,51 \text{ kN}$$

$$N_s = 0,80 * 6,70 = 5,36 \text{ kN}$$

$$N_w = 0,11 * 6,70 = 0,74 \text{ kN}$$

Belastung Riegel und Stütze in y Richtung:

Riegel:

$$h = 0,12 \text{ m}, c_p = 1,20, \quad q_w = 0,59 \text{ kN/m}^2$$

$$q_y = 0,59 * 0,12 = 0,07 \text{ kN}, \quad H_y = 0,07 * 2,704 = 0,19 \text{ kN}, \quad M_z = 0,07 * 2,624 * 0,5 = 0,24 \text{ kNm}$$

Wind auf die Stütze mit Abminderungsfaktoren infolge Ausrundung und Schlankheit.

$$C_p \leq 1,00$$

$$\beta = 0^\circ = 0,59 * 1,00 * 0,10 = 0,06 \text{ kN/m}$$

$$\beta = 90^\circ = 0,59 * 1,00 * 0,16 = 0,09 \text{ kN/m}$$

Pos. DP 06 Stütze:

Lokales Beulen nach DIN EN V 1999-1

$$\epsilon = \sqrt{250/205} = 1,10 \quad \rightarrow \beta_{3M/N} = 22 * \epsilon = 24,30$$

Q.- Teil 1: (Flansche)

$$\beta_{1,N} = 8,84/0,33 = 26,79 > \beta_2 > \beta_3 - \text{Q.- Klasse 4}$$

$$\beta_{1,M} = 0,40 * 8,84/0,33 = 10,72 < \beta_2 < \beta_3 - \text{Q.- Klasse 3}$$

Q -Teil 2: (Stege)

$$\beta_{2,N} = 5,74/0,18 = 31,89 > \beta_2 > \beta_3 - \text{Q.- Klasse 4}$$

$$\beta_{2,M} = 0,40 * d'/t = 0,40 * 5,74/0,18 = 12,75 < \beta_2 < \beta_3 - \text{Q.- Klasse 3}$$

Reduktionsbeiwerte pc nach DIN V ENV 1999-1

$$\text{Q. Teil 1} = pc_1 = \frac{32,0}{26,79/1,20} - \frac{220}{(26,79/1,20)^2} = 1,43 - 0,44 = 0,99$$

$$t_1 \text{ eff.} = 0,33 * 0,99 = 0,327 = 0,33 \text{ cm}$$

$$\text{Q. Teil 2 (N)} = pc_2 = \frac{32,0}{31,89/1,20} - \frac{220}{(31,89/1,20)^2} = 1,20 - 0,31 = 0,89$$

$$t_2 \text{ eff.} = 0,18 * 0,89 = 0,16 \text{ cm}$$

Effektive Querschnittswerte für den Normalkraftwiderstand

$$t_1, \text{ eff} = 0,33 \text{ cm}, \quad t_2, \text{ eff} = 0,16 \text{ cm}$$

$$A_{\text{eff}} = 8,84 - 0,23 = 8,61 \text{ cm}^2, \quad N_{Rd, \text{ eff}} = 8,61 * 20,5/1,10 = 160,45 \text{ kN}$$

$$I_{y, \text{ eff}} = 486,47 - 0,19 = 486,28 \text{ cm}^4, \quad I_{z, \text{ eff}} = 108,93 - 5,35 = 106,07 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 7,52 \text{ cm}, \quad i_z = 3,51 \text{ cm}$$

