

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 **NEO** **Model MYPN9E-3156 (900 N/m²)** **2 -Post**

Auftraggeber:

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

Vorgaben:

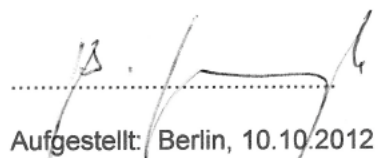
Statische Vorlagen vom Januar 2011
Von:
ETS Dienstleistungs und Handels GmbH
(XIMAX)
Gewerbestr. 9a
A-6973 Höchst

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
Tele/Fax: 030/781 11 19
Funk: 0170/594 85 14

Tel.: 030 - 781 11 19


 Aufgestellt: Berlin, 10.10.2012

Inhaltsverzeichnis

Pos.	Inhalt/Bezeichnung	Seiten		
	Deckblatt	01		
	Inhaltsverzeichnis	02		
	Vorbemerkungen	03		
	Lastannahmen, Wind	04		
	Lastannahmen, Schnee	05		
	Überlagerung der Lastfälle	06		
	Geometrie	07		
DP - 00	Dachhaut, Polycarbonat	08		
DP - 01	Dachträger	09	-	10
DP - 02	Seitlicher Dachträger	11	-	12
DP - 03	Mittel-Querträger	13	-	14
DP - 04	Front-Querträger	15	-	16
DP - 05	Dachrinnen Querträger	17	-	18
DP - 06	Rahmensystem, Riegel und Stützen	19	-	25
F 01	Einzelfundament	26	-	28
	Übersicht Pos.	29		
	Zusammenfassung, Aufstellgebiete	30		

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, Model, My Port MYPN9E -3156.

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 Seite

B.) Vorgaben/Unterlagen

Statik MYPN9E -3156 (900N/m²), 27 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 ...			

A6063- T5

Tension	= Zugfestigkeit	= > 155,00 N/mm ²	= $f_{u,k}$
Durable Strength	= Dauerfestigkeit	= > 110,00 N/mm ²	= $f_{o,2k}$
Zuordnung zu den DIN EN AW ...			

Vorgabe: Stahl Material**SS 400**

Tension	= Zugfestigkeit	= > 400,00 N/mm ²	= $f_{u,k}$
Durable Strength	= Dauerfestigkeit	= > 235,00 N/mm ²	= $f_{y,k}$
Nach DIN 18800, S 235 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.

$f_{u,k} = 600,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{o,2k} = 480,00 \text{ N/mm}^2$

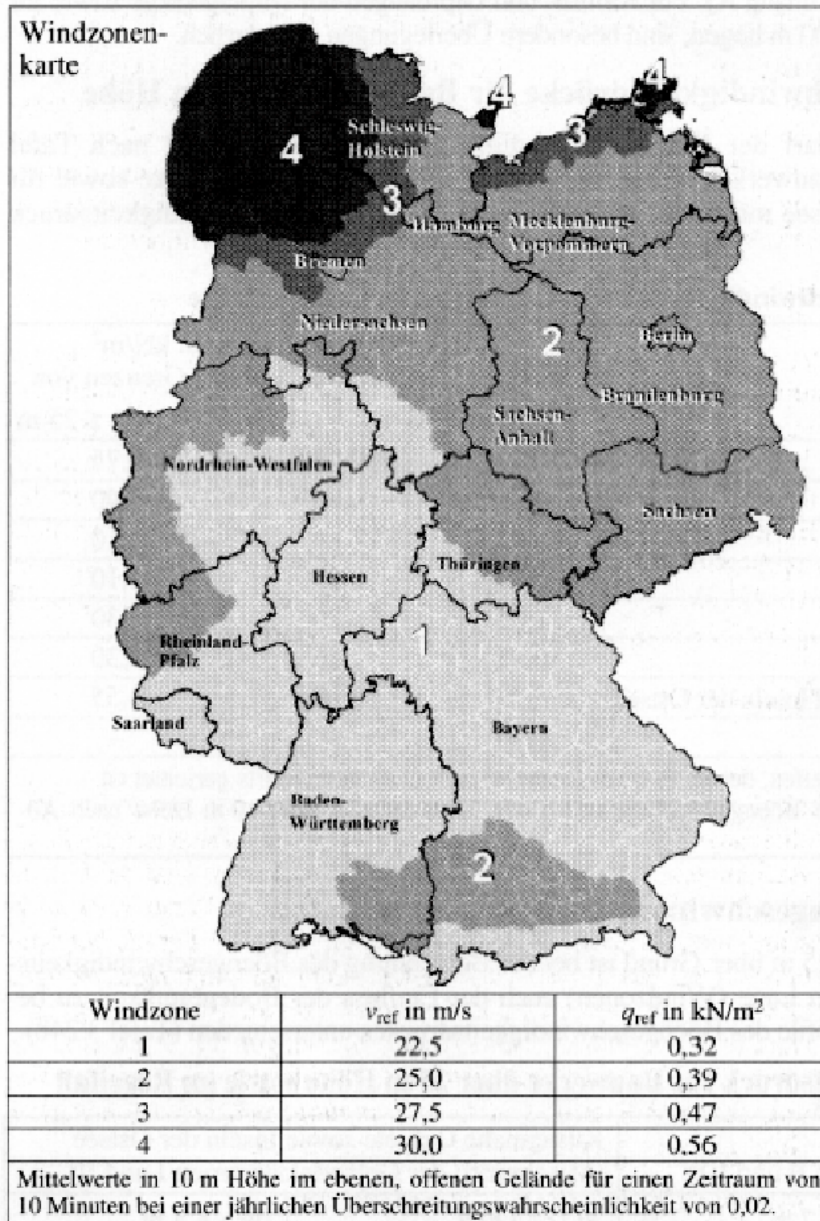
D.) Verwendete Unterlagen

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.

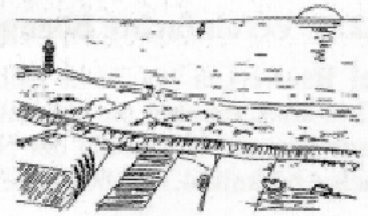
Windlasten:

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

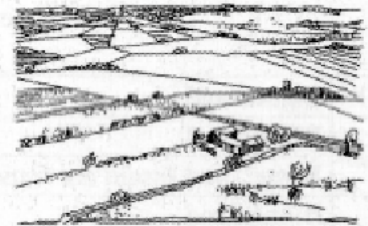
Anhang B



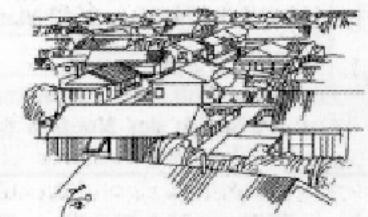
Geländekategorie I



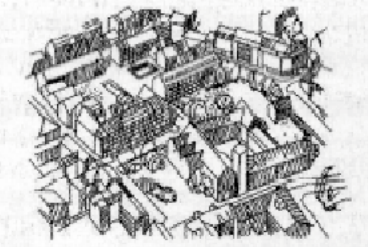
Geländekategorie II



Geländekategorie III



Geländekategorie IV



- 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 Gebiete.
- 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)

$q(z) = 1,5 \cdot q_{ref}$ $z = 3,00 \text{ m}$

für $z \leq 7,00 \text{ m}$ $q(z) = 1,50 \cdot 0,39 = 0,59 \text{ kN/m}^2$

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)

$q(z) = 1,8 \cdot q_{ref}$

für $z \leq 4,00 \text{ m}$ $q(z) = 1,80 \cdot 0,47 = \underline{\underline{0,85 \text{ kN/m}^2}}$

Charakteristische Werte der Schneelast auf dem Boden

Tafel 3.43 Charakteristische Werte der Schneelast auf dem Boden

Schneelastzonenkarte

The map shows the following cities and regions:

- Zone 1 (White):** Includes the North German Plain (Norddeutsches Tiefland) and parts of the North German Plain.
- Zone 1a (Light Gray):** Includes parts of the North German Plain.
- Zone 2 (Diagonal Lines):** Includes parts of the North German Plain.
- Zone 2a (Cross-hatch):** Includes parts of the North German Plain.
- Zone 3 (Dark Cross-hatch):** Includes parts of the North German Plain.

