

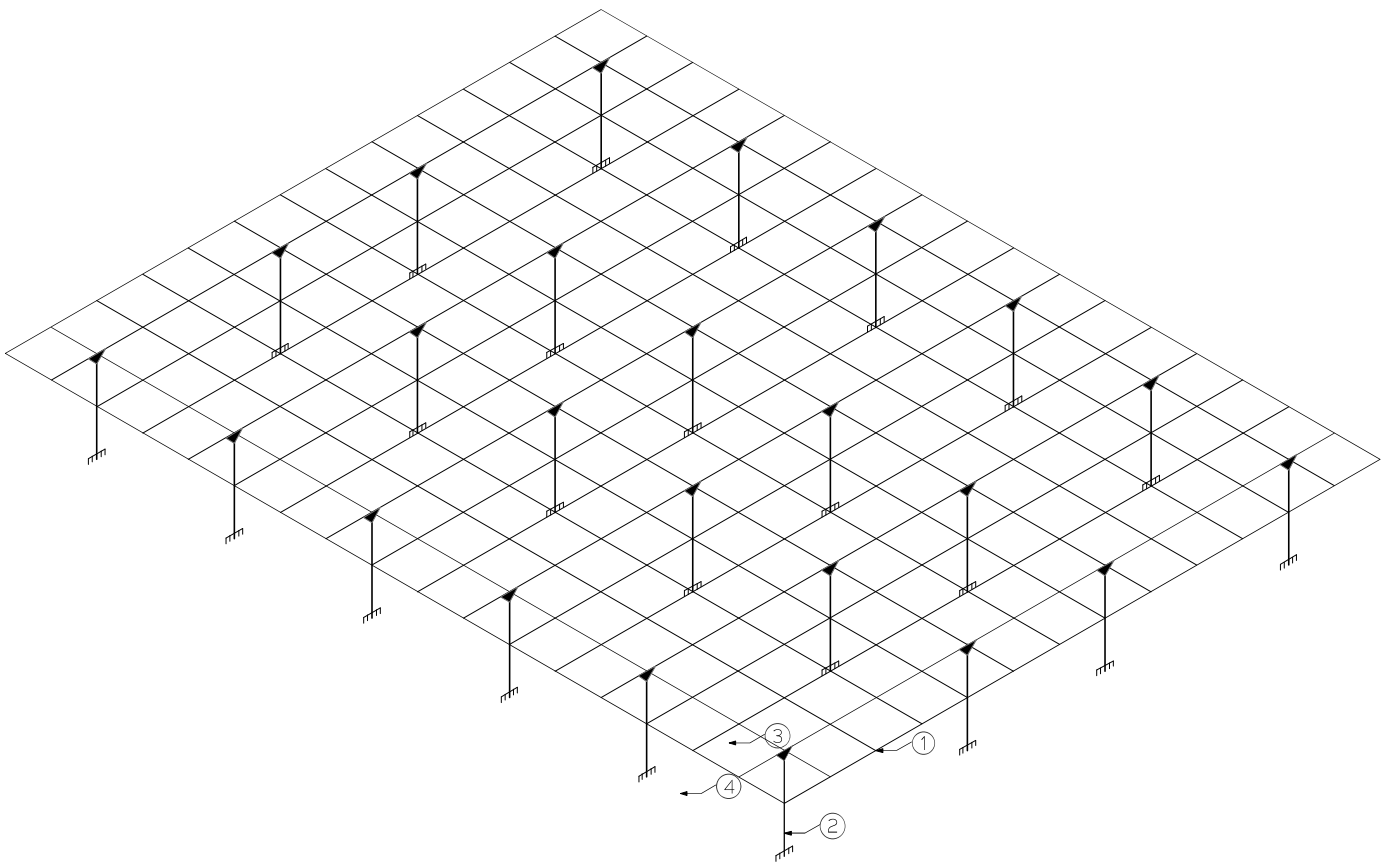
Inhaltsverzeichnis

Einleitung	1
Positionsplan	2
Lastzusammenstellung	3
Exkurs Schneelast	4
Exkurs Windlast	5
Tragwerksuntersicht	7
Lasteinzugsbereiche	8
Bemessungskonzept	12
Bemessung Biegeträger	13
Karamba-Simulationen	21
Bemessung Stütze	23
Bemessung Fundament	26
Nachweis gegen Nichtabheben	28
Aussteifende Deckenplatte	29
Fassade	31
Schubnachweis/Füllhölzer	32
Anhang Auscuten	34

Einleitung

Eine Markthalle zu entwerfen, die seiner ursprünglichen, innewohnenden Bestimmung gerecht wird: Dem Anbieten von Feldfrüchten, und damit als notwendige Ergänzung zur aktuellen Markthalle von Elsass, die mittlerweile mehr Konsumtempel der feineren Art als Lebensmittelversorger der Stadtbevölkerung fungiert, soll die neue Markthalle mit eigenem Selbstbewusstsein sich in die Umgebung des historischen Karlsplatzes einfügen, ohne dabei seinen eigentlichen Zweck zu vergessen. Diese schwierige Aufgabe, stellte uns im Semester vor viele Hürden, auch tragkonstruktive, die eine Vielzahl von Entwürfen und Ideen, eine Vielzahl von richtigen Entscheidungen und Fehlern schließlich zu einem aufgelösten Holzträgerrost in Stapelbauweise führte. Wichtiger Ideengeber dabei war Julius Natterer, der mit einem studentischem Pilotprojekt uns den Weg einer sich wiederholenden, rasterförmigen Tragstruktur aufzeigte, deren Kassetten trotz ihrer Tiefenwirkung durch Auflösung "luftig" bleiben. Aufgelöste Stützen lassen die Decke leichter erscheinen, als sie ist. Die Doppelfassade ist Funktionsträger einiger bauphysikalischen Eigenschaften unseres Gebäudes, außerdem ein unauffälliger Zwischenraum für den technischen Ausbau. Die transluzenten Profilgläser sind abschirmend gegenüber Passanten. Das Innere schimmert nur durch, und erst der Besucher, der die Markthalle betritt, stutzt auf der Schwelle beeindruckt, ob der imposanten Tragkonstruktion. Vorbild hierbei war die Galerie Stihl. Überlegungen über innere Schnittkräfte und Fügungsabläufe führten uns zu einem eingespannten System (s. Positionsplan)





- Pos. 1: aufgelöster BSH-Holzrostträger, 12x 20/10cm, Bemessung: ULS, SLS entfällt
- Pos. 2: aufgelöste BSH-Stütze, 4x 15/15cm, Bemessung ULS, Stabilitätsnachweis
- Pos. 3: aussteifende Deckenscheibe, Bemessung: SLS
- Pos. 4: Außenfassade einschaliges Profilitglas, Bemessung: SLS

Lastannahmen:

- Charakteristische Lasten:

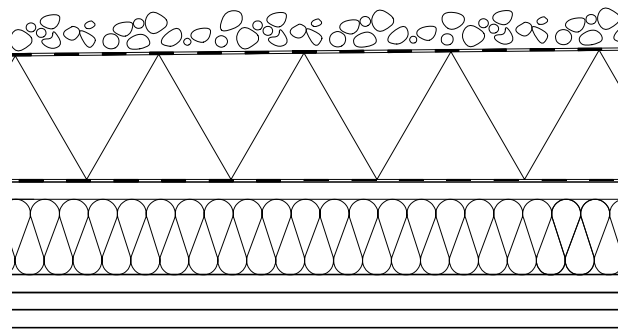
Schneelastzone 2: (genauere Berechnung siehe Einschub Schneelasten) $s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$ - Windzone 1, Binnenland, Gebäudehöhe < 10m: vereinfachter Böengeschwindigkeitsdruck : $w_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$
(S.9.25ff) (genauere Berechnungen/Angaben dazu bei den jeweiligen Bemessungen)

- Eigenlasten:

Kiesschüttung 16/32	50 mm	18 kN/m ³	0,9 kN/m ²
Dachabdichtung			0,03 kN/m ²
Dachdämmung	150 mm		0,12 kN/m ²
PE - Folie/ Dampfsperre			0,01 kN/m ²
-olzdecke, Aussteifend (Sandwichaufbau) 193 mm			0,75 kN/m ²

bestehend aus 2,3 + 7cm Dicke Hartfaserplatte 8kN/m³ x 0,093m
(Vergleich Lignatur-Kastenelement mit h=200mm = 0,47kN/m²)

Biegeträger GL36C, Fichte 20/60	5 kN/m ³	$g_k = 1,81 \text{ kN/m}^2$
(aufgelöst in 6 x 20/10)	($g_{k2} = 0,6 \text{ kN/m/3m} = 0,2 \text{ kN/m}^2$)	$g_{k2} = 0,6 \text{ kN/m}$



Berechnung Schneelast allgemein:

nach DIN EN 1991-1-3: 2010-12

Annahme Körper: 39 · 51 · 7m (Flachdach)

Stuttgart: Schneelastzone 2,247 m ü. \HN
--> Schneelast auf dem Boden:

$$s_k = 0,2s + 1,91 \cdot \left[A + \frac{140}{760} \right]^2$$

 s_k [kN/m²], zu erwartendes Ergebnis $\leq 0,85$

A : m.ü. NHN; [m]

$$0,25 + 1,91 \cdot \frac{(247 + 140)^2}{760} \approx 0,745 \text{ kN/m}^2$$

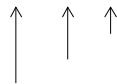
→ als Mindestwert muss allerings 0,85 kN/m² angenommen werden

Schneelast auf Dächern:

