

## Bauvorhaben

**Neubau KITA Heiligensee**  
Elchdamm 217  
13503 Berlin-Heiligensee

## Statische Berechnung

### Leistungsphase 4

<b>Bauherr</b>	Ev. Kirchenkreisverband für Kindertageseinrichtungen Berlin Mitte-Nord Händelallee 22 10557 Berlin
<b>Architektur</b>	Stark + Stilb Architekten Am Treptower Park 28-30 12435 Berlin
<b>Tragwerksplanung</b>	Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Dr.-Ing. Christian Müller GmbH Windscheidstraße 12 10627 Berlin Tel.: 030 / 323 01 666 www.cmib.de
<b>Aufgestellt</b>	26.07.2024, letzter Stand: 07.10.2024 M.Sc. Cornelia Stiegert M.Sc. Elisa Beringmeier
<b>Auftragsnummer</b>	1911

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	1'
Baubeschreibung	3
Verwendete Normen	4
Verwendete EDV-Programme	4
Plangrundlagen	4
Literaturverzeichnis	4
Allgemeine Hinweise	5
Lastannahmen	6
Feuerwiderstandsnachweis	19
Positionspläne, M 1:100	21
Pos. 1 Aussteifung	22
Pos. 100 Dachdecke, OSB-3 , d=25 mm	61
Pos. 101 Dachbinder, GL24h, b/h= 20/36cm, e ≤ 125 cm	70'
Pos. 102 Wechsel, GL24h, b/h= 10/36cm, e ≤ 125 cm	93
Pos. 103 Dachbinder, GL24h, b/h ≥ 28/36cm	96
Pos. 105 Aufzugsüberfahrt, C25/30, XC1, h=18 cm	117
Pos. 110 Unterzug, S235 JR, HEB 240	120'
Pos. 111 Ringanker, C25/30, XC1, b/h = 24/24 cm	126
Pos. 112 Sturz, KS-Flachsturz, 4DF, b = 24 cm, L <sub>A</sub> = 17,5 cm	133
Pos. 120 Außenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm	135
Pos. 121 Innenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm	137
Pos. 122 Innenwand, C25/30, XC1, d=24 cm	139
Pos. 123 Aufzugswand, C25/30, XC1, d=24 cm	140
Pos. 124 Holzständerwand, C24, verschiedene Querschnitte	141'
Pos. 130 Stütze, S235 JR, QRO 100x6,3 mm, warmgefertigt	156
Pos. 200 Decke ü. 1. OG, C25/30, XC1, h=24 cm	160
Pos. 210 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/34,5 cm	184
Pos. 211 Sturz, KS-Flachsturz, 4DF, b = 24 cm, L <sub>A</sub> = 17,5 cm	189
Pos. 212 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/24 cm	190.1
Pos. 220 Außenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm	191
Pos. 221 Innenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm	192

Pos. 222	Innenwand, C25/30, XC1, d=24 cm	193
Pos. 223	Aufzugswand, C25/30, XC1, d=25 cm	194
Pos. 224	Holzständerwand	195
Pos. 225	Aufkantung, C25/30, XC3, d=15 cm	196
Pos. 230	Stütze, S235 JR, QRO 100x10,0 mm, warmgefertigt	198'
Pos. 300	Decke ü. EG, C25/30, XC1, h=24 cm	199
Pos. 310	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/35 cm	223
Pos. 311	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/105 cm	228
Pos. 312	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 55/40 cm	234
Pos. 313	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 50/55 cm	239'
Pos. 314	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/55 cm	245'
Pos. 315	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24x55cm	250
Pos. 316	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/60 cm	255
Pos. 317	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/40 cm	260
Pos. 318	Sturz, KS-Flachsturz, 4DF, b = 24 cm, L <sub>A</sub> = 11,5 cm	265
Pos. 319	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/24 cm	267
Pos. 320	Außenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm	272
Pos. 321	Innenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm	275
Pos. 322	Innenwand, C25/30, XC1, d=24 cm	277
Pos. 323	Aufzugswand, C25/30, XC1, d=25 cm	279
Pos. 324	Außenwand erdberührt, C25/30, XC3, WU, d=24 cm	280
Pos. 326	Winkelstützwand, C25/30, XC1, d=24 cm	288
Pos. 327	Winkelstützwand, C25/30, XC1, d=24 cm	292'
Pos. 330	Stütze, C25/30, XC1, b/h=24/24 cm	295
Pos. 341	Deckengleicher Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24x24cm	296.1
Pos. 400	Bodenplatte, C25/30, XC2, WU, h = 40 cm	297
Pos. 500	Treppenlauf mit Podest, C25/30, XC1, h = 20 cm	341'
Pos. 501	Treppenlauf mit Podest, C25/30, XC1, unterschiedliche Höhen	361'
Pos. 502	Podest, C25/30, XC1, h = 24 cm	365'

## Baubeschreibung

Die 3-geschossige Kindertagesstätte erhält einen rechteckigen Grundriss mit versetzten Bereichen ab dem ersten Obergeschoss, sodass Rücksprünge entstehen.

Die äußere Grundfläche beträgt ca. 24,0 m x 42,0 m, mit einer mittleren Tiefe 22 m im Erdgeschoss und im ersten Obergeschoss und zweiten Obergeschoss 17 m.

Die Gebäudehöhe beträgt maximal ca. 13 m. Bei dem ansteigenden Gelände ist ein ebenerdiger Zugang im EG und 1.OG möglich.

Das Gebäude ist in die Gebäudeklasse 3 einzuordnen.

Die Dachform ist ein Sheddach aus Dachbindern, welche sich jeweils aus einem schrägen und einem steilen Sparren zusammensetzen. Der Sparrenabstand ist unregelmäßig, jedoch maximal 1,25 m. Bei den Decken handelt es sich um Stahlbetondecken.

Die tragenden Gruppenraumtrennwände und Treppenhauswände sind in Kalksandstein oder Stahlbeton geplant. Im 2.Obergeschoss ist die Giebelwand eine Holzständerwand (HSW), welche für die Aussteifung mit herangezogen wird. Im 1.Obergeschoss handelt es sich bei der Giebelwand um eine nicht tragende Holzständerwand.

Die Flurwände sind nicht tragend.

Die tragenden Außenwände an Traufe (Ost-/ Westseite) sind in Kalksandstein oder Stahlbeton vorgesehen.

Die nichttragenden Innenwände können in Trockenbauweise mit gleitenden Decken- und Wandanschlüssen hergestellt werden.

Die Aufzugswände können als Stahlbetonwände ausgeführt werden und stehen selbst tragend in dem Treppenauge.

Die außen umlaufenden Treppenhauswände werden in Stahlbeton bzw. Mauerwerk errichtet.

Die Treppenläufe aus Stahlbeton werden akustisch entkoppelt vorgesehen.

Die Hauptpodeste sind in direkter Verbindung mit den Decken und haben einen schwimmenden Estrich.

Das Gebäude wird auf eine gebettete Bodenplatte abgelastet.

Der höchst zu erwartende Grundwasserstand HGW +32,2 m NHN nach FIS-Broker Berlin und somit bei OKG = ca. OKFF EG ca. +38,00 m NHN bei ca. 5,8 unter Gelände.

Für die Gründung ist somit auch keine Wasserhaltung erforderlich.

Das Gebäude ist jedoch durch die Hanglage > 3 m teilweise im Baugrund und somit gegen drückendes Schichtenwasser abzudichten.

Die Aufzugsunterfahrten > 1,0 m sollten nicht minimiert werden um keine höheren Wartungskosten an den Aufzügen zu erhalten.

### Verwendete Normen

DIN EN 1990:	2010-12
DIN EN 1991:	2010-12
DIN EN 1992:	2011-01
DIN EN 1993:	2010-12
DIN EN 1995:	2010-12
DIN EN 1996:	2010-12
DIN EN 1997:	2009-09

### Verwendete EDV-Programme

RIB Software GmbH, Trimas ®  
Harzer Statik Software  
Würth Technical Software II  
Fischer FiXperience  
HALFEN Durchstanz- und Querkraftbewehrung  
ALLPLAN, Version Allplan 2021

### Plangrundlagen

Architektenpläne von Stark + Stilb Architekten: Grundrisse und Schnitte vom 25.06.2024., M 1:50  
Brandschutzkonzept von Büro BBIG Berliner Brandschutz Ingenieurgesellschaft mbH vom 25.04.2024  
Baugrundgutachten von Ingenieurbüro für Grundbau und Umwelttechnik Günther & Lippick GbR vom 26.08.2019

### Literaturverzeichnis

Schneider: „Bautabellen für Ingenieure“, 23. Auflager, Bundesanzeiger Verlag GmbH  
Bargmann: „Historische Bautabellen“, 3. Auflage, Werner-Verlag

### Allgemeine Hinweise

Diese Statische Berechnung erbringt die Nachweise der Bauteile soweit sie zur Beurteilung der Standsicherheit des Bauwerkes erforderlich ist. Sie gilt nur in Verbindung mit den Positionsplänen.

Die Bauausführung hat nach den derzeit geltenden bauaufsichtlich eingeführten Technischen Baubestimmungen sowie den anerkannten Regeln der Technik zu erfolgen.

Lastannahmen

Dachdecke über 2. OG – Steildach ca. 80°

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
Holz-Verkleidung incl. Unterkonstruktion		0,50
Abdichtung 2lg.		0,14
Dämmung	<160	0,16
Dampfsperre		0,07
OSB-3-Schalung als Scheibe	30	0,21
Dachbinder Holz 20/36 e ≤ 1,25 m	360	0,35
Sparschalung	12	0,08
Dämmung	80	0,08
Akustikdecke zementgebunden – Holzwolle Leichtbauplatte z.B. Fibro-Kustik 50 mm	50	0,30
Installation		0,10

Eigengewicht  $\Sigma g = 1,99$   
 gewählt:  $g = 2,10 \text{ kN/m}^2$

Schneelastermittlung siehe S.18

Schnee incl. Verwehungen  $s = 0,68 - 1,36 \text{ kN/m}^2$

Mannlast zur Wartung  $Q = 1,5 \text{ kN}$

Windlastermittlung siehe S. 13

Dachdecke über 2. OG – Schrägdach ca. 10°

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
PV-Anlage		1,20
Abdichtung 2lg.		0,14
Dämmung	<160	0,16
Dampfsperre		0,07
OSB-3-Schalung als Scheibe	30	0,21
Dachbinder Holz 20/36 e ≤ 1,25 m	360	0,35
Sparschalung	12	0,08
Dämmung	80	0,08
Akustikdecke zementgebunden – Holzwolle Leichtbauplatte z.B. Fibro- Kustik 50 mm	50	0,30
Installation		0,10

Eigengewicht  $\Sigma g = 2,69$

gewählt:  $g = 2,80 \text{ kN/m}^2$

Schneelastermittlung siehe S.18

Schnee incl. Verwehungen  $s = 0,68 - 1,36 \text{ kN/m}^2$

Mannlast zur Wartung  $Q = 1,5 \text{ kN}$

Windlastermittlung siehe S. 13



Dachdecke über EG – Dachterrasse im 1. OG

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
Holzbelag	50	0,30
Stahlgeländer	Nicht auf Flä. verteilt	wird lokal berücksichtigt
Abdichtung 2lg.		0,14
Dämmung / Gefälledämmung	170	0,17
Dampfsperre		0,07
Stahlbetonplatte	240	6,00
Spachtel Gips	5	0,09
Akustiksegel GKB 15 + WD 50 mm	50	0,40
Installation		0,10

Eigengewicht  $\Sigma g = 7,27$

gewählt:  $g = 7,65 \text{ kN/m}^2$

Verkehrslast Balkone (Kat. Z)  $q = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Wind- und Schneelast sind im  
 Balkonbereich vernachlässigbar!

Attikalasten (55/20 cm)  $g = 2,75 \text{ kN/m}$

Dachdecke über EG – Gründach im 1. OG

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
Betonplatte im Splitt	40 + 40	1,64
Stahlgeländer	Nicht auf Flä. verteilt	wird lokal berücksichtigt
Abdichtung 2lg.		0,14
Dämmung / Gefälledämmung	i.M. 170	0,17
Dampfsperre		0,07
Stahlbetonplatte	240	6,00
Spachtel Gips	5	0,09
Akustiksegel GKB 15 + WD 50 mm	50	0,40
Installation		0,10

Eigengewicht  $\Sigma g = 8,61$

gewählt:  $g = 8,90 \text{ kN/m}^2$

Schneelastermittlung siehe S.18

Schnee incl. Verwehung  $s = 0,68 - 1,36 \text{ kN/m}^2$

Attikalasten (55/20 cm)  $g_k = 2,75 \text{ kN/m}$

**Decke über EG + 1. OG - Innenräume**

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
Belag Linolium	5	0,07
Zement Estrich	85	1,87
Trittschalldämmung Mineralwolle	40	0,04
Stahlbetonplatte	240	6,00
Spachtel Gips	5	0,09
Akustikdecke GKF 12 + WD	12,5 + 50	0,40
Installation		0,10

Eigengewicht  $\Sigma g = 8,65$

gewählt:  $g = 8,70 \text{ kN/m}^2$

Verkehrslast Kita Gruppenr. (Kat. C1)  
 zzgl TWZ für leichte Trennwände bis  
 300 kg/m (= 3,0kN/m<sup>2</sup> + 0,8kN/m<sup>2</sup>)  $q_{C1} = 3,80 \text{ kN/m}^2$

Verkehrslast Kita Flur (Kat. C3)  $q_{C3} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

**Bodenplatte**

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
Belag Linolium	5	0,07
Zement Estrich	85	1,87
Trittschalldämmung Mineralwolle	40	0,04
Dämmung	80	0,08
Stahlbetonplatte	400	10,00
Sauberkeitsschicht Magerbeton	50	-

Eigengewicht  $\Sigma g = 12,06$

gewählt:  $g = 12,10 \text{ kN/m}^2$

Verkehrslast Kita Gruppenr. (Kat. C1)  
 zzgl TWZ für leichte Trennwände bis  
 300 kg/m (= 3,0kN/m<sup>2</sup> + 0,8kN/m<sup>2</sup>)  $q_{C1} = 3,80 \text{ kN/m}^2$

Verkehrslast Kita Flur (Kat. C3)  $q_{C3} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Treppenlauf (Innen, schallentkoppelt aufgelegt) incl. Zwischenpodest (ohne Stufen)

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
Stahlgeländer	Auf Fläche verteilt	0,83
Belag Linolium	5	0,07
Spachtelmasse	10	0,24
Stahlbetonlauf 22 cm ( $\alpha = 59,9^\circ$ )	220	6,40
Stahlbetonstufe	168 / 2 = 84	2,10

Eigengewicht  $\Sigma g = 8,50 + 1,14 = 9,64$

gewählt:  $g = 9,70 \text{ kN/m}^2$

Verkehrslast Treppe (Kat. T2 n. C1)  $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Treppenlauf Hauptpodest (wie Deckenaufbau Decke über EG / 1. OG – Innenräume)

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
<u>Wie Innenräume Eigengewicht</u>		

Eigengewicht  $\Sigma g = 6,00 + 2,65 = 8,65$

gewählt:  $g_k = 8,70 \text{ kN/m}^2$

Verkehrslast Treppe (Kat. T2 n. C1)  $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

**Außenwand nicht tragend - Holzständerwand**

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
Holzschale sibirische Lärche	22	0,18
Unterkonstruktion 30/80	30	0,03
ggf. Blechabdichtung		0,15
ggf. Fassadenbahn Abdichtung 1lg.		0,07
DWD diffusionsoffene Holzfaserplatte	16	0,10
Holz Ständer < 10/20 e = 0,6 m	120 + 80	0,20
Dämmung (MiWo)	120 + 80	0,20
Dampfsperre		0,07
OSB-3-Schalung	18	0,13
Unterkonstruktion 40/60	30	0,03
Installation / Dämmung ( MiWo)	40	0,04
3-Schnittplatte Holz oder Schalung	19	0,10

Eigengewicht  $\Sigma g = 1,08 \text{ kN/m}^2$

gewählt:  $g = 1,20 \text{ kN/m}^2$

Als Linienlast 2. OG  $g_1 = 1,20 \text{ kN/m}^2 * 4,3 \text{ m} = 5,2 \text{ kN/m}$

Als Linienlast 1. OG  $g_1 = 1,20 \text{ kN/m}^2 * 3,6 \text{ m} = 4,4 \text{ kN/m}$

**Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton - Holzverkleidung**

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
Holzschale sibirische Lärche	22	0,18
Unterkonstruktion 30/80	30	0,03
ggf. Blechabdichtung		0,15
ggf. Fassadenbahn Abdichtung 1lg.		0,07
DWD diffusionsoffene Holzfaserplatte	16	0,10
Holz Ständer < 10/18 e = 0,6 m	180	0,18
Dämmung (MiWo)	180	0,18
Stahlbeton	240	6,00
alternativ Mauerwerk KS RDK 2,2	alternativ 240	alternativ 5,3
Gipsputz	15	0,27

Eigengewicht  $\Sigma g = 7,16 \text{ kN/m}^2$

gewählt:  $g = 7,20 \text{ kN/m}^2$

Als Linienlast 2. OG  $g_1 = 7,20 \text{ kN/m}^2 * 4,3 \text{ m} = 31,0 \text{ kN/m}$

Als Linienlast 1. OG  $g_1 = 7,20 \text{ kN/m}^2 * 3,6 \text{ m} = 26,0 \text{ kN/m}$

Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton - WDVS

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
Oberputz	15	0,15
Dämmung MiWo	180	0,18
Klebemörtel	1	-
Stahlbeton	240	6,00
Gipsputz	15	0,27
Eigengewicht		$\Sigma g = 6,6 \text{ kN/m}^2$
gewählt:		$g = 7,00 \text{ kN/m}^2$

Als Linienlast EG  $g_1 = 7,00 \text{ kN/m}^2 * 4,0 \text{ m} = 28,0 \text{ kN/m}$

Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton - erdberührend

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
Kalkzementputz	15	0,40
Dämmung MiWo	180	0,18
Stahlbeton WU	240	6,00
Gipsputz bzw. Noppenbahn	7	0,30
Eigengewicht		$\Sigma g = 6,88 \text{ kN/m}^2$
gewählt:		$g = 7,00 \text{ kN/m}^2$

Als Linienlast EG  $g_1 = 7,00 \text{ kN/m}^2 * 4,0 \text{ m} = 28,0 \text{ kN/m}$

Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m <sup>2</sup> ]
Gipsputz	15	0,27
Stahlbeton	240	6,00
Kalkzementputz	20	0,40
Eigengewicht		$\Sigma g = 6,67 \text{ kN/m}^2$
gewählt:		$g = 6,70 \text{ kN/m}^2$

Als Linienlast 2. OG  $g_1 = 6,70 \text{ kN/m}^2 * 4,3 \text{ m} = 28,90 \text{ kN/m}$

Als Linienlast 1. OG  $g_1 = 6,70 \text{ kN/m}^2 * 3,6 \text{ m} = 24,20 \text{ kN/m}$

Als Linienlast EG  $g_1 = 6,70 \text{ kN/m}^2 * 4,0 \text{ m} = 26,8 \text{ kN/m}$

## Windlasten

Es wird mit einer Dachneigung von 13° bzw. 77° gerechnet, welche aufgrund lediglich geringfügiger Unterschiede ebenfalls für die Dachneigung 10° bzw. 80° verwendet werden können.

Position: 0 Wind- und Schneelastermittlung

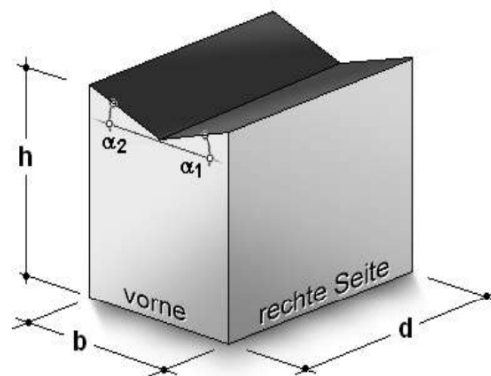
### Ermittlung von Wind- und Schneelasten nach EC1 - NA Deutschland

#### Standortdaten:

Ort = Berlin  
Postleitzahl = 13503  
Kreis = Berlin - Stadt  
Regierungsbezirk = -  
Bundesland = Berlin  
Telefon-Vorwahl = 030  
Höhe A über NN = 42 m  
Schneelastzone = 2  
Windzone = 2  
Standort gehört zur norddeutschen Tiefebene!

#### Bauwerksdaten:

Dachform = Trogdach  
Gebäudehöhe h = 12,5 m  
Gebäudebreite b = 14,0 m  
Gebäuelänge d = 22,0 m  
Dachneigung  $\alpha_1$  = 13,0°  
Dachneigung  $\alpha_2$  = 77,0°



#### Windlasten EC1-1-4:

Geländekategorie = III  
Geschwindigkeitsdruck  $q_{b,0}$  = 0,39 kN/m<sup>2</sup>  
Winddruck  $q_p(h)$  = 0,67 kN/m<sup>2</sup>  
Windlasten werden nach genauem Verfahren ermittelt (Anhang B mit Geländekategorien)!

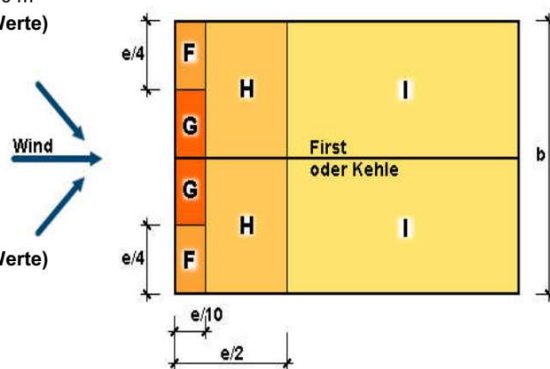
#### Windlasten für Dach unter Anströmung von vorne (Theta = 90°):

$e/10 = 1,40$  m                       $e/4 = 3,50$  m                       $e/2 = 7,00$  m  
cpe-Werte / we,k für Dachneigung  $\alpha_1 = 13,0^\circ$  (we,k für cpe,10-Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-1,88	-2,50	-1,26
G	-1,20	-2,00	-0,80
H	-0,78	-1,20	-0,52
I	-0,76	-1,20	-0,51

cpe-Werte / we,k für Dachneigung  $\alpha_2 = 77,0^\circ$  (we,k für cpe,10-Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m <sup>2</sup> ]
F	0,00		0,00
G	0,00		0,00
H	0,00		0,00
I	0,00		0,00



Anströmrichtung  $\Theta = 90^\circ$

**Windlasten für Dach unter Anströmung von rechts / links (Theta = 0° / 180°):**

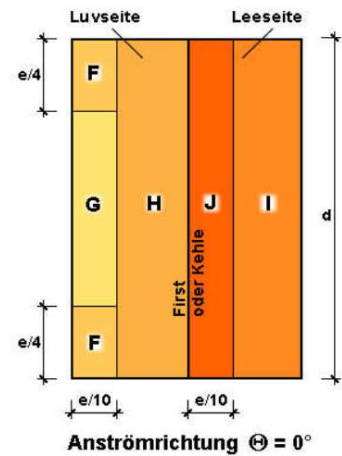
e/10 = 2,20 m

e/4 = 5,50 m

e/2 = 11,00 m

**cpe-Werte / we,k für Wind von rechts, Theta = 0° (we,k für cpe,10-Werte)**

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-2,46	-2,74	-1,64
G	-1,28	-2,00	-0,86
H	-0,88	-1,20	-0,59
I	0,00		0,00
J	0,00		0,00



**cpe-Werte / we,k für Wind von links, Theta = 180° (we,k für cpe,10-Werte)**

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m <sup>2</sup> ]
F	0,00		0,00
G	0,00		0,00
H	0,00		0,00
I	-0,52/0,20	-0,52/0,20	-0,35/0,13
J	-0,68/0,20	-1,08/0,20	-0,45/0,13

**Windlasten für Wände unter Anströmung von vorne:**

e = 14,00 m

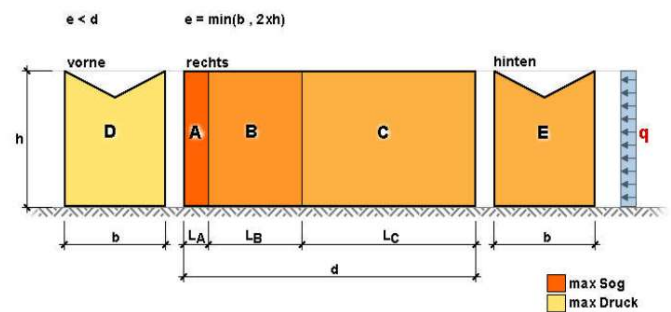
LA = 2,800 m

LB = 11,200 m

LC = 8,000 m

**cpe-Werte und we,k für Wände (für cpe,10 -Werte)**

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1,20	-1,40	-0,80
B	-0,80	-1,10	-0,53
C	-0,50	-0,50	-0,33
D	0,74	1,00	0,50
E	-0,38	-0,50	-0,26



**Windlasten für Wände unter Anströmung von rechts:**

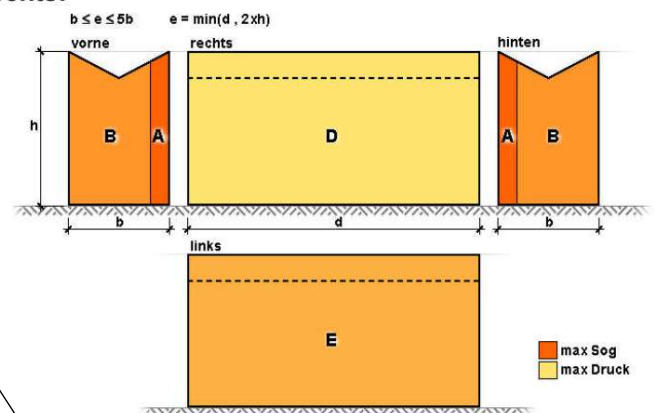
e = 22,00 m

LA = 4,400 m

LB = 9,600 m

**cpe-Werte und we,k für Wände (für cpe,10 -Werte)**

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1,20	-1,40	-0,80
B	-0,80	-1,10	-0,53
D	0,79	1,00	0,53
E	-0,47	-0,50	-0,32



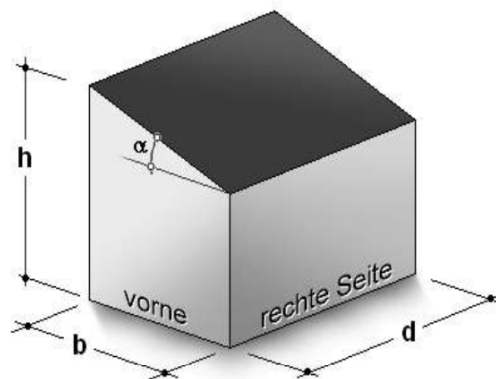
maßg. Windsog für  
Bemessung der  
aussteifenden HSW

Position: 0 Windlastermittlung\_3\_Pulldach

Ermittlung von Wind- und Schneelasten nach EC1 - NA Deutschland

**Standortdaten:**

Ort = Berlin  
 Postleitzahl = 13503  
 Kreis = Berlin - Stadt  
 Regierungsbezirk = -  
 Bundesland = Berlin  
 Telefon-Vorwahl = 030  
 Höhe A über NN = 42 m  
 Schneelastzone = 2  
 Windzone = 2  
 Standort gehört zur norddeutschen Tiefebene!



**Bauwerksdaten:**

Dachform = Pulldach  
 Gebäudehöhe h = 12,5 m  
 Gebäudebreite b = 7,0 m  
 Gebäudelänge d = 22,0 m  
 Dachneigung  $\alpha_1$  = 13,0 °

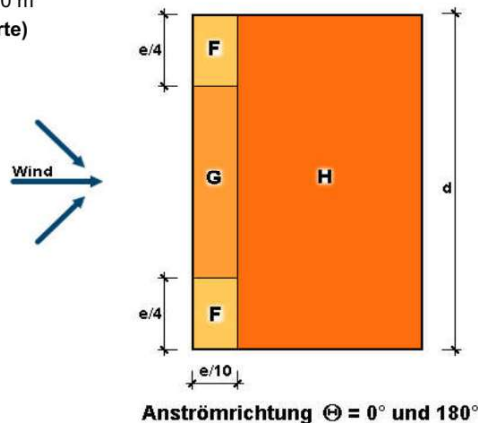
**Windlasten EC1-1-4:**

Geländekategorie = III  
 Geschwindigkeitsdruck  $q_{b,0}$  = 0,39 kN/m<sup>2</sup>  
 Winddruck  $q_p(h)$  = 0,67 kN/m<sup>2</sup>  
 Windlasten werden nach genauem Verfahren ermittelt (Anhang B mit Geländekategorien)!

**Windlasten für Dach unter Anströmung von rechts (Theta = 0°):**

$e/10 = 2,20$  m                       $e/4 = 5,50$  m                       $e/2 = 11,00$  m  
**cpe-Werte /  $w_{e,k}$  für Dachneigung  $\alpha = 13,0$  ° ( $w_{e,k}$  für cpe,10-Werte)**

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	0,16/-1,06	0,16/-2,10	0,11/-0,71
G	0,16/-0,88	0,16/-1,60	0,11/-0,59
H	0,16/-0,36	0,16/-0,48	0,11/-0,24



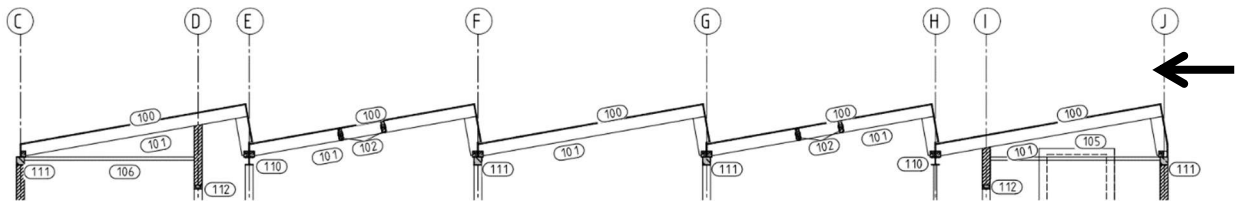
**Windlasten für Dach unter Anströmung von links (Theta = 180°):**

$e/10 = 2,20$  m                       $e/4 = 5,50$  m                       $e/2 = 11,00$  m  
**cpe-Werte /  $w_{e,k}$  für Dachneigung  $\alpha = 13,0$  ° ( $w_{e,k}$  für cpe,10-Werte)**

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-2,46	-2,72	-1,64
G	-1,30	-2,00	-0,87
H	-0,80	-1,20	-0,53



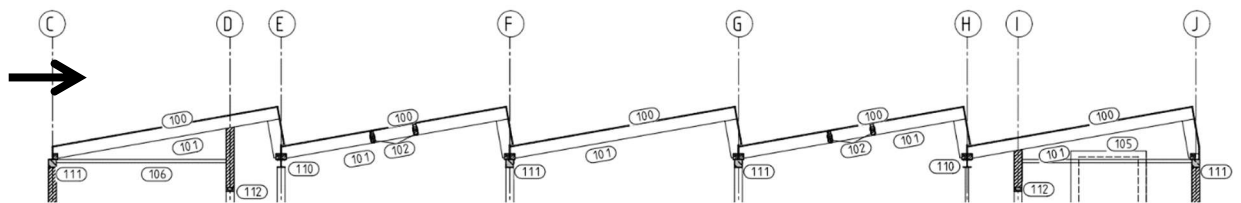
Systemübersicht zur Windlast (Sheddach EC Bild 7.10 Typ A / B)



Windlast Anströmung von rechts / 0° max. Druck für das gewählte System

Erste Steildachbereich 80° wie Pultdach	$w_{\text{druck}} = + 0,53 \text{ kN/m}^2 * 1,0$	$= + 0,53 \text{ kN/m}^2$
1. Trogdachbereich 10° F	$w_{\text{sog}} = - 1,64 \text{ kN/m}^2 * 1,0$	$= - 1,64 \text{ kN/m}^2$
1. Trogdachbereich 80° H	$w_{\text{druck}} = + 0,53 \text{ kN/m}^2 * 1,0$	$= + 0,53 \text{ kN/m}^2$
	$(w_{\text{sog}} = - 0,59 \text{ kN/m}^2 * 1,0, \text{ beim System günstig wirkend})$	
2. Trogdachbereich 10° H	$w_{\text{sog}} = - 0,59 \text{ kN/m}^2 * 0,8$	$= - 0,48 \text{ kN/m}^2$
2. Trogdachbereich 80° H	$w_{\text{druck}} = + 0,53 \text{ kN/m}^2 * 0,8$	$= + 0,42 \text{ kN/m}^2$
	$(w_{\text{sog}} = - 0,35 \text{ kN/m}^2 * 0,8, \text{ beim System günstig wirkend})$	
3. - 4. Trogdachbereich 10° H	$w_{\text{sog}} = - 0,59 \text{ kN/m}^2 * 0,6$	$= - 0,36 \text{ kN/m}^2$
3. - 4. Trogdachbereich 80° H	$w_{\text{druck}} = + 0,53 \text{ kN/m}^2 * 0,6$	$= + 0,32 \text{ kN/m}^2$
	$(w_{\text{sog}} = - 0,35 \text{ kN/m}^2 * 0,6, \text{ beim System günstig wirkend})$	
letztes Schrägdachb. 10° wie Pult H	$w_{\text{sog}} = - 0,53 \text{ kN/m}^2 * 0,6$	$= - 0,32 \text{ kN/m}^2$

Systemübersicht zur Windlast (Sheddach EC Bild 7.10 Typ A / B)



Windlast Anströmung von links / 180° max. Druck für das gewählte System

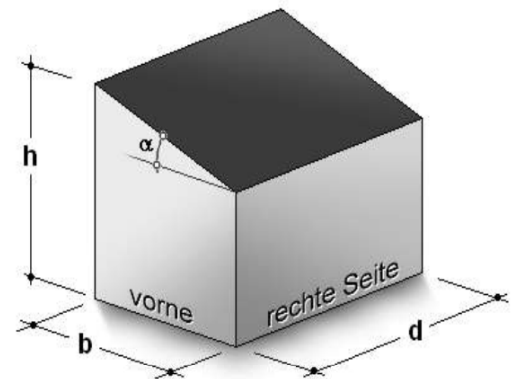
1. Schrägdachbereich 10° wie Pultdach	$w_{\text{druck}} = + 0,13 \text{ kN/m}^2 * 1,0$	$= + 0,13 \text{ kN/m}^2$
1. Trogdachbereich 80°	$w_{\text{sog}} = - 0,33 \text{ kN/m}^2 * 1,0$	$= - 0,33 \text{ kN/m}^2$
1. Trogdachbereich 10°	$w_{\text{druck}} = + 0,13 \text{ kN/m}^2 * 1,0$	$= + 0,13 \text{ kN/m}^2$
2. Trogdachbereich 80°	$w_{\text{sog}} = - 0,33 \text{ kN/m}^2 * 0,8$	$= - 0,27 \text{ kN/m}^2$
2. Trogdachbereich 10°	$w_{\text{druck}} = + 0,13 \text{ kN/m}^2 * 0,8$	$= + 0,11 \text{ kN/m}^2$
3. - 4. Trogdachbereich 80°	$w_{\text{sog}} = - 0,33 \text{ kN/m}^2 * 0,6$	$= - 0,20 \text{ kN/m}^2$
3. - 4. Trogdachbereich 10°	$w_{\text{druck}} = + 0,13 \text{ kN/m}^2 * 0,6$	$= + 0,08 \text{ kN/m}^2$
letzter Steildachbereich 80° wie Pultdach	$w_{\text{sog}} = - 0,33 \text{ kN/m}^2 * 0,6$	$= - 0,20 \text{ kN/m}^2$

Position: 0 Windlastermittlung\_4\_Pulldach\_steil

Ermittlung von Wind- und Schneelasten nach EC1 - NA Deutschland

**Standortdaten:**

Ort = Berlin  
Postleitzahl = 13503  
Kreis = Berlin - Stadt  
Regierungsbezirk = -  
Bundesland = Berlin  
Telefon-Vorwahl = 030  
Höhe A über NN = 42 m  
Schneelastzone = 2  
Windzone = 2  
Standort gehört zur norddeutschen Tiefebene!



**Bauwerksdaten:**

Dachform = Pulldach  
Gebäudehöhe h = 12,5 m  
Gebäudebreite b = 1,0 m  
Gebäuelänge d = 22,0 m  
Dachneigung  $\alpha$  = 77,0 °

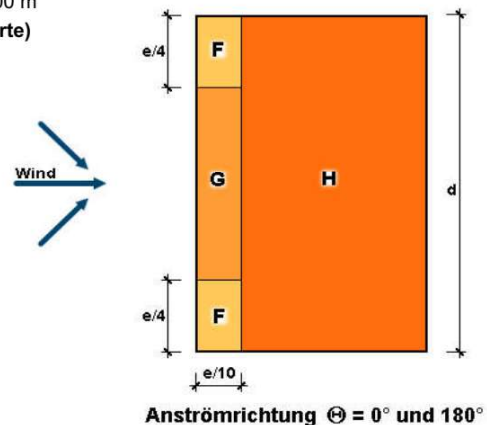
**Windlasten EC1-1-4:**

Geländekategorie = III  
Geschwindigkeitsdruck  $q_{b,0}$  = 0,39 kN/m<sup>2</sup>  
Winddruck  $q_p(h)$  = 0,67 kN/m<sup>2</sup>  
Windlasten werden nach genauem Verfahren ermittelt (Anhang B mit Geländekategorien)!

**Windlasten für Dach unter Anströmung von rechts (Theta = 0°):**

$e/10 = 2,20$  m                       $e/4 = 5,50$  m                       $e/2 = 11,00$  m  
cpe-Werte / we,k für Dachneigung  $\alpha = 77,0$  ° (we,k für cpe,10-Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m <sup>2</sup> ]
F	0,80	0,80	0,53
G	0,80	0,80	0,53
H	0,80	0,80	0,53



**Windlasten für Dach unter Anströmung von links (Theta = 180°):**

$e/10 = 2,20$  m                       $e/4 = 5,50$  m                       $e/2 = 11,00$  m  
cpe-Werte / we,k für Dachneigung  $\alpha = 77,0$  ° (we,k für cpe,10-Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-0,50	-1,00	-0,33
G	-0,50	-0,50	-0,33
H	-0,50	-0,50	-0,33

## Schneelasten für Trogdach

### Schneelasten nach EC1-1-3:

Schneelast  $s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$

Bauwerk liegt in norddeutscher Tiefebene

--> Werte 1,0-fach für Grundkombination (Werte für außergew. LFK jeweils in Klammern!)

### Schneelasten für das Dach (Normalfall):

$$\alpha_3 = (\alpha_1 + \alpha_2)/2 = 45,0^\circ$$

$$\mu_1(\alpha_3) = 0,40 \text{ [-]}$$

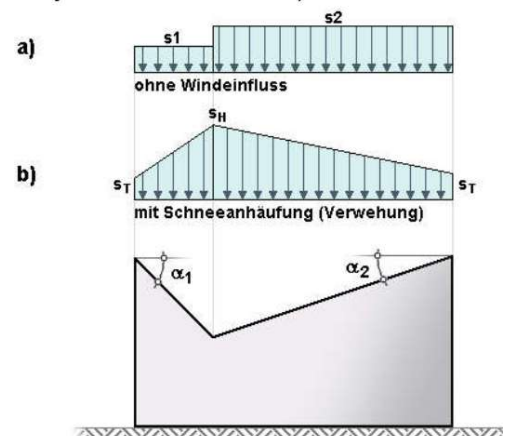
$$\mu_2(\alpha_3) = 1,60 \text{ [-]}$$

$$s_1 = 0,68 \text{ kN/m}^2 \text{ (} 0,56 \text{ kN/m}^2 \text{)}$$

$$s_2 = 0,00 \text{ kN/m}^2 \text{ (} 0,00 \text{ kN/m}^2 \text{)}$$

$$s_T = 0,34 \text{ kN/m}^2 \text{ mit Schneeanhäufung / Verwehung (} 0,78 \text{ kN/m}^2 \text{)}$$

$$s_H = 1,36 \text{ kN/m}^2 \text{ mit Schneeanhäufung / Verwehung (} 3,13 \text{ kN/m}^2 \text{)}$$



Am Firstpunkt wird mit  $s = 0,68 \text{ kN/m}^2$  berechnet, in der Traufe mit  $s = 1,35 \text{ kN/m}^2$ .

Im Mittel mit  $1,01 \text{ kN/m}^2$

Schneelast im Bereich Dachterrasse im 1.OG

wegen der Verkehrslast  $4,0 \text{ kN/m}^2$  nicht maßgebend

## Feuerwiderstandsnachweis

In dem Brandschutzkonzept des Büros BBIG Berliner Brandschutz Ingenieurgesellschaft mbH vom 25.04.2019 sind die Anforderungen an die Bauteile formuliert.

Das Gebäude ist der Gebäudeklasse 3 zuzuordnen.

### § 27 Tragende und aussteifende Wände und Stützen + § 28 Außenwände

**Mauerwerkswände, gewählt: KS-P, SFK 20, DBM**

REI 90 (gem. DIN EN 1996-1-2/NA, Tab. NA.B.2.2, Zeile 1.3, Ausnutzungsfaktor  $\alpha_{6,fi} \leq 0,70$ )  
erf.  $t_f = 115 \text{ mm} < 240 \text{ mm} = \text{min. } t_f$

**Stahlbetonwände, einseitige Brandbeanspruchung**

REI 30 (gem. DIN EN 1992-1-2,  $\mu_{fi} = 0,70$ )

erf.  $h_s = 120 \text{ mm} < 240 \text{ mm} = \text{min. } h_s$

erf.  $a = 10 \text{ mm} < 25 + 8/2 = 29 \text{ mm} = \text{vorh. } a$

**Stahlbetonstützen**

Der Nachweis R 30 wird in den jeweiligen Statik-Positionen erbracht.

**Stahlstützen**

Der Nachweis R 30 wird in den jeweiligen Statik-Positionen erbracht.

**Stahlbetonunterzüge, statisch bestimmt gelagert**

R 30 (gem. DIN EN 1992-1-2)

erf.  $b_{\min} = 80 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} = \text{vorh. } b_{\min}$

erf.  $a = 25 \text{ mm} < 34 \text{ mm} = 20 + 8 + 12 / 2 = \text{vorh. } a$ , Betondeckung  $c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm}$

### § 31 Decken

**Stahlbetondecken alle Geschosse (Flachdecke)**

REI 30 (gem. DIN EN 1992-1-2)

erf.  $h_s = 150 \text{ mm} < 180 \text{ mm} = \text{vorh. } h_s$

erf.  $a = 10 \text{ mm} < 25 \text{ mm} = 20 + 10 / 2 = \text{vorh. } a$ , Betondeckung  $c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm}$

### § 32 Dächer

Harte Bedachung gefordert gem. BauO Bln §32

Die Bedachung ist mit Wärmedämmung und Bitumenbahnen geplant. Dieses erfüllt laut Brandschutzkonzept die Anforderungen an eine harte Bedachung.

## § 34 + 35 Notwendige Treppen und Treppenräume

Treppenläufe Stahlbeton (Platten statisch bestimmt gelagert, einachsig gespannt)

REI 30 (gem. DIN EN 1992-1-2)

erf.  $h_s = 60 \text{ mm} < 200 \text{ mm} = \text{vorh. } h_s$

erf.  $a = 10 \text{ mm} < 25 \text{ mm} = 20 + 10 / 2 = \text{vorh. } a$ , Betondeckung  $c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm}$

## Freitragende Abhangdecke Treppenhaus, Knauf D131

Für die Abhangdecke in den beiden Treppenhäusern, ist die Feuerwiderstandsklasse F30 nachzuweisen.

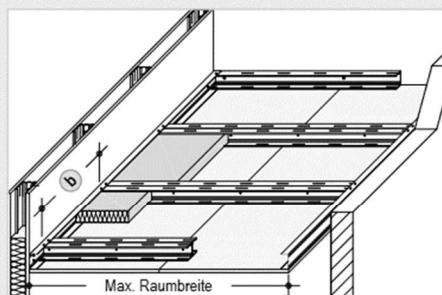
Maximale Feldlänge  $L_{\text{max}} = 4,95 \text{ m}$

Knauf Decken- und Dachsysteme

### plus D131.de Freitragende Decke (F30)

Freitragende Decke, die allein einer Feuerwiderstandsklasse angehört

D131.de ■ Allein von unten



Zulässige Wandanschlüsse

Anschluss	Massivwand (z. B. Beton, Stahlbeton oder Mauerwerk) Feuerwiderstands- klasse	Leichte Trennwand (Metallständerwände) Feuerwiderstands- klasse
<b>Direkt</b>		
Tragend		
Konstruktiv	≥ F30	≥ F30
<b>Schattenfuge</b>		
Tragend	≥ F30	≥ F30
Konstruktiv	≥ F30	≥ F30

Metall-UK – freitragend (Knauf CW-/UA-Doppelprofil)

Knauf Profil	Maximale Raumbreite <sup>1)</sup>				
	Feuerschutz- platte Knauf Piano 2x 12,5 mm m	Knauf Feuer- schutzplatte 18 mm m	Diamant 18 mm m	2x 12,5 mm m	Silentboard 12,5 mm + Diamant 12,5 mm m
<b>Knauf CW-Doppelprofil</b> Blechdicke 0,6 mm					
2x CW 50	2,50	2,55	2,45	2,40	2,45
2x CW 75	3,15	3,15	3,05	3,05	3,05
2x CW 100	3,65	3,70	3,60	3,55	3,60
2x CW 125	4,15	4,20	4,10	4,00	4,05 <sup>2)</sup>
2x CW 150	4,60	4,65	4,50	4,45	4,50 <sup>2)</sup>
<b>Knauf UA-Doppelprofil</b> Blechdicke 2,0 mm					
2x UA 50	3,00	3,00	2,95	2,90	2,95
2x UA 75	3,70	3,75	3,65	3,60	3,65 <sup>2)</sup>
2x UA 100	4,35 <sup>2)</sup>	4,40	4,30	4,25 <sup>2)</sup>	4,30 <sup>2)</sup>
2x UA 125	4,95 <sup>2)</sup>	5,00	4,85 <sup>2)</sup>	4,80 <sup>2)</sup>	4,85 <sup>3)</sup>
2x UA 150	5,45 <sup>2)</sup>	5,50 <sup>2)</sup>	5,40 <sup>2)</sup>	5,35 <sup>2)</sup>	5,40 <sup>3)</sup>

- Achsabstände der Tragprofile siehe gegenüberliegende Seite
- Hinweis: Ausführung mit Safeboard möglich - Raumbreiten auf Anfrage

1) Maximale Raumbreiten: Einschließlich Zusatzlasten ( $0,03 \text{ kN/m}^2 = 3 \text{ kg/m}^2$ ) für brandschutztechnisch bzw. schallschutztechnisch erforderliche Dämmschichten bzw. Befestigungslasten.

2) Erforderliche Beplankungsdicke bei flankierenden Metallständerwänden auf der Seite des tragenden Anschlusses:

≥ 18 mm Knauf Platten /  
≥ 15 mm Diamant

3) Befestigungstraverse bei flankierenden Metallständerwänden erforderlich.

■ Freitragende Deckenprofile dürfen nicht gestoßen bzw. verlängert werden (größere Raumbreiten durch Mittelabhängung möglich).

D131.de Decke unter Decke ■ Allein von unten  
Siehe Seite D-40-11

Gewählt: **Knauf D131**  
mit UA-Doppelprofil 2 x UA 150  
Beplankung beidseitig 2 x 12,5 mm Diamant  
Mineralwolle 50 mm

### Positionspläne, M 1:100

Die Positionspläne dienen nur dem Verständnis der Statischen Berechnung und dürfen nicht zur Ausführung verwendet werden!

Siehe gesonderte Pläne!

Dachtragwerk über 2.OG	P-2OG-1
Decke über 1.OG	P-1OG-2
Decke über EG	P-EG-3
Gründung	P-BP-4
Schnitt A-A	P-SN-5

## Pos. 1 Aussteifung

Die Aussteifung des Neubaus erfolgt im Allgemeinen über die Decken- und Dachscheiben in Verbindung mit den Wandscheiben.

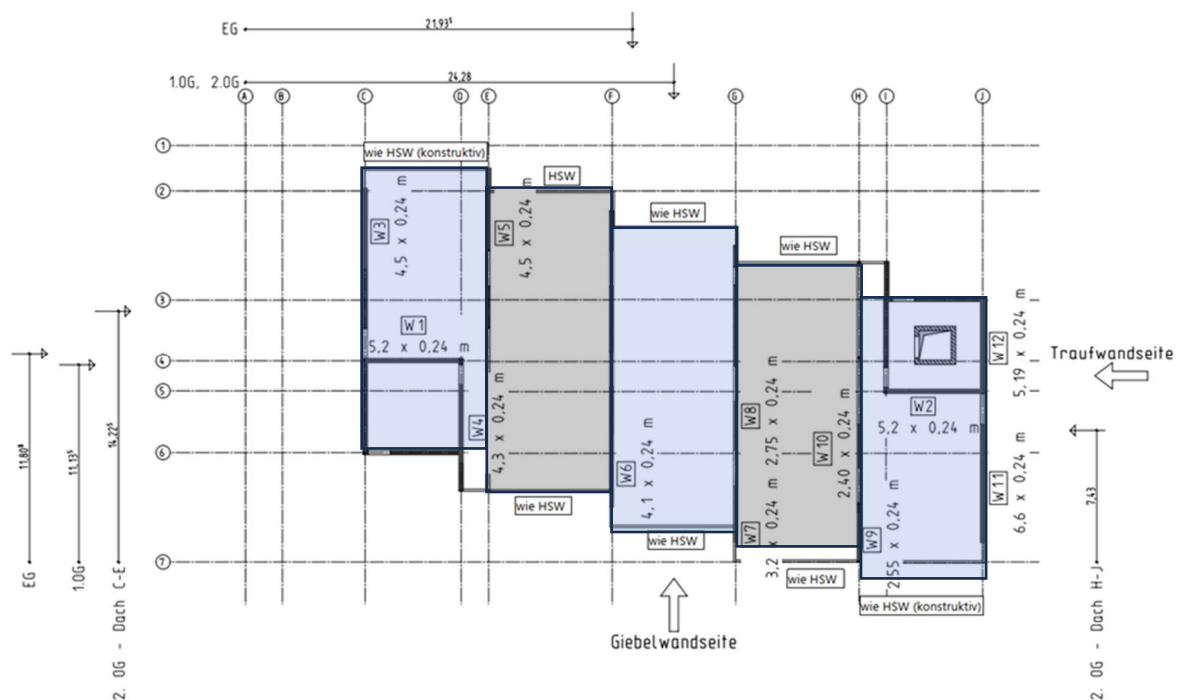
Im 2.OG werden einzelne Dachscheiben durch die OSB-Platten auf den schrägen Dachbindern ausgebildet. Als Wandscheiben im 2.OG fungieren die Stahlbeton- und Mauerwerkswände sowie die Holzständerwände (HSW). Die Holzständerwände werden oben mit der Dachscheibe verbunden.

Die Aussteifung im 1.OG und EG erfolgt durch die Stahlbetondecke als Deckenscheibe und durch die durchgehenden Mauerwerks- und Stahlbetonwände als Wandscheiben.

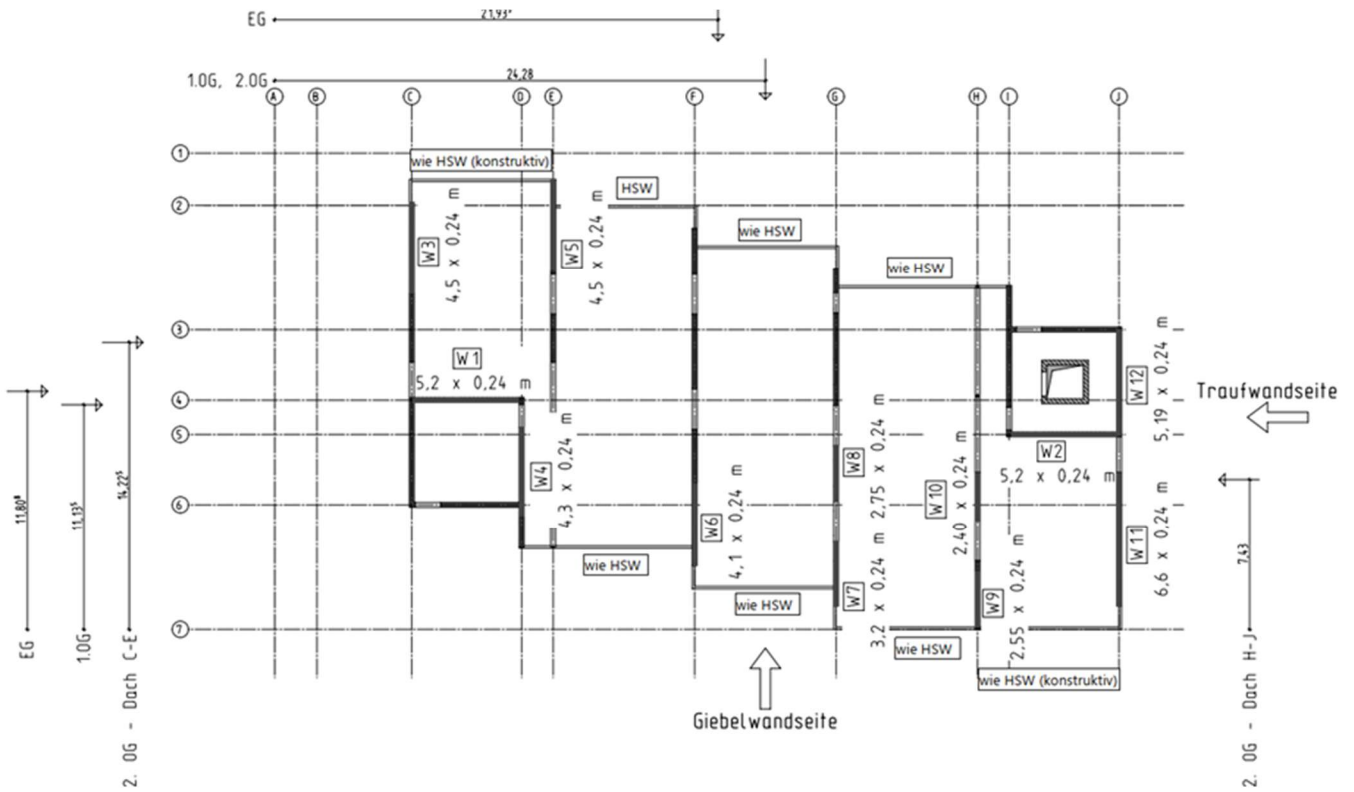
Es werden die Wandscheiben im 2.OG (mit minimaler Auflast und hoher Horizontallast) sowie die Wandscheiben im EG (maximale Auflast) nachgewiesen. Die Nachweise für die Wandscheiben im 1. OG sind nicht maßgebend und werden deshalb nicht aufgeführt.

Hinweise zur Aussteifungsberechnung:

- Windlasten gem. S.14 ff
- Die Aussteifungslast setzt sich zusammen aus einem Anteil aus Lotabweichung und einem Anteil aus der angreifenden Windkraft
- Bei der Belastung aus Wind werden zwei Angriffsrichtungen betrachtet. Wind auf die Traufwandseite und Wind auf die Giebelwandseite.
- Bei der Angriffsrichtung Wind auf die Giebelwandseite ergeben sich für die Wandscheiben lediglich Anteile aus Translation
- Bei der Angriffsrichtung Wind auf die Traufwandseite ergeben sich Anteile aus Translation und Anteile aus Rotation
- Die horizontale Aussteifung in der Dachebene setzt sich aufgrund der Sheddach-Form zusammen aus 5 Dachscheiben, welche unabhängig voneinander die Lasten an die anschließenden Wandscheiben verteilen. (Keine horizontale Lastweiterleitung zwischen den Scheiben)



In der nachfolgenden Skizze sind die aussteifenden Wände mit den in der Berechnung zu Grunde liegenden Maßen anhand des 2. OGs sowie die Windrichtungen dargestellt.





### Lotabweichung

$$K_i = 0,31, \quad n_s = 3$$

$$\text{Gesamthöhe} = 1,8 \text{ m (DG)} + 3,7 \text{ m (DG)} + 3,7 \text{ m (1. OG)} + 3,7 \text{ m (EG)} = 12,9 \text{ m}$$

Höhe letzte Aussteifungsebene Ringanker ca. 11,1 m

$$\begin{aligned}
 F_{V,Ed} &= L_{\text{Giebel}} * L_{\text{Traufe}} * \\
 &[(\text{Anteil\_Schrägdach} * (g_{k,\text{Schräg}} + s_k) + \text{Anteil\_Steildach} * (g_{k,\text{Steil}} + s_k) \\
 &+ (g_{k,\text{Decke über 1.OG}} + q_k) \\
 &+ \text{Anteil\_Decke ü. EG Dachterrasse} * (g_{k,\text{D.ü. EG Dachterrasse}} + q_{k,\text{Balkon}}) \\
 &+ \text{Anteil\_Decke ü. EG Innenraum} * (g_{k,\text{D.ü. EG Innenraum}} + q_k) \\
 &+ (g_{k,\text{BPL}} + q_k)] \\
 &+ g_{k,\text{Wand}} * (h_{2.\text{OG}} * L_{\text{Wände}} + h_{1.\text{OG}} * L_{\text{Wände}} + h_{\text{EG}} * L_{\text{Wände}}) \\
 &= 35,6 \text{ m} * 17,6 \text{ m} \\
 &* [(7/7,2 * (2,80 + 1,00) \text{ kN/m}^2 + 0,2/7,2 * (2,10 + 1,00) \text{ kN/m}^2 \\
 &+ (8,70 + 5,00) \text{ kN/m}^2 \\
 &+ 0,25 * (7,65 + 4,00) \text{ kN/m}^2 \\
 &+ 0,75 * (8,70 + 5,00) \text{ kN/m}^2 \\
 &+ (12,10 + 5,00) \text{ kN/m}^2] \\
 &+ 7,2 \text{ kN/m}^2 * [4,3 \text{ m} * 120 \text{ m} + 3,6 \text{ m} * 120 \text{ m} + 4,0 \text{ m} * 140 \text{ m}] \\
 &= 40.500 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

wird als gegeben angenommen, bzw. siehe folgende Berechnung (s. Lastannahmen S. 6 ff.)

$$\text{Imperfektion:} \quad \theta_i = \cdot \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = 1/200 * 0,557 * 0,791 = 0,002201$$

$$\text{mit} \quad \theta_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2 / \sqrt{L} = 2 / \sqrt{12,9} = 0,557 \leq 1,0$$

$$\alpha_m = \sqrt{(0,5 * (1 + 1/m))} = \sqrt{(0,5 * (1 + 1/4))} = 0,791$$

mit m = Anzahl der vertikalen Bauteile

$$\text{Horizontallast aus Lotabweichung} \quad H_{\text{Lot}} = 40.500 \text{ kN} * 0,002201 = 89,1 \text{ kN}$$

$$\text{Umrechnung auf Linienlast} \quad h_{\text{Lot}} = 89,1 \text{ kN} / 12,9 \text{ m} = 6,9 \text{ kN/m}$$

### Translationssteifigkeit

$$F_{V,Ed} \leq K_i * \frac{n_s}{n_s+1,6} * \frac{\Sigma E * I}{L^2}$$

mit:  $F_{V,Ed} = 40.500 \text{ kN} = 40,5 \text{ MN}$   
 $K_i = 0,31$   
 $n_s = 3 \text{ (Geschossanzahl)}$   
 $L^2 = 12,9^2 \text{ m} = 170 \text{ m}^2$

In x-Richtung:

$$\Sigma E * I_x = 25833,33 \text{ MN/m}^2 * 5,624 \text{ m}^4 = 145.300 \text{ MNm}^2$$

mit  $\Sigma E = E_{cm} / \gamma_{CE} = 31000 \text{ MN/m}^2 / 1,2 = 25833,33 \text{ MN/m}^2$   
 $I_{W1} = I_{W2} = b * L^3 / 12 = 0,24 \text{ m} * (5,20 \text{ m})^3 / 12 = 2,812 \text{ m}^4$   
 $\Sigma I = I_{W1} + I_{W2} = 2,812 \text{ m}^4 + 2,812 \text{ m}^4 = 5,624 \text{ m}^4$

$$40,5 \text{ MN} \leq 0,31 * \frac{3}{3+1,6} * \frac{145.300 \text{ MNm}^2}{170 \text{ m}^2} = 170,0 \text{ MN}$$

$40,5 \text{ MN} < 170,0 \text{ MN} \Rightarrow$  Tragwerk ist unverschieblich in x-Richtung.

In y-Richtung:

$$\Sigma E * I_y = 25833,33 * 16,843 \text{ m}^4 = 435.111 \text{ MNm}^2$$

mit  $\Sigma E = E_{cm} / \gamma_{CE} = 31000 \text{ MN/m}^2 / 1,2 = 25833,33 \text{ MN/m}^2$   
 $I_{W3} = I_{W5} = b * L^3 / 12 = 0,24 \text{ m} * (4,5 \text{ m})^3 / 12 = 1,823 \text{ m}^4$   
 $I_{W4} = b * L^3 / 12 = 0,24 \text{ m} * (4,3 \text{ m})^3 / 12 = 1,590 \text{ m}^4$   
 $I_{W6} = b * L^3 / 12 = 0,24 \text{ m} * (4,1 \text{ m})^3 / 12 = 1,378 \text{ m}^4$   
 $I_{W7} = b * L^3 / 12 = 0,24 \text{ m} * (3,2 \text{ m})^3 / 12 = 0,655 \text{ m}^4$   
 $I_{W8} = b * L^3 / 12 = 0,24 \text{ m} * (2,75 \text{ m})^3 / 12 = 0,416 \text{ m}^4$   
 $I_{W9} = b * L^3 / 12 = 0,24 \text{ m} * (2,55 \text{ m})^3 / 12 = 0,332 \text{ m}^4$   
 $I_{W10} = b * L^3 / 12 = 0,24 \text{ m} * (2,40 \text{ m})^3 / 12 = 0,276 \text{ m}^4$   
 $I_{W11} = b * L^3 / 12 = 0,24 \text{ m} * (6,6 \text{ m})^3 / 12 = 5,750 \text{ m}^4$   
 $I_{W12} = b * L^3 / 12 = 0,24 \text{ m} * (5,19 \text{ m})^3 / 12 = 2,800 \text{ m}^4$   
 $\Sigma I = 16,843 \text{ m}^4$

$$40,5 \text{ MN} \leq 0,31 * \frac{3}{3+1,6} * \frac{435.111 \text{ MNm}^2}{170 \text{ m}^2} = 510,0 \text{ MN}$$

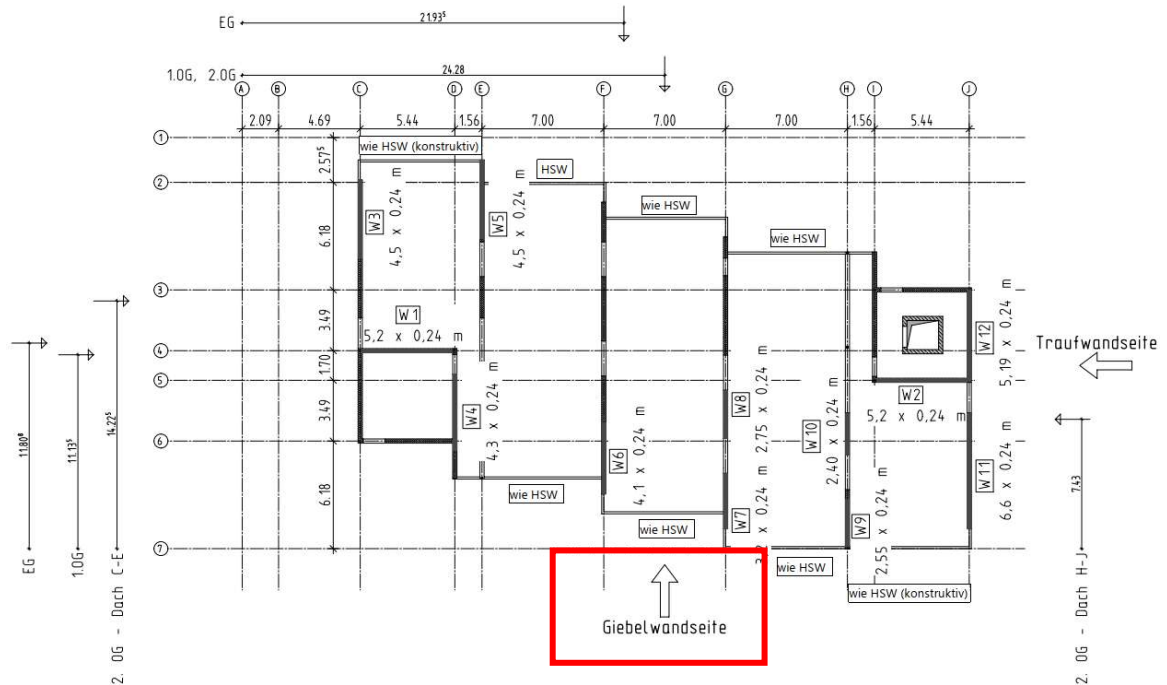
$40,5 \text{ MN} < 510,0 \text{ MN} \Rightarrow$  Tragwerk ist unverschieblich in y-Richtung.

### Rotationssteifigkeit

Betrachtet über das gesamte Gebäude sind die Aussteifungselemente annähernd symmetrisch angeordnet.  
Der Nachweis kann daher entfallen.

## Wind in Richtung Giebelwandseite

Nachfolgend werden die Lastanteile aus Translation auf die Wandscheiben W1-W12 aufgeteilt:



## Steifigkeiten der einzelnen Wandscheiben

KOS (0,0) liegt im Schnittpunkt von Achse A und Achse 7

	Flächenträgheitsmomente		Schwerpunktkoordinaten bzgl. KOS (0,0)				
	ix [m <sup>4</sup> ]	ly [m <sup>4</sup> ]	x	y	ix * x [m <sup>5</sup> ]	ly * y [m <sup>5</sup> ]	
W1	0,006		2,812	9,500	11,370	0,057	31,974
W2	0,006		2,812	38,280	9,670	0,229	27,194
W3	1,823		0,005	6,660	19,670	12,138	0,102
W4	1,590		0,005	12,100	7,925	19,241	0,039
W5	1,823		0,005	13,660	20,040	24,895	0,104
W6	1,378		0,005	20,660	5,675	28,478	0,027
W7	0,655		0,004	27,660	3,195	18,127	0,012
W8	0,416		0,003	27,660	8,395	11,505	0,027
W9	0,332		0,003	34,660	1,590	11,494	0,005
W10	0,117		0,002	34,660	6,670	4,043	0,014
W11	5,750		0,008	41,660	4,200	239,542	0,032
W12	2,796		0,006	41,660	12,265	116,480	0,073
Σ	16,691		5,670			486,229	59,602

## Gesamt-Schubmittelpunkt

$$x_M = \frac{\sum x_i \cdot I_{x,i}}{\sum I_{x,i}} = 29,131 \text{ m}$$

$$y_M = \frac{\sum y_i \cdot I_{y,i}}{\sum I_{y,i}} = 10,512 \text{ m}$$

	$\Delta x_{msi} = x_m - x_i$	$\Delta y_{msi} = y_m - y_i$	$I_x \cdot \Delta x_{msi}^2$ [m <sup>6</sup> ]	$I_y \cdot \Delta y_{msi}^2$ [m <sup>6</sup> ]	$I_x \cdot \Delta x_{msi}$	$I_y \cdot \Delta y_{msi}$
W1	19,631	-0,858	2,309	2,070	0,118	-2,412
W2	-9,149	0,842	0,501	1,994	-0,055	2,368
W3	22,471	-9,158	920,282	0,435	40,954	-0,047
W4	17,031	2,587	461,240	0,033	27,082	0,013
W5	15,471	-9,528	436,231	0,471	28,196	-0,049
W6	8,471	4,837	98,918	0,111	11,677	0,023
W7	1,471	7,317	1,419	0,197	0,964	0,027
W8	1,471	2,117	0,900	0,014	0,612	0,007
W9	-5,529	8,922	10,137	0,234	-1,833	0,026
W10	-5,529	3,842	3,565	0,031	-0,645	0,008
W11	-12,529	6,312	902,567	0,303	-72,039	0,048
W12	-12,529	-1,753	438,884	0,018	-35,030	-0,010
$\Sigma$	40,755	15,481	3276,952	5,910	0,000	0,000

$$I_w = \Sigma I_x \cdot \Delta x_{msi}^2 + \Sigma I_y \cdot \Delta y_{msi}^2 = 3282,863 \text{ m}^6$$

### Verteilung der Horizontallasten auf die Aussteifungselemente nach Steifigkeit

Lastanteile je Wandscheibe pro Geschoss

	Anteil aus Translation	
	$H_{xi} = (E I y_i) / (\Sigma E I y) \cdot H_x$	$H_{yi} = (E I x_i) / (\Sigma E I x) \cdot H_y$
W1	0,4960 *H <sub>x</sub>	0,0004 *H <sub>y</sub>
W2	0,4960 *H <sub>x</sub>	0,0004 *H <sub>y</sub>
W3	0,0009 *H <sub>x</sub>	0,1092 *H <sub>y</sub>
W4	0,0009 *H <sub>x</sub>	0,0953 *H <sub>y</sub>
W5	0,0009 *H <sub>x</sub>	0,1092 *H <sub>y</sub>
W6	0,0008 *H <sub>x</sub>	0,0826 *H <sub>y</sub>
W7	0,0007 *H <sub>x</sub>	0,0393 *H <sub>y</sub>
W8	0,0006 *H <sub>x</sub>	0,0249 *H <sub>y</sub>
W9	0,0005 *H <sub>x</sub>	0,0199 *H <sub>y</sub>
W10	0,0004 *H <sub>x</sub>	0,0070 *H <sub>y</sub>
W11	0,0013 *H <sub>x</sub>	0,3445 *H <sub>y</sub>
W12	0,0011 *H <sub>x</sub>	0,1675 *H <sub>y</sub>

Für Wand 1 und Wand 2 können die Lastanteile nur für das 1.OG und EG verwendet werden. Im 2. OG werden einzelne Dachscheiben ausgebildet, sodass sich hier der maßgebende Lastanteil aus der Druckkomponente des Winds ergibt.

Im Folgenden werden die Lastanteile auf der sicheren Seite aufgerundet.

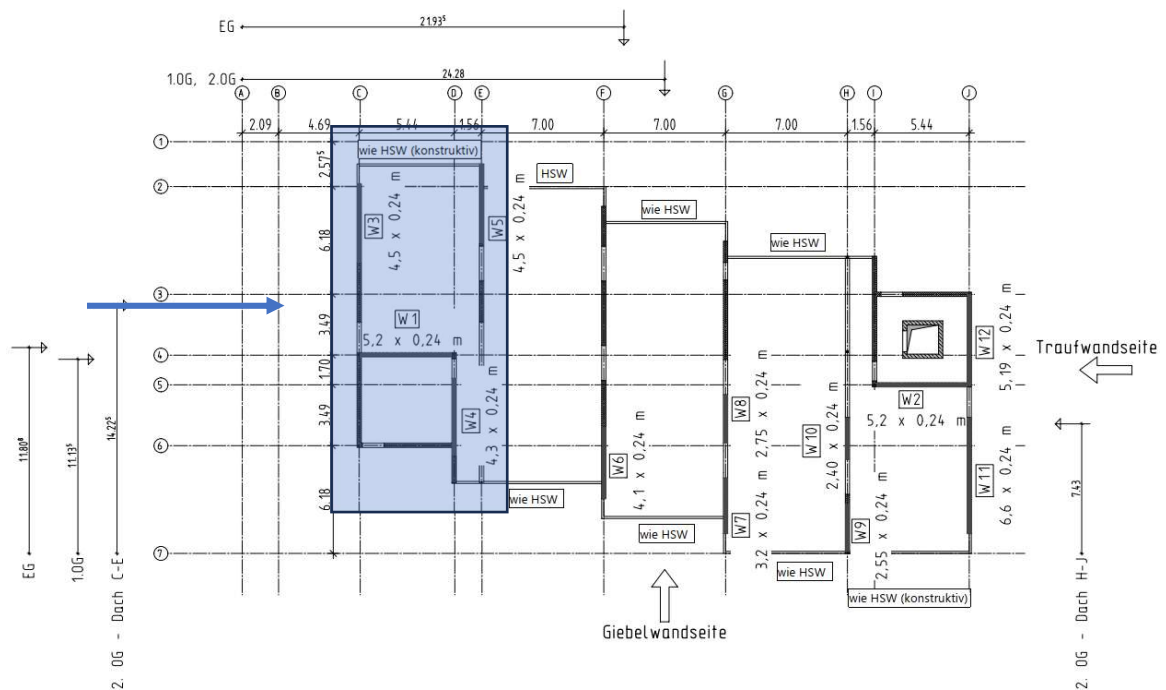
### Wind in Richtung Traufwand

Aus dem Wind in Richtung der Traufwand ergeben sich für die Wandscheiben Anteile aus Translation und Rotation.

Die Aussteifungselemente im 1. OG und EG sind annähernd symmetrisch angeordnet, daher muss kein Anteil aus Rotation berücksichtigt werden.

Im 2.OG wird in den Randfeldern (Achse C-E und Achse H-J) lediglich eine Wandscheibe angesetzt, daher ist hier eine Rotationssteifigkeit zu berücksichtigen. Für die Bestimmung der H-Last werden zwei einzelne Systeme betrachtet (Achse C-E und Achse H-J) und je System werden die Lastanteile aus Rotation und Translation bestimmt.