Legend:

- Zone 1
- Zone 1a
- Zone 2
- Zone 2a
- Zone 3

Geographical features and cities marked on the map include:

- North German Plain (Norddeutsches Tiefland):** Hamburg, Schwerin, Berlin, Magdeburg, Hannover, Braunschweig, Kassel, Nordhausen, Halle, Leipzig, Dresden, Chemnitz, Zwickau, Gera, Erfurt, Fulda, Kassel

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 0,90 kN/m² (auf dem Dach)Entspricht der Schneelastzone 1 bis 3, $s_k = 0,90/0,8 = 1,125$ kN/m²,

dies entspricht einer

Höhenlage von max. **580** m ü. d. M. (in der Schneelastzone 1) $s_k = 1,05$ kN/m²Höhenlage von max. **500** m ü. d. M. (in der Schneelastzone 1a) $s_k = 1,04$ kN/m²Höhenlage von max. **370** m ü. d. M. (in der Schneelastzone 2) $s_k = 1,11$ kN/m²Höhenlage von max. **300** m ü. d. M. (in der Schneelastzone 2a) $s_k = 1,11$ kN/m²Höhenlage von max. **260** m ü. d. M. (in der Schneelastzone 3) $s_k = 1,12$ kN/m² < 1,125 kN/m²

$$S_i = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

Max. Schneelasthöhe auf dem Dach = 30,0 cm

$$\text{Schneedichte } p = 3,00 \text{ kN/m}^3$$

Freistehende Überdachung (ohne Versperrung)

Wind von links, $\beta = 0$

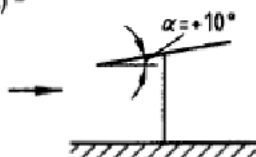
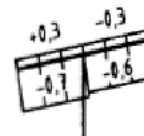
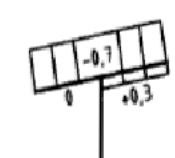
$$c_{p2} = -0,30 + 0,60 = +0,30$$

Wind von rechts, $\beta = 180$

$$c_{p4} = -0,30 - 0,70 = -1,00$$

Freistehende Dächer für den Nachweis der Dachhaut, umlaufend auf 1,0 m Breite

$C_{pe, res} -2,50$

4	Typ 3 (Ansicht) b 	$\theta = 0^\circ$ 	$\theta = 180^\circ$ 
	mit Versperrung: c_p entsprechend lfd. Nr 2		
a	Bei Anströmung in Richtung der Längsachse des Daches können die zum Dach tangentialen Windkräfte von Bedeutung sein.		
b	Für Dachneigungen $-10^\circ \leq \alpha \leq +10^\circ$ darf zwischen den Druckbeiwerten für $\alpha = -10^\circ$ und $\alpha = +10^\circ$ linear interpoliert werden; in den Beiwerten ist eine mögliche Versperrung der durchströmten Fläche unterhalb des Daches bis zu 15 % berücksichtigt.		

Lastannahmen:

Dachfläche $\alpha = \sim 10^\circ$ Dachhaut/Dachfläche

Polycarbonat 1,8 mm + Dachprofile

$$= 0,036 \text{ kN/m}^2$$

Aluminiumprofile (Dachhaut)

$$= 0,024 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k \text{ Dfl.} = 0,060 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k \text{ Dfl.} = 0,088 \text{ kN/m}^2$$

Mit allen Profilen und Kragträger

auf die Grundrißfläche

$$g_k \text{ Gfl.} = 0,09 \text{ kN/m}^2$$

Lastkombination nach DIN 1055-100

1) **Lastkombination**, für max. vertikale Belastung aus Eigengew., Schnee und Wind.

q_s Schneelastzone 2 und , q_w Windlastzone 2

$$g + s + w = \gamma_G \cdot G_{k,1} + \gamma_Q \cdot Q_{s,k} + c_p \cdot \psi_o \cdot \gamma_Q \cdot Q_{w,k} = 0,06 \cdot 1,35 + 1,5 \cdot 0,90 + 0,30 \cdot 0,60 \cdot 1,50 \cdot 0,59 = \underline{\underline{1,59 \text{ kN/m}^2}} \text{ (maßgebend)}$$

2. Lastkombination

$$g + q + w + s = \gamma_G \cdot G_{k,1} + c_p \cdot \gamma_Q \cdot Q_{w,k} \cdot \psi_o + \gamma_Q \cdot Q_{s,k}$$

$$0,06 \cdot 1,35 + 0,30 \cdot 0,59 \cdot 1,50 + 0,50 \cdot 0,90 \cdot 1,50 = \underline{\underline{1,11 \text{ kN/m}^2}}$$

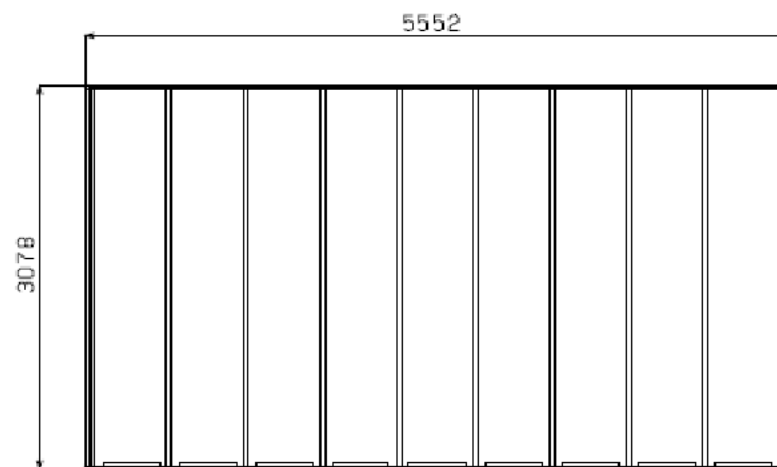
3. **Lastkombination**, für max. abhebende Kräfte (Wind – Sog)

$g - q_{ws}$

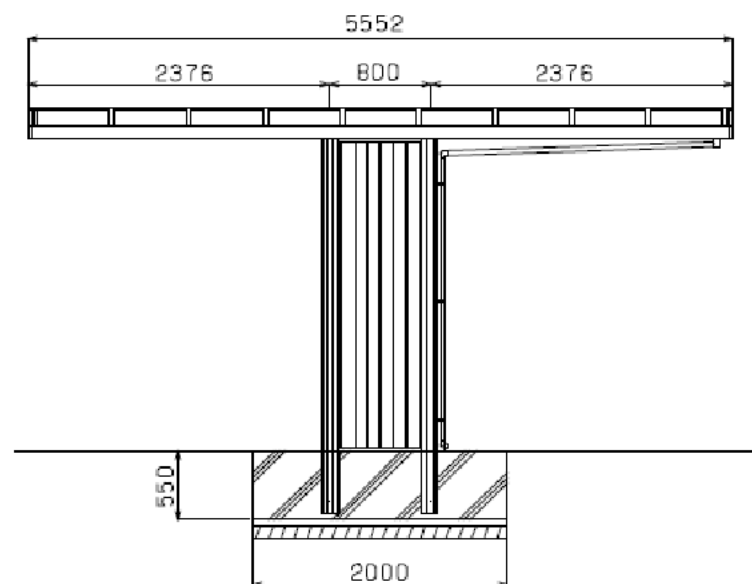
$$0,06 \cdot 1,00 - 0,59 \cdot 2,50 = \underline{\underline{-1,48 \text{ kN/m}^2}} \text{ (ohne Abzug Dachhaut)}$$

1 Structural Summary

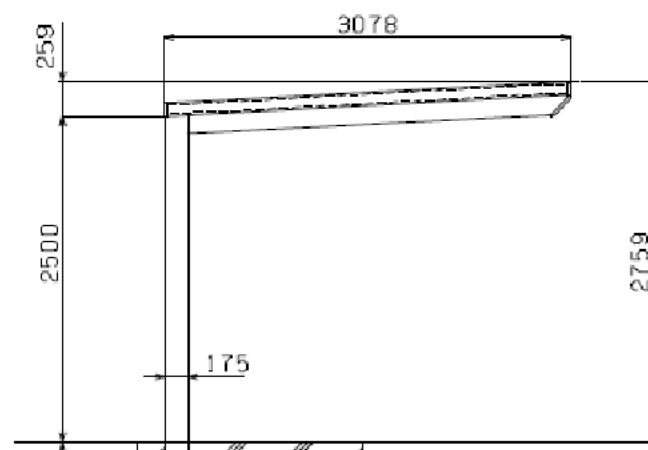
2D-Diagram



Side-view diagram



Span diagram



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

Messeinheiten (Si- Einheiten) Umrechnung

1 N = 0,102 kgf

Vorgaben:

E- Modul	E	: 21.000,0 kgf/cm ² = <u>210.000,0 N/cm²</u> = 210,0 kN/cm ²
zul. δB		: 540,0 kgf/cm ² = <u>5.400,0 N/cm²</u> = 5,40 kN/cm ²
Querdehnzahl, v:		: 0,30 (Poisson ratio)
Stärke/Dicke	t	: 0,18 cm
Kurze Seite	a	: 56,40 cm
Lange Seite	b	: 303,9 cm

Belastung:

$$q = (g+s) = 110,0 \text{ N/cm}^2 \text{ qws}$$

Max. Durchbiegung : max. w

$$A \cdot \max. w^3 + B \cdot \max. w + C = 0 \quad \begin{aligned} A &= (4 \cdot v / a^2 b^2 + (3 - v^2) \cdot (1/a^4 + 1/b^4)) / h^3 &= \\ B &= (4/3) \cdot (1/a^2 + 1/b^2)^2 / h &= \\ C &= -256 \cdot (1-v^2) \cdot q / (\pi^6 \cdot E \cdot h^4) &= \end{aligned}$$