 μ_f : Formbeiwert für Schneelasten c_e : Umgebungskoeffizient c_t : Temperaturkoeffizient s_k : Schneelast auf dem Boden

$$s = \mu_f \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k$$

$$s = 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,85 \text{ kN/m}^2$$



Standardwert bei normalem Wärmedurchgang (kein Glasdach)

abgeschränkt durch hohe Nachbargebäude bzw. Bäume

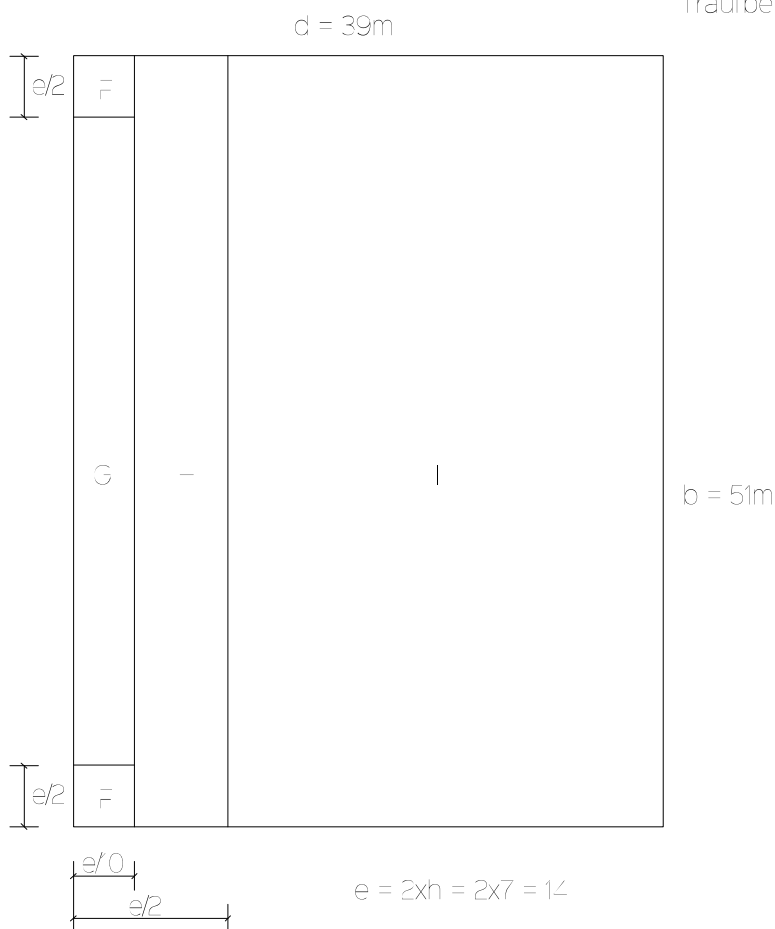
bei Dachneigung $< 30^\circ$

Exkurs: Vereinfachter Außendruckbeiwert c_{pe} für den Druck/Sog auf Dach:

die Kraftwirkung nach oben/unten: w_d' (Druckwirkung/Sogwirkung für die Dachfläche aufgrund horizontaler Anströmung W_d) wollen wir vereinfachen indem wir einen allgemeinen Außendruckbeiwert für das gesamte Dach ermitteln. (Beim Nachweis gegen Nichabheben betrachten wir die einzelnen Sog/Druckzonen genauer. Für den Nachweis der Tragfähigkeit, ist die Windlast allerdings eh nur zum Teil günstig(Sog) einwirkende Nebeneinwirkung mit geringem Betrag):

Ermittlung eines vereinfachten Außendruckbeiwerts für das Dach:

Außendruckbeiwerte bei einem scharfkantigem Traufbereich (S 9.31)



F	-1,8
G	-1,2
H	-0,7
I	+0,2 (ungünstigen Wert gewählt)

Wir wollen ein proporzgerechtes Mittel bestimmen:

	Flächenanteile		Außendruckbeiwerte
F	$\frac{14}{10} \times \frac{14}{10} = 4,9$	x	(-1,8)
G	$(51 - 2 \times \frac{14}{10}) \times \frac{14}{10} = 61,6$	x	(-1,2)
-	$51 \times \frac{(14 - 14)}{2 \times 10} = 285,6$	x	(-0,7)
I	$51 \times \frac{(39 - 14)}{2} = 1632$	x	+0,2

$$4,9 \times (-1,8) + 61,6 \times (-1,2) + 285,6 \times (-0,7) + 1632 \times 0,2 = \Sigma A \cdot (-8,82 + (-73,92) + (-99,92) + 326,4) : 1984,1 \approx 0,022$$

$$w_k' = 0,022 \times 0,5 \text{ kN/m}^2 = 0,011 \text{ kN/m}^2$$

Daraus würde sich für die Querseite folgende Streckenlast ergeben:

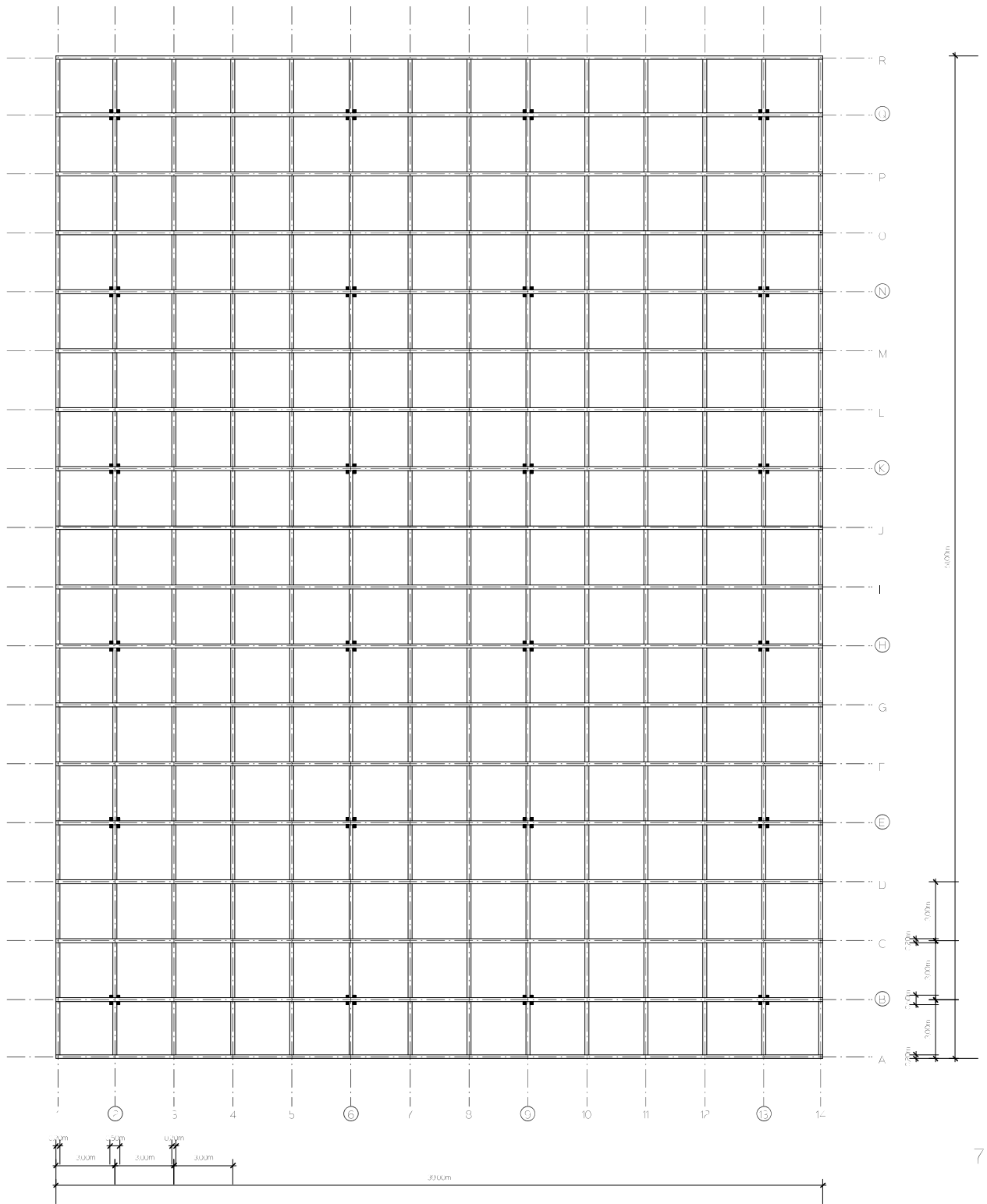
$$w_s' = w_k' \times \gamma_s \times \text{Einzugsbreite} = 0,011 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \times 9 \text{ m} = 0,15 \text{ kN/m}$$

Für die Lastfallkombination gilt: $E_d = 1,35 \times g_k + 1,5 \times s_k + 0,6 \times w_d'$

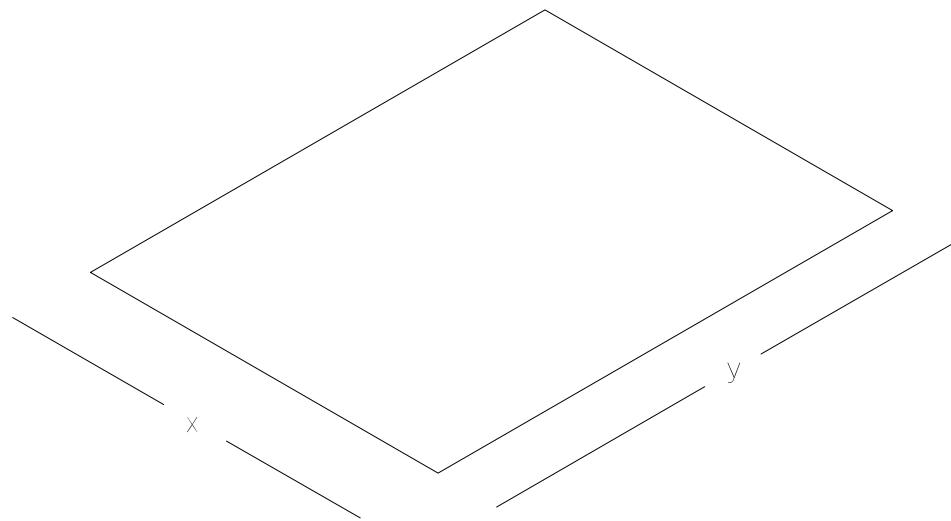
$$\underbrace{\hspace{10em}}_{\nabla}$$

$$= 0,089 \text{ kN/m}$$

Wert schwindend gering: Druckwirkung auf Dach wird beim Nachweis der Tragfähigkeit im folgenden vernachlässigt.

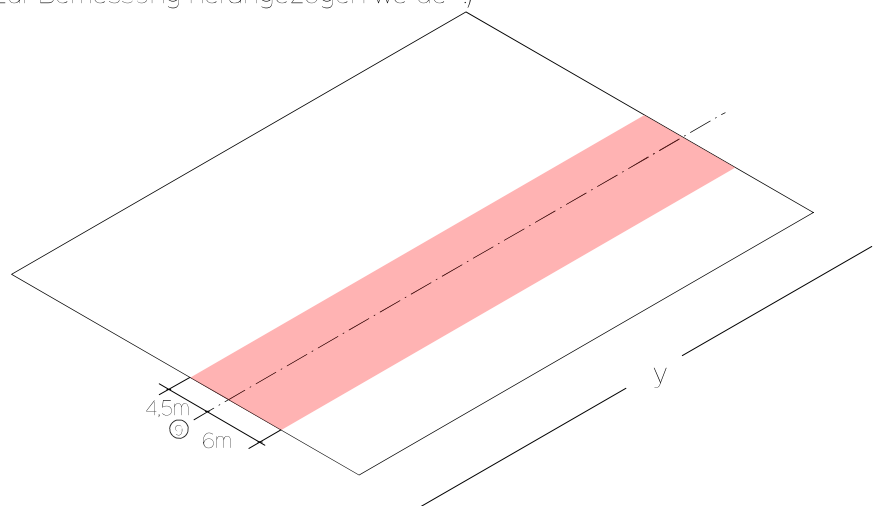


Aufgrund verschiedener Stützweiten und damit einhergehenden, unterschiedlichen Trägerweiten, müssen für die Bemessung der Träger beide Achsen (x und y - Richtung) getrennt voneinander untersucht werden.