$$N_{e,d} = 0,51 * 1,35 + (5,36 + 0,74) * 1,5 = 0,69 + 9,15 = 9,84 \text{ kN}$$

$$k = 2,40 \text{ m}, \quad s_k = 2 * 2,40 = 4,80 \text{ m}$$

$$\lambda_y = 480/7,52 = 63,83$$

$$\eta = 8,61/8,84 = 0,97$$

$$\lambda_1 = 3,1416 \sqrt{70000/0,97 * 205} = 58,91$$

$$\bar{\lambda}_y = 63,83/58,91 = 1,08$$

nach DIN V ENV 1999-1

$$\alpha = 0,20 \text{ und } \bar{\lambda}_0 = 0,10$$

$$\Phi = 0,5 [1 + 0,2(1,08 - 0,10) + 1,08^2] = 1,18$$

$$k_y = 1/1,18 + \sqrt{1,18^2 - 1,08^2} = 0,61$$

$$\text{Eta} = (9,84/0,61 * 1,0 * 160,45)^{0,8} = 0,16 < 1,00$$

Effektive Querschnittswerte für den Momententragwiderstand

$$A_{\text{eff}} = 8,84 \text{ cm}^2,$$

$$I_{y, \text{ eff}} = 486,47 \text{ cm}^4, \quad I_{z, \text{ eff}} = 108,93 \text{ cm}^4$$

$$W_{y, \text{ eff}} = 60,81 \text{ cm}^3, \quad W_{z, \text{ eff}} = 21,79 \text{ cm}^3$$

$$N_{e,d} = 9,84 \text{ kN}$$

$$M_{y, \text{ e,d}} = -0,49 * 1,35 - 7,25 * 1,50 = -11,54 \text{ kNm}$$

$$M_{y, \text{ Rd, eff}} = 60,81 * 20,5/1,10 = 1133,28 \text{ kNcm}$$

$$M_{z, \text{ Rd, eff}} = 21,79 * 20,5/1,10 = 406,09 \text{ kNcm}$$

Infolge von N,d und My,d

$$\text{Eta} = 0,16 + [(11,54 * 10^2 / 1133,28)^{1,7}]^{0,6} = 0,16 + 1,02 = 1,18 > 1,00$$

Pos. DP 06 Stütze:

Nachweis für Gebrauchslasten.

Mit γ_F und $\gamma_M = 1,00$

$$N_e = 0,51 + 5,36 + 0,74 = 6,61 \text{ kN}$$

$$\eta = (6,61/0,71 \cdot 1,00 \cdot 160,45 \cdot 1,1)^{0,8} = 0,05 < 1,00$$

$$M_{ky} = -8,27 \text{ kNm}$$

$$\eta = 0,05 + [(8,27 \cdot 10^2 / 1133,28 \cdot 1,10)^{1,7}]^{0,6} = 0,05 + 0,65 = 0,70 < 1,00$$

Nachweis erbracht.

Reduzierung der Schneelast von 0,80 auf 0,68 kN/m²b) Stütze bei $x = 2,624 \text{ m}$

$Mk(y) = 0,50 \cdot 0,15 \cdot 2,624^2 = -0,52 \text{ kNm}$	$Mk(y),d = 0,52 \cdot 1,35 = 0,70 \text{ kNm}$	
$= 0,50 \cdot 1,68 \cdot 2,624^2 = -5,78 \text{ kNm}$	$= 5,78 \cdot 1,50 = 8,67 \text{ kNm}$	
$= 0,50 \cdot 0,27 \cdot 2,624^2 = -0,93 \text{ kNm}$	$= 1,03 \cdot 1,50 = 1,55 \text{ kNm}$	
$= -(0,06 \cdot 2,40^2 / 2) \cdot 0,6 = -0,10 \text{ kNm}$	$= 10,92 \text{ kNm}$	
$= -7,33 \text{ kNm}$		

N(z) für die Stütze

$$\text{Fläche} = 2,704 \cdot 2,4774 = 6,70 \text{ m}^2$$

$$N_g = 0,06 \cdot 6,70 = 0,40 \text{ kN}$$

$$\text{Eigengew.}(0,044 \cdot 2,50) = 0,11 \text{ kN}$$

$$= 0,51 \text{ kN}$$

$$N_{e,d} = 0,51 \cdot 1,35 = 0,69 \text{ kN}$$

$$= 4,56 \cdot 1,50 = 6,84 \text{ kN}$$

$$= 0,74 \cdot 1,50 = 1,11 \text{ kN}$$

$$= 8,64 \text{ kN}$$

$$N_s = 0,68 \cdot 6,70 = 4,56 \text{ kN}$$

$$N_w = 0,11 \cdot 6,70 = 0,74 \text{ kN}$$

$$= 5,81 \text{ kN}$$

Aus $N_{e,d}$

$$\eta = (8,64/0,71 \cdot 1,00 \cdot 160,45)^{0,8} = 0,10 < 1,00$$

Aus $N_{e,d}$ und $M_{y,d}$

$$\eta = 0,10 + [(10,92 \cdot 10^2 / 1133,28)^{1,7}]^{0,6} = 0,10 + 0,95 = 1,05 \sim 1,00 \text{ noch ausreichend}$$

Nachweis erbracht.