Max. w = 1,34

Max. Biegespannung

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

$$\delta \max. = 394,3 \text{ N/cm}^2$$

$$\delta \max. = \text{Eta} = 394,3 / 5400,0 = 0,07 < 1,00$$

Pos. DP 01 Dachträger zu Aufnahme der Dachhaut

L1- L5 = 0,591 m

Belastungsbreite: 0,604 m

$$g, k = 0,036 \text{ KN/m}^2 \quad * 0,604 = 0,022 \text{ kN/m}$$

$$q_s, k = 0,90 \quad * 0,604 = 0,544 \text{ kN/m}$$

$$q_w, k = 0,59 * 0,3 * 0,6(0,106) * 0,604 = \underline{0,064} \\ = 0,630 \text{ kN/m}$$

Material: A6N01- T5 (JIS)

$$f_u, k \Rightarrow 245,00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_o2, k \Rightarrow 205,00 \text{ N/mm}^2$$

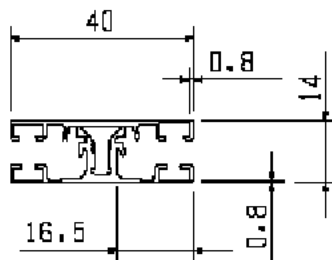
Vorgabe Querschnittswerte durch den Hersteller:

(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	$J = 0.238$		$b = 1.65 \text{ cm}$
Second moment area	$I_x = 0.455$	cm^4	$h = 1.40 \text{ cm}$
	$I_y = 1.834$	cm^4	$b' = 1.49 \text{ cm}$
Section modulus	$Z_x = 0.637$	cm^3	$t_f = 0.08 \text{ cm}$
	$Z_y = 0.911$	cm^3	$t_w = 0.08 \text{ cm}$
Longitudinal elastic modulus	$E = 7000$	kN/cm^2	
Shear modulus of rigidity	$G = 2700$	kN/cm^2	



Stützmomente: Für das Endfeld

$$M_B = -0,105 * (g+s+w) * l^2 = -0,023 \text{ kNm}$$

Feldmomente:

$$M_1 = 0,078 * (g+s+w) * l^2 = 0,017 \text{ kNm}$$

Durchbiegungen: max w, im Feld 1

Feld 1 = gering

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

$$M_{B,d} = -0,035 \text{ kNm}$$

$$M_{1,d} = 0,026 \text{ kNm}$$

Pos. DP 01

$$\epsilon = \sqrt{250/f_{02,k}} = \epsilon = \sqrt{250/205} = 1,10$$

$$\rightarrow \beta_3 = 6 \cdot 1,10 = 6,6 \text{ (abstehendes Teil)}$$

$$b/t = 1,49/0,08 = 18,6$$

δ_B aus M allein

nach ENV-1999-1

$$\beta_{M} = 0,4 \cdot 18,6 = 7,44 \approx \beta_3$$

Reduktion der Querschnittswerte konstruktiv ca. 20 %.

Nachweis

Über Stütze

$$\delta_B = 0,035 \cdot 10^2 / 0,637 \cdot 0,80 = 6,87 \text{ kN/cm}^2 < 20,5/1,10 = 18,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 6,87/18,6 = 0,37 < 1,00$$

Im Feld:

$$\delta_B = 0,026 \cdot 10^2 / 0,637 \cdot 0,80 = 5,10 \text{ kN/cm}^2 < 20,5/1,10 = 18,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 5,10/18,6 = 0,27 < 1,00$$

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 = $0,604 \cdot 0,591 = 0,36 \text{ m}^2$

$$F_{z,d} = 0,36 \cdot 1,48 \cdot 1,5 = -0,79 \text{ kN}$$

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

Festigkeitsklasse nach DIN 18800 (6.8)

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

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

Je Seite an den Auflagern 1 x Schraube $\rightarrow 4 \text{ mm}$

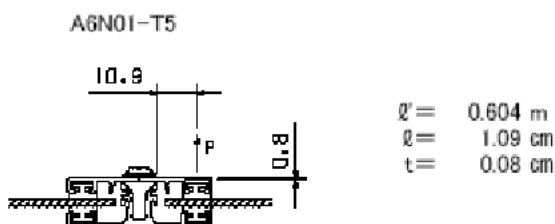
Schraube $\rightarrow 4 \text{ mm}$, Ersatzweise Schraube $\rightarrow 3,9 \text{ mm}$

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

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

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

$$F_t, R_d = \frac{0,9 \cdot 0,064 \cdot 60,0}{1,25} = 2,76 \text{ kN} > 0,79/2 = 0,40 \text{ kN}$$



$$\begin{aligned} \ell' &= 0.604 \text{ m} \\ \ell &= 1.09 \text{ cm} \\ t &= 0.08 \text{ cm} \end{aligned}$$

Oberes Teil des Dachträgers.

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

$$\text{Belastungsbreite } b = 0,604/2 = 0,302 \text{ m}$$

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

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

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

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

Pos. DP 02 Seitlicher Dachträger zu Aufnahme der Dachhaut

L1- L5 = 0,591 m

Belastungsbreite: 0,361 m

$$\begin{aligned}
 g, k &= 0,036 \text{ KN/m}^2 & * 0,361 &= 0,013 \text{ kN/m} \\
 q_s, k &= 0,90 & * 0,361 &= 0,325 \text{ kN/m} \\
 q_w, k &= 0,106 & * 0,361 &= \underline{0,038 \text{ kN/m}} \\
 & & &= 0,376 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Material: A 6063- T5 (JIS)fu, k => 155,00 N/mm²fo2, k => 110,00 N/mm²

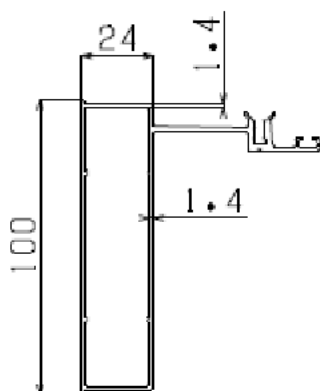
Vorgabe Querschnittswerte durch den Hersteller:

(6-4) Side frame

A6063-T5

① Sectional property

Allowable stress	F =	13.2	KN/cm ²	
Sectional area	A =	4.63	cm ²	
Saint-Venant torsion constant	J =	11.47		b = 2.40 cm
Second moment area	I _x =	48.90	cm ⁴	h = 10.00 cm
	I _y =	22.94	cm ⁴	b' = 2.02 cm
Section modulus	Z _x =	8.12	cm ³	h' = 9.32 cm
	Z _y =	4.14	cm ³	t _f = 0.14 cm
Longitudinal elastic modulus	E =	7000	KN/cm ²	t _w = 0.14 cm
Shear modulus of rigidity	G =	2700	KN/cm ²	



Stützmomente: Für das Endfeld

$$MB = -0,105 * (g+s+w) * l^2 = -0,014 \text{ kNm}$$

Feldmomente:

$$M1 = 0,078 * (g+s+w) * l^2 = 0,010 \text{ kNm}$$

Durchbiegungen: gering

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

$$MB, d = -0,021 \text{ kNm}$$

$$M1, d = 0,015 \text{ kNm}$$

Pos. DP 02

$$\epsilon = \sqrt{250/f_{02,k}} = \epsilon = \sqrt{250/110} = 1,51$$

$$\rightarrow \beta_3 = 22 \cdot 1,51 = 33,17 \text{ (beidseitig gehalten)}$$

$$b'/t = 2,02/0,14 = 15,70$$

$$h'/t = 9,32/0,14 = 66,57$$

δ_B aus M allein

nach ENV-1999-1

$$\beta_{M} = 0,4 \cdot 15,70 = 6,28 < \beta_3$$

$$\beta_{M} = 0,4 \cdot 66,57 = 26,62 < \beta_3$$

Keine Reduktion der Querschnittswerte.

Nachweis

Über Stütze

$$\delta B = 0,021 \cdot 10^2/8,12 = 0,26 \text{ kN/cm}^2 < 11,0/1,10 = 10,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 0,26/10,0 = 0,03 < 1,00$$

Im Feld:

$$\delta B = 0,015 \cdot 10^2/8,12 = 0,18 \text{ kN/cm}^2 < 11,0/1,10 = 10,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 0,18/10,0 = 0,02 < 1,00$$

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 = $0,361 \cdot 0,591 = 0,22 \text{ m}^2$

$$F_{z,d} = 0,22 \cdot 1,48 \cdot 1,5 = -0,49 \text{ kN}$$

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 $\rightarrow 4 \text{ mm}$

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

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

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

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

$$F_t, R_d = \frac{0,9 \cdot 0,064 \cdot 60,0}{1,25} = 2,76 \text{ kN} > 0,49 \text{ kN}$$

Pos. DP 03 Mittlere Querprofile

$l_k = 2,376 \text{ m}$, $l = 0,80 \text{ m}$, $l_k = 2,376 \text{ m}$

Belastungsbreite : $b = 0,591 \text{ m}$

$g, k = 0,06 \text{ kN/m}^2 * 0,591 = 0,03 \text{ kN/m}$
 $q_s, k = 0,90 * 0,591 = 0,53 \text{ kN/m}$
 $q_w, k = 0,106 * 0,591 = \underline{0,06 \text{ kN/m}}$
 $ = 0,62 \text{ kN/m}$

Material: A6N01- T5 (JIS)