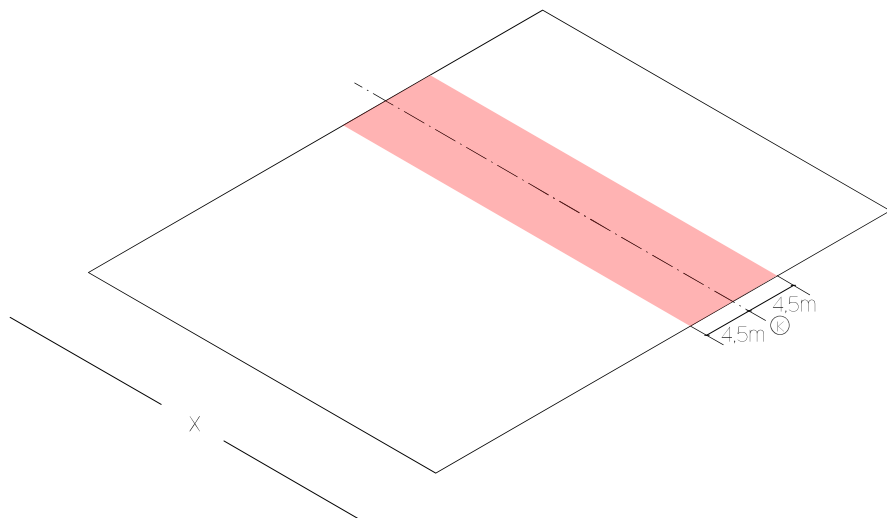


Für die jeweilige Richtung ist der Streifen bemessungsbestimmend, der die größte Lasteinzugsbreite hat. In Längsrichtung (y - Richtung) wäre das die Achse 9 (vgl. Tragwerk Untersicht oder Positionsplan).

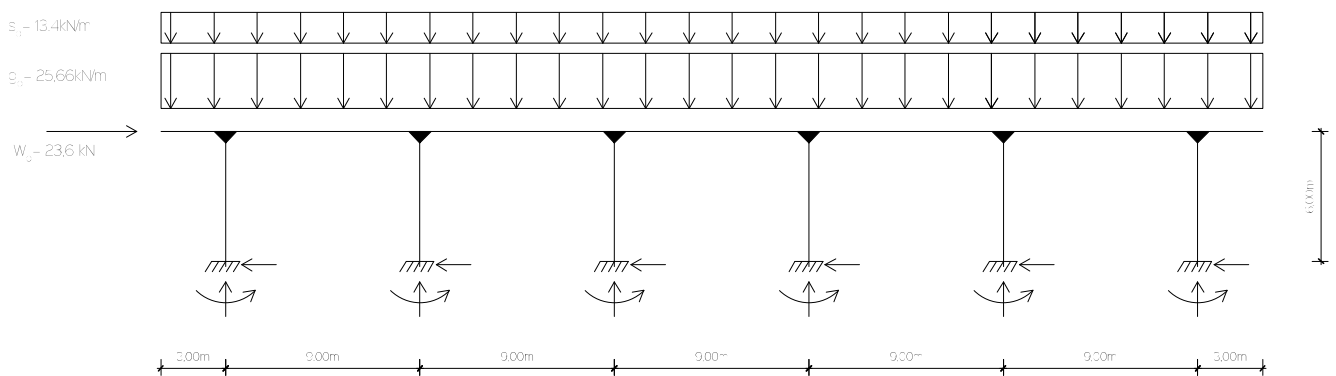
(Achse 6 könnte ebenfalls zur Bemessung herangezogen werden.)



In der Querrichtung (x - Richtung) wäre das die Achse K (vgl. Tragwerk Untersicht oder Positionsplan).
(Achse E, - , N liefern natürlich das gleiche Ergebnis.)



Lasteinzugsbereiche:
Längsseite:



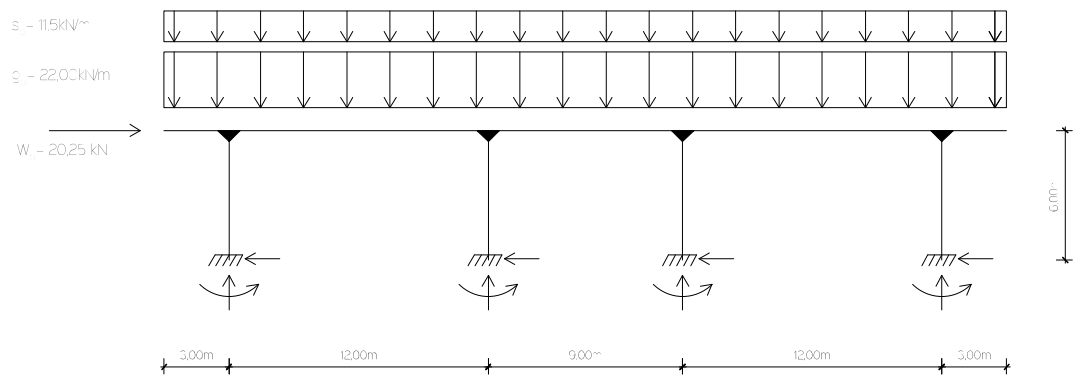
$$s_s = s_k \cdot \gamma \cdot \text{Einzugsbreite} = 0,85 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \text{ m} = 12,75 \text{ kN/m}$$

$$w_s = w_k \cdot \gamma \cdot \text{Einzugsbreite} \cdot h/2 = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 1,5/2 = 5,625 \text{ kN}$$

$$g_s = g_{k1} \cdot \gamma \cdot \text{Einzugsbreite} = 1,81 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,35 \cdot 1,0 \text{ m} = 24,4275 \text{ kN/m}$$

(nur Dachaufbau; ohne Träger!)

Querseite:



$$s_d = s_k \cdot \gamma \cdot \text{Einzugsbreite} = 0,85 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \cdot 9 \text{ m} = 11,5 \text{ kN/m}$$

$$W_d = w_k \cdot \gamma \cdot \text{Einzugsbreite} \cdot r/2 = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \cdot 9 \text{ m} \cdot 6/2 \text{ m} = 20,25 \text{ kN}$$

$$g_d = g_k \cdot \gamma \cdot \text{Einzugsbreite} = 1,81 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,35 \cdot 9 \text{ m} = 22,00 \text{ kN/m}$$

Bemessungskonzept: (S.12.30) (Aus Eurocode 2 : Stahlbetonbau)

Das Bemessungskonzept beruht auf dem Nachweis, dass sogenannte Grenzzustände nicht überschritten werden. Man unterscheidet in Grenzzustände der Tragfähigkeit [ULS- Ultimate limit state]: Bruch, Verlust des Gleichgewichts...)
Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit [SLS- serviceable limit state]: Unzulässige Verformungen, Rissbreiten,...)
(Grenzzustände der Dauerhaftigkeit - hier nicht weiter untersucht)

Grenzzustände der Tragfähigkeit:

Der Bemessungswert der Beanspruchung E_d darf den Bemessungswert des Widerstands nicht überschreiten
 $E_d < R_d$.

Grundkombination (für die ständige Bemessungssituation: normale Nutzungsbedingung des Tragwerks)

$$E_d = E [\sum \gamma_g \times G_k + \gamma_{q1} \times Q_{k1} + \gamma_{qki} \times \Psi_0 \times Q_{ki}]$$

Dabei gilt für die Sicherheitsbeiwerte für Lasten:

	ständige Einwirkung	veränderliche Einwirkung
günstig	1,0	0
ungünstig	1,35	1,5

für den Kombinationsbeiwert Ψ_0 gilt im Hochbau:

	Ψ_0	Ψ_1
für Windlasten	0,6	0,2
für Schneelasten NNK 1000müM	0,5	0,2

Für die Berechnung gehen wir immer von der ungünstigsten Situation aus ("safety first").

D.h.: Sicherheitsbeiwerte werden "ungünstig" gewählt

Damit sieht die Lastkombination für den Nachweis der Tragfähigkeit bei uns so aus:

$$E_d = \sum \gamma_g \times G_k + 1,35 \times G_k + 1,5 \times s_k + 1,5 \times 0,6 \times w_k$$

Schneelast ist Leiteinwirkung,
denn $s_k > w_k$

Tragfähigkeit des Holzquerschnitts in Längsrichtung mit Biegebemessung (Schneider 11.62 f):

$$\sigma_{\text{Ed}} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{\text{tk}}}{\gamma_V} = \frac{0,8 \cdot 36 \text{ N/mm}^2}{1,3}$$

γ_V (1,3): Materialsicherheitsbeiwert Holz

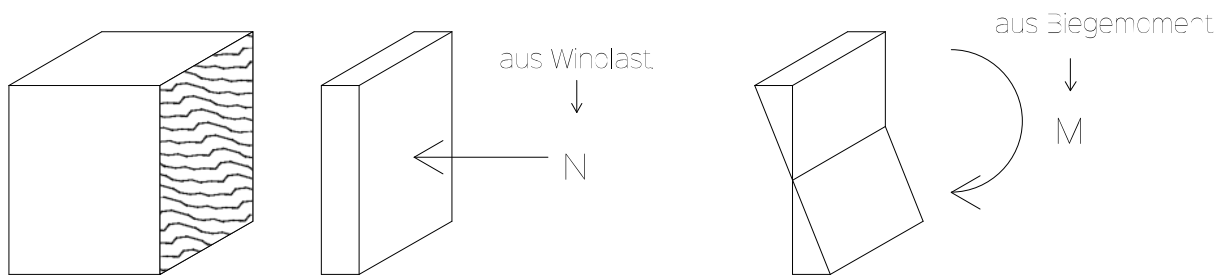
k_{mod} (0,8) für: - KLED-Kombinationstabellenwert, mittel
(aus Schneelast: kurz, Eigenlasten: ständig, Windlast: kurz/sehr kurz)
- NKL 2: überdachte, offene Tragwerke bei $\omega = 15\%$ –olzfeuchte
- Brettschichtholz

$$\sigma_{\text{Ed}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{W} + \frac{N}{A} *$$

M_{Ed} ist das maximal auftretende Moment im Durchlaufträger aufgrund der Biegung und gleichzeitig Bemessungsmoment.

Dieses kann entweder das maximale Feldmoment oder das maximale Eckmoment sein.