### Deckenscheibe Achse C-E:



### Steifigkeiten der einzelnen Wandscheiben

KOS (0,0) liegt im Schnittpunkt von Achse A und Achse 7

	Flächenträgheitsmomente		Schwerpunktkoordinaten bzgl. KOS (0,0)		Ix * x [m5]	Iy * y [m5]
	Ix [m4]	Iy [m4]	x	y		
W1	0,006	2,812	9,500	11,370	0,057	31,974
W3	1,823	0,005	6,660	19,670	12,138	0,102
W4	1,590	0,005	12,100	7,925	19,241	0,039
W5	1,823	0,005	13,660	20,040	24,895	0,104
Σ	5,241	2,827			56,331	32,219

### Gesamt-Schubmittelpunkt

$$x_M = \frac{\sum x_i \cdot I_{x,i}}{\sum I_{x,i}} = 10,748 \text{ m}$$

$$y_M = \frac{\sum y_i \cdot I_{y,i}}{\sum I_{y,i}} = 11,395 \text{ m}$$

$\Delta x_{msi} = x_m - x_i$	$\Delta y_{msi} = y_m - y_i$	$I_x \cdot \Delta x_{msi}^2$ [m6]	$I_y \cdot \Delta y_{msi}^2$	$I_x \cdot \Delta x_{msi}$	$I_y \cdot \Delta y_{msi}$
1,248	0,025	0,009	0,002	0,007	0,071
4,088	-8,275	30,455	0,355	7,450	-0,043
-1,352	3,470	2,907	0,060	-2,150	0,017
-2,912	-8,645	15,456	0,387	-5,307	-0,045
1,071	-13,425	48,827	0,804	0,000	0,000

$$I_w = \sum I_x \cdot \Delta x_{msi}^2 + \sum I_y \cdot \Delta y_{msi}^2 = 49,631 \text{ m}^6$$

### Abstand Kraftangriffspunkt zum Schubmittelpunkt in y-Richtung

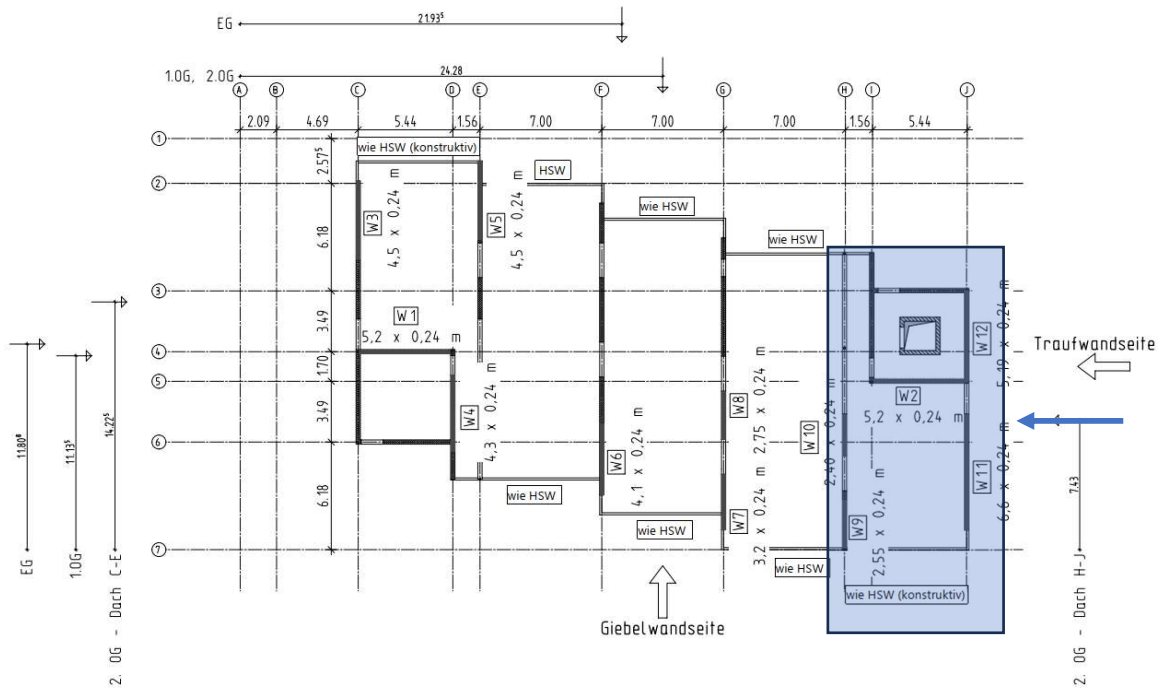
Kraftangriff Y [m]	<b>ey [m] =  Kraftangriff - yM </b>
14,23	2,835

### Verteilung der Horizontallasten auf die Aussteifungselemente nach Steifigkeit

#### Lastanteile je Wandscheibe

	Anteil aus Translation	Anteil aus Rotation
	$H_{xi} = (E I y_i) / (\sum E I y_i) \cdot H_x$	$H_{yi} = (E I x_i \cdot (x_i - x_m)) / (E I_w) \cdot (H_x \cdot e_y)$
W1	<b>0,9946</b> *Hx	-0,0004 *Hx
W3	0,0018 *Hx	<b>-0,4255</b> *Hx
W4	0,0018 *Hx	<b>0,1228</b> *Hx
W5	0,0018 *Hx	<b>0,3032</b> *Hx

**Deckenscheibe Achse H-J:**



Steifigkeiten der einzelnen Wandscheiben

KOS (0,0) liegt im Schnittpunkt von Achse A und Achse 7

	Flächenträgheitsmomente		Schwerpunktkoordinaten bzgl. KOS (0,0)				
	lx [m4]	ly [m4]	x	y	lx * x [m5]	ly * y [m5]	
W2		0,006	2,812	39,060	9,670	0,234	27,194
W9	0,332	0,003	34,660	2,125	11,494	0,006	
W10	0,276	0,003	34,660	6,600	9,583	0,018	
W11	5,750	0,008	41,660	4,460	239,542	0,034	
W12	2,796	0,006	41,660	12,265	116,480	0,073	
Σ	9,160	2,831			377,333	27,325	

**Gesamt-Schubmittelpunkt**

$$x_M = \frac{\sum x_i \cdot I_{x,i}}{\sum I_{x,i}} = 41,194 \text{ m}$$

$$y_M = \frac{\sum y_i \cdot I_{y,i}}{\sum I_{y,i}} = 9,651 \text{ m}$$

	$\Delta x_{msi} = x_m - x_i$	$\Delta y_{msi} = y_m - y_i$	$I_x \cdot \Delta x_{msi}^2$ [m <sup>6</sup> ]	$I_y \cdot \Delta y_{msi}^2$ [m <sup>6</sup> ]	$I_x \cdot \Delta x_{msi}$	$I_y \cdot \Delta y_{msi}$
W2	2,134	-0,019	0,027	0,001	0,013	-0,054
W9	6,534	7,526	14,156	0,166	2,167	0,022
W10	6,534	3,051	11,802	0,026	1,806	0,008
W11	-0,466	5,191	1,251	0,205	-2,682	0,039
W12	-0,466	-2,614	0,608	0,041	-1,304	-0,016
$\Sigma$	14,268	13,133	27,845	0,439	0,000	0,000

$$I_w = \Sigma I_x \cdot \Delta x_{msi}^2 + \Sigma I_y \cdot \Delta y_{msi}^2 = 28,284 \text{ m}^6$$

Abstand Kraftangriffspunkt zum Schubmittelpunkt in y-Richtung

Kraftangriff Y [m]	<b>ey [m] =  Kraftangriff - yM </b>
7,43	2,221

Verteilung der Horizontallasten auf die Aussteifungselemente nach Steifigkeit

Lastanteile je Wandscheibe pro Geschoss

	Anteil aus Translation	Anteil aus Rotation
	$H_{xi} = (E I y_i) / (\Sigma E I y_i) \cdot H_x$	$H_{yi} = (E I x_i \cdot (x_i - x_m)) / (E I w) \cdot (H_x \cdot e_y)$
W2	<b>0,9932</b> *Hx	-0,0010 *Hx
W9	0,0010 *Hx	<b>-0,1701</b> *Hx
W10	0,0010 *Hx	<b>-0,1418</b> *Hx
W11	0,0027 *Hx	<b>0,2106</b> *Hx
W12	0,0021 *Hx	<b>0,1024</b> *Hx



### Berechnung der wirkenden Horizontallasten je Geschoss

Gesamter Winddruck resultierend aus Winddruck + Windsog:

$$w_{\text{Wand,ges,k}} = 0,53 \text{ kN/m}^2 + 0,32 \text{ kN/m}^2 = 0,85 \text{ kN/m}^2$$

### 2.OG Horizontallast in Richtung Giebelwandfläche

$$\begin{aligned} H_{2,OG} &= L_{\text{Giebel}} * (h_{2,OG} / 2 + h_{DG}) * w_{\text{Wand,ges,k}} + h_{\text{Lot}} * (h_{2,OG} / 2 + h_{DG}) \\ &= 35,6 \text{ m} * (3,7 \text{ m} / 2 + 1,8 \text{ m}) * 0,85 \text{ kN/m}^2 + 6,9 \text{ kN/m} * (3,7 \text{ m} / 2 + 1,85 \text{ m}) = 138 \text{ kN} \end{aligned}$$

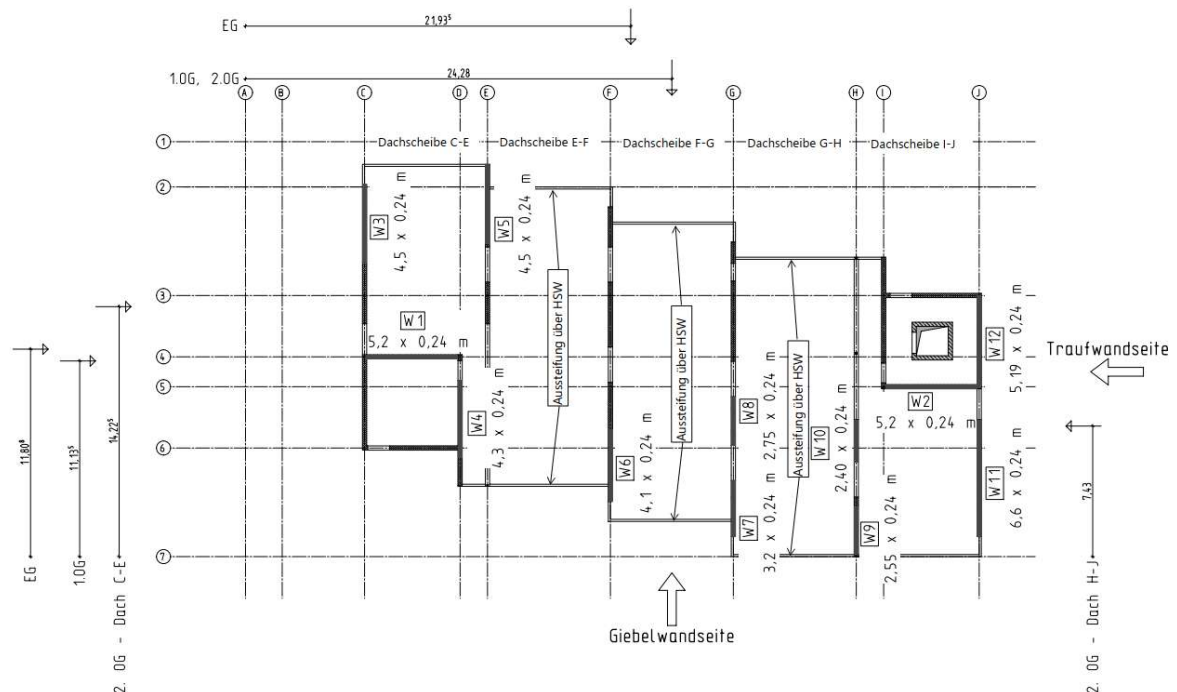
### 2.OG Horizontallasten in Richtung Traufwandfläche

Hier erfolgt eine einzelne Betrachtung der Druck und Sogkomponenten, weil in der Dachdecke einzelne Scheiben ausgebildet werden.

Die Randfelder (Dachscheibe C – E und H - J) leiten die dort wirkenden Windlasten in die aussteifenden Wände (W1 und W2) ein.

Die mittleren Felder (Dachscheibe E – F, F – G und G – H) leiten die dort wirkende Windlast über die Holzständerwand (HSW) in die Geschossdecke über 1. OG ein.

Eine Zusammenstellung der Winddruck und -soglasten findet sich in der Windlastermittlung S. 13ff.



$$\begin{aligned} H_{2,OG,k,\text{Druck J-H}} &= (L_{\text{Taufe}} * h_{2,OG} / 2 * w_{\text{Wand,Druck,k}}) + (h_{\text{Lot}} * (h_{2,OG} / 2 + h_{DG}) / 2) \\ &+ (L_{\text{Taufe}} * L_{\text{Steil}} * w_{\text{Steildach,Druck}} * \sin(\alpha_{\text{Steil}})) + (L_{\text{Taufe}} * L_{\text{Schrägl}} * w_{\text{Schrägdach,Sog}} * \sin(\alpha_{\text{Schrägl}})) \\ &= (21,6 \text{ m} * 3,7 \text{ m} / 2 * 0,53 \text{ kN/m}^2) + (6,9 \text{ kN/m} * (3,7 \text{ m} / 2 + 1,85 \text{ m}) / 2) \\ &+ (17,1 \text{ m} * 1,63 \text{ m} * 0,53 \text{ kN/m}^2 * \sin(80^\circ)) + (17,1 \text{ m} * 6,90 \text{ m} * 1,64 \text{ kN/m}^2 * \sin(10^\circ)) \\ &= 21,18 \text{ kN} + 12,77 \text{ kN} + 14,55 \text{ kN} + 33,60 \text{ kN} \\ &= 82,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{2.OG,k,Sog\ E-C} &= (L_{Traufe} * h_{2.OG} / 2 * w_{Wand,Sog,k}) + (h_{Lot} * (h_{2.OG} / 2 + h_{DG}) / 2) / 2 \\
 &+ (L_{Traufe} * L_{Steil} * w_{Steildach,Druck} * \sin(\alpha_{Steil})) + (L_{Traufe} * L_{Schrägl} * w_{Schrägdach,Sog} * \sin(\alpha_{Schräg})) \\
 &= (21,6 \text{ m} \times (3,7 \text{ m} / 2) \times 0,32 \text{ kN/m}^2) + (6,9 \text{ kN/m} \times (3,7 \text{ m} / 2 + 1,85 \text{ m}) / 2) \\
 &+ (17,1 \text{ m} * 1,63 \text{ m} * 0,32 \text{ kN/m}^2 * \sin(80^\circ)) + (17,1 \text{ m} * 6,90 \text{ m} * 0,32 \text{ kN/m}^2 * \sin(10^\circ)) \\
 &= 12,79 \text{ kN} + 12,77 \text{ kN} + 8,78 \text{ kN} + 6,56 \text{ kN} \\
 &= 40,90 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{2.OG,k,H-G} &= (L_{Traufe} * L_{Steil} * w_{Steildach,Druck} * \sin(\alpha_{Steil})) + (L_{Traufe} * L_{Schrägl} * w_{Schrägdach,Sog} * \sin(\alpha_{Schräg})) \\
 &= (17,1 \text{ m} * 1,63 \text{ m} * 0,53 \text{ kN/m}^2 * \sin(80^\circ)) + (17,1 \text{ m} * 6,90 \text{ m} * 0,48 \text{ kN/m}^2 * \sin(10^\circ)) \\
 &= 14,55 \text{ kN} + 9,84 \text{ kN} \\
 &= 24,39 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{2.OG,k,G-F} &= (L_{Traufe} * L_{Steil} * w_{Steildach,Druck} * \sin(\alpha_{Steil})) + (L_{Traufe} * L_{Schrägl} * w_{Schrägdach,Sog} * \sin(\alpha_{Schräg})) \\
 &= (17,1 \text{ m} * 1,63 \text{ m} * 0,42 \text{ kN/m}^2 * \sin(80^\circ)) + (17,1 \text{ m} * 6,90 \text{ m} * 0,36 \text{ kN/m}^2 * \sin(10^\circ)) \\
 &= 11,53 \text{ kN} + 7,38 \text{ kN} \\
 &= 18,91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{2.OG,k,F-E} &= (L_{Traufe} * L_{Steil} * w_{Steildach,Druck} * \sin(\alpha_{Steil})) + (L_{Traufe} * L_{Schrägl} * w_{Schrägdach,Sog} * \sin(\alpha_{Schräg})) \\
 &= (17,1 \text{ m} * 1,63 \text{ m} * 0,32 \text{ kN/m}^2 * \sin(80^\circ)) + (17,1 \text{ m} * 6,90 \text{ m} * 0,36 \text{ kN/m}^2 * \sin(10^\circ)) \\
 &= 8,79 \text{ kN} + 7,38 \text{ kN} \\
 &= 16,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Für die Lastweiterleitung unterhalb des 2. OGs wird hier die Summe der Lasten aus den Dachscheiben E – F, F – G und G – H ermittelt:

$$H_{2.OG,k,H-E} = 24,39 \text{ kN} + 18,91 \text{ kN} + 16,17 \text{ kN} = 59,47 \text{ kN}$$

Lastangriffspunkt für Dachscheibe C-E: 14,23 m

Lastangriffspunkt für Dachscheibe H-J: 7,43 m

### 1.OG Horizontallasten in Richtung Giebelwandfläche

$$\begin{aligned}
 H_{1.OG,k} &= L_{Giebel,1.OG} * h_{1.OG} * w_{Wand,ges.,k} + h_{Lot} * h_{1.OG} + H_{2.OG,k} \\
 &= 35,6 \text{ m} * 3,7 \text{ m} * 0,85 \text{ kN/m}^2 + 6,9 \text{ kN/m} * 3,7 \text{ m} + 138 \text{ kN} = 138 \text{ kN} + 138 \text{ kN} = 276 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### 1.OG Horizontallasten in Richtung Traufwandfläche in Höhe ca. +7,3 m

$$\begin{aligned}
 H_{1.OG,k} &= L_{Traufe,1.OG} * h_{1.OG} * w_{Wand,ges.,k} + h_{Lot} * h_{1.OG} + H_{2.OG,k,J-H} + H_{2.OG,k,E-G} + H_{2.OG,k,H-E} \\
 &= 21,6 \text{ m} \times 3,7 \text{ m} \times 0,85 \text{ kN/m}^2 + 6,9 \text{ kN/m} \times 3,7 \text{ m} + 82,10 \text{ kN} + 40,90 \text{ kN} + 59,47 \text{ kN} = 275,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

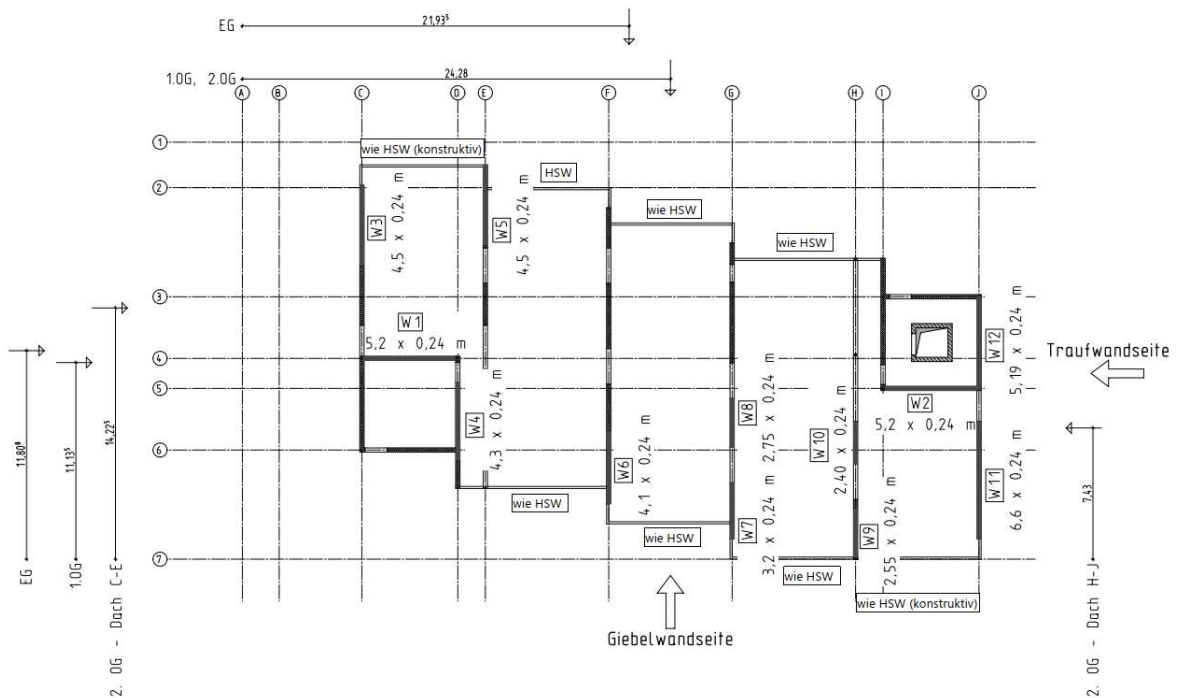
### EG Horizontallasten in Richtung Giebelwandfläche

$$\begin{aligned}
 H_{EG,k} &= L_{GiebelEG,gemittelt} * h_{EG} * w_{Wand,ges.,k} + h_{Lot} * h_{EG} + H_{1.OG,k} \\
 &= 39,1 \text{ m} * 3,7 \text{ m} * 0,85 \text{ kN/m}^2 + 6,9 \text{ kN/m} \times 3,7 \text{ m} + 276 \text{ kN} \\
 &= 425 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### EG Horizontallasten in Richtung Traufwandfläche

$$\begin{aligned}
 H_{EG,k} &= L_{TraufeEG,gemittelt} * h_{EG} * w_{Wand,ges.,k} + h_{Lot} * h_{EG} + H_{1.OG,k} \\
 &= 24,0 \text{ m} \times 3,7 \text{ m} \times 0,85 \text{ kN/m}^2 + 6,9 \text{ kN/m} \times 3,7 \text{ m} + 275,93 \text{ kN} \\
 &= 376,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### Nachweis der Wandscheiben im 2.OG



2.OG Horizontallasten in x- Richtung für Dachscheibe, Wände:

$$\begin{aligned}
 F_{h,1} &= H_{2.OG,k,Sog\ C-E} &&= 40,90\text{ kN} \\
 F_{h,2} &= H_{2.OG,k,Druck\ J-H} &&= 82,10\text{ kN} \\
 F_{h,HSW} &= H_{2.OG,k,H-G} / 2 = 24,39\text{ kN} / 2 &&= 12,20\text{ kN}
 \end{aligned}$$

2.OG Horizontallasten in y- Richtung für Dachscheibe, Wände:

$$\begin{aligned}
 F_{h,3} &= 0,11 * H_{2.OG,k} + 0,43 * H_{2.OG,k, Sog\ C-E} &&= 0,11 * 138\text{ kN} + 0,43 * 40,90\text{ kN} &&= 32,8\text{ kN} \\
 F_{h,4} &= 0,10 * H_{2.OG,k} + 0,13 * H_{2.OG,k, Sog\ C-E} &&= 0,10 * 138\text{ kN} + 0,13 * 40,90\text{ kN} &&= 19,2\text{ kN} \\
 F_{h,5} &= 0,11 * H_{2.OG,k} + 0,30 * H_{2.OG,k, Sog\ C-E} &&= 0,11 * 138\text{ kN} + 0,30 * 40,90\text{ kN} &&= 27,5\text{ kN} \\
 F_{h,6} &= 0,09 * H_{2.OG,k} &&= 0,09 * 138\text{ kN} &&= 13,8\text{ kN} \\
 F_{h,7} &= 0,04 * H_{2.OG,k} &&= 0,04 * 138\text{ kN} &&= 6,9\text{ kN} \\
 F_{h,8} &= 0,03 * H_{2.OG,k} &&= 0,03 * 138\text{ kN} &&= 5,6\text{ kN} \\
 F_{h,9} &= 0,02 * H_{2.OG,k} + 0,163 * H_{2.OG,k,Druck\ J-H} &&= 0,02 * 138\text{ kN} + 0,17 * 82,10\text{ kN} &&= 16,8\text{ kN} \\
 F_{h,10} &= 0,01 * H_{2.OG,k} + 0,14 * H_{2.OG,k,Druck\ J-H} &&= 0,01 * 138\text{ kN} + 0,14 * 82,10\text{ kN} &&= 12,9\text{ kN} \\
 F_{h,11} &= 0,35 * H_{2.OG,k} + 0,21 * H_{2.OG,k,Druck\ J-H} &&= 0,35 * 138\text{ kN} + 0,21 * 82,10\text{ kN} &&= 65,6\text{ kN} \\
 F_{h,12} &= 0,17 * H_{2.OG,k} + 0,10 * H_{2.OG,k,Druck\ J-H} &&= 0,17 * 138\text{ kN} + 0,10 * 82,10\text{ kN} &&= 31,7\text{ kN}
 \end{aligned}$$

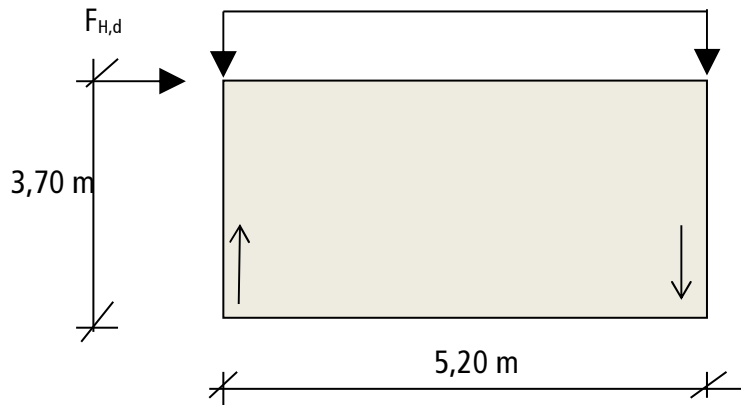
### Wandscheiben 1/2

$$F_{h,d} = 82,10 \text{ kN} * 1,50 = 123,2 \text{ kN}$$

(Wandscheibe 1 auf der sicheren Seite wie Wandscheibe 2)

$$M_d = 123,2 \text{ kN} * 3,70 \text{ m} = 455,7 \text{ kNm}$$

$$Z_d = 455,7 \text{ kNm} / 5,2 \text{ m} = 87,7 \text{ kN}$$



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wand (ungünstigster Fall):

$$G_w = 0,9 * 25 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 3,70 \text{ m} * 5,20 \text{ m} / 2 = 52,0 \text{ kN} < 87,7 \text{ kN} = Z_d$$

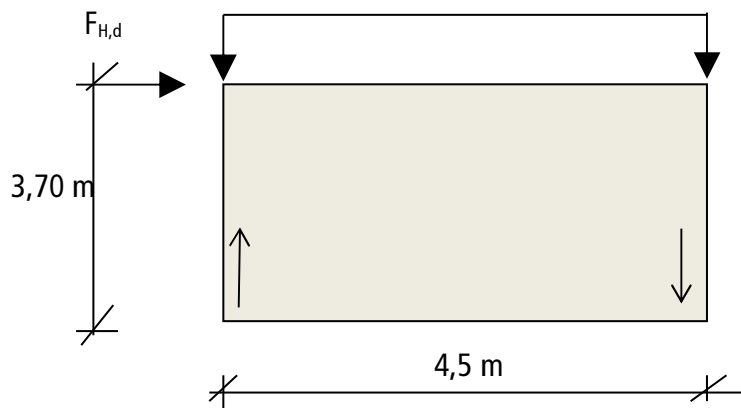
**Zugverankerung erforderlich.**

$$\text{Erf. } A_s = (87,7 \text{ kN} - 52,0 \text{ kN}) / 43,5 \text{ kN/cm}^2 = 0,9 \text{ cm}^2$$

gewählt 2  $\varnothing$  14 mm (3,08 cm<sup>2</sup>)

### Wandscheiben 3

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 32,8 \text{ kN} \cdot 1,50 && = 49,2 \text{ kN} \\ M_d &= 49,2 \text{ kN} \cdot 3,70 \text{ m} && = 182,1 \text{ kNm} \\ Z_d &= 182,1 \text{ kNm} / 4,5 \text{ m} && = 40,5 \text{ kN} \end{aligned}$$



Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wand und dem Eigengewicht der Dachkonstruktion:

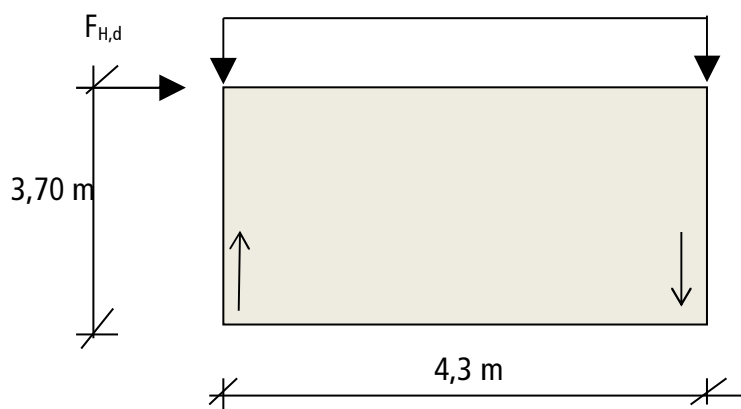
$$\begin{aligned} \text{Aus Eigengewicht der Wand} \quad G_k &= 18,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 3,70 \text{ m} \cdot 4,50 \text{ m} / 2 && = 36,0 \text{ kN} \\ \text{Aus Schrägdach o. PV (s. S. 7)} \quad G_k &= (2,8 \text{ kN/m}^2 - 1,2 \text{ kN/m}^2) \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 4,50 \text{ m} / 2 && = 12,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$G_w = 0,9 \cdot (36,0 \text{ kN} + 12,6 \text{ kN}) = 43,7 \text{ kN} > 40,5 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 4

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 19,2 \text{ kN} \cdot 1,50 && = 28,8 \text{ kN} \\ M_d &= 28,8 \text{ kN} \cdot 3,70 \text{ m} && = 106,6 \text{ kNm} \\ Z_d &= 106,6 \text{ kNm} / 4,3 \text{ m} && = 24,8 \text{ kN} \end{aligned}$$



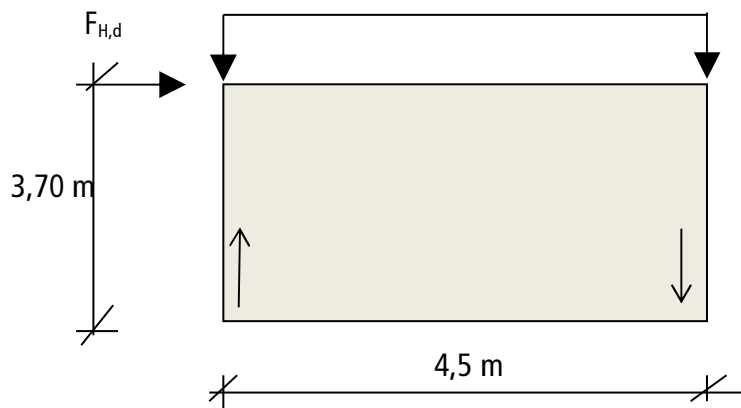
Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wand (ungünstigster Fall):

$$G_w = 0,9 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 3,70 \text{ m} \cdot 4,30 \text{ m} / 2 = 30,9 \text{ kN} > 24,8 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 5

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 27,5 \text{ kN} * 1,50 && = 41,3 \text{ kN} \\ M_d &= 41,3 \text{ kN} * 3,70 \text{ m} && = 152,7 \text{ kNm} \\ Z_d &= 152,7 \text{ kNm} / 4,5 \text{ m} && = 34,0 \text{ kN} \end{aligned}$$



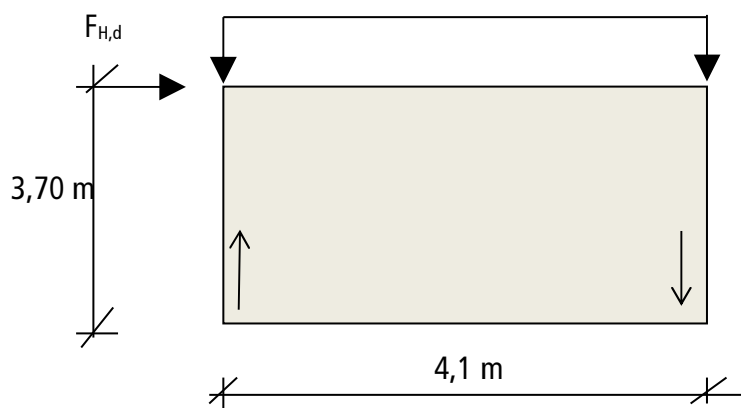
Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wand und dem Eigengewicht der Dachkonstruktion:

$$\begin{aligned} \text{Aus Eigengewicht der Wand} \quad G_k &= 18,0 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 3,70 \text{ m} * 4,50 \text{ m} / 2 && = 36,0 \text{ kN} \\ \text{Aus Schrägdach o. PV (s. S. 7)} \quad G_k &= (2,8 \text{ kN/m}^2 - 1,2 \text{ kN/m}^2) * 2 * 3,5 \text{ m} * 4,50 \text{ m} / 2 && = 25,2 \text{ kN} \\ G_w &= 0,9 * (36,0 \text{ kN} + 25,2 \text{ kN}) = 55,0 \text{ kN} > 34,0 \text{ kN} = Z_d \end{aligned}$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 6

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 13,8 \text{ kN} * 1,50 && = 20,7 \text{ kN} \\ M_d &= 20,7 \text{ kN} * 3,70 \text{ m} && = 76,6 \text{ kNm} \\ Z_d &= 76,6 \text{ kNm} / 4,1 \text{ m} && = 18,7 \text{ kN} \end{aligned}$$



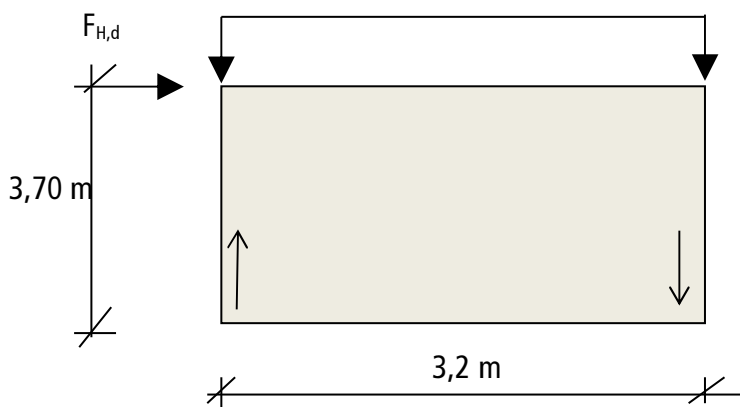
Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wand (ungünstigster Fall):

$$G_w = 0,9 * 18 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 3,70 \text{ m} * 4,1 \text{ m} / 2 = 29,5 \text{ kN} > 18,7 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 7

$$\begin{aligned} F_{h,d} &= 6,9 \text{ kN} * 1,50 && = 10,4 \text{ kN} \\ M_d &= 10,4 \text{ kN} * 3,70 \text{ m} && = 38,3 \text{ kNm} \\ Z_d &= 38,3 \text{ kNm} / 3,2 \text{ m} && = 12,0 \text{ kN} \end{aligned}$$



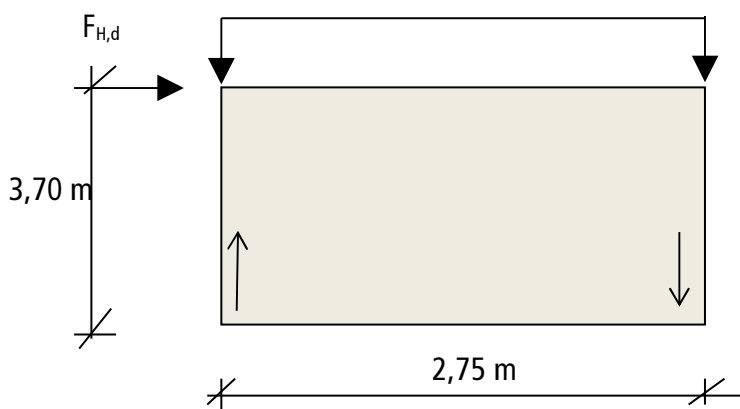
Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wand (ungünstigster Fall):

$$G_w = 0,9 * 18 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 3,70 \text{ m} * 3,2 \text{ m} / 2 = 23,0 \text{ kN} > 12,0 \text{ kN} = Z_d$$

**Keine Zugverankerung erforderlich.**

### Wandscheiben 8

$$\begin{aligned} F_{h,d} &= 5,6 \text{ kN} * 1,50 && = 8,4 \text{ kN} \\ M_d &= 8,4 \text{ kN} * 3,70 \text{ m} && = 31,1 \text{ kNm} \\ Z_d &= 31,1 \text{ kNm} / 2,75 \text{ m} && = 11,4 \text{ kN} \end{aligned}$$



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wand (ungünstigster Fall):

$$G_w = 0,9 * 18 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 3,70 \text{ m} * 2,9 \text{ m} / 2 = 20,8 \text{ kN} > 11,4 \text{ kN} = Z_d$$

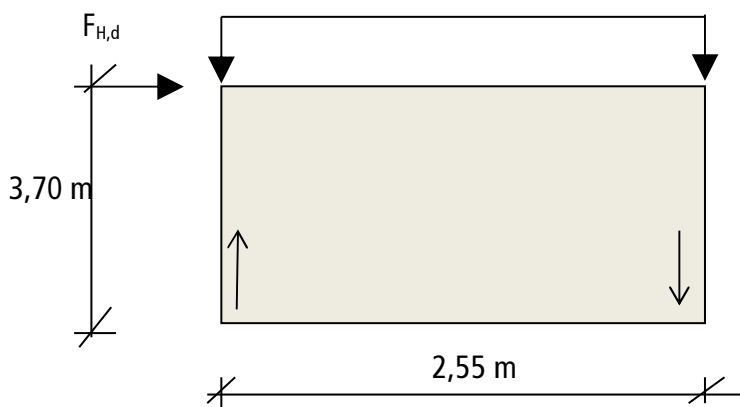
**Keine Zugverankerung erforderlich.**

### Wandscheiben 9

$$F_{H,d} = 16,8 \text{ kN} \cdot 1,50 = 25,2 \text{ kN}$$

$$M_d = 25,2 \text{ kN} \cdot 3,70 \text{ m} = 93,3 \text{ kNm}$$

$$Z_d = 93,3 \text{ kNm} / 2,55 \text{ m} = 36,6 \text{ kN}$$



Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wand, dem Eigengewicht der Dachkonstruktion und des Ringankers (Da die tatsächliche Länge der Wand im 2. OG 2,55 m überschreitet, wird das Eigengewicht hier mit einer Länge von 3,2 m angesetzt):

$$\text{Aus Eigengewicht der Wand} \quad G_k = 18,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 3,70 \text{ m} \cdot 3,20 \text{ m} / 2 = 25,6 \text{ kN}$$

$$\text{Aus Schrägdach o. PV (s. S. 7)} \quad G_k = (2,8 \text{ kN/m}^2 - 1,2 \text{ kN/m}^2) \cdot 2 \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 3,20 \text{ m} / 2 = 17,9 \text{ kN}$$

$$\text{Aus Ringanker} \quad G_k = 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 3,20 \text{ m} / 2 = 2,3 \text{ kN}$$

$$G_w = 0,9 \cdot (25,6 \text{ kN} + 17,9 \text{ kN} + 2,3 \text{ kN}) = 41,2 \text{ kN} > 36,6 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

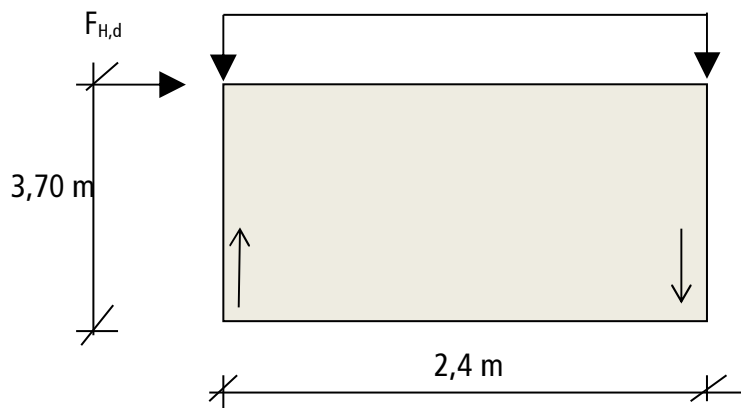


### Wandscheiben 10

$$F_{H,d} = 12,9 \text{ kN} * 1,50 = 19,4 \text{ kN}$$

$$M_d = 19,4 \text{ kN} * 3,70 \text{ m} = 71,6 \text{ kNm}$$

$$Z_d = 71,6 \text{ kNm} / 2,4 \text{ m} = 29,9 \text{ kN}$$



Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wand, dem Eigengewicht der Dachkonstruktion.  
Aufgrund der beidseitig von der Wand angeordneten Unterzüge wird für den Lastenteil aus der Dachkonstruktion die Lasteinflusslänge beidseitig um 1m vergrößert.

$$\text{Aus Eigengewicht der Wand} \quad G_k = 18,0 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 3,70 \text{ m} * 2,40 \text{ m} / 2 = 19,2 \text{ kN}$$

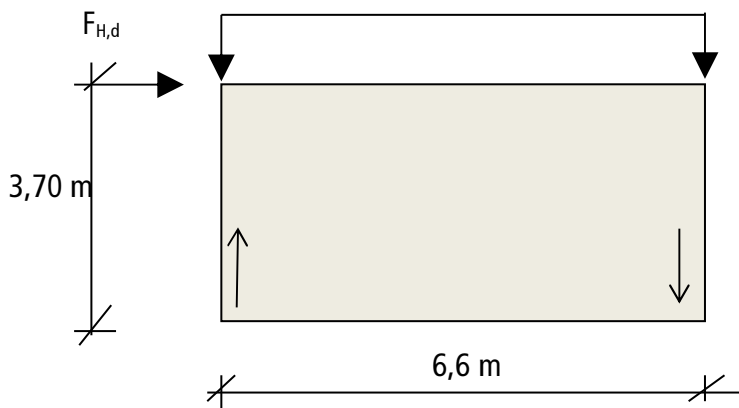
$$\text{Aus Schrägdach o. PV (s. S. 7)} \quad G_k = (2,8 \text{ kN/m}^2 - 1,2 \text{ kN/m}^2) * 2 * 3,5 \text{ m} * (2,40 \text{ m} / 2 + 1,0 \text{ m}) = 24,6 \text{ kN}$$

$$G_w = 0,9 * (19,2 \text{ kN} + 24,6 \text{ kN}) = 39,4 \text{ kN} > 29,9 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 11

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 65,6 \text{ kN} \cdot 1,50 && = 98,4 \text{ kN} \\ M_d &= 98,4 \text{ kN} \cdot 3,70 \text{ m} && = 364,1 \text{ kNm} \\ Z_d &= 364,1 \text{ kNm} / 6,6 \text{ m} && = 55,2 \text{ kN} \end{aligned}$$



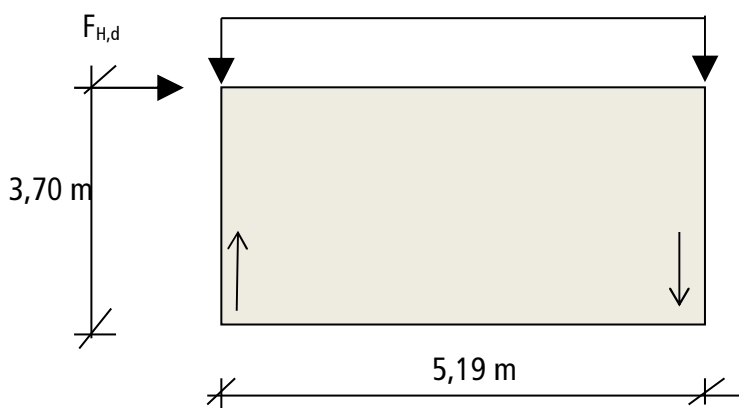
Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wand und dem Eigengewicht der Dachkonstruktion:

$$\begin{aligned} \text{Aus Eigengewicht der Wand} \quad G_k &= 18,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 3,70 \text{ m} \cdot 6,60 \text{ m} / 2 && = 52,7 \text{ kN} \\ \text{Aus Schrägdach o. PV (s. S. 7)} \quad G_k &= (2,8 \text{ kN/m}^2 - 1,2 \text{ kN/m}^2) \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 6,60 \text{ m} / 2 && = 18,5 \text{ kN} \\ G_w &= 0,9 \cdot (52,7 \text{ kN} + 18,5 \text{ kN}) = 64,0 \text{ kN} > 55,2 \text{ kN} = Z_d \end{aligned}$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 12

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 31,7 \text{ kN} \cdot 1,50 && = 47,6 \text{ kN} \\ M_d &= 47,6 \text{ kN} \cdot 3,70 \text{ m} && = 176,0 \text{ kNm} \\ Z_d &= 176,0 \text{ kNm} / 5,19 \text{ m} && = 33,9 \text{ kN} \end{aligned}$$



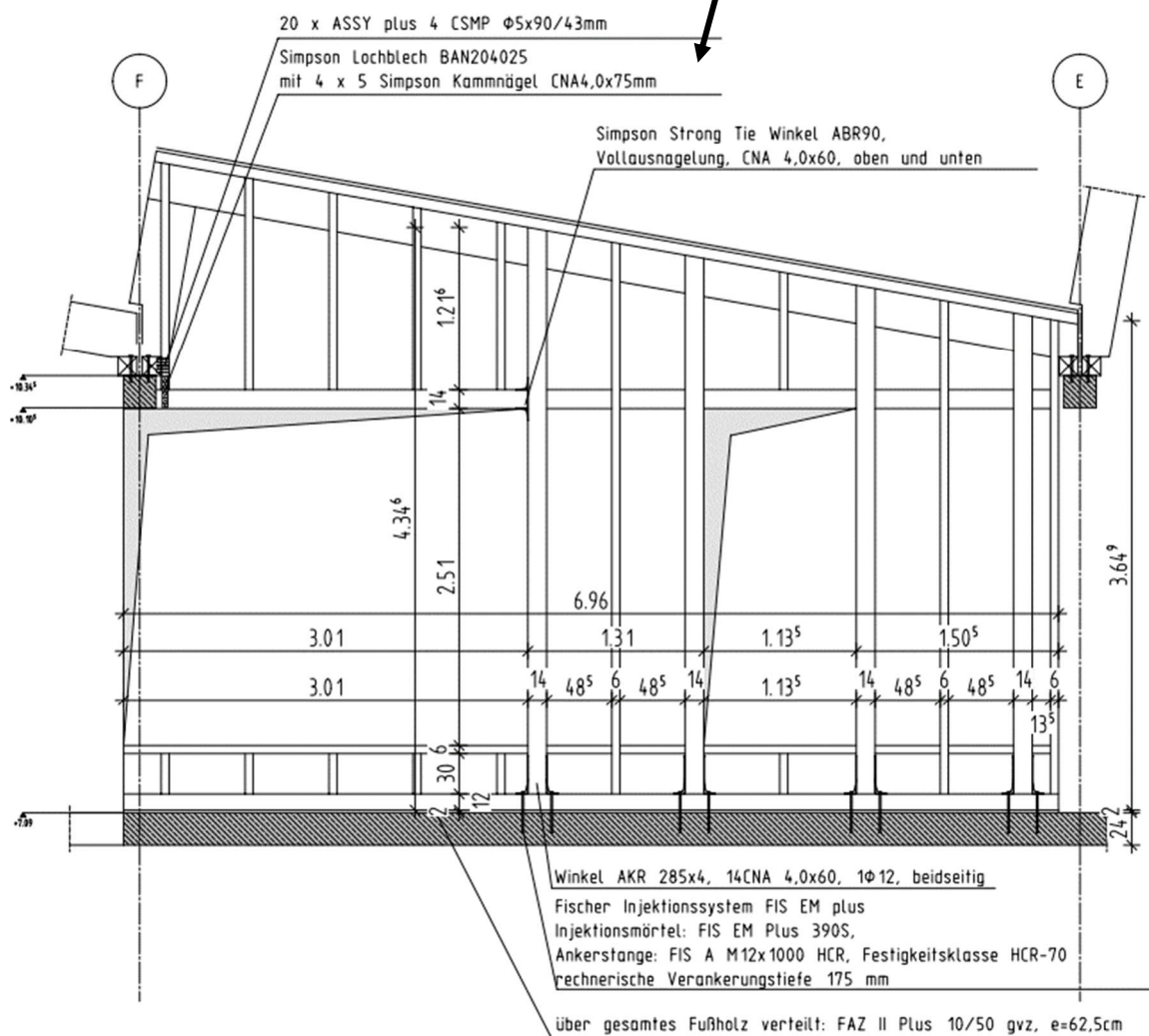
Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wand (ungünstigster Fall):

$$G_w = 0,9 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 3,70 \text{ m} \cdot 5,19 \text{ m} / 2 = 37,3 \text{ kN} > 33,9 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben HSW

Als maßgebend betrachtet wird die Wandscheibe Achse 2-E/F. Der Teil mit dem Eckfenster wird nicht in der Bemessung berücksichtigt. Die maßgebende Last wird aus der Dachscheibe G-H angesetzt.



Abmessungen der Wandscheibe für den Nachweis:

$$l_{\text{ersatz}} = 1,31 \text{ m} + 1,51 \text{ m}$$

$$= 2,80 \text{ m}$$

$$h_{\text{gemittelt}} = 3,9 \text{ m}$$

$$e_{\text{max}} = 0,625 \text{ m}$$

Dieser Anschluss wird in  
 Pos. 124 nachgewiesen

Simpson Strong Tie Winkel ABR90,  
 Vollaussnagelung, CNA 4,0x60, oben und unten

DWD-Wandbauplatte 35mm

Holzständer 14/16cm

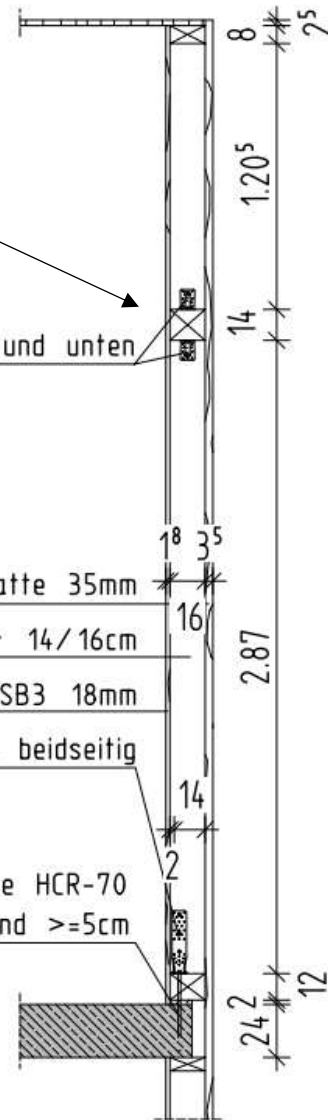
OSB3 18mm

Winkel AKR 285x4, 14CNA 4,0x60, 1φ12, beidseitig

Fischer Injektionssystem FIS EM plus

Injektionsmörtel: FIS EM Plus 390S,

Ankerstange: FIS A M12x1000 HCR, Festigkeitsklasse HCR-70  
 rechnerische Verankerungstiefe 175 mm, Randabstand  $\geq 5$ cm



Lasten:

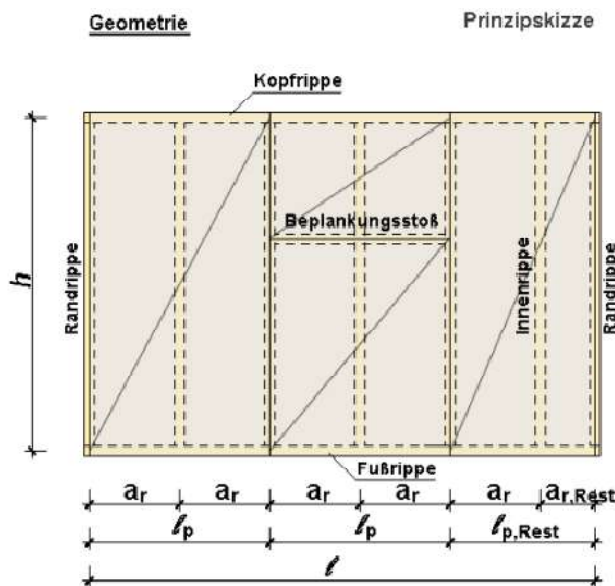
Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt. Es wirkt keine weitere Vertikale Last.

Aussteifungslast  $F_{h,HSW}$  = 12,20 kN

Wind senkrecht (s. S. 13ff.)  $w_k = 1,2 \cdot -0,8 \text{ kN/m}^2 = -0,96 \text{ kN/m}^2$

Siehe nachfolgenden Harzer-Ausdruck.

Bemessung von Wandtafeln (V.30.1) nach EC5-1-1 (NA Deutschland)



**Rippen:**

Randrippen: 6,0/16,0 cm - C24  
Innenrippen: 6,0/16,0 cm, a = 62,5 cm - C24  
Kopfriple: 16,0/8,0 cm - C24  
Fußrippe: 16,0/6,0 cm - C24

**Beplankung 1:**

OSB/3, t = 18,0 mm  
Beplankung ohne horizontalen Stoß  
Nägel 2,7x50, a<sub>v</sub> = 60 mm  
VM nicht vorgebohrt

**Beplankung 2:**

Die Wandtafel ist nur einseitig beplankt!

Auf der sicheren Seite liegend wird für die Bemessung der Wandscheibe nur eine einseitige Beplankung angesetzt.

**1. System**

**1.1 Abmessungen**

Wandlänge l = 2,800 m  
Wandhöhe h = 4,000 m  
Abstand der Rippen a<sub>r</sub> = 0,625 m (a<sub>r,Rest</sub> = 0,300 m)

**1.2 Querschnittswerte/Material Rippen**

Holzfestigkeitsklasse = Nadelholz C24  
Nutzungsklasse für Rippen: NKL 1

**1.2.1 Randrippen**

b/h = 6,0/16,0 cm  
A = 96,000 cm<sup>2</sup>  
W<sub>y</sub> = 256,000 cm<sup>3</sup>

**1.2.2 Innenrippen**

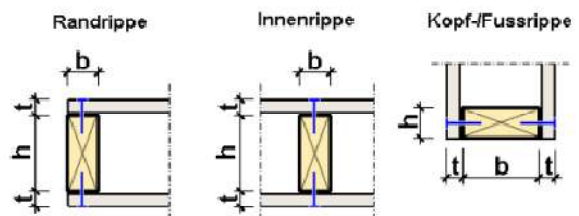
b/h = 6,0/16,0 cm  
A = 96,000 cm<sup>2</sup>  
W<sub>y</sub> = 256,000 cm<sup>3</sup>

**1.2.3 Kopfriple**

b/h = 16,0/8,0 cm  
A = 128,000 cm<sup>2</sup>

**1.2.4 Fussrippe**

b/h = 16,0/6,0 cm  
A = 96,000 cm<sup>2</sup>



Randrippe für Zugverankerung zu 14/16 cm gewählt.

Fußrippe konstruktiv zu 16/12 cm gewählt.

Fussrippe links bündig (Überstand  $\ddot{u}$  = 3cm wird nur einseitig angesetzt für A,ef)  
Fussrippe rechts bündig (Überstand  $\ddot{u}$  = 3cm wird nur einseitig angesetzt für A,ef)

### 1.3 Beplankung

Die Wandtafel ist nur einseitig beplankt!

#### 1.3.1 Beplankung 1

Material = OSB/3  
Nutzungsstufe für Beplankung 1: NKL 1  
Plattendicke  $t = 18,0$  mm  
Plattenbreite  $l_p = 1,250$  m  
Die Beplankung ist horizontal nicht gestossen.

### 1.4 Verbindungsmittel VM

#### 1.4.1 für Beplankung 1

VM = Nägel 2,7x50  
Abstand  $a_v = 60$  mm  
Kopfdurchmesser  $d_k = 6,1$  mm  
Zugfestigkeit  $f_{uk} = 600,0$  N/mm<sup>2</sup>  
VM wird nicht vorgebohrt  
VM wird bündig eingeschlagen / eingeschraubt und nicht versenkt

## 2. Belastung

Schneelasten für Höhe NN  $\leq 1000$  m  
Kategorie Nutzlast = A: Wohn-/Aufenthaltsräume

### 2.1 Horizontale Lasten

$F_{h,g,k} = 0,000$  kN (ständig)  
 $F_{h,w,k} = 12,500$  kN (veränderlich, Wind)  
 $F_{h,E} = 0,000$  kN (Erdbeben --> außergew.LFK)

### 2.2 Vertikale Lasten

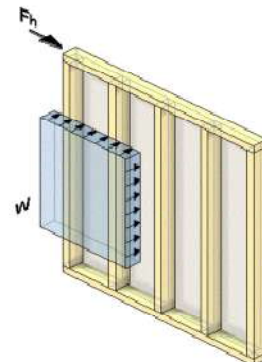
Eigengewicht Wand  $g_{k,Wand} = 1,181$  kN/m

### 2.3 Wind quer auf Wandebene

Wind quer zur Wand  $w_{k,k} = -1,000$  kN/m<sup>2</sup>

### 2.4 Imperfektionen

Imperfektionen werden nicht angesetzt!



## 3. Bemessungsparameter / Festigkeiten etc.

### 3.1 Bemessungsparameter

- > Keine Erhöhung von  $R_d$  für VM um 20% gemäß EC5-1-1, 9.2.4.2(5)
- > Erhöhung  $R_d$  infolge des Einhängeeffektes wird nicht angesetzt!
- > Verteilung der Vertikallasten vereinfacht nur über die Rippen angesetzt
- > Innenrippen ohne Längsdruckkraft aus Horizontalschub

### 3.2 Festigkeiten

#### Rippen:

Biegefestigkeit  $f_{m,k} = 24,000$  N/mm<sup>2</sup>  
Druckfestigkeit  $f_{c0,k} = 21,000$  N/mm<sup>2</sup>  
Druckfestigkeit  $f_{c90,k} = 2,500$  N/mm<sup>2</sup>  
Zugfestigkeit  $f_{t0,k} = 14,000$  N/mm<sup>2</sup>

#### Beplankung 1:

Schubfestigkeit  $f_{v,k} = 6,800$  N/mm<sup>2</sup>  
Druckfestigkeit  $f_{c,k} = 15,400$  N/mm<sup>2</sup>  
Biegefestigkeit  $f_{m,k} = 8,200$  N/mm<sup>2</sup>  
 $G_{mean} = 1080,000$  N/mm<sup>2</sup>  
 $G_{05} = 918,000$  N/mm<sup>2</sup>

### 3.3 Tragfähigkeiten

#### Wandscheiben tragfähigkeit $F_{i,v}, R_d$ :

Tragfähigkeit  $F_{i,v}, R_d = 25,02$  kN (gesamt)

#### Verbindungsmittel:

Abscherfestigkeit  $R_d = 536,073$  N (je VM, Beplankung 1)

#### Beplankung:

Faktor Schubtragfähigkeit = 0,33 [-]

$f_{v,0,d,1} = 31,071$  N/mm (längenbezogene Schubfestigkeit parallel zum Plattenrand, Beplankung 1)

**$f_{v,0,d,gesamt} = 31,071$  N/mm (längenbezogene Schubfestigkeit parallel zum Plattenrand, gesamt)**

$f_{v,0,d} = \min[\text{Faktor} \cdot f_{v,d} \cdot t; \text{Faktor} \cdot f_{v,d} \cdot 35 \cdot t / a_r]$

$f_{v,0,d,1} = \min[31,071; 31,319]$  (Beplankung 1)

## 4. Beanspruchungen

### 4.1 Bemessungskraft $F_{i,v,Ed}$

$F_{i,v,Ed} = 18,750 \text{ kN}$

### 4.2 Schubfluss parallel zu den Plattenrändern

$sv_{,0,d} = 6,696 \text{ N/mm}$

### 4.3 längenbez. Druckbeanspruchung senkrecht zu den Plattenrändern:

$sv_{,90,d} = 0,000 \text{ N/mm}$

### 4.4 Druckkräfte für Schwellenpressung

max.  $F_{c,d} = 27,025 \text{ kN}$

### 4.5 Druckkräfte für Stabilitätsnachweis

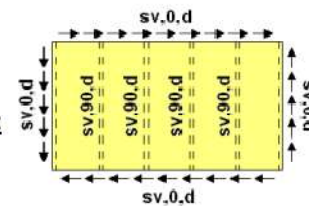
max.  $F_{c,d} = 27,025 \text{ kN}$

### 4.6 Zugkräfte für Nachweis Längszug Rippen

max.  $F_{t,d} = 26,786 \text{ kN}$

### 4.7 Momente aus Wind quer zur Plattenebene

max.  $My_{,d} = 1,875 \text{ kNm}$



## 5. Nachweise

### 5.1 Nachweis der Scheibenbeanspruchung

Ausnutzung Scheibentragfähigkeit:  $\eta = F_{i,v,Ed} / F_{i,v,Rd} = 0,75 \leq 1,00$   
(LFK =  $1,35 \cdot g + 1,50 \cdot w$ )

Ausnutzung Scheibenschub parallel zu Rändern:  $\eta = sv_{,0,d} / fv_{,0,d} = 0,22 \leq 1,00$

### 5.2 Nachweis der Schwellenpressung

$kc_{,90} = 1,25 [-]$

max. Ausnutzung =  $0,651 \leq 1,00$

### 5.3 Nachweis der Stabilität

max. Ausnutzung =  $0,550 \leq 1,00$

### 5.4 Nachweis der Rippen auf Zug

max. Ausnutzung =  $0,259 \leq 1,00$

### 5.5 Nachweis der Beplankung 1 auf Biegung

max. Ausnutzung =  $0,215 \leq 1,00$  (max.  $\sigma = 1,356 \text{ N/mm}^2$ )

### 5.6 Nachweis der VM auf Herausziehen

max. Ausnutzung  $\eta = 0,448 \leq 1,00$

max.  $F_{ax,d} = 70,313 \text{ N}$

$R_{x,d} = 156,800 \text{ N}$

### 5.7 Nachweis der horizontalen Verformung

$u_{,ges} = 4,361 \text{ mm} \leq u_{,zul} = 13,333 \text{ mm}$  (Grenz Zustand Gebrauchstauglichkeit)

Ersatzbiegesteifigkeit der Wand für horizontale Kopfverschiebung  $EI = 61,1500 \text{ MNm}^2$

### 5.8 Nachweis der Lagesicherheit / Verankerung

Nachweis nicht erforderlich bzw. gemäß Vorgabe nicht geführt!

## 6. Zusammenfassung

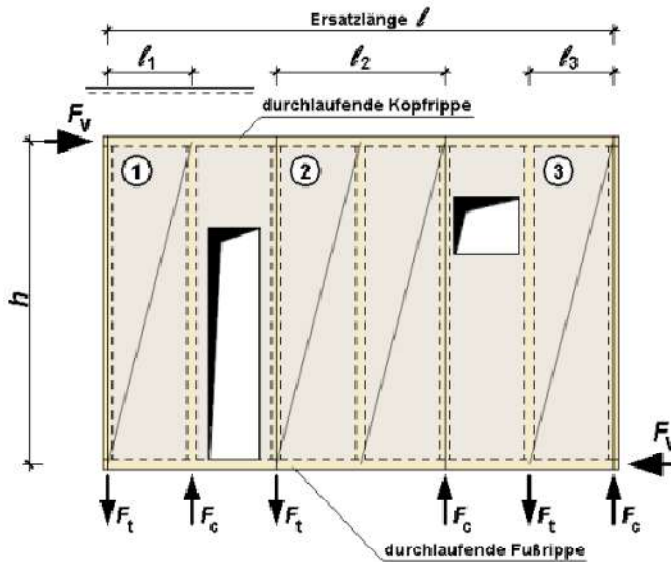
--> Alle Nachweise werden erfüllt!

## 7. Randbedingungen

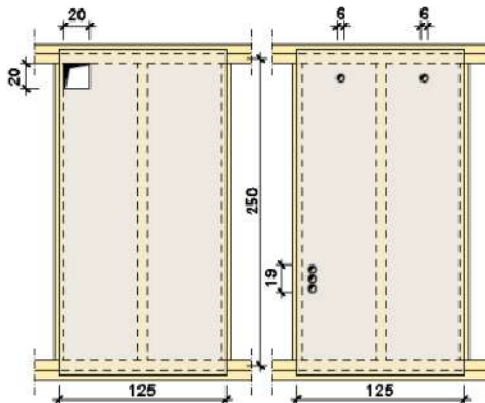
### Konstruktive Randbedingungen für Gruppen von Wandtafeln

Die Tragfähigkeiten von Wandbereichen mit Tür- oder Fensteröffnungen dürfen unter horizontaler Scheibenbeanspruchung vernachlässigt werden. Die ungestörten Bereiche sind als einzelne Tafeln zu betrachten und jede Tafel ist für sich zu verankern.

Ist bei einer Gruppe von Wandtafelelementen eine durchgehende Kopf- und Fußrippe vorhanden, so kann der Nachweis vereinfacht mit der Ersatzlänge  $l$ , die sich aus der Summe der Einzellängen der Tafelelemente ergibt, geführt werden.



### Konstruktive Randbedingungen für Öffnungen

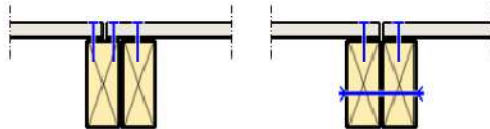


- Keine Aussparungen in den Rippen!
- Einzellöffnungen bis maximal 20/20 cm.
- Maximale Öffnung: 10% der Höhe, 10% der Breite.
- Bei mehreren Öffnungen muss die Summe kleiner 10% der Höhe bzw. 10% der Breite sein.



### Konstruktive Randbedingungen für Elementstöße

Wenn Tafeln aus mehreren einzelnen Elementen zusammengesetzt werden, dann müssen die Elemente so verbunden werden, dass der Schubfluss  $s_v, d$  der angrenzenden Plattenränder von Element zu Element übertragen werden kann. Das Bild zeigt zwei Möglichkeiten, für die Ausbildung eines solchen Elementstoßes.



Um das vereinfachte Nachweisverfahren A für Wandtafeln nach EC5-1-1, 9.2.4.2, welches die Grundlage dieses Programms darstellt, anwenden zu können, müssen folgende konstruktive Randbedingungen eingehalten werden:

Die Randrippen dürfen nicht gestoßen sein, außer, die Stöße werden verformungsarm ausgeführt. Stöße gelten als verformungsarm, wenn die Tragfähigkeit des Stoßes größer als der 1,5-fache Wert der Beanspruchung ist.

Wenn Tafeln aus mehreren einzelnen Elementen zusammengesetzt werden, dann müssen die Elemente so verbunden werden, dass der Schubfluss der angrenzenden Plattenränder von Element zu Element übertragen werden kann.

Die Fußrippe muss horizontal und vertikal gelagert sein!

Die ein- oder zweiseitige Beplankung muss aus über die volle Tafelhöhe durchgehenden Platten bestehen. Diese dürfen auf vertikalen Rippen gestoßen werden. Die Mindestbreite der Platten  $l_p$  beträgt  $h/4$ , also ein Viertel der Tafelhöhe.

Ein horizontaler Stoß je Wandtafel ist zulässig, wenn dies in der Berechnung so angesetzt wurde und der Stoß schubsteif ausgebildet wird.

Die Tragfähigkeiten von Wandbereichen mit Tür- oder Fensteröffnungen dürfen unter horizontaler Scheibenbeanspruchung vernachlässigt werden. Die ungestörten Bereiche sind als einzelne Tafeln zu betrachten und jede Tafel ist für sich zu verankern. Ist bei einer Gruppe von Wandtafelelementen eine durchgehende Kopf- und Fußrippe vorhanden, so kann der Nachweis vereinfacht mit der Ersatzlänge  $l$ , die sich aus der Summe der Einzellängen der Tafelelemente ergibt, geführt werden.

Bohrungen, Schlitz- und Aussparungen in den Pfosten, Fuß- und Kopfripen sind rechnerisch nachzuweisen.

### Nachweis der Winkelverbinder zwischen Stütze und Fußholz für die Zugverankerung

Zur Übertragung der Zugkraft von der Stütze in das Fußholz werden beidseitig von der Stütze folgende Winkel angebracht:

**Simpson Strong Tie Winkel AKR 285x4 14CNA 4,0x60 1Ø12**

$$F_{1,d} = 26,786 \text{ kN}$$

$$R_{1,d} = \min\{42,80 \text{ kN}; 42,8 \text{ kN} / 0,9 + 6,55 \text{ kN}\} * 0,9 / 1,3 = 29,630 \text{ kN}$$

(siehe Bemessungstabelle folgende Seite)

$$F_{1,d} / R_{1,d} = 0,91 < 1,0$$

**Nagelbild 17, Blechdicke 4,0 mm**

Die Zugverankerung ist an jeder Randrippe der einzelnen Wandtafeln erforderlich. Für diese Rippen ist ein Querschnitt von 14/16 cm erforderlich.

Winkelverbinder – AKR

Werte für Berechnungen und charakteristische Werte

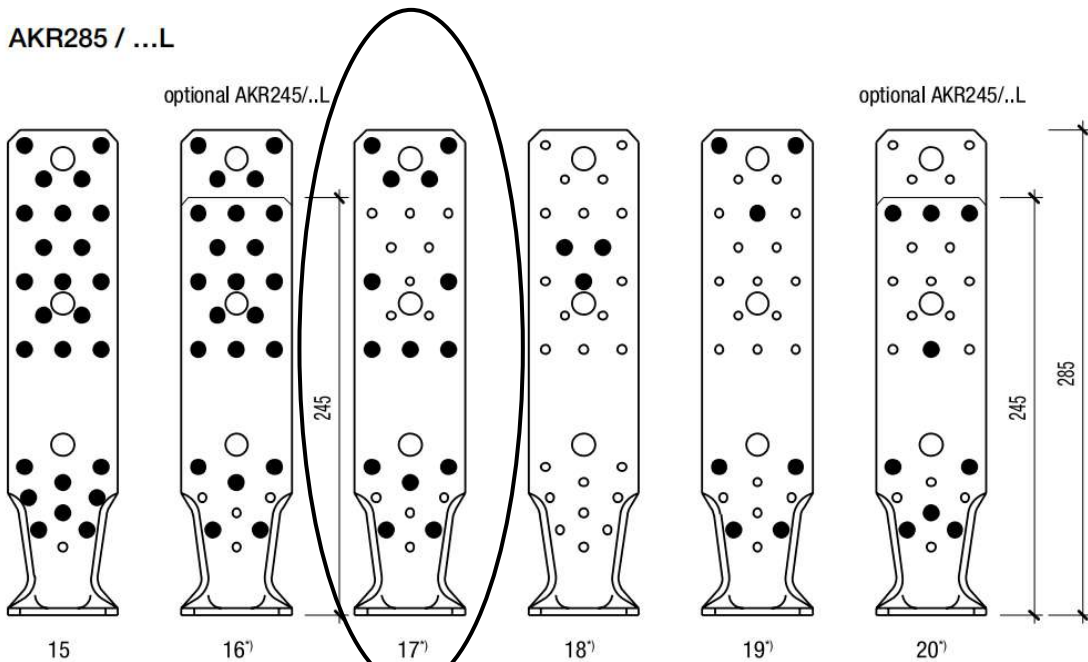
Tabelle 2

Art. Nr.	Nagelbild	Anzahl Nägel (n)	Tabelle für Anschlüsse mit 2 AKR Winkelverbinder					
			Werte für die Formeln [1] und [2] zur Berechnung von $R_{1,k}$ [kN]				Charakteristische Werte der Tragfähigkeit [kN]	
			CNA4,0x50		CNA4,0x60		CNA4,0x50	CNA4,0x60
		$R_{bend,nail,k}$	$R_{1,nail,k}$	$R_{bend,nail,k}$	$R_{1,nail,k}$	$R_{2/3,k}$	$R_{2/3,k}$	
AKR95	1	8	17,60	22,64	22,00	26,48	6,2	6,9
AKR95	2	5	7,97	14,78	9,96	17,19	4,4	5,0
AKR95	3	5	16,83	13,34	21,03	15,71	4,0	4,5
AKR95	4	4	13,50	10,70	16,88	12,59	3,8	4,2
AKR135	5	13	11,58	40,69	14,48	46,92	10,1	11,2
AKR135	6	9	11,58	27,21	14,48	31,54	7,5	8,4
AKR135	7	8	5,24	26,13	6,55	29,94	7,0	7,9
AKR135	8	5	5,24	16,05	6,55	18,44	4,9	5,5
AKR205	9	10	11,58	24,71	14,48	29,33	8,3	9,5
AKR205	10	14	11,58	42,86	14,48	49,59	10,0	11,8
AKR165; AKR205	11	11	11,58	37,14	14,48	42,33	9,0	10,4
AKR205	12	8	5,24	18,64	6,55	22,25	6,2	7,2
AKR205	13	3	Siehe ETA-07/0285 Tabelle D61-4				-	-
AKR205	14	8	2,14	22,08	2,68	25,90	7,0	8,0
AKR285	15	25	11,58	58,98	14,48	70,31	11,6	14,1
AKR245	16	18	5,24	50,40	6,56	59,00	7,6	9,2
AKR285	16	22	5,24	54,19	6,55	64,34	7,6	9,3
AKR285	17	14	5,24	36,23	6,55	42,80	7,3	8,8

Nagelbilder gemäß ETA-07/0285

Die mit \* versehenen Ausführungen können auch für Stützenanschlüsse verwendet werden.

AKR285 / ...L



Formel [1] für 2 AKR mit Blechdicke 4,0 mm

Formel [2] für 2 AKR mit Blechdicke 3,0 mm

$$R_{1,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{1,nail,k} \\ 42,8 \text{ kN} \\ k_{mod} \end{array} + R_{bend,nail,k} \right.$$

$$R_{1,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{1,nail,k} \\ 25,0 \text{ kN} \\ k_{mod} \end{array} + R_{bend,nail,k} \right.$$

Nachweis des Bolzens für die Zugverankerung in die Stahlbetondecke

Der beidseitig an der Stütze angebrachten Winkel werden mit folgenden Verbindungsmitteln in der Stahlbetondecke zugverankert:

- Fischer Injektionssystem FIS EM plus
- Injektionsmörtel: FIS EM Plus 390 S
- Ankerstange FIS A M 12 x 1000 HCR, Festigkeitsklasse HCR-70
- Rechnerischer Verankerungstiefe 175 mm

$F_{t,d} = 26,786 \text{ kN}$

Siehe nachfolgenden Fischer-Ausdruck.