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

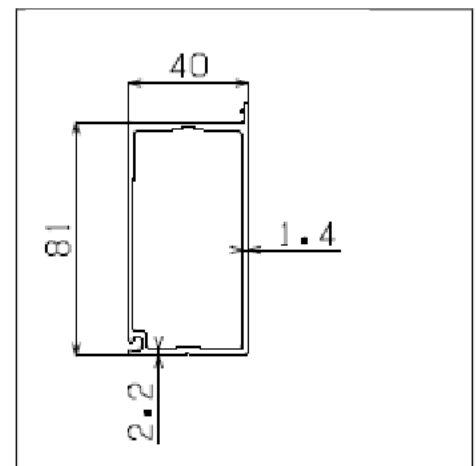
$f_{o2}, k \Rightarrow 205,0 \text{ N/mm}^2$

(6-5) Roof purlin A6N01-T5

(6-5) Roof purlin A6N01-T5

① Sectional property

Allowable stress	$F =$	17.5
Sectional area	$A =$	4.39
Saint-Venant torsion constant	$J =$	11.31
Second moment area	$I_x =$	44.26
	$I_y =$	11.36
Section modulus	$Z_x =$	10.14
	$Z_y =$	5.59
Longitudinal elastic modulus	$E =$	7000
Shear modulus of rigidity	$G =$	2700



$b = 4.00 \text{ cm}$

$h = 8.10 \text{ cm}$

$b' = 3.17 \text{ cm}$

$h' = 7.38 \text{ cm}$

$t_f = 0.22 \text{ cm}$

$t_w = 0.14 \text{ cm}$

Schnittkräfte: (infolge Vollast)

$MA=MB = g + q = - 0,08 - 1,66 = 1,74 \text{ kNm}$

$A=B = 0,03*2,776+0,59*2,776 = 0,08 + 1,64 = 1,72 \text{ kN/m}$

Bemessungsmomente $\gamma F = 1,35/1,50$

$MA,d = MB,d = -2,57 \text{ kNm}$

Pos. DP 03

$$\epsilon = \sqrt{250/f_{0,2,k}} = \epsilon = \sqrt{250/205} = 1,10$$

$$\rightarrow \beta_3 = 22 \cdot 1,10 = 24,20 \text{ (beidseitig gehalten)}$$

$$b'/t = 3,17/0,22 = 14,40$$

$$h'/t = 7,38/0,14 = 52,70$$

nach ENV-1999-1

$$\beta_{M} = 0,4 \cdot 14,40 = 5,76 < \beta_{3+}$$

$$\beta_{M} = 0,4 \cdot 52,70 = 21,08 < \beta_{3+}$$

Keine Reduktion der Querschnittswerte.

Nachweise:

Über Stütze

$$\delta B_z = 2,57 \cdot 10^2/10,14 = 25,34 \text{ kN/cm}^2 > 20,5/1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\delta B_d = 2,57 \cdot 10^2/10,14 = 25,34 \text{ kN/cm}^2 > 20,5/1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 25,34/18,64 = 1,36 > 1,00$$

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit:

$$\delta B_z = 1,74 \cdot 10^2/10,14 = 17,16 \text{ kN/cm}^2 < 20,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 17,16/20,5 = 0,84 < 1,00$$

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)

$$\text{Belastungsfläche } A = 0,591 \cdot 2,776 = 1,64 \text{ m}^2$$

$$F_{z,d} = 1,64 \cdot 0,59 \cdot 1,5 + 0,89 \cdot 0,591 \cdot 1,00 = 1,80 \text{ kN}$$

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

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

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

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

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

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

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

$$F_t, R_d = \frac{0,9 \cdot 0,064 \cdot 60,0}{1,25} = 2,76 \text{ kN} > 1,80 \text{ kN}$$

Pos. DP 04 Fronträger

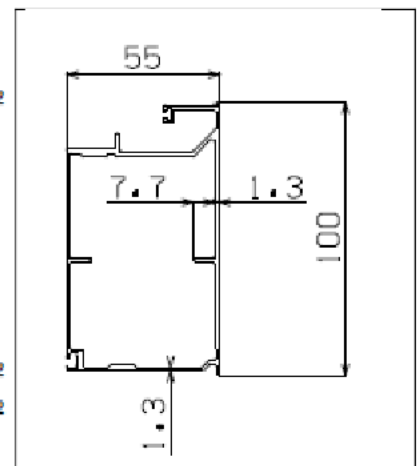
lk = 2,376 m, l = 0,80 m, lk = 2,376 m

Belastungsbreite: b = 0,392 m

$$\begin{aligned}
 g, k &= 0,06 & * 0,392 &= 0,02 \text{ kN/m} \\
 q_s, k &= 0,90 & * 0,392 &= 0,35 \text{ kN/m} \\
 q_w, k &= 0,106 & * 0,392 &= \underline{0,04 \text{ kN/m}} \\
 & & &= 0,41 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

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 =	4.747	cm ²
Saint-Venant torsion constant	J =	47.926	
Second moment area	I _x =	53.92	cm ⁴
	I _y =	23.18	cm ⁴
Section modulus	Z _x =	10.44	cm ³
	Z _y =	8.06	cm ³
Longitudinal elastic modulus	E =	7000	kN/cm ²
Shear modulus of rigidity	G =	2700	kN/cm ²



b = 5.50 cm

h = 10.00 cm

b' = 4.21 cm

h' = 7.97 cm

t_f = 0.13 cm

t_w = 0.13 cm

Schnittkräfte: (infolge Vollast)

MA=MB = g + q = - 1,16 kNm

M1 = g + q = - 1,16 kNm

A=B = Ql+Qr = 0,97+ 0,16 = 1,13 kN

Bemessungsmomente(g gering deshalb, γF = 1,50)

MA,d = Mb,d = - 1,74 kNm

M1,d = -1,74 kNm

Pos. DP 04

$$\epsilon = \sqrt{250/f_{02,k}} = \epsilon = \sqrt{250/205} = 1,10$$

$$\rightarrow \beta_3 = 22 \cdot 1,10 = 24,20 \text{ (beidseitig gehalten)}$$

$$b'/t = 4,21/0,13 = 32,38$$

$$h'/t = 7,97/0,13 = 61,30$$

nach ENV-1999-1

$$\beta_{M} = 0,4 \cdot 32,38 = 12,95 < \beta_{3+}$$

$$\beta_{M} = 0,4 \cdot 61,30 = 24,50 \sim \beta_{3+}$$

Keine Reduktion der Querschnittswerte.

Nachweise:

Über Stütze und Feld

$$\delta B_z = 1,74 \cdot 10^2/10,44 = 16,67 \text{ kN/cm}^2 < 20,5/1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\delta B_d = 1,74 \cdot 10^2/10,44 = 16,67 \text{ kN/cm}^2 < 20,5/1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = 16,67/18,64 = 0,89 < 1,00$$

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

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

$$\text{Belastungsfläche } A = 0,392 \cdot 2,776 = 1,09 \text{ m}^2$$

$$F_{z,d} = 1,48 \cdot 1,09 = 1,61 \text{ kN}$$

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 $\rightarrow 4 \text{ mm}$

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

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

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

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

$$F_t, R_d = \frac{0,9 \cdot 0,064 \cdot 60,0}{1,25} = 2,76 \text{ kN} > 1,61 \text{ kN}$$

Pos. DP 05 Rückwertiger Träger

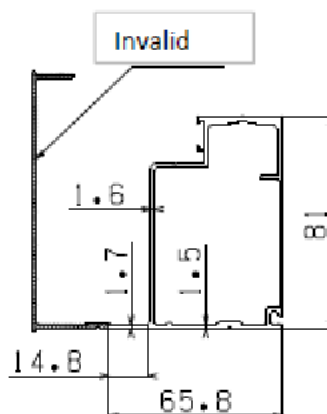
lk = 2,376 m, l = 0,80 m, lk = 2,376 m

Belastungsbreite: b = 0,392 m

$$\begin{aligned}
 g, k &= 0,06 & * 0,392 &= 0,02 \text{ kN/m} \\
 q_s, k &= 0,90 & * 0,392 &= 0,35 \text{ kN/m} \\
 q_w, k &= 0,106 & * 0,392 &= \underline{0,04 \text{ kN/m}} \\
 & & &= 0,41 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

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 =	4.905	cm ²	b = 6.58 cm
Saint-Venant torsion constant	J =	56.331		h = 8.10 cm
Second moment area	I _x =	46.402	cm ⁴	b' = 4.15 cm
	I _y =	19.853	cm ⁴	b'' = 1.48 cm
Section modulus	Z _x =	11.353	cm ³	h' = 5.85 cm
	Z _y =	4.837	cm ³	t _f = 0.15 cm
Longitudinal elastic modulus	E =	7000	kN/cm ²	t _w = 0.16 cm
Shear modulus of rigidity	G =	2700	kN/cm ²	t' = 0.17 cm



Schnittkräfte: (infolge Vollast)

$$\begin{aligned}
 MA=MB &= g + q = - 1,16 \text{ kNm} \\
 M1 &= g + q = - 1,16 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$A=B = Ql+Qr = 0,97+ 0,16 = 1,13 \text{ kN}$$

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

$$MA,d = Mb,d = - 1,74 \text{ kNm}$$

$$M1,d = -1,74 \text{ kNm}$$

Pos. DP 05

$$\epsilon = \sqrt{250/f_{02,k}} = \epsilon = \sqrt{250/205} = 1,10$$

$$\rightarrow \beta_3 = 22 \cdot 1,10 = 24,20 \text{ (beidseitig gehalten)}$$

$$b'/t = 4,15/0,15 = 27,66$$

$$h'/t = 5,85/0,16 = 36,56$$

nach ENV-1999-1

$$\beta_{M} = 0,4 \cdot 27,66 = 11,07 < \beta_{3+}$$

$$\beta_{M} = 0,4 \cdot 36,56 = 14,62 < \beta_{3+}$$

Keine Reduktion der Querschnittswerte.