*Exkurs: Spannungsverteilung Längskraft mit Biegung:

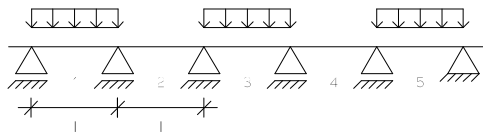


Normalspannungen σ wirken senkrecht auf Querschnitt und lassen sich deshalb addieren:

$$\sigma_{\text{Ed}} = \sigma_N \pm \sigma_M$$

$$\sigma_{\text{Ed}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \quad (\text{in unserem Fall, beide mit pos. Vorzeichen})$$

Das maximale Feldmoment tritt in Feld 1 bei folgendem ungünstigen Lastfall auf
(nach Durchlaufträger für veränderliche Lasteinwirkung bei gleicher Stützweite, Schneider 10.45)



s_q Schneelast im Feld 1, 3, 5

$$\begin{aligned} \text{Überschlagswert : } 0,1 \cdot q \cdot l^2 &= M_{1sd} \\ &= 0,1 \cdot 13,4 \text{ kN/m} \cdot 81 \text{ m}^2 \approx 108,54 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gleichzeitig gilt für unveränderliche Gleichstreckenlast (Eigengewicht) im Feld 1 für das Feldmoment (S.10.43)

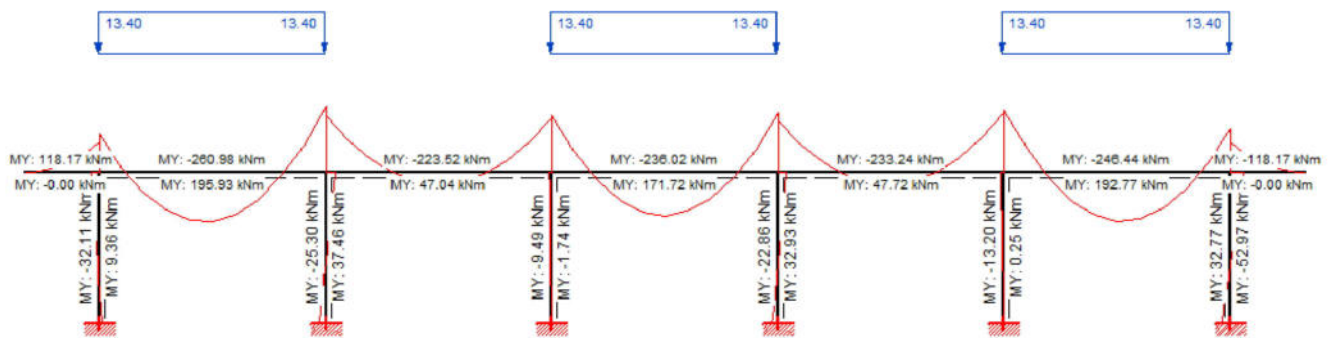
$q_r = 0,0$ (nur Eigengewicht)

$$\begin{aligned} M_{1gd} &= 0,078 \times q_g \times l^2 \\ &= 0,078 \times (0,6 \times \gamma_f + 25,66 \text{ kN/m}) \times (9\text{m})^2 \\ &= 0,078 \times 26,47 \text{ kN/m} \times 81 \text{ m}^2 \\ &= 167,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

BSH 20/60 Dachaufbau

$$\begin{aligned} M_1 &= M_{1sd} + M_{1gd} \\ &= 108,54 \text{ kNm} + 167,2 \text{ kNm} \\ &= 275,74 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Einen genauen Wert, der auch die Auskrugung (und v.a. die biegesteifen Ecken!) berucktigt, liefert das Statikprogramm „Ruck - Zuck“:



$$M_1 = 195,93 \text{ kNm}$$

(Wert deutlich verschieden zu Handrechnung, M_1 wird aber kein Bemessungswert)

Es zeigt sich:

- Windlast hat Einfluss auf max. Feldmoment
- zusatztliche Schneelast auf Kragarm fuhrt zu Verminderung des Feldmoments M_1

Das maximale Stützmoment ergibt sich bei Stütze B bei folgendem Lastfall(s.u.):

Überschlagswert:

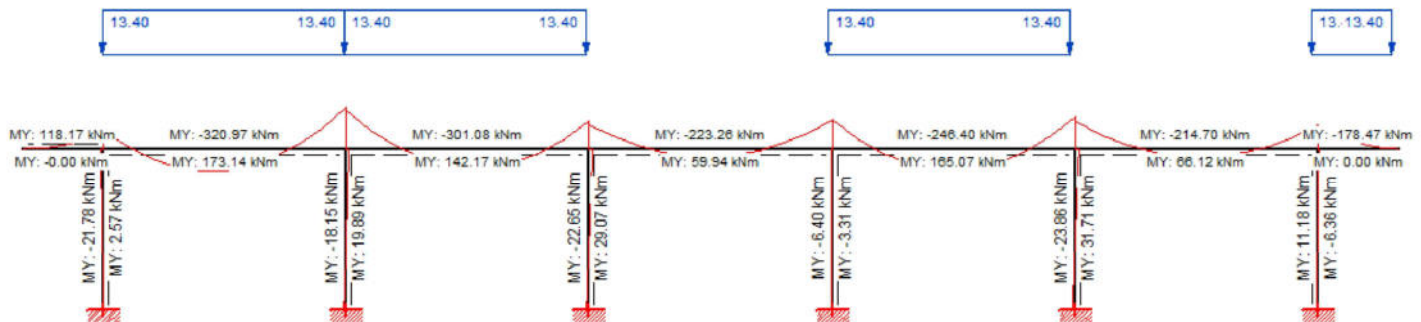
$$\begin{aligned} M_{bsd} &= -0,12 * q * l^2 \\ &= -0,12 * 13,4 \text{ kN/m} * (9 \text{ m})^2 \\ &= -130,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gleichzeitig gilt für die Gleichstreckenlast durch Eigengewicht für das Stützenmoment M_{bgd} (nach S. 10.43):

$$\begin{aligned} M_{bgd} &= -0,105 * g_d * l^2 \\ &= -0,105 * (0,6 * \gamma_f + 25,66 \text{ kN/m}) * (9 \text{ m})^2 \\ &= -225,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= M_{bsd} + M_{bgd} \\ &= -130,2 \text{ kNm} + (-225,1 \text{ kNm}) \\ &= -355,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

„Ruck - Zuck“ liefert folgende Werte:



(Es zeigt sich Schneelast auf rechten Kragarm hat wertsteigernden Einfluss.)

Überlagerung aus Moment durch Schneelast, Eigenlasten, horizontalem Wind:

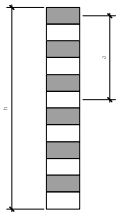
$$M_b = -320,97 \text{ kNm}$$

$M_b > M$: Das Stützmoment M_b ist ein Bemessungswert für Bemessung des Holzquerschnitts in Längsrichtung. (Außer: soll der Träger abstufend geoutet werden, muss man beide Maximalmomente (Feld- / Stütz-) zur Bemessung heranziehen)

$$\sigma_{\sigma} = |M_b| / 6 \times (W_{\text{einzel}} + \overset{\text{Steineranteil}}{\triangle} a^2 \times A) + N / A \quad \downarrow \text{ aus Windlast im ersten Feld laut Rück-Zuck}$$

$$= 320,97 \text{ kNm} / 6 \times ((c * h^2) / 6 + a^2 \times A) + 24,1 \text{ kN} / 1200 \text{ cm}^2 = 320,97 \text{ kNm} / 3.000,333 \text{ cm}^3 + 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$= 0,03 \text{ kN/cm}^2$$



Aufgrund der schubfesten Konstruktion kann für das Flächenwiderstandsmoment mit dem Steineranteil ein größerer Trägheitsradius angesetzt werden (genauere Erläuterung zum Steineranteil in Kapitel Stütze)

$\sigma_{\sigma} < \sigma_{\text{zo}} \rightarrow$ GL36c 20/60 trägt Lasten und sich selbst.

$$0,03 < 2,215$$

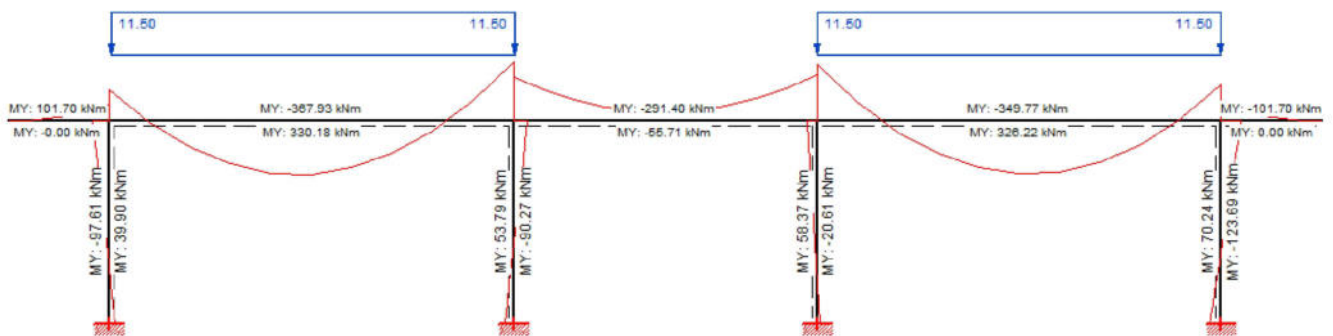
Tragfähigkeits (ULS) des Biegeträgerquerschnitts in Querrichtung mit Biegebemessung

$$\sigma_{\text{Ed}} = 2,215 \text{ kN/cm}^2$$

Tabellenwerte Durchlaufträger mit unterschiedlichen Stützweiten nicht gegeben, deshalb wird hier an dieser Stelle auf handrechnerische Näherungswerte verzichtet und direkt auf Ruck-Zuck berufen:

Maximales Feldmoment M_F bei folgenden Lastfall (siehe stat. Skizze unten- Schneelast im Feld 1 u. 3) im ersten Feld:

(Schneelast auf Auskragung vermindert M_F , Horizontale Windlast hat Einfluß.)

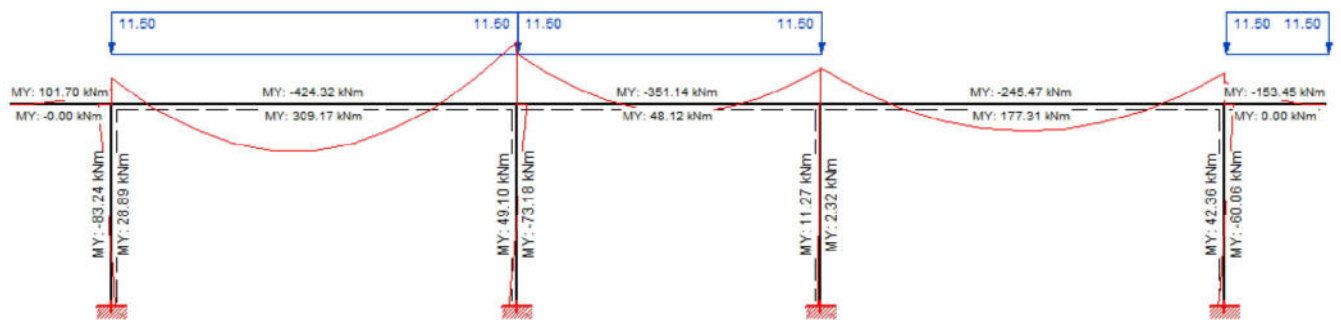


Überlagerung aus Moment durch Schneelast, Eigenlasten, horizontale Windlast.

$$M_i = 330,18 \text{ kNm}$$

Maximales Stützmoment M_b bei folgenden Lastfall (s.u. - Schneelast im Feld 1 u. 2 und auf Kragarm) an Stütze B:

(Schneelast auf Auskragung vermindert M_b , Horizontale Windlast hat Einfluß.)