**Bemessungsgrundlagen**

**Anker**

Ankersystem	fischer Injektionssystem FIS EM plus
Injektionsmörtel	FIS EM Plus 390 S
Befestigungselement	Ankerstange FIS A M 12x1000 HCR, hochkorrosionsbeständiger Stahl, Festigkeitsklasse HCR-70 Mit der gewählten Gewindestange können Sie bis zu 3 Befestigungen durchführen.
Rechnerische Verankerungstiefe	175 mm
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-17/0979, Option 1, Erteilungsdatum 17.06.2020

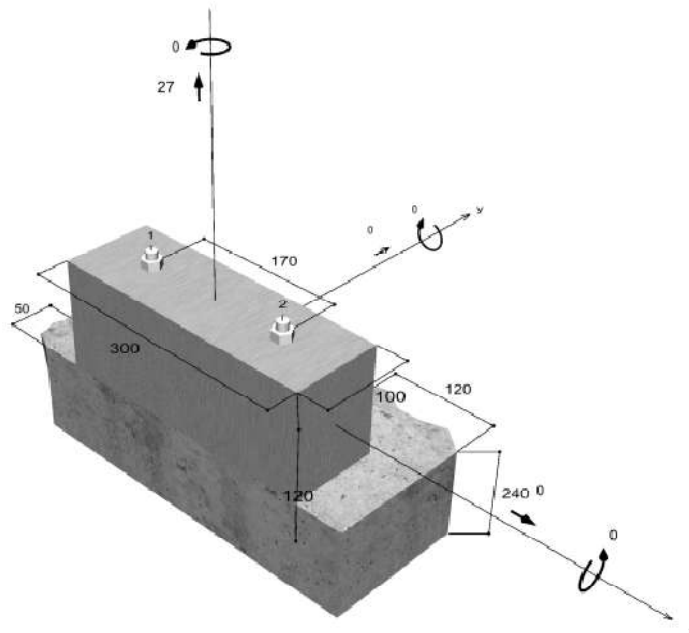


**Geometrie / Lasten / Maßeinheiten**

mm, kN, kNm

**Bemessungswert der Einwirkungen**

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



**Nicht maßstabsgetreu**

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen. Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.



C-FIX 1.123.0.0  
Datenbankversion  
2024.4.26.15.27  
Datum  
18.07.2024



### Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN1992-4:2018 Verbundanker
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Temperaturbereich	24 °C Langzeittemperatur, 40 °C Kurzzeittemperatur
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung, Gerade Randbewehrung (Ø ≥ 12 mm) mit Bügelbewehrung (a < 100 mm). Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	300 mm x 100 mm x 120 mm
Profiltyp	Kein Profil

### Bemessungslasten \*)

#	N <sub>Ed</sub> kN	V <sub>Ed,x</sub> kN	V <sub>Ed,y</sub> kN	M <sub>Ed,x</sub> kNm	M <sub>Ed,y</sub> kNm	M <sub>T,Ed</sub> kNm	Belastungsart
1	27,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

\*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

### Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	13,50	0,00	0,00	0,00
2	13,50	0,00	0,00	0,00



Max. Betonstauchung :	0,00 ‰
Max. Betondruckspannung :	0,0 N/mm <sup>2</sup>
Resultierende Zugkraft :	27,00 kN , X/Y Position ( 0 / 0 )
Resultierende Druckkraft :	0,00 kN , X/Y Position ( 0 / 0 )

### Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

$$\beta_N = \beta_{N,p,l} = 1,00 \leq 1$$



Nachweis erfolgreich

### Hinweise

Die allgemeinen und technischen Hinweise finden Sie im vollständigen Ausdruck.

### Nachweis der horizontalen Krafteinleitung in die Stahlbetondecke

Die Kraft in Längsrichtung des Fußholzes und senkrecht zum Fußholz wird über folgende Verankerung in die Stahlbetondecke eingeleitet:

Fischer FAZ II Plus 10/50, e = 62,5 cm

$$F_{\text{längs,d}} = F_{v,Ed} / L_{\text{Holzständerwand}} * e = 18,75 \text{ kN} / 3,95 \text{ m} * 0,625 \text{ m} = 3,0 \text{ kN}$$

$$F_{\text{senkr.,d}} = \gamma_{wk} * w_k * h_{\text{Holzständerwand}} / 2 * e = 1,5 * 1,0 \text{ kN/m}^2 * 4,0 \text{ m} / 2 * 0,625 \text{ m} = 1,9 \text{ kN}$$

Siehe nachfolgenden Fischer-Ausdruck.

### **Bemessungsgrundlagen**

#### **Anker**

Ankersystem	fischer Bolzenanker FAZ II Plus
Anker	Bolzenanker FAZ II Plus 10/100, galvanisch verzinkter Stahl
Rechnerische Verankerungstiefe	40 mm
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-19/0520, Option 1, Erteilungsdatum 24.05.2023

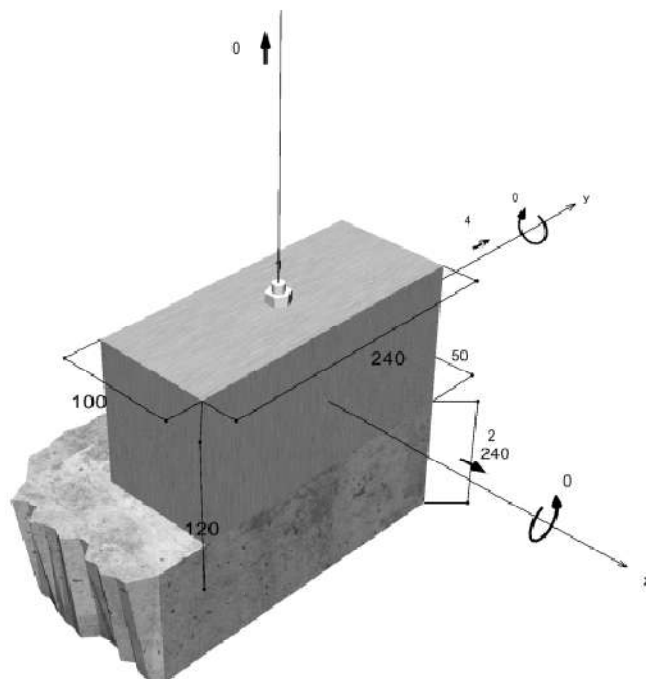


#### **Geometrie / Lasten / Maßeinheiten**

mm, kN, kNm

#### **Bemessungswert der Einwirkungen**

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



**Nicht maßstabsgetreu**



**C-FIX 1.123.0.0**  
Datenbankversion  
2024.4.26.15.27  
Datum  
18.07.2024



### Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN 1992-4:2018 mechanische Befestigungselemente
Verankerungsgrund	C20/25, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	100 mm x 240 mm x 120 mm
Profiltyp	Kein Profil

### Bemessungslasten \*)

#	N <sub>Ed</sub> kN	V <sub>Ed,x</sub> kN	V <sub>Ed,y</sub> kN	M <sub>Ed,x</sub> kNm	M <sub>Ed,y</sub> kNm	M <sub>T,Ed</sub> kNm	Belastungsart
1	0,00	2,00	4,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

\*) In d. Teilsicherheitsbeiwert Last

### Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	0,00	4,47	2,00	4,00



Max. Betonstauchung :	‰
Max. Betondruckspannung :	N/mm <sup>2</sup>
Resultierende Zugkraft :	kN , X/Y Position ( / )
Resultierende Druckkraft :	kN , X/Y Position ( / )

### Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

$$\beta_V = \beta_{V,c1} = 0,98 \leq 1$$

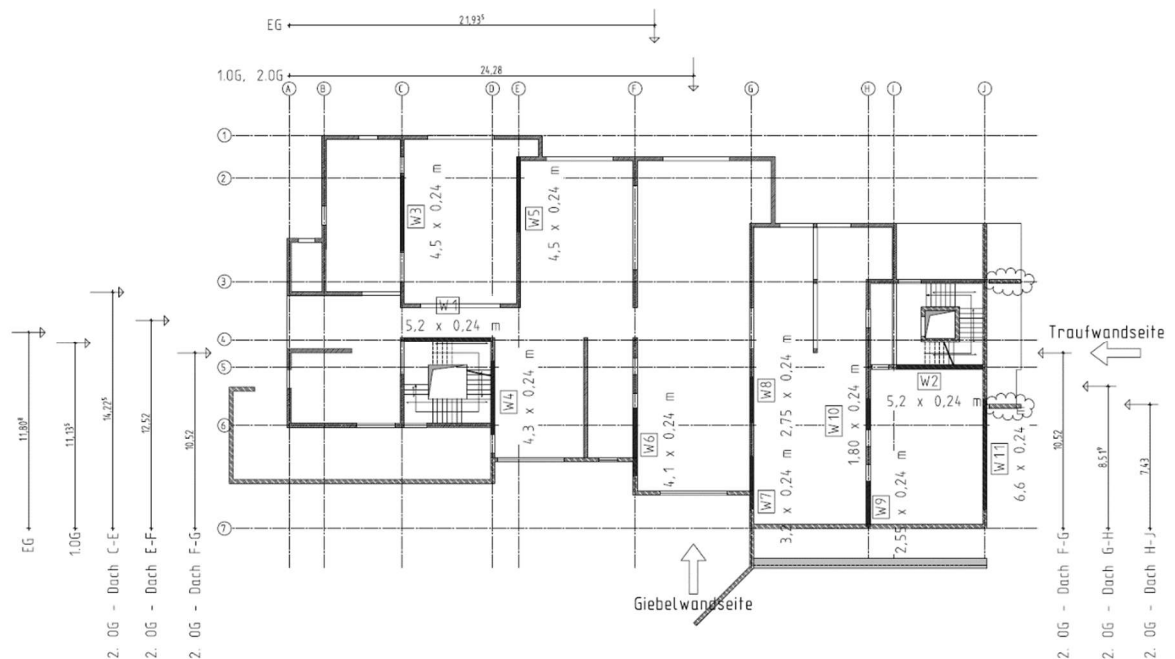


Nachweis erfolgreich

### Hinweise

Die allgemeinen und technischen Hinweise finden Sie im vollständigen Ausdruck.

### Nachweis der Wandscheiben im EG



EG Horizontallasten in x- Richtung für Dachscheibe, Wände:

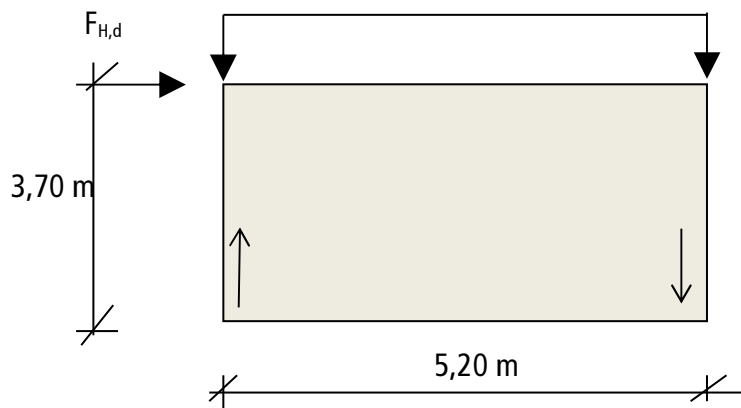
$$F_{h,1-2} = 0,5 * H_{2.0G,k} = 0,5 * 376,9 \text{ kN} = 189 \text{ kN}$$

EG Horizontallasten in y- Richtung für Dachscheibe, Wände (für die Lastanteile aus Rotation siehe Aussteifung 2.0G S. Fehler! Textmarke nicht definiert.):

$F_{h,3}$	$= 0,11 * H_{2.0G,k} + F_{h,3, \text{Rot. 2.0G}}$	$= 0,11 * 425 \text{ kN} + 0,43 * 40,9 \text{ kN}$	$= 64,4 \text{ kN}$
$F_{h,4}$	$= 0,10 * H_{2.0G,k} + F_{h,4, \text{Rot. 2.0G}}$	$= 0,10 * 425 \text{ kN} + 0,13 * 40,9 \text{ kN}$	$= 47,9 \text{ kN}$
$F_{h,5}$	$= 0,11 * H_{2.0G,k} + F_{h,5, \text{Rot. 2.0G}}$	$= 0,11 * 425 \text{ kN} + 0,30 * 40,9 \text{ kN}$	$= 59,1 \text{ kN}$
$F_{h,6}$	$= 0,09 * H_{2.0G,k}$	$= 0,09 * 425 \text{ kN}$	$= 38,3 \text{ kN}$
$F_{h,7}$	$= 0,04 * H_{2.0G,k}$	$= 0,04 * 425 \text{ kN}$	$= 17,0 \text{ kN}$
$F_{h,8}$	$= 0,03 * H_{2.0G,k}$	$= 0,03 * 425 \text{ kN}$	$= 12,8 \text{ kN}$
$F_{h,9}$	$= 0,02 * H_{2.0G,k} + F_{h,9, \text{Rot. 2.0G}}$	$= 0,02 * 425 \text{ kN} + 0,17 * 82,1 \text{ kN}$	$= 22,5 \text{ kN}$
$F_{h,10}$	$= 0,01 * H_{2.0G,k} + F_{h,10, \text{Rot. 2.0G}}$	$= 0,01 * 425 \text{ kN} + 0,14 * 82,1 \text{ kN}$	$= 15,8 \text{ kN}$
$F_{h,11}$	$= 0,35 * H_{2.0G,k} + F_{h,11, \text{Rot. 2.0G}}$	$= 0,35 * 425 \text{ kN} + 0,21 * 82,1 \text{ kN}$	$= 166,0 \text{ kN}$
$F_{h,12}$	$= 0,17 * H_{2.0G,k} + F_{h,12, \text{Rot. 2.0G}}$	$= 0,17 * 425 \text{ kN} + 0,10 * 82,1 \text{ kN}$	$= 80,5 \text{ kN}$

### Wandscheiben 1/2

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 189,0 \text{ kN} \cdot 1,50 &= 283,5 \text{ kN} \\ M_d &= 283,5 \text{ kN} \cdot 3,70 \text{ m} &= 1049,0 \text{ kNm} \\ Z_d &= 1049,0 \text{ kNm} / 5,2 \text{ m} &= 201,8 \text{ kN} \end{aligned}$$



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):

$$G_w = 3 \cdot 0,9 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 3,70 \text{ m} \cdot 5,20 \text{ m} / 2 = 124,6 \text{ kN} < 201,8 \text{ kN} = Z_d$$

**Zugverankerung erforderlich.**

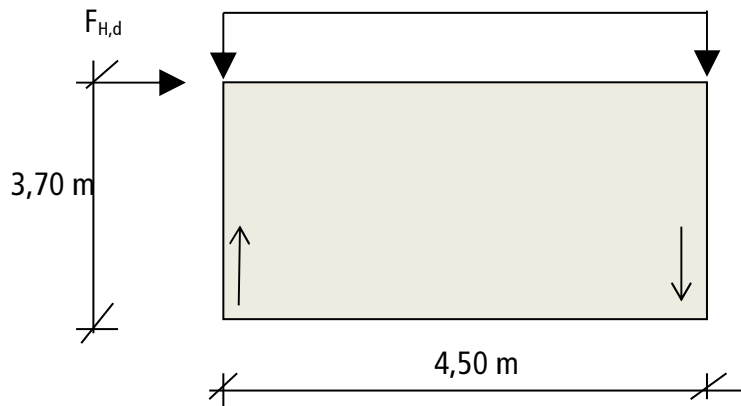
$$\text{erf. } A_s = (201,8 \text{ kN} - 124,6 \text{ kN}) / 43,5 \text{ kN/cm}^2 = 1,8 \text{ cm}^2$$

gewählt 2  $\varnothing$  14 mm (3,08 cm<sup>2</sup>)



### Wandscheiben 3

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 64,4 \text{ kN} * 1,50 && = 96,6 \text{ kN} \\ M_d &= 96,6 \text{ kN} * 3,70 \text{ m} && = 357,5 \text{ kNm} \\ Z_d &= 357,5 \text{ kNm} / 4,5 \text{ m} && = 79,5 \text{ kN} \end{aligned}$$



Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wände und dem Eigengewicht der Dachkonstruktion:

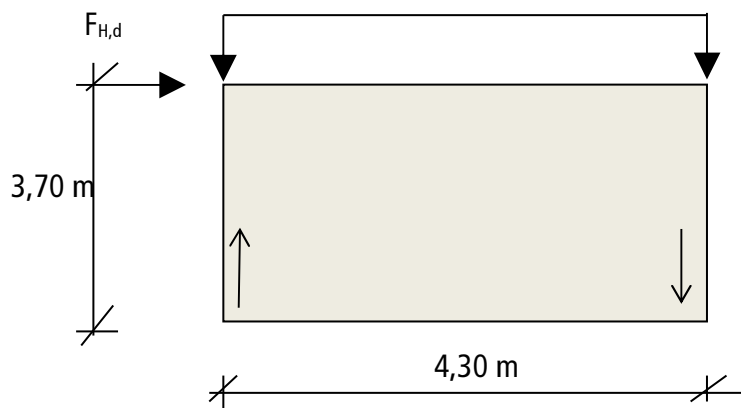
$$\begin{aligned} \text{Aus Eigengewicht der Wände} \quad G_k &= 3 * 18,0 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 3,70 \text{ m} * 4,50 \text{ m} / 2 && = 107,9 \text{ kN} \\ \text{Aus Schrägdach o. PV (s. S. 7)} \quad G_k &= (2,8 \text{ kN/m}^2 - 1,2 \text{ kN/m}^2) * 3,5 \text{ m} * 4,50 \text{ m} / 2 && = 12,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$G_w = 0,9 * (107,9 \text{ kN} + 12,6 \text{ kN}) = 108,4 \text{ kN} > 79,5 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 4

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 47,9 \text{ kN} * 1,50 && = 71,9 \text{ kN} \\ M_d &= 71,9 \text{ kN} * 3,70 \text{ m} && = 265,9 \text{ kNm} \\ Z_d &= 265,9 \text{ kNm} / 4,5 \text{ m} && = 59,1 \text{ kN} \end{aligned}$$



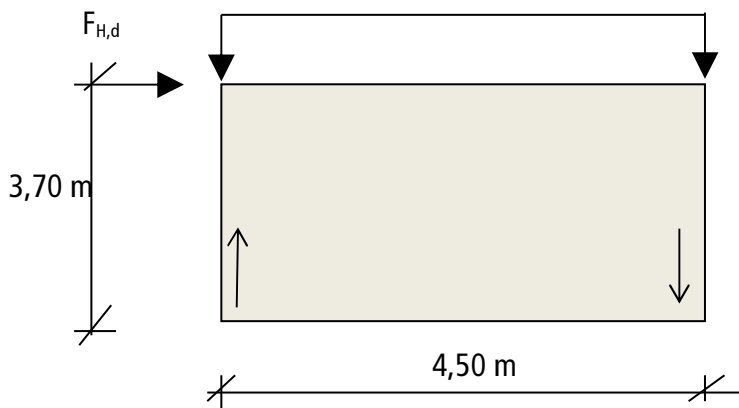
Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):

$$G_w = 3 * 0,9 * 18 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 3,70 \text{ m} * 4,30 \text{ m} / 2 = 92,7 \text{ kN} > 59,1 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 5

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 59,1 \text{ kN} * 1,50 && = 88,7 \text{ kN} \\ M_d &= 88,7 \text{ kN} * 3,70 \text{ m} && = 328,0 \text{ kNm} \\ Z_d &= 328,0 \text{ kNm} / 4,5 \text{ m} && = 72,9 \text{ kN} \end{aligned}$$



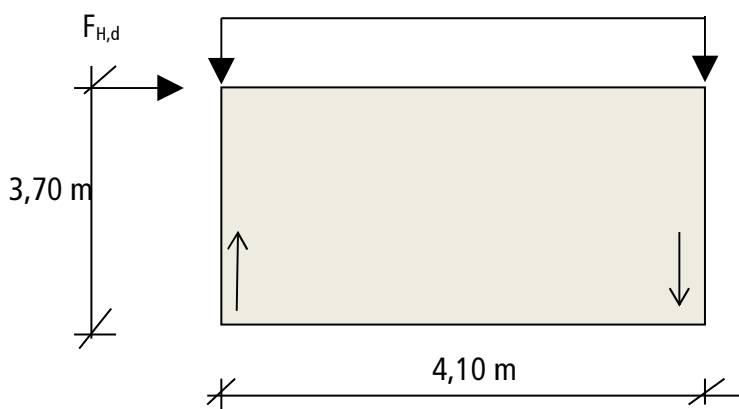
Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):

$$G_w = 3 * 0,9 * 18 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 3,70 \text{ m} * 4,50 \text{ m} / 2 = 97,1 \text{ kN} > 72,9 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 6

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 38,3 \text{ kN} * 1,50 && = 57,5 \text{ kN} \\ M_d &= 57,5 \text{ kN} * 3,70 \text{ m} && = 212,6 \text{ kNm} \\ Z_d &= 212,6 \text{ kNm} / 4,1 \text{ m} && = 51,9 \text{ kN} \end{aligned}$$



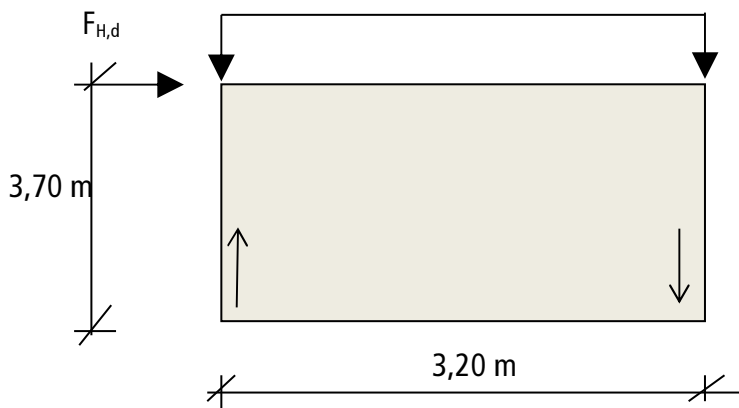
Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):

$$G_w = 3 * 0,9 * 18 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 3,70 \text{ m} * 4,10 \text{ m} / 2 = 88,4 \text{ kN} > 51,9 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 7

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 17,0 \text{ kN} * 1,50 && = 25,5 \text{ kN} \\ M_d &= 25,5 \text{ kN} * 3,70 \text{ m} && = 94,4 \text{ kNm} \\ Z_d &= 94,4 \text{ kNm} / 3,2 \text{ m} && = 29,5 \text{ kN} \end{aligned}$$



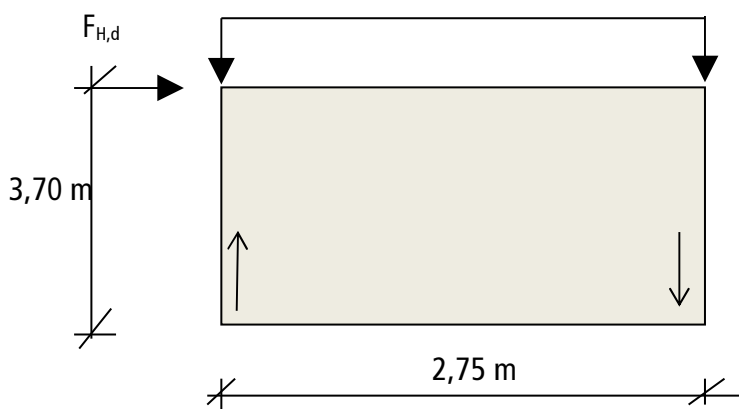
Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):

$$G_w = 3 * 0,9 * 18 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 3,70 \text{ m} * 3,20 \text{ m} / 2 = 76,5 \text{ kN} > 29,5 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 8

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 12,8 \text{ kN} * 1,50 && = 19,2 \text{ kN} \\ M_d &= 19,2 \text{ kN} * 3,70 \text{ m} && = 71,1 \text{ kNm} \\ Z_d &= 71,1 \text{ kNm} / 2,75 \text{ m} && = 25,9 \text{ kN} \end{aligned}$$



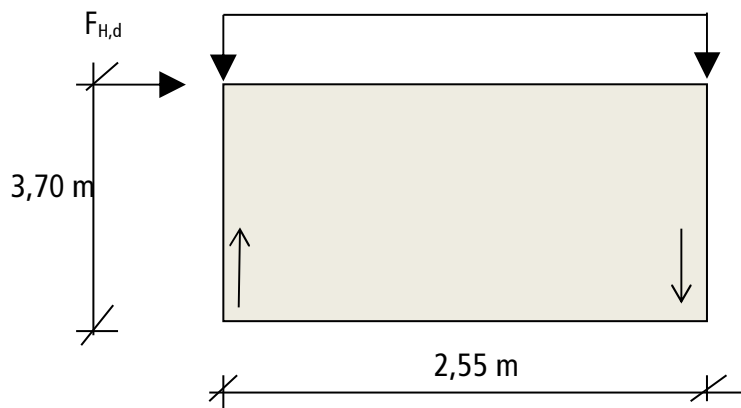
Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):

$$G_w = 3 * 0,9 * 18 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 3,70 \text{ m} * 2,75 \text{ m} / 2 = 59,3 \text{ kN} > 25,9 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 9

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 22,5 \text{ kN} \cdot 1,50 && = 33,8 \text{ kN} \\ M_d &= 33,8 \text{ kN} \cdot 3,70 \text{ m} && = 124,9 \text{ kNm} \\ Z_d &= 124,9 \text{ kNm} / 2,55 \text{ m} && = 49,0 \text{ kN} \end{aligned}$$



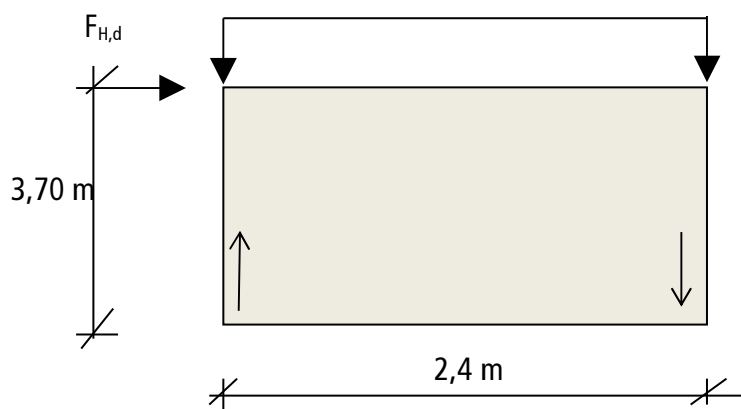
Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall)

$$G_w = 3 \cdot 0,9 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 3,70 \text{ m} \cdot 2,55 \text{ m} / 2 = 55,0 \text{ kN} > 49,0 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 10

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 15,8 \text{ kN} \cdot 1,50 && = 23,7 \text{ kN} \\ M_d &= 23,7 \text{ kN} \cdot 3,70 \text{ m} && = 87,7 \text{ kNm} \\ Z_d &= 87,7 \text{ kNm} / 2,4 \text{ m} && = 36,6 \text{ kN} \end{aligned}$$



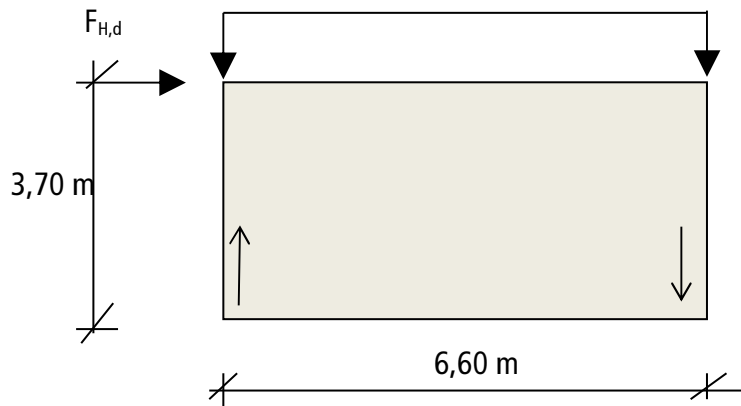
Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):

$$G_w = 3 \cdot 0,9 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 3,70 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ m} / 2 = 51,8 \text{ kN} > 36,6 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 11

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 166,0 \text{ kN} \cdot 1,50 && = 249,0 \text{ kN} \\ M_d &= 249,0 \text{ kN} \cdot 3,70 \text{ m} && = 921,3 \text{ kNm} \\ Z_d &= 921,3 \text{ kNm} / 6,6 \text{ m} && = 139,6 \text{ kN} \end{aligned}$$



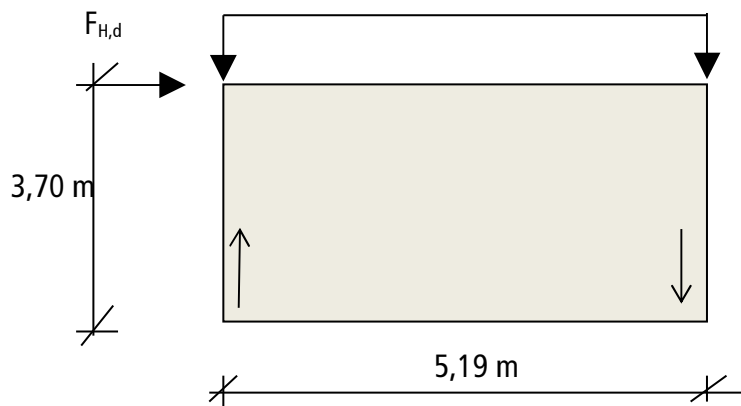
Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände und der Dachkonstruktion:

$$G_w = 3 \cdot 0,9 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 3,70 \text{ m} \cdot 6,60 \text{ m} / 2 = 142,4 \text{ kN} > 139,6 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

### Wandscheiben 12

$$\begin{aligned} F_{H,d} &= 80,5 \text{ kN} \cdot 1,50 && = 120,8 \text{ kN} \\ M_d &= 120,8 \text{ kN} \cdot 3,70 \text{ m} && = 446,8 \text{ kNm} \\ Z_d &= 446,8 \text{ kNm} / 5,19 \text{ m} && = 86,1 \text{ kN} \end{aligned}$$



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände und der Dachkonstruktion:

$$G_w = 3 \cdot 0,9 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 3,70 \text{ m} \cdot 5,19 \text{ m} / 2 = 112,0 \text{ kN} > 86,1 \text{ kN} = Z_d$$

Keine Zugverankerung erforderlich.

**Pos. 100 Dachdecke, OSB-3, d=25 mm**

Der Sparren bzw. Binderabstand sind auf maximal  $e=125$  cm wegen der Lieferabmessung der OSB-Platten festgelegt worden.

Jede Deckenscheibe steift die an der jeweiligen Scheibe angreifenden Windlasten für sich aus. Die äußeren Deckenscheiben nehmen zusätzlich die Windlast der halben Geschosshöhe des 2. OG und die Last aus Schiefstellung auf.

Als maßgebendes System wird die rechte Dachscheibe von Achse H bis J mit dem Lastfall Wind von rechts betrachtet.

**Lastannahmen**

In dem Bemessungsprogramm werden die veränderlichen Lasten als Nutzlasten mit einem  $k_{mod} = 0,7$  berücksichtigt. Da es sich hier bei den veränderlichen Lasten um

-Schnee  $<1000$ m, mit  $k_{mod} = 0,9$

-Wind, mit  $k_{mod} = 0,9$

handelt werden vorab die veränderlichen Lasten um den Faktor  $* 0,7 / 0,9$  reduziert.

Dachaufbau einschließlich OSB (s. S. 7)	$g_k = 1,2 \text{ kN/m}^2 + 0,58 \text{ kN/m}^2$	<b><math>= 1,78 \text{ kN/m}^2</math></b>
Schnee (s. S. 18)	$s_k$	$= 0,68 \text{ bis } 1,36 \text{ kN/m}^2$
Winddruck (s. S. 13ff.)	$w_k$	$= 0,16 \text{ kN/m}^2$
	$q_{k,ges} = (s_k + w_k) * \text{Faktor}_{kmod}$	
	$= (1,36 + 0,16) * 0,7 / 0,9$	<b><math>= 1,19 \text{ KN/m}^2</math></b>

Horizontallasten auf die Dachscheibe bzw. Aussteifungslastejn (siehe auch Pos. 1 S. 22ff.). Auf der sicheren Seite liegend werden für Wind auf die Traufseite die horizontalen Windanteile von Achse F/G bis J berücksichtigt. Für Wind auf die Giebelseite werden die Aussteifungslasten des 2.OGs aus Translation der Wandscheiben 9 und 10 zur Hälfte und 11 und 12 komplett berücksichtigt.

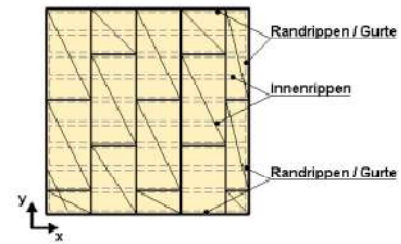
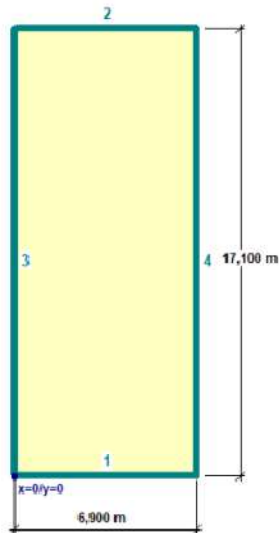
Wind Traufseite  $w_{kH} = 0,53 \text{ kN/m}^2 * 3,7 \text{ m} / 2$   
 $+ 6,9 \text{ kN/m} * (3,7 \text{ m} / 2 + 1,85 \text{ m}) / 2 / 17,1 \text{ m}$   
 $+ 1,63 \text{ m} * 0,66 \text{ kN/m}^2 * \sin(80^\circ) + 6,9 \text{ m} * 2,05 \text{ kN/m}^2 * \sin(10^\circ)$   
 $= 0,99 \text{ kN/m} + 0,75 \text{ kN/m} + 1,06 \text{ kN/m} + 2,46 \text{ kN/m}$   
 **$= 5,26 \text{ kN/m}$**

Wind Giebelseite  $w_{kH} = (0,02 / 2 + 0,01 / 2 + 0,35 + 0,17) * 138 \text{ kN} / 7,0 \text{ m}$   
 **$= 10,6 \text{ kN/m}$**

## Bemessung

### Deckenscheibe - Holz (V.29.1) nach EC5-1-1, NA Deutschland

#### 1. System



#### 1.1 Abmessungen / Verlegerichtung

Scheibenlänge in x-Richtung = 6,900 m

Scheibenhöhe in y-Richtung = 17,100 m

Abstand der Rippen  $a_r = 1,250$  m

Verlegung der Innenrippen in x-Richtung, Verlegung der Beplankung in y-Richtung

#### 1.2 Wände

Wand	$x_a$ [m]	$y_a$ [m]	$x_e$ [m]	$y_e$ [m]	$l_x$ [m]	$l_y$ [m]	$x_s$ [m]	$y_s$ [m]
1	0,000	0,000	6,900	0,000	6,900	0,000	3,450	0,000
2	0,000	17,100	6,900	17,100	6,900	0,000	3,450	17,100
3	0,000	17,100	0,000	0,000	0,000	17,100	0,000	8,550
4	6,900	17,100	6,900	0,000	0,000	17,100	6,900	8,550

#### 1.3 Querschnittswerte/Material Rippen

Holzfestigkeitsklasse Innenrippen: Brettschichtholz GL24h

Holzfestigkeitsklasse Randgurte/Randrippen x-Richtung: Nadelholz C24

Holzfestigkeitsklasse Randgurte/Randrippen y-Richtung: Nadelholz C24

Nutzungsstufe für Rippen: NKL 1

##### 1.3.1 Innenrippen

$b/h = 20,0/20,0$  cm

$A = 400,000$  cm<sup>2</sup>

$W_y = 1333,333$  cm<sup>3</sup>

##### 1.3.2 Randrippen/Gurte in x-Richtung

$b/h = 12,0/8,0$  cm

$A = 96,000$  cm<sup>2</sup>

$W_y = 128,000$  cm<sup>3</sup>

##### 1.3.3 Randrippen/Gurte in y-Richtung

$b/h = 12,0/8,0$  cm

$A = 96,000$  cm<sup>2</sup>

$W_y = 128,000$  cm<sup>3</sup>

Die Sparren bzw. Binder sind hier nur minimal angegeben und Pos 101 ist maßgebend.

Die Randkurte sind wie angegeben Zug und Druckfest zwischen die Sparren bzw. Binder anzuordnen.

#### **1.4 Beplankung**

Die Deckenscheibe ist nur einseitig beplankt!

Die Beplankung wird ohne freie Ränder verlegt.

##### **1.4.1 Beplankung 1 (oben)**

Material = OSB/3

Nutzungsstufe für Beplankung 1: NKL 1

Plattendicke  $t = 25,0$  mm

Plattenbreite  $b_p = 1,250$  m

Plattenlänge  $l_p = 2,500$  m

#### **1.5 Verbindungsmittel VM**

##### **1.5.1 für Beplankung 1**

VM = Nägel 3,4x60

Abstand  $a_v = 40$  mm

Kopfdurchmesser  $d_k = 7,7$  mm

Zugfestigkeit  $f_{uk} = 600,0$  N/mm<sup>2</sup>

VM wird nicht vorgebohrt

VM wird bündig eingeschlagen / eingeschraubt und nicht versenkt

#### **2. Belastung**

Winddruck  $w_{x,d,k}$  in x-Richtung = 5,300 kN/m

Windsog  $w_{x,s,k}$  in x-Richtung = 0,000 kN/m

Winddruck  $w_{y,d,k}$  in y-Richtung = 11,000 kN/m

Windsog  $w_{y,s,k}$  in y-Richtung = 0,000 kN/m

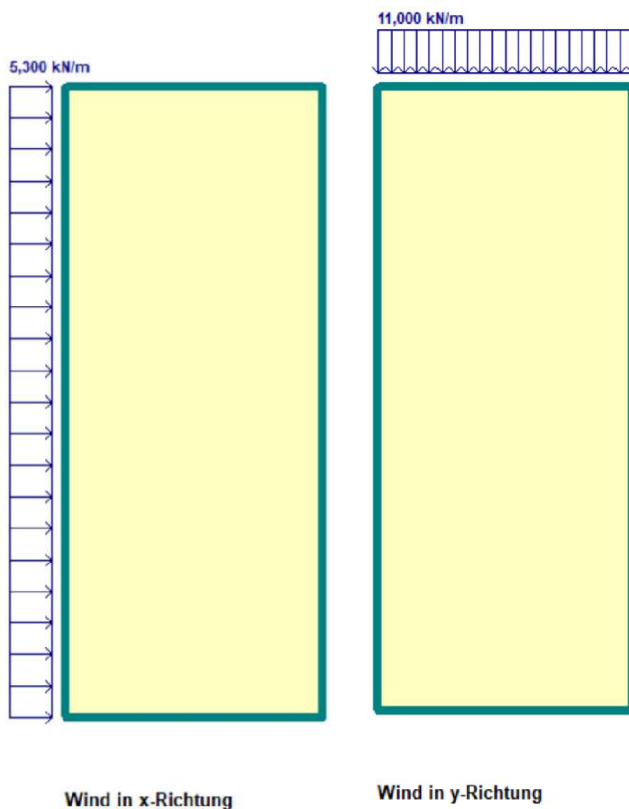
Erdbeben  $e_{x,d}$  in x-Richtung = 0,000 kN/m

Erdbeben  $e_{y,d}$  in y-Richtung = 0,000 kN/m

$g = 1,800$  kN/m<sup>2</sup> (ständige Flächenlast auf Decke für Nachweis Biegung der Beplankung)

$q = 1,200$  kN/m<sup>2</sup> (veränderliche Flächenlast auf Decke für Nachweis Biegung der Beplankung)

Kategorie Nutzlast = A: Wohn-/Aufenthaltsräume





### **3. Bemessungsparameter / Festigkeiten etc.**

#### **3.1 Bemessungsparameter**

- > Keine Erhöhung von  $R_d$  für VM um 20% gemäß EC5-1-1, 9.2.3.1(2)
- > Erhöhung  $R_d$  mit  $\Delta R_d$  infolge des Einhängeneffektes wird nicht angesetzt!
- > rechn. Scheibenhöhe wird mit  $l/2$  angesetzt, wenn Bedingung nach NA.5 nicht erfüllt ist
- > rechn. Scheibenhöhe wird automatisch mit  $l/2$  oder  $l/4$  angesetzt um die Bedingungen nach NA.8 zu erfüllen
- > als Spannweite  $l$  wird jeweils die gesamte Scheibenlänge bzw. Scheibenhöhe angesetzt
- >  $\Gamma_{M,1} = 1,30[-]$  bei Nachweis Erdbeben (sonst 1,30)

#### **3.2 Festigkeiten**

##### **Innenrippen:**

Biegefestigkeit  $f_{m,k} = 24,000 \text{ N/mm}^2$   
Druckfestigkeit  $f_{c0,k} = 24,000 \text{ N/mm}^2$   
Druckfestigkeit  $f_{c90,k} = 2,500 \text{ N/mm}^2$   
Zugfestigkeit  $f_{t0,k} = 19,200 \text{ N/mm}^2$

##### **Randrippen / Gurte in x-Richtung:**

Biegefestigkeit  $f_{m,k} = 24,000 \text{ N/mm}^2$   
Druckfestigkeit  $f_{c0,k} = 21,000 \text{ N/mm}^2$   
Druckfestigkeit  $f_{c90,k} = 2,500 \text{ N/mm}^2$   
Zugfestigkeit  $f_{t0,k} = 14,000 \text{ N/mm}^2$

##### **Randrippen / Gurte in y-Richtung:**

Biegefestigkeit  $f_{m,k} = 24,000 \text{ N/mm}^2$   
Druckfestigkeit  $f_{c0,k} = 21,000 \text{ N/mm}^2$   
Druckfestigkeit  $f_{c90,k} = 2,500 \text{ N/mm}^2$   
Zugfestigkeit  $f_{t0,k} = 14,000 \text{ N/mm}^2$

##### **Beplankung 1:**

Schubfestigkeit  $f_{v,k} = 6,800 \text{ N/mm}^2$   
Druckfestigkeit  $f_{c,k} = 14,800 \text{ N/mm}^2$   
 $G_{\text{mean}} = 1080,000 \text{ N/mm}^2$   
 $G_{0,05} = 918,000 \text{ N/mm}^2$

#### **3.3 Tragfähigkeiten**

##### **Scheibentragfähigkeit (über Verbindungsmittel):**

Tragfähigkeit  $f_{0,d}(\text{Wind}) = 19,41 \text{ N/mm}$

##### **Verbindungsmittel:**

$k_{\text{mod}}(\text{Wind}) = 1,00 [-]$   
Abscherfestigkeit  $R_d(\text{Wind}) = 776,387 \text{ N}$  (je VM, Beplankung 1)

##### **Beplankung:**

Faktor Schubtragfähigkeit = 0,33 [-]  
 $k_{\text{mod}}(\text{Wind}) = 1,00 [-]$   
 $f_{v,0,d,1}(\text{Wind}) = 30,208 \text{ N/mm}$  (längenbez. Schubfestigkeit parallel zum Plattenrand, Beplankung 1)

**$f_{v,0,d,\text{gesamt}}(\text{Wind}) = 30,208 \text{ N/mm}$  (längenbez. Schubfestigkeit parallel zum Plattenrand, gesamt)**

$f_{v,0,d}(\text{Wind}) = \min[\text{Faktor} \cdot f_{v,d} \cdot t; \text{Faktor} \cdot f_{v,d} \cdot 35 \cdot t^2 \cdot \alpha]$   
 $f_{v,0,d,1}(\text{Wind}) = \min[43,15 \cdot t; 30,208]$  (Beplankung 1)

#### **4. Beanspruchungen**

##### **4.1 Scheibenbeanspruchung / Schubfluss parallel zu den Plattenrändern**

Wind in x-Richtung:  $s_{0,d} = 9,720 \text{ N/mm}$  ( $V_d = 67,066 \text{ kN} / h_{\text{eff}} = 6,900 \text{ m}$ )  
Wind in y-Richtung:  $s_{0,d} = 16,280 \text{ N/mm}$  ( $V_d = 56,166 \text{ kN} / h_{\text{eff}} = 3,450 \text{ m}$ )  
Erdbeben in x-Richtung: nicht vorhanden  
Erdbeben in y-Richtung: nicht vorhanden

##### **4.2 längenbez. Druckbeanspruchung senkrecht zu den Plattenrändern (für Nachweis Lasteinleitung)**

Nachweis der Lasteinleitung nicht erforderlich (NA.8)

#### **4.3 Längskräfte in den Randgurten / Randrippen**

Wind in x-Richtung:  $|M_{max, Md, Scheibe}| = 290,582 \text{ kNm}$  /  $h_{eff} = 6,900 \text{ m}$   
 $|N_{d, Gurte, y-Richtung}| = 42,113 \text{ kN}$   
 $|N_{d, Randrippen, x-Richtung}| = 67,973 \text{ kN}$   
 $|M_{max, \sigma, N, Gurte, y-Richtung}| = 4,387 \text{ N/mm}^2$  (Anteil Längskraft)  
 $|M_{max, \sigma, M, Gurte, y-Richtung}| = 0,000 \text{ N/mm}^2$  (Anteil Biegung)  
 $|M_{max, \sigma, N, Randrippen, x-Richtung}| = 7,080 \text{ N/mm}^2$  (Anteil Längskraft)  
 $|M_{max, \sigma, M, Randrippen, x-Richtung}| = 0,000 \text{ N/mm}^2$  (Anteil Biegung)

Wind in y-Richtung:  $|M_{max, Md, Scheibe}| = 98,196 \text{ kNm}$  /  $h_{eff} = 3,450 \text{ m}$   
 $|N_{d, Gurte, x-Richtung}| = 28,463 \text{ kN}$   
 $|N_{d, Randrippen, y-Richtung}| = 56,925 \text{ kN}$   
 $|M_{max, \sigma, N, Gurte, x-Richtung}| = 2,965 \text{ N/mm}^2$  (Anteil Längskraft)  
 $|M_{max, \sigma, M, Gurte, x-Richtung}| = 0,000 \text{ N/mm}^2$  (Anteil Biegung)  
 $|M_{max, \sigma, N, Randrippen, y-Richtung}| = 5,930 \text{ N/mm}^2$  (Anteil Längskraft)  
 $|M_{max, \sigma, M, Randrippen, y-Richtung}| = 0,000 \text{ N/mm}^2$  (Anteil Biegung)

Erdbeben in x-Richtung: nicht vorhanden

Erdbeben in y-Richtung: nicht vorhanden

#### **4.4 Versatzmomente aus Exzentrizität Wandschwerpunkt/Lastschwerpunkt**

Diese Momente sind durch die jeweils quer zur Belastung stehenden Wände aufzunehmen!

Wind in x-Richtung:  $M_{k, x} = 0,00 \text{ kNm}$  ( $e = 0,000 \text{ m}$ )

Wind in y-Richtung:  $M_{k, y} = 0,00 \text{ kNm}$  ( $e = 0,000 \text{ m}$ )

Erdbeben in x-Richtung: nicht vorhanden

Erdbeben in y-Richtung: nicht vorhanden

#### **4.5 Biegemomente in oberer Beplankung aus Flächenlasten**

$|M_{max, My, d}| = 0,826 \text{ kNm}$

$|M_{max, \sigma, M, d}| = 7,931 \text{ N/mm}^2$

### **5. Nachweise**

#### **5.1 Nachweis der Scheibenbeanspruchung / Beplankung**

Wind in x-Richtung: Scheibentragsfähigkeit parallel zu Rändern:  $\eta = s_{0,d} / f_{0,d} = 0,50 \leq 1,00$   
Lasteinleitung: Nachweis nicht erforderlich (Bedingungen nach NA.8 eingehalten)  
Scheibenschub Bepl. parallel zu Rändern:  $\eta = s_{v,0,d} / f_{v,0,d} = 0,32 \leq 1,00$   
Druckbeanspr. Bepl. senkrecht zu Rändern: Nachweis nicht erforderlich  
Scheibenschub Bepl. kombiniert: Nachweis nicht erforderlich

Wind in y-Richtung: Scheibentragsfähigkeit parallel zu Rändern:  $\eta = s_{0,d} / f_{0,d} = 0,84 \leq 1,00$   
Lasteinleitung: Nachweis nicht erforderlich (Bedingungen nach NA.8 eingehalten)  
Scheibenschub Bepl. parallel zu Rändern:  $\eta = s_{v,0,d} / f_{v,0,d} = 0,54 \leq 1,00$   
Druckbeanspr. Bepl. senkrecht zu Rändern: Nachweis nicht erforderlich  
Scheibenschub Bepl. kombiniert: Nachweis nicht erforderlich

Erdbeben in x-Richtung: nicht vorhanden

Erdbeben in y-Richtung: nicht vorhanden

#### **5.2 Nachweis der Randgurte/Randrippen in x-Richtung (Anteil Biegung nur, wenn Moment vorhanden)**

Wind in x-Richtung: Ausnutzung Druck und Biegung =  $0,440 \leq 1,00$

Wind in y-Richtung: Ausnutzung Druck und Biegung =  $0,180 \leq 1,00$   
Ausnutzung Zug und Biegung =  $0,280 \leq 1,00$

Erdbeben in x-Richtung: nicht vorhanden

Erdbeben in y-Richtung: nicht vorhanden

#### **5.3 Nachweis der Randgurte/Randrippen in y-Richtung (Anteil Biegung nur, wenn Moment vorhanden)**

Wind in x-Richtung: Ausnutzung Druck und Biegung =  $0,270 \leq 1,00$   
Ausnutzung Zug und Biegung =  $0,410 \leq 1,00$

Wind in y-Richtung: Ausnutzung Druck und Biegung =  $0,370 \leq 1,00$

Erdbeben in x-Richtung: nicht vorhanden

Erdbeben in y-Richtung: nicht vorhanden

#### **5.4 Nachweis der Beplankung auf Biegung**

Biegung parallel zur Faserrichtung der Deckschicht

Ausnutzung Biegung =  $1,000 \leq 1,00$  ( $k_{mod} = 0,70$ )

Biegefestigkeit  $f_{m,d} = 7,969 \text{ N/mm}^2$

#### **5.5 Nachweis der Scheibendurchbiegung**

Bedingungen für Entfall Nachweis Durchbiegung eingehalten, d.h. keine weiteren Nachweise notwendig!

### **6. Zusammenfassung**

--> **Alle Nachweise werden erfüllt!**

Die Scheibe wird als ausreichend steif angesehen.

Die Randgurte C24 bxh > 12x8 cm sind zug- und druckfest zwischen den Sparren bzw. Binder anzuordnen.

### Einzelnachweise

#### Nachweis der Lasteinleitung in Aussteifungswände

An dieser Stelle folgt der Nachweis der Lasteinleitung der Aussteifungslasten in die jeweiligen Wände.

Für den Nachweis der Lasteinleitung in die Wände in y-Richtung siehe Pos. 101 (S. 70ff.).

In x-Richtung erfolgt die Lasteinleitung in die Wandscheibe 1/ 2 über einen seitlich angeordneten Streichbalken (b/h = 10/24 cm). Die Wandscheiben müssen mit einem Ringbalken b/h = 24/24 cm abschließen.

Maßgebend ist hierbei die Wandscheibe 2 mit einer Aussteifungslast von (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.)

$$F_{h,d} = 94,13 \text{ kN} * 1,50 = 141,2 \text{ kN}$$

Diese verteilt sich gleichmäßig auf den Streichbalken mit einer Länge von 5,2 m. Alle 25 cm wird ein Anker angeordnet, daraus ergibt sich die Bemessungslast je Anker zu

$$F_{hr,Anker,d} = (141,2 \text{ kN} / 5,2 \text{ m}) * 0,25 \text{ m} = 6,8 \text{ kN}$$

Gewählte Verankerung:

Fischer FAZ II Plus 12/160, gvz, Verankerungstiefe 117 mm, alle 25 cm

In Kombination mit einem einseitigen Scheibendübel B1-65mm, Einlass-/ Einpresstiefe = 15,0 mm

Siehe nachfolgenden Fischer- und Harzerausdruck.



C-FIX 1.123.0.0  
Datenbankversion  
2024.4.26.15.27  
Datum  
18.07.2024

fischer



[www.fischer.de](http://www.fischer.de)

## Bemessungsgrundlagen

### Anker

Ankersystem  
Anker

fischer Bolzenanker FAZ II Plus  
Bolzenanker FAZ II Plus 12/160,  
galvanisch verzinkter Stahl  
117 mm



Rechnerische  
Verankerungstiefe  
Bemessungsdaten

Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer  
Bewertung ETA-19/0520, Option 1,  
Erteilungsdatum 24.05.2023

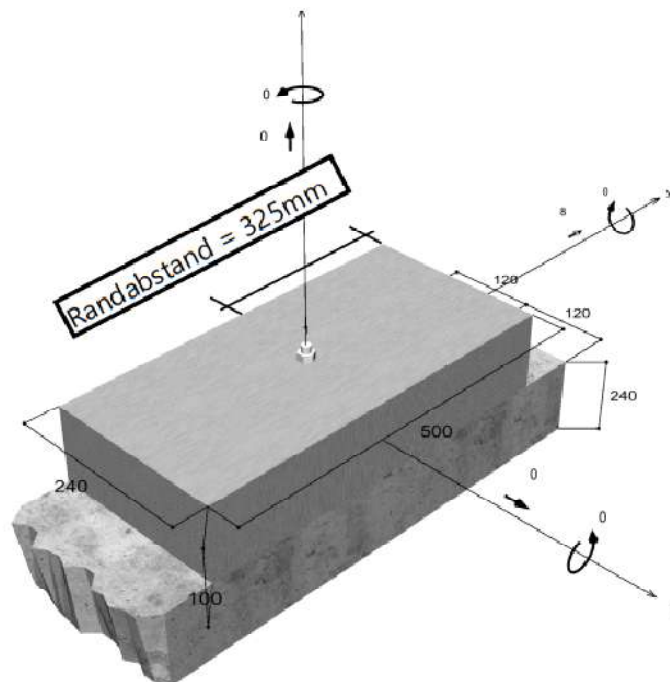


### Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

### Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu



C-FIX 1.123.0.0  
Datenbankversion  
2024.4.26.15.27  
Datum  
18.07.2024

fischer



### Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN 1992-4:2018 mechanische Befestigungselemente
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	240 mm x 500 mm x 100 mm
Profiltyp	Kein Profil

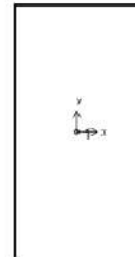
### Bemessungslasten \*)

#	N <sub>Ed</sub> kN	V <sub>Ed,x</sub> kN	V <sub>Ed,y</sub> kN	M <sub>Ed,x</sub> kNm	M <sub>Ed,y</sub> kNm	M <sub>T,Ed</sub> kNm	Belastungsart
1	0,00	0,00	8,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

\*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

### Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	0,00	8,00	0,00	8,00



Max. Betonstauchung :  
Max. Betondruckspannung :  
Resultierende Zugkraft :  
Resultierende Druckkraft :

‰  
N/mm<sup>2</sup>  
kN , X/Y Position ( / )  
kN , X/Y Position ( / )

### Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

$$\beta_V = \beta_{V,ci} = 1,00 \leq 1$$

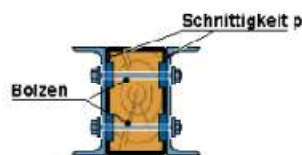
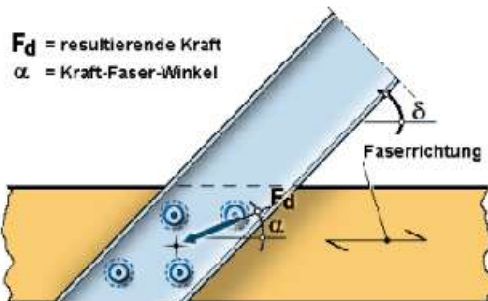


Nachweis erfolgreich

### Hinweise

Die allgemeinen und technischen Hinweise finden Sie im vollständigen Ausdruck.

### Anschluss-Holz (V.30.1) EC5-1-1, 6.5 (NA Deutschland)



**Prinzipskizze**

#### **Holz - Stahl - Anschluss mit Dübeln besonderer Bauart**

Anschlusswinkel Delta = 0,0 °

Dübeltyp = einseitiger Scheibendübel B1-65mm

Einlass-/Einpresstiefe h<sub>e</sub> = 15,0 mm

Blechdicke = 4,0 mm

Bolzen d = 12 mm (Festigkeitsklasse 4.6)

Verbindung ist 1 - schnittig

2 Reihen quer zur Faserrichtung übereinander

2 Reihen in Faserrichtung hintereinander

Abstand a<sub>3,t</sub> in Faserrichtung = 300 mm (für Beiwert k<sub>2</sub>)

Hirnholzende gemäß Abs. 8.9(7) unbeanspruch

t<sub>Seitenholz</sub> = 12,0 cm

F<sub>d</sub> = 8,000 kN

Winkel Kraft-Faser = 0,0 °

k<sub>mod</sub> = 0,800 [-]

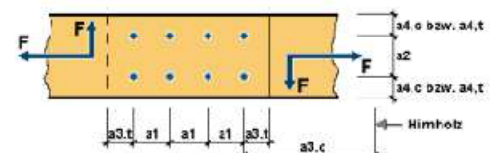
Nadelholz C24

rho<sub>k</sub> = 350,000 kg/m<sup>3</sup>

f<sub>c,90,k</sub> = 2,500 N/mm<sup>2</sup>

R<sub>d,Dübel</sub> = 11,287 kN

**F<sub>d</sub> = 8,00 <= R<sub>d,tot</sub> = 45,15 kN (n<sub>ef</sub> = 2,00)**



a<sub>1</sub> = 130 mm

a<sub>3,t</sub> = 130 mm

a<sub>3,c</sub> = 26 mm

a<sub>2</sub> = 78 mm

a<sub>4,t</sub> = 39 mm

a<sub>4,c</sub> = 39 mm

(Mindestwerte für Abstände)

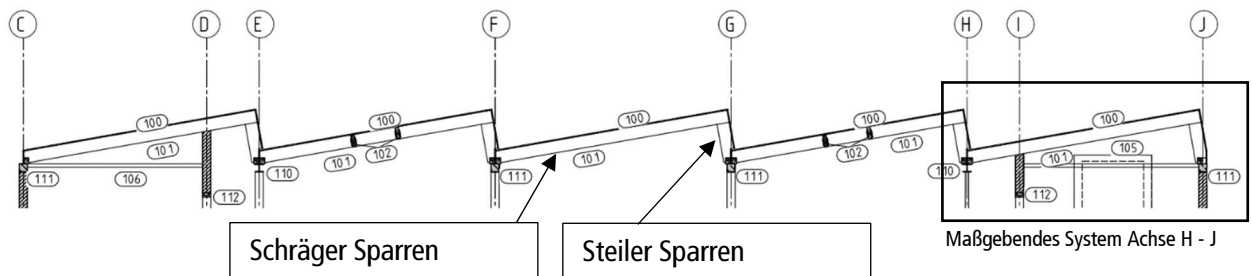
t<sub>1,req</sub> = 34 mm (Minstdicke Seitenhölzer)

**Pos. 101 Dachbinder, GL24h, b/h= 20/36cm, e ≤ 125 cm**

Der Binderabstand ist auf maximal e=125 cm wegen der Lieferabmessung der OSB-Platten festgelegt. Ein Binder besteht aus einem schrägen und einem steilen Sparren, die einen Drei-Gelenk-Rahmen bilden.

An den Fußpunkten ergeben sich Horizontallasten. In Achse C werden die Horizontallasten direkt in die aussteifende Scheibe (Pos. 100) eingeleitet. In den mittleren Feldern (Achse E, F, G und H) werden die Horizontallasten im Ringbalken kurzgeschlossen. In Achse J werden die Horizontallasten über den Ringbalken in die aussteifenden Querwände (Achse 3, 5 und 7) eingeleitet.

Die Bemessung des Binders erfolgt für das maßgebende System Achse H – J .



**Lastannahmen**

Vertikallasten

Aus Lastannahme Steildach (s. S. 6)

$$g_k = 2,1 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 2,63 \text{ kN/m}$$

Aus Lastannahme Schrägdach (s. S. 7), Schnee (s. S.18)

$$g_k = 2,8 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 3,50 \text{ kN/m}$$

$$s_{k,min} = 0,34 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 0,43 \text{ kN/m}$$

$$s_{k,max} = 1,36 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 1,70 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k,Wartung} = 1,50 \text{ kN}$$

Windlasten von rechts

Aus Lastannahme Wind (s. S. 16)

$$w_{Sog,Schräg} = 1,64 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 2,05 \text{ kN/m}$$

$$w_{Druck,Steil} = 0,53 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 0,66 \text{ kN/m}$$

Aus Lastannahme Wind (s. S. 15)

$$w_{Druck,Wand,k} = 0,53 \text{ kN/m}^2$$

Aus Schiefstellung/ Lotabweichung (s. S. 24)

$$h_{Lot, Hälfte} = 6,9 \text{ kN/m} / 2 = 3,45 \text{ kN/m}$$

Die Horizontallast wird als Punktlast am Auflager angesetzt. In Summe ergibt sich folgende Punktlast:

$$W_{H,Druck+Lotabw.} = [w_{druck,k} * h_{2,OG} / 2 + h_{Lot, Hälfte} * (h_{2,OG} / 2 + h_{DG}) / L_{Traufe}] * e$$

$$= [0,53 \text{ kN/m}^2 * 3,7 \text{ m} / 2 + 3,45 \text{ kN/m} * (3,7 \text{ m} / 2 + 1,85 \text{ m}) / 17 \text{ m}] * 1,25 \text{ m} = 2,2 \text{ kN}$$

Windlasten von links

Aus Lastannahme Wind (s. S. 16)

$$w_{Druck,Schräg} = 0,08 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 0,10 \text{ kN/m}$$

$$w_{Sog,Steil} = 0,20 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 0,25 \text{ kN/m}$$

Aus Lastannahme Wind (s. S. 16)

$$w_{sog,k} = -0,32 \text{ kN/m}^2$$

Aus Schiefstellung/ Lotabweichung (s. S. 24)

$$h_{Lot, Hälfte} = 6,9 \text{ kN/m} / 2 = 3,45 \text{ kN/m}$$

Die Horizontallast wird als Punktlast am Auflager angesetzt. In Summe ergibt sich folgende Punktlast:

$$W_{H,Sog+Lotabw.} = [w_{sog,k} * h_{2,OG} / 2 + h_{Lot, Hälfte} * (h_{2,OG} / 2 + h_{DG}) / L_{Traufe}] * e$$

$$= [0,32 \text{ kN/m}^2 * 3,7 \text{ m} / 2 + 3,45 \text{ kN/m} * (3,7 \text{ m} / 2 + 1,85 \text{ m}) / 17 \text{ m}] * 1,25 \text{ m} = 1,7 \text{ kN}$$

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-101\_20240927)

**System: [m]**

Querschnitt überall  
 identisch

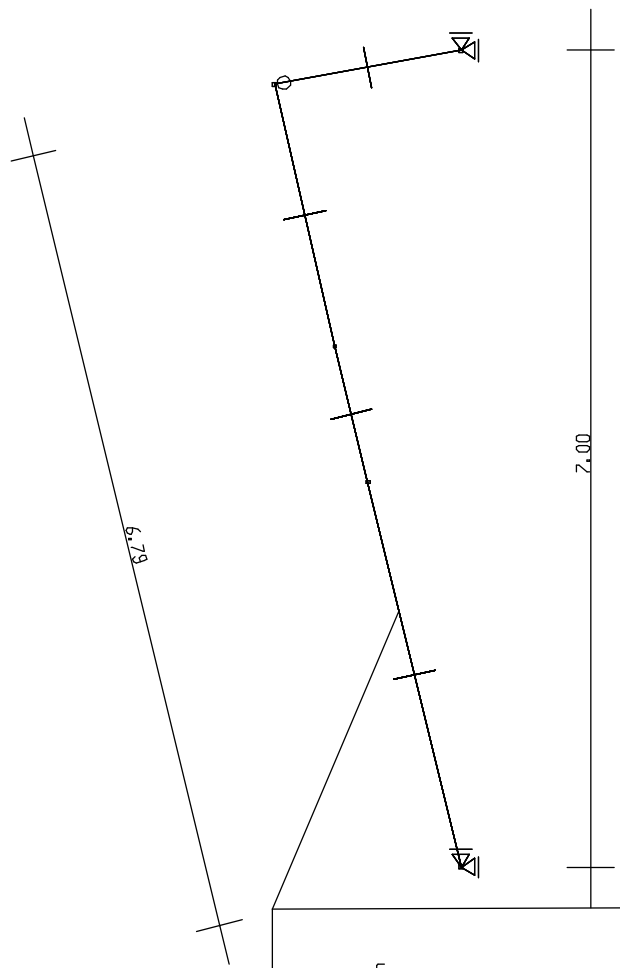
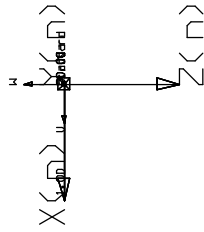
Lasten  
 Fläche : [kN/m<sup>2</sup>]  
 Linie : [kN/m; kNm/m]  
 Punkt : [kN; kNm]  
 Temp. : [°C]

Lagerung, Gelenke  
 0=frei, f=fest c=elast.  
 b=d<sub>x</sub>, d<sub>z</sub>, f<sub>y</sub>,  
 Lagersteifigkeiten  
 Linie : [kN/m<sup>2</sup>; kN]  
 Punkt : [kN/m; kNm]

Pos 101  
 Dachbinder  
 GL24h  
 b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024  
 Zeit : 11:09:16  
 Autor : FR

RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Generierung  
 Version 23.0 D8022024



Dachbinder\_2  
 Element-Typ: Biegebalken  
 Bemessung als: Biegebalken  
 l = 3.40 m  
 R20/36  
 A = 720.00 cm<sup>2</sup>  
 I<sub>y</sub> = 77760. cm<sup>4</sup>  
 I<sub>t</sub> = 62667. cm<sup>4</sup>  
 GL24h



Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, 1=fest c=elast. b=d <sub>x</sub> , d <sub>z</sub> , f <sub>y</sub> , Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitswerte: gamma=1.00/1.35 Kombinationswert: psi(0/1)=1.00/1.00 psi(2/1)=1.00/1.00	Pos. 101 Dachträger GL 24h b/h=20/36 cm e<125cm	Datum : 27.09.2024 Zeit : 08:13:38 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 D8022024
--	---	---	--	---	---

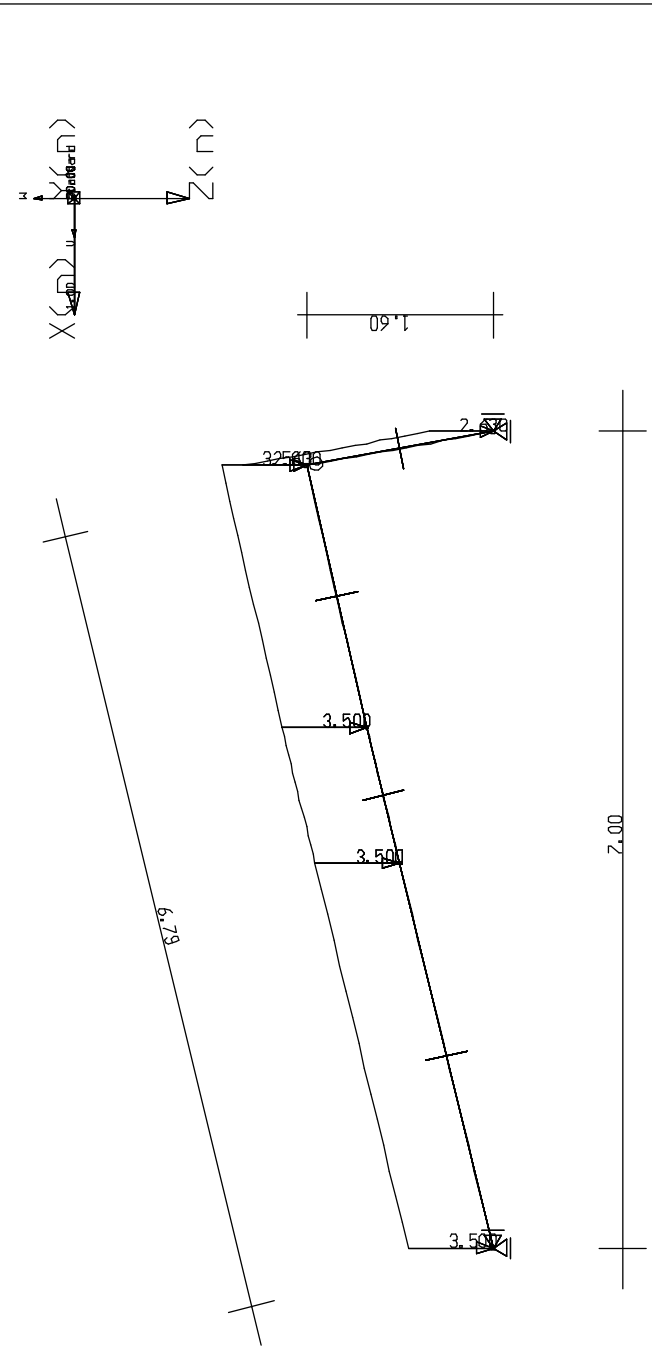
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-101\_20240927) Lastfall 1 : Konstruktionsständige Last

**Lastfall  $g_k$  Eigenlasten**

$g_{\text{Stelldach}} = 2,63 \text{ kN/m}$

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

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt

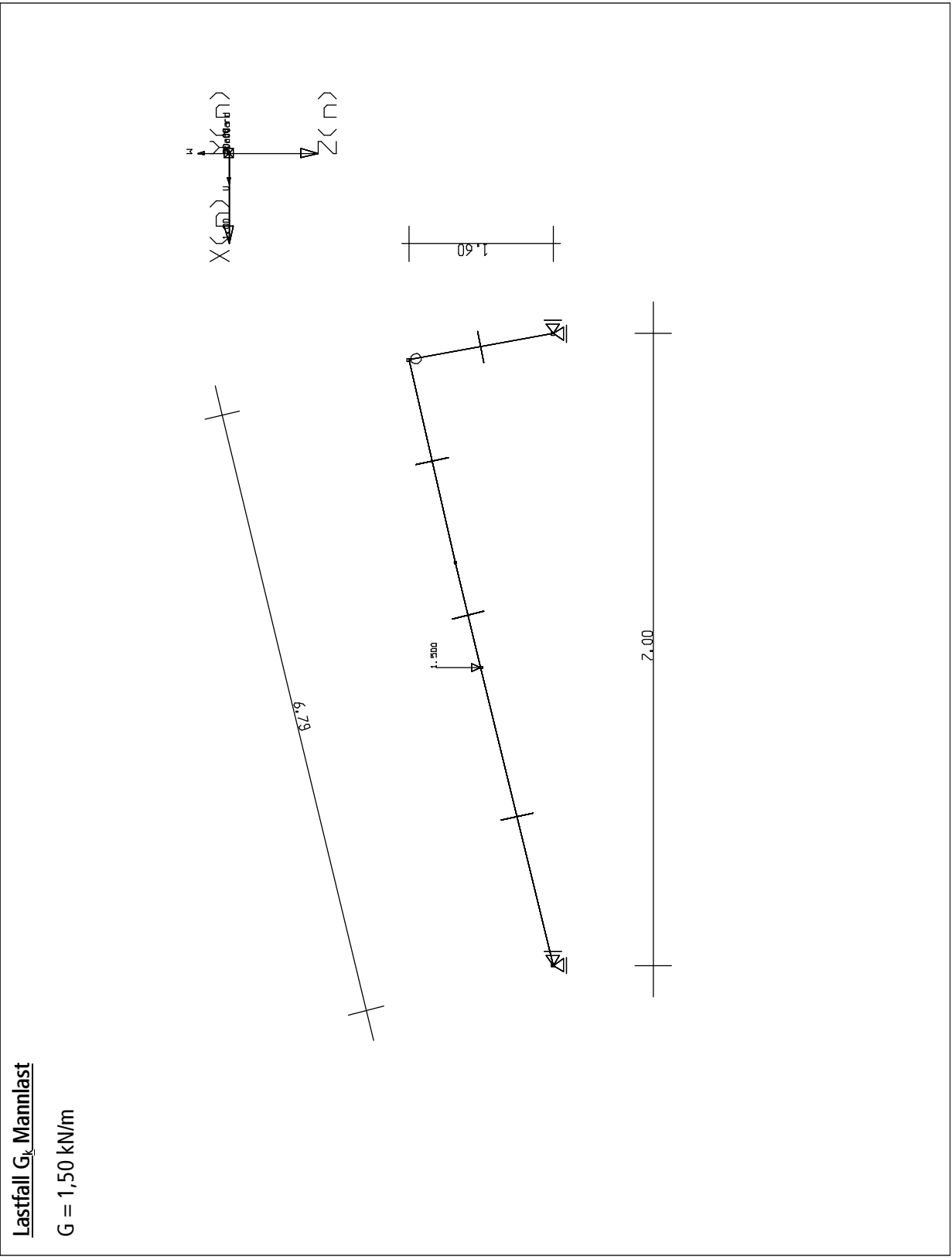


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-101\_20240927) Lastfall 4 : Mannlast (Dächer)

**Lastfall G<sub>k</sub> Mannlast**

G = 1,50 kN/m

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest/elast. b=d <sub>x</sub> , d <sub>z</sub> , f <sub>y</sub> , Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma <sub>d</sub> =1,50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0,00/0,00 psi(2/11)=0,00/0,00	Pos 101 Dachträger GL 24h b/h=20/36 cm e<125cm	Datum : 27.09.2024 Zeit : 08:14:35 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 D8022024
--	---	--	---	---	---