Nachweise:

Über Stütze und Feld

$$\delta B_z = 1,74 \cdot 10^2 / 11,35 = 15,33 \text{ kN/cm}^2 < 20,5 / 1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\delta B_d = 1,74 \cdot 10^2 / 11,35 = 15,33 \text{ kN/cm}^2 < 20,5 / 1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = 15,33 / 18,64 = 0,82 < 1,00$$

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

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

$$\text{Belastungsfläche } A = 0,392 \cdot 2,776 = 1,09 \text{ m}^2$$

$$F_{z,d} = 1,48 \cdot 1,09 = 1,61 \text{ kN}$$

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 mm

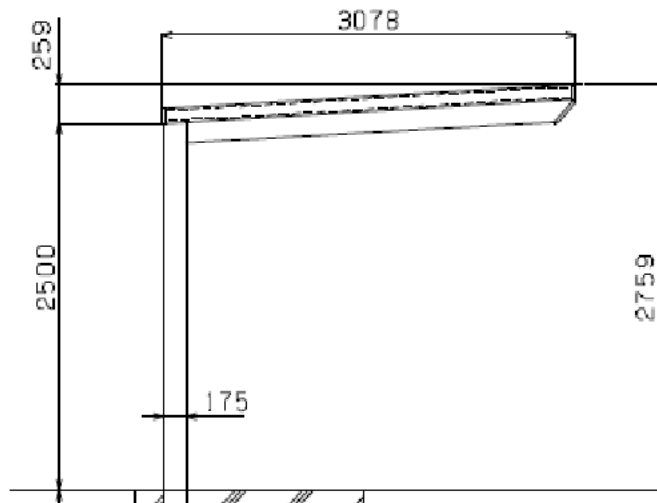
Schraube $\rightarrow$ 4 mm, Ersatzweise Schraube $\rightarrow$ 3,9 mm

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

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

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

$$F_t, R_d = \frac{0,9 \cdot 0,064 \cdot 60,0}{1,25} = 2,76 \text{ kN} > 1,61 \text{ kN}$$

Pos. DP 06 RahmensystemBelastungsbreite: $b = 2,776 \text{ m}$ 

$$g, k = 0,088 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,776 = 0,24 \text{ kN/m}$$

$$q_s, k = 0,90 \cdot 2,776 = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$q_w, k = 0,106 \cdot 2,776 = 0,29 \text{ kN/m}$$

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: SS 400 (JIS) (Stahl/Steel)**

$$f_u, k = 410,0 - 500,0 \text{ N/mm}^2 = \text{Stahl S 235}$$

nach DIN 18800

$$f_y, k = 235,0 \text{ N/mm}^2$$

Querschnittswerte Riegel Vorgabe

(6-8) Rising beam

A6N01-T5

① Sectional property

Allowable stress

$$F = 17,5 \text{ kN/cm}^2$$

Sectional area

$$A = 11,656 \text{ cm}^2$$

Saint-Venant torsion constant

$$J = 305,900$$

$$b = 8,2 \text{ cm}$$

Second moment area

$$I_x = 370,82 \text{ cm}^4$$

$$h = 15,0 \text{ cm}$$

$$I_y = 128,50 \text{ cm}^4$$

$$b' = 5,16 \text{ cm}$$

Section modulus

$$Z_x = 49,44 \text{ cm}^3$$

$$h' = 13,84 \text{ cm}$$

$$Z_y = 31,34 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 0,28 \text{ cm}$$

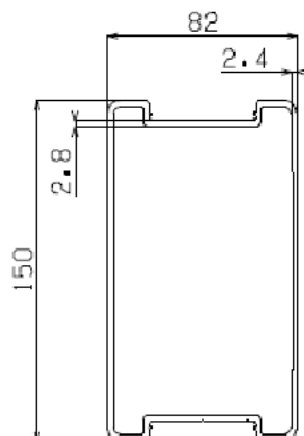
Longitudinal elastic modulus

$$E = 7000 \text{ kN/cm}^2$$

$$t_w = 0,24 \text{ cm}$$

Shear modulus of rigidity

$$G = 2700 \text{ kN/cm}^2$$



Pos. DP 06

a) Riegel Alu

a) Riegel Alu, bei x = 1,928 m

Belastung: $g_k = 0,24 \text{ kN/m}$
 $q_k = (2,50 + 0,29) = 2,79 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} M_k(y) &= 0,50 * 0,24 * 1,928^2 = -0,44 \text{ kNm} \\ &= 0,50 * 2,79 * 1,928^2 = -5,19 \text{ kNm} \\ &= -5,63 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q(z) &= 0,24 * 1,928 = 0,46 \text{ kN} \\ &= 2,79 * 1,928 = 5,38 \text{ kN} \\ &= 4,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon = \sqrt{250/f_{0,2,k}} = \epsilon = \sqrt{250/205} = 1,10 \rightarrow \beta_3 = 22 * \epsilon = 24,30$$

$$h'/t = 13,84/0,24 = 57,67$$

$$b'/t = 5,16/0,28 = 18,43$$

δ_B aus M allein (beidseitig gehaltenes Teil)
 nach ENV-1999-1

$$\beta_{M1} = 0,4 * 57,67 = 23,07 > \beta_1 < \beta_2 < \beta_3$$

$$\beta_{M2} = 0,4 * 18,43 = 7,37 < \beta_1 = 11,0 * 1,10 = 12,10$$

Keine Reduktion der Querschnittswerte.

$$\text{Tragfähigkeit: } \gamma F = 1,35/1,50$$

$$M_{k,d} = -0,44 * 1,35 + -5,19 * 1,5 = -8,379 \text{ kNm}$$

$$Q_{z,d} = 0,46 * 1,35 + 5,38 * 1,5 = 8,67 \text{ kN}$$

$$\delta B = 8,379 * 10^2 / 49,44 = 16,95 \text{ kN/cm}^2 < 20,5/1,10 = 18,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Eta} = 16,95/18,64 = 0,91 < 1,00$$

Nachweis erbracht.

b) Riegel an Stelle x (3,08-0,175) = 2,903 m (Am Stützenanschnitt)

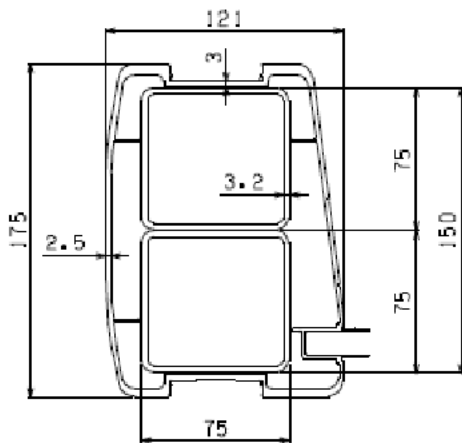
Belastung: $g_k = 0,24 \text{ kN/m}$
 $q_k = (2,50 + 0,29) = 2,79 \text{ kN/m}$

$M_k(y) = 0,50 * 0,24 * 2,903^2 = -1,01 \text{ kNm}$	$M_{k,d} = * 1,35$	$= -1,36 \text{ kNm}$
$q_s = 0,50 * 2,50 * 2,903^2 = -10,53 \text{ kNm}$	$= * 1,50$	$= -15,80$
$q_w = 0,50 * 0,29 * 2,903^2 = -1,22 \text{ kNm}$	$= * 1,50$	$= -1,83$
$= -12,76 \text{ kNm}$		$= -18,99 \text{ kNm}$

Nachweis Rahmenecke Riegel/Stiel nach
 DP 06 Stiel.