Überlagerung aus Moment durch Schneelast, Eigenlasten, horizontale Windlast

$$M_b = -424,32 \text{ kNm}$$

$$M_b > M_s$$

$$\begin{aligned}\sigma_o &= |M_b| / W + N / A \\ &= 424,32 \text{ kNm} / 6((20 * 10^2) / 6 + 50^2 * 10 * 20) + 28,38 \text{ kN} / 1200 \text{ cm}^2 = 0,014 \text{ kN/cm}^2 + 0,02 \text{ kN/cm}^2 \\ &= 0,034 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

$\sigma_o < \sigma_{rd}$ → GL36c 20/60 trägt Lasten und sich selbst.

$$0,034 < 2,215$$

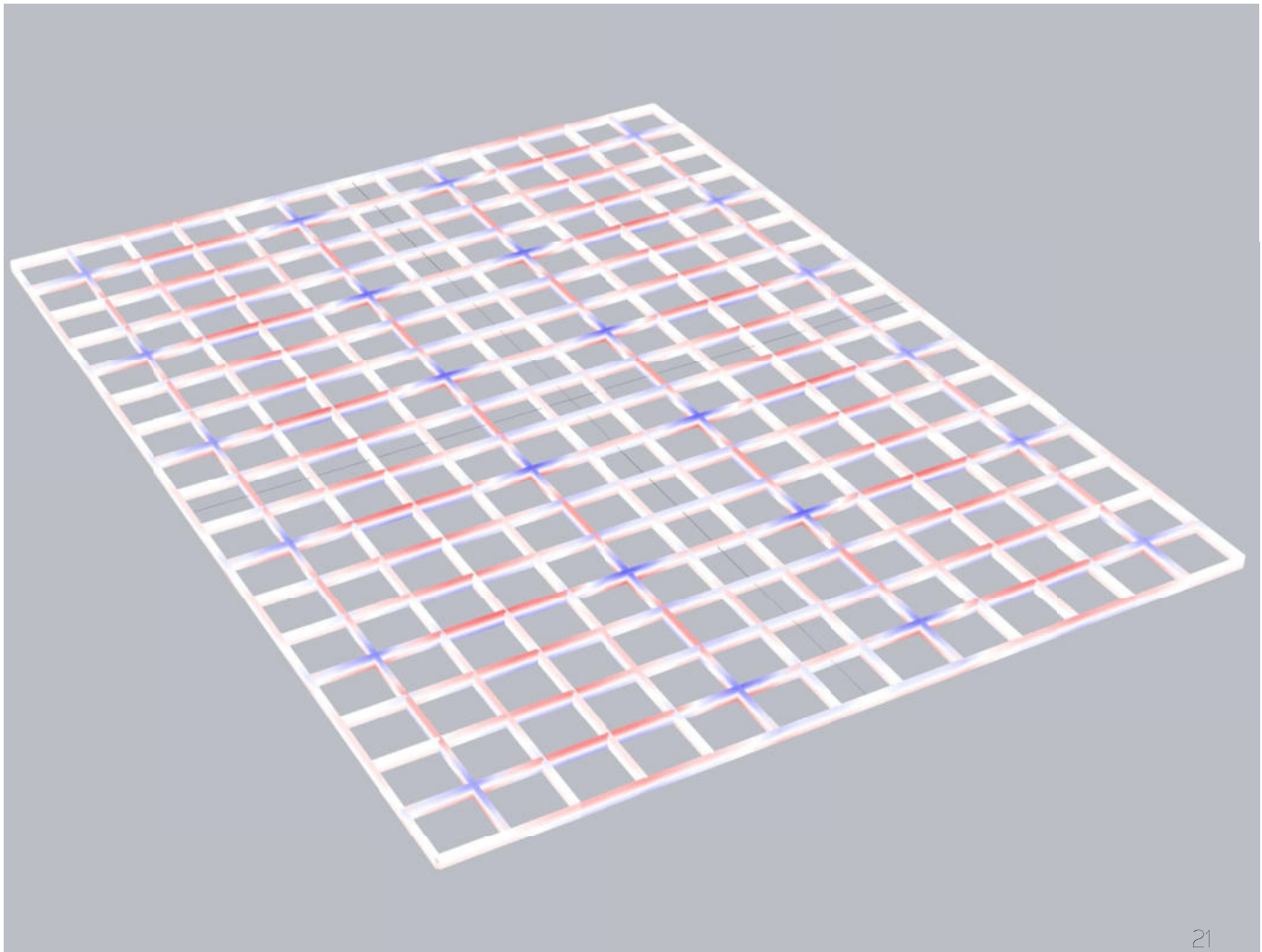
Ein Gebrauchsfähigkeitsnachweis auf Biegecrillknicken (früher "Kippen") ist aufgrund der aussteifenden Deckenplatte und aufgrund der Gabellagerung zwischen Träger und Stütze nicht zu führen.

Zur Veranschaulichung werden hier mit Hilfe des Statik-Programms "Karamba" das Gitterrost dargestellt:

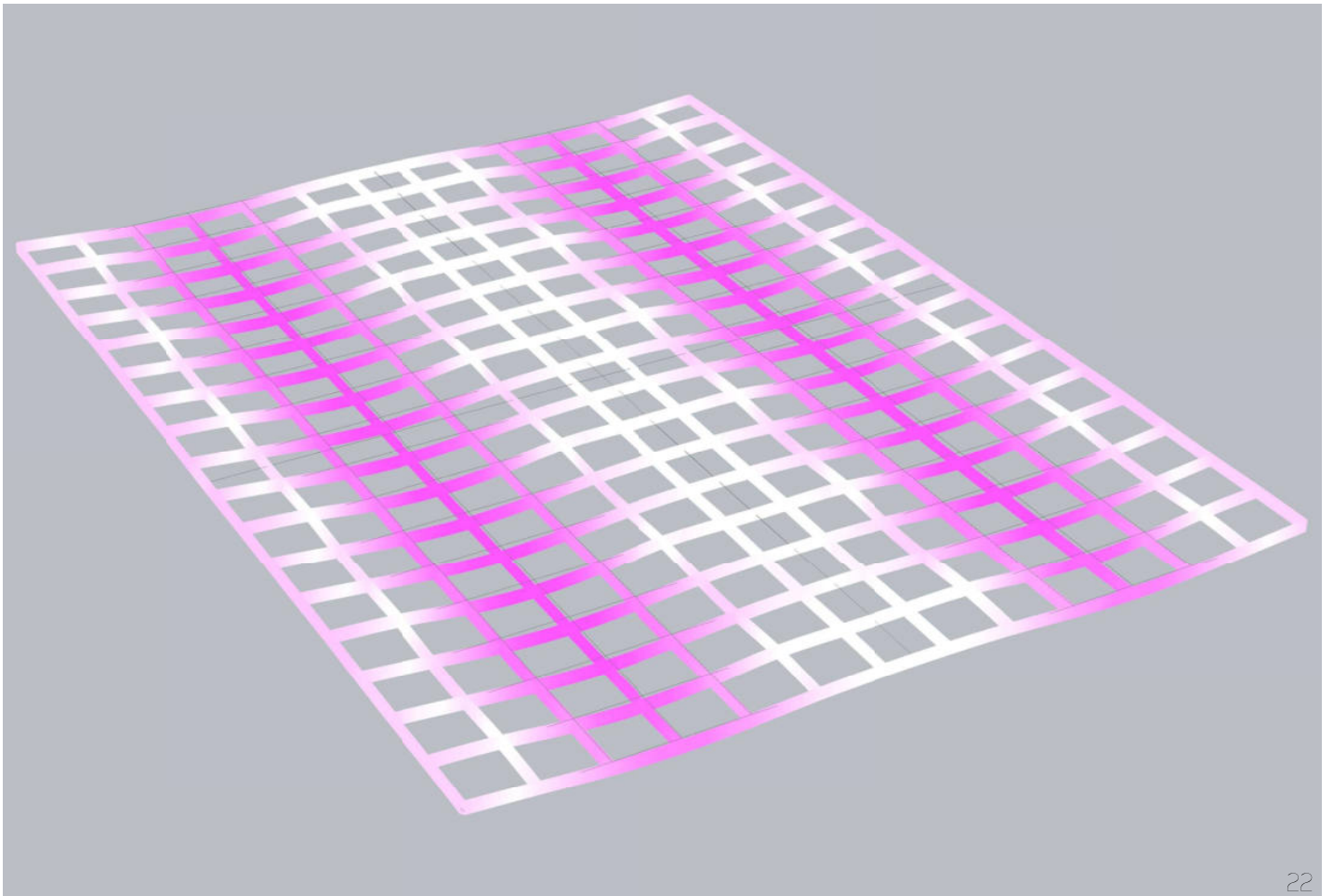
a) der Spannungsverlauf innerhalb der Träger

Rot bedeutet Druckzone

Blau bedeutet Zugzone. Farbintensität proportional zur Wertgröße



b) die theoretische Verformung des Trägerrostes. Die Last wurde hier natürlich um einiges zur Veranschaulichung erhöht.



Bemessung des notwendigen Stützenquerschnitts(pos. 2) zur Aufnahme der Normalkraft

Der Stützenquerschnitt soll quadratisch sein (in 4 Einzelstützen aufgelöst). Die Stützen sollen alle die gleichen Maße haben. Gesucht ist demnach die größt belastete Stütze. Deren aufzunehmende (Normal-)Last (Knicken aufgrund der horizontalen Windlast W_d nicht relevant, denn für die Stütze gilt: $- \ll N$) soll der Bemessungswert sein: Ein Blick in die Tragwerksuntersicht macht schnell klar: Das größte Einzugsfeld haben die inneren Stützen (z.B. Stütze 6-E: das Lastenezugsfeld beträgt $9 \times 10,5\text{m}$)

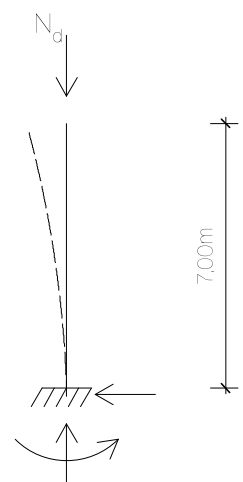
Es ergibt sich folgende Druckspannung durch Normalkraft: $\sigma_d = \frac{N}{A}$

Für den Stützenquerschnitt wählen wir $30/30$ (aus $4 \times 15/5$) = 900cm^2

Für die die Normalkraft ergibt sich $N_{sd} + N_{gd} + N_{gdStütze}$:

$$\begin{aligned} N_{sd} &: s_k \times \gamma_f \times \text{Einzugsfeld} = 0,85 \text{ Kn/m} \times 1,5 \times 10,5\text{m} \times 9\text{m} \approx 120,5\text{kN} \\ N_{gd} &: g_k \times \gamma_f \times \text{Einzugsfeld} = 1,81 \text{ Kn/m} \times 1,35 \times 10,5\text{m} \times 9\text{m} \approx 230,9\text{kN} \\ N_{gdStütze} &: \delta_{k2} \times \gamma_f \times \text{Volumen} = 5 \text{ Kn/m}^3 \times 1,35 \times 0,3 \times 0,3 \times 7\text{m} \approx 4,25\text{kN} \end{aligned}$$

↑
wahre Länge der Stütze



Somit wirkt auf dem untersten Querschnitt der Stütze $\Sigma A : 355,65\text{kN}$

$$\sigma_d = \frac{N}{A} = \frac{355,65\text{kN}}{900\text{cm}^2} = 0,395 \text{ kN/cm}^2 \quad N_{Rd}$$

Wir wissen $\sigma_{Rc} = 1,38\text{kN/cm}^2$.