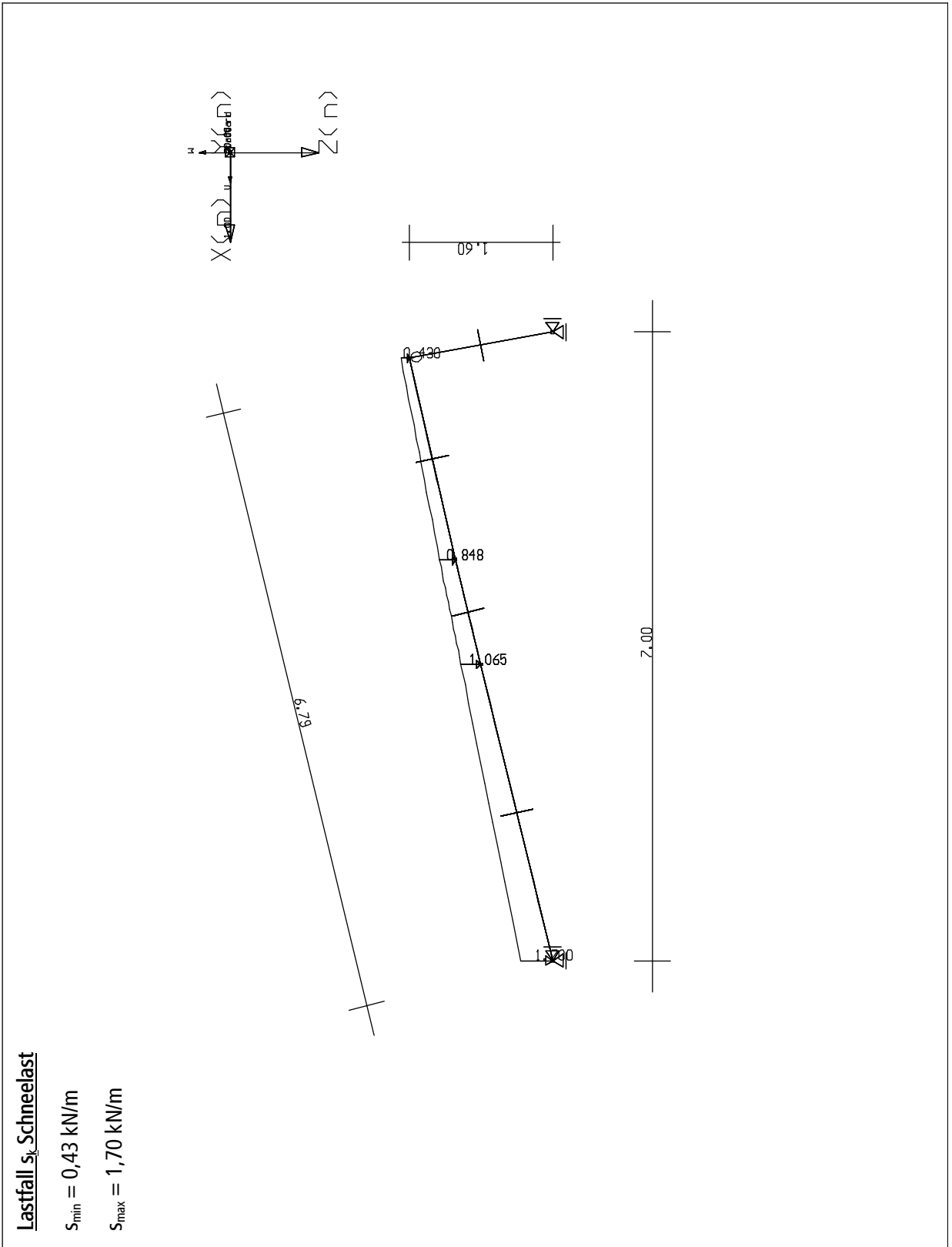
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-101\_20240927) Lastfall 2 : Schnee (Schneelast)

**Lastfall  $s_x$  Schneelast**

$s_{min} = 0,43 \text{ kN/m}$

$s_{max} = 1,70 \text{ kN/m}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, 1=fest/elast. b=d <sub>x</sub> , d <sub>z</sub> , f <sub>y</sub> , Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma <sub>d</sub> =1,50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0,50/0,20 psi(2/11)=0,00/0,00	Pos. 101 Dachträger GL 24h b/h=20/36 cm e<125cm	Datum : 27.09.2024 Zeit : 08:13:52 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 D8022024
--	---	--	--	---	---



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (191-101\_20240927) Lastfall 61 : Wind\_11 (Windlast)

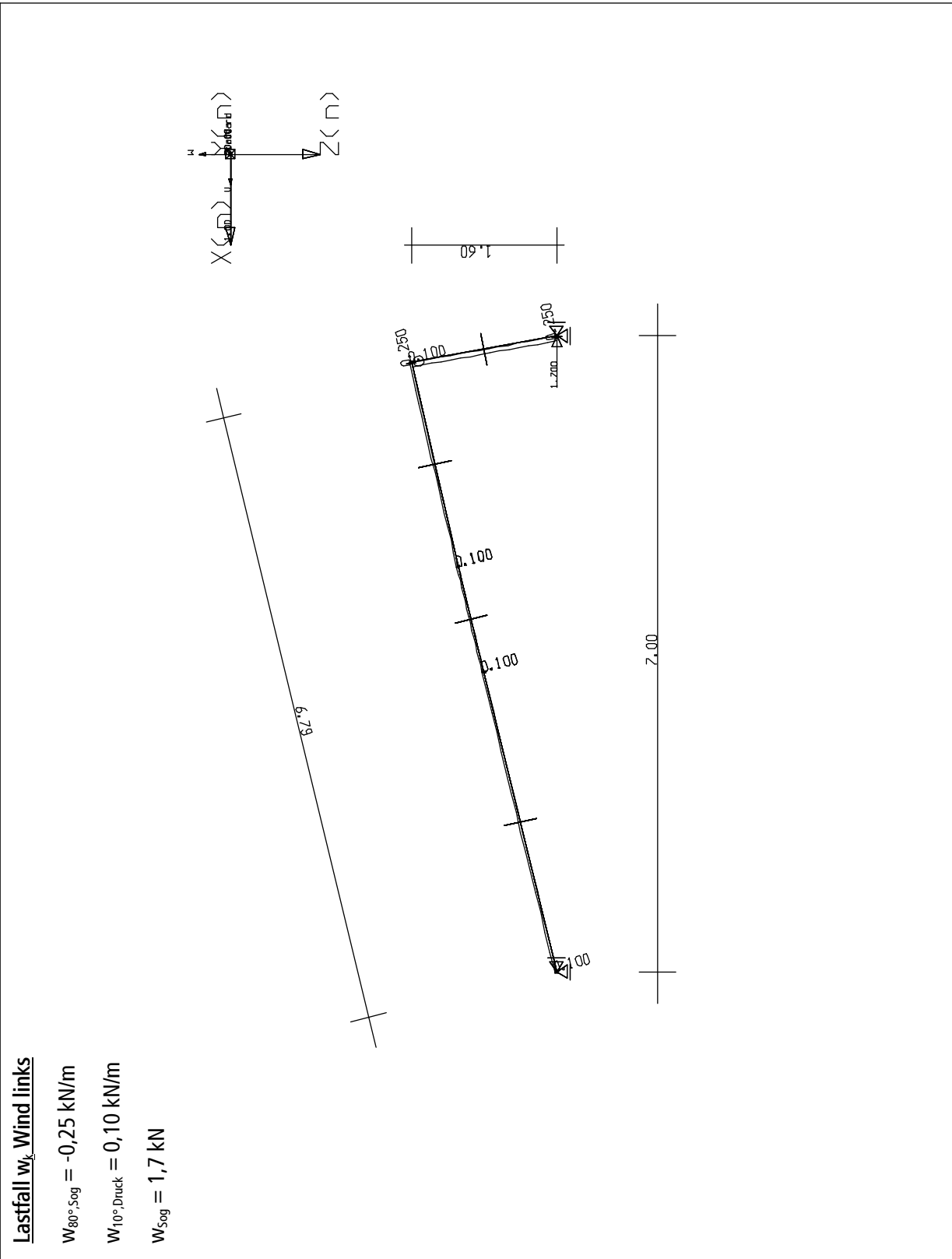
**Lastfall w<sub>k</sub> Wind links**

$w_{80^\circ, \text{Sog}} = -0,25 \text{ kN/m}$

$w_{10^\circ, \text{Druck}} = 0,10 \text{ kN/m}$

$w_{\text{Sog}} = 1,7 \text{ kN}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest/elast. b=d <sub>x</sub> , d <sub>z</sub> , f <sub>y</sub> , Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma <sub>d</sub> =1,50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0,60/0,20 psi(2/1)=0,00/1,00	Pos 101 Dachträger GL 24h b/h=20/36 cm e<125cm	Datum : 27.09.2024 Zeit : 08:14:50 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 D8022024
--	---	---	---	---	---



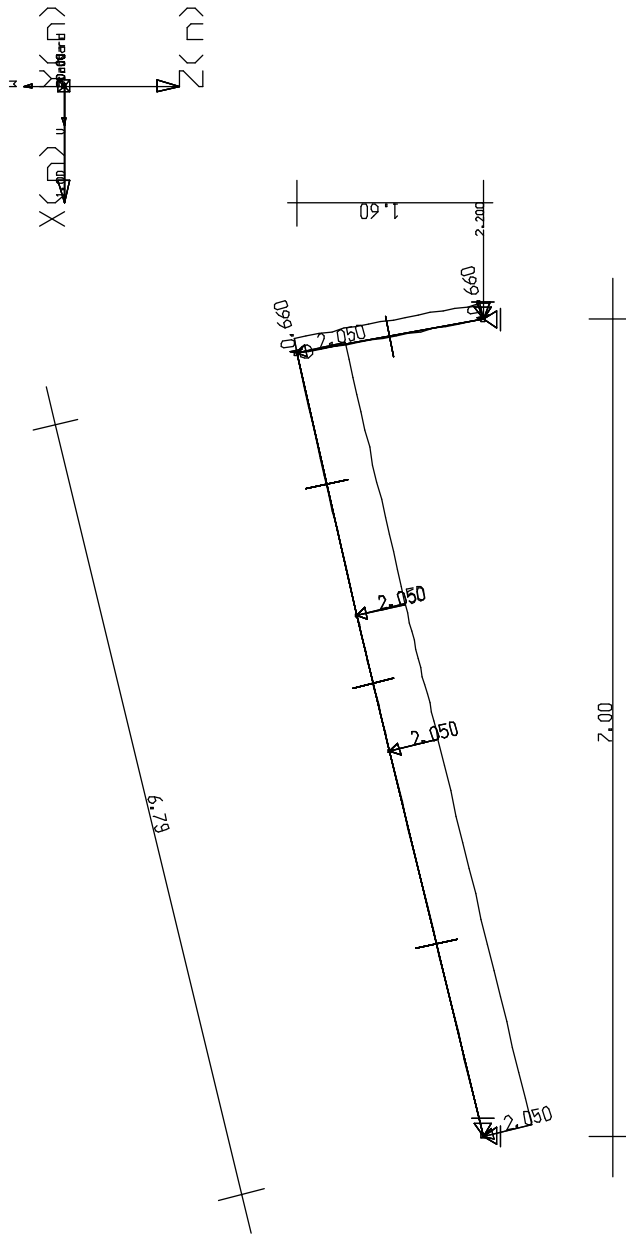
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-101\_20240927) Lastfall 3 : Wind\_reakindlast

**Lastfall  $w_k$  Wind rechts**

$W_{80^\circ, \text{Druck}} = 0,66 \text{ kN/m}$

$W_{10^\circ, \text{Sog}} = -2,05 \text{ kN/m}$

$W_{\text{Druck}} = 2,2 \text{ kN}$



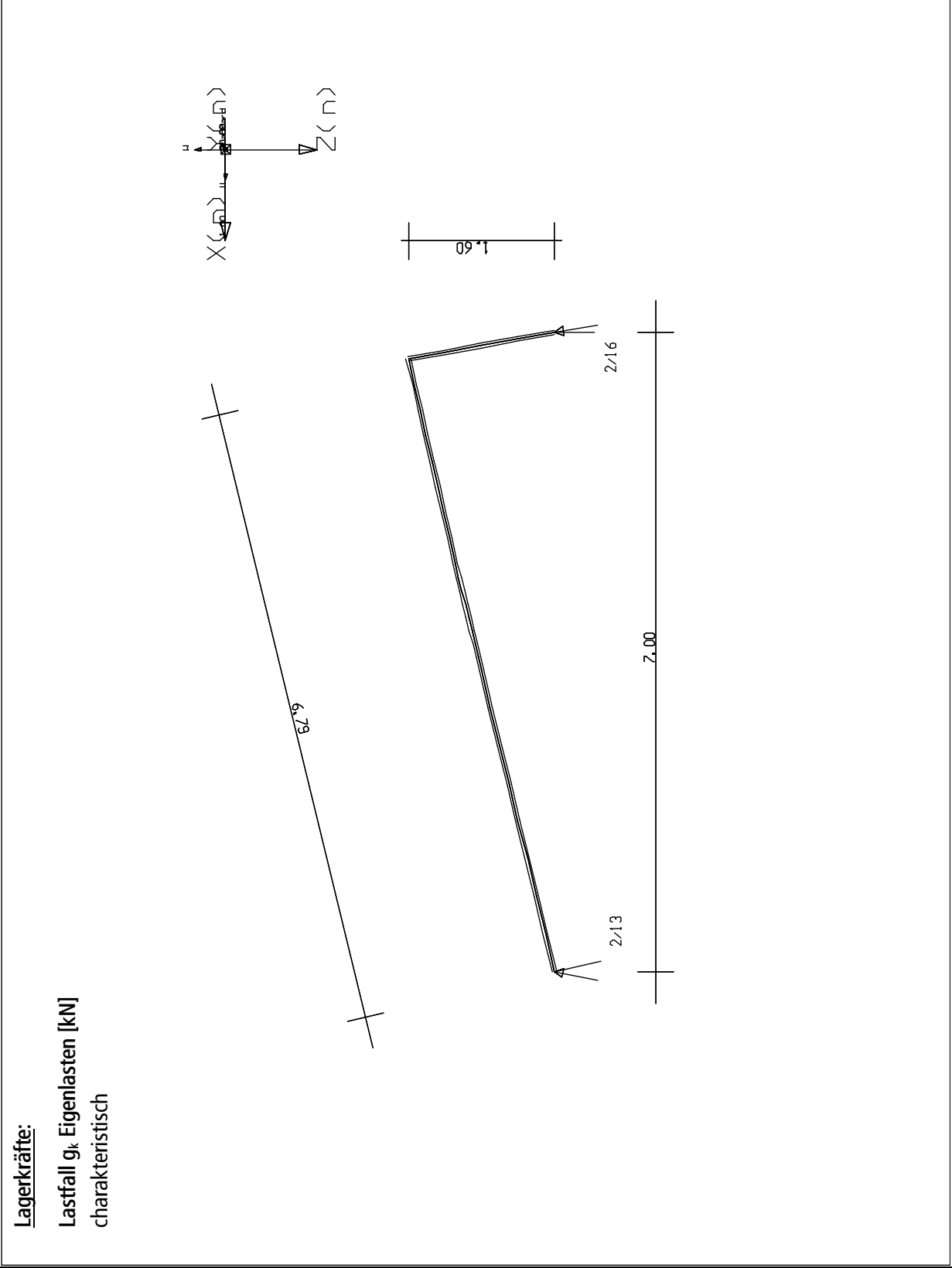
Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, 1=fest/elast. b=d <sub>x</sub> , d <sub>y</sub> , d <sub>z</sub> , f <sub>y</sub> , f <sub>z</sub> Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma_d=1,50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0,60/0,20 psi(2/11)=0,00/1,00	Pos 101 Dachträger GL24h b/h=20/36 cm e<125cm	Datum : 27.09.2024 Zeit : 08:14:16 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 D8022024
--	---	--	--	---	---

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-101\_20241007) Lastfall 1 : Konstruktion (ständige Last)

**Lagerkräfte:**

**Lastfall g<sub>k</sub> Eigenlasten [kN]**  
 charakteristisch

Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.00/1.35 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=1.00/1.00 psi(2/11)=1.00/1.00	Lagerreaktionen min Fsx = -2 kN max Fsx = 2 kN min Fsz = 13 kN max Fsz = 16 kN	Äußere Lasten Summe Px = 0.00kN Summe Pz = 28.42kN Summe My = -145.51kNm	Zahleneuerte Lagerreaktionen Fsx/Fsz [kN] Msy [kNm]	Pos 101 Dachbinder GL24h b/h=20/36 cm e<125cm	Datum : 07.10.2024 Zeit : 07:59:16 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMASKR Auswertung Version 23.0 08022024
---	--	---	--	--	---	---



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-101\_20241007) E1 Lager/f(z): (K) Fsz Standardüberlagerung (charakteristisch)

**Lagerkräfte:**

**Lastfallkombination  $F_{sz,k}$  [kN]**

charakteristisch

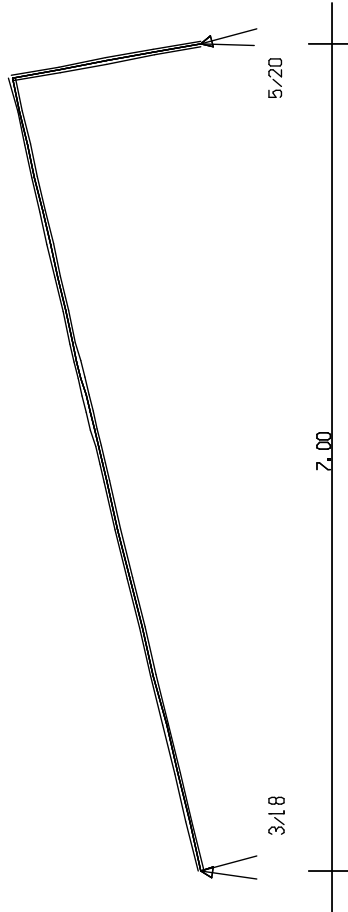
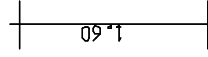
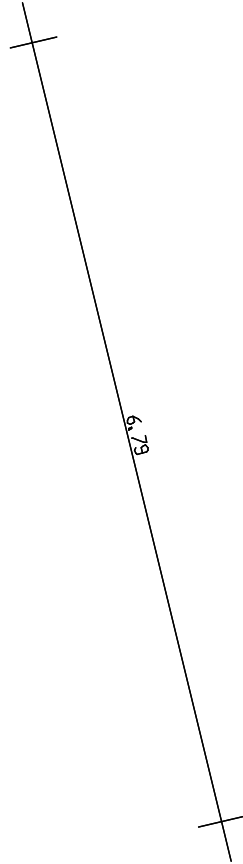
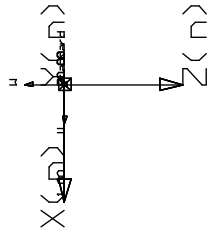
Lagerreaktionen Maximum  
 min Fsx = -5 kN  
 max Fsx = 5 kN  
 min Fsz = 6 kN  
 max Fsz = 20 kN

Zahlwerte (max)  
 Lagerreaktionen  
 Fsx/Fsz [kN]  
 Msy [kNm]

Pos 101  
 Dachbinder  
 GL24h  
 b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 07.10.2024  
 Zeit : 07:55:44  
 Autor : FR

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

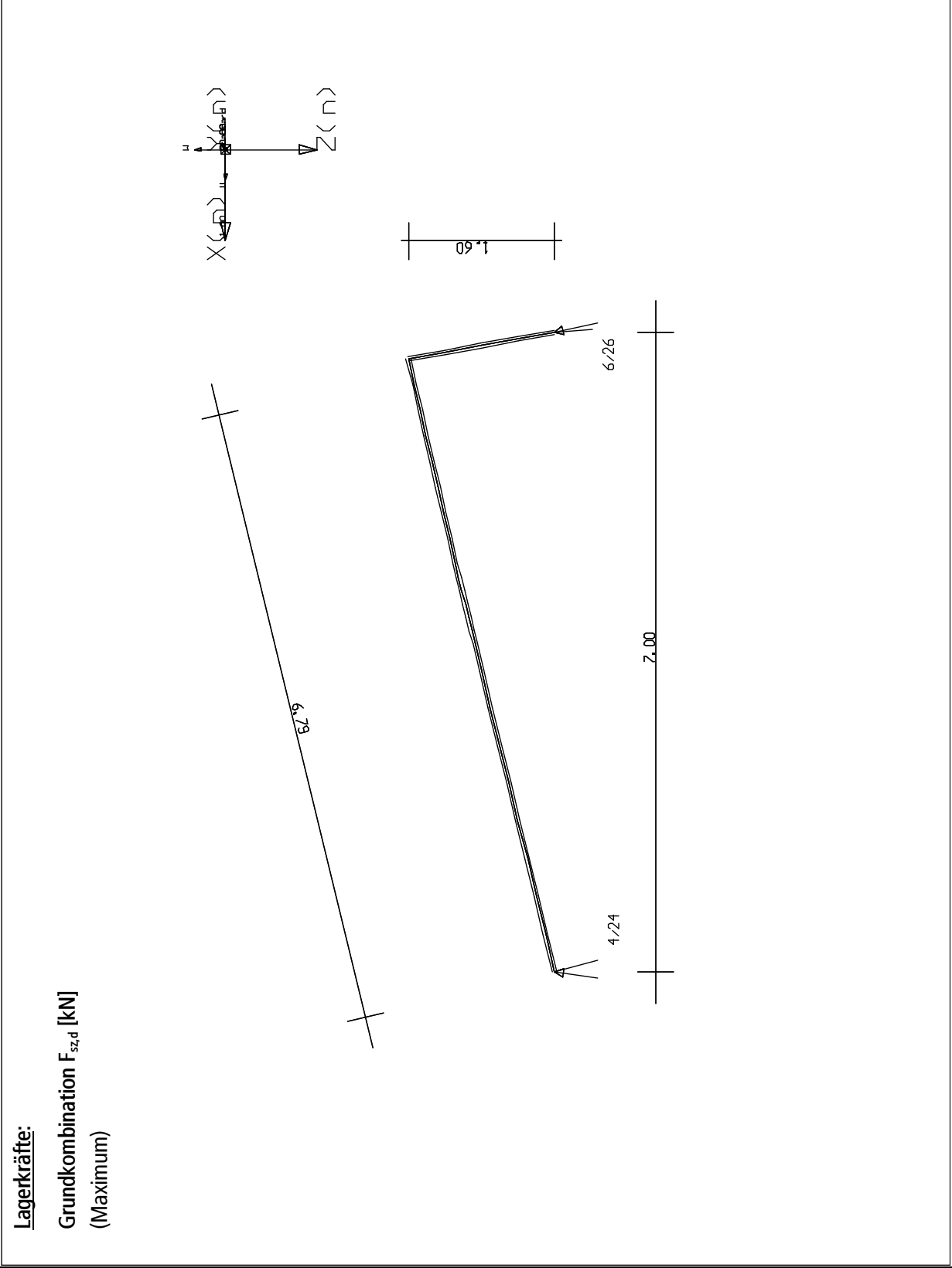


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-101\_20241007) E2 Lager/f(z): (K) Fsz Grundkombination (design)

**Lagerkräfte:**

**Grundkombination F<sub>s,d</sub> [kN]**  
 (Maximum)

Lagerreaktionen Maximum min F <sub>sx</sub> = -6 kN max F <sub>sx</sub> = 6 kN min F <sub>sz</sub> = 3 kN max F <sub>sz</sub> = 26 kN	Zahlenwerte (max) Lagerreaktionen F <sub>sx</sub> /F <sub>sz</sub> [kN] M <sub>sy</sub> [kNm]	Pos 101 Dachbinder GL24h b/h=20/36 cm e<125cm	Datum : 07.10.2024 Zeit : 08:01:52 Autor : FR
RIB Software GmbH TRIMASKR) Auswertung Version 23.0 08022024			





Verschiebung
Dz
max = 1.6 cm
min = 0.0 mm

Verformtes System
Skalierung : 20

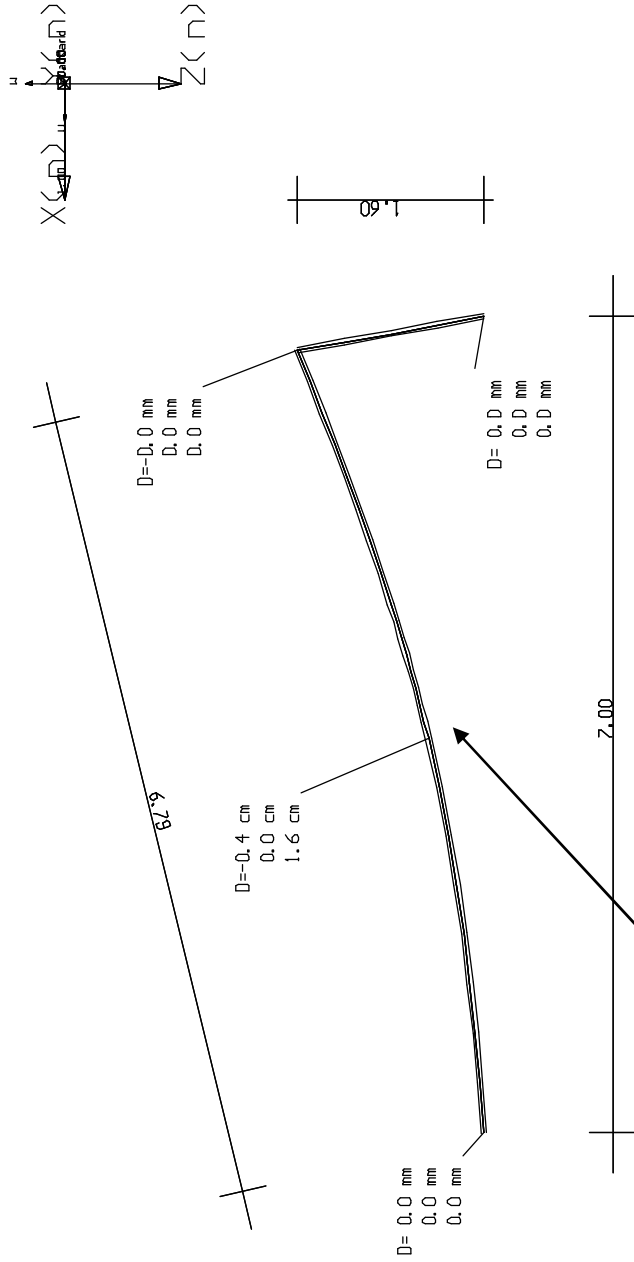
Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024
Zeit : 10:27:21
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 D802024

**Verformungen: d<sub>z</sub> charakteristisch [mm]**

Verformungsanteile aus der quasi-ständigen Situation sind auf der folgenden Seite dargestellt.



**Feld darunter Wohnen:**

$$f_{max} = L/250 = 7000/250 = 28,0 \text{ mm}$$

$$f_{vorh} = W_{inst,char.} + k_{def} * W_{qs}$$

$$= 16,0 \text{ mm} + 0,6 * 11,0 \text{ mm} = 22,6 \text{ mm} \leq 28,0 \text{ mm}$$

**Verformung eingehalten**

Verschiebung

Dz

max = 1.1 cm

min = 0.0 mm

Verformtes System

Skalierung : 30

Pos 101

Dachträger

GL24h

b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024

Zeit : 10:26:56

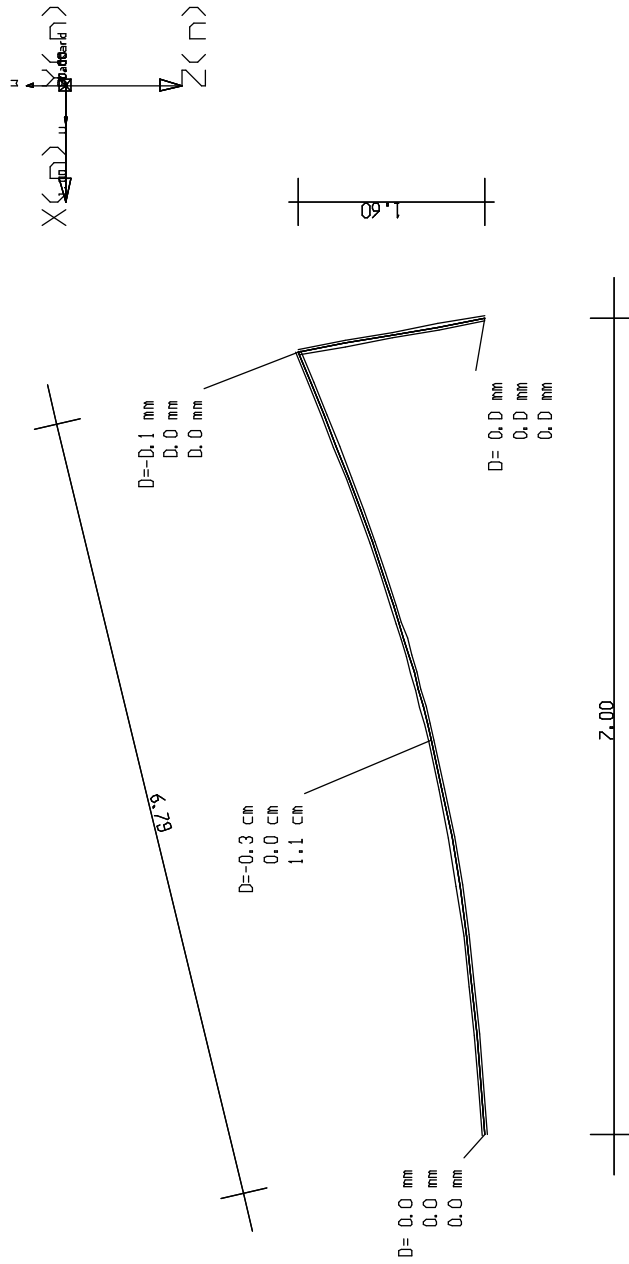
Autor : FR

RIB Software GmbH

TRIMAS(R) Auswertung

Version 23.0 D8022024

**Verformungen: d<sub>z</sub> quasi ständig [mm]**



Normalkraft  
 $N_x$  (max) [kN]  
 max = 0,7  
 min = -26,1

Verformtes System  
 Skalierung : 20

Pos 101  
 Dachträger  
 GL24h  
 $b/h=20/36$  cm  $e<125$ cm

Datum : 27.09.2024  
 Zeit : 11:03:47  
 Autor : FR

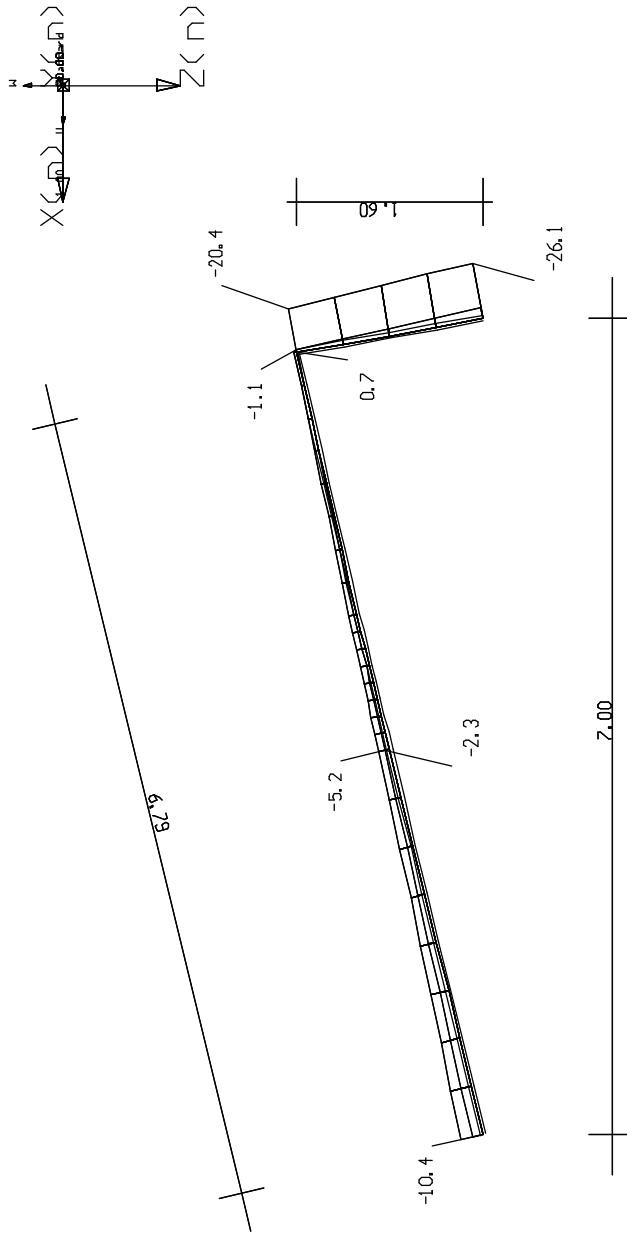
RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Auswertung  
 Version 23.0 D8022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-101\_20240927) E2 Balken/NC(x): (S)  $N_x$  Grundkombination (design)

**Schnittkräfte:**

**Normalkraft  $N_{xd}$  [kN]**

**Grundkombination**



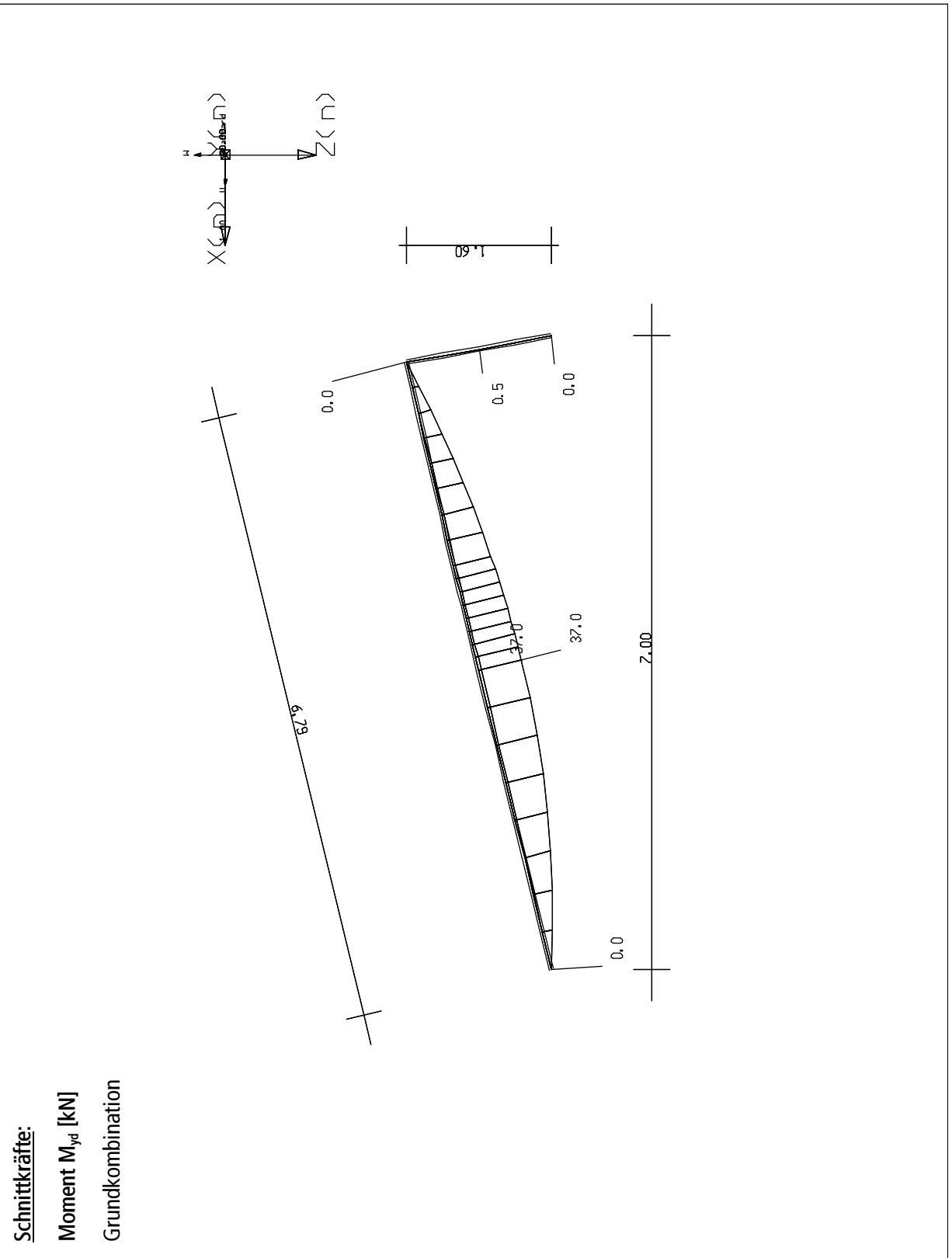
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-101\_20240927) E2 Balken/TK(y): (S) My Grundkombination (design)

**Schnittkräfte:**

**Moment  $M_{yd}$  [kN]**

**Grundkombination**

Blagemoment $M_y$ (max) [kNm] max = 37.0 min = 0.0	Verformtes System Skalierung : 20	Pos 101 Dachbinder GL24h b/h=20/36 cm e<125cm	Datum : 27.09.2024 Zeit : 11:04:40 Autor : FR
		RIB Software GmbH TRIMAS(R) Auswertung Version 23.0 D8022024	



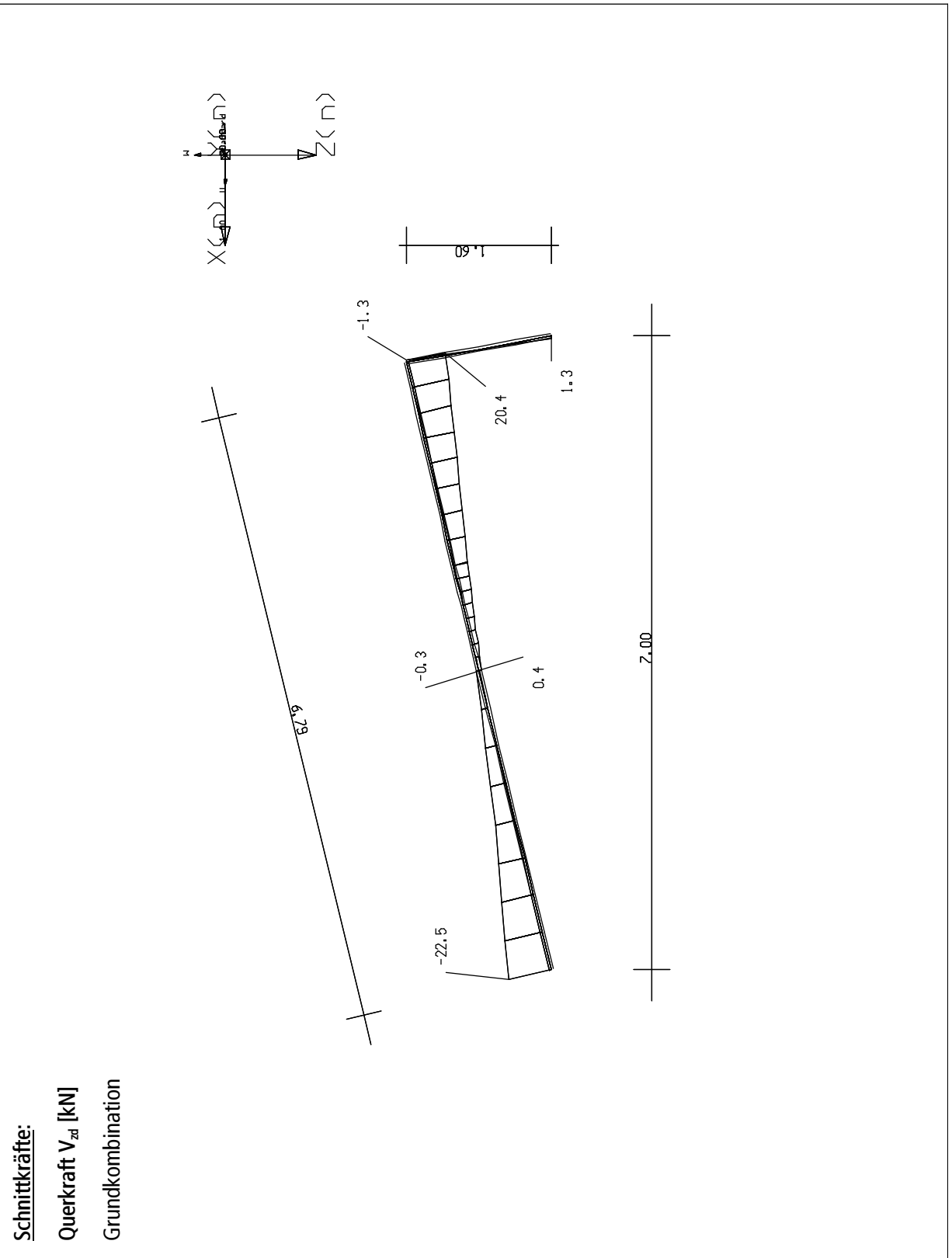
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-101\_20240927) E2 Balken/Ø(z): (S) Vz Grundkombination (design)

**Schnittkräfte:**

**Querkraft  $V_{zd}$  [kN]**

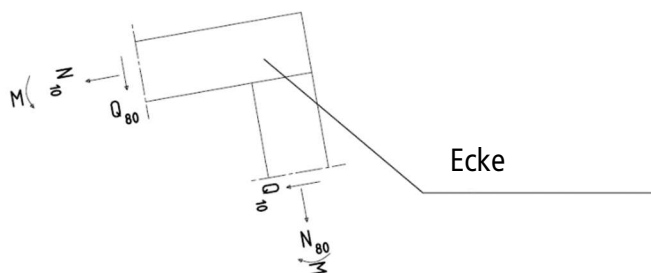
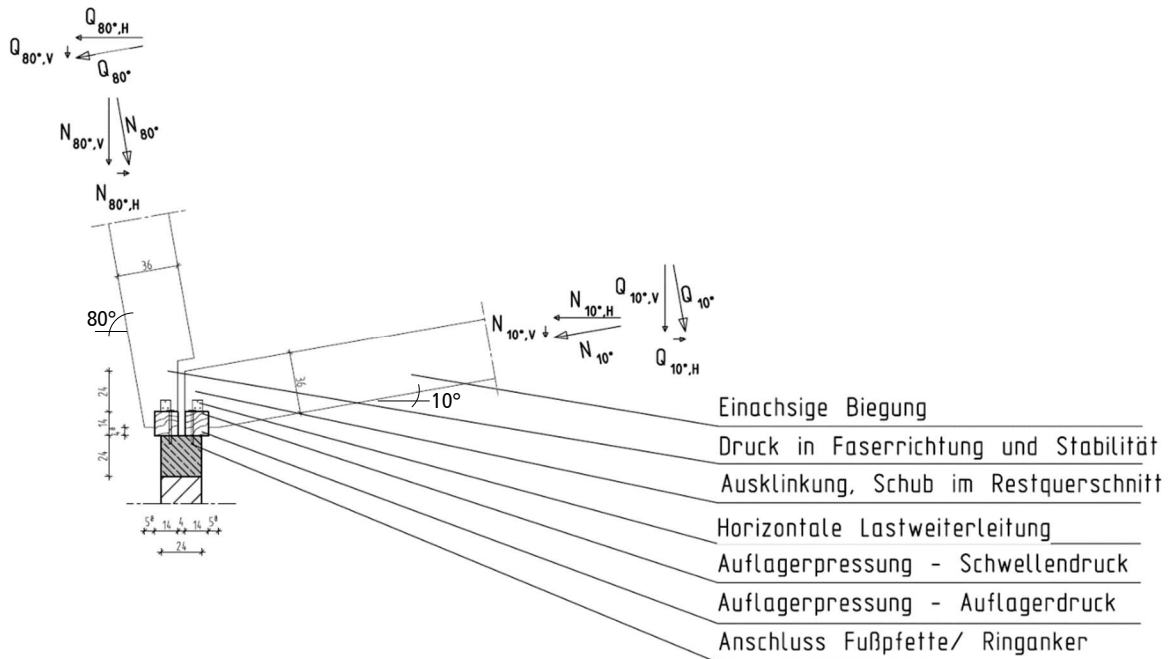
Grundkombination

Querkraft Vz (max) [kN] max = 20,4 min = -22,5	Verformtes System Skalierung : 20
Pos 101 Dachbinder GL24h b/h=20/36 cm e<125cm	Datum : 27.09.2024 Zeit : 11:05:37 Autor : FR
RIB Software GmbH TRIMAS(R) Auswertung Version 23.0 D8022024	



### Nachweisführung an den Querschnitten

In den folgenden Skizzen sind die zu führenden Nachweise zu sehen.



Weitere Nachweise: abhebende Kräfte

### Nachweis einachsige Biegung des Sparrens

Biegung am Schrägdach (10°) ist maßgebend.

$$\frac{M_d / W_n}{k_h * f_{m,d}} \leq 1$$

mit	M <sub>d</sub>	= 37,00 kNm = 3700 kNcm
	W <sub>n</sub> = 20 * 36 <sup>2</sup> / 6	= 4320 cm <sup>3</sup>
	k <sub>h</sub>	= 1,05
	f <sub>m,d</sub> = k <sub>mod</sub> * f <sub>m,k</sub> / γ <sub>M</sub> = 0,9 * 24,0 N/mm <sup>2</sup> / 1,3	= 16,61 N/mm <sup>2</sup> = 1,661 kN/cm <sup>2</sup>

(3700 kNcm / 4320 cm<sup>3</sup>) / (1,05 \* 1,661 kN/cm<sup>2</sup>) = 0,50 < 1,00 **Nachweis erfüllt**

### Nachweis Druck in Faserrichtung und Stabilität des Sparrens

Im Folgenden wird der Sparren auf Druck in Faserrichtung und Stabilität nachgewiesen. Die Normalkraft aus dem Steildach (80°) ist maßgebend.

$$\frac{N_d/A_n}{k_c * f_{c,0,d}} \leq 1$$

mit  $N_d = 26,10 \text{ kN}$

$A_n = 14 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 280 \text{ cm}^2$

$k_c = 0,897$

mit  $\beta = 2, l = 1,3 \text{ m}, l_{ef} = 2 * 1,3 = 2,6 \text{ m}, i = 20/12^{0,5} = 5,77 \text{ cm},$

$\lambda = 260/5,77 = 45,1$

$f_{c,0,d} = k_{mod} * f_{c,0,k} / \gamma_M = 0,9 * 24 \text{ N/mm}^2 / 1,3 = 16,61 \text{ N/mm}^2 = 1,661 \text{ kN/cm}^2$

$(26,10 / 280) / (0,897 * 1,661) = 0,07 < 1,00$

**Nachweis erfüllt**

### Nachweis der Ausklinkung im Sparren

Im Folgenden wird die Ausklinkung der Sparren nachgewiesen. Der Sparren des Schrägdaches (10°) ist maßgebend.

$$1,5 * \frac{V_d}{k_{cr} * b * h_{ef}} \leq k_v * f_{v,d}$$

mit  $V_d = V_d * \cos(10^\circ) + N_d * \sin(10^\circ)$   
 $= 22,50 \text{ kN} * \cos(10^\circ) + 10,40 \text{ kN} * \sin(10^\circ) = 24,00 \text{ kN}$

$k_{cr} = 0,714$

$b = 20 \text{ cm}$

$h_{ef} = 24 \text{ cm}$

$k_v = 6,5 / [360^{0,5} * ((0,67 * (1 - 0,67))^{0,5} + 0,8 * 70/360 * (1/0,67 - 0,67^2)^{0,5})]$   
 $= 0,54$

$f_{v,d} = k_{mod} * f_{v,k} / \gamma_M = 0,9 * 3,5 \text{ N/mm}^2 / 1,3 = 2,18 \text{ N/mm}^2 = 0,218 \text{ kN/cm}^2$

$1,5 * 24,00 \text{ kN} / (0,714 * 20 \text{ cm} * 24 \text{ cm}) = 0,106 \text{ kN/cm}^2 < 0,54 * 0,218 \text{ kN/cm}^2 = 0,117 \text{ kN/cm}^2$

**Nachweis erfüllt**

### Nachweis der Auflagerpressung in der Fußfette

Im Folgenden wird die Fußfette auf Schwellendruck nachgewiesen. Die Auflagerlasten aus dem Steildach sind maßgebend.

$$\frac{F_{c,90,d}/A_{ef}}{k_{c,90} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

mit  $F_{c,90,d} = N_d * \cos(10^\circ) + V_d * \sin(10^\circ)$   
 $= 26,10 \text{ kN} * \cos(10^\circ) + 1,30 \text{ kN} * \sin(10^\circ) = 26,00 \text{ kN}$

$A_{ef} = l_{ef} * b = (3 + 20 + 3) \text{ cm} * 14 \text{ cm} = 364 \text{ cm}^2$

$k_{c,90} = 1,25 \text{ (NH; } l_1 > 2,0h)$

$f_{c,90,d} = k_{mod} * f_{c,90,k} / \gamma_M = 0,9 * 2,5 \text{ N/mm}^2 / 1,3 = 1,73 \text{ N/mm}^2 = 0,173 \text{ kN/cm}^2$

$(26,00 \text{ kN} / 364 \text{ cm}^2) / (1,25 * 0,173 \text{ kN/cm}^2) = 0,33 < 1,0$

**Nachweis erfüllt**

Im Folgenden wird die Fußfette auf **Auflagerdruck** nachgewiesen. Die Auflagerlasten aus dem Steildach sind maßgebend.

$$\frac{F_{c,90,d}/A_{ef}}{k_{c,90} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

mit	$F_{c,90,d}$	$= N_d * \cos(10^\circ) + V_d * \sin(10^\circ)$	
		$= 26,10 \text{ kN} * \cos(10^\circ) + 1,30 \text{ kN} * \sin(10^\circ)$	$= 26,00 \text{ kN}$
	$A_{ef}$	$= l_{ef} * b = (3 + 20 + 3) \text{ cm} * 10 \text{ cm}$	$= 260 \text{ cm}^2$
	$k_{c,90}$		$= 1,50 \text{ (NH; } l_1 > 2,0h)$
	$f_{c,90,d}$	$= k_{mod} * f_{c,90,k} / \gamma_M = 0,9 * 2,5 \text{ N/mm}^2 / 1,3$	$= 1,73 \text{ N/mm}^2 = 0,173 \text{ kN/cm}^2$

$(26,00 \text{ kN} / 260 \text{ cm}^2) / (1,5 * 0,173 \text{ kN/cm}^2) = 0,39 < 1,0$       **Nachweis erfüllt**

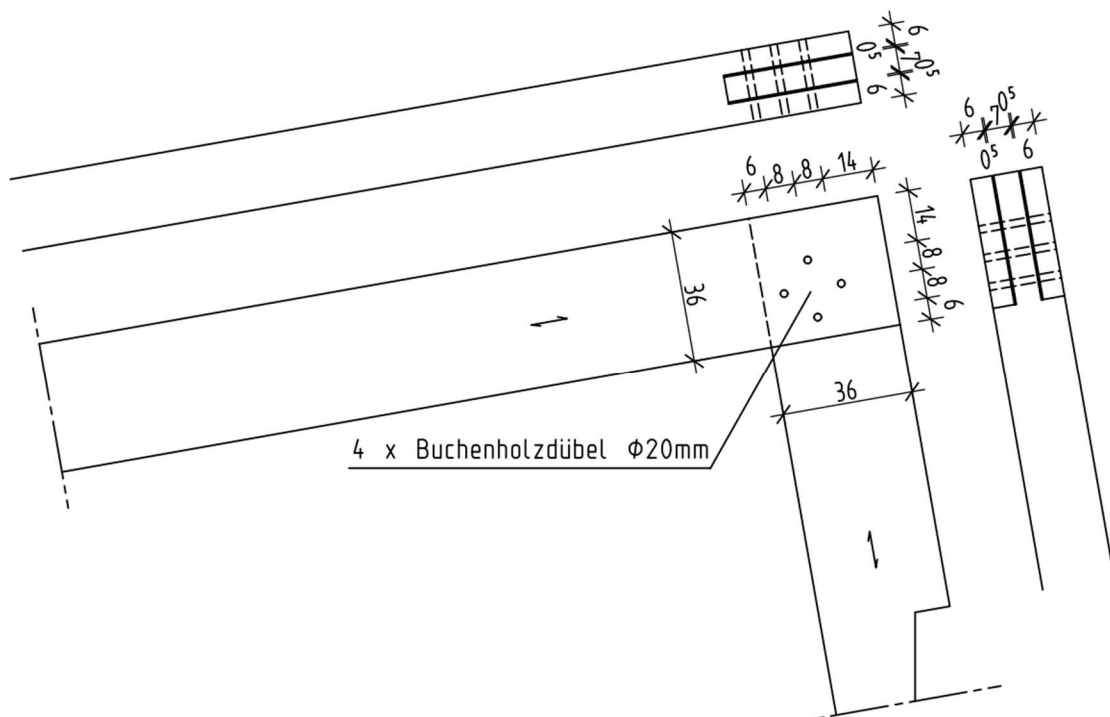
### Nachweis der Ecke des Binders

Die Ecke des Binders wird gelenkig mit einer zimmermannmäßigen Verbindung ausgeführt. Es wurde sich für eine Gabellagerung entschieden, in Kombination 4 konstruktiv gewählten Buchenholzdübeln  $\varnothing 20$  zur Stabilisierung.

Den aufgeführten Schnittgrößen der Trimas-Berechnung können die folgenden Bemessungsschnittgrößen entnommen werden:

Schrägsparren:	$N_{Ed}$	$= 1,10 \text{ kN}$
	$V_{Ed}$	$= 20,40 \text{ kN}$
Steilsparren:	$N_{Ed}$	$= 20,40 \text{ kN}$
	$V_{Ed}$	$= 1,30 \text{ kN}$

Skizze der Ecke:





### Nachweis Schub infolge Querkraft

Im Folgenden wird die Querkrafttragfähigkeit des schrägen Sparrens nachgewiesen.

$$1,5 * \frac{V_d}{k_{cr} * A_n} \leq f_{v,d}$$

mit  $V_d = 20,40 \text{ kN}$

$k_{cr} = 0,714$

$A_n = 2 * 6 \text{ cm} * 36 \text{ cm} = 432 \text{ cm}^2$

$f_{v,d} = k_{mod} * f_{v,k} / \gamma_M = 0,9 * 3,5 \text{ N/mm}^2 / 1,3 = 2,4 \text{ N/mm}^2 = 0,24 \text{ kN/cm}^2$

$1,5 * 20,40 \text{ kN} / (0,714 * 432 \text{ cm}^2) = 0,10 \text{ kN/cm}^2 < 0,24 \text{ kN/cm}^2$  Nachweis erfüllt

### Nachweis Druck in Faserrichtung und Stabilität des Sparrens

Im Folgenden wird die Normalkrafttragfähigkeit des Steilsparrens nachgewiesen

$$\frac{N_d/A_n}{f_{c,0,d}} \leq 1$$

mit  $N_d = 26,00 \text{ kN}$

$A_n = 2 * 6 \text{ cm} * 36 \text{ cm} = 432 \text{ cm}^2$

$f_{c,0,d} = k_{mod} * f_{c,0,k} / \gamma_M = 0,9 * 24 \text{ N/mm}^2 / 1,3 = 16,6 \text{ N/mm}^2 = 1,66 \text{ kN/cm}^2$

$(26,00 / 432) / (1,66) = 0,04 < 1,00$

Nachweis erfüllt

### Abhebende Kräfte

Die maximale Sogkraft aus Wind ergibt sich, wie in den Lastannahmen Windlasten (s. S. 13ff.) ermittelt zu 1,64 kN/m<sup>2</sup>. Dem entgegengesetzt wird das Eigengewicht der Dachkonstruktion (ohne PV-Anlage). Der Nachweis der Sogverankerung erfolgt in dem folgenden Nachweis „Horizontale Lastweiterleitung Sparren – Fußpfette - Ringanker“

$$\text{Aus Lastannahme Schrägdach (s. S. 7)} \quad g_{k,\text{ohne PV}} = 2,69 \text{ kN/m}^2 - 1,20 \text{ kN/m}^2 = 1,49 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Aus Lastannahme Windlasten (s. S. 13ff.) } w_{k,\text{Sog,Bereich G}} = 0,86 \text{ kN/m}^2$$

(Für die gesamte Scheibe wird die Soglast aus Bereich G 0,86 kN/m<sup>2</sup> (höher als Bereich H mit 0,59 kN/m<sup>2</sup>, niedriger als Bereich F mit 1,64 kN/m<sup>2</sup>) angesetzt.

Nachweis:

$$\begin{aligned} g_{d,\text{Schrägdach, ohne PV}} &\leq w_{d,\text{Sog}} \\ 0,9 * 1,49 \text{ kN/m}^2 &\leq 1,5 * 0,86 \text{ kN/m}^2 \\ 1,34 \text{ kN/m}^2 &\leq 1,29 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

**Nachweis erfüllt**

Keine Sogverankerung erforderlich!

### Horizontale Lastweiterleitung Sparren – Ringanker/ Stahlträger

Die horizontalen Lasten aus „Wind auf Giebelseite“ werden über seitliche Winkel von den Sparren in die Fußpfette eingeleitet. Die Lastübertragung von der Fußpfette in den Ringanker erfolgt über Bolzen. Die Lasten werden über die gesamte Länge der Fußpfette/ des Ringankers von 14,95 m verschmiert.

Maßgebend ist die Achse J mit den am höchst-belasteten Wandscheiben W11 und W12. Für die Berechnung der Aussteifungslasten dieser Wandscheiben (s. S. 22ff.) wurde die Horizontallast aus dem Dach und dem halben 2. OG herangezogen. Da hier lediglich die Dachlasten weitergeleitet werden müssen (und die Lasten aus dem halben 2. OG direkt in die Wände eingeleitet werden), wird die Aussteifungslast der Wandscheiben W11 und W12 für diesen Nachweis neu bestimmt:

$$\begin{aligned} H_{2,\text{OG},k,\text{neu}} &= L_{\text{Giebel}} * (h_{2,\text{OG}}/2 + h_{\text{DG}}) * w_{\text{Wand,ges.,k}} + h_{\text{Lot}} * (h_{2,\text{OG}}/2 + h_{\text{DG}}) \\ &= 35,6 \text{ m} * (3,7 \text{ m}/2 + 1,85 \text{ m}) * 0,85 \text{ kN/m}^2 + 6,9 \text{ kN/m} * (3,7 \text{ m}/2 + 1,85 \text{ m}) = 68,8 \text{ kN} \\ &\quad \text{(statt 138 kN, s. S. 22ff)} \end{aligned}$$

$$F_{h,W11,\text{neu}} = 0,35 * H_{2,\text{OG},k,\text{neu}} + 0,21 * H_{2,\text{OG},\text{Druck J-H}} = 0,35 * 68,8 \text{ kN} + 0,21 * 82,10 \text{ kN} = 41,4 \text{ kN}$$

$$F_{h,W12,\text{neu}} = 0,17 * H_{2,\text{OG},k,\text{neu}} + 0,10 * H_{2,\text{OG},\text{Druck J-H}} = 0,17 * 68,8 \text{ kN} + 0,10 * 82,10 \text{ kN} = 19,9 \text{ kN}$$

(s. S. Fehler!)

Textmarke nicht definiert.)

Horizontale Lasten:

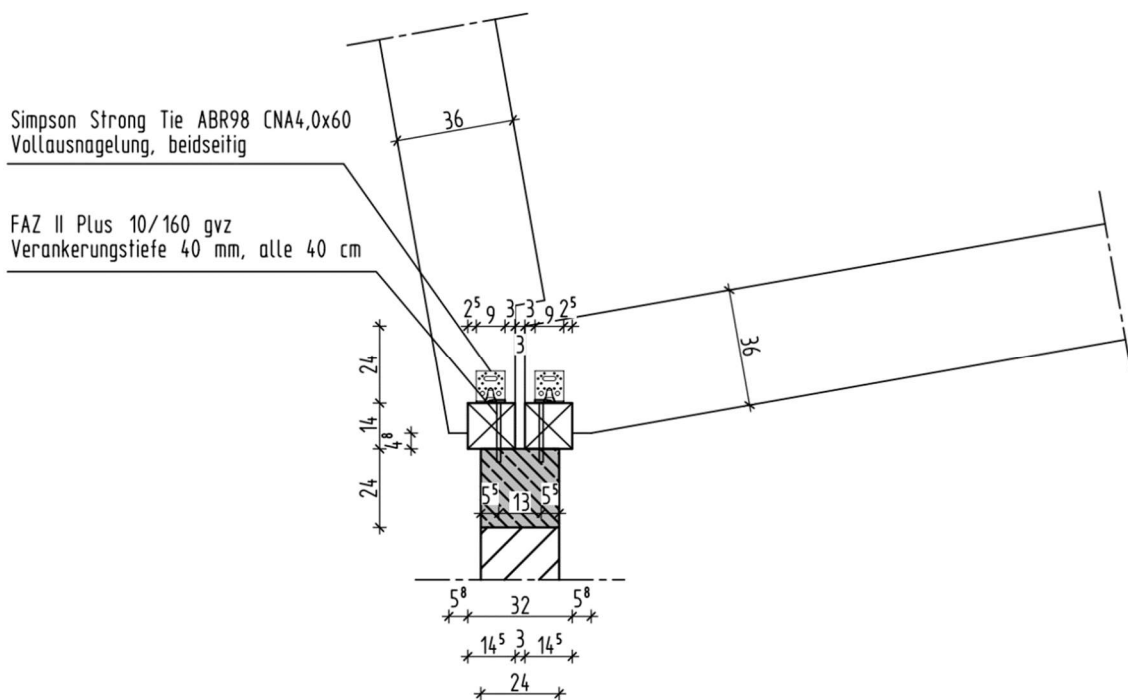
$$F_{d, \text{Sparren, Fußpfette}} = \gamma * (F_{h, W11, \text{neu}} + F_{h, W12, \text{neu}}) / L_{\text{Fußpfette}} * e_{\text{Sparren}} = 1,5 * (41,4 \text{ kN} + 19,9 \text{ kN}) \text{ kN} / 14,95 \text{ m} * 1,25 \text{ m/Sparren} = 7,7 \text{ kN/Sparren} = F_{4/5d}$$

$$F_{d, \text{Fußpfette Ringanker}} = \gamma * (F_{h, W11, \text{neu}} + F_{h, W12, \text{neu}}) / L_{\text{Fußpfette}} * e_{\text{Schrauben}} = 1,5 * (41,4 \text{ kN} + 19,9 \text{ kN}) \text{ kN} / 14,95 \text{ m} * 0,4 \text{ m/Anker} = 2,5 \text{ kN/Anker}$$

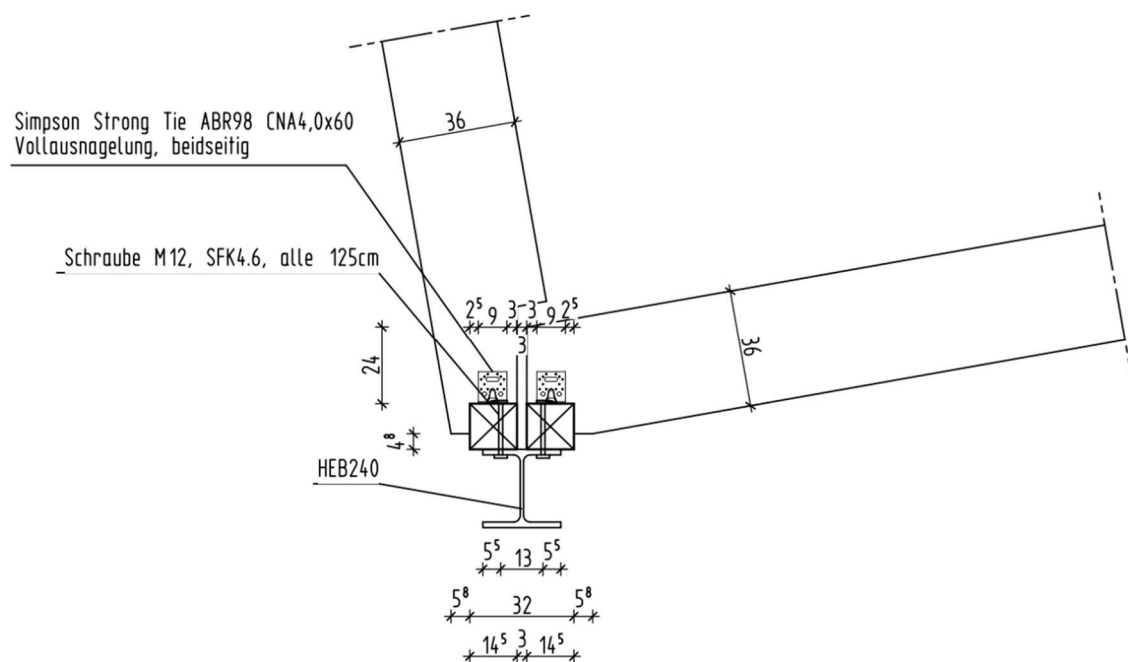
(Da auf dem Ringbalken immer zwei Fußhölzer verlaufen werden für den Nachweis zwei Anker bemessen, welche jeweils eine Last von 2,5 kN aufnehmen müssen, also in Summe 5,0 kN)

$$F_{d, \text{Fußpfette Stahlträger}} = \gamma * (F_{h, W11, \text{neu}} + F_{h, W12, \text{neu}}) / L_{\text{Stahlträger}} * e_{\text{Schrauben}} = 1,5 * (41,4 \text{ kN} + 19,9 \text{ kN}) \text{ kN} / 9,20 \text{ m} * 1,25 \text{ m/Schraube} = 12,5 \text{ kN/Schraube}$$

Skizze Sparrenaufleger auf Ringbalken:



Skizze Sparrenaufleger auf HEB 240:



Horizontale Lasten aus dem Binder:

$$H_{d, \text{Sparren-Fußpfette}} = 6,00 \text{ kN/Sparren} = F_{2/3,d}$$

$$H_{d, \text{Fußpfette-Ringanker}} = 6,00 \text{ kN} / 1,25 \text{ m} * 0,4 \text{ m} = 1,92 \text{ kN/ Anker}$$

(Da auf dem Ringbalken immer zwei Fußhölzer verlaufen werden für den Nachweis zwei Anker bemessen, welche jeweils eine Last von 1,92 kN aufnehmen müssen, also in Summe 3,85 kN)

$$H_{d, \text{Fußpfette-Stahlträger}} = 6,00 \text{ kN} / 1,25 \text{ m} * 1,25 \text{ m} = 6,00 \text{ kN/ Schraube}$$

Gewählte Anschlüsse:

Sparren -Fußpfette:

**Simpson Strong-Tie ABR98 CNA4,0x60 Vollaussnagelung**

$$\text{mit } R_{2/3,d} = 19,80 * 0,9 / 1,30 = 13,70 \text{ kN}$$

$$R_{4/5,d} = 14,00 * 0,9 / 1,30 = 9,69 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Nachweis: } & [(F_{4/5d} / R_{4/5d})^2 + (F_{2/3d} / R_{2/3d})^2]^{1/2} \\ & = [(7,7 \text{ kN} / 9,69 \text{ kN})^2 + (6,0 \text{ kN} / 13,70 \text{ kN})^2]^{1/2} \\ & = 0,91 < 1,0 \\ & \text{Nachweis erfüllt} \end{aligned}$$

Fußpfette – Ringanker:

**Fischer FAZ II Plus 10/160 gvz, Verankerungstiefe 72 mm, alle 40 cm**

Nachweis siehe nachfolgenden Fischer-Ausdruck

Fußpfette – Stahlunterzug:

**Schrauben M12 SFK 4.6, alle 125 cm,  $t_{\text{FlanschHEB240}} = 17 \text{ mm}$**

$$\text{mit } F_{V,Rd} = 21,70 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} F_{b,Rd} &= 1,5 * f_u * d * t / \gamma_{M2} \\ &= 1,5 * 360 \text{ N/mm}^2 * 12 \text{ mm} * 17 \text{ mm} / 1,25 \\ &= 88,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Nachweis } F_{V,Ed} / F_{V,Rd} = [12,50^2 + 6,00^2]^{1/2} \text{ kN} / 21,7 \text{ kN} = 0,64 < 1,0$$

$$F_{V,Ed} / F_{b,Rd} = [12,50^2 + 6,00^2]^{1/2} \text{ kN} / 88,0 \text{ kN} = 0,16 < 1,0$$

Nachweis erfüllt

## **Bemessungsgrundlagen**

### **Anker**

Ankersystem  
Anker

fischer Bolzenanker FAZ II Plus  
Bolzenanker FAZ II Plus 10/160,  
galvanisch verzinkter Stahl  
72 mm



Rechnerische  
Verankerungstiefe  
Bemessungsdaten

Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer  
Bewertung ETA-19/0520, Option 1,  
Erteilungsdatum 24.05.2023

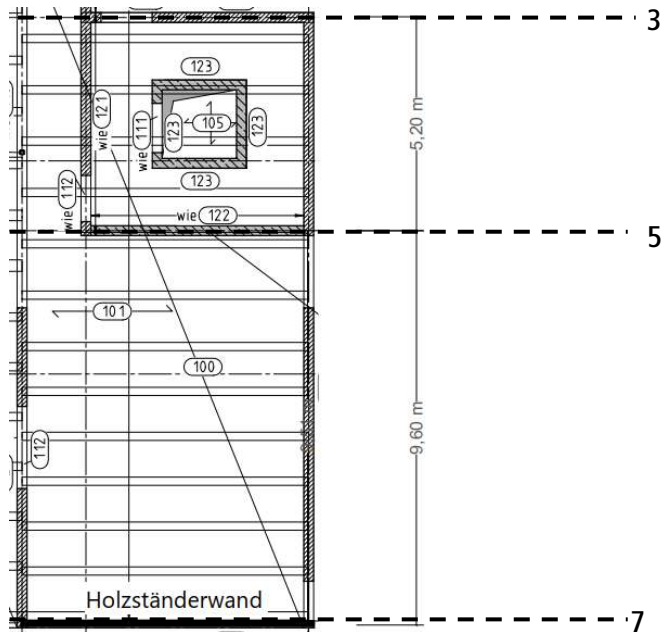




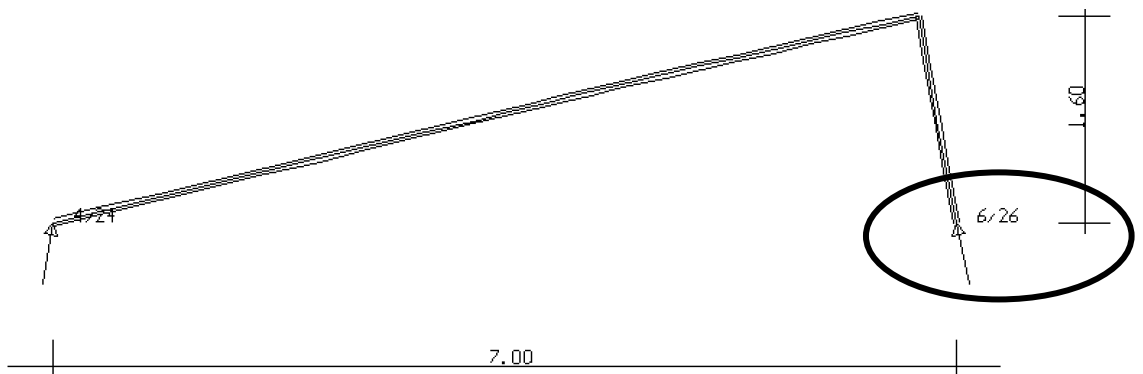
**Lastweiterleitung**

Zunächst wird der Ringanker für die Lastweiterleitung bemessen. Dieser nimmt die Horizontallast aus den Bindern auf und leitet sie in die aussteifenden Querwände in Achse 3, 5 und 7.

Statisches System: Zweifeldträger  $L_1 = 5,20 \text{ m}$ ,  $L_2 = 9,60 \text{ m}$



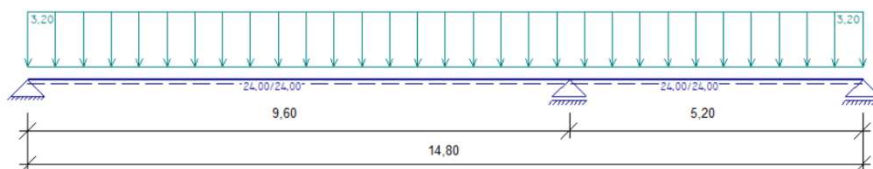
**Lastannahmen:**



- $F_{h,d, \text{ je Binder}} = 6,00 \text{ kN}$
- $F_{h,k, \text{ Wind, je Binder}} = 6,00 \text{ kN} / 1,5 = 4,00 \text{ kN}$
- $f_{h,k} = 4,00 \text{ kN} / 1,25 \text{ m} = 3,20 \text{ kN/m}$

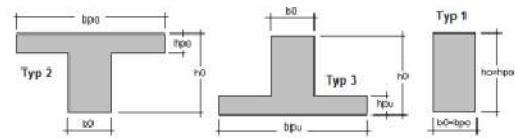
**Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland**

■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen



Systemwerte :

links gelenkig gelagert  
rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	9,600	24,00	24,00	24,00	24,00	1
2	5,200	24,00	24,00	24,00	24,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0
3	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume  
Einwirkungsart 2=Büros  
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume  
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume  
Einwirkungsart 5=Lagerräume  
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN  
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN  
Einwirkungsart 8=Windlasten  
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)  
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)  
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F <=160 kN)  
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)  
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen  
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8  
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 0,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 3,200 kN/m aus Einwirkungsart 1

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	38,816	-41,568	27,370
2	13,499	-41,568	20,474

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000			-0,594	19,304
2	-41,568	0,000	-27,370			20,474
3	0,000	0,000	-11,384	6,898		

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q' [kN]	Vollast g+c [kN]
1	12,87	-0,-0	0,00	12,87/-0,40	12,47
2	31,90	0,00	0,00	31,90/0,00	31,90
3	7,59	-4,60	0,00	7,59/-4,60	2,99

Momentennullpunkte (für Stützmente):

Feld	x1 [m]	x2 [m]
1	0,000	0,048
2	5,200	5,200

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 4,10 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 2,0 cm

d2 = 4,10 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 2,0 cm

- Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)
- Stützmente am Anschnitt ermittelt (Mindestmente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt

Biegebewehrung Stützen:

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Mbem  [kNm]
1	0,00	0,00		0,00
2	5,50	0,23	0,67	39,11
3	0,00	0,00		0,00

\*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]
1	0,48	5,45	0,67
2	3,47	1,58	0,67

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 1,36 cm<sup>2</sup>

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 0,39 cm<sup>2</sup>

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Keine Querkraftbewehrung erforderlich ! (max.erf.Mindestbewehrung = 2,00 cm<sup>2</sup>/m)

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- keine verformungsempfindlichen angrenzenden Bauteile, d.h.  $f \leq l/250$

- ab einem Momentenverhältnis |M<sub>Stütze</sub>/M<sub>Feld</sub>| von  $\geq 0,50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho <sub>0</sub> [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,30	0,50	1,14	0,10	48,24	45,50 !!!
2	1,30	0,50	0,73	0,33	26,13	45,50

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)

--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

--> **Stützweitenverhältnis zum Teil < 0,8 bzw. > 1,25 --> Anwendbarkeit des Verfahrens prüfen!**

Bewerungswahl:

Überschreitung der Biegeschlankheit vertretbar, weil davon ausgegangen wird, dass aufgrund der steifen Dachscheibe weniger Last, als hier rechnerisch angesetzt, in den Ringbalken eingeleitet wird.