Pos. DP 06 Stütze**Querschnittswerte Stütze Vorgabe:**

	$I_y = 191.1 \text{ cm}^4$	Allowable tensile stress $\sigma_t =$	
2) Aluminum A6N01-T5			
Allowable stress	$F = 17.5 \text{ kN/cm}^2$		
Saint-Venant torsion constant	$J = 767.176$		
Sectional area	$A = 19.518 \text{ cm}^2$	$b = 12.10 \text{ cm}$	
Second moment area	$I_x = 882.86 \text{ cm}^4$	$h = 17.50 \text{ cm}$	
	$I_y = 390.00 \text{ cm}^4$	$b' = 5.3 \text{ cm}$	
Section modulus	$Z_{x+} = 99.49 \text{ cm}^3$	$h' = 15.54 \text{ cm}$	
	$Z_{x-} = 102.34 \text{ cm}^3$	$t_f = 0.30 \text{ cm}$	
	$Z_{y+} = 53.23 \text{ cm}^3$	$t_w = 0.25 \text{ cm}$	
	$Z_{y-} = 64.73 \text{ cm}^3$		
Longitudinal elastic modulus	$E = 7000 \text{ kN/cm}^2$		
Shear modulus of rigidity	$G = 2700 \text{ kN/cm}^2$		

**Riegel und Stütze:****Material: A6N01 S T5 (JIS)**fu, k => 245,0 N/mm²fo2, k => 205,0 N/mm²

b) Stütze bei x = 2,903 m

Mk(y) d = 18,99 kNm

N(z) für die Stütze

Fläche = 2,776 * 3,078 = 8,455 m²

Ng = 0,088 * 8,455 = 0,74 kN

Eigengew = 0,42 kN

= 1,16 kN

Ns = 0,90 * 8,455 = 7,61 kN

Nw = 0,106 * 8,455 = 0,90 kN

Belastung Riegel und Stütze in y Richtung:

Riegel:

h = 0,15 m, cp = 1,20, qw = 0,59 kN/m²qy = 0,59 * 0,15 * 1,20 = 0,11 kN/m, Hy = 0,11 * 2,99 = 0,33 kN, Mz = 0,11 * 2,99² * 0,5 = 0,49 kNm

Wind auf die Stützen und Verkleidung.

Cp = < 1,10 (Infolge Schlankheit und Abrundung)

 $\beta = 0^\circ = 0,59 * 1,1 * 0,92 = 0,60 \text{ kN/m}$ $\beta = 90^\circ = 0,59 * 1,1 * 0,92 = 0,60 \text{ kN/m}$ Mk = 0,60 * 0,50 * 2,40² / 2 = 0,86 kNm

Pos. DP 06 Stütze:

Lokales Beulen nach DIN EN V 1999-1

$$\epsilon = \sqrt{250/205} = 1,10$$

$$\rightarrow \beta_{3M/N} = 22 \cdot \epsilon = 24,30$$

Q.- Teil 1: (Flansche)

$$\beta_{1,N} = 5,30/0,30$$

$$= 17,67 > \beta_2 < \beta_3 - \text{Q.- Klasse 3}$$

$$\beta_{1,M} = 0,40 \cdot 5,30/0,30$$

$$= 7,06 < \beta_2 < \beta_3 - \text{Q.- Klasse 3}$$

Q -Teil 2: (Stege) (Stege durch Sicken versteift $b' = 9,600 \text{ cm}$)

$$\beta_{2,N} = 9,60/0,25$$

$$= 38,40 > \beta_2 > \beta_3 - \text{Q.- Klasse 4}$$

$$\beta_{2,M} = 0,40 \cdot d'/t = 0,40 \cdot 9,60/0,25$$

$$= 15,36 < \beta_2 < \beta_3 - \text{Q.- Klasse 4}$$

Reduktionsbeiwerte p_c nach DIN V ENV 1999-1**Q. Teil 1 (Flansche) = Keine Reduktion $p_{c1} = 1,00$**

$$\text{Q. Teil 2 (N),(Stege)} = p_{c2} = \frac{32,0}{38,40/1,20} - \frac{220}{(38,40/1,20)^2} = 1,00 - 0,21 = 0,79$$

$$(N) \text{ t2 eff.} = 0,25 \cdot 0,79 = 0,20 \text{ cm}$$

$$(M) \text{ t2 eff.} = 0,25 \cdot 1,00 = 0,25 \text{ cm}$$

Effektive Querschnittswerte für den Normalkraftwiderstand

$$\text{t1, eff} = 0,30 \text{ cm}, \quad \text{t2, eff} = 0,20 \text{ cm}$$

$$A_{\text{eff}} = 19,518 - 1,00 = 18,518 \text{ cm}^2, \quad N_{Rd, \text{eff}} = 18,518 \cdot 20,5/1,10 = 345,11 \text{ kN}$$

$$I_{y, \text{eff}} = 882,86 - 41,36 = 841,50 \text{ cm}^4, \quad I_{z, \text{eff}} = 390,0 - 44,60 = 335,40 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 6,74 \text{ cm}, \quad i_z = 4,26 \text{ cm}$$

$$N_{e,d} = 1,16 \cdot 1,35 + (7,61 + 0,90) \cdot 1,5 = 1,57 + 12,76 = 14,34 \text{ kN}$$

$$k = 1,725 \text{ m}, \quad s_k = 2 \cdot 1,725 = 3,45 \text{ m}$$

$$\lambda_y = 345/6,74 = 51,19$$

$$\lambda_z = 345/4,26 = 80,99$$

$$\eta = 18,518/19,518 = 0,95$$

$$\lambda_1 = 3,1416 \sqrt{70000/0,95 \cdot 205} = 59,56$$

$$\bar{\lambda}_y = 51,19/59,56 = 0,85$$

nach DIN V ENV 1999-1

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

$$\Phi = 0,5 [1 + 0,2(0,85 - 0,10) + 0,85^2] = 0,935$$

$$k_y = 1/0,935 + \sqrt{0,935^2 - 0,85^2} = 0,76$$

$$\text{Eta} = (14,34/0,76 \cdot 1,0 \cdot 345,11)^{0,8} = 0,10 < 1,00$$

Effektive Querschnittswerte für den Momententragwiderstand

$$A_{\text{eff}} = 19,518 \text{ cm}^2,$$

$$I_{y, \text{eff}} = 882,56 \text{ cm}^4,$$

$$I_{z, \text{eff}} = 390,00 \text{ cm}^4$$

$$W_{y, \text{eff}} = 102,34 \text{ cm}^3$$

$$W_{z, \text{eff}} = 64,73 \text{ cm}^3$$

$$N_{e,d} = 14,34 \text{ kN}$$

$$M_{y, d} = -18,99 = -21,24 \text{ kNm}$$

$$M_{y, Rd, \text{eff}} = 102,34 \cdot 20,5/1,10 = 1907,25 \text{ kNcm}$$

$$M_{z, Rd, \text{eff}} = 64,73 \cdot 20,5/1,10 = 1206,33 \text{ kNcm}$$

Infolge von $N_{e,d}$ und $M_{y,d}$

$$\text{Eta} = 0,10 + [(18,99 \cdot 10^2 / 1907,25)^{1,7}]^{0,6} = 0,10 + 0,99 = 1,09 > 1,00$$

Nachweis unter Gebrauchstauglichkeit.

Pos. DP 06 Stütze:

Nachweis für Gebrauchslasten.

Mit γ_F und $\gamma_M = 1,00$

Um die starke Achse

$$N_e = 1,16 + 7,61 + 0,90 = 9,67 \text{ kN}$$

$$M_y = -12,76 - 0,86 = -13,62 \text{ kNm}$$

Infolge N_e

$$\eta = (9,67 / 0,76 * 1,00 * 345,1 * 1,1)^{0,8} = 0,07 < 1,00$$

Infolge $N_e + M_y$

$$\eta = 0,07 + [(13,62 * 10^2 / 1907,25 * 1,10)^{1,7}]^{0,6} = 0,10 + 0,64 = 0,71 < 1,00$$

Nachweis erbracht

Um die schwache Achse

$$\text{Aus } N_e = 1,16 + 7,61 = 8,77 \text{ kN}$$

$$\text{Aus } M_y = -1,01 - 10,53 = -11,54 \text{ kNm}$$

$$\text{Aus } M_z = -(0,49 + 0,11 * 2,40^2 * 0,5) = -0,81 \text{ kNm}$$

$$k = 1,725 \text{ m, } s_k = 2 * 1,725 = 3,45 \text{ m}$$

$$\lambda_z = 345 / 4,26 = 81,0$$

$$\eta = 0,95$$

$$\lambda_1 = 59,56$$

$$\bar{\lambda}_y = 81,00 / 59,56 = 1,36$$

nach DIN V ENV 1999-1

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

$$\Phi = 0,5 [1 + 0,2(1,36 - 0,10) + 1,36^2] = 1,55$$

$$\kappa_y = 1 / 1,55 + \sqrt{1,55^2 - 1,36^2} = 0,28$$

Aus N_e

$$\eta = (8,77 / 0,28 * 1,00 * 345,11 * 1,10)^{0,8} = 0,14 < 1,00$$

Aus N_e , M_y und M_z

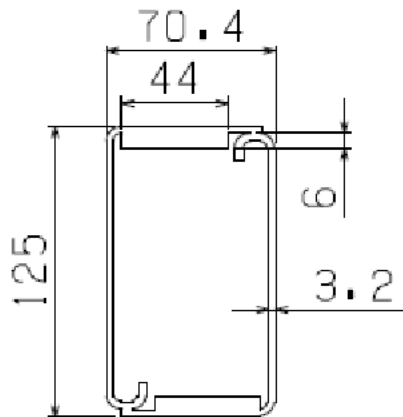
$$\eta = 0,14 + [(11,54 * 10^2 / 1907,25 * 1,10)^{1,7} + (0,81 * 10^2 / 1206,33 * 1,10)^{1,7}]^{0,60} = 0,14 + 0,86 = 1,00 \leq 1,00$$

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wurde erbracht.