Nachweis um die schwache Achse.

$$N_{,d} = 8,64 - 1,11 = 7,53 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = -10,92 + 1,55 = -9,37 \text{ kNm}$$

$$M_{z,d} = 0,24 \cdot 0,6 \cdot 1,50 + 0,09 \cdot 0,6 \cdot 2,40^2 / 2 = -0,30 \text{ kNm}$$

$$M_z \text{ Rd eff} = 21,79 \cdot 20,5 / 1,10 = 406,09 \text{ kNcm}$$

$$k = 2,40 \text{ m}, \quad s_k = 2 \cdot 2,40 = 4,80 \text{ m}$$

$$\lambda_z = 480 / 3,51 = 136,7$$

$$\eta = 8,61 / 8,84 = 0,97$$

$$\lambda_1 = 3,1416 \sqrt{70000 / 0,97 \cdot 205} = 58,94$$

$$\bar{\lambda}_y = 136,7 / 58,94 = 2,32$$

nach DIN V ENV 1999-1

$$\alpha = 0,20 \text{ und } \bar{\lambda}_0 = 0,10$$

$$\Phi = 0,5 [1 + 0,2(2,32 - 0,10) + 2,32^2] = 3,41$$

$$k_y = 1 / 3,41 + \sqrt{3,41^2 - 2,32^2} = 0,17$$

Aus N_d

$$\eta = (8,64/0,17 \cdot 1,00 \cdot 160,45)^{0,8} = 0,32 < 1,00$$

Aus N_d , $M_{y,d}$ und $M_{z,d}$

$$\eta = 0,32 + [(9,37 \cdot 10^2 / 1133,28)^{1,7} + (0,30 \cdot 10^2 / 406,09)^{1,7}]^{0,60} = 1,05 \sim 1,00 \text{ noch ausreichend}$$

Nachweis erbracht

Pos. F 01 Einzelfundament unter DP 06

Beton = C 25/30

Expositionsklasse = XC2, nom c = 4,0 cm

Das Fundament wird für 3 Lastfälle nach DIN 1054 (01.03) auf klaffende Bodenfuge untersucht und nach LF 1) bemessen.

Diese DIN berücksichtigt die Forderungen der Europäischen Normen von EC 1 und EC 7.

LF 1) G + S + W (mit Wind v. links) $\beta = 0$

Ng = 0,51 kN My, g = - 0,52 kNm

Nqs = 5,36 kN My,qs = - 6,82 kNm

Nqw = 0,74 kN My, qw = - 1,03 kNm

H = ~ 0,10 kN

LF 2) G + S + W(q) (mit Wind v. quer $\beta = 90$)

Ng = 0,51 kN My, g = - 0,52 kNm

Nqs = 5,36 kN My,qs = - 6,82 kNm

Nqw = 0,00 kN Mz, qw = - 0,20 kNm

H = 0,36 kN

LF 3) G + Ws (mit Wind v. rechts) $\beta = 180$ (für g, Faktor 0,90)

Ng = 0,46 kN My, g = - 0,46 kNm

Nqs = 0,00 kN My,qs = 0,00 kNm

Nqw = -3,95 kN My, qw = 5,03 kNm

H = ~ 0,10 kN

Fundamentabmessungen: (m)**L * B * D = 1,10*0,80 * 0,80 m**

N Fund. = G = 17,60 kN

LF 1) ex = 0,28 m, ey = 0,0 m >b/6 < b/3

cx = 0,55 - 0,28 = 0,27m

Länge der klaffenden Fuge

Lx = 1,10 - 3*0,27 = 0,29 m

LF 2) ex = 0,25 m, > b/6 < b/3

ey = 0,02 m < b/6

cx = 0,55 - 0,25 = 0,30 m

Länge der klaffenden Fuge

Lx = 1,10 - 3* 0,30 = 0,20 m

LF 3) ex = - 0,27 m, ez = 0,0 m

cx = 0,55 - 0,27 = 0,28 m

Länge der klaffenden Fuge

Lx = 1,10 - 3* 0,28 = 0,26 m

Fundament konstruktiv bewehrt. Oben + unten 4 Φ 6, kreuzweise verlegt.Fundament ist **frostfrei zu gründen**.