Felder:

Feld	gewählte Bewehrung (in Klammern = erf.As --> inkl. Mindestbewehrung)	vorh.As [cm <sup>2</sup> ]
1 unten	3Ø25	14,73 cm <sup>2</sup> (5,45)
1 oben	3Ø25	14,73 cm <sup>2</sup> (0,67)
2 unten	3Ø25	14,73 cm <sup>2</sup> (1,58)
2 oben	3Ø25	14,73 cm <sup>2</sup> (3,47)

Stützen:

Stütze	gewählte Bewehrung (in Klammern = erf.As --> inkl. Mindestbewehrung)	vorh.As [cm <sup>2</sup> ]
1 oben	3Ø25	14,73 cm <sup>2</sup> (0,67)
1 unten	3Ø25	14,73 cm <sup>2</sup> (0,67)
2 oben	3Ø25	14,73 cm <sup>2</sup> (5,50)
2 unten	3Ø25	14,73 cm <sup>2</sup> (0,67)
3 oben	3Ø25	14,73 cm <sup>2</sup> (0,67)
3 unten	3Ø25	14,73 cm <sup>2</sup> (0,67)

Querkraftbewehrung:

Stütze	gewählte Bewehrung, e in [cm], n = Schnittigkeit (in Klammern = erf.as --> inkl. Mindestbewehrung)	vorh.as [cm <sup>2</sup> /m]
1 links	---	0,00 (2,00)
1 rechts	Ø8/15-n=2	6,71 (2,00)
2 links	Ø8/15-n=2	6,71 (2,00)
2 rechts	Ø8/15-n=2	6,71 (2,00)
3 links	Ø8/15-n=2	6,71 (2,00)
3 rechts	---	0,00 (2,00)

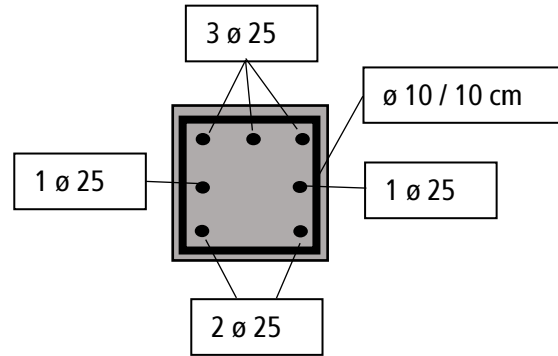
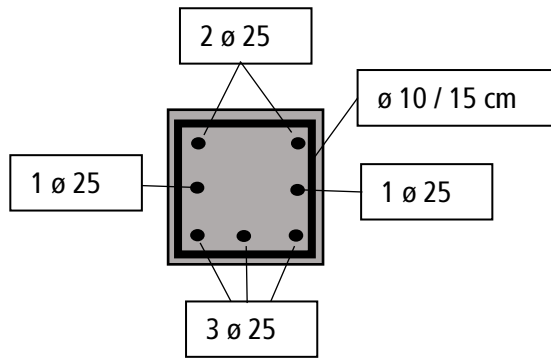


Bewehrungsvorschlag unter Berücksichtigung von Pos. 111 (s. S. 132)

Feld:

Kragarm:

Betondeckung  $c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm}$

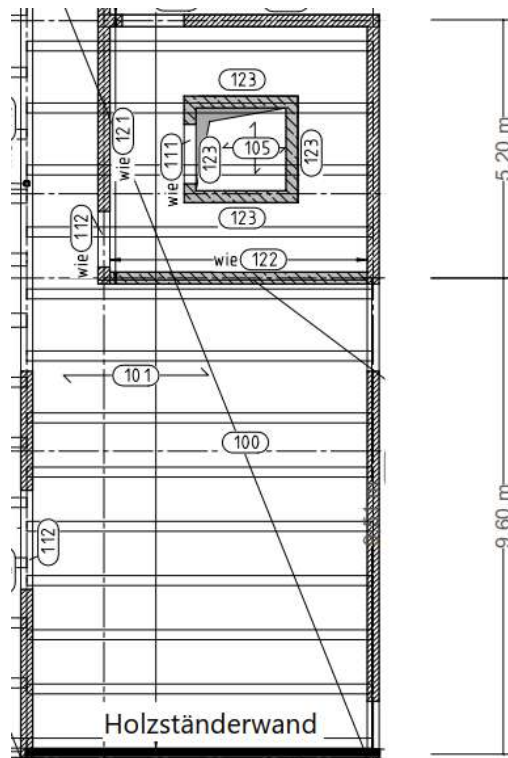


Die Holzständerwand wird in Pos. 1 (Aussteifung) für die Windlast aus dem Dach eines Mittelfeldes nachgewiesen. Die Lastezugsfläche ist die halbe Dachfläche. Im Folgenden wird nachgewiesen, dass resultierend aus dem Randfeld Achse H bis J die Belastung für die Holzständerwand kleiner-gleich der bereits nachgewiesenen Belastung ist und somit kein zusätzlicher Nachweis erforderlich ist.

Die Holzständerwand wurde für eine horizontale Windlast von  $F_{h,w,k} = 12,50 \text{ kN}$  nachgewiesen (s. S. 45).

Lastermittlung:

$f_{h,k} = 3,20 \text{ kN/m}$  (siehe oben)



Statisches System:

Zwei-Feldträger,

$L_1 = 5,20 \text{ m}$ ,

$L_2 = 9,60 \text{ m}$

Auflagerkraft Holzständerwand

$$F_{HSW,k} = TW * f_{h,d} * L_1$$

$$= 0,752 * 3,20 \text{ kN/m} * 5,20 \text{ m}$$

$$= 12,50 \text{ kN}$$

mit  $L_1 / L_2 = 1,85$   
 $TW = 0,752$

Lastvergleich:

$F_{HSW,k} = 12,50 \text{ kN} \leq 12,50 \text{ kN} = F_{h,w,k}$

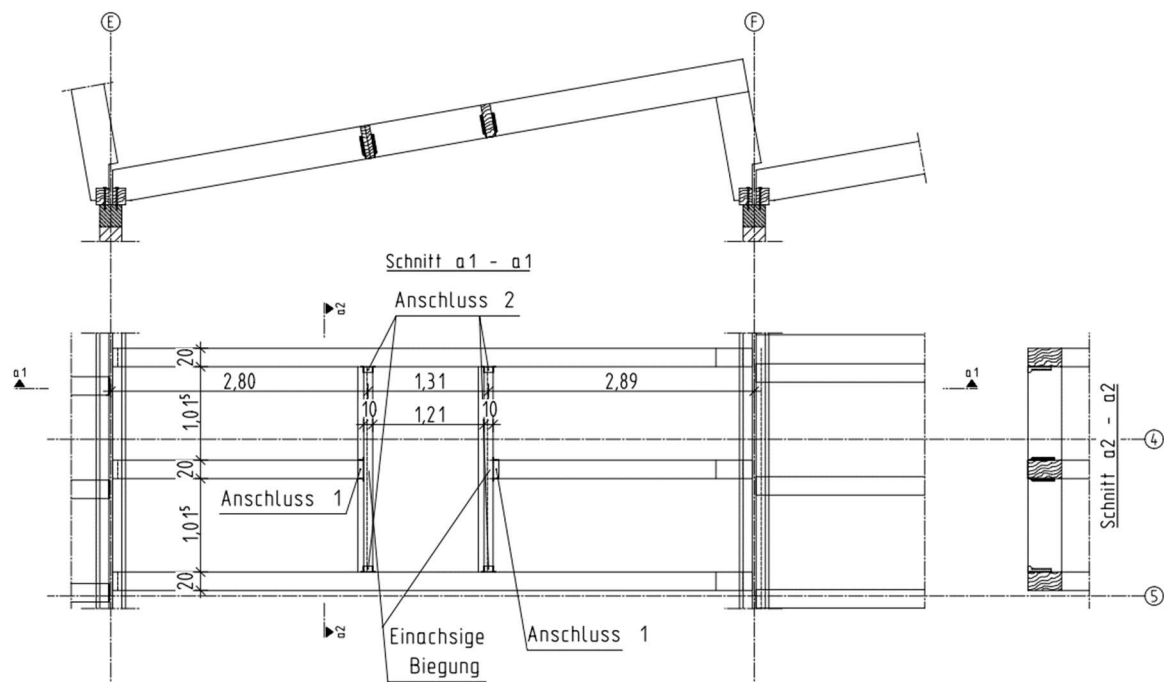
kein zusätzlicher Nachweis erforderlich

**Pos. 102 Wechsel, GL24h, b/h= 10/36cm, e ≤ 125 cm**

Es folgt die Bemessung eines Wechsels. Das Binder-Wechsel-System zwischen Achse E und F wird als maßgebendes System betrachtet.

Statisches System

Einfeldträger l = 2,30 m



Lastannahmen

Vertikallasten

Aus Lastannahme Steildach (s. S. 6)  $g_k = 2,1 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 2,63 \text{ kN/m}$

Aus Lastannahme Schrägdach (s. S. 7), Schnee (s. S. 18)

$g_{k,inkl.PV} = 2,8 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 3,5 \text{ kN/m}$   
 $g_{k,o.PV} = (2,8 - 1,2) \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 2,0 \text{ kN/m}$   
 $s_{k,min} = 0,34 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 0,43 \text{ kN/m}$   
 $s_{k,max} = 1,36 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 1,70 \text{ kN/m}$   
 $Q_{k,Wartung} = 1,5 \text{ kN}$

Windlasten von links

Aus Lastannahme Wind (s. S. 13ff.)  $w_{Druck,Schräg} = 0,13 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 0,16 \text{ kN/m}$

Einzellast in Feldmitte des Wechsels:

$G_k = g_{k,Schräg,inkl.PV} * L_i / 2 + g_{k,Schräg,o.PV} * L_i / 2$   
 $= 3,50 \text{ kN/m} * 2,89 \text{ m} / 2 + 2,00 \text{ kN/m} * 1,31 \text{ m} / 2 = 12 \text{ kN (aufgerundet)}$   
 $Q_k = ((s_{k,min} + s_{k,max}) / 2 + w_{Druck,Schräg,links}) * L_i / 2 + Q_{k,Wartung}$   
 $= ((0,43 + 1,70) \text{ kN/m} / 2 + 0,16 \text{ kN/m}) * (2,89 \text{ m} + 1,31 \text{ m}) / 2 + 1,5 \text{ kN} = 6,0 \text{ kN (aufgerundet)}$

## Bemessung

### Nachweis einachsige Biegung des Wechselträgers

$$\frac{M_d / W_n}{k_h * f_{m,d}} \leq 1$$

mit	$M_d$	$= (\gamma * G_k + \gamma * Q_k) * L_{\text{Wechsel}} / 4$	
		$= (1,35 * 12,0 + 1,5 * 6,0) \text{ kN} * 2,30 \text{ m} / 4$	$= 14,5 \text{ kNm} = 1450 \text{ kNcm}$
	$W_n$	$= 10 * 36^2 / 6$	$= 2160 \text{ cm}^3$
	$k_h$		$= 1,05$
	$f_{m,d}$	$= k_{\text{mod}} * f_{m,k} / \gamma_M = 0,9 * 24,0 \text{ N/mm}^2 / 1,3$	$= 16,61 \text{ N/mm}^2 = 1,661 \text{ kN/cm}^2$

$$(1450 \text{ kNcm} / 2160 \text{ cm}^3) / (1,05 * 1,661 \text{ kN/cm}^2) = 0,39 < 1,0$$

Nachweis erfüllt

### Schubnachweis infolge Querkraft des Wechselträgers

$$1,5 * \frac{V_d}{k_{cr} * b * h_{ef}} \leq f_{v,d}$$

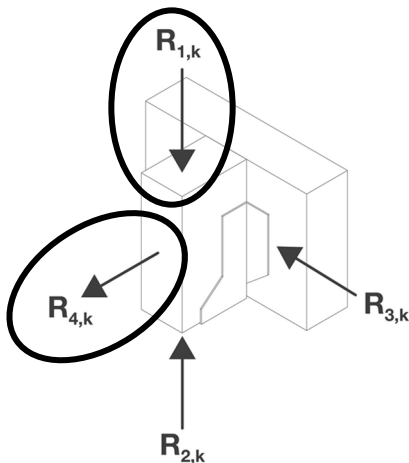
mit	$V_d$	$= (\gamma * G_k + \gamma * Q_k) / 2$	
		$= (1,35 * 12,0 + 1,5 * 6,0) \text{ kN} / 2$	$= 12,6 \text{ kN}$
	$k_{cr}$		$= 0,714$
	$b$		$= 10 \text{ cm}$
	$h_{ef}$		$= 36 \text{ cm}$
	$f_{v,d} = k_{\text{mod}} * f_{v,k} / \gamma_M = 0,9 * 3,5 \text{ N/mm}^2 / 1,3$		$= 2,42 \text{ N/mm}^2 = 0,242 \text{ kN/cm}^2$

$$1,5 * 12,6 \text{ kN} / (0,714 * 10 \text{ cm} * 36 \text{ cm}) = 0,074 \text{ kN/cm}^2 < 0,242 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

### Nachweis Anschluss 1 – gekürzter Binder an Wechsel

Die Lage der Anschlüsse ist in der Übersichtsskizze zu Beginn der Position dargestellt.

Gewählter Balkenschuh: Simpson Strong-Tie GLE600/200/2,5, Teilausnagelung



Aufgrund der Neigung des Sparrens ergibt sich aus der vertikalen Bemessungskraft  $V_{Ed}$

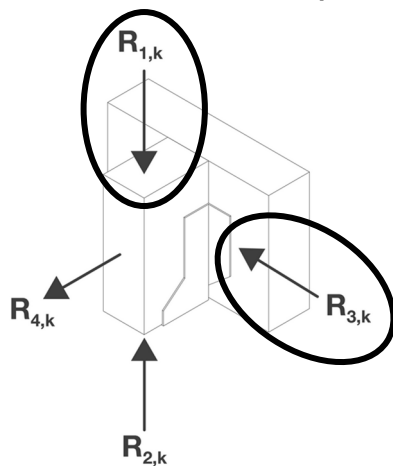
eine Belastung  $F_{1d}$  und  $F_{4d}$  auf den Balkenschuh.

$$\begin{aligned}
 \text{Bemessungsquerkraft } V_{Ed} &= \gamma * (g_{k,\text{inkl.PV}} * L_i / 2) + \gamma * ((s_{k,\text{min}} + s_{k,\text{max}}) / 2) * L_i / 2 + \gamma * \psi * Q_k \\
 &= 1,35 * (3,50 \text{ kN/m} * 2,89 \text{ m} / 2) \\
 &\quad + 1,5 * ((0,43 + 1,70) \text{ kN/m} / 2) * 2,89 \text{ m} / 2 \\
 &\quad + 1,5 * 0,7 * 1,5 \text{ kN} &= 11,0 \text{ kN} \\
 F_{1d} &= 11,0 \text{ kN} * \cos(10^\circ) &= 10,9 \text{ kN} \\
 F_{4d} &= 11,0 \text{ kN} * \sin(10^\circ) &= 2,0 \text{ kN} \\
 \text{Bemessungswiderstand } R_{1d} &= 17,2 \text{ kN} * 0,9 / 1,3 &= 11,9 \text{ kN} \\
 R_{4d} &= 9,8 \text{ kN} * 0,9 / 1,3 &= 6,8 \text{ kN} \\
 (10,9 \text{ kN} / 11,9 \text{ kN})^2 + (2,0 \text{ kN} / 6,8 \text{ kN})^2 &= 0,93 < 1 & \text{Nachweis erfüllt}
 \end{aligned}$$

#### Nachweis Anschluss 2 – Wechsel an Binder

Die Lage der Anschlüsse ist in der Übersichtsskizze zu Beginn der Position dargestellt.

Gewählter Balkenschuh: Simpson Strong-Tie GLE660/100/2,5, Teilausnagelung



Aufgrund der Neigung des Sparrens ergibt sich aus der vertikalen Bemessungskraft  $V_{Ed}$  eine Belastung  $F_{1d}$  und  $F_{3d}$  auf den Balkenschuh.

$$\begin{aligned}
 \text{Bemessungsquerkraft } V_{Ed} &= (\gamma * G_k + \gamma * Q_k) / 2 \\
 &= (1,35 * 12,0 + 1,5 * 6,0) / 2 &= 12,6 \text{ kN} \\
 F_{1d} &= 12,6 \text{ kN} * \cos(10^\circ) &= 12,4 \text{ kN} \\
 F_{3d} &= 12,6 \text{ kN} * \sin(10^\circ) &= 2,2 \text{ kN} \\
 \text{Bemessungswiderstand } R_{1d} &= 26,3 \text{ kN} * 0,9 / 1,3 &= 18,2 \text{ kN} \\
 R_{3d} &= 5,8 \text{ kN} * 0,9 / 1,3 &= 4,0 \text{ kN} \\
 (12,4 \text{ kN} / 18,2 \text{ kN})^2 + (2,2 \text{ kN} / 4,0 \text{ kN})^2 &= 0,77 < 1 & \text{Nachweis erfüllt}
 \end{aligned}$$

### Pos. 103 Dachbinder, GL24h, b/h ≥ 28/36cm

Es folgt die Bemessung eines Binders mit der Auflast aus zwei Wechseln. Das System zwischen Achse E und F wird als maßgebendes System betrachtet.

#### Lastannahmen

Es wird das gleiche System mit den zugehörigen Lasten wie in Pos. 101 (s. S. 70ff.) verwendet. Hinzu kommen zusätzliche Lasten aus den zwei Wechseln Pos. 102 (s. S. 93ff.).

#### Zusätzliche Vertikallasten aus Pos. 102

$$\begin{aligned} \text{Aus Wechsel Pos. 102 (s. S. 93) mit } G_k &= (g_{k,\text{Schräg,inkl.PV}} * L_i / 2 + g_{k,\text{Schräg,o.PV}} * L_i / 2) / 2 \\ &= (3,50 \text{ kN/m} * 2,89\text{m} / 2 + 2,00 \text{ kN/m} * 1,31 \text{ m} / 2) / 2 \\ &= 3,5 \text{ kN} \\ S_k &= ((s_{k,\text{min}} + s_{k,\text{max}}) / 2) * L_i / 2 / 2 \\ &= ((0,43 + 1,70) \text{ kN/m} / 2 * (2,89 \text{ m} + 1,31 \text{ m}) / 2 / 2 \\ &= 1,2 \text{ kN} \\ Q_{k,\text{Wartung}} &= 1,5 \text{ kN} / 2 = 0,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### Zusätzliche Windlasten von rechts aus Pos. 102

$$\begin{aligned} \text{Aus Lastannahmen Windlast (s. S. 13ff.) } W_{k,\text{rechts,E-F}} &= w_{k,\text{rechts,E-F}} L_i / 2 / 2 \\ &= -0,59 \text{ kN/m} * (2,89 + 1,31) \text{ m} / 2 / 2 = -0,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### Zusätzliche Windlasten von links aus Pos. 102

$$\begin{aligned} \text{Aus Lastannahmen Windlast (s. S. 13ff.) } W_{k,\text{links,E-F}} &= w_{k,\text{links,E-F}} L_i / 2 / 2 \\ &= 0,16 \text{ kN/m} * (2,89 + 1,31) \text{ m} / 2 / 2 = 0,20 \text{ kN} \end{aligned}$$

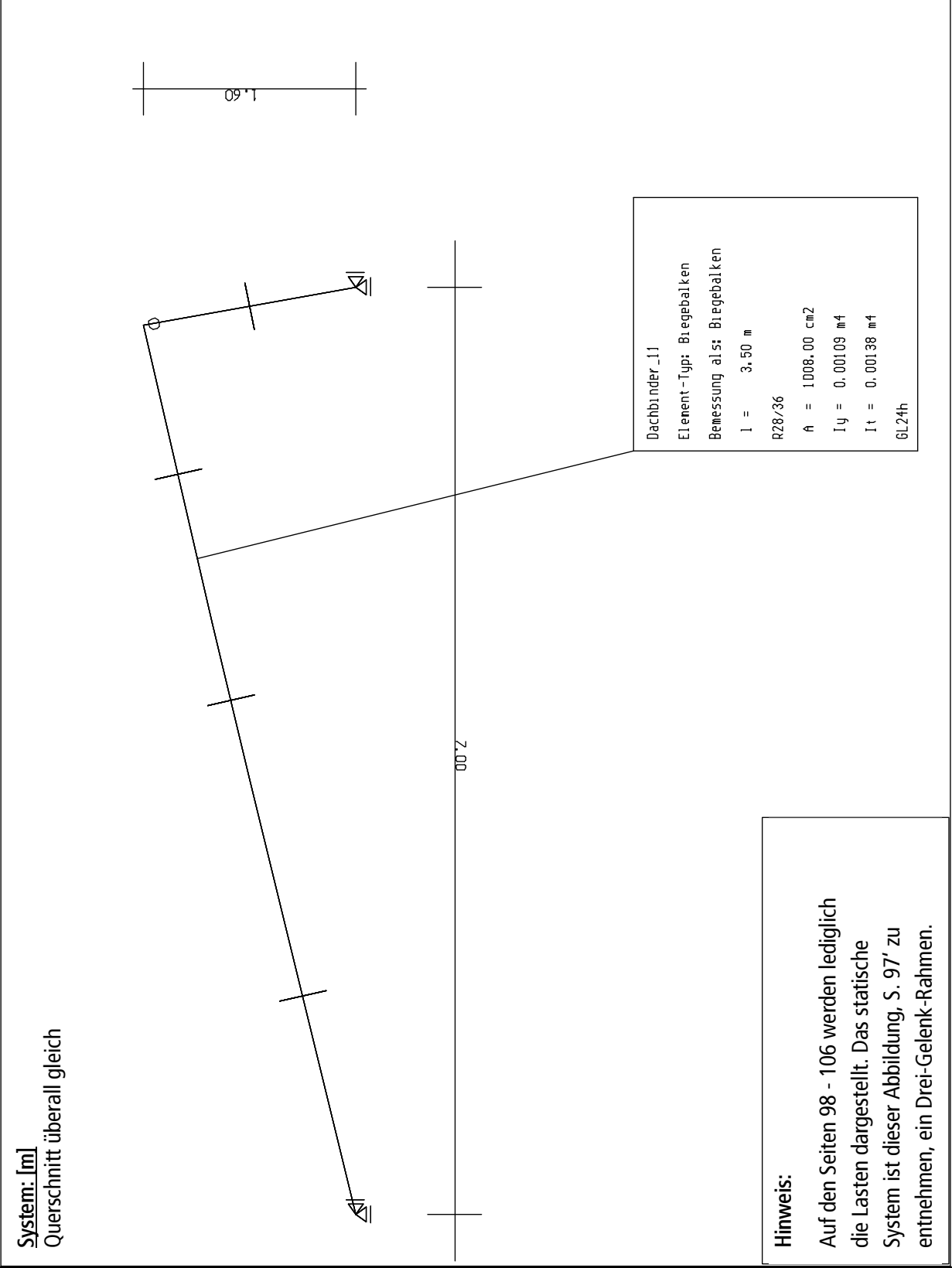
Siehe nachfolgenden Trimas-Ausdruck.

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240930\_Sparren mit Wechsel E-f)

**System: [m]**

Querschnitt überall gleich

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=dx <sub>pp</sub> dz <sub>pp</sub> ,f <sub>ypp</sub> Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Pos 103 Dachbinder mit Wechselglas GL24h b/h=28/36 cm e<125cm	Datum : 30.09.2024 Zeit : 13:25:48 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	--	--	---	---



**Hinweis:**  
 Auf den Seiten 98 - 106 werden lediglich die Lasten dargestellt. Das statische System ist dieser Abbildung, S. 97' zu entnehmen, ein Drei-Gelenk-Rahmen.

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240628\_Sparren mit Wechsel E-f)

Lastfall 1 : Konstruktion (ständige Last)

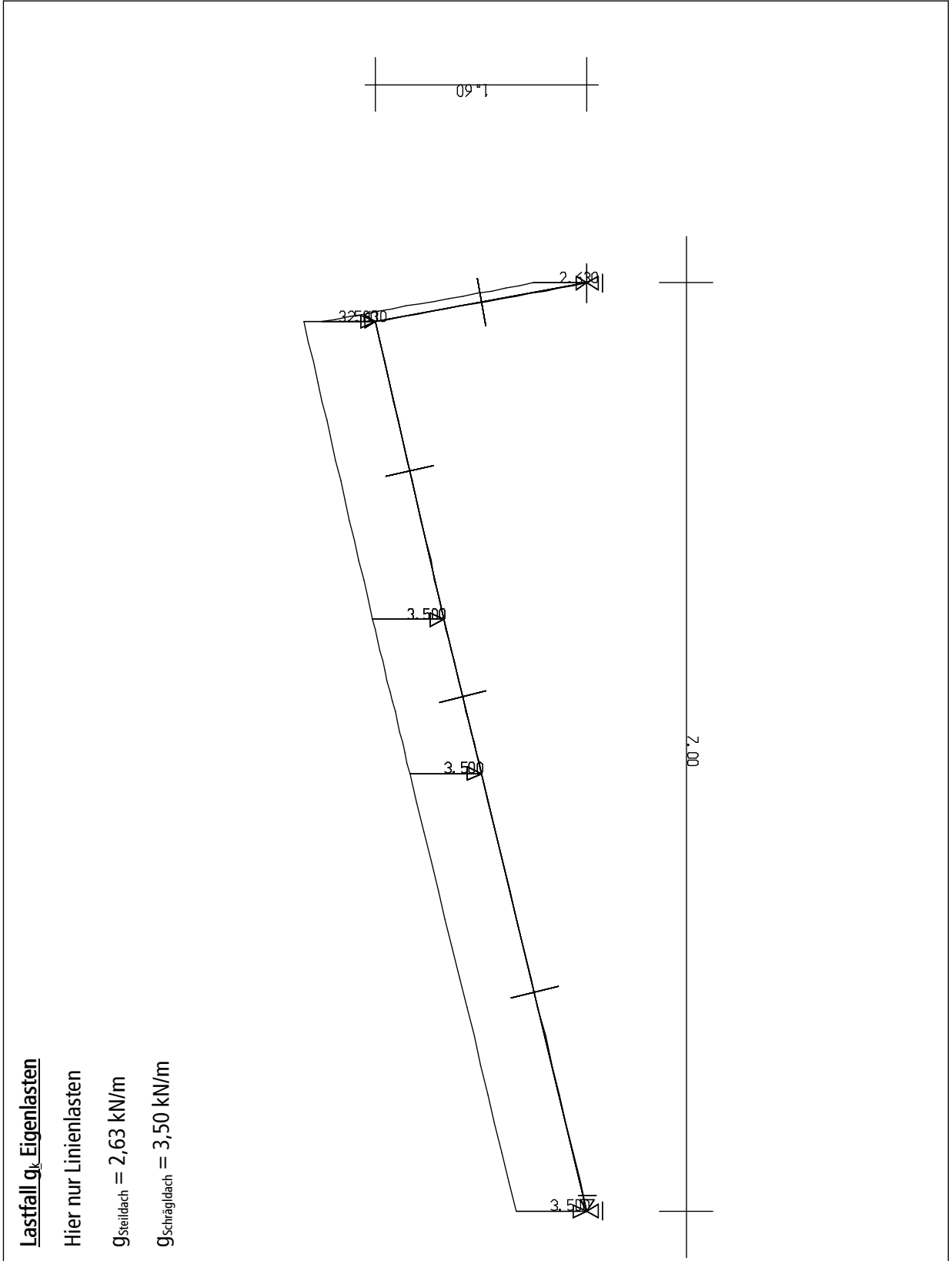
**Lastfall  $g_k$  Eigenlasten**

Hier nur Linienlasten

$g_{\text{Steldach}} = 2,63 \text{ kN/m}$

$g_{\text{Schägl Dach}} = 3,50 \text{ kN/m}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=dz,r,y Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.00/1.35 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=1.00/1.00 psi(2/11)=1.00/1.00
Pos 103 Dachbinder mit Wechsellas GL24h b/h=28/36 cm e<125cm	Datum : 19.07.2024 Zeit : 09:02:0 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024





INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240628\_Sparren mit Wechsel E-f)

Lastfall 1 : Konstruktion (ständige Last)

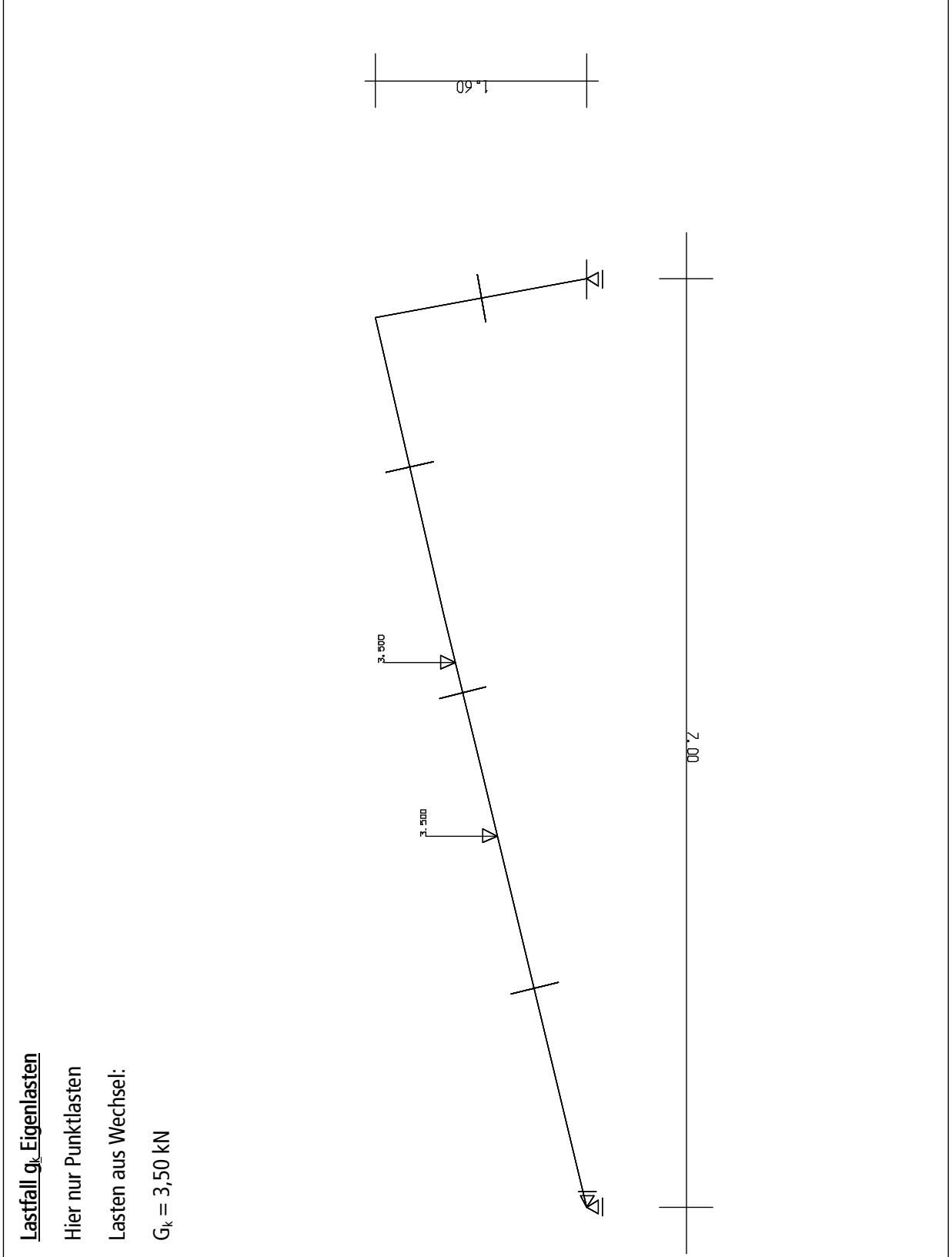
**Lastfall  $g_k$  Eigenlasten**

Hier nur Punktlasten

Lasten aus Wechsel:

$G_k = 3,50 \text{ kN}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast, b=dz,r,y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.00/1.35 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=1.00/1.00 psi(2/11)=1.00/1.00	Pos 103 Dachbinder mit Wechsellas GL24h b/h=28/36 cm e<125cm	Datum : 19.07.2024 Zeit : 09:01:40 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	---	---	---	---



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240628\_Sparren mit Wechsel E-f) Lastfall 4 : Mannlast (Dächer)

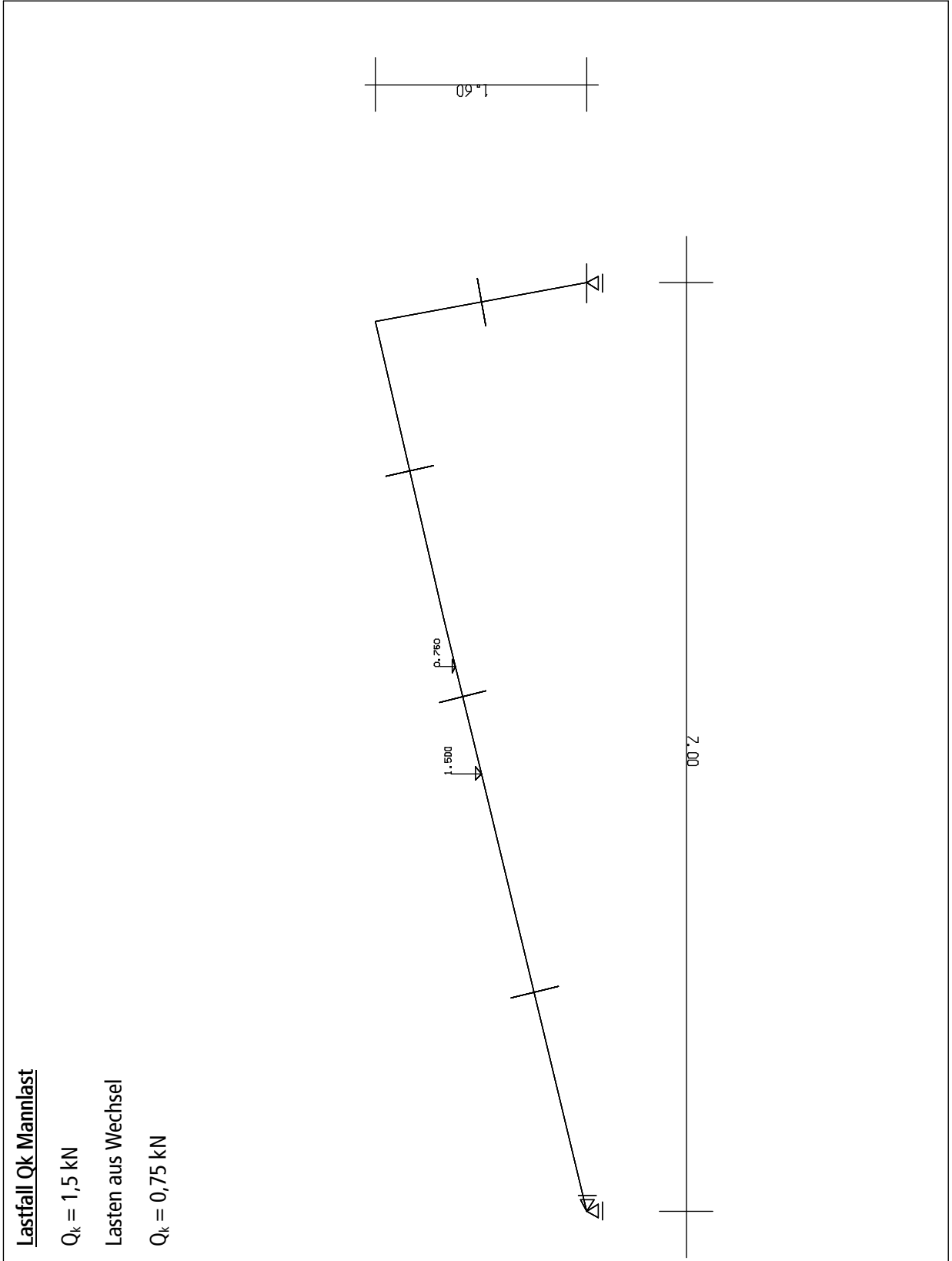
**Lastfall Qk Mannlast**

$Q_k = 1,5 \text{ kN}$

Lasten aus Wechsel

$Q_k = 0,75 \text{ kN}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=dz,r,y Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1,50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0,00/0,00 psi(2/11)=0,00/0,00	Pos 103 Dachbinder mit Wechsellas GL24h b/h=28/36 cm e<125cm	Datum : 19.07.2024 Zeit : 09:02:26 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	--	---	---	---



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240628\_Sparren mit Wechsel E-f) Lastfall 2 : Schnee(Schneelast)

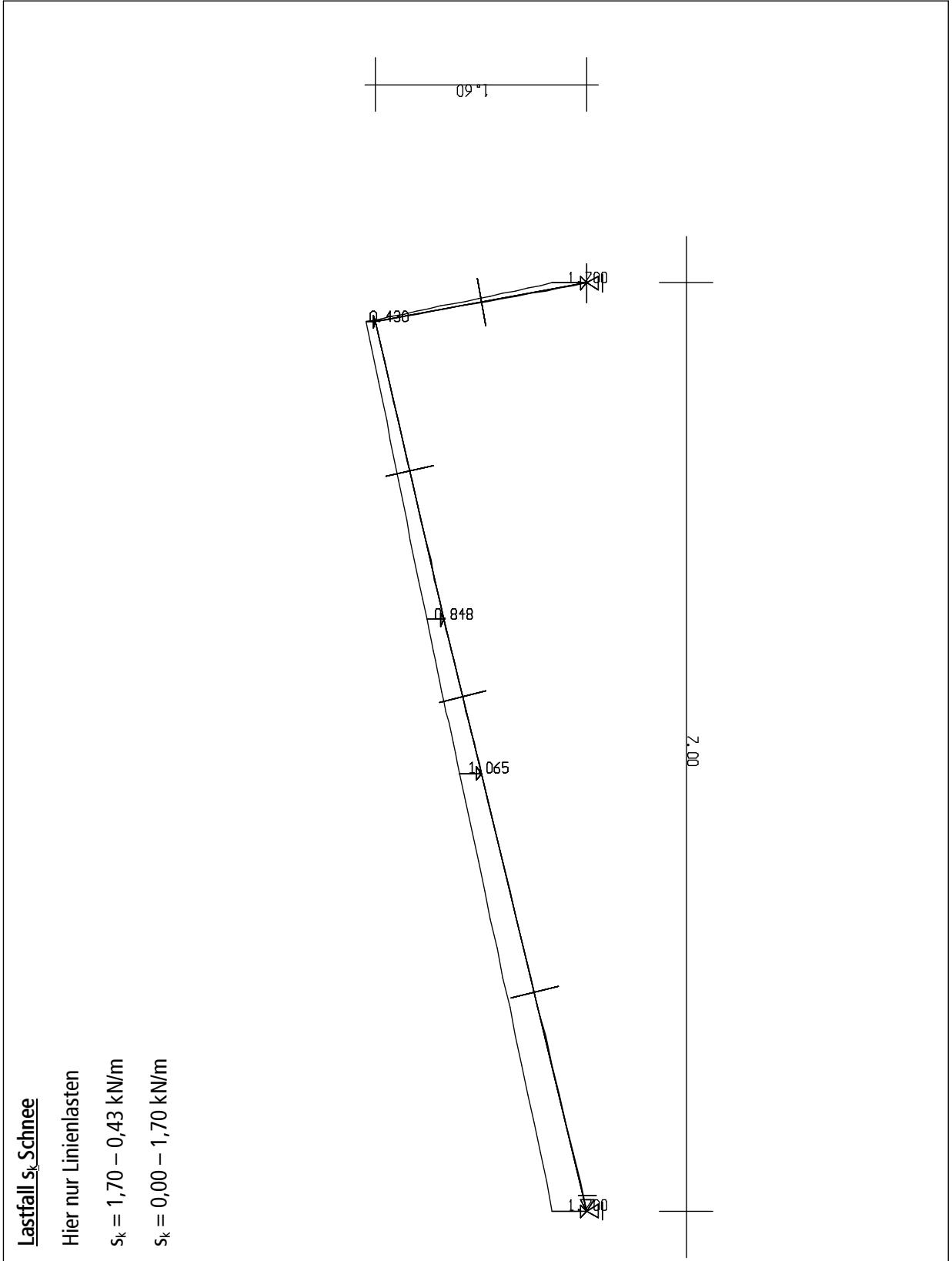
**Lastfall  $s_k$  Schnee**

Hier nur Linienlasten

$s_k = 1,70 - 0,43 \text{ kN/m}$

$s_k = 0,00 - 1,70 \text{ kN/m}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=dz,r,y Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.50/0.20 psi(2/11)=0.00/0.00	Pos 103 Dachbinder mit Wechsellas GL24h b/h=28/36 cm e<125cm	Datum : 19.07.2024 Zeit : 09:02:53 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	--	---	---	---



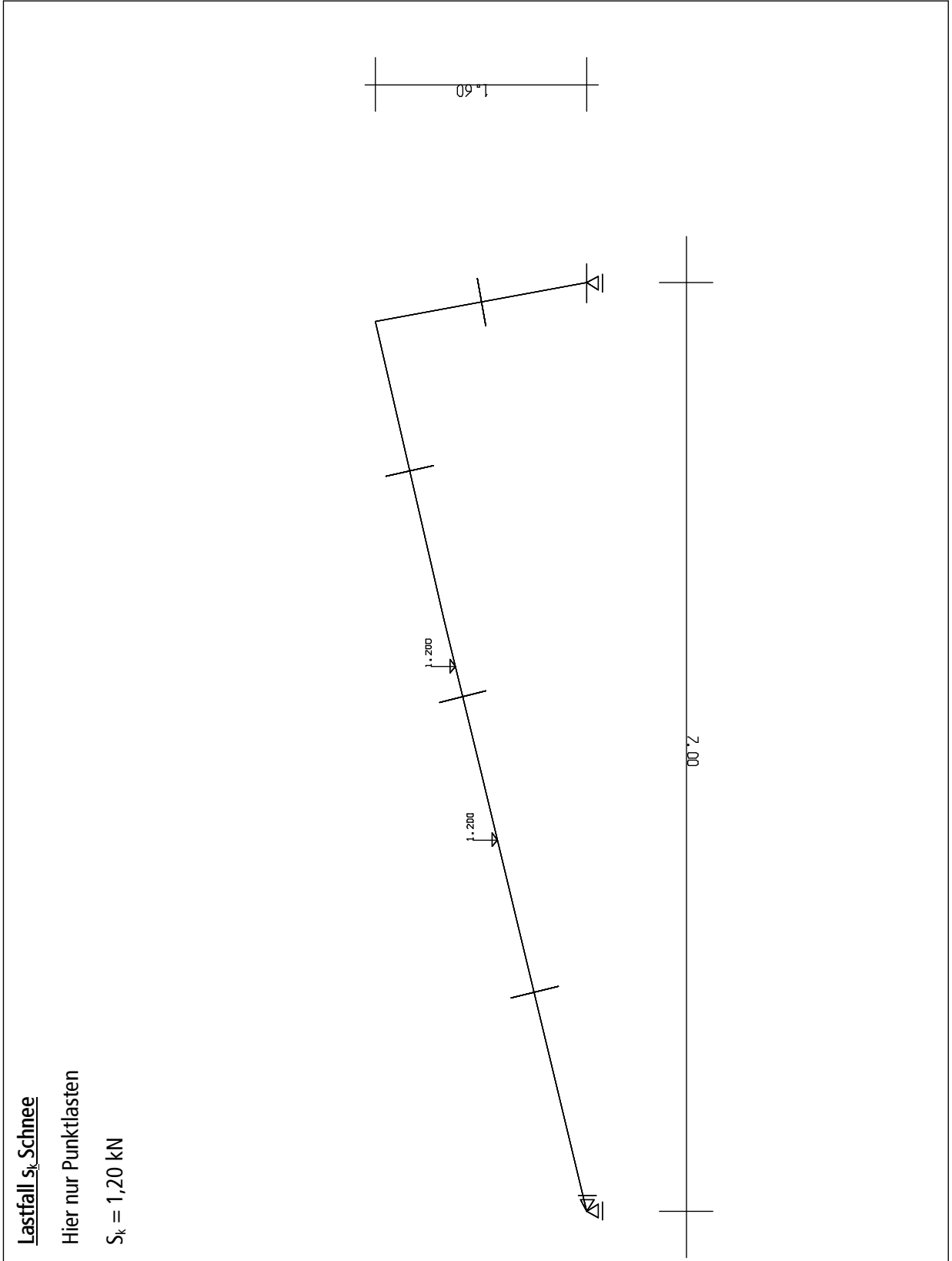
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240628\_Sparren mit Wechsel E-f) Lastfall 2 : Schnee(Schneelast)

**Lastfall  $s_k$  Schnee**

Hier nur Punktlasten

$S_k = 1,20$  kN

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast, b=dz,r,y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.50/0.20 psi(2/11)=0.00/0.00	Pos 103 Dachbinder mit Wechsellas GL24h b/h=28/36 cm e<125cm	Datum : 19.07.2024 Zeit : 09:03:8 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 0802024
--	---	--	---	--	--



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240628\_Sparren mit Wechsel E-F) Lastfall 61 : Wind\_11 (Windlast)

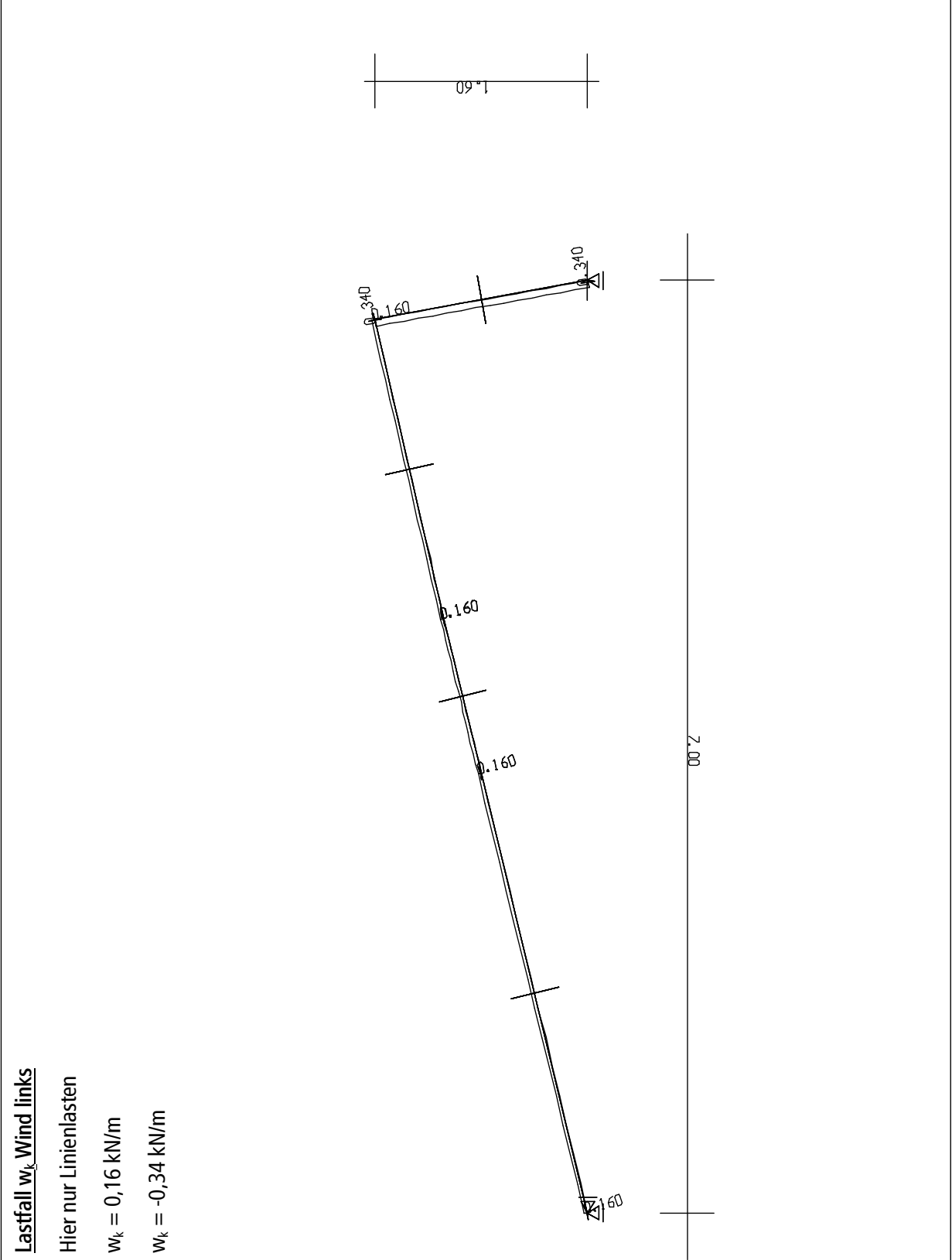
Lastfall  $w_k$  Wind links

Hier nur Linienlasten

$w_k = 0,16 \text{ kN/m}$

$w_k = -0,34 \text{ kN/m}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast, b=dz,r,y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1,50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0,60/0,20 psi(2/11)=0,00/1,00	Pos 103 Dachbinder mit Wechsellas GL24h b/h=28/36 cm e<125cm Datum : 19.07.2024 Zeit : 09:03:49 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	--	--	---



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240628\_Sparren mit Wechsel E-f) Lastfall 61 : Wind\_11(kindlast)

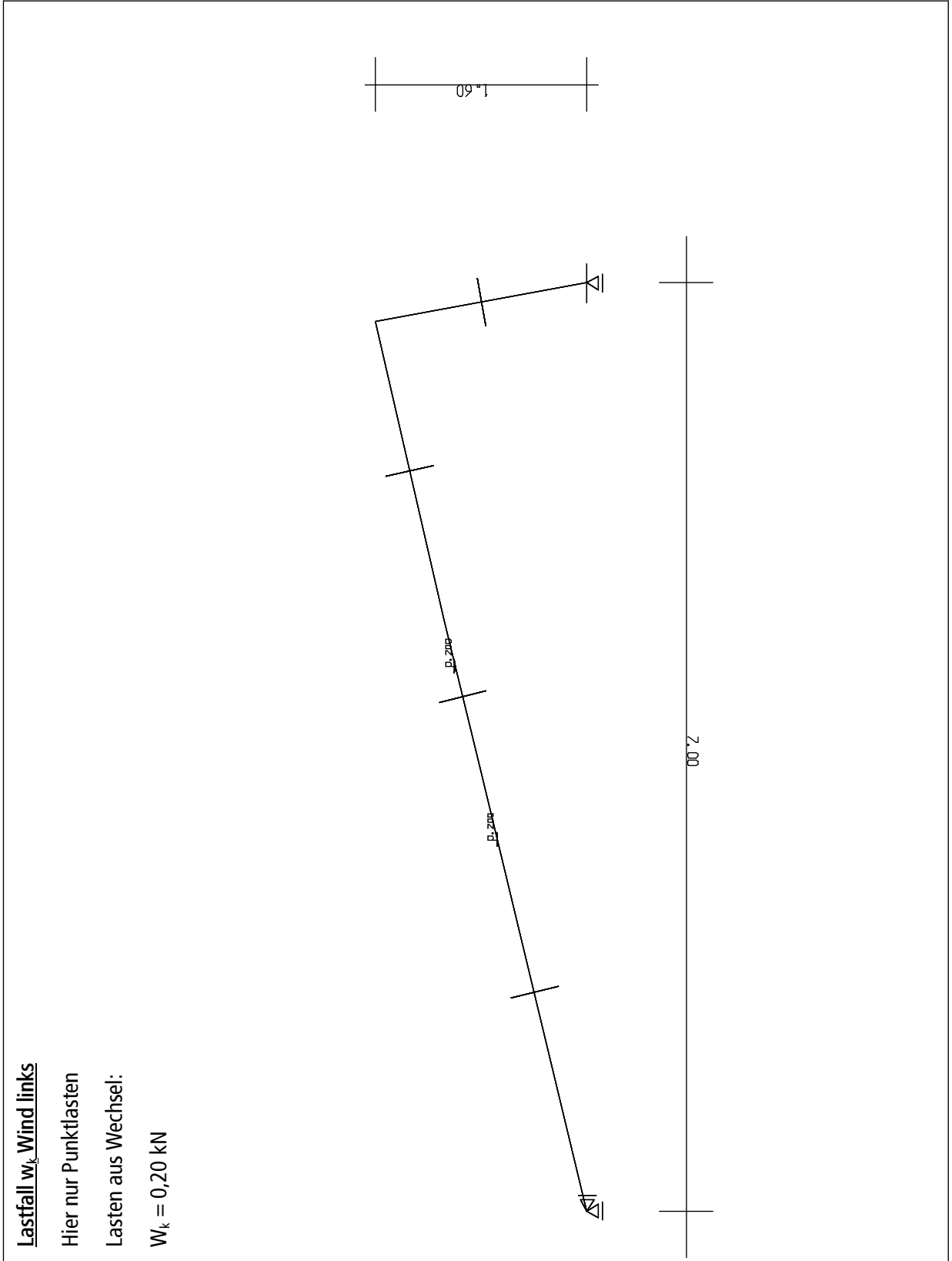
**Lastfall  $w_k$  Wind links**

Hier nur Punktlasten

Lasten aus Wechsel:

$W_k = 0,20 \text{ kN}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=dz,,r,y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.60/0.20 psi(2/11)=0.00/1.00	Pos 103 Dachbinder mit Wechsellas GL24h b/h=28/36 cm e<125cm Datum : 19.07.2024 Zeit : 09:03:28 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	--	--	--	---



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240628\_Sparren mit Wechsel E-f) Lastfall 3 : Wind\_re (Windlast)

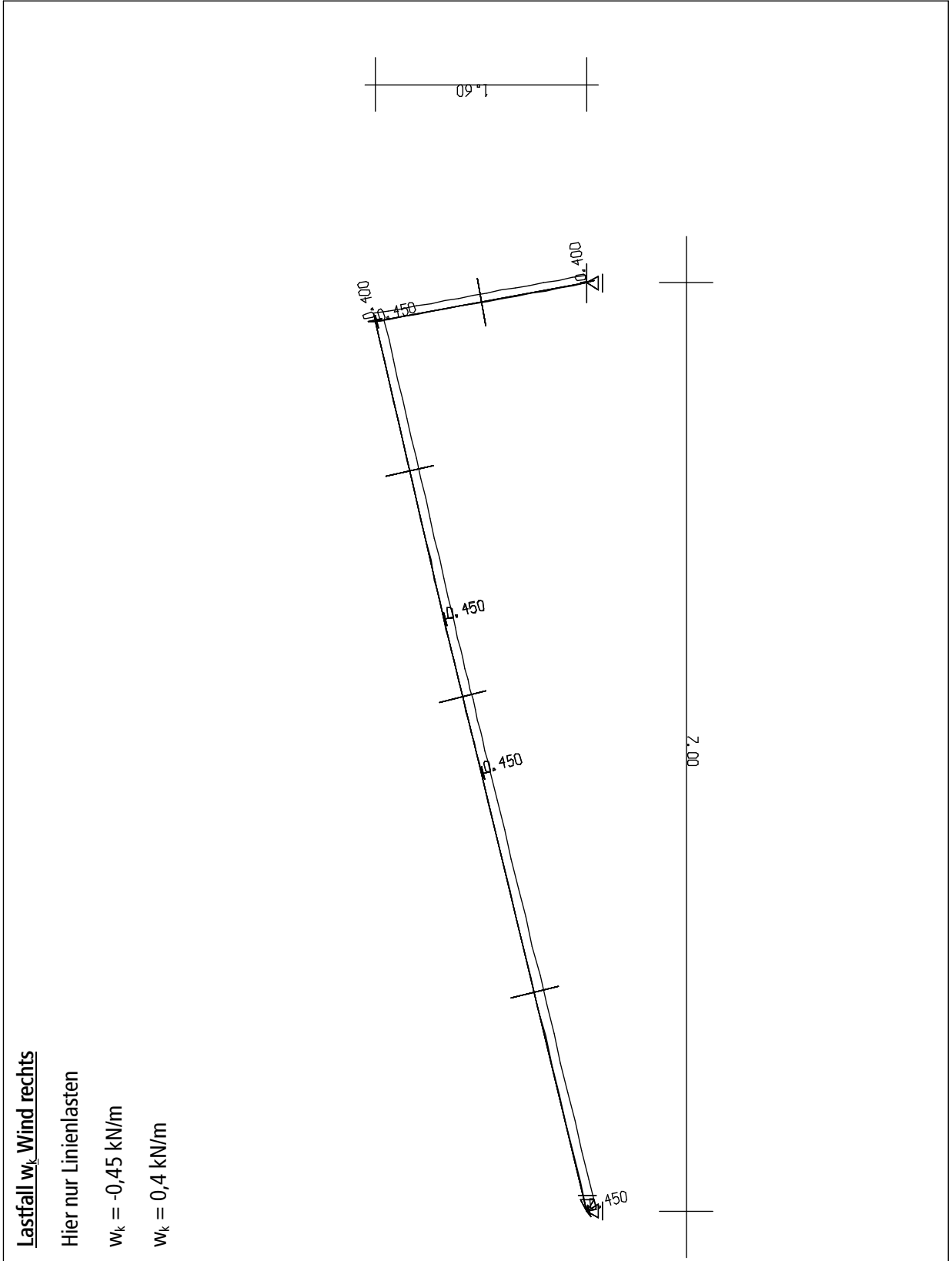
**Lastfall  $w_k$  Wind rechts**

Hier nur Linienlasten

$w_k = -0,45 \text{ kN/m}$

$w_k = 0,4 \text{ kN/m}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=dz,r,y Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1,50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0,60/0,20 psi(2/11)=0,00/1,00	Pos 103 Dachbinder mit Wechsellas GL24h b/h=28/36 cm e<125cm	Datum : 19.07.2024 Zeit : 09:04:11 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	--	---	---	---



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240628\_Sparren mit Wechsel E-f) Lastfall 3 : Wind\_re (Windlast)

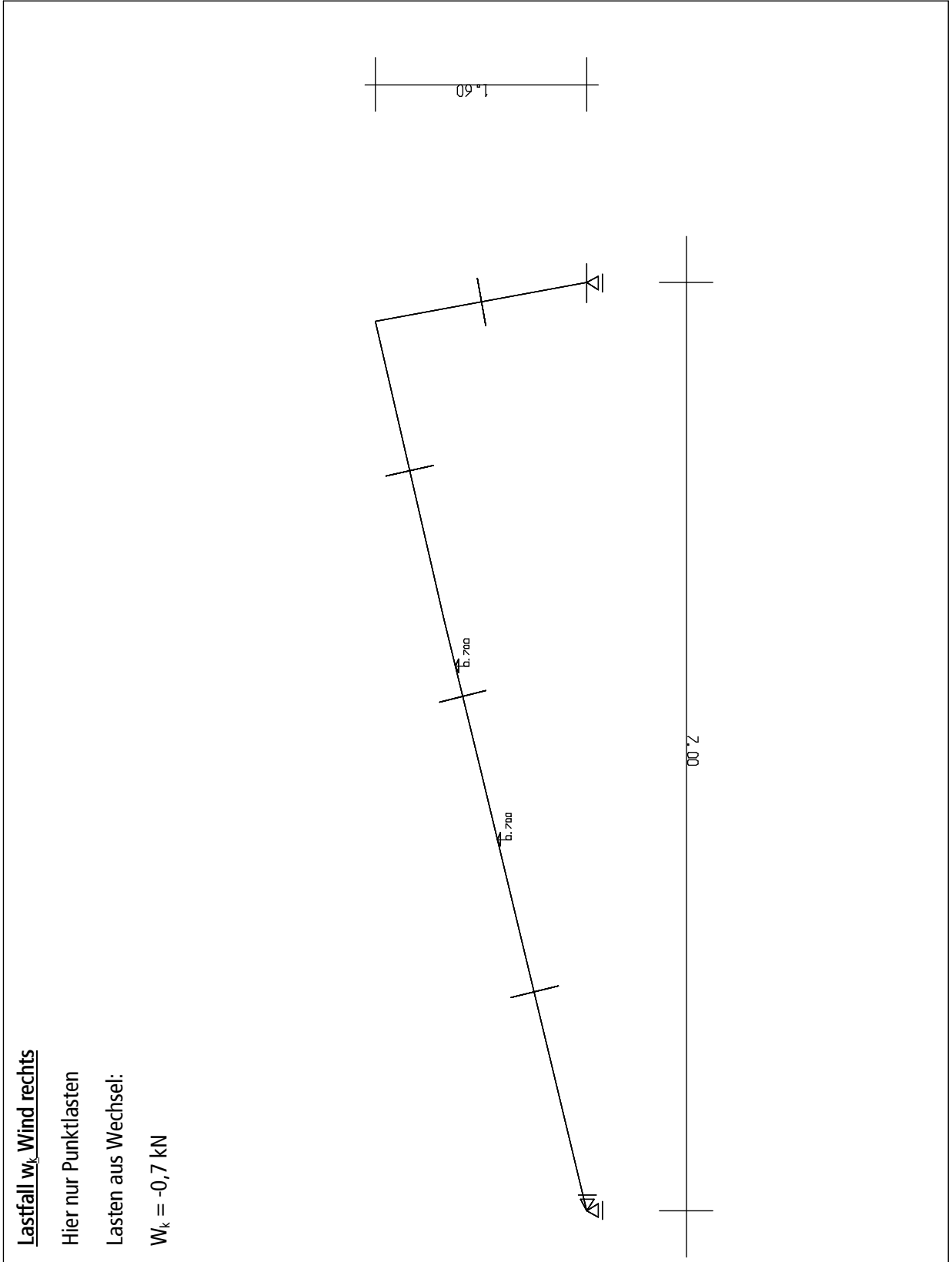
**Lastfall  $w_k$  Wind rechts**

Hier nur Punktlasten

Lasten aus Wechsel:

$w_k = -0,7 \text{ kN}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast, b=dx, dz, ry, rly Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1,50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0,60/0,20 psi(2/11)=0,00/1,00	Pos 103 Dachbinder mit Wechsellas GL24h b/h=28/36 cm e<125cm Datum : 19.07.2024 Zeit : 09:04:28 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	--	--	--	---





INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG

Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin

KITA Heiligensee (1911-103\_20240930\_Sparren mit Wechsellast)

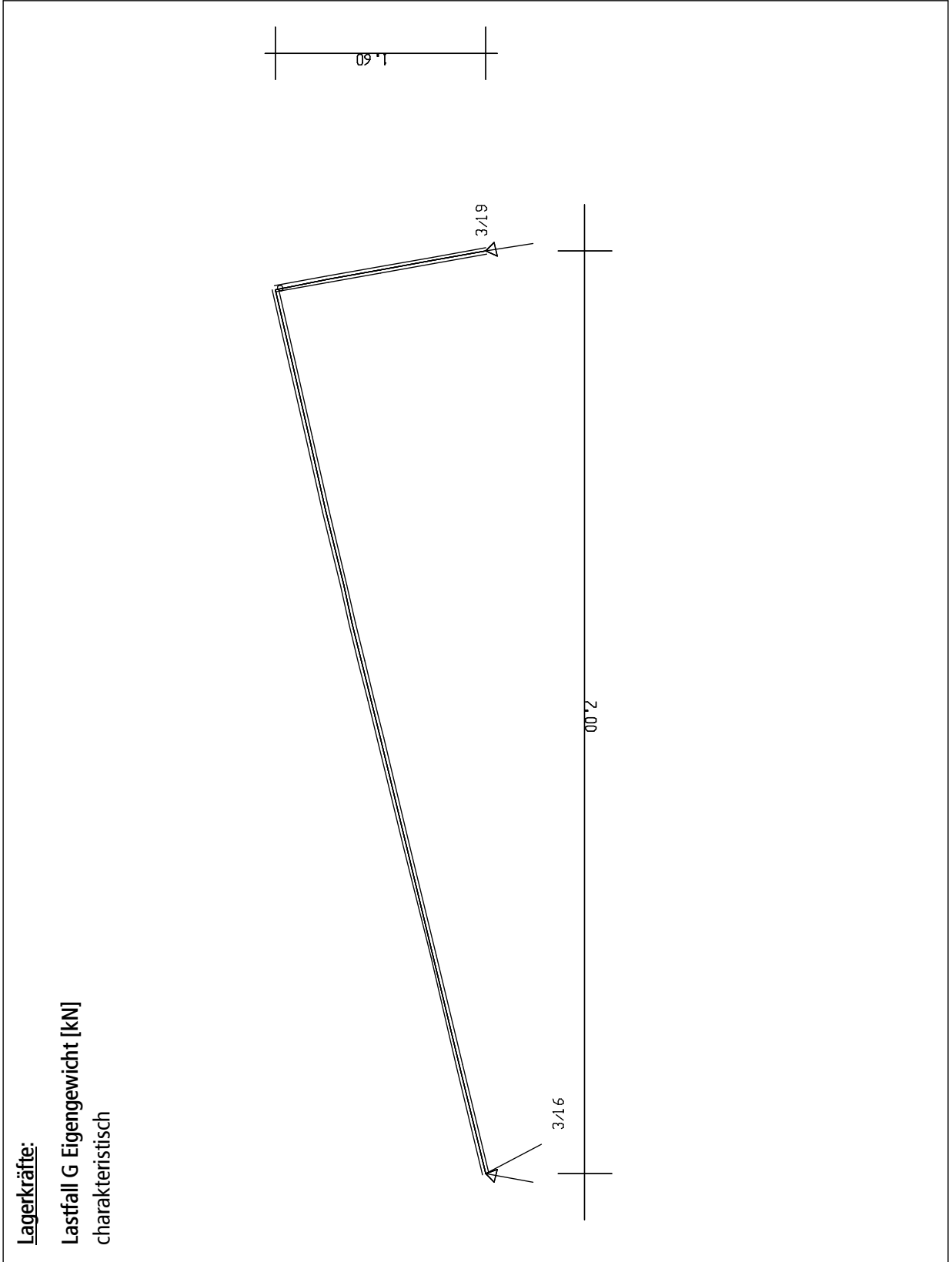
Lastfall I : Konstruktion (ständige Last)

**Lagerkräfte:**

**Lastfall G Eigengewicht [kN]**

charakteristisch

Teilsicherheitsbeiwerte: $\gamma_{\text{mat}}=1,00/1,35$ Kombinationsbeiwerte: $\psi_1(0/1)=1,00/1,00$ $\psi_2(2/1)=1,00/1,00$	Lagerreaktionen $\text{min Fsx} = -3 \text{ kN}$ $\text{max Fsx} = 3 \text{ kN}$ $\text{min Fsz} = 16 \text{ kN}$ $\text{max Fsz} = 19 \text{ kN}$	Äußere Lasten Summe Px = 0,00kN Summe Pz = 35,42kN Summe My = -928,15kNm	Zahlenwerte Lagerreaktionen Fsx/Fsz [kN] Msy [kNm]	Pos 103 Dachbinder mit Wechsellast GL24h b/h=28/36 cm e<125cm	Datum : 30.09.2024 Zeit : 13:35:24 Autor : FR	RIB Software GmbH TRIMASKR) Auswertung Version 23.0 08022024
--	--	---	---	--	---	--



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Hellwigsee (1911-103\_20240930\_Sparren mit Wechsell E-F) E1 Lager/F(z): (K) Fsz Standardüberlagerung (charakteristisch)

**Lagerkräfte:**

**Lastfallkombination  $F_{sz,k}$  [kN]**  
 charakteristisch

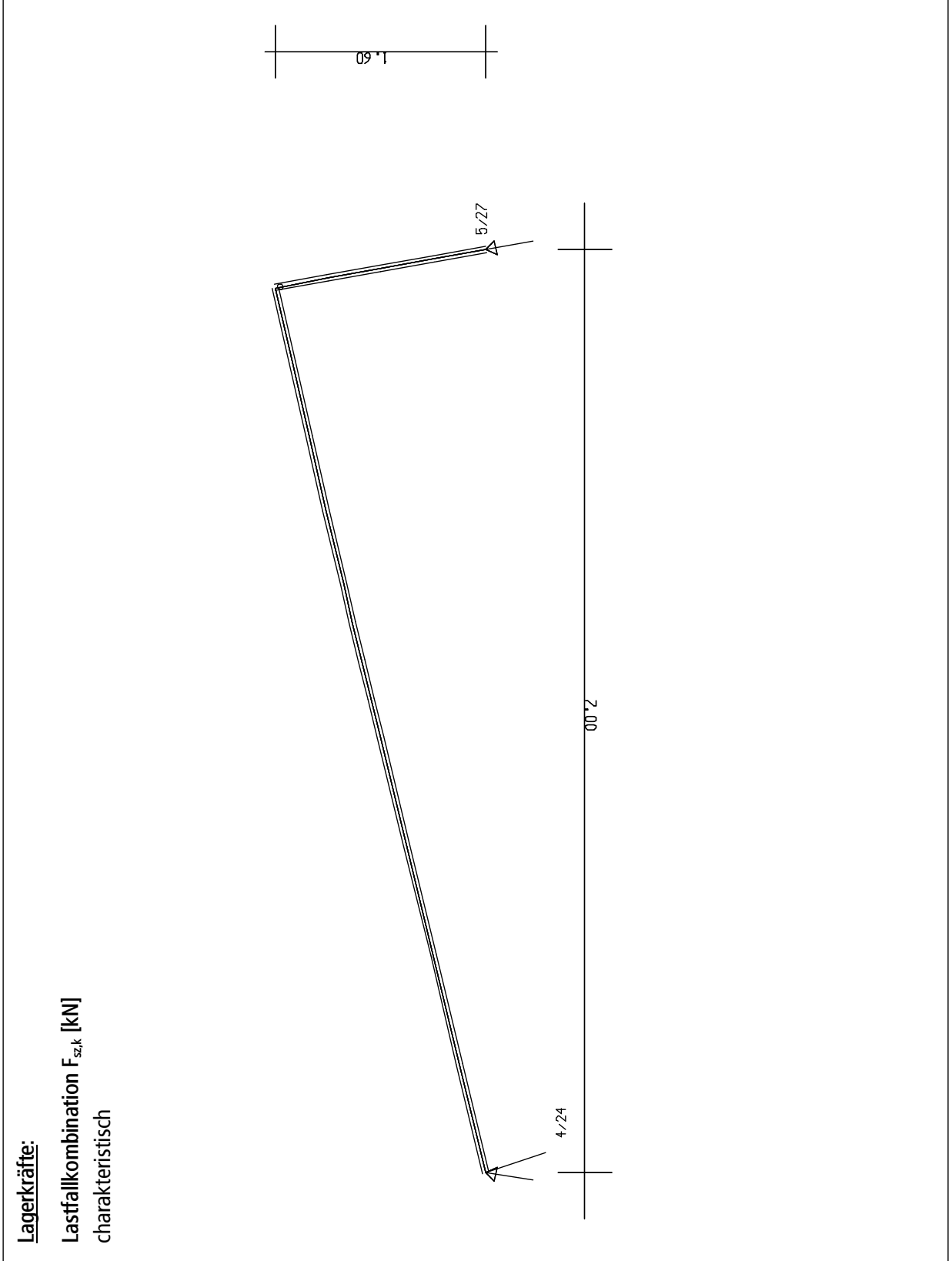
Lagerreaktionen Maximum  
 min Fsx = -5 kN  
 max Fsx = 4 kN  
 min Fsz = 14 kN  
 max Fsz = 27 kN

Zahlenwerte (max)  
 Lagerreaktionen  
 Fsx/Fsz [kN]  
 Msy [kNm]

Pos 103  
 Dachbinder mit Wechsellas  
 GL24h  
 b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 30.09.2024  
 Zeit : 13:34:3  
 Autor : FR

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024



**Lagerkräfte:**

**Grundkombination  $F_{sz,d}$  [kN]  
 design (Maximum)**

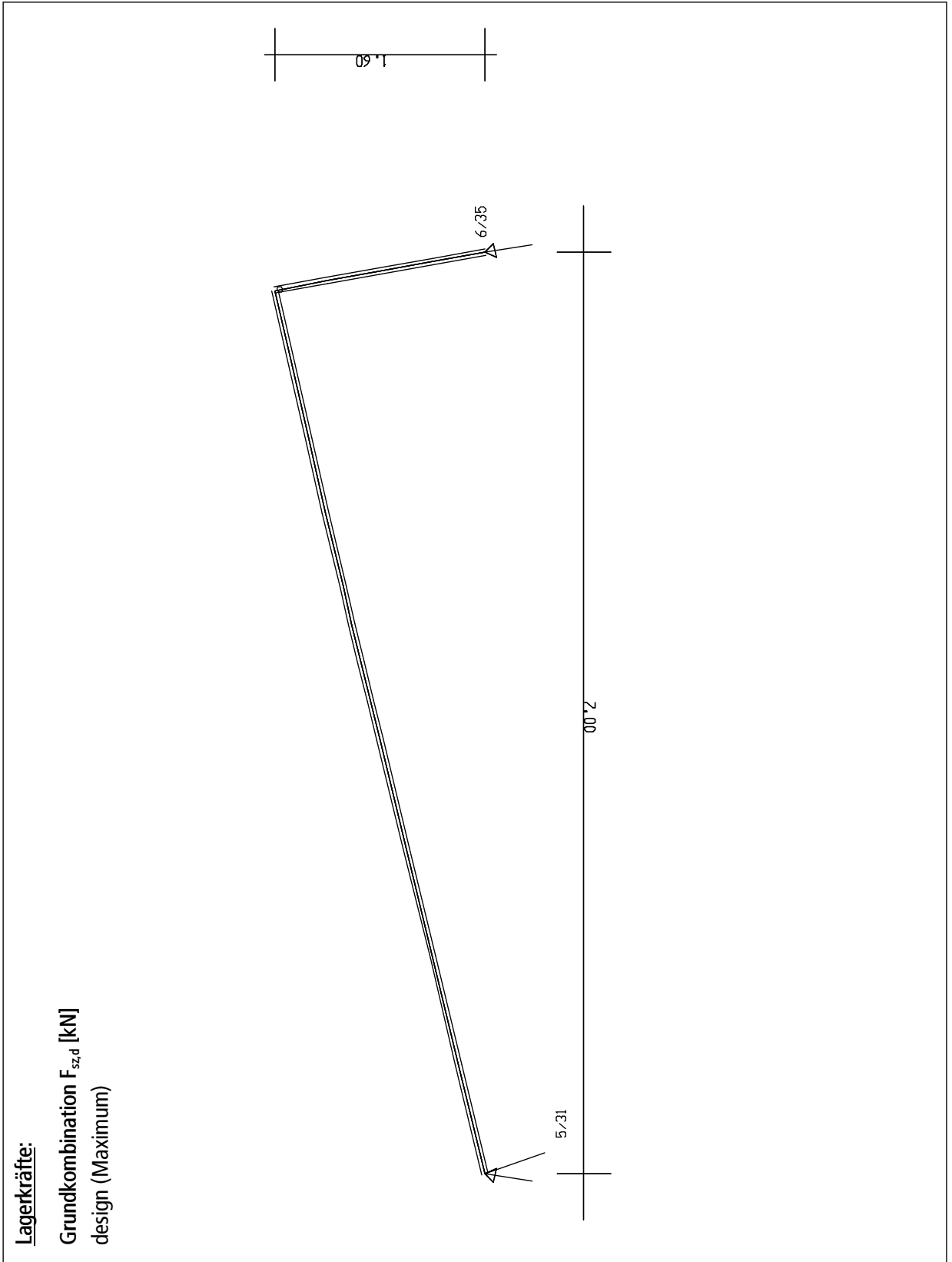
Lagerreaktionen Maximum  
 min Fsx = -6 kN  
 max Fsx = 5 kN  
 min Fsz = 13 kN  
 max Fsz = 35 kN

Zahlenwerte (max)  
 Lagerreaktionen  
 Fsx/Fsz [kN]  
 Msy [kNm]

Pos 103  
 Dachbinder mit Wechsellas  
 GL24h  
 b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 30.09.2024  
 Zeit : 13:34:43  
 Autor : FR

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024



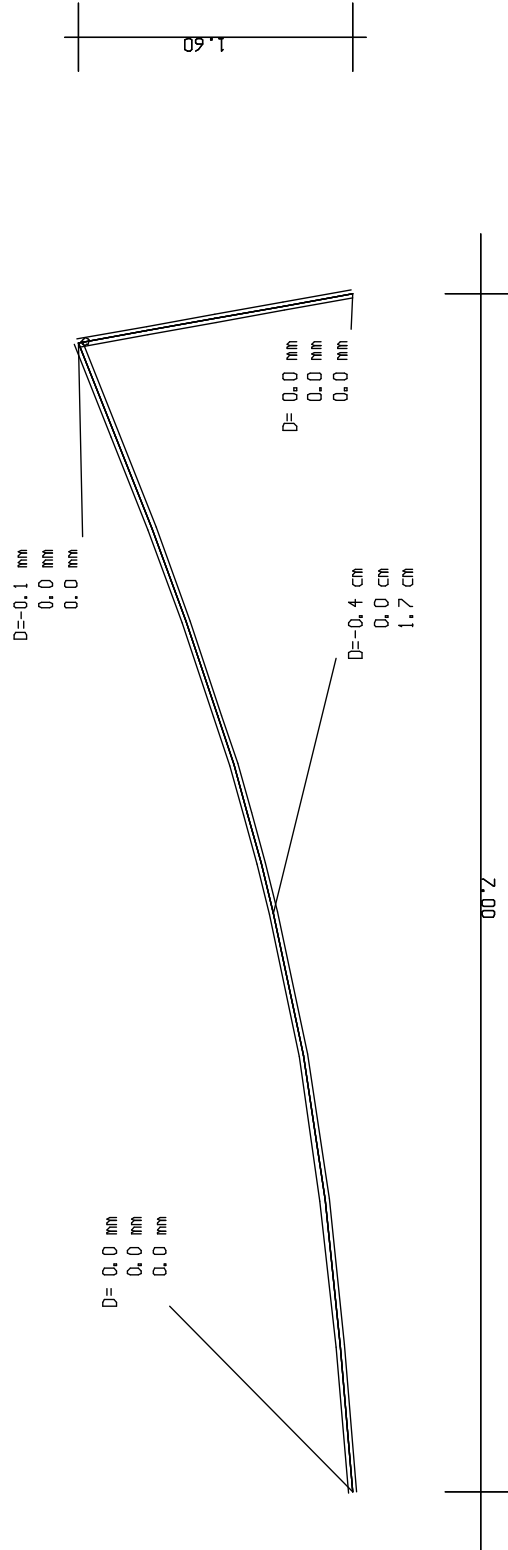
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240930\_Sparren mit Wechsellas E-F) E1 Knoten/d(z): (K) Dz Standardüberlagerung (charakteristisch)

**Verformungen:**  $d_z$  charakteristisch [mm]

Verformungsanteile aus der quasi-ständigen Situation sind auf der folgenden Seite dargestellt.