Allerdings möchten wir an dieser Stelle die Stütze auf ihre Stabilität gegenüber Knicken überprüfen: Die Gefahr des Knickens hat zur Folge, dass die ansetzbare Druckspannung σ_{Rd} mit dem Faktor k abgemindert werden muss. Der Abminderungsfaktor k lässt sich aus Knickspannungsdiagrammen entnehmen. Dazu muss zuerst die Schlankheit λ ermittelt werden.

$k = ?$; $\lambda = s_k / i$; Trägheitsradius $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$; Knicklänge $s_k = 2 \times l$ (1. Eulerfall - Stütze eigentlich nicht eingespannt. Allerdings stellt der erste Eulerfall die sicherste Berechnung dar, weil vom ungünstigsten Fall ausgegangen wird - größter Abminderungsfaktor)

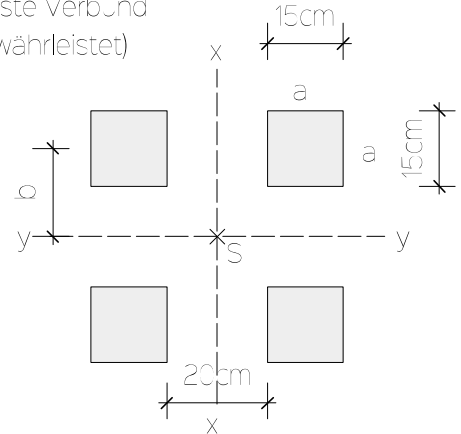
Aufgrund des aufgelösten Stützenbündels haben wir einen Schwerpunkt der gesamten Stütze, der im Mittelpunkt des Bündels liegt und durch den alle Schlankheits-Knickachsen gehen. Wir berücksichtigen dies mit dem Satz nach Steiner (Berechnung des Trägheitsmoments von starren Körpern bei parallel verschobenen Drehachsen) Voraussetzung hierfür ist der schubfeste Verbund des Stützenbündels (bei uns konstruktiv mit Zwischen-Hölzern gewährleistet)

Es gilt für das Trägheitsmoment:

$$I_{ges} = 4 \times (I_{Einzel} + b^2 \times A)$$

$$= 4 \times \left(\frac{a^4}{12} + (10\text{cm} + 7,5\text{cm})^2 \times 15\text{cm} \times 15\text{cm} \right)$$

$$= 73.125 \text{ cm}^4$$



$$i = \sqrt{\frac{I_{ges}}{A}} = \sqrt{\frac{73.125 \text{ cm}^4}{225\text{cm}^2}} = 18,028\text{cm}$$

$$\lambda = s_k / i = 2 \times 600\text{cm} / 18,028\text{cm} \approx 66,56$$

$$\rightarrow k_c \approx 0,72$$

Wir wollen auch noch das Knicken um die Diagonale untersuchen:

Für deren Einzelträgheitsmoment gilt:

$$I_{Einzel} = 1/2 \times (I_y + I_z) + 1/2 \times (I_y - I_z) \times \cos \alpha$$

aus VL-Skript: Tragko12 VL11

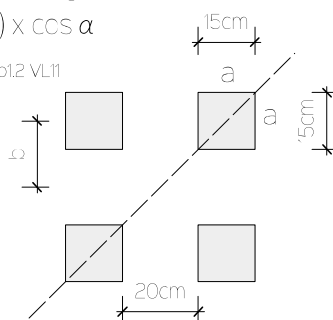
$$I_{ges} = 4 \times (I_{Einzel} + b^2 \times A)$$

$$= 4 \times (I \times \cos \alpha) + b^2 \times A$$

$$= 4 \times (I \times 0) + b^2 \times A$$

$$= 4 \times (24,75\text{cm})^2 \times 225\text{cm}^2$$

$$\approx 551.306 \text{ cm}^4$$



$$i = \sqrt{\frac{551.306 \text{ cm}^4}{225\text{cm}^2}} \approx 50\text{cm} \rightarrow \lambda = 24,24 \rightarrow k_c \approx 0,99$$

Aufgrund der Symmetrie sind die Knickachsen gleich stark und können beliebig äquivalent gewählt werden

Tabelle 5.1: Knickbeiwert k_c^*

λ	C 24 bis C 40	D 30 bis D 40	GL 24h bis GL 36h
15	1	1	1
20	0,991	0,989	0,998
25	0,970	0,968	0,988
30	0,946	0,943	0,977
35	0,918	0,914	0,964
40	0,884	0,878	0,947
45	0,842	0,834	0,925
50	0,792	0,781	0,894
55	0,733	0,720	0,853
60	0,670	0,655	0,798
65	0,607	0,591	0,733
70	0,547	0,532	0,664
75	0,492	0,477	0,598
80	0,443	0,430	0,538
85	0,400	0,387	0,484
90	0,363	0,351	0,437

Quelle: Informationsdienst „Holz – die nachhaltige Einführung in die Baumeasurement“

Knicken über die x- oder y-Achse also relevant, weil Abminderung hier größer:

$$\sigma_{Rd,abgemindert} = k_c \times \sigma_{Rd} = 0,72 \times 1,38 \text{ kN/cm}^2 = 0,99 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_d$$

→ Nachweis erfüllt

(dank Steineranteil - Zum Vergleich: ohne Exzentrizität wäre k_c bei ca. 0,4 gelegen)

Flächenpressung durch Auflagerdruck parallel zur Holzfaser

(S. 11.76)

$$\frac{N_{90,0}}{A_{\text{eff}}} < k_{c,90} \times f_{c,90,0} = \frac{351,4 \text{ kN}}{30\text{cm} \times 30\text{cm}} = 0,39 \text{ kN/cm}^2 < \frac{1,75 \times 0,8 \times 0,37 \text{ kN/cm}^2}{1,3}$$

$f_{c,90} = 3,7 \text{ N/mm}^2$ (Werte für Hartfaserplatte)

$f_{c,0} = 29 \text{ N/mm}^2$



Auflagerfläche Biegeträger über Stirnflächen Stützen

Fundament Vorbemessung

Entscheidend ist die notwendige Fläche für die Kräfteinleitung von Fundament in den Erdboden.

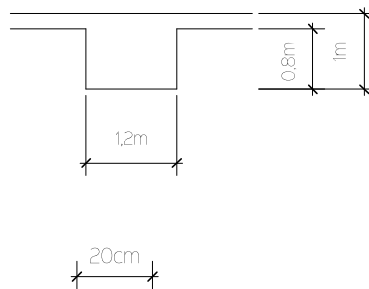
(Nicht von Stütze im Fundament, denn $\sigma_{\text{Rd Beton}} > \sigma_{\text{Rd Holz}} > \sigma_{\text{Sohle}}$: Das Erdreich ist sozusagen das schwächste Glied in der Kette.)

Vorbemessung Einzelfundament (Schneider 10.22)

aufnehmbarer Sohldruck: 250 kN/m² - 300 kN/m²

$$\text{für quadr. C20/25 bewehrt: } a \text{ [m]} = \frac{\sqrt{1,2 \cdot N \text{ [kN]}}}{\text{zul } \delta_{\text{B}} \text{ [kN/m}^2\text{]}} = \frac{\sqrt{1,2 \cdot 355,65 \text{ kN}}}{300 \text{ kN/m}^2} \approx 1,19 \text{ m}$$

Aktuelle Maße:



Und überschlägig für die Fundamenthöhe bei bewehrtem Stahlbeton C20/25:

$$h \approx \frac{a}{3} = \frac{1,20\text{m}}{3} = 40\text{cm}$$

Wir wählen jedoch 1m Tiefe um das Fundament sicher immer frostfrei zu haben.

Wir überprüfen nochmal die erforderliche Auflagefläche für Fundament-Erdboden:

$$\text{erf } A_{\text{Fund}} \approx \frac{G_{\text{Fund}} + N}{\text{zul } \delta_{\text{B}}} = \frac{1\text{m} \cdot 1,2\text{m} \cdot 1,2\text{m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 + 355,65 \text{ kN}}{300 \text{ kN/m}^2}$$

G_{Fund} : Fundament Eigenlast
25 kN/m²: Wichte Stahlbeton(S. 9.9)

$$= 1,306 \text{ m}^2 < A_{\text{vorh}} = 1,44 \text{ m}^2$$

Zur Sicherheit weisen wir nach, dass die Betonauflagefläche groß genug ist, um die Normalkraft und das Moment aus der Stütze aufzufangen.