Pos. DP 06 Riegel

Alu- Querschnitte nach Seite 19

2) Steel	SS400	□-125 × 70.4 × 3.2t	Section modulus	Z_x	=	42.2	cm ³
Allowable stress		$F = 23.5$ kN/cm ²		Z_y	=	29.4	cm ³
Sectional area		$A = 12.520$ cm ²	Longitudinal elastic modulus	E	=	20500	kN/cm ²
Second moment area		$I_x = 263.6$ cm ⁴	allowable bending degree of stress	f_b	=	15.6	kN/cm ²
		$I_y = 103.6$ cm ⁴	Allowable tensile stress	f_t	=	15.6	kN/cm ²



④ Inspection (Point C)

1) Stress allocation

	E	I_x	I_y	EI_x	EI_y	Allocation rate (X-axis)	Allocation rate (Y-axis)
Aluminum	7000	370.82	128.50	2596000	899000	0.325	0.297
Steel	20500	263.61	103.62	5404000	2124000	0.676	0.703
Σ				8000000	3023000	1.000	1.000

$$M_k(y) = -12,76 \text{ kNm}$$

$$\delta b(Al) = 12,76 \cdot 0,325 \cdot 10^2 / 49,44 = 8,39 \text{ kN/cm}^2 < 20,50 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Eta} = 0,41 < 1,00$$

$$\delta b(Al) = 12,76 \cdot 0,675 \cdot 10^2 / 42,20 = 20,40 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Eta} = 0,87 < 1,00$$

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erbracht.

Pos. DP 06 Stütze

Alu Querschnitte nach Seite 21

(6-10) Joint

① Sectional property

1) Steel SS400

Allowable stress

Sectional area

Second moment area

□-125 × 70.4 × 3.2t+FB

F = 23.5 kN/cm²

A = 17.800 cm²

I_x = 431.1 cm⁴

I_y = 114.4 cm⁴

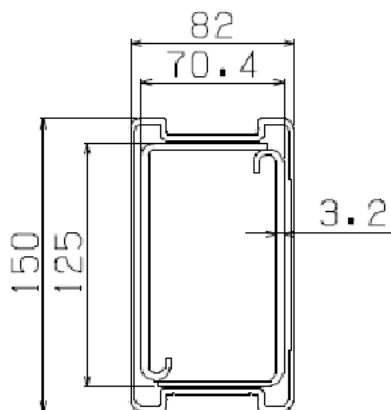
Section modulus Z_x = 69.0 cm³

Z_y = 32.5 cm³

Longitudinal elastic modulus E = 20500 kN/cm²

Allowable bending degree of stress f_b = 15.6 kN/cm²

Allowable tensile stress f_t = 15.6 kN/cm²



$$b = 8.20 \text{ cm}$$

$$h = 15.00 \text{ cm}$$

$$b' = 5.16 \text{ cm}$$

$$h' = 13.84 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.28 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.24 \text{ cm}$$

⑤ Inspection (Point B)

1) Stress allocation

	E	I _x	I _y	EI _x	EI _y	Allocation rate (X-axis)	Allocation rate (Y-axis)
Aluminum	7000	882.86	390.00	6180000	2730000	0.428	0.469
Steel	20500	402.10	151.07	8243000	3097000	0.572	0.531
Σ				14423000	5827000	1.000	1.000

$$M_k(y) = -12,76 \cdot 1,061 = 13,54 \text{ kNm}$$

$$\delta b(\text{Al}) = 13,54 \cdot 0,428 \cdot 10^2 / 102,34 = 5,66 \text{ kN/cm}^2 < 20,50 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Eta} = 0,28 < 1,00$$

$$\delta b(\text{Al}) = 13,54 \cdot 0,572 \cdot 10^2 / 69,0 = 11,22 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Eta} = 0,448 < 1,00$$

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit 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) $\beta = 0$ (Lasten 2x)

Ng	= 1,16 kN	My, g	= - 1,07 kNm	ΣN	= 19,34 kN
Nqs	= 7,61 kN	My, qs	= - 11,17 kNm	ΣM	= 29,48 kNm
Nqw	= 0,90 kN	My, qw	= - 1,29-0,68 = -2,15 kNm	ΣM	= 4,30 kNm
Hx	= 0,72 kN			ΣH	= 1,44 kN

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

Ng	= 1,16 kN	My, g	= - 1,07 kNm	ΣN	= 17,54 kN
Nqs	= 7,61 kN	My, qs	= - 11,17 kNm	ΣM	= -24,48 kNm
Nqw	= 0,00 kN	Mz, qw	= - 1,17 kNm	ΣM	= -2,34 kNm
Hy	= 0,62 kN			ΣH	= 1,24 kN

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

Ng	= 1,04 kN	My, g	= - 0,96 kNm	ΣN	= -9,90 kN
Nqs	= 0,00 kN	My, qs	= 0,00 kNm	ΣM	= 0,00 kNm
Nqw	= -4,99 kN	My, qw	= 2,64+0,68 = kNm	ΣM	= + 6,64 kNm
H	= -0,72 kN			ΣH	= -1,44 kN

Fundamentabmessungen: (m)

$$L * B * D = 1,70 * 2,00 * 0,80 \text{ m}, N = 1,7 * 2,00 * 0,80 * 24,0 = 65,30 \text{ kN}$$

N. Fund. = G = 65,30 kN

LF 1) $e_x = 0,26 \text{ m}, e_y \leq 0,283 \text{ m} = b/6, e_y = 0,0 \text{ m}$
Keine klaffende Fuge

LF 2) $e_x = 0,20 \text{ m}, e_y = 0,02 \text{ m}$
 $e_x < b/6 = 0,283 \text{ m}$
 $e_y < b/6 = 0,333 \text{ m}$
Keine klaffende Fuge

LF 3) $e_x = - 0,04 \text{ m}, e_y = 0,0 \text{ m}$
 $e_x < b/6$
Keine klaffende Fuge

Fundament konstruktiv bewehrt.

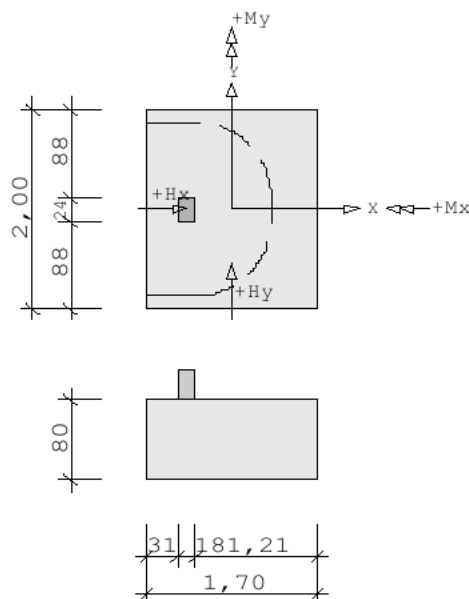
Oben + unten auf $b = 1,70 \text{ m} = 7 \Phi 6, e \approx 0,30 \text{ m}$ kreuzweise verlegt.Oben + unten auf $b = 2,00 \text{ m} = 8 \Phi 6, e \approx 0,30 \text{ m}$ kreuzweise verlegt.Fundament ist **frostfrei zu gründen**.

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

PROJEKT: MYPN9E-3156 (900)
 Bezeichnung: Einzelfundament

POS: F 01

Maßstab 1 : 75



ABMESSUNGEN	S e i t e n l ä n g e n		H ö h e
Fundament	$b_x = 1,70 \text{ m}$	$b_y = 2,00 \text{ m}$	$h = 0,80 \text{ m}$
Stütze	$c_x = 0,18 \text{ m}$	$c_y = 0,24 \text{ m}$	

BELASTUNG ERGEBNIS-LF mit 1-achsiger Ausmitte

Alle Lasteingaben dieses Lastfalles sind bereits γ -fach !

Gesamtfundament $\gamma_{\text{Beton}} = 24,00 \text{ kN/m}^3$
 ohne Sockel $G_k = 65,28 \text{ kN}$ (für Bemessung $\gamma_F = 1.35$)
 Weitere Lasten bereits γ -fach eingegeben
 Moment I. Ord $M_{yI} = 41,27 \text{ kNm}$ für Prssng (DIN1054) u. kl. Fuge
 Moment II. Ord $M_{yII} = 41,27 \text{ kNm}$ für Bmssng + Prfg ob kl.Fuge zul
 HKraft I. Ord $H_{xI} = 1,44 \text{ kN}$ für Prssng (DIN1054) u. kl. Fuge
 HKraft II. Ord $H_{xII} = 1,44 \text{ kN}$ für Bmssng + Prfg ob kl.Fuge zul

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

Vertikalkräfte : Lastausmitten
 Stütze $N = 27,10 \text{ kN}$ $a_x = -0,45 \text{ m}$ $a_y = 0,00 \text{ m}$

γ -fache Stützenlast durch Reduktionsfaktor: 1,40 dividiert.
 γ -fache übrige Lasten durch Reduktionsfaktor: 1,40 dividiert.
 Gesamtlast ges. $N = 84,64 \text{ kN}$ $e_x = 0,26 \text{ m}$ $e_y = 0,00 \text{ m}$

Sohldruck ohne klaffende Fuge (aus II.Ord.) zul $\sigma = 200 \text{ kN/m}^2$

γ -fache Stützenlast durch Reduktionsfaktor: 1,40 dividiert.
 γ -fache übrige Lasten durch Reduktionsfaktor: 1,40 dividiert.