Verschiebung  
 Dz  
 max = 1.7 cm  
 min = 0.0 mm  
 Verformtes System  
 Skalierung : 20

Pos 103  
 Dachbinder mit Wechsellas  
 GL24h  
 b/h=28/36 cm e<125cm  
 Datum : 30.09.2024  
 Zeit : 13:37:20  
 Autor : FR  
 RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024



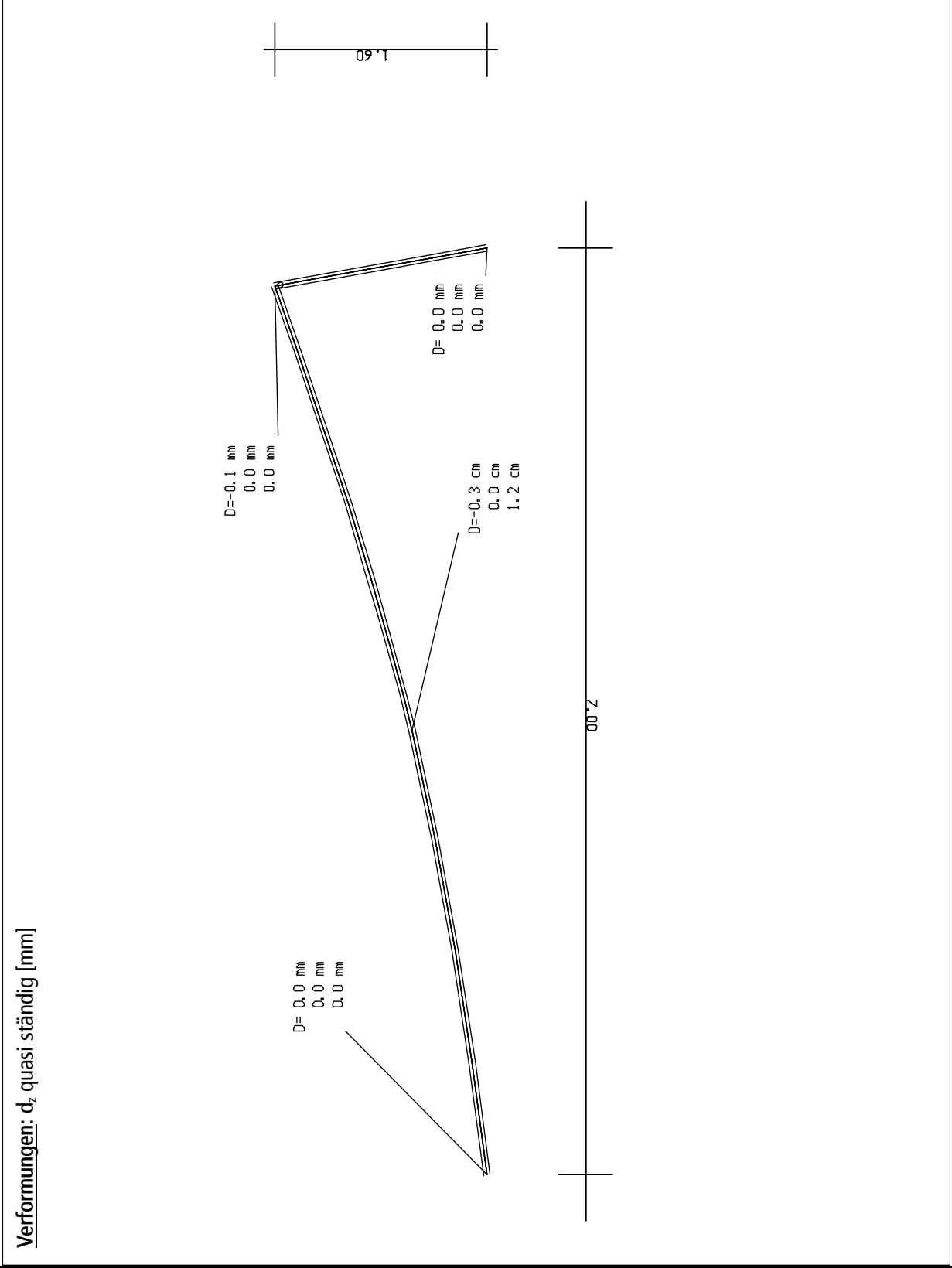
**Feld darunter Wohnen:**  
 $f_{max} = L/250 = 7000/250 = 28,0 \text{ mm}$   
 $f_{worb} = w_{inst,char.} + k_{def} * w_{qs}$   
 $= 17,0 \text{ mm} + 0,6 * 12,0 \text{ mm} = 24,2 \text{ mm} \leq 28,0 \text{ mm}$   
**Verformung eingehalten**

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240930\_Sparren mit Wechsellas E-F) Quasi-ständig g.t.0\_I

**Verformungen:  $d_z$  quasi ständig [mm]**

Verschiebung  
 Dz  
 max = 1.2 cm  
 min = 0.0 mm  
 Verformtes System  
 Skalierung : 20

Pos 103  
 Dachbinder mit Wechsellas  
 GL24h  
 b/h=28/36 cm e<125cm  
 Datum : 30.09.2024  
 Zeit : 13:37:44  
 Autor : FR  
 RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240930\_Sparren mit Wechsellas E-F)

E2 Balken/N(x): (S) Nx Grundkombination (design)

**Schnittkräfte:**

**Normalkraft  $N_{xd}$  [kN]**

**Grundkombination**

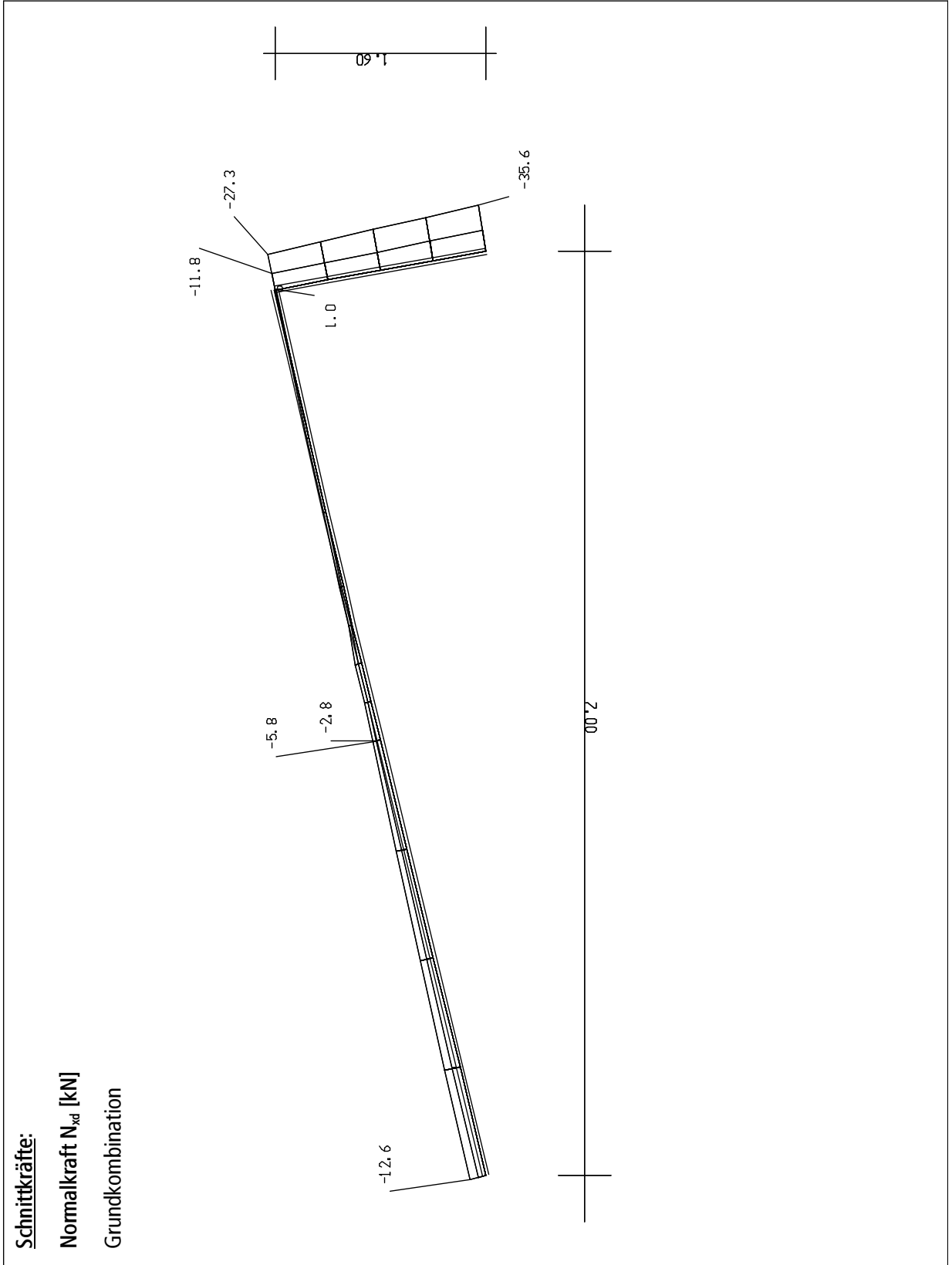
Normalkraft  
 $N_x$  (max) [kN]  
 max = 1.0  
 min = -35.6

Verformtes System  
 Skalierung : 20

Pos 103  
 Dachbinder mit Wechsellas  
 GL24h  
 b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 30.09.2024  
 Zeit : 13:41:25  
 Autor : FR

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG

Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin

KITA Heiligensee (1911-103\_20240930\_Sparren mit Wechsellas

E2 Balken/M(y): (S) My Grundkombination (design)

**Schnittkräfte:**

**Moment  $M_{yd}$  [kN]**

**Grundkombination**

Biegemoment

$M_y$  (max) [kNm]

max = 55.5

min = -0.0

Verformtes System

Skalierung : 20

Pos 103

Dachbinder mit Wechsellas

GL24h

b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 30.09.2024

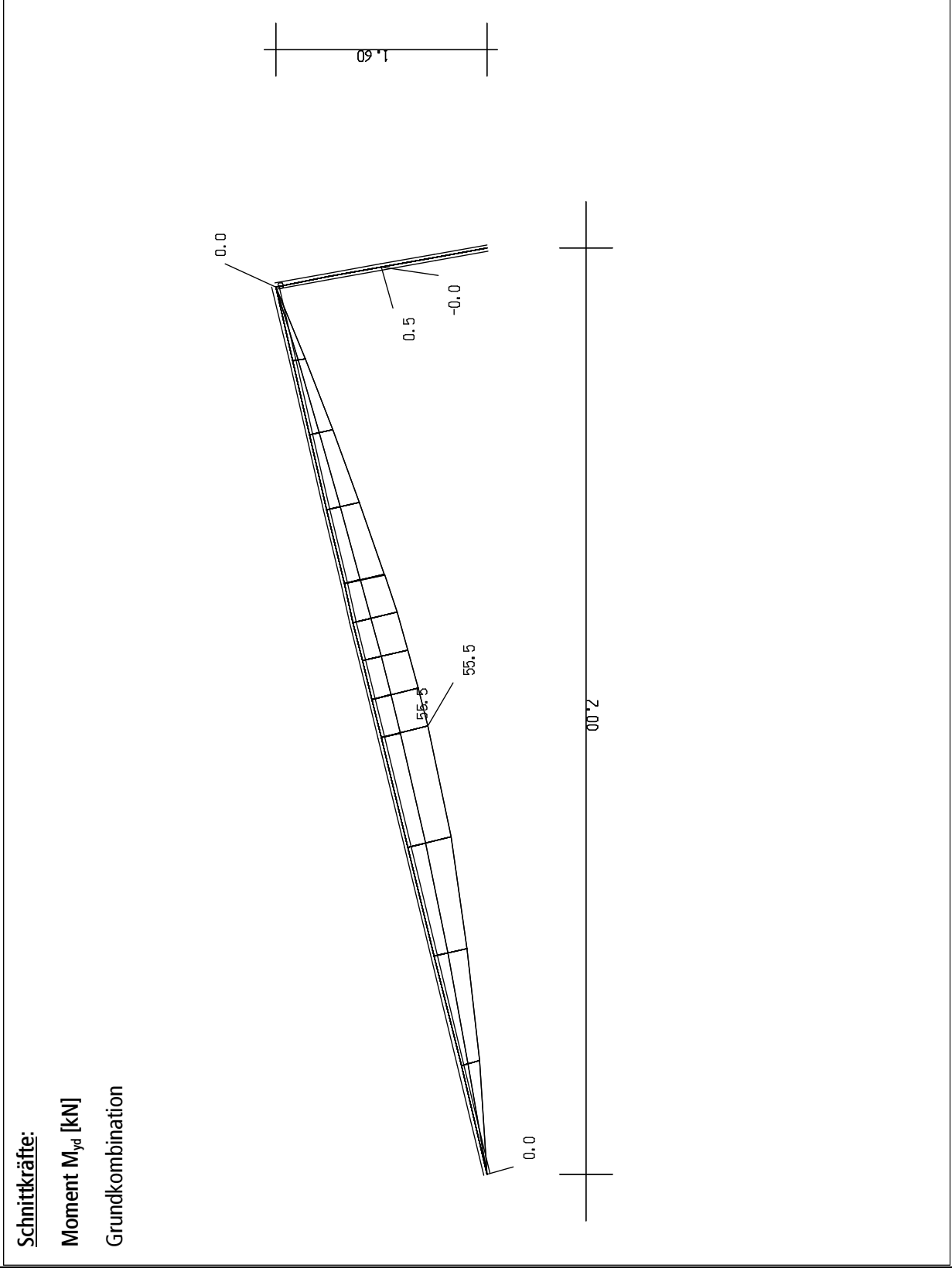
Zeit : 13:41:59

Autor : FR

RIB Software GmbH

TRIMASKR) Auswertung

Version 23.0 08022024



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 KITA Heiligensee (1911-103\_20240930\_Sparren mit Wechsellas E-F)

E2 Balken/Q(z): (S) Vz Grundkombination (design)

**Schnittkräfte:**

**Querkraft  $V_{zd}$  [kN]**

**Grundkombination**

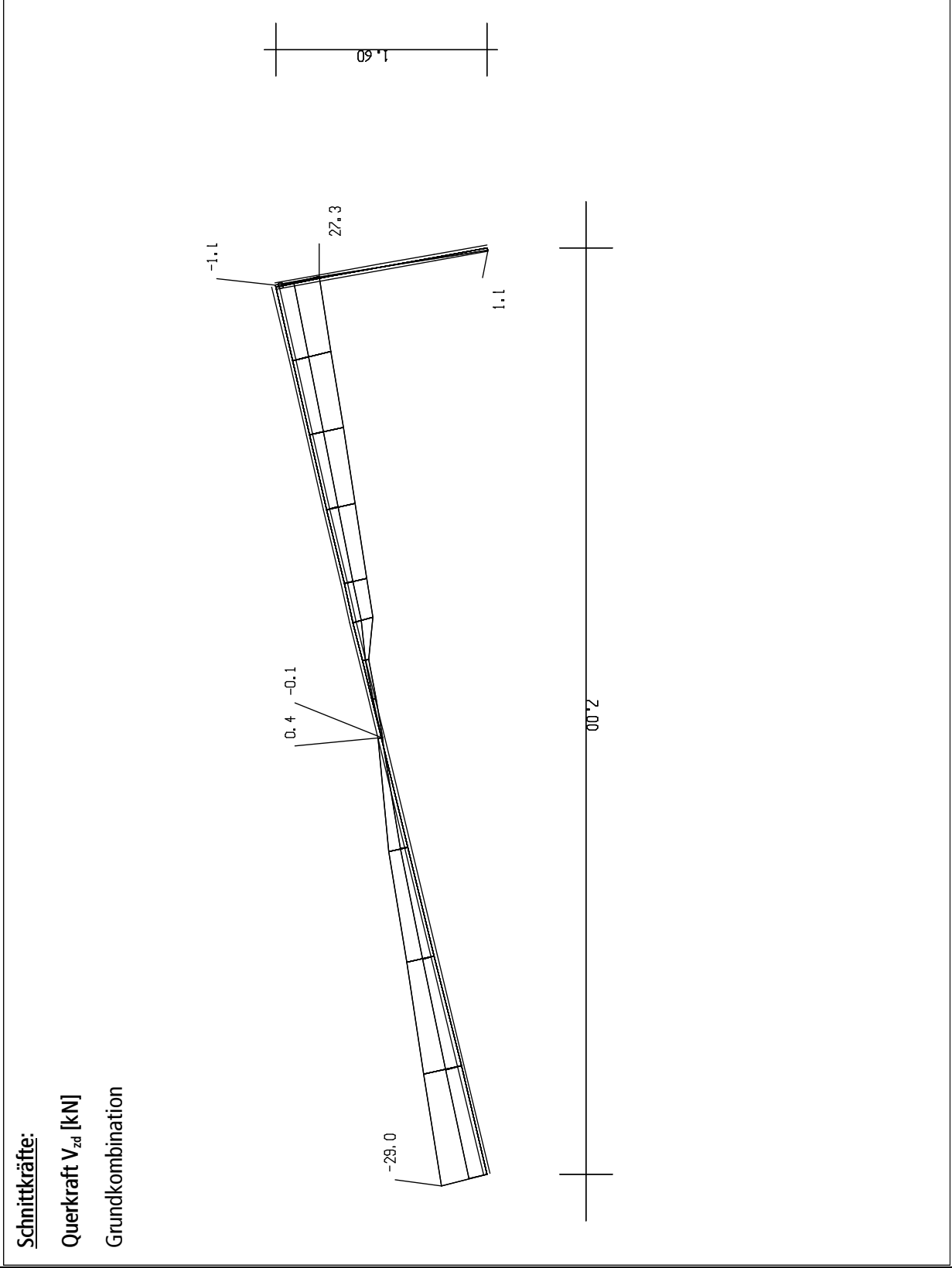
Querkraft  
 Vz (max) [kN]  
 max = 27.3  
 min = -29.0

Verformtes System  
 Skalierung : 20

Pos 103  
 Dachbinder mit Wechsellas  
 GL24h  
 b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 30.09.2024  
 Zeit : 13:42:36  
 Autor : FR

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024





### Nachweisführung an den Querschnitten

Die Widerstandswerte werden von den in Pos.101 (s. S. 70ff.) geführten Nachweisen übernommen.

#### Einachsige Biegung

$$\frac{M_d/W_n}{k_h * f_{m,d}} \leq 1$$

$$\begin{array}{ll} \text{mit } M_d & = 55,50 \text{ kNm} = 5550 \text{ kNcm} \\ W_n & = 28 \text{ cm} * (36 \text{ cm})^2 / 6 = 6048 \text{ cm}^3 \end{array}$$

$$(5550 \text{ kNcm} / 6048 \text{ cm}^3) / (1,05 * 1,661 \text{ kN/cm}^2) = 0,53 < 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

#### Druck in Faserrichtung und Stabilität

Im Folgenden wird der Sparren auf Druck in Faserrichtung und Stabilität nachgewiesen. Die Normalkraft aus dem Steildach ist maßgebend.

$$\frac{N_d/A_n}{k_c * f_{c,0,d}} \leq 1$$

$$\text{mit } N_d = 35,60 \text{ kN}$$

$$(35,60 \text{ kN} / 280) / (0,897 * 1,661) = 0,09 < 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

#### Ausklinkung

Im Folgenden wird die Ausklinkung der Sparren des Schrägdaches nachgewiesen.

$$1,5 * \frac{V_d}{k_{cr} * b * h_{ef}} \leq k_v * f_{v,d}$$

$$\begin{array}{ll} \text{mit } V_d & = V_d * \cos(10^\circ) + N_d * \sin(10^\circ) \\ & = 29,00 \text{ kN} * \cos(10^\circ) + 12,60 \text{ kN} * \sin(10^\circ) = 30,80 \text{ kN} \end{array}$$

$$1,5 * 30,801 \text{ kN} / (0,714 * 26 \text{ cm} * 24 \text{ cm}) = 0,104 \text{ kN/cm}^2 > 0,540 * 0,218 \text{ kN/cm}^2 = 0,117 \text{ kN/cm}^2$$

Nachweis erfüllt

#### Auflagerpressung

Im Folgenden wird die Fußpfette auf Schwellendruck nachgewiesen. Die Auflagerlasten aus dem Steildach sind maßgebend.

$$\frac{F_{c,90,d}/A_{ef}}{k_{c,90} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

$$\begin{array}{ll} \text{mit } F_{c,90,d} & = N_d * \cos(10^\circ) + V_d * \sin(10^\circ) \\ & = 35,60 \text{ kN} * \cos(10^\circ) + 1,10 \text{ kN} * (\sin(10^\circ)) = 35,30 \text{ kN} \\ A_{ef} & = l_{ef} * b = (3 + 26 + 3) \text{ cm} * 14 \text{ cm} = 448 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$(35,30 \text{ kN} / 448 \text{ cm}^2) / (1,50 * 0,173 \text{ kN/cm}^2) = 0,31 < 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

Im Folgenden wird die Fußfette auf **Auflagerdruck** nachgewiesen. Die Auflagerlasten aus dem Steildach sind maßgebend.

$$\frac{F_{c,90,d}/A_{ef}}{k_{c,90} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

mit  $F_{c,90,d} = 35,1 \text{ kN}$   
 $A_{ef} = l_{ef} * b = (3 + 26 + 3) \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 320 \text{ cm}^2$

$(35,1 \text{ kN} / 320 \text{ cm}^2) / (1,75 * 0,173 \text{ kN/cm}^2) = 0,37 < 1,0$

**Nachweis erfüllt**

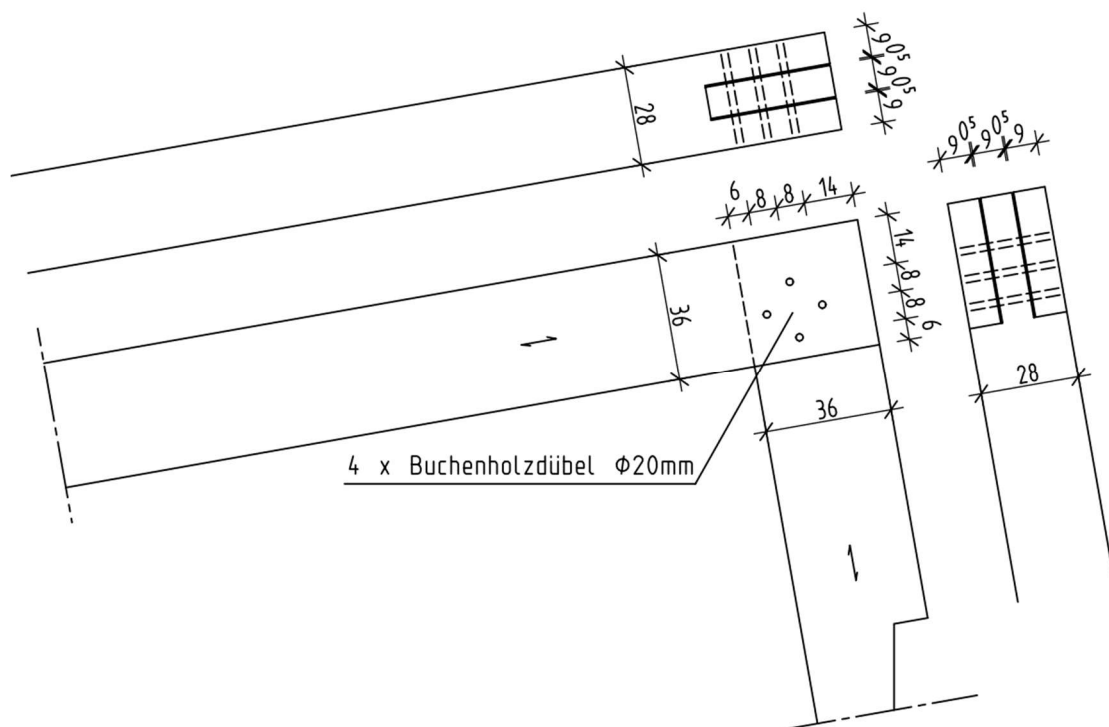
Ecke

Die Ecke des Binders wird gelenkig mit einer zimmermannsmäßigen Verbindung ausgeführt. Es wurde sich für eine Gabellagerung entschieden, in Kombination mit 4 konstruktiven Buchenholzdübeln  $\phi 20$  zur Stabilisierung.

Den aufgeführten Schnittgrößen der Trimas-Berechnung können die folgenden Bemessungsschnittgrößen entnommen werden:

Schrägsparren:	$N_{Ed}$	= 1,00 kN
	$V_{Ed}$	= 27,30 kN
Steilsparren	$N_{Ed}$	= 27,30 kN
	$V_{Ed}$	= 1,10 kN

Skizze der Ecke:



### Nachweis Schub infolge Querkraft

Im Folgenden wird die Querkrafttragfähigkeit des schrägen Sparrens nachgewiesen.

$$1,5 * \frac{V_d}{k_{cr} * A_n} \leq f_{v,d}$$

mit  $V_d = 27,30 \text{ kN}$

$k_{cr} = 0,714$

$A_n = 2 * 9 \text{ cm} * 36 \text{ cm} = 648 \text{ cm}^2$

$f_{v,d} = k_{mod} * f_{v,k} / \gamma_M = 0,9 * 3,5 \text{ N/mm}^2 / 1,3 = 2,4 \text{ N/mm}^2 = 0,24 \text{ kN/cm}^2$

$1,5 * 27,30 \text{ kN} / (0,714 * 648 \text{ cm}^2) = 0,09 \text{ kN/cm}^2 < 0,24 \text{ kN/cm}^2$  Nachweis erfüllt

### Nachweis Druck in Faserrichtung und Stabilität des Sparrens

Im Folgenden wird die Normalkrafttragfähigkeit des Steilsparrens nachgewiesen

$$\frac{N_d / A_n}{f_{c,0,d}} \leq 1$$

mit  $N_d = 27,30 \text{ kN}$

$A_n = 2 * 9 \text{ cm} * 36 \text{ cm} = 648 \text{ cm}^2$

$f_{c,0,d} = k_{mod} * f_{c,0,k} / \gamma_M = 0,9 * 24 \text{ N/mm}^2 / 1,3 = 16,6 \text{ N/mm}^2 = 1,66 \text{ kN/cm}^2$

$(27,30 / 648) / (1,66) = 0,03 < 1,00$

Nachweis erfüllt

**Pos. 105 Aufzugsüberfahrt, C25/30, XC1, h=18 cm**

Die Aufzugsüberfahrt wird als einachsig über die kürzere Seite spannend angenommen und berechnet.

$L = 2,15 \text{ m}$

**Lastannahmen**

Die Aufzugsüberfahrt befindet sich im Innenraum. Zu einem Deckenaufbau liegen keine Angaben vor. Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

$g_k = 1,3 \text{ kN/m}^2$  (Annahme, entspricht einem Zementestrich mit  $d = 55 \text{ mm}$ )

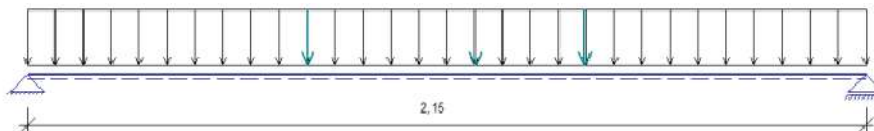
$Q_{kMann} = 1,5 \text{ kN}$  (für Wartungszwecke)

$Q_k = 2 * 20 \text{ kN}$  (Annahme für Lasten aus Aufzug)

**Bemessung**

**Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland**

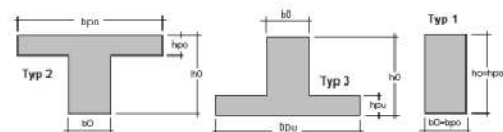
■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen → Eigengewicht mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt



**Systemwerte :**

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	2,150	100,00	18,00	100,00	18,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

**Belastung: (EWA = Einwirkungsart)**

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume  
Einwirkungsart 2=Büros  
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume  
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume  
Einwirkungsart 5=Lagerräume  
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN  
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN  
Einwirkungsart 8=Windlasten  
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)  
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)  
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F <=160 kN)  
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)  
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen  
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8  
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 1,300 kN/m

q über Gesamtlänge = 0,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Lastarten : 1 = Einzellast 2 = Gleichlast 3 = Einzelmoment 4 = Trapezlast 5 = Teiltrapezlast

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	1	0,000	20,000	0,000	0,000	0,720	0,000	1	1,000	
2	1	1	0,000	20,000	0,000	0,000	1,430	0,000	1	1,000	
3	1	1	0,000	1,500	0,000	0,000	1,150	0,000	1	1,000	

**Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):**

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	27,305	0,000	39,621

**Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):**

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				39,464
2	0,000	0,000	-39,621			

**Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):**

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	26,93	6,24	6,24	20,70/0,00	26,93
2	27,04	6,24	6,24	20,80/0,00	27,04

Lastweiterleitung für Pos. 323

**Auflagerkräfte für Einzellastfälle [kN] (charakt.), maximale Werte:**

Lager	LF g	EWA 1	EWA 2	EWA 3	EWA 4	EWA 5	EWA 6	EWA 7	EWA 8/14	EWA 9	EWA 10	EWA 11	EWA 12	EWA 13	EWA 15
1	6,24	20,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	6,24	20,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Auflagerkräfte für Einzellastfälle [kN] (charakt.), minimale Werte:**

Lager	LF g	EWA 1	EWA 2	EWA 3	EWA 4	EWA 5	EWA 6	EWA 7	EWA 8/14	EWA 9	EWA 10	EWA 11	EWA 12	EWA 13	EWA 15
1	6,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	6,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:**

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

**Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))**

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> /m]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> /m]	min.As [cm <sup>2</sup> /m]	Mbem  [kNm]
1	1,17	0,00		6,83
2	1,17	0,00		6,83

\*) Mindestmoment nach EC2

**Biegebewehrung Felder :**

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> /m]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> /m]	min.As [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	4,96	2,40

**Bewehrung am Endauflager:**

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 2,48 cm<sup>2</sup>/m

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 2,48 cm<sup>2</sup>/m

**Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)**

Keine Querkraftbewehrung erforderlich ! (VRd,c = 64,347 kN/m > VEd = 38,021 kN/m)

**Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:**

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h.  $w \leq l/500$

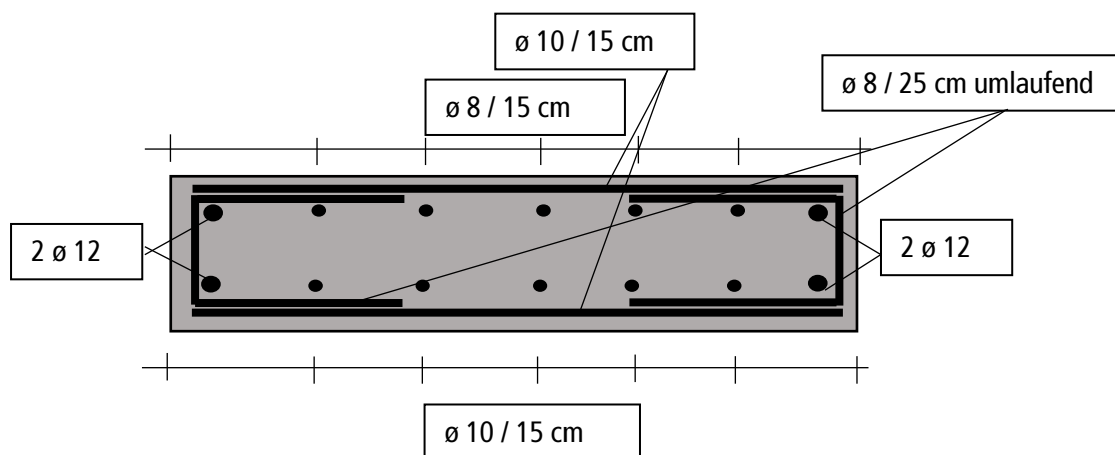
- ab einem Momentenverhältnis  $|M_{Stütze}/M_{Feld}|$  von  $\geq 0,50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	0,38	0,00	16,54	23,59

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)

--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

**Bewehrungsvorschlag:**



## Pos. 110      Unterzug, S235 JR, HEB 240

Statisches System:      Zweifeldträger    $L_1 = 5,8 \text{ m}$ ,  $L_2 = 3,4 \text{ m}$

Der Unterzug lagert auf der einen Seite auf der anschließenden Mauerwerkswand, in der Mitte und auf der anderen Seite auf einer Stahlstütze (Pos. 130, s. S. 156) auf.

### Lastannahmen

#### Vertikallasten

Der Unterzug wird von den Dachbindern (Pos. 101) belastet.

Es wird von einem minimalen Dachbinderabstand von  $e = 1,10 \text{ m}$  ausgegangen.

Die Differenz aus zusätzlichen Last aus den Bindern mit Wechsel (Pos. 103) wird mit einer Einzellast berücksichtigt.

$$\begin{array}{llll} \text{Aus Pos. 101 (s. S. 77'ff.)} & g_k & = (16,00 + 13,00) \text{ kN} / 1,10 \text{ m} & = 27,00 \text{ kN/m} \\ & q_k & = (4,30 + 4,30) \text{ kN} / 1,10 \text{ m} & = 7,90 \text{ kN/m} \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} \text{Aus Pos. 103 (s. S. 107'ff.)} & G_k & = 16,00 \text{ kN} - 13,00 \text{ kN} & = 3,00 \text{ kN} \\ & Q_k & = 8,00 \text{ kN} - 5,00 \text{ kN} & = 3,00 \text{ kN} \end{array}$$

#### Horizontallasten

Über die auf dem Unterzug aufliegenden Fußhölzer wird ebenfalls die Aussteifungslast aus "Wind auf Giebelseite" in Achsrichtung in den Unterzug eingeleitet. Hierfür wird ein gesonderter Nachweis geführt, in welchem das große Feld des Unterzuges ( $L_1 = 5,8 \text{ m}$ ) als Pendelstütze betrachtet wird.

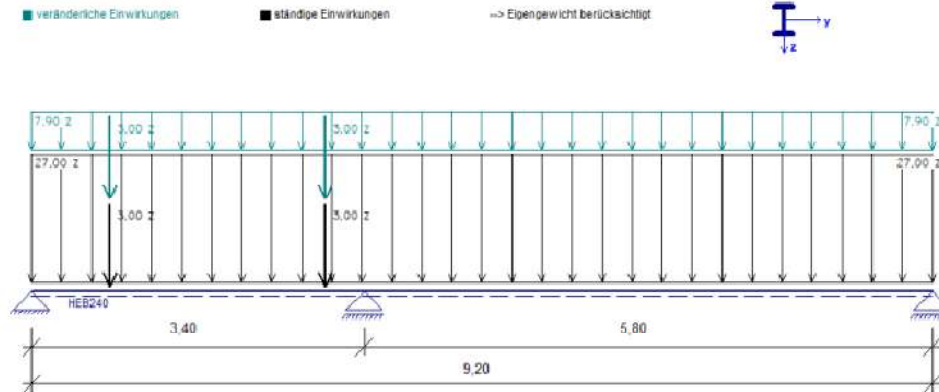
Aus Pos. 101 "Horizontale Lastweiterleitung Sparren – Ringanker/ Stahlträger" (s. S. 70'ff.)

$$\begin{aligned} W_{k, \text{Fußpfette Stahlträger}} &= (F_{h, W11, \text{neu}} + F_{h, W12, \text{neu}}) \\ &= (41,4 \text{ kN} + 19,9 \text{ kN}) \text{ kN} & = 61,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Siehe nachfolgende Harzer-Ausdrucke.

## Bemessung

### Stahlträger - zweiachsig (V.29.1) nach EC3 (NA Deutschland)



### Systemwerte :

linkes Trägerende gelenkig gelagert

rechtes Trägerende gelenkig gelagert

Feld	Feldlänge [m]
1	3,400
2	5,800

### Belastung: (EWA = Einwirkungsart) y = horizontal, z = vertikal

- Einwirkungsart 1 = Nutzlasten
- Einwirkungsart 2 = Schneelasten
- Einwirkungsart 3 = Windlasten
- Einwirkungsart 4 = sonstige veränderliche Einwirkungen
- Einwirkungsart 5 = Windlasten als Alternativlastfall zu EW 3
- Einwirkungsart 6 = Erdbeben

gz über Gesamtlänge = 27,000 kN/m aus ständ. Last

qz über Gesamtlänge = 7,900 kN/m aus EW Nutzlast

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 78,5 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Typ der EW-Art Nutzlast: A,B - Wohn-/Büroräume

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Volllast!

### Lastarten :

- 1 = Einzellast z - Richtung
- 2 = Gleichlast z - Richtung
- 3 = Einzelmoment um y -Achse
- 4 = Trapezlast z - Richtung
- 5 = Teiltrapezlast z - Richtung
- 6 = Einzellast y - Richtung
- 7 = Gleichlast y - Richtung
- 8 = Einzelmoment um z -Achse
- 9 = Trapezlast y - Richtung
- 10 = Teiltrapezlast y - Richtung

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	1	3,000	3,000	0,000	0,000	0,800	0,000	1	1,000	
2	1	1	3,000	3,000	0,000	0,000	3,000	0,000	1	1,000	



**Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten) - je Träger:**

Feld	max.Myd [kNm]	min.Myd [kNm]	abs. max.Vzd [kN]
1	27,595	-159,656	140,533
2	138,711	-159,656	170,354

**Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten) - je Träger:**

Lager	min.Myd [kNm]	max.Myd [kNm]	min.Vzd-l. [kN]	max.Vzd-li. [kN]	min.Vzd-re. [kN]	max.Vzd-re. [kN]
1	0,000	0,000				53,845
2	-159,656	0,000	-140,533			170,854
3	0,000	0,000	-117,095			

Lastweiterleitung für Pos. 130

**Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte) - gesamt für alle Träger:**

Lager	max.Fz [kN]	min.Fz [kN]	Fz aus g [kN]	Fz aus q [kN]	Fz Volllast [kN]
1	38,25	17,50	23,66	14,60/-6,16	32,10
2	224,90	173,10	173,10	51,80/0,00	224,90
3	84,59	64,43	65,29	19,30/-0,86	83,73

Lastweiterleitung für Pos.314

**Auflagerkräfte für Einzellastfälle (charakt.) - gesamt für alle Träger, jeweils max/min:**

Lager	Fz aus LF g [kN]	Fz aus q [kN]	Fz aus s [kN]	Fz aus w [kN]	Fz aus sonst.q [kN]	Fz aus Erdbeben [kN]
1	23,66	14,60 / -6,16	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00
2	173,10	51,80 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00
3	65,29	19,30 / -0,86	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00

**Bemessung:**

Profil: HEB240

Profilart = I - Profil  
 Material = S 235  
 $f_y = 235,00 \text{ N/mm}^2$   
 $f_u = 360,00 \text{ N/mm}^2$   
 $\gamma_{MC} = 1,00 [-]$   
 $\gamma_{M1} = 1,10 [-]$   
 $\eta = 1,20 [-]$  (EC3-1-5 für Querkraft)  
 $A = 105,99 \text{ cm}^2$   
 $I_y = 11259,30 \text{ cm}^4$   
 $I_z = 3922,66 \text{ cm}^4$   
 $W_{yo} = 933,27 \text{ cm}^3$   
 $W_{yu} = 933,27 \text{ cm}^3$   
 $W_{zo} = 323,89 \text{ cm}^3$   
 $W_{zu} = 323,89 \text{ cm}^3$   
 $A-V_z = 33,23 \text{ cm}^2$   
 $A-V_y = 61,60 \text{ cm}^2$   
 $N_{pl,Rd} = 2490,66 \text{ kN}$   
 $M_{pl,y,Rd} = 24748,91 \text{ kNm}$   
 $M_{pl,z,Rd} = 11712,84 \text{ kNm}$   
 $V_{pl,z,Rd} = 450,80 \text{ kN}$   
 $V_{pl,y,Rd} = 1107,13 \text{ kN}$   
 QK = 1 (Querschnittsklasse)

- Walzprofil
- Nachweisverfahren: elastisch - plastisch

Spannungsnachweise: (elastisch - plastisch) --> Interaktion nach 6.2.4 bis 6.2.10

Felder:  $f_{yd} = 23,500 \text{ kN/cm}^2$

Feld Nr.	Stelle	$ M_{yEd} / M_{zEd}  \text{ [kNm]}$	$ V_{zEd} / V_{yEd}  \text{ [kN]}$	$\eta_{pl-My/Mz} \text{ [-]}$	$\eta_{pl-Vz/Vy} \text{ [-]}$	$\eta_{pl-Int} \text{ [-]}$
1	links	0,00/0,00	53,85/0,00	0,00/0,00	0,12/0,00	0,12
	rechts	159,66/0,00	140,53/0,00	0,65/0,00	0,31/0,00	0,65
	max.M	27,60/0,00	53,85/0,00	0,11/0,00	0,12/0,00	0,12
	max.eta	---	---	---	---	0,65
2	links	159,66/0,00	170,85/0,00	0,65/0,00	0,38/0,00	0,65
	rechts	0,00/0,00	117,09/0,00	0,00/0,00	0,26/0,00	0,26
	max.M	159,66/0,00	170,85/0,00	0,65/0,00	0,38/0,00	0,65
	max.eta	---	---	---	---	0,65

Nachweis Schubbeulen:

$h_w/t_w = 20,600 \leq 72 \cdot \epsilon \cdot \eta \rightarrow$  kein Nachweis für Schubbeulen des Steges gem. EC3-1-5 notwendig!

Nachweis Biegedrillknicken: (je Träger)

- Lastangriff an Trägeroberkante
- Druckgurt ist an den Lagern gehalten
- $\chi_{LT}$  wird gemäß (6.58) mit Faktor  $f$  erhöht
- Beiwerte C1, C2 und C3 zur Ermittlung von  $M_{cr}$  werden vom Programm ermittelt

$h/b = 1,00 \text{ [-]}$

Knicklinie b

$\alpha_{LT} = 0,34 \text{ [-]}$

Einspanngrad  $k_z = 1,00 \text{ [-]}$

Einspanngrad  $k_w = 1,00 \text{ [-]}$

Felder: (c = Abstand Halterungen)

Feld Nr.	vorh.c [cm]	C1/C2/C3 [-]	$M_{cr} \text{ [kNm]}$	$\lambda_{LT} \text{ [-]}$	$\phi_{LT} \text{ [-]}$	$\chi_{LT,mod} \text{ [-]}$	$M_{b,Rd} \text{ [kNm]}$	$\eta \text{ [-]}$
1	340,0	3,36/0,45/1,00	2617,32	0,31	0,52	1,00	224,99	0,71
2	580,0	1,47/0,45/1,00	600,95	0,64	0,70	0,92	207,94	0,77

Verformungen - seltene Kombination:

Felder:

Feld Nr.	$ max.f_{,res}  \text{ [cm]}$	entspricht
1	0,15	$L / 2322,55$
2	1,26	$L / 460,01$

$>L/300 = f_{zul}$

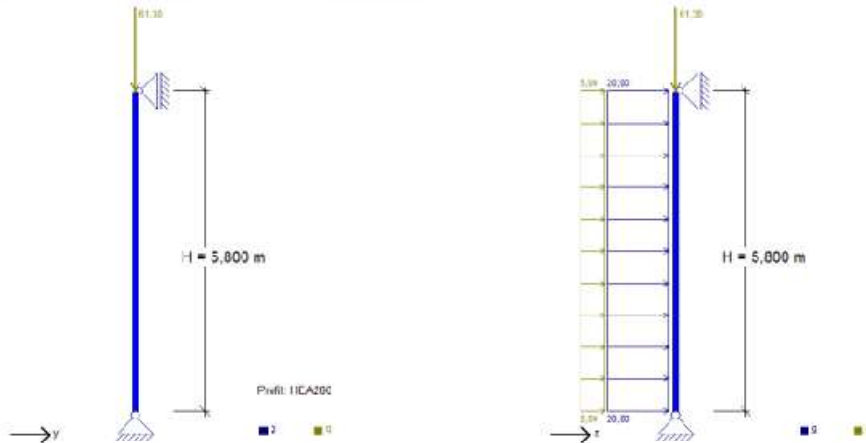
**Nachweis erfüllt**

Brandschutz:

F30 --> Träger mit zugelassenem Brandschutzsystem in F30 verkleiden oder mit zugelassener Brandschutzbeschichtung versehen!

Im Folgenden erfolgt die Bemessung für die Horizontallasten:

**Stahlstütze (V.29.1) nach EC3 (NA Deutschland)**

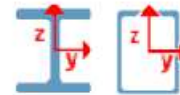


**Systemwerte:**

Stützhöhe  $H = 5.800 \text{ m}$

Pendelstütze mit  $\beta_{y,z} = 1,00$  /  $\beta_{y,z} = 1,00$

Stütze in  $y$ - und  $z$ -Richtung frei



**Belastungen:**

Eigengewicht der Stütze wird nicht automatisch berücksichtigt

Typ der EW-Art Nutzlast: A,B - Wohn-/Bürräume

Knotenlasten: Einwirkungen (EW) --> 1 = ständig  $g$  2 = Schnee  $s$  3 = Wind  $w$  4 = Nutzlast  $q$  5 = Erdbeben  $E$

Lastart	Richtung	EW	F / M [kN / kNm]	ey [cm]	ez [cm]	Bemerkung
Einzellast	vertikal	3	61,300	0,0	0,0	

Stablasten: Einwirkungen (EW) --> 1 = ständig  $g$  2 = Schnee  $s$  3 = Wind  $w$  4 = Nutzlast  $q$  5 = Erdbeben  $E$

Lastart	Richtung	EW	F, unten [kN/kN/m]	F, oben [kN/kN/m]	x von unten [m]	Länge [m]	Bemerkung
Gleichl.	in z-Richtung	1	20,000	20,000	0,000	9,200	
Gleichl.	in z-Richtung	3	8,000	8,000	0,000	9,200	

**Bemessung:**

Profil: HEA280

Profilart = I - Profil  
Material = S 235  
 $f_y = 235,00 \text{ N/mm}^2$   
 $\gamma_{M0} = 1,00$  [-]  
 $\eta = 1,20$  [-] (EC3-1-5 für Querkraft)

Walzprofil  
QK = 1 (Querschnittsklasse)  
 $\gamma_{M1} = 1,10$  [-]

$A = 97,26 \text{ cm}^2$   
 $I_y = 13673,26 \text{ cm}^4$   
 $W_{yo} = 1012,84 \text{ cm}^3$   
 $W_{zo} = 340,19 \text{ cm}^3$   
 $A_{-Vz} = 31,7 \text{ cm}^2$   
 $N_{pl,Rd} = 2285,71 \text{ kN}$   
 $M_{pl,y,Rd} = 26137,23 \text{ kNm}$   
 $V_{pl,z,Rd} = 430,70 \text{ kN}$   
 $KL\_y-y = b$

$I_z = 4762,64 \text{ cm}^4$   
 $W_{yu} = 1012,84 \text{ cm}^3$   
 $W_{zu} = 340,19 \text{ cm}^3$   
 $A_{-Vy} = 72,80 \text{ cm}^2$   
 $M_{pl,z,Rd} = 12176,12 \text{ kNm}$   
 $V_{pl,y,Rd} = 587,73 \text{ kN}$   
 $KL\_z-z = c$

**Spannungsnachweis elastisch - plastisch (e-p):**

massg. LFK =  $1,35^*G + 1,50^*W$  ( $f_{y,d} = 23,50 \text{ kN/cm}^2$ )

$ max. N_{Ed}  \text{ kN}$	$ max. V_{y,Ed}  \text{ kNm}$	$ max. M_{z,Ed}  \text{ kNm}$	$ max. V_{y,Ed}  \text{ kN}$	$ max. V_{z,Ed}  \text{ kN}$	max. $\eta, \mu$ [-]
91,95	154,00	0,00	0,00	113,10	0,63

**Nachweis Stabilität: (Knicken/Drillknicken/Biegedrillknicken):**

massg. LFK = 1,35\*G + 1,50\*W

- die Stütze wird als verdrehweiches System angesetzt
- Lastangriff für BDK an OK Profil
- $\chi_{LT}$  wird gemäß (6.58) mit Faktor f erhöht
- Beiwerte C1, C2 und C3 zur Ermittlung von  $M_{cr}$  werden vom Programm ermittelt
- $h/b = 0,96$  [-]
- Knicklinie b für BDK
- $\alpha_{LT} = 0,34$  [-]
- Einspanngrad  $k_z = 1,00$  [-]
- Einspanngrad  $k_w = 1,00$  [-]

Knicken in	y - Richtung	z - Richtung
Knicklänge $L_{cr}$	5,800 m	5,800 m
Trägheitsradius $i_z / i_y$	7,00 cm	11,86 cm
Schlankheit $\lambda$	82,89	48,92
Bezugsschlankheit $\lambda_1$	93,91	93,91
bez. Schlankheitsgrad $\lambda$	0,88	0,52
Beiwert $\alpha$	0,49	0,34
Beiwert $\phi$	1,06	0,69
Beiwert $\chi$	0,61	0,87
$N_{b,Rd}$	1268,72 kN	1817,86 kN
Momentenbeiwert $C_{mz/y}$	---	0,950
Momentenbeiwert $C_{mLT}$	---	0,950
Beiwert $k_{zz} / k_{yy}$	---	0,965
Beiwert $k_{zy} / k_{yz}$	0,990	---
Normalkraft $ N,Ed $	91,95 kN	91,95 kN
Bemessungsmoment $M,Ed$	0,00 kNm	164,00 kNm
Ausnutzung $\eta$ , Stabilität	0,87	0,83

**Werte für BDK:**

$\alpha_{LT} =$	0,34 [-]
Beiwerte C1/C2/C3 =	1,12 / 0,45 / 0,53 [-]
$M_{cr} =$	435,256 kNm
$\lambda_{LT} =$	0,77 [-]
$\phi_{LT} =$	0,79 [-]
$\chi_{LT} =$	0,85 [-]
$M_{b,Rd} =$	202,987 kNm

**Nachweis Drillknicken:**

$\lambda_T = 0,86$  [-]  
 $\chi_T = 0,75$  [-]  
 $N_{b,Rd} = 1553,67$  kN  
 $|N,Ed| = 91,95$  kN  
 Ausnutzung  $\eta$ , Drillknicken:  $0,06 \leq 1,00$

**Nachweis Schubbeulen:**

$h_w/t_w = 30,500 \leq 72 \cdot \epsilon_{\text{St}}/\eta$  --> kein Nachweis für Schubbeulen des Steges gem. EC3-1-5 notwendig!  
 $b_w/t_f = 21,538 \leq 72 \cdot \epsilon_{\text{Fl}}/\eta$  --> kein Nachweis für Schubbeulen der Flansche gem. EC3-1-5 notwendig!

**Verformungen**

$|max.f_y| = 0,00$  cm /  $|max.f_z| = 1,44$  cm

Pos. 111 Ringanker, C25/30, XC1, b/h = 24/24 cm

Der Ringanker wird auf der sicheren Seite liegend als Einfeldträger und als Kragarm bemessen. Für die Bemessung werden Lager im Abstand von 0,5 m generiert, um die Durchlaufwirkung des Ringbalkens zu berücksichtigen.

$$l_{\max} = 2,7 \text{ m}, \quad l_{\text{Kragarm}} = 1,26 \text{ m}$$
$$d = h - d_1 = 24 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 0,19 \text{ m}$$

Lastannahmen

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Lasten für Bemessung des Ringankers als Einfeldträger

Es wird von einem minimalen Binderabstand von 1,1 m ausgegangen.

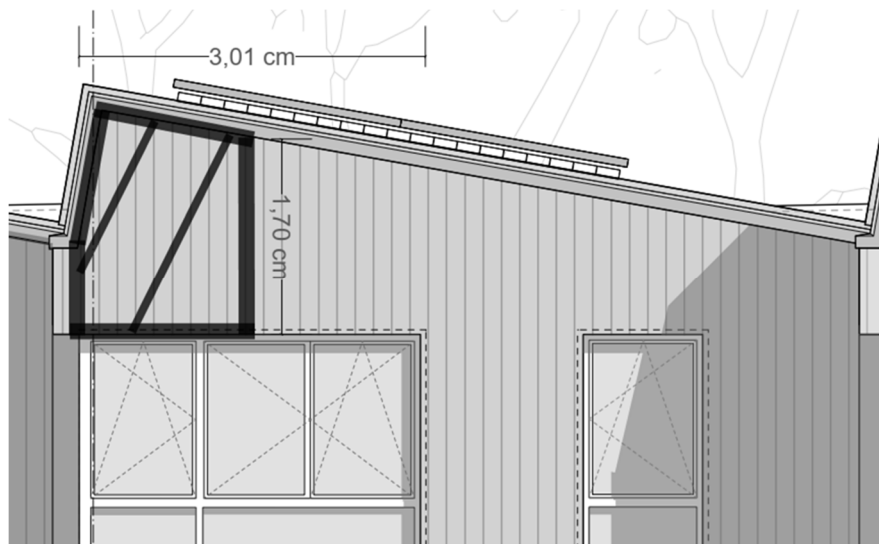
$$\begin{aligned} \text{Aus Pos. 101 (s. S. 70ff.):} \quad g_k &= (16,0 \text{ kN} + 13,0 \text{ kN}) / 1,1 \text{ m} &&= 26,4 \text{ kN/m} \\ q_k &= (4,3 \text{ kN} + 4,3 \text{ kN}) / 1,1 \text{ m} &&= 7,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Lasten für Bemessung des Ringankers als Kragarm

$$\begin{aligned} \text{Aus Pos. 101 (s. S. 70ff.):} \quad G_{k,101,\text{Kragarm}} &= 16,0 \text{ kN} \\ Q_{k,101,\text{Kragarm}} &= 4,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Aus Holzständerwand (s. S. 11)} \quad G_{k,\text{Holzständerwand}} = 1,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,01 \text{ m} / 2 \cdot 1,7 \text{ m} = 3,1 \text{ kN}$$

(siehe nachfolgende Skizze zur Lasteinleitungsfläche)



Horizontale Lasten aus der Fußpunktverformung von Pos. 101 (s. S. 70ff.)

Die Verformung am Fußpunkt von Pos. 101 wird durch eine äquivalente Horizontalkraft ersetzt, welche auf den Ringbalken wirkt. Für die Angabe als Linienlast wird von einem minimalen Sparrenabstand von 1,1 m ausgegangen.

$$H = V \cdot \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

mit  $\theta_0 = 1/200$

$$\alpha_h = 1,0 \leq 1,0 \text{ (Annahme)}$$

$$\alpha_m = 1,0 \text{ (Annahme)}$$

Aus Pos. 101 (s. S. 70ff.):  $G_{k,101,Kragarm} = 16,0 \text{ kN}$

$Q_{k,101,Kragarm} = 4,3 \text{ kN}$

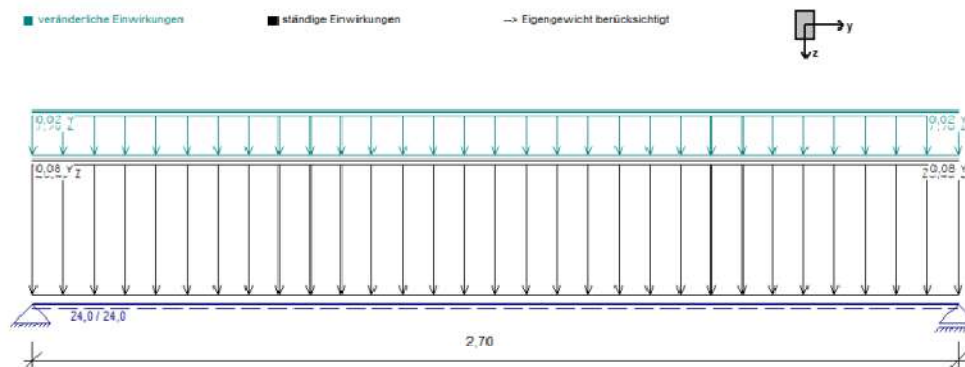
Somit ergibt sich  $h_{gk} = 16,0 \text{ kN} \cdot 1/200 \cdot 1,0 \cdot 1,0 / 1,1 \text{ m} = 0,08 \text{ kN/m}$

$h_{qk} = 4,3 \text{ kN} \cdot 1/200 \cdot 1,0 \cdot 1,0 / 1,1 \text{ m} = 0,02 \text{ kN/m}$

Bemessung

Zunächst erfolgt die Bemessung als Einfeldträger mit dem maßgebenden Feldmoment.

Stahlbetonträger-zweiachsig (V.29.1) nach EC2 - NA Deutschland



Systemwerte :

Balken mit  $b_y \times b_z = 24,0 \times 24,0 \text{ cm}$

linkes Trägerende gelenkig gelagert

rechtes Trägerende gelenkig gelagert

Feld	Feldlänge [m]
1	2,700

Lager	Lagerart	Lagerlänge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

**Belastung: (EWA = Einwirkungsart) y = horizontal, z = vertikal**

- Einwirkungsart 1 = Nutzlasten
- Einwirkungsart 2 = Schneelasten (Höhe über NN <= 1000m)
- Einwirkungsart 3 = Windlasten
- Einwirkungsart 4 = sonstige veränderliche Einwirkungen
- Einwirkungsart 5 = Windlasten als Alternativlastfall zu EW 3
- Einwirkungsart 6 = Erdbeben

gz über Gesamtlänge = 26,400 kN/m aus ständ. Last

qz über Gesamtlänge = 7,900 kN/m aus EW Nutzlast

gy über Gesamtlänge = 0,080 kN/m aus ständ. Last

qy über Gesamtlänge = 0,020 kN/m aus EW Wind

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Nutzlasten aus Kategorie: A,B - Wohn-/Büroräume

**Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):**

Feld	max.Myd [kNm]	min.Myd [kNm]	abs.max.Vzd [kN]	max.Mzd [kNm]	min.Mzd [kNm]	abs.max.Vyd [kN]
1	45,047	0,000	66,736	0,126	0,000	0,186

**Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):**

Lager	min.Myd [kNm]	max.Myd [kNm]	min.Vzd-li. [kN]	max.Vzd-li. [kN]	min.Vzd-re. [kN]	max.Vzd-re. [kN]
1	0,000	0,000				66,736
2	0,000	0,000	-66,736			

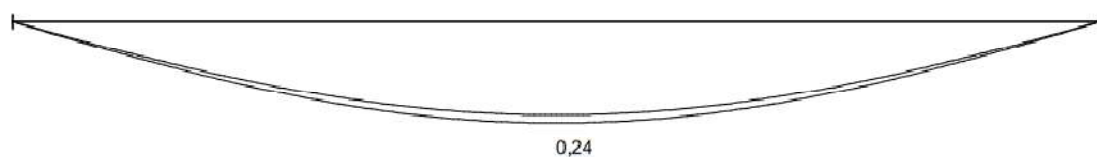
Lager	min.Mzd [kNm]	max.Mzd [kNm]	min.Vyd-li. [kN]	max.Vyd-li. [kN]	min.Vyd-re. [kN]	max.Vyd-re. [kN]
1	0,000	0,000				0,186
2	0,000	0,000	-0,186			

**Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):**

Lager	max.Fz [kN]	min.Fz [kN]	Fz aus g [kN]	Fz aus q [kN]	Fz Vollast [kN]
1	48,25	37,58	37,58	10,67/0,00	48,25
2	48,25	37,58	37,58	10,67/0,00	48,25

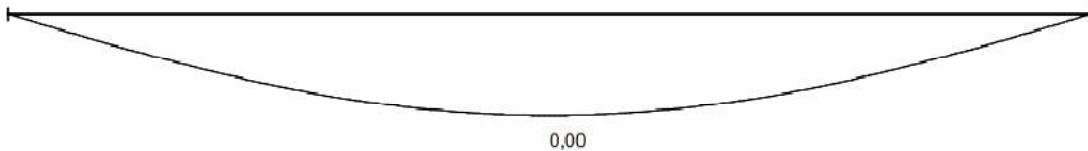
Lager	max.Fy [kN]	min.Fy [kN]	Fy aus g [kN]	Fy aus q* [kN]	Fy Vollast [kN]
1	0,14	0,11	0,11	0,03/0,00	0,14
2	0,14	0,11	0,11	0,03/0,00	0,14

fz [cm] - quasi-ständige Kombination, Zustand I



$f_y$  [cm] - quasi-ständige Kombination, Zustand I

Keine Verformung aus der  
Fußpunktverformung von Pos. 101



**Stahlbetonträger - zweiachsig (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland:**

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A) - in den Ecken konzentriert

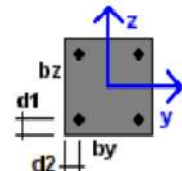
$d_1 = 5,00$  cm (Achsabstand Bewehrung unten/oben)

$d_2 = 5,00$  cm (Achsabstand Bewehrung seitlich)

Betondeckung  $c, v_l$  (unten/oben) = 3,5 cm

Betondeckung  $c, v_l$  (seitlich) = 3,5 cm

- Stützmomente mit Ausrundung gerechnet
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- Querkraftbemessung erfolgt immer am Auflagerrand
- zweiachsig Querkraftbemessung erfolgt nach Prof. Mark



**Psi - Werte:**

Einwirkung	Psi,0	Psi,1	Psi,2
Schnees	0,50	0,20	0,00
Wind w	0,60	0,20	0,00
Nutzlasten q	0,70	0,50	0,30
Nutzlasten q_s	0,80	0,70	0,50

**Biegebewehrung Stützen:**

Stütze	erf.As [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Myd,bem  [kNm]	Mzd,bem  [kNm]
1	0,00	0,70	0,00	0,00
2	0,38	0,70	-2,00	-0,01

**Biegebewehrung Felder:**

Feld	erf.As [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Myd,bem [kNm]	Mzd,bem [kNm]
1	13,33	0,70	45,05	0,13



Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-l [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-re [cm <sup>2</sup> /m]	[Vzd,l] [kN]	[Vyd,l] [kN]	[Vzd,re] [kN]	[Vyd,re] [kN]
1	0,00	6,61	0,00	2,00	0,00	0,00	60,73	0,17
2	6,61	0,00	2,00	0,00	60,73	0,17	0,00	0,00

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- keine verformungsempfindlichen angrenzenden Bauteile, d.h.  $f \leq l/250$
- ab einem Momentenverhältnis  $|M_{Stütze}/M_{Feld}|$  von  $\geq 0,00$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Nachweis für z-Richtung:

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,46	14,21	15,35

Nachweis für y-Richtung:

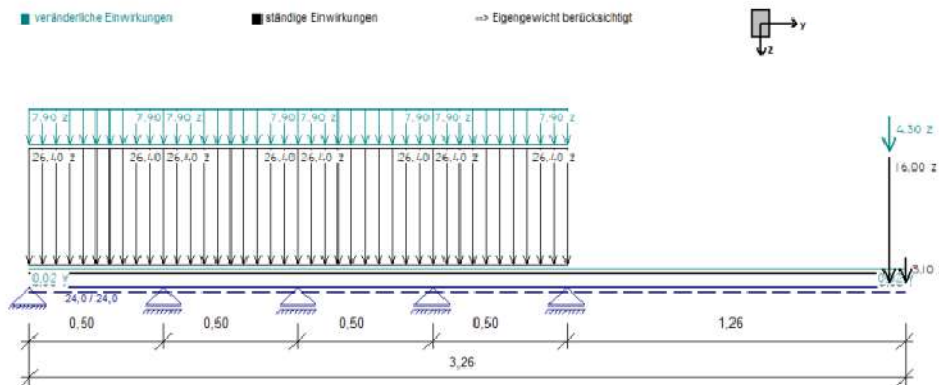
Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,46	14,21	14,26

-> erf.Rho = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (für Zugseite)

-> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Des Weiteren erfolgt an dieser Stelle die Bemessung des Ringbalkens als Kragarm mit dem maßgebenden Stützmoment.

Stahlbetonträger-zweiachsig (V.29.1) nach EC2 - NA Deutschland



Systemwerte :

Balken mit  $b_y \times b_z = 24,0 \times 24,0$  cm

linkes Trägerende gelenkig gelagert

rechtes Trägerende: Kragarm,  $l = 1,260$  m

Feld	Feldlänge [m]
1	0,500
2	0,500
3	0,500
4	0,500

Lager	Lagerart	Lagerlänge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0
3	direkt	24,0
4	direkt	24,0
5	direkt	24,0

**Belastung: (EWA = Einwirkungsart) y = horizontal, z = vertikal**

- Einwirkungsart 1 = Nutzlasten
- Einwirkungsart 2 = Schneelasten (Höhe über NN <= 1000m)
- Einwirkungsart 3 = Windlasten
- Einwirkungsart 4 = sonstige veränderliche Einwirkungen
- Einwirkungsart 5 = Windlasten als Alternativlastfall zu EW 3
- Einwirkungsart 6 = Erdbeben

gy über Gesamtlänge = 0,080 kN/m aus ständ. Last

qy über Gesamtlänge = 0,020 kN/m aus EW Nutzlast

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Nutzlasten aus Kategorie: A,B - Wohn-/Büroräume

Lastarten:

- 1 = Einzellast z - Richtung
- 2 = Gleichlast z - Richtung
- 3 = Einzelmoment um y-Achse
- 4 = Trapezlast z - Richtung
- 5 = Teiltrapezlast z - Richtung
- 6 = Einzellast y - Richtung
- 7 = Gleichlast y - Richtung
- 8 = Einzelmoment um z-Achse
- 9 = Trapezlast y - Richtung
- 10 = Teiltrapezlast y - Richtung

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	2	1	26,400	7,900	0,000	0,000	0,000	0,000	1	1,000	
2	2	2	26,400	7,900	0,000	0,000	0,000	0,000	1	1,000	

**Belastung: (Kragarmlasten)**

Nr.	Art	Kragarm	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	rechts	16,000	4,300	0,000	0,000	1,200	0,000	1	1,000	Pos. 101
2	1	rechts	3,100	0,000	0,000	0,000	1,260	0,000	1	1,000	HSW

**Fortsetzung Belastung Felder:**

3	2	3	26,400	7,900	0,000	0,000	0,000	0,000	1	1,000	
4	2	4	26,400	7,900	0,000	0,000	0,000	0,000	1	1,000	

**Belastung: (Kragarmlasten)**

Nr.	Art	Kragarm	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	rechts	16,000	4,300	0,000	0,000	1,200	0,000	1	1,000	
2	1	rechts	3,100	0,000	0,000	0,000	1,260	0,000	1	1,000	

**fz [cm] - quasi-ständige Kombination, Zustand I**

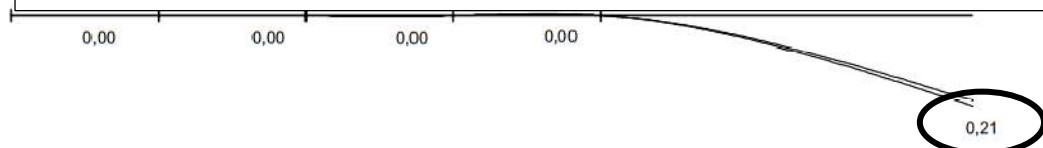
Verformungsnachweis:

$$f_{\max} = 126 \text{ cm} \cdot 2,5 / 500 = 0,63 \text{ cm}$$

gewählte Überhöhung  $f_{\text{üb}} = 1,0 \text{ cm}$

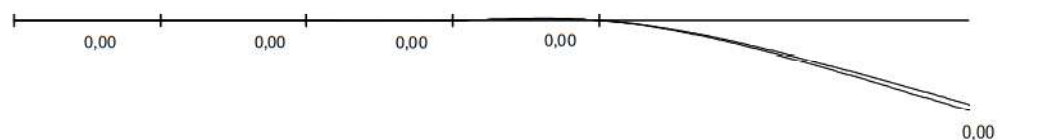
$$f_{\text{vorh}} = 0,21 \text{ cm} \cdot 3 - 1,0 \text{ cm} = -0,37 \text{ cm} \leq 0,63 \text{ cm}$$

**Nachweis erbracht**



**fy [cm] - quasi-ständige Kombination, Zustand I**

Keine Verformung aus der Fußpunktverformung von Pos. 101



**Stahlbetonträger - zweiachsig (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland:**

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A) - in den Ecken konzentriert

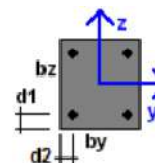
d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten/oben)

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung seitlich)

Betondeckung c,vl (unten/oben) = 3,5 cm

Betondeckung c,vl (seitlich) = 3,5 cm

- Stützmomente mit Ausrundung gerechnet
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- Querkraftbemessung erfolgt immer am Auflagerrand
- zweiachsige Querkraftbemessung erfolgt nach Prof. Mark



**Psi - Werte:**

Einwirkung	Psi,0	Psi,1	Psi,2
Schnee s	0,50	0,20	0,00
Wind w	0,60	0,20	0,00
Nutzlasten q	0,70	0,50	0,30
Nutzlasten qs	0,80	0,70	0,50

**Biegebewehrung Stützen:**

Stütze	erf.As [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Myd,bem  [kNm]	Mzd,bem  [kNm]
1	0,00	0,70	0,00	0,00
2	0,00	0,70	0,13	0,00
3	0,40	0,70	2,11	0,01
4	1,53	0,70	7,58	0,02
5	10,37	0,70	36,06	0,10

**Biegebewehrung Felder:**

Feld	erf.As [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Myd,bem [kNm]	Mzd,bem [kNm]
1	0,25	0,70	1,33	0,00
2	0,00	0,70	-0,19	0,00
3	2,11	0,70	9,87	0,03
4	2,05	0,70	9,65	0,03

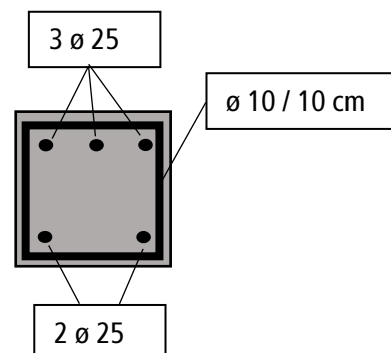
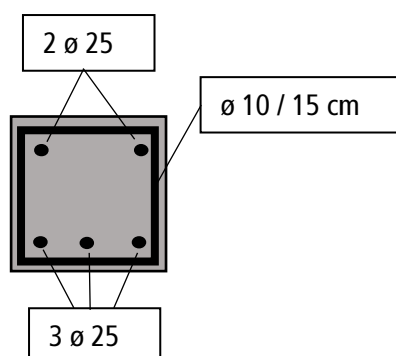
**Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt)**

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-l [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-re [cm <sup>2</sup> /m]	Vzd,l  [kN]	Vyd,l  [kN]	Vzd,re  [kN]	Vyd,re  [kN]
1	0,00	0,35	0,00	2,00	0,00	0,00	5,42	0,01
2	0,52	0,14	2,00	2,00	7,98	0,02	2,16	0,01
3	0,87	2,18	2,00	2,00	13,41	0,04	33,52	0,09
4	1,45	12,35	2,00	2,00	22,31	0,06	95,91	0,26
5	14,12	0,00	2,00	0,00	106,73	0,29	0,00	0,00

Bewehrungsvorschlag Feld:

Bewehrungsvorschlag Kragarm:

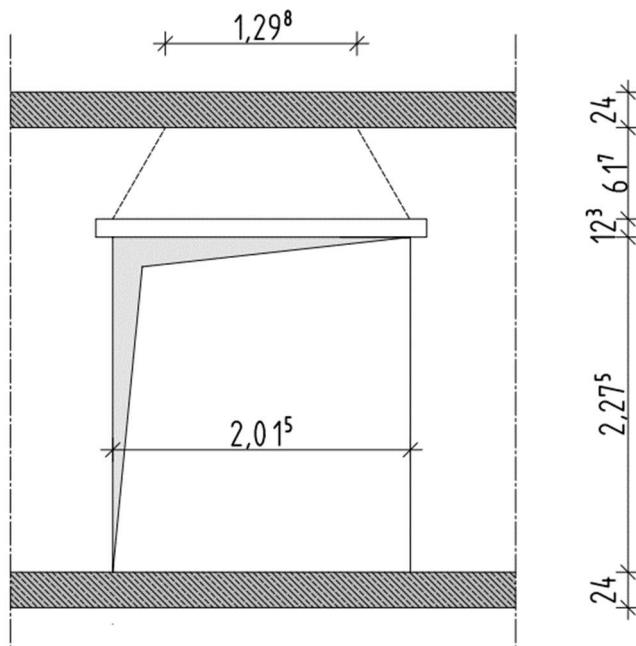
Betondeckung c<sub>nom</sub> = 2,5 cm



**Pos. 112 Sturz, KS-Flachsturz, 4DF,  $b = 24 \text{ cm}$ ,  $L_A = 17,5 \text{ cm}$**

Als Stürze werden 24 cm breite KS-Flachstürze 4DF gewählt, mit einer Auflagertiefe von 17,50 cm gewählt. Die Bemessung erfolgt auf der Basis einer geprüften Typenstatik. Maßgebend für die Bemessung ist der KS-Flachsturz in Achse H-6/7 aufgrund der dort maximalen Last.

$$L_n = 2,01 \text{ m}$$



**Lastannahmen**

Auf den Flachsturz wirkt gemäß der obigen Skizze das Eigengewicht der Wand sowie die Auflagerlasten aus dem Ringbalken.