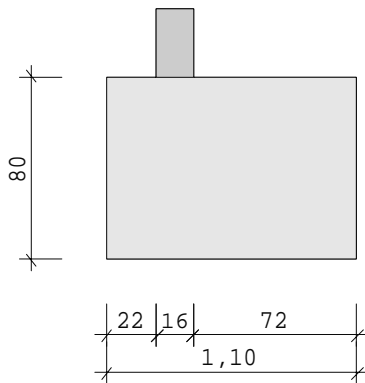
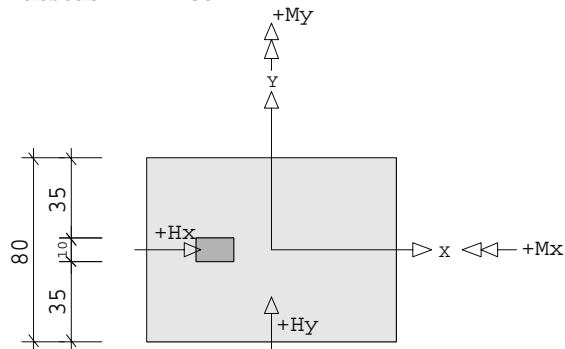
Regionale Einflüsse infolge von der Höhenlage ü. NN und der Bodenbeschaffenheit sind zu berücksichtigen.

EINZELFUNDAMENT FD 13/2002 Win2K

PROJEKT: Porto Forte VPN8E -2750 (800)
Bezeichnung: Einzelfundament

POS: F 01 (1)

Maßstab 1 : 33



ABMESSUNGEN	S e i t e n l ä n g e n		H ö h e
Fundament	$b_x = 1.10 \text{ m}$	$b_y = 0.80 \text{ m}$	$h = 0.80 \text{ m}$
Stütze	$c_x = 0.16 \text{ m}$	$c_y = 0.10 \text{ m}$	

BELASTUNG mit 1-achsiger Ausmitte

Gesamtfundament			
ohne Stützen	$G = 17.60 \text{ kN}$	$\text{GammaF} = 1.35$	
Weitere Lasten		$\text{GammaF} = 1.40$	
Moment	$M_y = 8.27 \text{ kNm}$		
Horizontalkraft	$H_x = 0.10 \text{ kN}$		

Positive Momente M_x und M_y erzeugen in der Sohlfuge positive Druckspannungen in der rechten oberen Ecke.

Vertikalkräfte :	L a s t a u s m i t t e n			
Stütze	$N = 6.61 \text{ kN}$	$a_x = -0.25 \text{ m}$	$a_y = 0.00 \text{ m}$	
Gesamtlast ges.	$N = 24.21 \text{ kN}$	$e_x = 0.28 \text{ m}$	$e_y = 0.00 \text{ m}$	

BODENPRESSUNGEN : mit klaffender Fuge zul Sigma = 200 kN/m²

für 1.0-fache Lasten :			
Ausmittbereich	6		
Bodenpressung nach DIN 1054	$p = 55.35 \text{ kN/m}^2$		
Kantenpressungen :	$\text{max } p = 73.80 \text{ kN/m}^2$		
	$\text{min } p = 0.00 \text{ kN/m}^2$		
unter der Stützenmitte	$p = 1.81 \text{ kN/m}^2$		
Länge der klaffenden Fuge	$l = 0.28$		

Gleitsicherheit bei $\Phi = 30 \text{ Grad}$: $\text{Eta} = 139.78$

Bemessungsmomente für Gamma-fache Lasten			
Bemessungsmoment	$M_{xd} = 0.81 \text{ kNm}$	(um die x-Achse)	
Bemessungsmoment	$M_{yd} = 10.59 \text{ kNm}$	(um die y-Achse)	
Bemessungsmoment	$M_{yd} = -0.97 \text{ kNm}$	(um die y-Achse)	oben