Es ist für bewehrten Beton C20/25 $\delta_{Rd} = 20 \text{ kN/cm}^2$ (aus Skript V11: Gründung)

$$\delta_{\sigma} = -\frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{355 \text{ kN}}{120 \cdot 120 \text{ cm}} + \frac{25,3 \text{ kN}}{\frac{e \cdot b^2}{6}} \leftarrow \text{Ruckzuck-Wert längs bei Lastfall max. Stützmoment, } M_B$$

$$\approx 0,025 + \frac{25,3 \text{ kN}}{\frac{(120 \text{ cm})^3}{6}} \approx 0,025 \text{ kN/cm}^2 \ll \delta_{Rd} = 20 \text{ kN/cm}^2$$

Nachweis gegen Nichtabheben:

Wir wollen uns genauer die einzelnen "Sogzonen" auf dem Dach anschauen, die sich ergeben, wenn das Gebäude aus horizontaler ($\alpha < 5^\circ$) Richtung mit dem vereinfachten Böengeschwindigkeitsdruck von $0,5 \text{ kN/m}^2$ angeströmt wird:

Windlasten für Flachdächer mit scharfkantigen Traufen: (S.9.31)

Außendruckbeiwerte c_{pe} für Lasteinzugsflächen $A > 10 \text{ m}^2$

$$A = -1,8 \quad B = -1,2 \quad C = -0,7 \quad D = -0,6$$

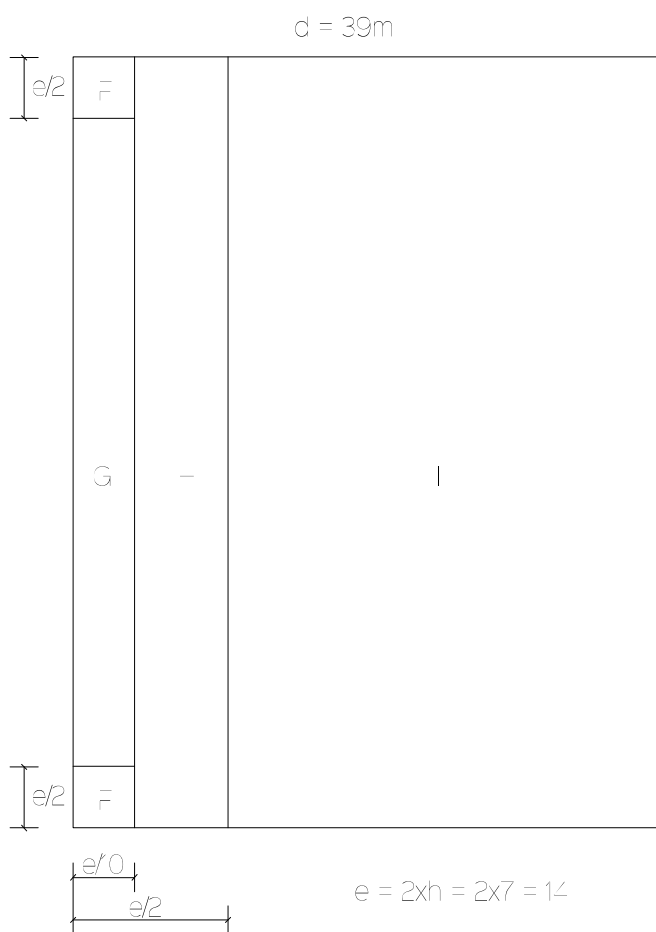
$$W_{pe} = c_{pe} \times W_k$$

$$W_F = -1,8 \times 0,5 \text{ kN/m}^2 = -0,9 \text{ kN/m}^2$$

$$W_G = -1,2 \times 0,5 \text{ kN/m}^2 = -0,6 \text{ kN/m}^2$$

$$W_H = -0,7 \times 0,5 \text{ kN/m}^2 = -0,35 \text{ kN/m}^2$$

$$W_I = -0,6 \times 0,5 \text{ kN/m}^2 = -0,3 \text{ kN/m}^2$$



Wir nehmen den ungünstigsten Fall an:

$$E_d = \sum \underbrace{1,0 \times g_k}_{\text{Eigenlasten}} + \underbrace{1,5 \times w_k}_{\text{Windsog}} + \underbrace{0 \times 0,6 \times s_k}_{\text{Schneelast}}$$

$$= 1,0 \left(\underbrace{1,81 \text{ kN/m}^2}_{\text{Dachaufbau}} + \underbrace{\sim 0,2 \text{ kN/m}^2}_{\text{TW (Linielast) Einzugsbreite}} \right) + 1,5 \left(\underbrace{-0,9 \text{ kN/m}^2}_{W_F \text{ (Zone mit größtem Sog)}} \right) + 0$$

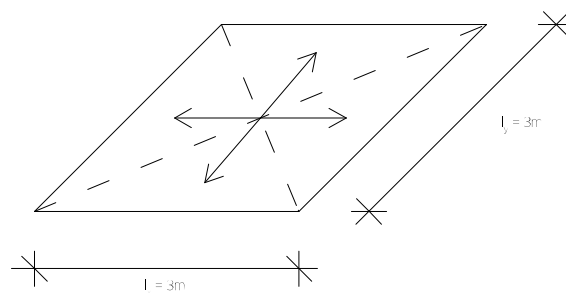
$$= 2,01 - 1,35 = \underline{0,66}$$

In Dachzone tritt auch im ungünstigsten Fall noch kein Sog als resultierende Kraft auf Tragwerk ist nicht soggefährdet. Allerdings muss natürlich gesagt werden, dass das Eigengewicht von oben nach unten erst zunimmt. Der Dachaufbau muss mit sich und dem Tragwerk also sehr wohl befestigt werden aufgrund einer etwaigen Sogwirkung.

Durchbiegung(SLS) der aussteifenden Deckschicht:

Wir nähern uns für die Bemessung der Platte anhand der Schnittgrößenermittlung bei 2-achsig spannenden Platten nach Pieper/Martens (Schneider 12.47)

Diese soll uns die maximalen Feldmomente für eine 4-seitig gestützte (nicht eingespannte) Platte liefern.



Wir gehen davon aus, dass die Platte an den Ecken schlüsseln kann - also nicht voll drilltragfähig ist. Da wir vorerst eine volle Drilltragfähigkeit nicht nachweisen können, liefert das die sichereren (um ca 25% höher) Bemessungsfeldmomente

Es gibt bei einem Stützweitenverhältnis $\frac{l_x}{l_y} = \frac{3m}{3m} = 1,0$:

$$\text{und/oder} \quad m_{x_1} = (g+q) \cdot l_{x2} / f_x^0 \quad \text{liefert das gleiche Ergebnis in diesem Fall}$$

$$m_{y_1} = (g+q) \cdot l_{y2} / f_y^0$$

Wir sehen, dass diese Plattenformeln uns deutlich geringere Momente liefert, als hätten wir die Momente eindimensionaler Einfeldträger berechnet

$$\text{Formel: } M = \frac{g \cdot l^2}{8}$$

$$m_{x_1} = \frac{(1,81 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,35 + 0,85 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5) \cdot (3m)^2}{20,0} = 1,63 \text{ kNm}$$

1,35 / 1,5: Sicherheitsbeiwerte

Gebrauchstauglichkeitsnachweis der Deckenscheibe auf Durchbiegung:

Biegeträger mit konstanter Höhe: zweiachsige Biegung (Holschelmacher 9.17)

Für die maximale Durchbiegung gilt:

$$w_{r,ax} = \frac{l}{300} = \frac{300}{300} = 1 \text{ cm} \quad (\text{Schneider 11.71})$$

$$w_y = n \cdot \frac{M_z \cdot \overset{\text{Länge}}{\downarrow} l_z^2}{E_{0,mean} \cdot \underset{\text{Trägheitsmoment}}{\uparrow} I_z}$$

$$w_z = n \cdot \frac{M_y \cdot I_{y2}}{E_{0,mean} \cdot I_y} \quad \text{aufgrund der Symmetrie ist } w_z = w_y$$

$$w_{r,inst} = \sqrt{w_{y2}^2 + w_{z2}^2}$$

$$n = 104 \quad (\text{Holschelmacher 7.26})$$

$$\frac{I_{zy}}{12} = \frac{b \cdot a^3}{12} = \frac{300 \cdot 7^3}{12} = 8575 \text{ cm}^4$$

$$\text{(für Einfeldträger bei } w = \frac{l}{300} \text{)}$$

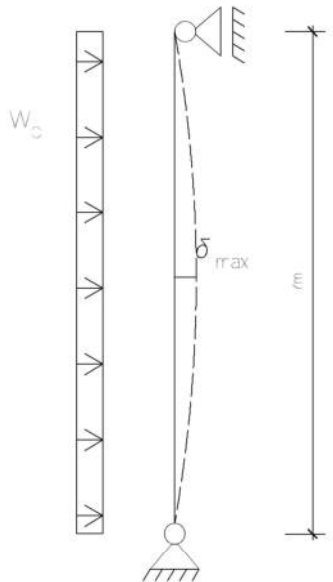
$$E_{0,mean} = 11.000 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{für C24 aus S. 11.66})$$

$$w_{y,z} = \frac{104 \cdot 1,673 \text{ kNm} \cdot (300 \text{ cm})^2}{11.000 \cdot 8575 \text{ cm}^4} \approx 0,66 \text{ cm}$$

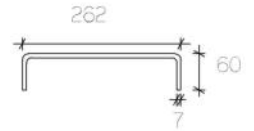
$$w_{r,inst} \approx 0,235 \text{ cm} < w_{r,max}$$

Nachweis erfüllt bei einer Plattendicke von 7 cm

Gebrauchstauglichkeitsnachweis Fassade auf Durchbiegung



Profilglas - Profil



äußere Glasfassade oben und unten
linienförmig gelagert: Glasfassade trägt nur sich selbst

$$\delta_{\max} = \frac{l}{300} \quad (\text{max Durchbiegung der Glasfassade})$$

Außendruckbeiwert für frontal angeströmte Seite (S.9.30) bei Verhältnis

$$\frac{\text{Gebäudehöhe}}{\text{Gebäudequersseite}} \leq 0,25: c_{pe} = + 0,7$$

$$w_z = 0,5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow w_d = w_k \cdot c_{pe} \cdot \gamma_f \cdot 0,262 \text{ m} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,7 \cdot 1,5 \cdot 0,262 \text{ m} = 0,13755 \text{ kN/m}$$

$$V_{\text{max}} = \frac{w_d \cdot l^2}{8} = \frac{0,13755 \text{ kN/m} \cdot (7 \text{ m})^2}{8} \approx 0,84 \text{ kNm}$$

für Gleichstreckenlast bei gelenkig gelagertem Einfeldträger gilt:

$$E \cdot I \cdot \delta_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384}$$

$$\text{bzw. } I_{\text{erf}} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot \delta_{\max}} \quad (\text{S.13.62})$$

für $\delta_{\max} = \frac{l}{300}$
eingesetzt: $I_{\text{erf}} = \frac{3,9 \cdot q \cdot L^3}{E}$

$$I_{\text{erf}} = 3,9 \cdot 0,13755 \text{ kN/m} \cdot (700 \text{ cm})^3 / 70.000 \text{ kN/cm}^2 \approx 26,3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = ? \quad \text{für } 262 \cdot 60 \cdot 7 \rightarrow I_y = 63,3 \text{ cm}^4 \quad (\text{S.13.62})$$

$$I_y > I_{\text{erf}}$$

Schubnachweis:

Aufgrund der Durchbiegung wollen sich die einzelnen Lamellen im Brettschichtholz verschieben. Dieses Verschieben nennen wir Schub. Er ist proportional zur Querkraft im Biegeträger.