Aus Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 0,617 \text{ m} = 4,14 \text{ kN/m}$$

$$\text{Aus Eigengewicht Ringanker } g_k = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,24 \text{ m} * 0,24 \text{ m} = 1,44 \text{ kN/m}$$

$$\text{Aus Pos. 101 (s. S. 70ff.) } g_k = (16,0 + 14,0) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} * 1,298 \text{ m} / 2,015 \text{ m} = 17,58 \text{ kN/m}$$

$$q_k = (4,5 + 4,5) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} * 1,298 \text{ m} / 2,015 \text{ m} = 5,28 \text{ kN/m}$$

$$e_d = 1,35 * (4,14 + 1,44 + 17,58) \text{ kN/m} + 1,5 * 5,28 \text{ kN/m} = 39,2 \text{ kN/m}$$

$$r_d = 40,16 \text{ kN (siehe Bemessungstabelle folgende Seite)}$$

$$e_d / r_d = 0,98 < 1,0$$

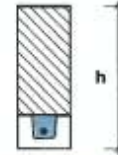
**Nachweis erfüllt**

**Auflagertiefe 17,5 cm mit Übermauerung >61,3 cm und vermörtelten Stoß- und Lagerfugen!**

**KS-Flachstürze \*)**

Anlage Nr.: *14* zum Bescheid  
Prüf.-Nr.: *04/18* vom *2.04.2019*

Antragsteller : Werbegemeinschaft KS-Sturz, Remsfeld  
Steinformat : 4 DF (Breite B = 24,0 cm)  
Auflagertiefe : 11,5 bzw. 17,5 cm  
Bewehrung : 2 Ø 10 – B500A oder B500B  
Druckzone : Übermauerung mit Vollsteinen nach DIN EN 771-2:2015-11  
in Verb. mit DIN 20000-402:2017-01  
ausschließlich mit vermörtelten Stoß- und Lagerfugen !!  
(auch bei Plansteinmauerwerk)  
Mörtel : Normalmörtel (mind. MG IIa) oder Dünnbettmörtel



Als Typenprüfung  
in statischer Hinsicht geprüft  
Hannover, den *2.04.2019*  
Landeshauptstadt Hannover  
Prüfamt für Baustatik  
*Paul Richter*

**Druckzone aus Mauerwerk**

 lichte Weite $L_n$ [m]	Bemessungswert der Beanspruchungen $e_d = g_d + q_d$ [kN/m] (Bemessungsgrößen)									
	Sturzhöhe h [cm]									
	23,8	36,3	48,8	61,3	73,8	86,3	98,8	111,3	123,8	136,3
Auflagertiefe t [cm]	Auflagertiefe t [cm]									
	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5
0,635	-	30,78	-	100,09	-	113,41	-	113,41	-	113,41
0,760	26,66	24,00	68,99	68,68	68,99	98,25	68,99	98,25	68,99	98,25
0,885	21,49	19,58	58,68	51,59	60,37	86,66	60,37	86,66	60,37	86,66
1,010	17,84	16,48	45,51	40,98	53,66	77,52	53,66	77,52	53,66	77,52
1,135	15,22	14,20	36,93	33,81	48,29	70,05	48,29	70,13	48,29	70,13
1,260	13,24	12,46	30,94	28,67	43,90	56,63	43,90	64,02	43,90	64,02
1,385	11,71	11,09	26,54	24,82	40,25	47,29	40,25	58,89	40,25	58,89
1,510	10,49	9,99	23,19	21,85	37,15	40,44	37,15	54,52	37,15	54,52
1,635	9,49	9,08	20,55	19,48	34,50	35,23	34,50	50,75	34,50	50,75
1,760	8,66	8,32	18,43	17,56	32,20	31,15	32,20	47,48	32,20	47,48
1,885	7,97	7,67	16,70	15,97	29,36	27,87	30,18	44,59	30,18	44,59
2,010	7,37	6,99	15,25	14,63	26,41	25,18	28,41	40,16	28,41	42,04
2,135	6,59	6,25	14,02	13,50	23,97	22,94	26,83	36,06	26,83	39,77
2,260	5,91	5,63	12,97	12,52	21,92	21,05	25,42	32,68	25,42	37,73
2,385	5,34	5,09	12,06	11,67	20,19	19,44	24,15	29,85	24,15	35,88
2,510	4,84	4,63	11,27	10,93	18,69	18,05	23,00	27,45	23,00	34,21
2,635	4,41	4,23	10,57	10,27	17,39	16,83	21,95	25,38	21,95	32,69
2,760	4,04	-	9,96	-	16,26	-	21,00	-	21,00	-

\*) nach der "Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-17.1-978"

Nächster Sichtvermerk durch das  
Prüfamt für Baustatik der  
Landeshauptstadt Hannover ist  
spätestens am *9.4.2024* erforderlich

**Pos. 120 Außenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm**

Wandhöhe  $h = 3,00$  m

Wandlänge  $l = 4,50$  m

Maßgebend für die Bemessung ist die Wandscheibe 3 in Achse 2/3-C.

Die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens sind eingehalten:

- Gebäudehöhe  $\leq 20,0$  m über Gelände  $h = 13,0$  m  $\leq 20,0$  m **eingehalten**
- Deckenstützweite  $l_f \leq 6,0$  m Die Deckenstützweite ist mit  $l_f = 7,0$  m  $> 6,0$  m. Jedoch sorgt der durchgehende Ringbalken für eine zentrische Lasteinleitung, sodass die Bedingung als erfüllt angesehen wird. **eingehalten**
- Nutzlast  $\leq 5,0$  kN/m<sup>2</sup>  $q_{k,max} = 5,0$  kN/m<sup>2</sup> **eingehalten**
- In Wandhöhenmitte treten nur Biegemomente aus Deckeneinspannung, exzentrischer Deckenauflagerung und Wind auf **eingehalten**
- Deckenaufлагertiefe  $a \geq 0,5$  t  $a = 12$  cm  $\geq 0,5 * 24$  cm = 12 cm **eingehalten**
- Überbindemaß  $l_{ol} \geq 0,4$   $h_u \geq 45$  mm/ bei Elementmauerwerk  $l_{ol} \geq 0,2$   $h_u \geq 125$  mm **eingehalten**
- $W_k \leq 1,25$  kN/m<sup>2</sup>  $w_k = 0,8$  kN/m<sup>2</sup> (s. S. 13ff.) **eingehalten**
- Zulässige lichte Wandhöhe  $h = 3,6$  m (nach SBT S. 7.13, Auflage 24)  $h = 3,0$  m  $< 3,6$  m **eingehalten**

**Lastannahmen**

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von  $e = 1,10$  m ausgegangen.

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Aus Pos. 101 (s. S. 70ff.)  $g_k = 16,0$  kN / 1,10 m = 14,6 kN/m  
 $q_k = 4,5$  kN / 1,10 m = 4,1 kN/m

Aus Pos. 1, 2. OG, Wandscheibe 3 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.)

$V_k = 32,8$  kN  
 $M_k = 32,8$  kN \* 3,0 m = 98,4 kNm

$N_{Ed} = 1,35 * 14,6$  kN/m +  $1,5 * 3,9$  kN/m = 25,6 kN/m

Min  $N_{Ed} = 0,9 * 0,5 * 14,6$  kN/m = 6,5 kN/m

(Hier werden nur 50% der Dachlast angesetzt, für den Fall keiner PV-Anlage.)

$V_{Ed} = 1,5 * 32,8$  kN = 50,0 kN

$M_{Ed} = 1,5 * 98,4$  kNm = 150,0 kNm

## Bemessung

### Mauerwerk (V.30.2) nach EC6-3 + NA Deutschland

#### Systemwerte :

Höhe  $h = 3,000$  m  
 Wanddicke  $t = 24,0$  cm  
 Wandbreite  $b = 450,0$  cm  
 Auflagertiefe  $a = 24,0$  cm  
 Deckenstützweite  $l_f = 5,880$  m  
 zweiseitig gehaltene Wand  
 Endauflager  
 flächig aufgelagerte Decke  
 Decke ist oberste Decke / Dachdecke  
 Decke ist zweiachsig gespannt mit  $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$

#### Mauerwerk = SFK 20/DM

KS-Plansteine KS-P mit Dünnbettmörtel  
 Druckfestigkeit  $f_k = 10,51$  MN/m<sup>2</sup>  
 $\gamma_{M,1} = 1,50$  [-] für Mauerwerk  
 Beiwert  $\zeta = 0,85$  [-] für Druckfestigkeit  $f_d$   
 Mauerwerk Gruppe 1 nach EC6-1-1, 3.1.1  
 Stoßfugen vermörtelt

#### Belastung : (Längskraft $N_d$ bei $b > 1$ m bezogen auf 1 m !)

Vertikallast  $N_d$  am Wandkopf = 25,600 kN bzw. kN/m  
 Eigengewicht der Wand = 18,000 kN/m<sup>2</sup>  
 Gesamtlast  $N_{Ed}$  am Wandfuß = 43,096 kN bzw. kN/m  
 Moment  $M_{Ed}$  (z. B. aus Windscheibe) = 150,000 kNm  
 min.  $N_d$  am Wandkopf = 6,500 kN bzw. kN/m  
 (am Wandfuss min.  $N_{d,u} = 87,570$  kN zur Ermittlung von  $e$ )  
 $q_{Ewd} = 0,800$  kN/m<sup>2</sup> (Wind quer auf Wand für Nachweis nach 4.2.1.2 (2))  
 Längsschubkraft  $V_{Ed} = 50,000$  kN (für Nachweis Scheibenschub)  
 Wand mit Schubbelastung aus Wind

#### Nachweise :

##### Nachweis für Längsdruckkraft (EC6-3, 4.2.2):

$f_d = 5,95$  N/mm<sup>2</sup> (Bemessungswert Druckfestigkeit)  
 $h_{ef} = 2,700$  m  
 $\rho_{o2} = 0,900$  (Faktor für Knicklänge nach NCI zu 4.2.2.4)  
 $\phi_{i1} = 0,40$  (bei Endauflagern)  
 $\phi_{i2} = 0,71$  (Berücksichtigung Knicken)  
 $\phi_{i3} = 0,24$  (Berücksichtigung EC6-1-1, NCI zu 6.2, NA.11)  
 $\phi_i = 0,24 \rightarrow \min(\phi_{i1}; \phi_{i2}; \phi_{i3})$

$N_{Ed} = 43,096$  kN/m  $\leq N_{Rd} = 341,068$  kN/m

##### Nachweis für erforderliche Dicke $t$ nach 4.2.1.2 (2):

$c_1 = 0,120$  /  $c_2 = 0,017$   
 $erf.t = 18,4$  cm  $\leq$  vorh. $t = 24,0$  cm

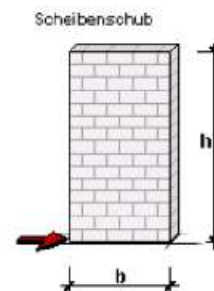
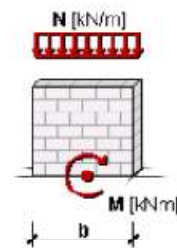
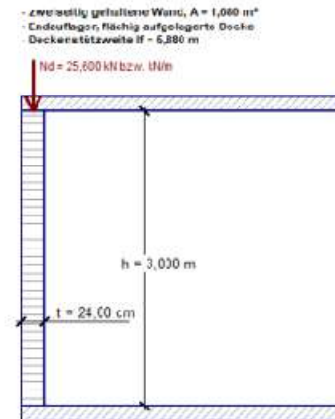
##### Nachweis für Exzentrizität aus $M_{Ed}$ bzw. $ME_k$ :

$ME_k = 0,667 \times M_{Ed}$   
 $min.NE_k = 1,000 \times min.NE_d$   
 Exzentrizität  $e = ME_k / min.NE_k = 1,143$  m  $\leq b/3$   
 Exzentrizität  $e = M_{Ed} / min.NE_d = 1,713$  m  
 $l_c = 1,611$  m  
 $\sigma_{a,D} = 0,226$  N/mm<sup>2</sup>  
 Randdehnung  $\epsilon_{s,R} = 0,000077 \leq 0,00010$

##### Schubnachweis für Scheibenschub nach EC6-1-1, 6.2:

Beiwert  $c = 1,000$   
 $l_{c,lin} = 1,611$  m  
 $l_{c,al} = 2,148$  m  
 $f_{vk,0} = 0,220$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{bt,cal} = 0,650$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{vt1} = 0,311$  N/mm<sup>2</sup> (Reibungsversagen)  
 $f_{vt2} = 0,340$  N/mm<sup>2</sup> (Steinzugversagen)  
 $f_{vk} = 0,311$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{vd} = 0,207$  N/mm<sup>2</sup>

$V_{Ed} = 50,000$  kN  $\leq V_{Rd1} = 106,731$  kN



$V_{Ed}$  wird vom Programm am Wandfuss angesetzt und nicht automatisch mit der Wandhöhe multipliziert und zu  $M_{Ed}$  addiert!

**Pos. 121 Innenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm**

Wandhöhe  $h = 3,00 \text{ m}$

Wandlänge  $l = 3,15 \text{ m}$

Für die Aussteifungsbemessung wurde lediglich eine Länge von 2,55 m in Ansatz gebracht. Die tatsächliche Länge der Wand im 2.OG und 1.OG beträgt aber 3,15 m.

Die Pos. 318 (s. S. 265) erfährt hierdurch keine zusätzliche Beanspruchung.

Maßgebend für die Bemessung ist die Wandscheibe 9 in Achse 6/7-H.

Die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens sind eingehalten:

- Gebäudehöhe  $\leq 20,0 \text{ m}$  über Gelände  $h = 13,0 \text{ m} \leq 20,0 \text{ m}$  **eingehalten**
- Deckenstützweite  $l_f \leq 6,0 \text{ m}$   
 Zwischenaufleger  $\rightarrow$  Berücksichtigung der Durchlaufwirkung  $l_f = 0,8 * 7,0 \text{ m} = 5,6 \text{ m}$  **eingehalten**
- Nutzlast  $\leq 5,0 \text{ kN/m}^2$   $q_{k,max} = 5,0 \text{ kN/m}^2$  **eingehalten**
- In Wandhöhenmitte treten nur Biegemomente aus Deckeneinspannung, exzentrischer Deckenauflagerung und Wind auf **eingehalten**
- Deckenaufлагertiefe  $a \geq 0,5 t$   $a = 12 \text{ cm} \geq 0,5 * 24 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$  **eingehalten**
- Überbindemaß  $l_{oi} \geq 0,4 h_u \geq 45 \text{ mm/}$  bei Elementmauerwerk  $l_{oi} \geq 0,2 h_u \geq 125 \text{ mm}$  **eingehalten**

**Lastannahmen**

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von  $e = 1,10 \text{ m}$  ausgegangen.

Aus Pos. 101 (s. S. 70ff.)

	$g_k = (16,0 + 14,0) \text{ kN} / 1,10 \text{ m}$	$= 27,3 \text{ kN/m}$
	$q_k = (4,3 + 4,3) \text{ kN} / 1,10 \text{ m}$	$= 7,9 \text{ kN/m}$

Aus Pos. 1, 2. OG, Wandscheibe 9 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.)

	$V_k = 16,8 \text{ kN}$	$= 16,8 \text{ kN}$
	$M_k = 16,8 \text{ kN} * 3,0 \text{ m}$	$= 50,4 \text{ kNm}$

$N_{Ed} = 1,35 * 27,3 \text{ kN/m} + 1,5 * 7,9 \text{ kN/m} = 48,8 \text{ kN/m}$

Min  $N_{Ed} = 0,9 * 0,5 * 27,3 \text{ kN/m} = 12,3 \text{ kN/m}$

(Hier werden nur 50% der Dachlast angesetzt, für den Fall keiner PV-Anlage.)

$V_{Ed} = 1,5 * 16,8 \text{ kN} = 26,0 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 1,5 * 50,4 \text{ kNm} = 80,0 \text{ kNm}$



## Bemessung

Mauerwerk (V.30.2) nach EC6-3 + NA Deutschland

### Systemwerte :

Höhe  $h = 3,000$  m  
Wanddicke  $t = 24,0$  cm  
Wandbreite  $b = 315,0$  cm  
Deckenstützweite  $l_f = 5,600$  m  
zweiseitig gehaltene Wand  
Zwischenauflager  
flächig aufgelagerte Decke  
Decke ist oberste Decke / Dachdecke  
Decke ist zweiachsig gespannt mit  $0,5 \leq l_f/2 \leq 2,0$

### Mauerwerk = SFK 20/DM

KS-Plansteine KS-P mit Dünnbettmörtel  
Druckfestigkeit  $f_k = 10,51$  MN/m<sup>2</sup>  
Gamma<sub>M</sub> = 1,50 [-] für Mauerwerk  
Beiwert Zeta = 0,85 [-] für Druckfestigkeit  $f_d$   
Mauerwerk Gruppe 1 nach EC6-1-1, 3.1.1  
Stoßfugen vermörtelt

### Belastung : (Längskraft Nd bei $b > 1$ m bezogen auf 1m !)

Vertikallast Nd am Wandkopf = 48,800 kN bzw. kN/m  
Eigengewicht der Wand = 18.000 kN/m<sup>2</sup>  
Gesamtlast NEd am Wandfuß = 66.296 kN bzw. kN/m  
Moment MEd (z. B. aus Windscheibe) = 80,000 kNm  
min.Nd am Wandkopf = 12,300 kN bzw. kN/m  
(am Wandfuss min.Nd,u = 79,569 kN zur Ermittlung von e)  
Längsschubkraft VEd = 26,000 kN (für Nachweis Scheibenschub)  
Wand mit Schubbelastung aus Wind

### Nachweise :

#### Nachweis für Längsdruckkraft (EC6-3, 4.2.2):

$f_d = 5,95$  N/mm<sup>2</sup> (Bemessungswert Druckfestigkeit)  
 $h_{ef} = 2,700$  m  
 $\rho_{o2} = 0,900$  (Faktor für Knicklänge nach NCI zu 4.2.2.4)  
 $\phi_{i1} = 1,00$  (bei Endauflagern)  
 $\phi_{i2} = 0,71$  (Berücksichtigung Knicken)  
 $\phi_{i3} = 0,36$  (Berücksichtigung EC6-1-1, NCI zu 6.2, NA.11)  
 $\phi_i = 0,36 \rightarrow \min(\phi_{i1}; \phi_{i2}; \phi_{i3})$

**NEd = 66,296 kN/m  $\leq$  NRd = 516,723 kN/m**

#### Nachweis für Exzentrizität aus MEd bzw. MEk:

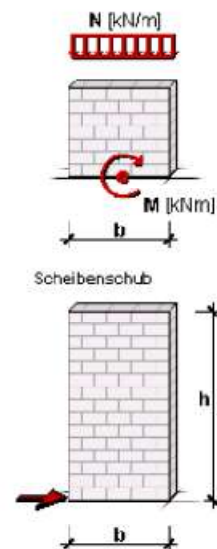
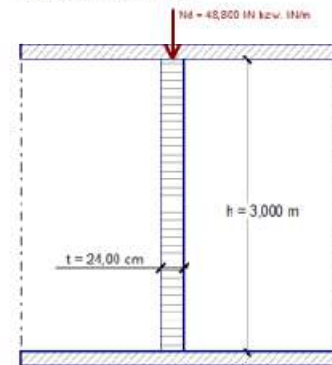
$ME_k = 0,667 \times MEd$   
 $\min.NE_k = 1,000 \times \min.NEd$   
Exzentrizität  $e = ME_k / \min.NE_k = 0,671$  m  $\leq b/3$   
Exzentrizität  $e = MEd / \min.NEd \cdot 1,005$  m  
 $l_c = 1,709$  m  
 $\sigma_{D} = 0,194$  N/mm<sup>2</sup>  
Randdehnung  $\epsilon_{R} = 0,000031 \leq 0,00010$

#### Schubnachweis für Scheibenschub nach EC6-1-1, 6.2:

Beiwert  $\alpha = 1,000$   
 $l_{c,lin} = 1,709$  m  
 $l_{c,cal} = 2,278$  m  
 $f_{vk0} = 0,220$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{bt,cal} = 0,650$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{vt1} = 0,298$  N/mm<sup>2</sup> (Reibungsversagen)  
 $f_{vt2} = 0,333$  N/mm<sup>2</sup> (Steinzugversagen)  
 $f_{vk} = 0,298$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{vd} = 0,198$  N/mm<sup>2</sup>

**VEd = 26,000 kN  $\leq$  VRdlt = 108,461 kN**

- zweiseitig gehaltene Wand,  $A = 0,756$  m<sup>2</sup>  
- Zwischenauflager, flächig aufgelagerte Decke  
- Deckenstützweite  $l_f = 5,600$  m



VEd wird vom Programm am Wandfuß angesetzt und nicht automatisch mit der Wandhöhe multipliziert und zu MEd addiert!

Pos. 122 Innenwand, C25/30, XC1, d=24 cm

Maßgebend für die Bemessung ist die Wandscheibe 1 in Achse C-D/4.

Wandhöhe  $h = 3,30 \text{ m}$

Lastannahmen

Aus Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,30 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Aussteifung Pos. 1, 2. OG, Wandscheibe 1/2 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.f.)

$$w_k = Z_d / \gamma / 1,0 \text{ m} = 87,7 \text{ kN} / 1,5 / 1,0 \text{ m} = 59,0 \text{ kN/m}$$

Bemessung

$$N_{Ed} = 1,35 * 22,2 \text{ kN/m} + 1,5 * 59,0 \text{ kN/m} = 120,0 \text{ kN/m}$$

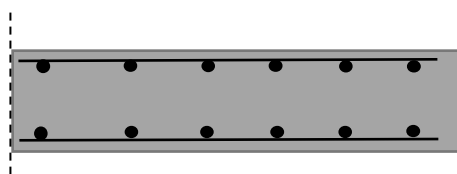
$$N_{Rd} = 0,3 * f_{cd} * A_c = 0,3 * 14,2 * 1000 \text{ kN/m}^2 * 0,24 \text{ m} * 1,0 \text{ m} = 1022,4 \text{ kN} > 120,0 \text{ kN}$$

→ Mindestbewehrung maßgebend

Bewehrungsvorschlag

- Lotrechte Bewehrung:  
 $\min A_s = 0,0015 * A_c = 0,0015 * 24 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 je Seite:  $a_{s,\min} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 → gewählt:  $\varnothing 8/25$
- Horizontale Bewehrung:  
 $\min A_{s,w} = 0,5 * A_{s,\text{lotrecht}} = 0,5 * 3,6 \text{ cm}^2/\text{m} = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 je Seite:  $a_{s,\min} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 → gewählt:  $\varnothing 8/30$

Die Wände sind mit 2  $\varnothing 14 \text{ mm}$  als Zugverankerung gesichert. Siehe Windlastverteilung 2.OG.



Horizontal  $\varnothing 8 / 30$  je Seite

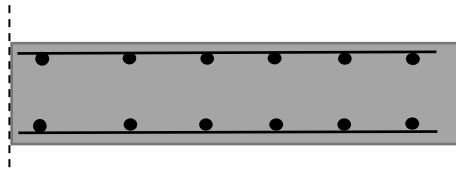
Vertikal  $\varnothing 8 / 25$  je Seite

Pos. 123      Aufzugswand, C25/30, XC1, d=24 cm

Analog zu Pos. 323 (s. S. 279)

Bewehrungsvorschlag

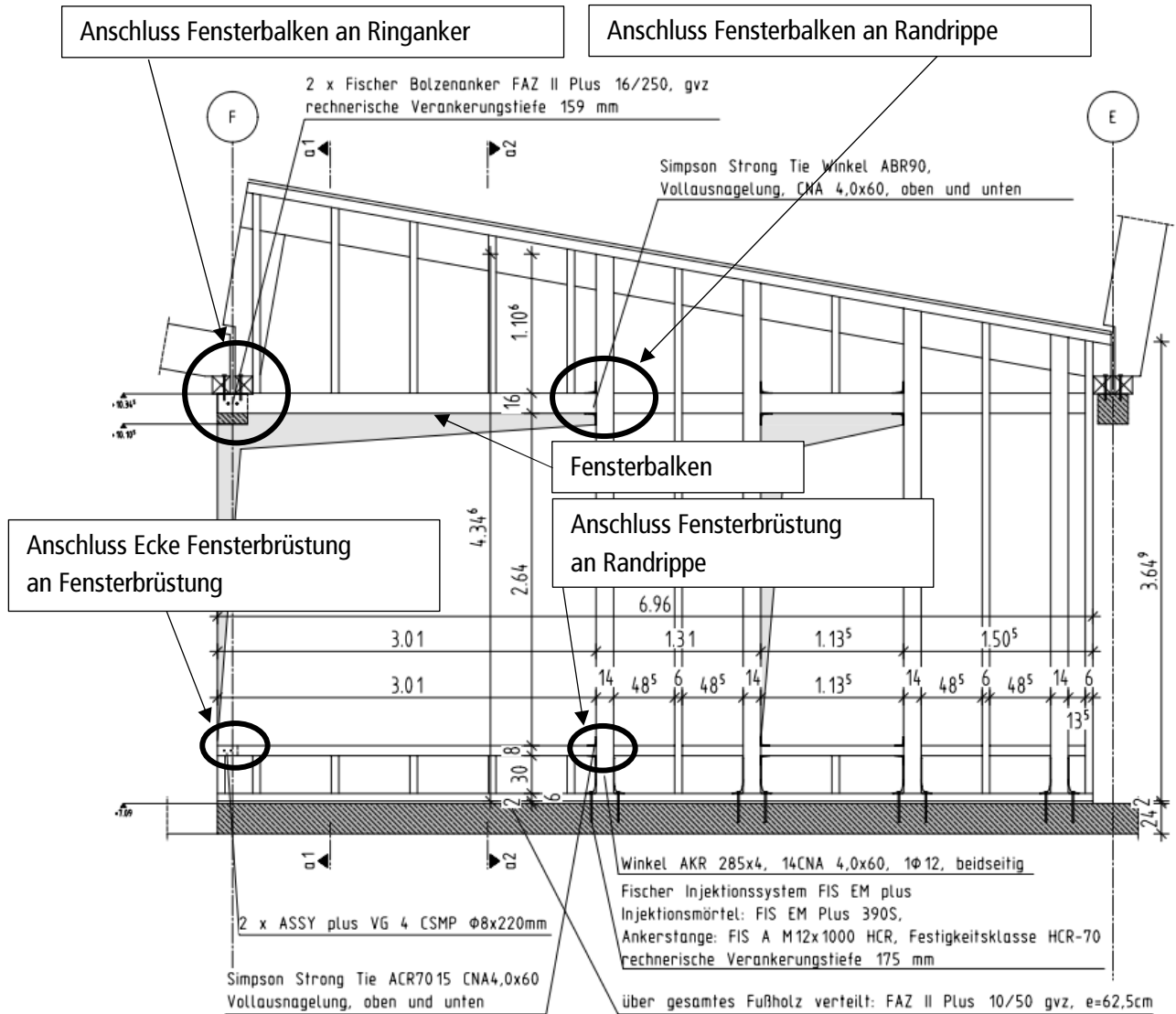
Betondeckung  $c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm}$



Horizontal      Ø 8 / 30      je Seite

Vertikal      Ø 8 / 25      je Seite

**Pos. 124 Holzständerwand, C24, verschiedene Querschnitte**



Die Holzständerwand setzt sich aus folgenden Querschnitten zusammen:

Kopfrippe	b/h	= 16/ 8 cm
Fußrippe	b/h	= 16/6 cm
Randrippe	b/h	= 14/16 cm
Innenrippe	b/h	= 6/16 cm
Bepankungsstoß	b/h	= 16/16 cm

Für die Holzständerwand werden Einzelnachweise geführt. Darüber hinaus ist eine konstruktive Ausbildung vorgesehen.

Die Querschnittsnachweise und erforderlichen Verbindungsmittel der Aussteifungsberechnung (s. S. 141ff.) sind zu beachten.

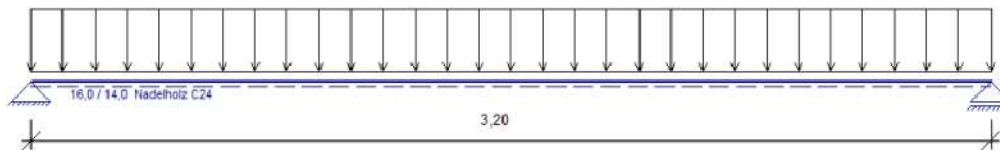
### Nachweis des Balkens über dem Fenster als Einfeldträger

Maßgebend ist der Balken über dem Eckfenster. Der Anschlüsse der Endpunkte werden weiter unten nachgewiesen

$$L = 3,20 \text{ m}$$

$$\text{Aus Lastannahme Holzständerwand (s. S. 11)} \quad g_k = 1,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,7 \text{ m} = 2,1 \text{ kN/m}$$

### Holzträger (V.30.1) nach EC5 - NA Deutschland



### Systemwerte :

linkes Trägerende gelenkig gelagert

rechtes Trägerende gelenkig gelagert

Feld	Feldlänge [m]
1	3,200

Lager	Lagerlänge [cm]	Lagerbreite [cm]	kc90 [-]
1	12,0	10,0	1,00
2	12,0	10,0	1,00

### Belastung: (EWA = Einwirkungsart) y = horizontal, z = vertikal

- Einwirkungsart 1 = Nutzlasten
- Einwirkungsart 2 = Schneelasten (Höhe über NN ≤ 1000m)
- Einwirkungsart 3 = Windlasten
- Einwirkungsart 4 = sonstige veränderliche Einwirkungen
- Einwirkungsart 5 = Windlasten als Alternativlastfall zu EW 3
- Einwirkungsart 6 = Erdbeben

gz über Gesamtlänge = 2,100 kN/m aus ständ. Last

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 5,00 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

KLED für Nutzlasten = mittel, aus Kategorie: A,B - Wohn-/Bürräume

### Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten) - je Träger:

Feld	max.Myd [kNm]	min.Myd [kNm]	abs.max.Vzd [kN]
1	3,822	0,000	4,778

**Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten) - je Träger:**

Lager	min.Myd [kNm]	max.Myd [kNm]	min.Vzd-li. [kN]	max.Vzd-li. [kN]	min.Vzd-re. [kN]	max.Vzd-re. [kN]
1	0,000	0,000				4,778
2	0,000	0,000	-4,778			

**Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte) - gesamt für alle Träger:**

Lager	max.Fz [kN]	min.Fz [kN]	Fz aus g [kN]	Fz aus q [kN]	Fz Vollast [kN]
1	3,54	3,54	3,54	0,00/0,00	3,54
2	3,54	3,54	3,54	0,00/0,00	3,54

Lastweiterleitung für  
Pos. 111

**Bemessung nach EC5:**

gew.: **b / h = 1 x 16,0 / 14,0 cm**

A = 224,0 cm<sup>2</sup>

Wy = 522,7 cm<sup>3</sup> / Wz = 597,3 cm<sup>3</sup>

Iy = 3658,7 cm<sup>4</sup> / Iz = 4778,7 cm<sup>4</sup>

**Nadelholz C24**

E<sub>0,mean</sub> = 11000,000 N/mm<sup>2</sup>

G<sub>mean</sub> = 690,000 N/mm<sup>2</sup>

f<sub>m,k</sub> = 24,00 N/mm<sup>2</sup>

f<sub>c,0,k</sub> = 21,00 N/mm<sup>2</sup>

f<sub>c,90,k</sub> = 2,50 N/mm<sup>2</sup>

f<sub>v,k</sub> = 4,00 N/mm<sup>2</sup>

γ<sub>M</sub> = 1,300 [-]

**Bemessungsparameter:**

- Nutzungsklasse NKL = 1
- f<sub>m,d</sub> wird für Vollholz mit h<150 mm erhöht 3.2(3)
- zul.w<sub>inst</sub> = l/300
- zul.w<sub>fin</sub> = l/200
- zul.w<sub>net,fin</sub> = l/250
- Werte für zul.Durchbiegungen w werden bei Kragarmen verdoppelt!
- bei Kragarmen werden nur positive Durchbiegungen erfasst
- Schubnachweis wird bei x = h geführt (bzw. x = b in y-Richtung)
- Schubnachweis wird bei Lagern mit Lagerbreiten l<sub>b</sub> = 0 an der Lagerlinie geführt!
- Querkraftanteile auflagnaher Einzellasten werden beim Schubnachweis abgezogen
- kcR wird bei NH in Bereichen, welche min. 1,50 m vom Hirnholzende entfernt sind, nicht erhöht
- Querkraftinteraktion bei zweiachsiger Querkraft mit quadrat. Anteilen nach Norm
- beim Nachweis der Auflagerpressung wird der Überstand mit max. 30 mm berücksichtigt
- Biegedrillknick-Nachweis wird nicht geführt! (BDK durch entsprechende Halterung verhindert)

**Psi - Werte:**

Einwirkung	Psi,0	Psi,1	Psi,2
Schnee s	0,50	0,20	0,00
Wind w	0,60	0,20	0,00
Nutzlasten q	0,70	0,50	0,30
Nutzlasten q <sub>s</sub>	0,80	0,70	0,50

**Nachweise:**

Biegung: eta = 0,65 < 1,00 |max.Sigma<sub>m,y,d</sub>| = 7,31 N/mm<sup>2</sup>

Schub: eta = 0,31 < 1,00 |max.Tau<sub>z,d</sub>| = 0,56 N/mm<sup>2</sup>

Durchbiegung: max.eta = 0,93 < 1,00

Auflagerpressung: max.eta = 0,27 < 1,00 (Lager 1)

k<sub>mod</sub> = 0,60 [-] (Biegung)

k<sub>mod</sub> = 0,60 [-] (Querkraft)

k<sub>mod</sub> = 0,60 [-] (Auflagemachweis)

kcR = 0,50 [-] (Querkraft)

|Myd| = 3,822 kNm (LFK = 1,35°g)

|Vzd| = 4,205 kN an Lager 1, rechts bei x = 0,192 m (LFK = 1,35°g)

ext.w<sub>z,inst</sub> Feld = 0,75 cm

ext.w<sub>z,fin</sub> Feld = 1,20 cm

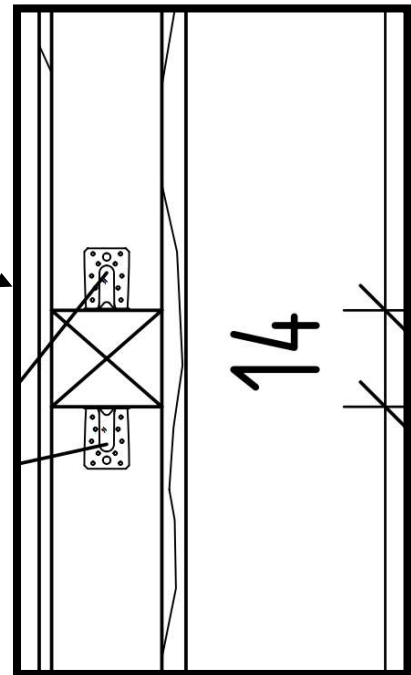
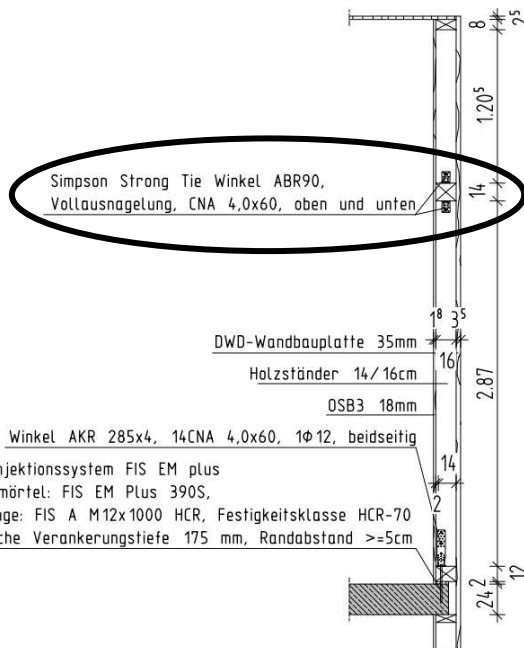
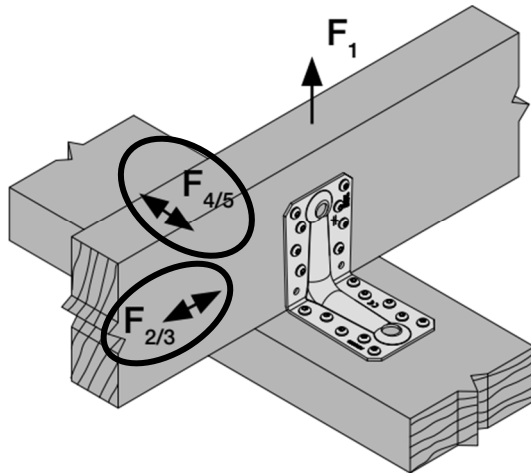
ext.w<sub>z,net,fin</sub> Feld = 1,20 cm (quasi-ständig, zweiachsig)

k<sub>def</sub> = 0,600

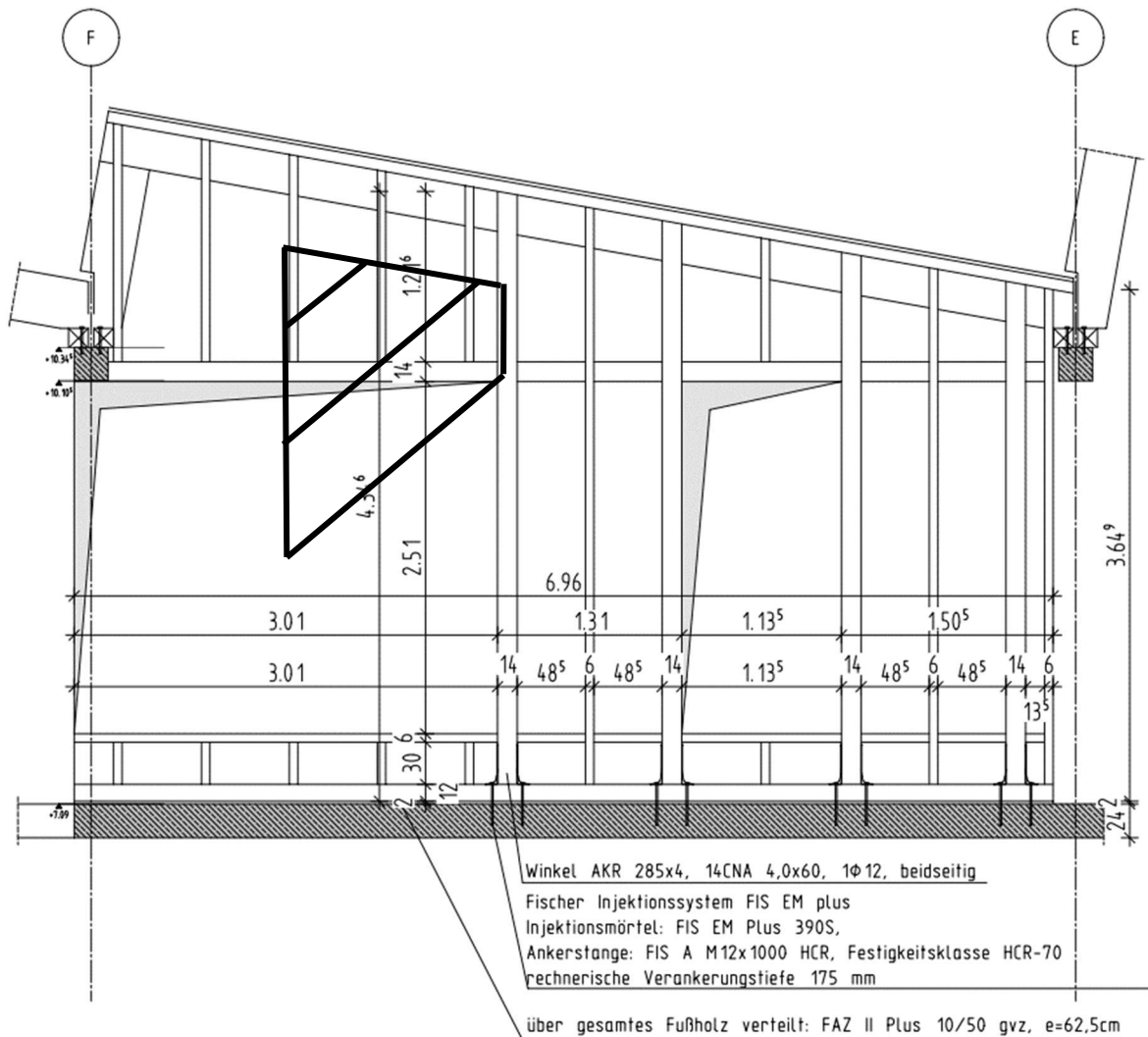
### Nachweis des Anschlusses Fensterbalken an Randrippe

Zur Auflagerung des Fensterbalken an der Randrippe ist dieser von oben und unten mit einem Winkel an die Rippe anzuschließen:

**Simpson Strong Tie ABR90, Vollaussnagelung, CNA 4,0\*60**



In der folgenden Skizze ist die Lastezugsfläche markiert, die für den Windsog angesetzt wird:



$$F_{4/5,d} = V_{Ed} = 4,8 \text{ kN}$$

$$F_{2/3,d} = W_d = \gamma_{Cpe,1} * w_k * A = 1,5 * 1,4 * 0,8 \text{ kN/m}^2 * (3,2 \text{ m} / 2 * (1,7 \text{ m} + 2,51 \text{ m} / 2) / 2) = 4,0 \text{ kN}$$

$$R_{4/5,d} = 10,4 \text{ kN} / 0,9^{0,75} * 0,9 / 1,3 = 7,79 \text{ kN}$$

$$R_{3,d} = 11,8 \text{ kN} * 0,9 / 1,3 = 8,16 \text{ kN}$$

$$[(F_{2/3,d} / R_{2/3,d})^2 + (F_{4/5,d} / R_{4/5,d})^2]^{0,5} = [(4,0 \text{ kN} / 8,16 \text{ kN})^2 + (4,8 \text{ kN} / 7,79 \text{ kN})^2]^{0,5} = 0,79 < 1,0$$

Nachweis erbracht

Simpson-Bemessungstabellen siehe unten.



Charakteristische Werte der Tragfähigkeit

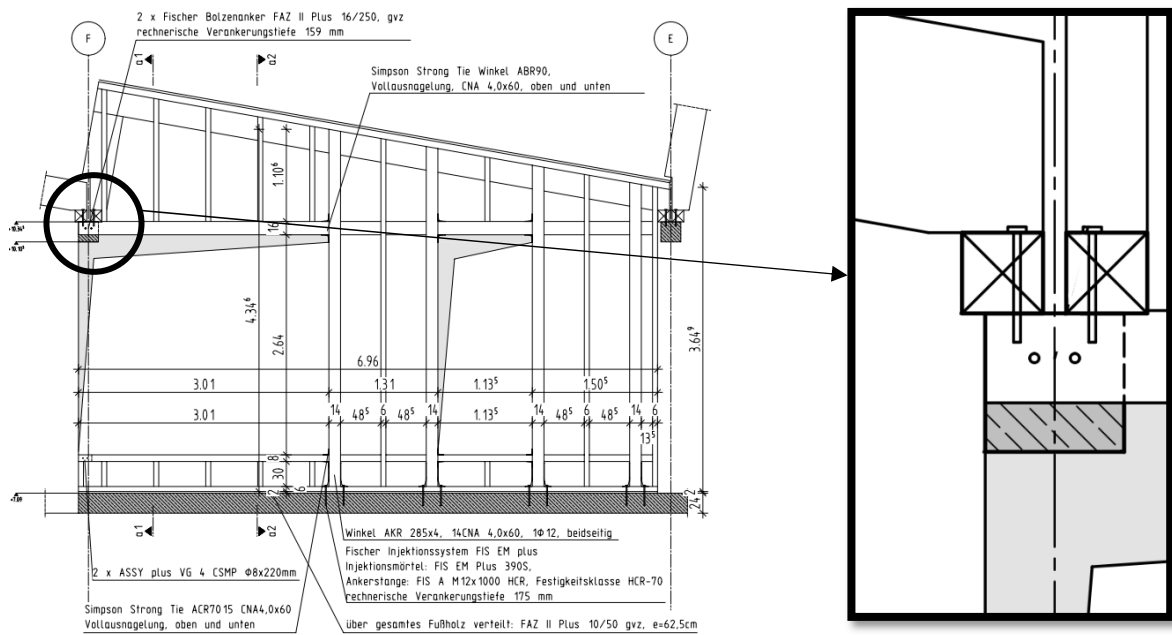
Tabelle 3

Art. Nr.	Verbindungsmittel	Charakteristische Werte der Tragfähigkeit [kN] 2 Winkel – Anschluss zwei sich kreuzende Hölzer					
		Teilausnagelung			Vollausnagelung		
		$R_{1,k}$	$R_{2/3,k}$	$R_{4/5,k}^{1)}$	$R_{1,k}$	$R_{2/3,k}$	$R_{4/5,k}^{1)}$
ABR90	CNA4,0x40	5,3	5,7	$6,9 / k_{mod}^{0,5}$	7,9	9,2	$9,0 / k_{mod}^{0,85}$
	CNA4,0x60	8,8	7,3	$9,6 / k_{mod}^{0,75}$	13,3	11,8	$10,4 / k_{mod}^{0,75}$
ABR9015	CSA5,0x40	–	–	–	13,2	10,5	$5,7 / k_{mod}^{0,5}$
	CNA4,0x60	–	–	–	6,6	9,6	–
ABR9020	CNA4,0x40	5,9	6,5	$5,5 / k_{mod}^{0,5}$	10,8	10,3	$5,4 / k_{mod}^{0,75}$
	CNA4,0x60	9,8	8,1	$6,5 / k_{mod}^{0,65}$	14,9	13,0	$6,5 / k_{mod}^{0,65}$
ACR9020	CNA4,0x60	–	–	–	13,3	11,9	$9,0 / k_{mod}^{0,4}$

<sup>1)</sup> b = 80 und e = 120

### Nachweis des Anschlusses Fensterbalken an Ringanker

Der Fensterbalken verläuft vor dem Ringbalken und wird in der Stirnseite des Ringbalkens mit Ankern befestigt.





Gewählt: 2 x Fischer Bolzenanker FAZ II Plus 16/250, gvz, rechnerische Verankerungstiefe 159 mm



**C-FIX 1.124.0.0**  
Datenbankversion  
2024.7.10.16.23  
Datum  
02.10.2024

**fischer**

[www.fischer.de](http://www.fischer.de)

## **Bemessungsgrundlagen**

### **Anker**

Ankersystem  
Anker

fischer Bolzenanker FAZ II Plus  
Bolzenanker FAZ II Plus 16/250,  
galvanisch verzinkter Stahl  
159 mm

Rechnerische  
Verankerungstiefe  
Bemessungsdaten

Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer  
Bewertung ETA-19/0520, Option 1,  
Erteilungsdatum 24.05.2023

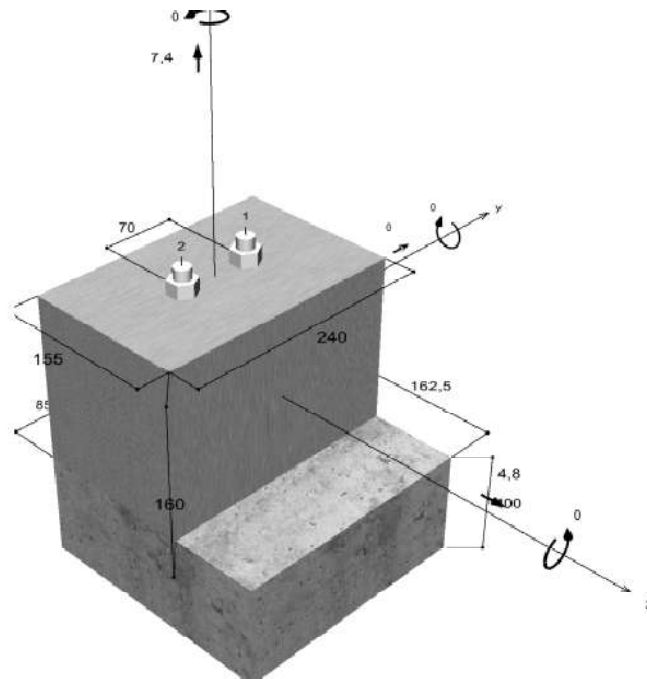


### **Geometrie / Lasten / Maßeinheiten**

mm, kN, kNm

### **Bemessungswert der Einwirkungen**

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



**Nicht maßstabsgetreu**



**C-FIX 1.124.0.0**  
Datenbankversion  
2024.7.10.16.23  
Datum  
02.10.2024



### Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN 1992-4:2018 mechanische Befestigungselemente
Verankerungsgrund	C20/25, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung, Ohne Randbewehrung, Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	155 mm x 240 mm x 160 mm
Profiltyp	Kein Profil

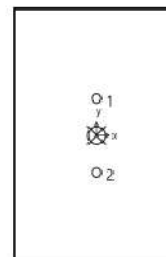
### Bemessungslasten \*)

#	N <sub>Ed</sub> kN	V <sub>Ed,x</sub> kN	V <sub>Ed,y</sub> kN	M <sub>Ed,x</sub> kNm	M <sub>Ed,y</sub> kNm	M <sub>T,Ed</sub> kNm	Belastungsart
1	7,40	4,80	0,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

\*) In d. Teilsicherheitsbeiwert Last

### Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	3,70	2,40	2,40	0,00
2	3,70	2,40	2,40	0,00



Max. Betonstauchung :	0,00 ‰
Max. Betondruckspannung :	0,0 N/mm <sup>2</sup>
Resultierende Zugkraft :	7,40 kN , X/Y Position ( 0 / 0 )
Resultierende Druckkraft :	0,00 kN , X/Y Position ( 0 / 0 )

### Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

<p><b>Ausnutzung Stahl</b></p> $\beta_{N,s} = \beta_{N,s;1} = 0,07 \leq 1$ $\beta_{V,s} = \beta_{V,s;1} = 0,04 \leq 1$ $\beta_N^2 + \beta_V^2 = \beta_{N,s;1}^2 + \beta_{V,s;1}^2 = 0,01 \leq 1$ <p style="text-align: right;">Gl. (7.55)</p>	<p><b>Nachweis erfolgreich</b></p>
<p><b>Ausnutzung Beton</b></p> $\beta_{N,c} = \beta_{N,c;1} = 0,62 \leq 1$ $\beta_{V,c} = \beta_{V,c;1} = 0,64 \leq 1$ $\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \beta_{N,c;1}^{1,5} + \beta_{V,c;1}^{1,5} = 1,00 \leq 1$ <p style="text-align: right;">Gl. (7.56)</p>	

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.  
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.



**C-FIX 1.124.0.0**  
Datenbankversion  
2024.7.10.16.23  
Datum  
02.10.2024



## **Technische Hinweise**

Bei der Bemessung wurde vorausgesetzt, dass die Ankerplatte (falls vorhanden) unter den einwirkenden Schnittkräften eben bleibt. Deshalb muss sie ausreichend steif sein. Die in C-Fix enthaltene Ankerplattenbemessung basiert auf einem Spannungsnachweis, erlaubt aber keine direkte Aussage über die Plattensteifigkeit.  
Die Lastweiterleitung im Beton ist für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Hierfür sind die erforderlichen Nachweise für das Bauteil incl. den Ankerlasten zu führen. Die weitergehenden Bestimmungen des Bemessungsverfahrens hierfür sind zu beachten.  
Die Nachweise gelten nur für die Kaltbemessung.

## **Allgemeine Hinweise**

Sämtliche in den Programmen enthaltenen Informationen und Daten beziehen sich ausschließlich auf die Verwendung von fischer-Produkten und basieren auf den Grundsätzen, Formeln und Sicherheitsbestimmungen gem. den technischen Anweisungen und Bedienungs-, Setz und Montageanleitungen usw. von fischer, die vom Anwender genau eingehalten werden müssen.

Die Anzahl, der Hersteller, die Art und die Geometrie der Befestigungselemente dürfen nicht geändert werden wenn dies nicht vom verantwortlichen Tragwerksplaner nachgewiesen und gestattet ist.

Sämtliche enthaltenen Werte sind Durchschnittswerte; daher sind vor Anwendung des jeweiligen fischer-Produkts stets einsatzspezifische Tests durchzuführen. Die Ergebnisse der mittels der Software durchgeführten Berechnungen beruhen maßgeblich auf den von Ihnen einzugebenden Daten. Sie tragen daher die alleinige Verantwortung für die Fehlerfreiheit, Vollständigkeit und Relevanz der von Ihnen einzugebenden Daten. Sie sind weiterhin alleine dafür verantwortlich, die erhaltenen Ergebnisse der Berechnung vor der Verwendung für Ihre spezifische(n) Anlage(n) durch einen Fachmann überprüfen und freigeben zu lassen, insbesondere hinsichtlich der Konformität mit geltenden Normen und Zulassungen. Das Bemessungsprogramm dient lediglich als Hilfsmittel zur Auslegung von Normen und Zulassungen ohne jegliche Gewährleistung auf Fehlerfreiheit, Richtigkeit und Relevanz der Ergebnisse oder Eignung für eine bestimmte Anwendung. Sie haben alle erforderlichen und zumutbaren Maßnahmen zu ergreifen, um Schäden durch das Bemessungsprogramm zu verhindern oder zu begrenzen. Insbesondere müssen Sie für die regelmäßige Sicherung von Programmen und Daten sorgen sowie regelmäßig ggf. von fischer angebotene Updates des Bemessungsprogramms durchführen. Sofern Sie nicht die automatische Update-Funktion der Software nutzen, müssen Sie durch manuelle Updates über die fischer Internetseite sicherstellen, dass Sie jeweils die aktuelle und somit gültige Version des Bemessungsprogramms verwenden. Soweit Sie diese Verpflichtung schulhaft verletzen, haftet fischer nicht für daraus entstehende Folgen, insbesondere nicht für die Wiederbeschaffung verlorener oder beschädigter Daten oder Programme.



**C-FIX 1.124.0.0**  
Datenbankversion  
2024.7.10.16.23  
Datum  
02.10.2024



## Angaben zur Montage

### Anker

**Ankersystem**  
Anker

**fischer Bolzenanker FAZ II Plus**  
Bolzenanker FAZ II Plus 16/250,  
galvanisch verzinkter Stahl

Art.-Nr. 564600



Zubehör

Handausbläser Groß ABG  
Quatric II 16/400/450

Art.-Nr. 567792  
Art.-Nr. 549954

### Montagedetails

Gewindegröße  
Bohrlochdurchmesser  
Bohrlochtiefe  
Rechnerische  
Verankerungstiefe  
Einbautiefe  
Bohrverfahren  
Bohrlochreinigung

M 16  
 $d_c = 16$  mm  
 $h_z = 358$  mm  
 $h_{ef} = 159$  mm

$h_{rom} = 177$  mm  
Hammerbohren  
Bohrloch mit Handausbläser  
ausbläser.  
Die Montageanleitung sollte beachtet  
werden, wenn die Installation ohne  
Bohrlochreinigung erfolgt.  
Durchsteckmontage  
gemäß Benutzereingabe  
 $T_{inst} = 110,0$  Nm  
24 mm  
 $t = 160$  mm  
Gesamte Befestigungsdicke  $t_{fix} = 160$  mm  
 $T_{fix,max}$   $t_{fix,max} = 176$  mm

Montageart

Ringspalt

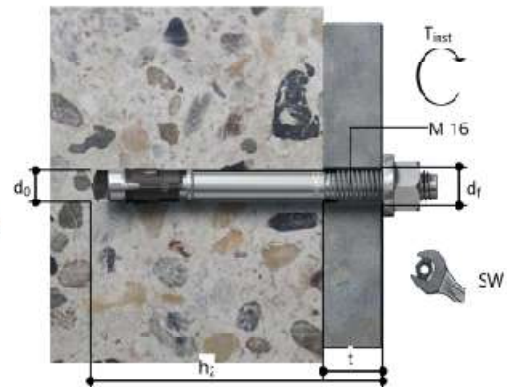
Montagedrehmoment

Schlüsselweite SW

Ankerplattendicke

Gesamte Befestigungsdicke

$T_{fix,max}$



### Ankerplattendetails

Material der Ankerplatte  
Ankerplattendicke  
Durchgangsloch im  
Anbauteil

Nicht verfügbar  
 $t = 160$  mm  
 $d_f = 18$  mm

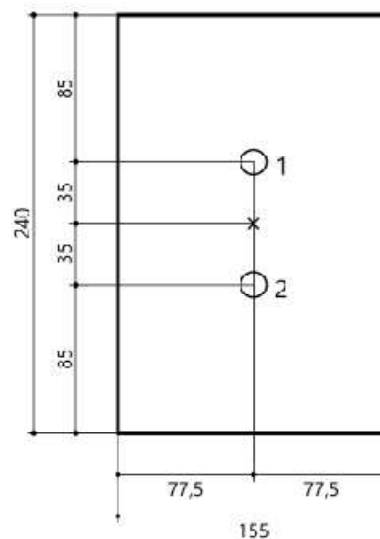
### Anbauteil

Profiltyp

Kein Profil

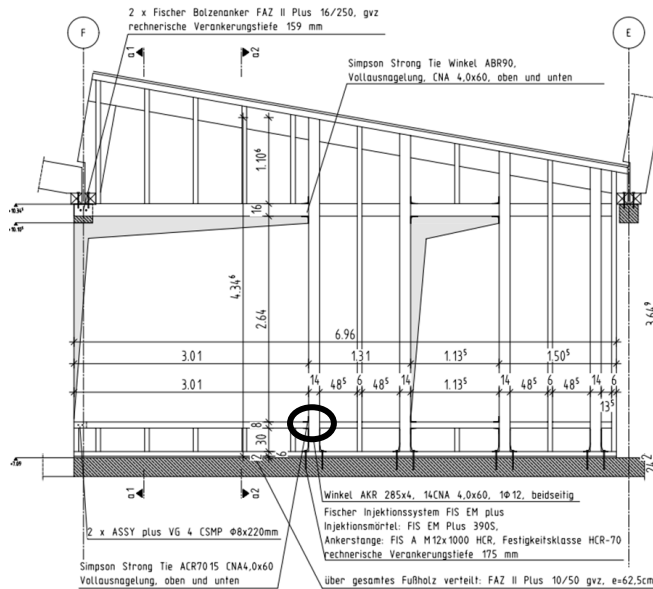
### Ankerkoordinaten

Anker-Nr.	x mm	y mm
1	0	35
2	0	-35



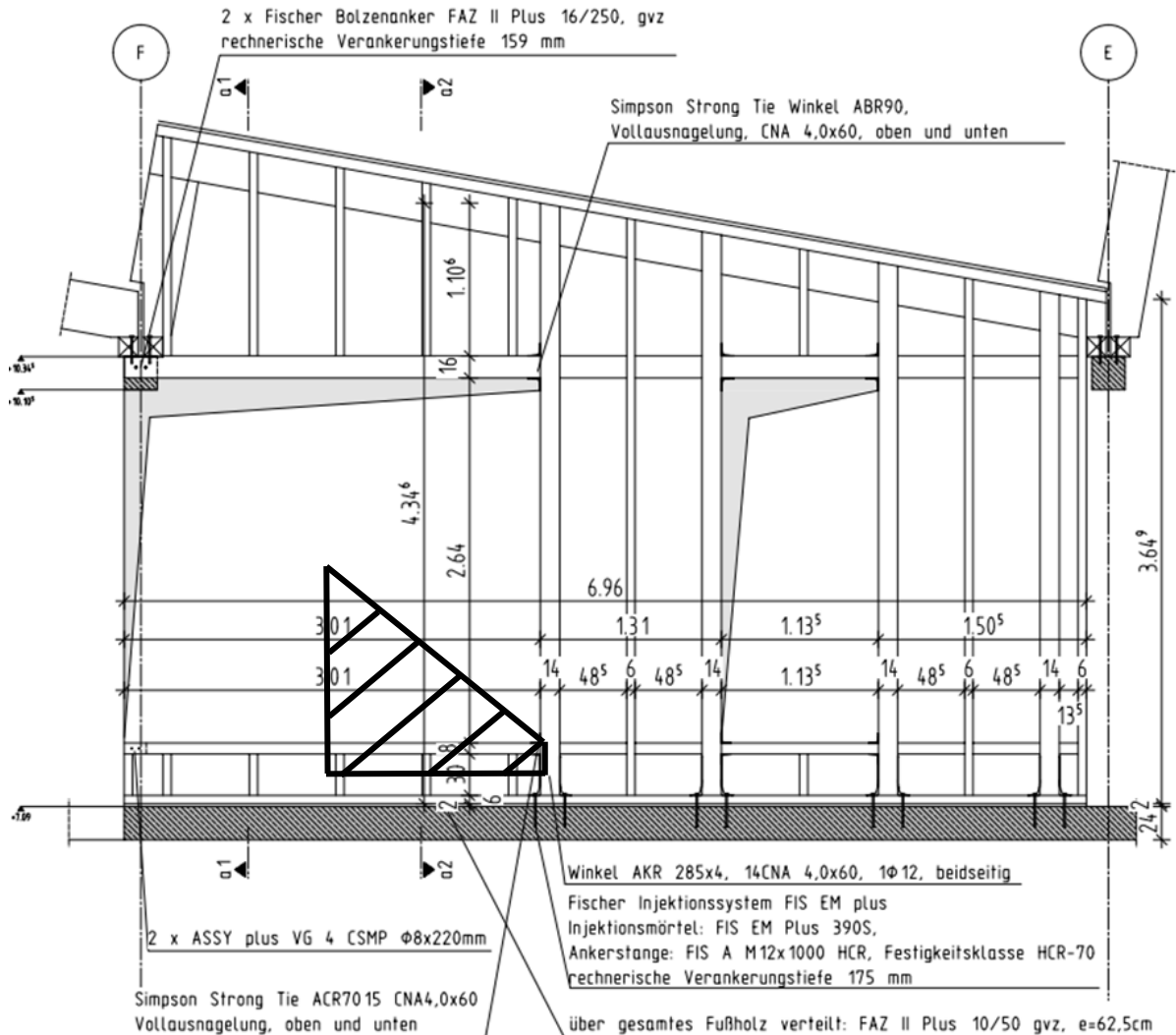
### Nachweis des Anschlusses Fensterbrüstung an Randrippe

Die Fensterbrüstung wird über Winkel von oben und unten an der Randrippe befestigt.



### Lastannahmen:

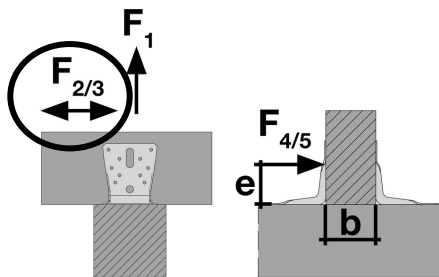
In der folgenden Skizze ist die Lasteinzugsfläche markiert, die für den Windsog angesetzt wird:



Neben dem Wind wirkt eine Holmlast von 1,00 kN/m.

$$\begin{aligned}
 F_{2/3,Ed} &= W_d + H_d = \gamma * (c_{pe,1} * w_k * A + \varphi_0 * h_k * L) \\
 &= 1,5 * (1,4 * 0,8 \text{ kN/m}^2 * (0,5 * 3,20 \text{ m} / 2 * 2,51 \text{ m} / 2 + 3,20 \text{ m} / 2 * 0,40 \text{ m} / 2) \\
 &\quad + 0,7 * 1,00 \text{ kN/m} * 3,20 \text{ m} / 2) = 4,00 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gewählt: **Simpson Strong-Tie ACR7015 CNA4,0x60 Vollausnagelung, beidseitig**



$$\frac{F_{2/3,Ed}}{R_{2/3,d}} \leq 1,0$$

mit  $R_{2/3,d} = 0,9 / 1,3 * 7,30 \text{ kN} = 5,00 \text{ kN}$  (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)

$4,00 \text{ kN} / 5,00 \text{ kN} = 0,80 \leq 1,0$  **Nachweis erbracht**

Artikel	Tragfähigkeiten - Balken an Balken - Vollausnagelung				
	Verbindungsmittel		Charakteristische Tragfähigkeit C24 - 2 Winkelverbinder je Anschluss [kN]		
	Schenkel A	Schenkel B	R <sub>1,k</sub>	R <sub>2,k</sub> = R <sub>3,k</sub>	R <sub>4,k</sub> = R <sub>5,k</sub>
	Anzahl	Anzahl	CNA4.0x60	CNA4.0x60	CNA4.0x60
ACR7015	4	6	8.9	7.3	min ((3.54xb) + 200 / kmod <sup>0.6</sup> ) / e ; 13.2)
ACR9020	8	10	13.3	11.9	min (((8xb) + 343 / kmod) / e - 10.7 ; 14.5/kmod <sup>0.15</sup> )
ACR10520	10	14	17.9	20.3	min (((15.6xb) / kmod <sup>0.6</sup> + (556/kmod)) / e - 10.7 ; 21.2/kmod <sup>0.15</sup> )





Neben dem Wind wirkt eine Holmlast von 1,00 kN/m.

$$\begin{aligned}
 F_{2/3,Ed} &= W_d + H_d = \gamma * (c_{pe,1} * w_k * A + \varphi_0 * h_k * L) \\
 &= 1,5 * (1,4 * 0,8 \text{ kN/m}^2 * (3,20 \text{ m} / 2 * 2,51 \text{ m} / 2 + 3,20 \text{ m} / 2 * 0,40 \text{ m} / 2) \\
 &\quad + 0,7 * 1,00 \text{ kN/m} * 3,20 \text{ m} / 2) = 6,00 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gewählt: 2 x ASSY plus VG 4 CSMP  $\varnothing$ 220mm



Bauprojektname:  
Bauherr:  
Adresse Bauprojekt

02. Oktober 2024  
Elisa  
Seite 1 von 3

## Eingabedaten

**Gewähltes Verbindungsmittel** 2 x ASSY® plus VG 4 CSMP  $\varnothing$ 8 x 220 mm

Vollgewinde | Senkkopf

Artikelnummer

verzinkt, blau 0150 108 220 (VE 75 Stück)

Bewertung

ETA-11/0 190 gültig ab 23.07.2018



System

Queranschluss

Bauteil 1

horizontal

Nadelholz / Vollholz | Fichte, Kiefer, Tanne | C24

Breite = 160 mm | Höhe = 80 mm | Rand links = 0 mm

Bauteil 2

Nadelholz / Vollholz | Fichte, Kiefer, Tanne | C24

Breite = 300 mm | Höhe = 160 mm | Rand oben = 0 mm

Lasteinwirkung

$F_{ax,d} = 6,00 \text{ kN}$  | Lasteinwirkungsdauer = mittel

Nutzungsklasse 1

Verbindungsmittel

Bauteil 1 nicht vorgebohrt

Bauteil 2 nicht vorgebohrt

gerade Einzelschrauben 90° | bündig Träger

Sicherheitsabstand Schraubenspitze = 5 mm





Bauprojektname:  
 Bauherr:  
 Adresse Bauprojekt:

02. Oktober 2024  
 Elisa  
 Seite 2 von 3

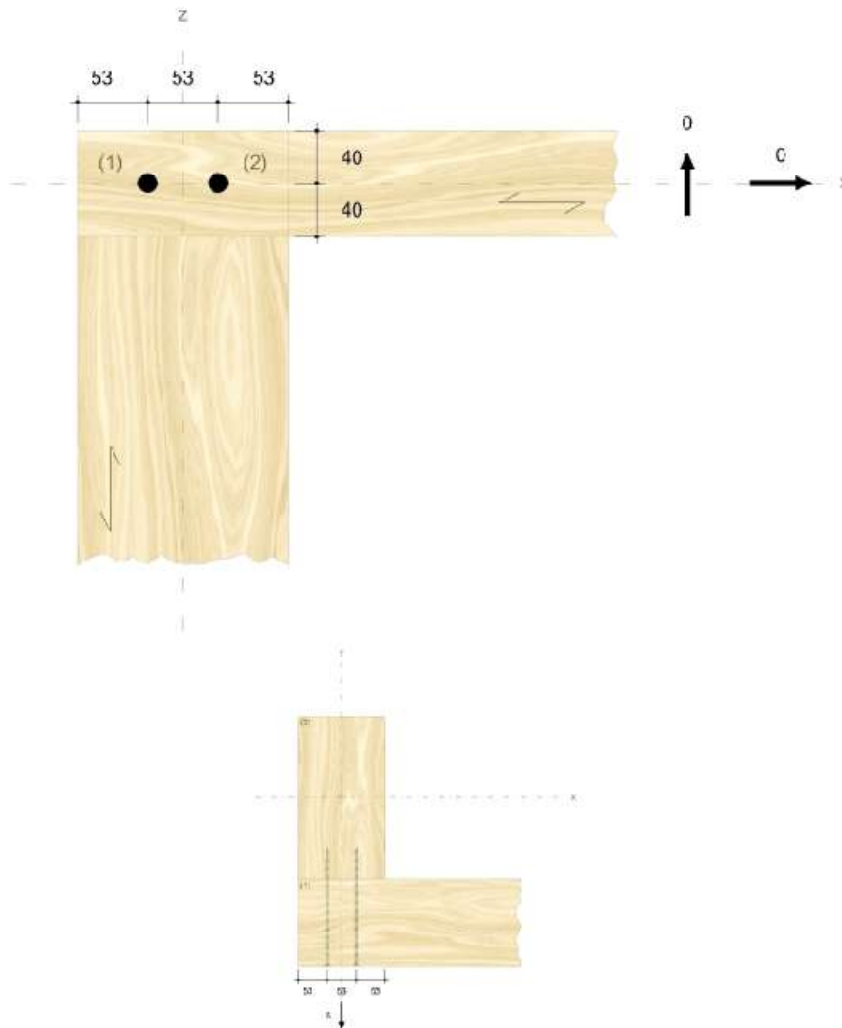
### Montagedaten

Abstände - Bauteil 1 [mm]		Minimum	vorhanden	
$a_{1,e}$	$5 d$	40	53	ETA-11/0190
$a_1$	$5 d$	40	53	ETA-11/0190
$a_{2,e}$	$3 d$	24	40	ETA-11/0190

Abstände - Bauteil 2 [mm]		Minimum	vorhanden	
$a_{2,e}$	$3 d$	24	53	ETA-11/0190
$a_2$	$5 d$	40	53	ETA-11/0190
$a_{1,e}$	$5 d$	40	40	ETA-11/0190

Die Minimalwerte können von den Mindestabständen nach EN 1995-1-1 Tabelle 8.2 aufgrund der Festlegungen der ETA-11/0190, der Bedingung DIN EN 1995-1-1 Abs. 8.3.1.2 (7) oder baukonstruktiver Randbedingungen abweichen.





Bauprojektname:  
Bauherr:  
Adresse Bauprojekt:

02. Oktober 2024  
Elisa  
Seite 3 von 3

## Nachweise

### Übersicht

#### Bemessungsvorschriften

EN 338 (2016-07) + EN 14080 (2013-09)  
EN 14374:2004 + EN 14374:2016 Draft  
EN 338 (2016-07) + EN 14081-1 (2016-06)  
EN 636 (2015-05) + EN 13968 (2015-05) + DIN 20000-1 (2017-05)  
EN 1990 (2010-12) + DIN EN 1990/NA (2010-12) + DIN EN 1990/NA/A1 (2012-08)  
EN 1991-1-1 (2010-12) + DIN EN 1991-1-1/NA (2010-12)  
EN 1993-1-1 (2010-12) + DIN EN 1993-1-1/NA (2010-12)  
EN 1993-1-8 (2010-12) + DIN EN 1993-1-8/NA (2010-12)  
EN 1995-1-1 (2010-12) + EN 1995-1-1/A2 (2014-07) + DIN EN 1995-1-1/NA (2013-08)  
ETA-11/0190 (2018-07-23)

#### Quellen

- [1] Blaß H.J. und Laskewitz B. (2003). Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschichten. Bauen mit Holz.
- [2] Blaß H.J. und Sandhaas C. (2016). Ingenieurholzbau - Grundlagen der Bemessung. KIT Scientific Publishing, Karlsruhe.