Sohldruck nach DIN 1054:2005 $\sigma = 35,57 \text{ kN/m}^2$ aus I.Ord.
 Sohldruck nach DIN 1054:2005 $\sigma = 35,57 \text{ kN/m}^2$ aus II.Ord.
 für γ -fache Lasten zur Berechnung der Bemessungsmomente:
 Kantenpressungen : $\max p = 58,90 \text{ kN/m}^2$ aus II.Ord f. Bem.
 $\min p = 0,00 \text{ kN/m}^2$ aus II.Ord f. Bem.
 unter der Stützenmitte $p = 10,08 \text{ kN/m}^2$ aus II.Ord f. Bem.

Gleitsicherheit nach DIN 1054:2005 : ($\Phi = 30 \text{ Grad}$)
 $R_{td} = R_{tk}/1.1 = 44,42 \text{ kN} > T_d = 1,44 \text{ kN}$

PROJEKT: MYPN9E-3156 (900)
 Bezeichnung: Einzelfundament

POS: F 01

Bemessungsmomente für γ -fache Lasten

Bemessungsmoment	MxEd =	5,96	kNm	(um die x-Achse)
Bemessungsmoment	MyEd =	38,98	kNm	(um die y-Achse)
Bemessungsmoment	MyEd =	-2,96	kNm	(um die y-Achse) oben

BEMESSUNG : C 25/30 BSt 500 S(B) DIN 1045-1/2008

Ohne Mindestbewehrung nach DIN 1045-1 Punkt 13.1 !

LF 1	(um x)	MxEd =	5,96	kNm	erf. As =	0,19	cm2
	(um y)	MyEd =	38,98	kNm	erf. As =	1,14	cm2
	oben	My =	-2,96	kNm	erf. Aso =	0,09	cm2

BIEGEBEWEHRUNG : C 25/30 BSt 500 S(B) DIN 1045-1/2008

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

Y -Richtung:	Nutzhöhe	dy =	0,75	m	
	Bewehrung unten ges	As =	0,19	cm2	2 o 6
	Verteilung	bx/8	bx/8	bx/8	bx/8
	(cm2)	0,02	0,02	0,03	0,03
	(cm2/m)	0,07	0,09	0,13	0,16

x-Richtung :	Nutzhöhe	dx =	0,75	m	
	Bewehrung oben ges	As =	0,09	cm2	
	Bewehrung unten ges	As =	1,14	cm2	5 o 6
	Verteilung	by/8	by/8	by/8	by/8
	(cm2)	0,09	0,11	0,16	0,21
	(cm2/m)	0,37	0,46	0,64	0,82

Grenzzustand der Tragfähigkeit für Durchstanzen nach DIN 1045 -1/2008

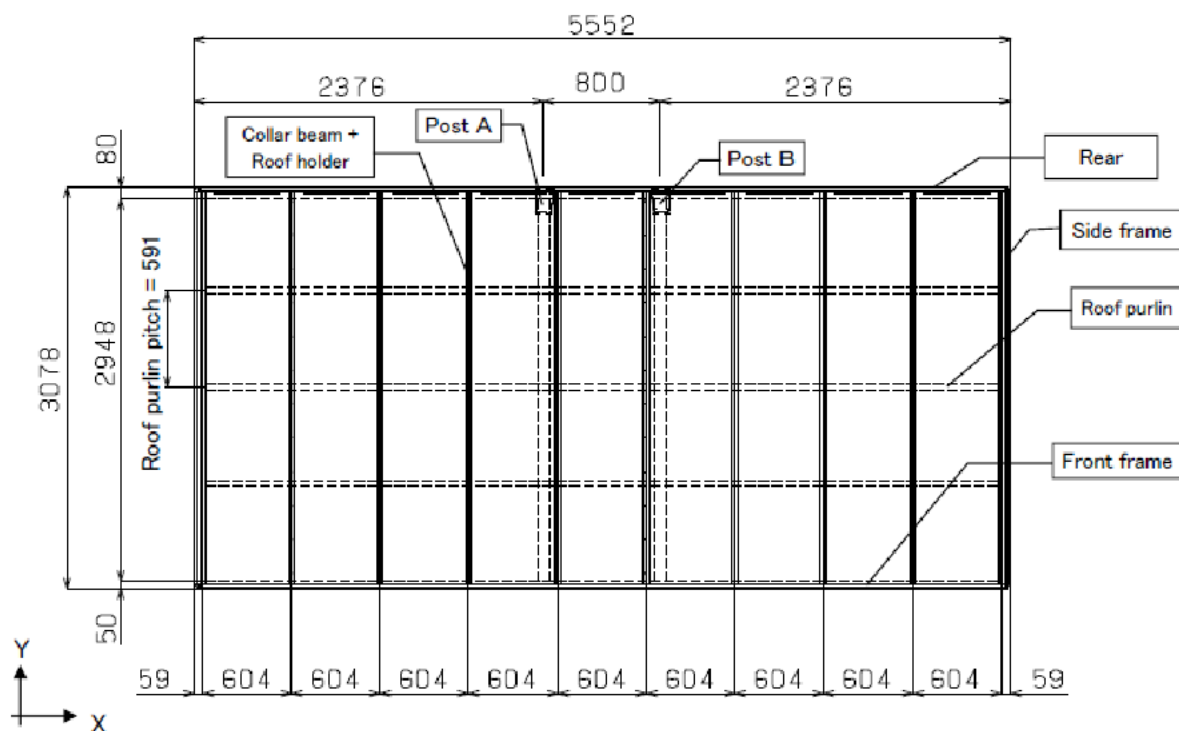
Nachweis wird für ein gedrungenes Fundament entsprechend

DAfStb Heft 525 Punkt 10.5.2 geführt: $\kappa_{Red} = 0,96$

rk = 1.0 * dm	=	0,75	m
u_crit	=	2,79	m
A_crit	=	1,46	m2
vorh mittleres Rho	=	0,00 %	< 0,01 % min Rho nach 10.5.6
Lasterhöhungsfaktor	=	1,40	
red VEd (ohne Beta)	=	37,94	kN
Beta	=	1,50	
vEd (Beta berücksichtigt)	=	20,41	kN/m
vRd,ct	=	89,04	kN/m > vEd

Keine zusätzliche Stanzbewehrung erforderlich.

Übersicht Pos.



Roofing projection plan

Color beam
 Roof holder
 Side frame
 Roof purlin
 Front frame
 Rear frame
 Post A u. B

Pos. DP 00 Dachhaut
 Pos. DP 01 Dachträger
 Pos. DP 02 Seitlicher Dachträger
 Pos. DP 03 Mittlere Querprofile
 Pos. DP 04 Fronträger
 Pos. DP 05 Rückwärtiger Träger
 Pos. DP 06 Riegel und Stütze

Zusammenfassung:**Allgemeines:**

Der Car – Port, Typ NEO, Serie **MPYN9E-3156 (900)** 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 500,00 m ü. d. M.

Schneelastzone 2:- in Kombination mit den Windlastzonen 1 und 2
bis 370,00 m ü. d. M.

Schneelastzone 2a:- in Kombination mit den Windlastzonen 1 und 2
bis 300,00 m ü. d. M.

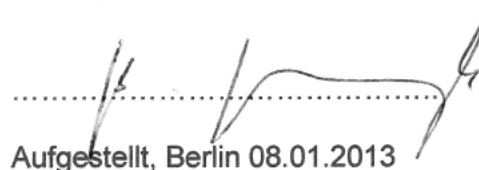
Schneelastzone 3- in Kombination mit den Windlastzonen 1 und 2
bis 260,00 m ü. d. M.

Beschränkungen: Die max. Schneelast auf dem Dach beträgt $\leq 30,0$ cm
Schneedichte $p = 3,00$ kN/m³.

Bei Eisbildung auf dem Dach, ist ab einer Höhe von $\Rightarrow 10,00$ cm das Dach sofort zu beräumen.

Schlussbemerkungen: Das Zustandekommen kritischer Schneemengen ist folgenden Gründen sehr unwahrscheinlich.

XIMAX Carports sind gut unterlüftete Konstruktionen,
das Dach weist eine Neigung von $\leq 5,0^\circ$ auf,
die Oberfläche ist glatt (Polycarbonat). Die Eigenschaften des
Polycarbonats bewirken ein optimales Abrutschverhalten schon bei
geringster Sonneneinwirkung, selbst beim diffusen Licht.
Dennoch wird empfohlen das Dach vor dem Erreichen der max.
Schneelasthöhe zu beräumen.



Aufgestellt, Berlin 08.01.2013