EINZELFUNDAMENT FD 13/2002 Win2K

PROJEKT: Porto Forte VPN8E -2750 (800)
Bezeichnung: Einzelfundament

POS: F 01 (1)

BEMESSUNG : C 25/30 BSt 500 S(B) DIN 1045-1

LF 1 (um x) Mxd = 0.81 kNm erf. As = 0.09 cm2
(um y) Myd = 10.59 kNm erf. As = 0.31 cm2
oben My = -0.97 kNm erf. Aso= 0.03 cm2

BIEGEBEWehrUNG : C 25/30 BSt 500 S(B) DIN 1045-1

Bewehrung unter der Stütze nach Heft 240 T. 2.10 verteilen.

Y -Richtung: Nutzhöhe dy = 0.75 m
Bewehrung unten ges As = 0.09 cm2 2 o 6
Verteilung bx/8 bx/8 bx/8 bx/8 e =102.0
(cm2) 0.01 0.01 0.01 0.02
(cm2/m) 0.05 0.06 0.09 0.11

x-Richtung : Nutzhöhe dx = 0.75 m
Bewehrung oben ges As = 0.03 cm2
Bewehrung unten ges As = 0.31 cm2 2 o 6
Verteilung by/8 by/8 by/8 by/8 e = 72.0
(cm2) 0.03 0.03 0.04 0.06
(cm2/m) 0.25 0.31 0.44 0.56

Grenzzustand der Tragfähigkeit für Durchstanzen nach DIN 1045 -1

Fundamentrandabstand vom krit. Rundschnitt = 0.00 m < 1.5d = 1.13 m
Nach DIN 1045-1 Pkt.10.5.1(1) Durchstanznachweis nicht erforderlich.

Zusammenfassung:**Allgemeines:**

Der Car – Port, Typ Porto Forte, Serie **VPN8E- 2750 (800)** dient ausschließlich als PKW- Unterstellplatz und darf keiner anderen Nutzungsart zugeführt werden.

Die Standsicherheitsnachweise für den Car – Port wurden nach den Sicherheitskonzepten der DIN 1055 -100 nachgewiesen.

Aufstellgebiete und Beschränkungen:

Aufstellgebiete: Bundesrepublik Deutschland

Die Aufstellgebiete werden nach den Schneelastzonen in Kombination mit den Windlastzonen wie folgt festgelegt.

Schneelastzone 1: in Kombination mit den Windlastzonen 1 und 2 bis 580,00 m ü. d. M.

Schneelastzone 1a: in Kombination mit den Windlastzonen 1 und 2 bis 485,00 m ü. d. M.

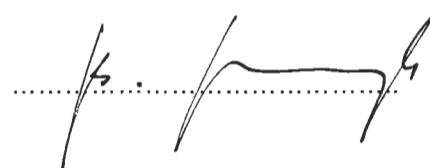
Schneelastzone 2:- in Kombination mit den Windlastzonen 1 und 2 bis 340,00 m ü. d. M.

Beschränkungen: Der Car Port Porto Forte VPN8E-2750 (800), darf nicht in den übrigen, oben nicht aufgeführten Schneelastzonen.

**Die max. Schneelast auf dem Dach beträgt =<26,5 cm
Schneedichte p = 3,00 kN/m².**

Bei Eisbildung auf dem Dach, ist ab einer Höhe von => 8,00 cm das Dach sofort zu beräumen.

Schlussbemerkungen: Das Zustandkommen kritischer Schneemengen ist folgenden Gründen sehr unwahrscheinlich.
**XIMAX Carports sind gut unterlüftete Konstruktionen, das Dach weist eine Neigung von => 10° auf, die Oberfläche ist glatt (Polycarbonat). Die Eigenschaften des Polycarbonats bewirken optimales Abrutschverhalten bei geringster Sonneneinwirkung, selbst bei diffusen Licht.
Dennoch wird empfohlen das Dach vor Erreichen der max. Schneelasthöhe zu beräumen.**



Aufgestellt, Berlin 25.10.2011