Die Querkraft hat ihre Höchstwerte an den Stützen:

Es muss gelten: $\tau_{\text{ad}} \geq \tau_{\text{d}}$

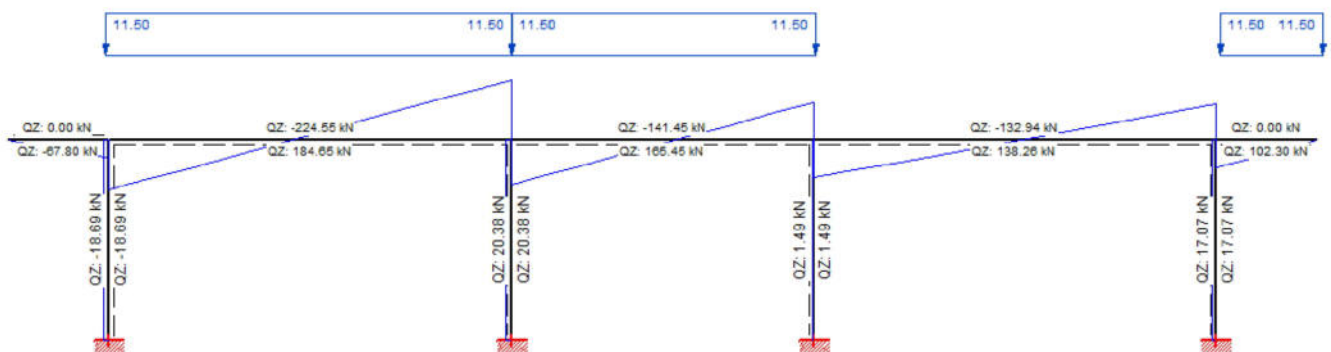
Ist die anliegende Schubspannung größer, müssen wir die Querschnittsfläche an den Stützen mit Füllhölzern vergrößern.

$$\tau_{\text{adBSH}} \geq \tau_{\text{d}} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$$

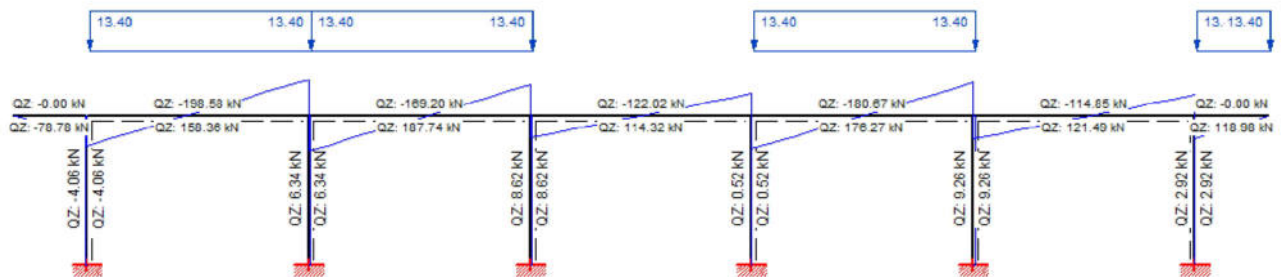
Bei Rechteckquerschnitten:
$$\tau_{\text{d}} = \frac{V}{2B \cdot c \cdot b}$$

Für die maximale Querkraft liefert Ruck - Zuck (Maximalwerte bei Lastfall "maximales Stützmoment":

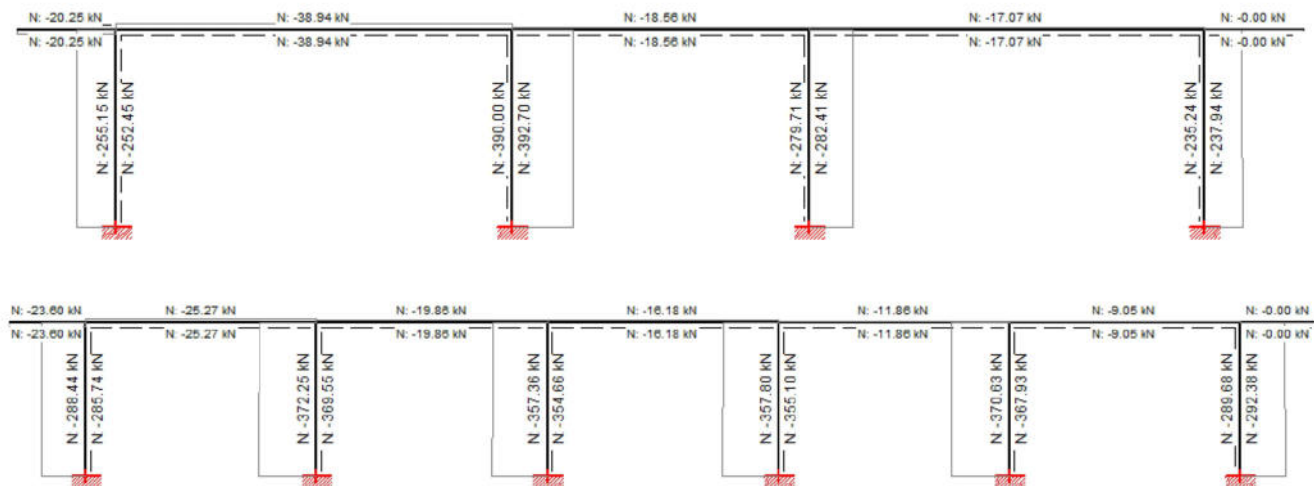
$$\text{Quer: } \tau = \frac{224,55 \text{ kN} \cdot 3}{200 \text{ cm}^2 \cdot 2} = 0,281 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{\text{Rd}}$$



Längs: $\tau = \frac{98,58 \text{ kN} \cdot 3}{200 \text{ cm}^2 \cdot 2} = 0,248 \text{ k}\sqrt{\text{cm}^2} < \tau_{Rd} \rightarrow$ keine Füllhölzer nach dieser Rechnung notwendig.



Zur Vollständigkeit halber seien für diesen Lastfall auch noch die Schnittgrößen der Normalkraft angezeigt:



Szenario: Ausvouten des Randfelds

Wir wollen den Randabschluß etwas ausdünnen um eine filigranere Ansicht nach außen zu erreichen. Die rechnerische Vorgehensweise ist gleich wie beim Tragfähigkeitsnachweis des Biegeträgers.

$$\sigma_{\sigma} = \frac{M_{\sigma}}{W}$$

$$\sigma_{\sigma} < \sigma_{Rd}$$

M_{σ} -Werte aus Rückzug (Lastfall: Schnee auf Kragarm)

$$M_{\sigma 0} = -178,5 \text{ kNm}$$

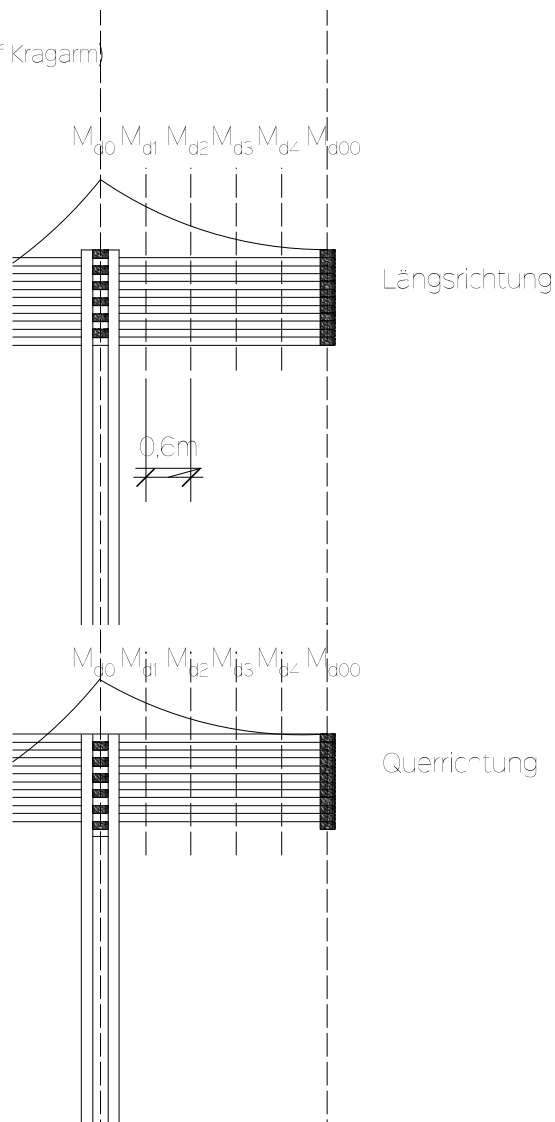
$$M_{\sigma 1} = -114,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\sigma 2} = -64,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\sigma 3} = -28,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\sigma 4} = -7,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\sigma 00} = 0,0 \text{ kNm}$$



$$M_{\sigma 0} = -153,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\sigma 1} = -98,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\sigma 2} = -55,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\sigma 3} = -24,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\sigma 4} = -6,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\sigma 00} = 0,0 \text{ kNm}$$

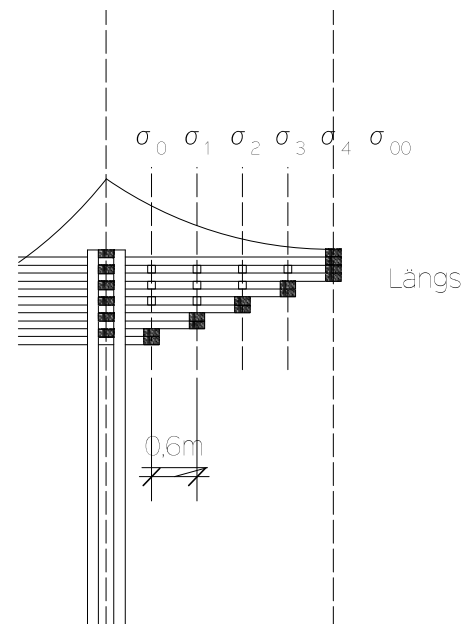
Die Momente in Längsrichtung sind größer. Da wir symmetrisch in beide Richtungen gleich ausdünnen wollen, sind die Momente der Längsrichtung maßgebend. Es gilt $w = b \times h^2 / 6$

- Widerstandsmoment des Querschnitts bei 4 Hölzern: $w = 8333\text{cm}^3$
- 6 Hölzern: $w = 12000\text{cm}^3$
- 8 Hölzern: $w = 21333\text{cm}^3$
- 10 Hölzern: $w = 33333\text{cm}^3$
- 12 Hölzern: $w = 48000\text{cm}^3$

eingesetzt in obige Spannungsformel ergeben

- $\sigma_0 = 0,003\text{kN/cm}^2$
- $\sigma_1 = 0,002\text{kN/cm}^2$
- $\sigma_2 = 0,002\text{kN/cm}^2$
- $\sigma_3 = 0,001\text{kN/cm}^2$
- $\sigma_4 = \text{gegen } 0\text{kN/cm}^2$
- $\sigma_{00} = 0\text{kN/cm}^2$

für alle Stellen gilt: $\sigma_d < \sigma_{Rd}$



Ein Ausvouten wäre ohne weiteres statisch möglich. Schlußendlich wurde von dieser Maßnahme aus gestalterischer

Sicht jedoch abgesehen: Zusätzliche Füllhölzer und weitere Verbindungen entlang des Trägerrasters hätten das

Randfeld unverhältnismäßig "aufgeladen".