#### Zusammenfassung

##### Lastkombinationen

Bemessungslast in Achsrichtung der  
Verbindungsmittel

$$F_{a;d} = 6,00 \text{ kN}$$

Nachweise	Ausnutzung
Verbindungsmittel	98,96 %

## Nachweise erfolgreich durchgeführt!

### Hinweise

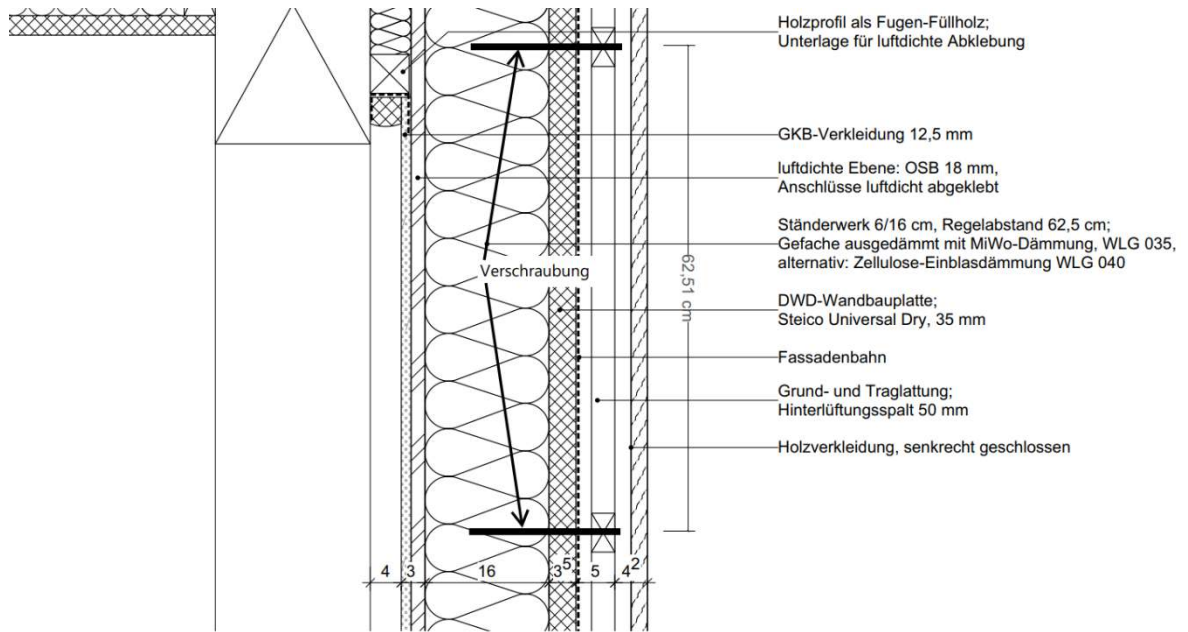
- Dies ist eine Vorbemessung/Empfehlung. Ohne eine Prüfung und Freigabe der Bemessung durch den zuständigen Planer/Statiker darf das Verbindungsmittel nicht eingebaut werden!
- Die Schrauben dürfen nur für vorwiegend ruhende Belastungen verwendet werden.
- Die ausreichende Quersugtragfähigkeit des Anschlusses ist gesondert nachzuweisen.
- Bei außermittigen Anschlüssen ist die Aufnahme des Versatzmomentes gesondert nachzuweisen.
- Bitte beachten Sie die Softwarenutzungsbedingungen insbesondere den §4.
- Für Vollholz / Konstruktionsvollholz / Balkerschichtholz ist aus Herstellungsgründen nach der Überwachungsgemeinschaft KVH® e.V. eine maximale Breite von 240 mm anzunehmen.
- Dargestellt sind die Lasten, die in der Anschlussfläche wirken.

**Nachweis des Sogbefestigung der Traglattung an den Rand- und Innenrippen der Holzständerwand**

In der Fassade ist eine Hinterlüftung von 5 cm vorhanden. Diese setzt sich zusammen aus einer vertikalen Grundlattung, d = 2 cm

horizontalen Traglattung d = 3 cm, Abstand 625 cm

Für die Sogverankerung wird die horizontale Traglattung mit den Holzrahmenprofilen (min. 16/6 cm, e = 62,5 cm) verschraubt. Für die Bemessung wird die Dicke der horizontalen Traglattung um die vorhandenen Zwischenschichten vergrößert.



Aus Lastannahme Wind (s. S. 13ff.)

$$W_d = \gamma_{c_{pe,1}} * w_k * A = 1,5 * 1,4 * 0,8 \text{ kN/m}^2 * (0,625 \text{ m} * 0,625 \text{ m}) = 1,5 \text{ kN}$$

Gewählt: 2 x Assy plus 4CSMP ø5x80/38 mm, Teilgewinde/ Senkkopf


Würth-Ausgaben siehe folgende Seiten.



Bauprojektname:  
Bauherr:  
Adresse Bauprojekt:

15. Juli 2024  
Elisa  
Seite 1 von 3

## Eingabedaten

<b>Gewähltes Verbindungsmittel</b>	<b>2 x ASSY@ plus 4 CSMP Ø5 x 80/38 mm</b> Teilgewinde   Senkkopf	
Artikelnummer	verzinkt, blau 0178 115 80 (VE 200 Stück)	
Bewertung	ETA-1 1/0 190 gültig ab 23.07.2018	
System	Queranschluss	
Bauteil 1	horizontal Nadelholz / Vollholz   Fichte, Kiefer, Tanne   C24 Breite = 55 mm   Höhe = 50 mm	
Bauteil 2	Nadelholz / Vollholz   Fichte, Kiefer, Tanne   C24 Breite = 160 mm   Höhe = 60 mm	
Lasteinwirkung	$F_{ax,d} = 1,50 \text{ kN}$   Lasteinwirkungsdauer = kurz / sehr kurz Nutzungsstufe 1	
Verbindungsmittel	Bauteil 1 nicht vorgebohrt Bauteil 2 nicht vorgebohrt gerade Einzelschrauben 90 °   bündig Träger Sicherheitsabstand Schraubenspitze = 5 mm	



Die Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Würth übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender.

Benutzer:  
Firma:  
Position:

Mobiltelefon:  
E-Mail:  
Internet:



Bauprojektname:

15. Juli 2024

Bauherr:

Elsa

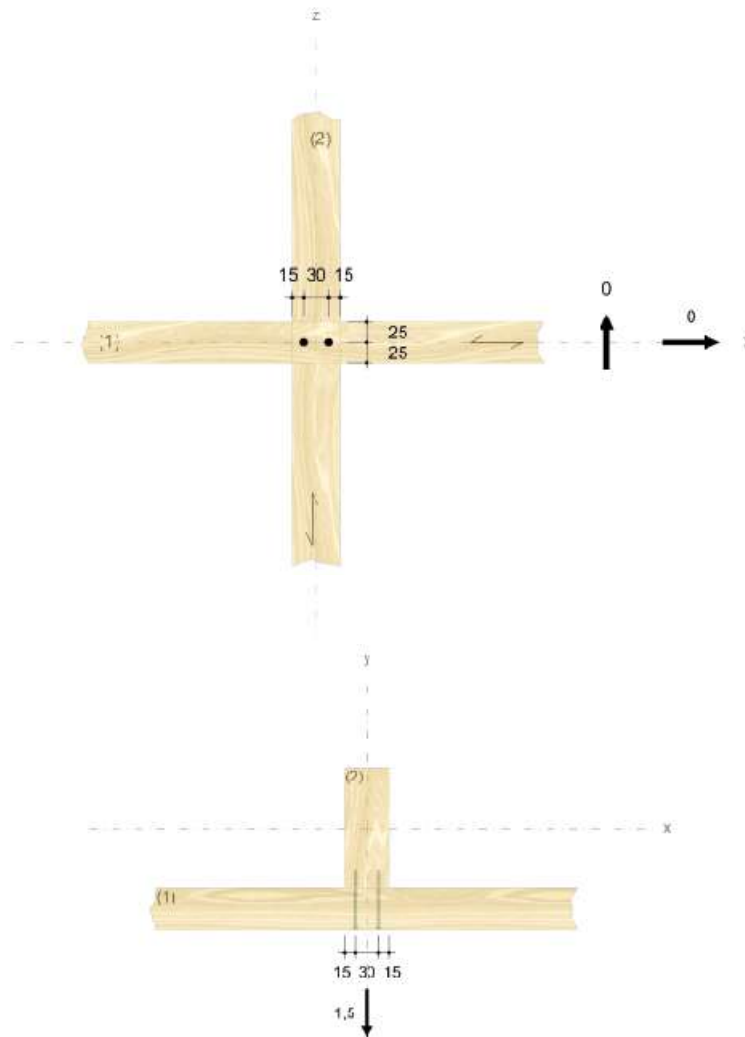
Adresse Bauprojekt:

Seite 2 von 3

## Montagedaten

Abstände - Bauteil 1 [mm]		Minimum	vorhanden	
$a_1$	$(4 + \cos \alpha) d = (4 + \cos 90^\circ) d$	20	30	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
$a_{4,c}$	$3 d$	15	25	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
Abstände - Bauteil 2 [mm]		Minimum	vorhanden	
$a_{2,e}$	$3 d$	15	15	ETA-11/0190
$a_2$	$5 d$	25	30	ETA-11/0190

Die Minimalwerte können von den Mindestabständen nach EN 1995-1-1 Tabelle 8.2 aufgrund der Festlegungen der ETA-11/0190, der Bedingung DIN EN 1995-1-1 Abs. 8.3.1.2 (7) oder baukonstruktiver Randbedingungen abweichen.



Die Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Würth übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender.

Benutzer:

Mobiletелефон:

Firma:

E-Mail:

Position:

Internet:

Würth Holzbaubemessung - Queranschluss - 1.0.15.23



Bauprojektname:  
Bauherr:  
Adresse Bauprojekt:

15. Juli 2024  
Elisa  
Seite 3 von 3

## Nachweise

### Übersicht

#### Bemessungsvorschriften

EN 338 (2016-07) + EN 14080 (2013-09)  
EN 14374:2004 + EN 14374:2016 Draft  
EN 338 (2016-07) + EN 14081-1 (2016-06)  
EN 636 (2015-05) + EN 13963 (2015-05) + DIN 20030-1 (2017-05)  
EN 1990 (2010-12) + DIN EN 1990/NA (2010-12) + DIN EN 1990/NA/A1 (2012-08)  
EN 1991-1-1 (2010-12) + DIN EN 1991-1-1/NA (2010-12)  
EN 1993-1-1 (2010-12) + DIN EN 1993-1-1/NA (2010-12)  
EN 1993-1-8 (2010-12) + DIN EN 1993-1-8/NA (2010-12)  
EN 1995-1-1 (2010-12) + EN 1995-1-1/A2 (2014-07) + DIN EN 1995-1-1/NA (2013-08)  
ETA-11/0190 (2018-07-23)

#### Quellen

- [1] Blaß H.J. und Laskewitz B. (2003). Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschichten. Bauen mit Holz.
- [2] Blaß H.J. und Sandhaas C. (2016). Ingenieurnolzbau - Grundlagen der Bemessung. KIT Scientific Publishing, Karlsruhe.

#### Zusammenfassung

##### Lastkombinationen

Bemessungslast in Achsrichtung der  
Verbindungsmittel

$$F_{u,axl} = 1,50 \text{ kN}$$

Nachweise	Ausnutzung
Verbindungsmittel	87,22 %

## Nachweise erfolgreich durchgeführt!

### Hinweise

- Dies ist eine Vorbemessung/Empfehlung. Ohne eine Prüfung und Freigabe der Bemessung durch den zuständigen Planer/Statiker darf das Verbindungsmittel nicht eingebaut werden!
- Die Schrauben dürfen nur für vorwiegend ruhende Belastungen verwendet werden.
- Die ausreichende Querkzugtragfähigkeit des Anschlusses ist gesondert nachzuweisen.
- Bei außermittigen Anschlüssen ist die Aufnahme des Versatzmomentes gesondert nachzuweisen.
- Bitte beachten Sie die Softwarenutzungsbedingungen insbesondere den §4.
- Dargestellt sind die Lasten, die in der Anschlussfläche wirken.

Die Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Würth übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender.

Benutzer:  
Firma:  
Position:

Mobiltelefon:  
E-Mail:  
Internet:



Pos. 130      Stütze, S235 JR, QRO 100x6,3 mm, warmgefertigt

Im Folgenden wird die Pos. 130 als Pendelstütze bemessen. Der Brandschutz für die Feuerwiderstandsklasse F30 erfolgt über eine Beplankung durch die Holzständerwand bzw. durch die Trockenbauwand im Inneren.

Lastannahmen

Aus Pos. 110 (s. S. 120ff.)

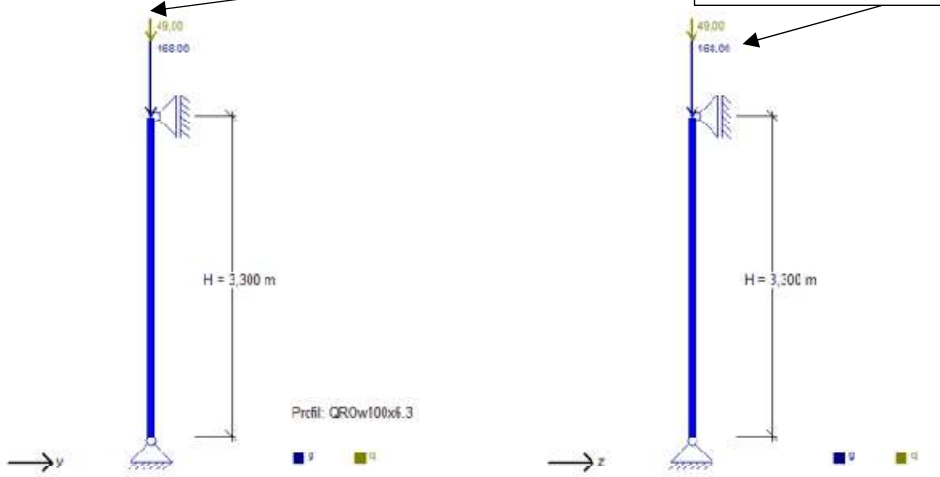
$G_k$       = 130,0 kN

$Q_k$       = 49,0 kN

**Bemessung**

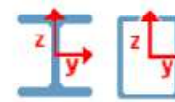
**Stahlstütze (V.29.1) nach EC3 (NA Deutschland)**

168,0 kN > 130,0 kN  
 Auf der sicheren Seite für eine höhere Last bemessen.



**Systemwerte:**

Stützenhöhe  $H = 3,300 \text{ m}$   
 Pendelstütze mit  $\beta_{y,z} = 1,00$  /  $\beta_{y,z} = 1,00$   
 Stütze in y- und z-Richtung frei



**Belastungen:**

Eigengewicht der Stütze wird mit  $73,5 \text{ kN/m}^3$  berücksichtigt  
 Typ der EW-Art Nutzlast: A,B - Wohn/Bürräume  
 Knotenlasten: Einwirkungen (EW) --> 1 = ständig g 2 = Schnee s 3 = Wind w 4 = Nutzlast q 5 = Erdbeben E

Lastart	Richtung	EW	F / M [kN / kNm]	ey [cm]	ez [cm]	Bemerkung
Einzelast	vertikal	1	168,000	0,0	0,0	
Einzelast	vertikal	4	49,000	0,0	0,0	

Keine Stablasten vorhanden!

**Auflagerreaktionen (ohne Sicherheitsbeiwerte):**

**Stützenkopf:**

Lastfall	V [kN]	Hy [kN]	Hx [kN]
ständige L, G	0,00	0,00	0,00
Schnee S	0,00	0,00	0,00
Wind w	0,00	0,00	0,00
Nutzlast Q	0,00	0,00	0,00
Erdbeben E	0,00	0,00	0,00

**Stützenfuß: (Eigengewicht Stütze = 0,600 kN)**

Lastfall	V [kN]	Hy [kN]	Hx [kN]
ständige L, G	168,60	0,00	0,00
Schnee S	0,00	0,00	0,00
Wind w	0,00	0,00	0,00
Nutzlast Q	49,00	0,00	0,00
Erdbeben E	0,00	0,00	0,00

**Bemessung:**

Profil: QROw100x6.3

Profilart =	Quadratrohr	Walzprofil	
Material =	S 235	QK =	1 (Querschnittsklasse)
$f_y$ =	235,00 N/mm <sup>2</sup>		
$\gamma_{M0}$ =	1,00 [-]	$\gamma_{M1}$ =	1,10 [-]
$\eta$ =	1,20 [-] (EC3-1-5 für Querkraft)		
A =	23,18 cm <sup>2</sup>		
$I_y$ =	335,39 cm <sup>4</sup>	$I_z$ =	335,39 cm <sup>4</sup>
$W_{yo}$ =	67,08 cm <sup>3</sup>	$W_{yu}$ =	67,08 cm <sup>3</sup>
$W_{zo}$ =	67,08 cm <sup>3</sup>	$W_{zu}$ =	67,08 cm <sup>3</sup>
A-Vz =	11,59 cm <sup>2</sup>	A-Vy =	11,59 cm <sup>2</sup>
$N_{pl,Rd}$ =	544,69 kN		
$M_{pl,y,Rd}$ =	1899,38 kNcm	$M_{pl,z,Rd}$ =	1899,38 kNcm
$V_{pl,z,Rd}$ =	157,24 kN	$V_{pl,y,Rd}$ =	157,24 kN
KL_ y-y =	a	KL_ z-z =	a

**Spannungsnachweis elastisch - plastisch (e-p):**

massg. LFK = 1,35\*G + 1,50\*Q (fy,d = 23,50 kN/cm<sup>2</sup>)

max.N,Ed  kN	max.My,Ed  kNm	max.Mz,Ed  kNm	max.Vy,Ed  kN	max.Vz,Ed  kN	max. $\eta, \rho$ [-]
301,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,55

**Nachweis Stabilität: (Knicken/Drillknicken/Biegedrillknicken):**

massg. LFK = 1,35\*G + 1,50\*Q

- die Stütze wird als verdrehsteifes System angesetzt
- Lastangriff für BDK an OK Profil
- $\chi_{LT}$  wird gemäß (6.58) mit Faktor f erhöht
- Beiwerte C1, C2 und C3 zur Ermittlung von  $M_{cr}$  werden vom Programm ermittelt
- der Nachweis für Biegedrillknicken ist nicht erforderlich

Knicken in	y - Richtung	z - Richtung
Knicklänge $L_{cr}$	3,300 m	3,300 m
Trägheitsradius $i_z / i_y$	3,80 cm	3,80 cm
Schlankheit $\lambda$	86,75	86,75
Bezugsschlankheit $\lambda_1$	93,91	93,91
bez. Schlankheitsgrad $\lambda_1$	0,92	0,92
Beiwert $\alpha$	0,21	0,21
Beiwert $\phi$	1,00	1,00
Beiwert $\chi$	0,72	0,72
$N_{b,Rd}$	355,60 kN	355,60 kN
Normalkraft  N,Ed	301,11 kN	301,11 kN
Bemessungsmoment $M_{i,Ed}$	0,00 kNm	0,00 kNm
Ausnutzung $\eta$ , Stabilität	0,85	0,85

**Nachweis Drillknicken:**

--> Nachweis nicht erforderlich!

**Verformungen**

|max.fy| = 0,00 cm / |max.fz| = 0,00 cm

**Nachweis Schubbeulen:**

hw/tw = 15,873 <= 72\*epsilon/eta --> kein Nachweis für Schubbeulen des Steges gem. EC3-1-5 notwendig!  
bw/tf = 15,873 <= 72\*epsilon/eta --> kein Nachweis für Schubbeulen der Flansche gem. EC3-1-5 notwendig!

Brandnachweis

Nachweis für F30

Brandschutzmaterial (Annahme): Kastenverkleidung und 4-seitige Brandbeanspruchung

Putzbekleidung

mit  $\lambda_p = 0,12$  W/m K

$d_p = 1,5$  cm

Profil

HEB240

mit  $V = 106$  cm<sup>2</sup>

$$A_p / V * \lambda_p / d_p = 4 * 0,24 \text{ m} / 0,0106 \text{ m}^2 * 0,12 \text{ W/m K} / 0,015 \text{ m} = 725 \text{ W/m}^3\text{K}$$

$$\theta_a = 220 \text{ °C (abgelesen aus SBT 23. Auflage, Tafel 10.111a)} \leq 540 \text{ °C} = \theta_{a,cr}$$

Der Nachweis für die Feuerwiderstandsklasse F30 ist erbracht.



Pos. 200      Decke ü. 1. OG, C25/30, XC1, h=24 cm

Die Decke ist als Ortbetondecke mit einer Dicke 24cm bemessen.

Lastannahmen

Aus Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenraum“ (s. S. 9)

$$\begin{aligned}g_k &= 2,7 \text{ kN/m}^2 \\q_{k,C1} &= 3,8 \text{ kN/m}^2 \\q_{k,C3} &= 5,0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Aus Lastannahmen „Außenwand nicht tragend – Holzständerwand“ (s. S. 11)

$$g_k = 5,2 \text{ kN/m}$$

Aus Treppenlauf mit Podest Pos. 501 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.), L = 1,4 m, überschlägliche Lastannahme

$$\begin{aligned}g_{k,max} &= 30,0 \text{ kN/m} \\g_{k,min} &= 17,5 \text{ kN/m} \\q_{k,max} &= 12,8 \text{ kN/m} \\q_{k,min} &= 7,5 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Aus Stütze Pos. 130 (s. S. 156)

$$\begin{aligned}G_k &= 170,0 \text{ kN} \\Q_k &= 50,0 \text{ kN}\end{aligned}$$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

**Rissverteilende Bewehrung**

Die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite darf nach DIN EN 1992-1-1 7.3.2 mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$A_{s,min} = k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct} / \sigma_s$$

$$\text{mit } k_c = 0,4 \text{ (reine Biegung)}$$

$$k = 0,8 \text{ (für } h \leq 300 \text{ mm)}$$

$$f_{ct,eff} = 0,5 * f_{ctm} = 0,5 * 2,6 \text{ N/mm}^2 = 1,3 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = 0,06 \text{ m}^2/\text{m} = 60 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (= } 0,25 * 0,24 \text{ m}^2/\text{m} \text{ Annahme)}$$

$$\sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2 \text{ (gewählt, Grenzdurchmesser } \phi_s^* = 35 \text{ mm)}$$

$$A_{s,min} = 0,4 * 0,8 * 1,3 \text{ N/mm}^2 * 60 \text{ mm}^2/\text{mm} / 20 \text{ N/mm}^2 = 1,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Untere Lage** gewählt als **Grundbewehrung R524 A** mit 2,01 cm<sup>2</sup>/m > 1,3 cm<sup>2</sup>/m

**Obere Lage** gewählt als **Grundbewehrung R524 A** mit 2,01 cm<sup>2</sup>/m > 1,3 cm<sup>2</sup>/m

Betondeckung Decke:

Expositionsklasse: XC1, WO oben und unten

$$c_{nom} = 25 \text{ mm}$$

$$d_{1,x} = c_{nom} + \emptyset_{Stab} / 2 = 25 \text{ mm} + 8 \text{ mm} / 2 = 29 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} = a \text{ für Brandschutz}$$

$$d_{1,y} = d_{1,x} + \emptyset_{Stab} = 29 + 8 = 37 \text{ mm}$$

$$d_{1,m} = (29 + 37) / 2 = 33 \text{ mm}$$

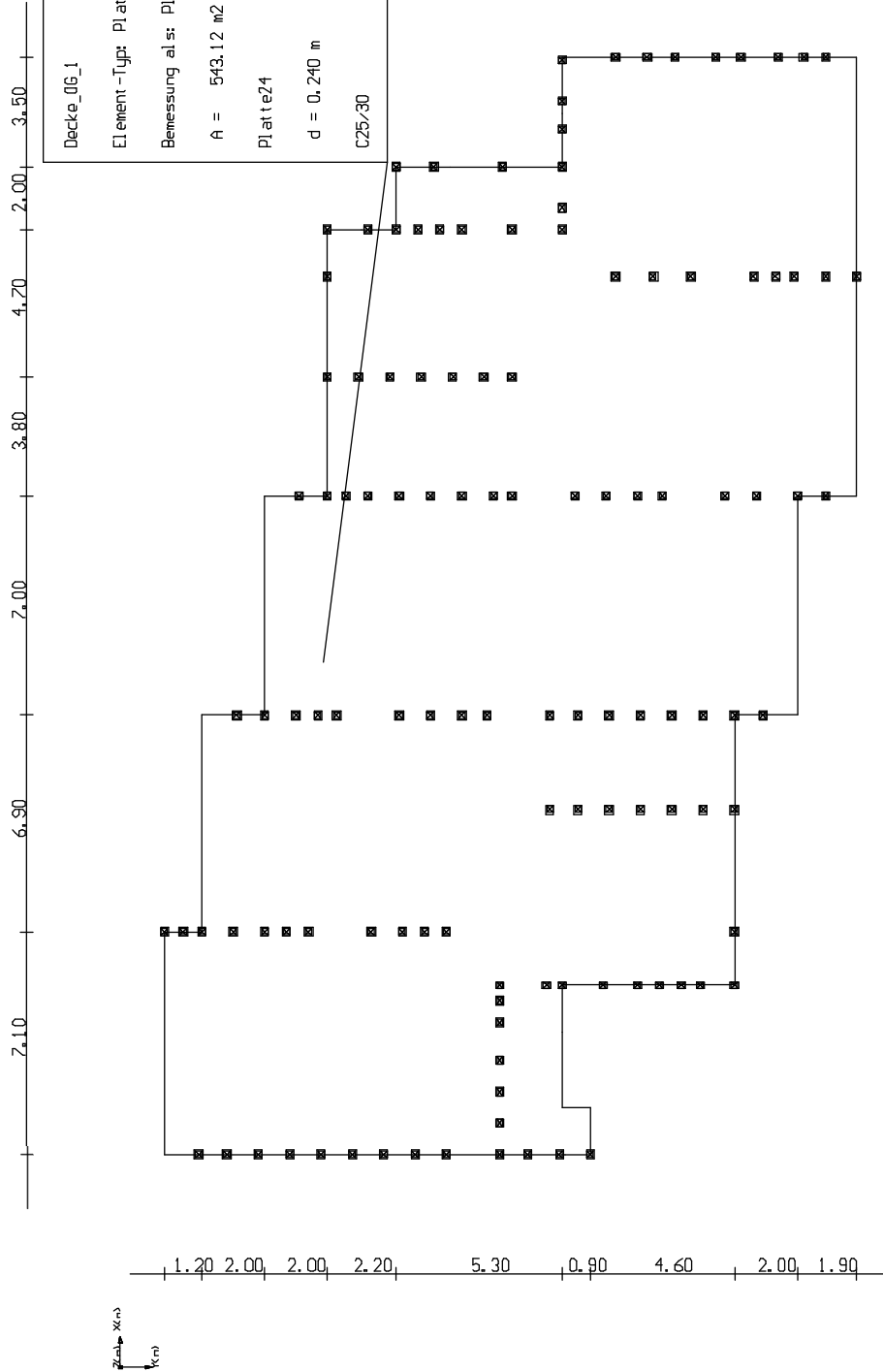
$$\text{Annahme } d_{1,x} = d_{1,y} = 35 \text{ mm} \quad \rightarrow d_m = (24 - 3,5) = 20,5 \text{ cm}$$

RIB-TRIMAS-Ausgaben: siehe folgende Seiten

**Bemessung**

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-200\_20240618)

**System: [m]**



Lasten  
 Fläche : [kN/m<sup>2</sup>]  
 Linie : [kN/m; kNm/m]  
 Punkt : [kN; kNm]  
 Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke  
 0=frei, f=fest=elast.  
 b<sub>y</sub>, d<sub>y</sub>, f<sub>y</sub>, x<sub>y</sub>, r<sub>y</sub>,  
 Lagersteifigkeiten  
 Linie : [kN/m<sup>2</sup>; kN]  
 Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche  
 Dicke : Platte24  
 Material: C25/30

200  
 Decke über 1. OG  
 24 cm  
 C25/30

Datum : 19.06.2024  
 Zeit : 11:27:41  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Generierung  
 Version 23.0 08022024

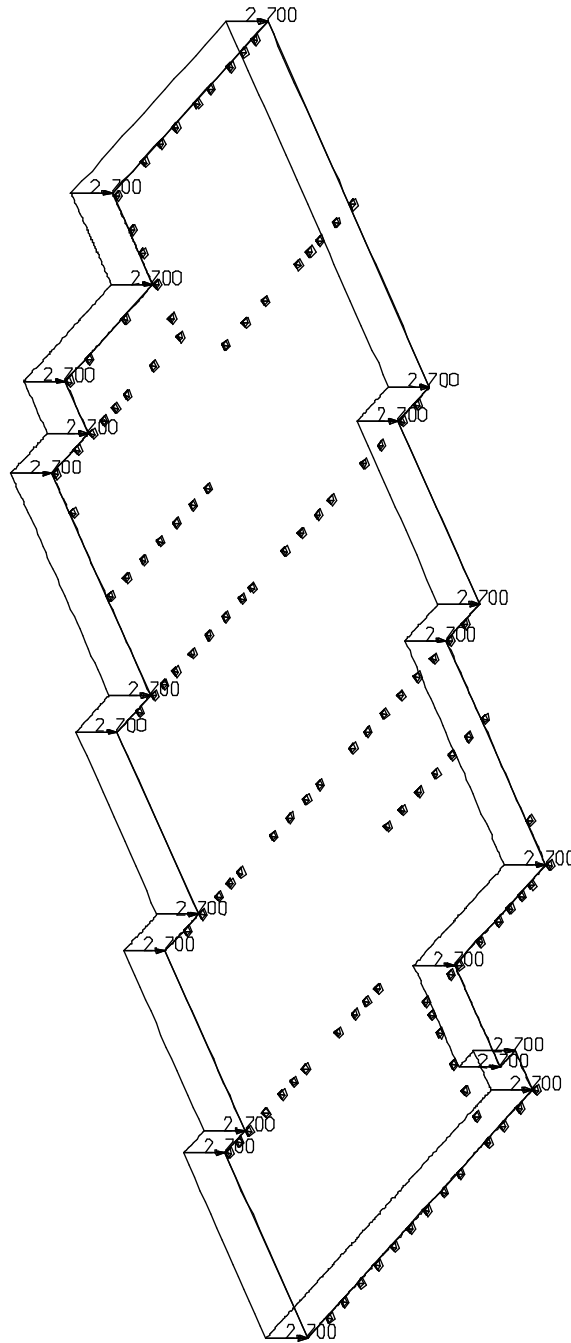
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-200\_20240618) Lastfall 2 : gk(ständige Last), inklusive Eigengewicht

**Lastfall  $g_k$  Eigenlasten**

Hier nur Flächenlasten dargestellt:

$g = 2,7 \text{ kN/m}^2$

Das Eigengewicht der Konstruktion  
 wird programmintern berücksichtigt



Lasten Fläche : [kN/m²] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest c=elast, b=, dz, f, x, f, y, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m²; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=L.00/1.35 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=1.00/1.00 psi(2/11)=1.00/1.00	200 Decke über 1.06 24 cm C25/30	Datum : 19.06.2024 Zeit : 11:29:23 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
---	---	---	---	---	---	---

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-200\_20240618) Lastfall 2 : gk(ständige Last), inklusive Eigengewicht

**Lastfall g<sub>k</sub> Eigenlasten**

Hier nur Linien- und Punktlasten dargestellt:

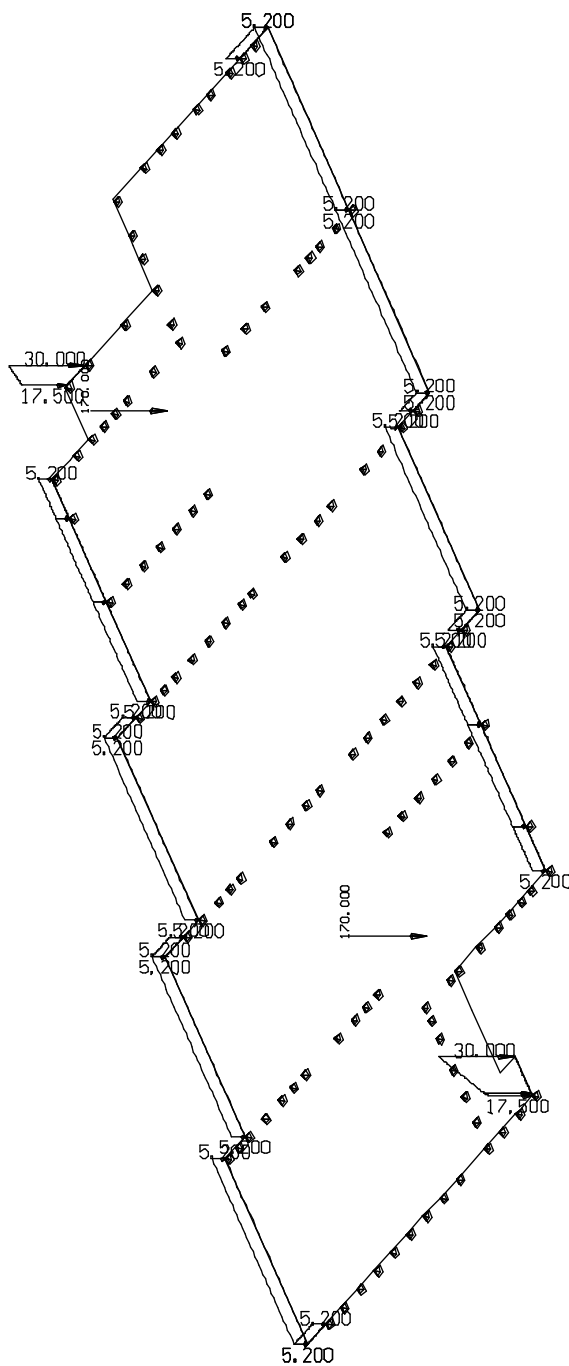
Aus Holzständerwand  $g = 5,20 \text{ kN/m}$

Aus Treppenlauf  $g_{k,min} = 17,5 \text{ kN/m}$

$g_{k,max} = 30,0 \text{ kN/m}$

Aus Stützen  $G = 170,0 \text{ kN}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest c=elast, b=, dz, f <sub>x</sub> , f <sub>y</sub> , Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbetriebe: gamma=L.00/1.35 Kombinationsbetriebe: psi(0/1)=1.00/1.00 psi(2/11)=1.00/1.00	200 Decke über 1.06 24 cm C25/30	Datum : 19.06.2024 Zeit : 11:28:55 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	--	---	---	---	---	---





INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-200\_20240618) Lastfall 5 : qk1 (Hohnräume)

**Lastfall Q<sub>k1</sub> Verkehr**

Feldweise angeordnet.

$q_{k,c1} = 3,80 \text{ kN/m}^2$

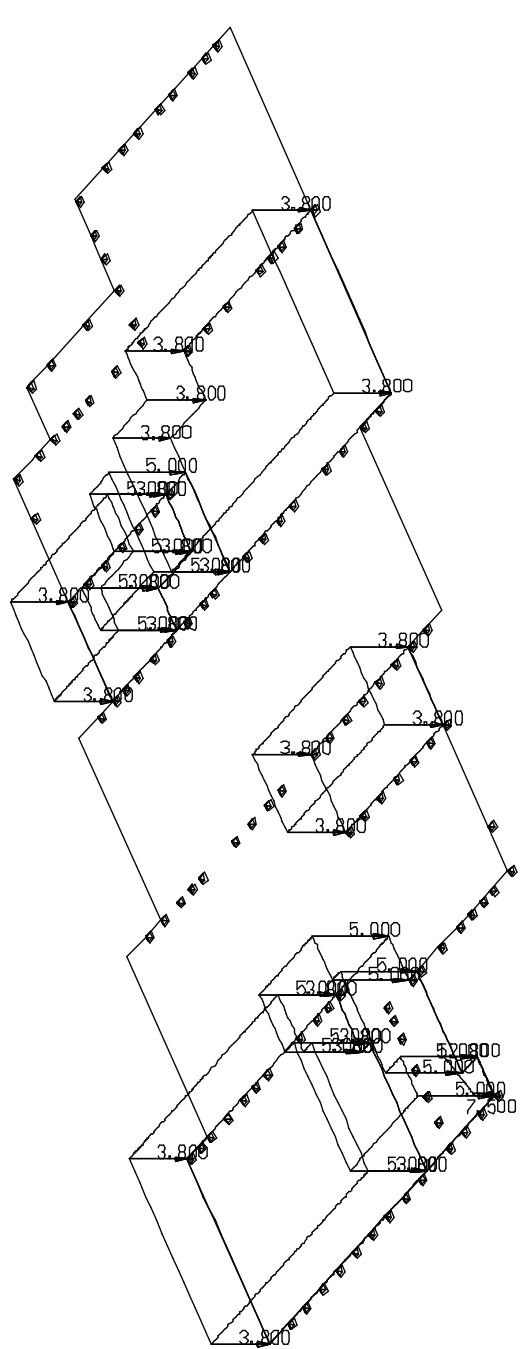
$q_{k,c3} = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Aus Treppenlauf

$q_{k,min} = 7,5 \text{ kN/m}$

$q_{k,max} = 12,8 \text{ kN/m}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest c=elast, b=, dz, f, x, f, y, y Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=L.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.70/0.50 psi(2/11)=0.30/1.00	200 Decke über 1.06 24 cm C25/30	Datum : 19.06.2024 Zeit : 11:29:51 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	--	---	--	---	---	---



x/y/z  
 k/m

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-200\_20240618)  
 Lastfall 6 : qk2 (Kohnräume)

**Lastfall Q<sub>k2</sub> Verkehr**

Feldweise angeordnet.

$q_{k,c1} = 3,80 \text{ kN/m}^2$

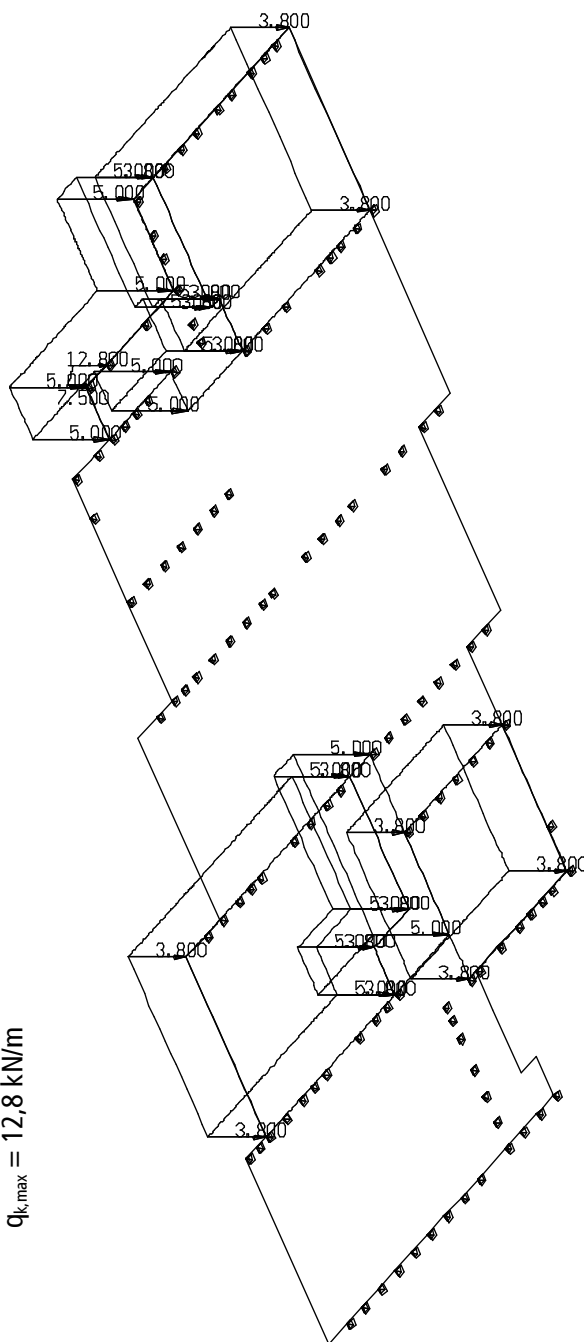
$q_{k,c3} = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Aus Treppenlauf

$q_{k,min} = 7,5 \text{ kN/m}$

$q_{k,max} = 12,8 \text{ kN/m}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest c=elast, b=, dz, f, x, f, y, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=L.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.70/0.50 psi(2/11)=0.30/1.00
200 Decke über 1.06 24 cm C25/30	Datum : 19.06.2024 Zeit : 11:30:10 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024	



x/y/z  
 0/1/2

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-200\_20240618)  
 Lastfall 7 : qk3 (Kohnräume)

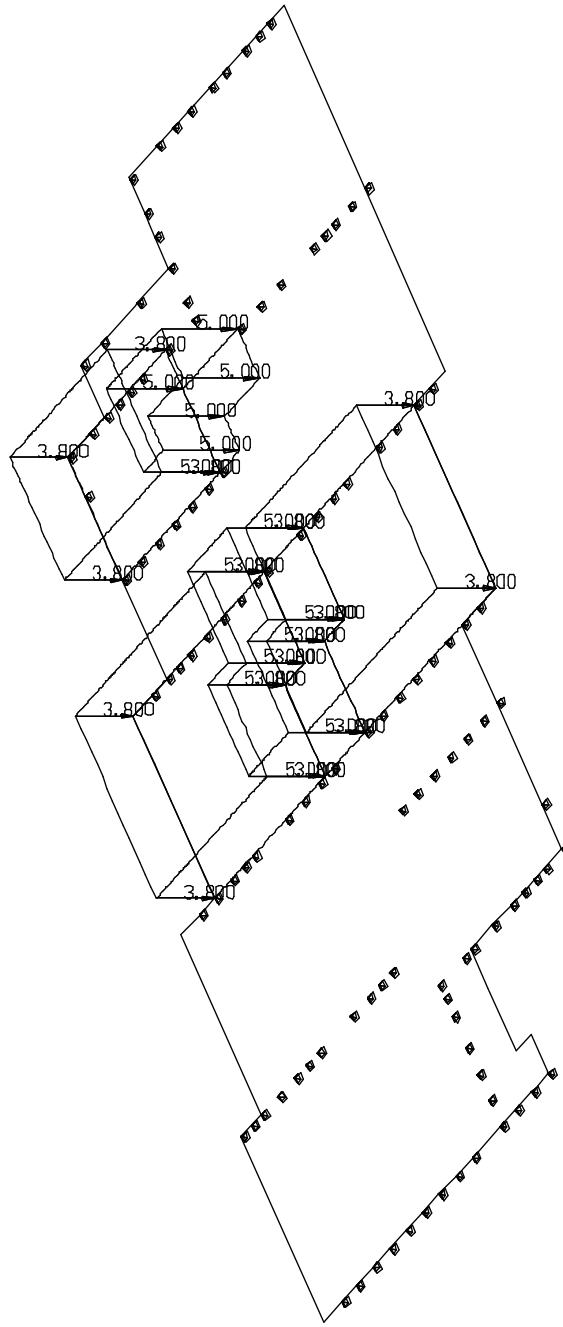
**Lastfall  $Q_{k3}$  Verkehr**

Feldweise angeordnet.

$q_{k,c1} = 3,80 \text{ kN/m}^2$

$q_{k,c3} = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest c=elast, b=, dz, f, x, f, y, y Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=L.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.70/0.50 psi(2/11)=0.30/1.00	200 Decke über 1.06 24 cm C25/30	Datum : 19.06.2024 Zeit : 11:30:29 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	--	---	--	---	---	---



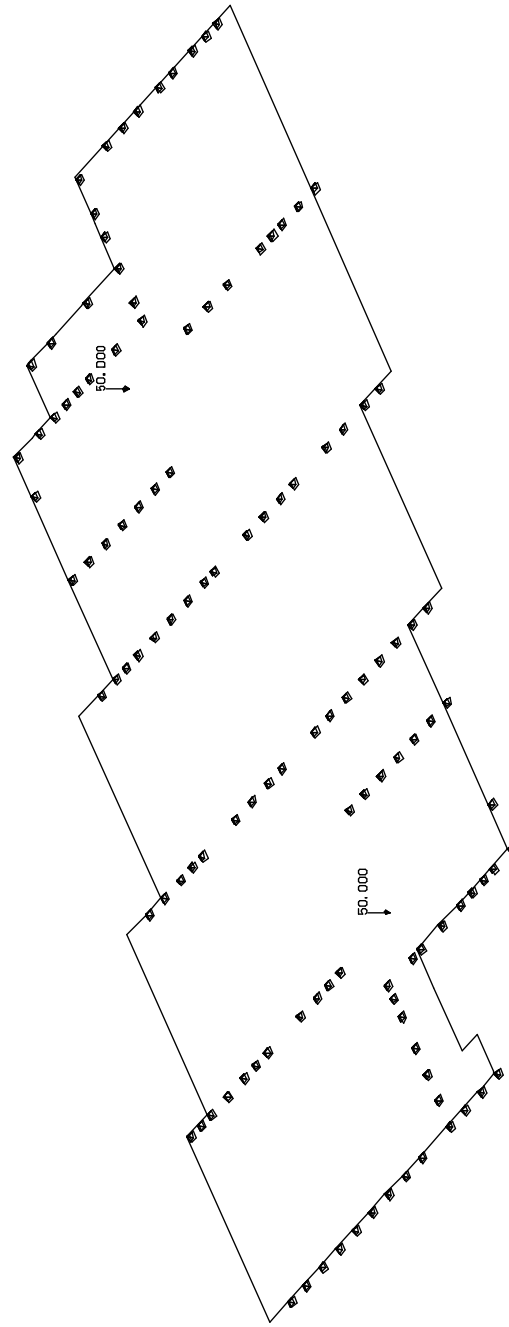
x/y  
 z

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 Lastfall 8 : qk\_Import\_Dach(Schneelast)

Lastfall Q<sub>k</sub> Import Dach

Q<sub>k</sub> = 50,0 kN

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest/elast, b=,dz,fx,fy, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=L.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.50/0.20 psi(2/11)=0.00/0.00	200 Decke über 1.06 24 cm C25/30	Datum : 19.06.2024 Zeit : 11:30:52 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	---	--	---	---	---



x110  
 x100

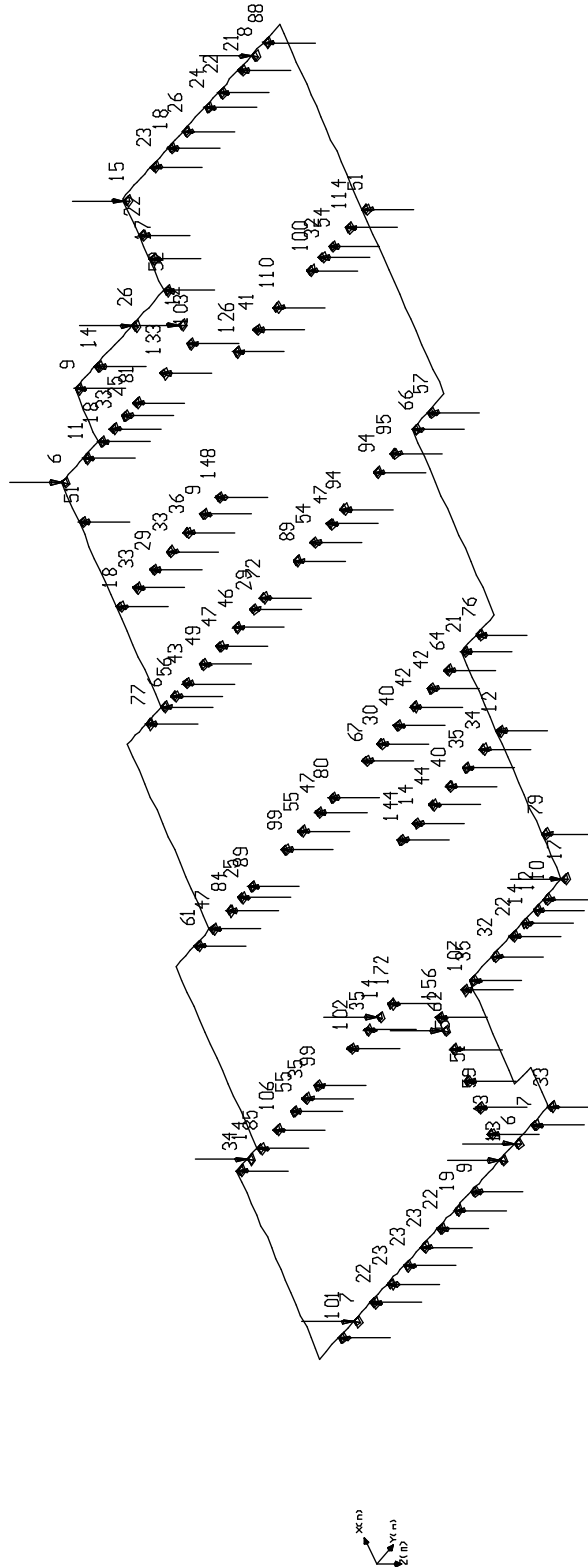
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-200\_2024061)

Lastfall 2 : gk(ständige Last), inclusive Eigengewicht

**Lagerkräfte:**

**Lastfall g<sub>k</sub> Eigenlasten [kN]**  
 charakteristisch

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1  Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.00/1.35 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=1.00/1.00 psi(2/1)=1.00/1.00	Lagerreaktionen min Fsz = -62 kN max Fsz = 172 kN	Äußere Lasten Summe Pz = 5471.13kN Summe Mx = 70528.21kNm Summe My = -131154.42kNm	Zahlenwerte Lagerreaktionen Fsz [kN] Msx/My [kNm]
200 Decke über 1.06 24 cm C25/30	Datum : 17.06.2024 Zeit : 08:38:1 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASKR) Auswertung Version 23.0 08022024	





Lagerreaktionen Maximum  
 min Fsz = -126 kN  
 max Fsz = 337 kN

Zahlenwerte (max)  
 Lagerreaktionen  
 Fsz [kN]  
 M<sub>xx</sub>/M<sub>yy</sub> [kNm]

200  
 Decke über 1.0G  
 24 cm  
 C25/30

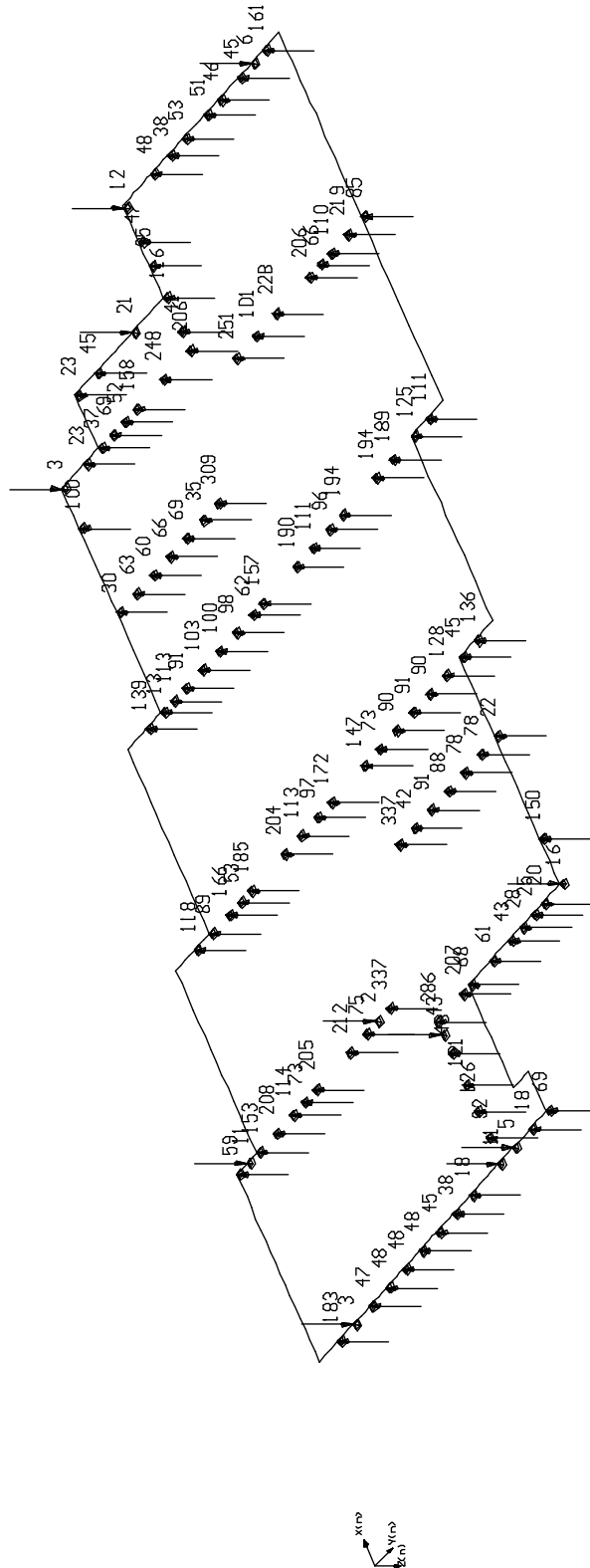
Datum : 18.06.2024  
 Zeit : 15:37:0  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASK(R) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-200\_20240618) E2 Lager/F(z): (K) Fsz Grundkombination (design)

**Lagerkräfte:**

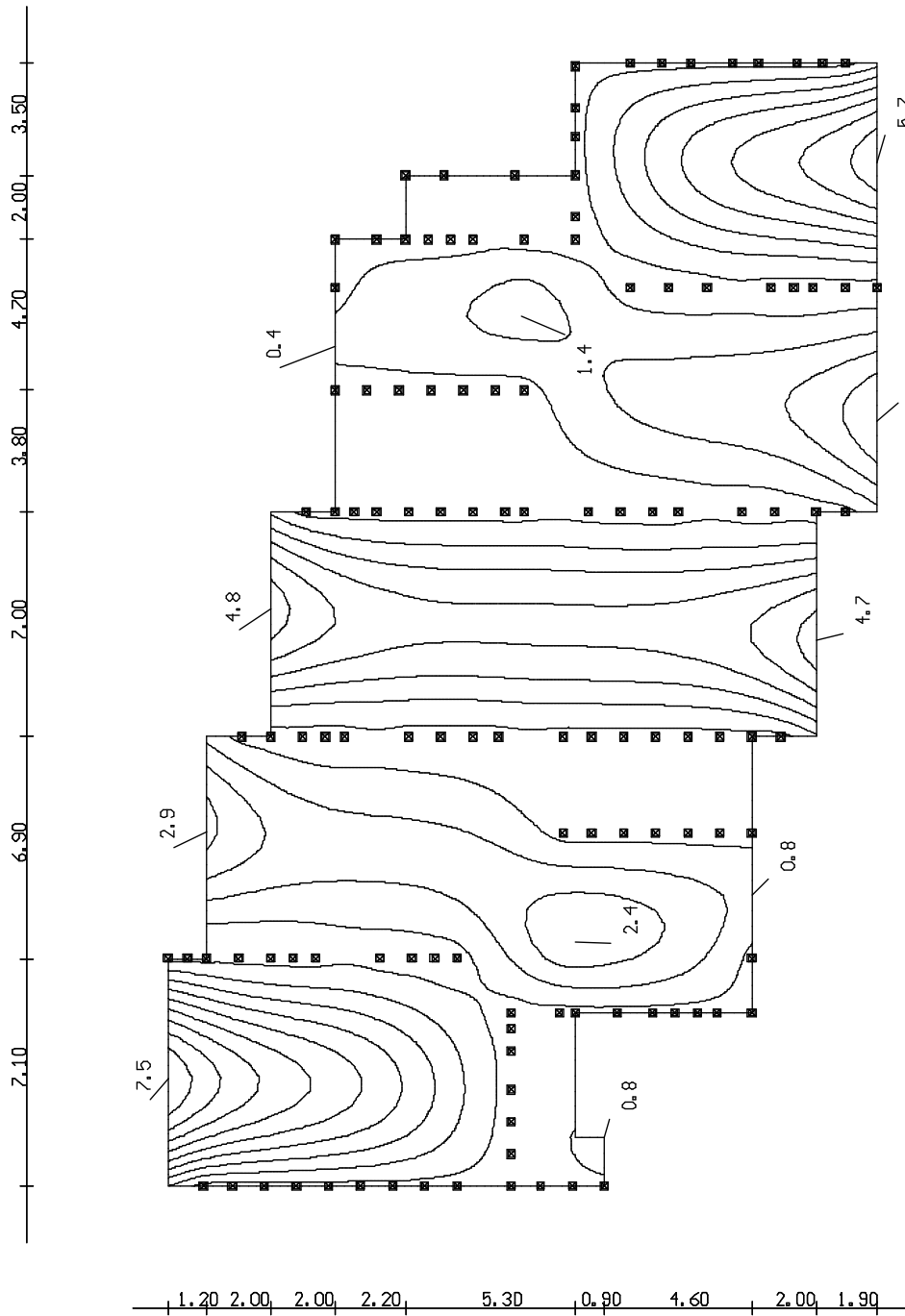
**Grundkombination F<sub>sz,d</sub> [kN]  
 (Maximum)**



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911\_ELC (1911-200\_20240611) Quasi-ständig\_t0\_I

**Verformungen: d, quasi ständig [mm]**

Verschiebung Dz (max) max = 7,5 mm min = -0,5 mm	Verformtes System Skalierung : 200
200 Decke über 1,06 24 cm C25/30	Datum : 17.06.2024 Zeit : 08:55:28 Autor : eb
RIB Software GmbH TRIMASK(R) Auswertung Version 23.0 08022024	



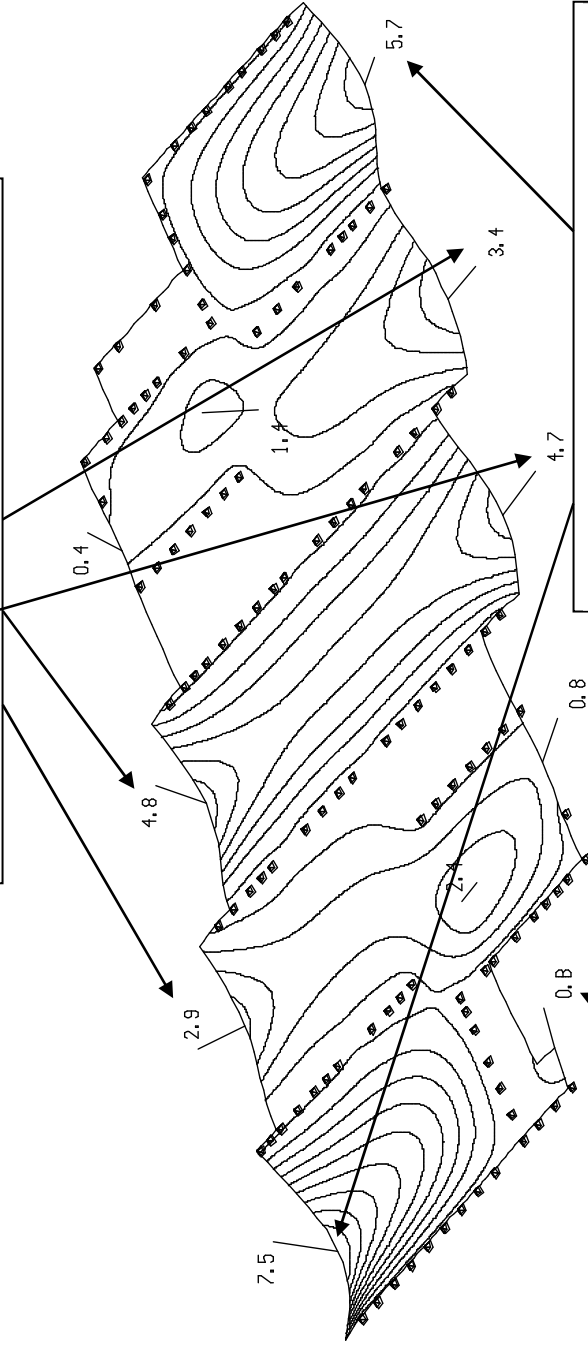
$\begin{matrix} \rightarrow & x(m) \\ \uparrow & y(m) \end{matrix}$



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911\_ELC (1911-200\_20240611) Quasi-Ständig\_t0\_J

**Verformungen:**  $d_z$  quasi ständig [mm]

**Feld, darunter Wohnen Holzständerwände:**  
 $f_{max} = L/500 = 7000/500 = 14,00$  mm  
 $f_{voh} = 4 * 4,8 = 19,2$  mm  $\leq 14,00$  mm  
**Faktor erhöht wegen randnaher Streckenlast.**  
**Verformung nicht eingehalten**  
**Eine Überschreitung des I/500-Kriteriums von 5,2 mm wird als vertretbar angesehen.**



**Feld, darunter Wohnen Holzständerwände**  
 $f_{max} = L/500 = 7000/500 = 14,00$  mm  
 $f_{voh} = 4 * 7,5 = 30,00$  mm  
**Faktor erhöht wegen randnaher Streckenlast.**  
 Decke mit Überhöhung = 20mm einbauen.  
 dann:  $f_{voh} = 4 * 7,5 - 20 = 10,00$  mm  $< 14,00$  mm  
**Verformung eingehalten**  
 Zusätzlich Erhöhung der Bewehrung

**Kragarm, darunter Wohnen:**  
 $f_{max} = L * 2,5/500 = 1400 * 2,5/500 = 7,00$  mm  
 $f_{voh} = 3 * 0,8 = 2,40$  mm  $\leq 7,00$  mm  
**Verformung eingehalten**

Versehung  
 $Dz (max)$   
 $max = 7,5$  mm  
 $min = -0,5$  mm

Verformtes System  
 Skalierung : 200

200  
 Decke über 1.0G  
 24 cm  
 C25/30

Datum : 17.06.2024  
 Zeit : 08:41:15  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Auswertung  
 Version 23.0 08022024





### Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Zunächst wird berechnet wie viel Querkraft die Decke ohne eine zusätzliche Querkraftbewehrung aufnehmen kann:

$$\begin{aligned}
 & \text{C25/30 mit} \quad f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{cd} = 14,20 \text{ N/mm}^2, \quad \gamma_c = 1,5 \\
 & h = 240,00 \text{ mm} \\
 & c = 25,00 \text{ mm} \\
 & A_{sl} = 2,01 \text{ cm}^2 / 5,24 \text{ cm}^2 \\
 & b_w = 1000,00 \text{ mm} \quad (\text{Betrachtung eines 1 m breiten Deckenstreifens}) \\
 & d = h - c - 20,00/2 - 10,00/2 = 200,00 \text{ mm} \quad (\text{Ann.: } d_{\text{längs}} = 20 \text{ mm}, d_{\text{Bügel}} = 10 \text{ mm}) \\
 & k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2\} = 2,00 \\
 & \rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0,02\} = 0,0018 \\
 & v_{\min} = 0,0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,49 \quad (\text{für } d = 200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}) \\
 & \sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{keine Betonlängsspannung}) \\
 & V_{Rdc} = \max\left\{ \begin{aligned} & [0,15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d; \\ & [v_{\min} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d \end{aligned} \right\} \\
 & \quad \quad \quad = 98,00 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Demnach muss für  $V_{Ed} \leq 98,00 \text{ kN/m}$  keine Querkraftbewehrung eingebaut werden.

Mit einer Zulage von  $\varnothing 25/15 \text{ cm}$  in x-Richtung und  $\varnothing 20/12,5 \text{ cm}$  in y-Richtung ergibt sich folgende Querkrafttragfähigkeit:

$$\begin{aligned}
 A_{sl,x} &= 5,24 \text{ cm}^2 + 32,72 \text{ cm}^2 = 37,96 \text{ cm}^2 \\
 A_{sl,y} &= 2,01 \text{ cm}^2 + 25,13 \text{ cm}^2 = 27,14 \text{ cm}^2 \\
 A_{sl,m} &= (37,96 \text{ cm}^2 + 27,14 \text{ cm}^2) / 2 = 32,55 \text{ cm}^2 \\
 \rho_l &= \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0,02\} = 0,0162 \\
 V_{Rdc,Zulage} &= \max\left\{ \begin{aligned} & [0,15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d; \\ & [v_{\min} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d \end{aligned} \right\} \\
 & \quad \quad \quad = 137,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Demnach muss für  $V_{Ed} \leq 137,00 \text{ kN/m}$  keine Querkraftbewehrung, aber die aufgeführte Zulage eingebaut werden.

An den Linienlagern kann von einer gleichmäßigen Lastverteilung ausgegangen werden. Eine maximal mögliche Auflagerlast ergibt sich zu

$$\begin{aligned}
 V_{Ed} &= (1,35 * 8,7 \text{ kN/m}^2 + 1,5 * 5,0 \text{ kN/m}^2) * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 135,0 \text{ kN/m} < 137,0 \text{ kN/m} = V_{Rdc,Zulage} \\
 & \text{Demnach kann die erforderliche Querkrafttragfähigkeit an den Linienlagern mit einer Zulage von } \varnothing 25/15 \text{ cm in x-Richtung und } \varnothing 20/12,5 \text{ cm in y-Richtung abgedeckt werden.}
 \end{aligned}$$

### Durchstanzen DS 200-1

Wandende,  $b = 24 \text{ cm}$

$$\text{C25/30 mit } f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{cd} = 14,20 \text{ N/mm}^2, \quad \gamma_c = 1,5, \quad f_{yd} = 435,0 \text{ N/mm}^2$$

$$h = 240 \text{ mm}$$

$$c = 25 \text{ mm}$$

$$d = h - c - 20,00/2 - 10,00/2 = 200,00 \text{ mm} \quad (\text{Ann.: } d_{\text{längs}} = 20 \text{ mm}, d_{\text{Bügel}} = 10 \text{ mm})$$

$$A_{sI,x} = 5,24 \text{ cm}^2 + 10,26 \text{ cm}^2 (\text{Ø}14/15) = 15,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{sI,y} = 2,01 \text{ cm}^2 + 19,63 \text{ cm}^2 (\text{Ø}25/25) = 21,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{sI,m} = (15,50 \text{ cm}^2 + 21,64 \text{ cm}^2) / 2 = 18,57 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 1000,00 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten } \beta = 1,35$$

$$\text{bezogener Stützenumfang } u_0 / d = 4,8 \text{ m}$$

$$C_{Rdc} = 0,18 / \gamma_c * (0,1 * u_0/d + 0,6) = 0,12$$

$$k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2,00\} = 2,00$$

$$\rho_I = \min\{A_{sI} / (b_w * d); 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}\} = 0,0093$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ (keine Betonlängsspannung)}$$

$$\nu_{\min} = 0,0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,49 \quad (\text{für } d = 200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm})$$

$$u_1 = 1977 \text{ mm} \quad (\text{im Abstand von } 2d)$$

#### Widerstand:

$$\text{Bemessungswiderstand } \nu_{Rdc} = \max\{[C_{Rdc} * k * (100 * \rho_I * f_{ck})^{1/3} + 0,10 * \sigma_{cp}]; \nu_{\min} + 0,10 * \sigma_{cp}\} * (u_1 * d) = 270,6 \text{ kN}$$

#### Einwirkung:

$$\text{Lasteinzugsfläche } A = (2,00 + 0,30) \text{ m} * (1,50 + 2,80) \text{ m} = 10,00 \text{ m}^2 \text{ (Annahme)}$$

$$V_{Ed} = 10,00 \text{ m}^2 * (1,35 * 8,7 \text{ kN/m}^2 + 1,5 * 5,00 \text{ kN/m}^2) = 192,5 \text{ kN}$$

$$\text{Bemessungswert der Querkraft } \nu_{Ed} = \beta * V_{Ed} = 1,35 * 192,5 = 259,9 \text{ kN}$$

#### Nachweis:

$$\nu_{Ed} = 259,9 \text{ kN} < 270,6 \text{ kN} = \nu_{Rdc}$$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich.

Erforderliche Zulage in  $x$ : Ø14/15 cm

$y$ : Ø25/25 cm

### Durchstanzen DS 200-2

Wanddecke,  $b = 24 \text{ cm}$

C25/30 mit  $f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{cd} = 14,20 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_c = 1,5$ ,  $f_{yd} = 435,0 \text{ N/mm}^2$

$h = 240 \text{ mm}$

$c = 25 \text{ mm}$

$d = h - c - 20,00/2 - 10,00/2 = 200,00 \text{ mm}$  (Ann.:  $d_{\text{längs}} = 20 \text{ mm}$ ,  $d_{\text{Bügel}} = 10 \text{ mm}$ )

$A_{sl} = 2,01 \text{ cm}^2$

$b_w = 1000,00 \text{ mm}$

Faktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten  $\beta = 1,20$

bezogener Stützenumfang  $u_0 / d = 4,8 \text{ m}$

$C_{Rdc} = 0,18 / \gamma_c * (0,1 * u_0/d + 0,6) = 0,12$

$k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2,00\} = 2,00$

$\rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}\} = 0,0010$

$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$  (keine Betonlängsspannung)

$\nu_{\min} = 0,0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,49$  (für  $d = 200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$ )

$u_1 = 1228 \text{ mm}$  (im Abstand von  $2d$ )

#### Widerstand:

$$\begin{aligned} \text{Bemessungswiderstand } \nu_{Rdc} &= \max\{[C_{Rdc} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,10 * \sigma_{cp}]; \nu_{\min} + 0,10 * \sigma_{cp}\} * (u_1 * d) \\ &= 121,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### Einwirkung:

Lasteinzugsfläche  $A = 2,10 \text{ m} * 2,10 \text{ m} / 2 = 2,50 \text{ m}^2$  (Annahme)

$V_{Ed} = 2,50 \text{ m}^2 * (1,35 * 8,7 \text{ kN/m}^2 + 1,5 * 5,00 \text{ kN/m}^2) = 48,11 \text{ kN}$

Bemessungswert der Querkraft  $\nu_{Ed} = \beta * V_{Ed} = 1,20 * 48,11 = 57,8 \text{ kN}$

#### Nachweis:

$$\nu_{Ed} = 57,8 \text{ kN} < 121,6 \text{ kN} = \nu_{Rdc}$$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich.

### Durchstanzen DS 200-3

Randstütze,  $b/d = 10/10\text{cm}$

C25/30 mit  $f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{cd} = 14,20 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_c = 1,5$ ,  $f_{yd} = 435,0 \text{ N/mm}^2$

$h = 240 \text{ mm}$

$c = 25 \text{ mm}$

$d = h - c - 20,00/2 - 10,00/2 = 200,00 \text{ mm}$  (Ann.:  $d_{\text{längs}} = 20 \text{ mm}$ ,  $d_{\text{Bügel}} = 10 \text{ mm}$ )

$A_{s,l,x} = 5,24 \text{ cm}^2 + 5,24 \text{ cm}^2 (\text{ø}10/15) = 10,48 \text{ cm}^2$

$A_{s,l,y} = 2,01 \text{ cm}^2 + 6,16 \text{ cm}^2 (\text{ø}14/25) = 8,17 \text{ cm}^2$

$A_{s,l,m} = (10,48 \text{ cm}^2 + 8,17 \text{ cm}^2) / 2 = 9,32 \text{ cm}^2$

$b_w = 1000,00 \text{ mm}$

Faktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten  $\beta = 1,40$

bezogener Stützenumfang  $u_0 / d = 2,8 \text{ m}$

$C_{Rdc} = 0,18 / \gamma_c * (0,1 * u_0/d + 0,6) = 0,12$

$k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2,00\} = 2,00$

$\rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}\} = 0,0046$

$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$  (keine Betonlängsspannung)

$v_{\min} = 0,0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,49$  (für  $d = 200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$ )

$u_1 = 1637 \text{ mm}$  (im Abstand von  $2d$ )

#### Widerstand:

Bemessungswiderstand  $v_{Rdc} = \max\{[C_{Rdc} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,10 * \sigma_{cp}]; v_{\min} + 0,10 * \sigma_{cp}\} * (u_1 * d)$

$= 169,0 \text{ kN}$

#### Einwirkung:

Lasteinzugsfläche  $A = 2,50 \text{ m} * 2,50 \text{ m} = 6,25 \text{ m}^2$  (Annahme)

$V_{Ed} = 6,25 \text{ m}^2 * (1,35 * 8,70 \text{ kN/m}^2 + 1,5 * 5,0 \text{ kN/m}^2) = 120,28 \text{ kN}$  (Auflagerkraft)

Bemessungswert der Querkraft  $v_{Ed} = \beta * V_{Ed} = 1,40 * 120,28 = 168,4 \text{ kN}$

#### Nachweis:

$v_{Ed} = 168,4 \text{ kN} < 169,0 \text{ kN} = v_{Rdc}$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich.

Erforderliche Zulage in x:  $\text{ø}10/15 \text{ cm}$

y:  $\text{ø}14/25 \text{ cm}$

### Durchstanzen DS 200-4

Mittelstütze, b/d	= 10/10cm
Fußplatte d/b	= 10/18 cm
C25/30 mit $f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$ ,	$f_{cd} = 14,20 \text{ N/mm}^2$ , $\gamma_c = 1,5$ , $f_{yd} = 435,0 \text{ N/mm}^2$
h	= 240 mm
c	= 25 mm
d = h - c - 20,00/2 - 10,00/2	= 200,00 mm (Ann.: $d_{l\ddot{a}ngs} = 20 \text{ mm}$ , $d_{B\ddot{u}gel} = 10 \text{ mm}$ )
$A_{sl,x} = 5,24 \text{ cm}^2 + 10,26 \text{ cm}^2 (\text{Ø}14/15)$	= 15,5 cm <sup>2</sup>
$A_{sl,y} = 2,01 \text{ cm}^2 + 12,57 \text{ cm}^2 (\text{Ø}20/25)$	= 14,58 cm <sup>2</sup>
$A_{sl,m} = (15,5 \text{ cm}^2 + 14,58 \text{ cm}^2) / 2$	= 15,04 cm <sup>2</sup>
$b_w$	= 1000,00 mm
Faktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten $\beta$	= 1,10
bezogener Stützenumfang $u_0 / d$	= 2,8 m
$C_{Rdc} = 0,18 / \gamma_c * (0,1 * u_0/d + 0,6)$	= 0,106
$k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2,00\}$	= 2,00
$\rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}\}$	= 0,0075
$\sigma_{cp}$	= 0,00 N/mm <sup>2</sup> (keine Betonlängsspannung)
$v_{min} = 0,0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	= 0,49 (für d = 200 mm ≤ 600 mm)
$u_1$	= 3073 mm (im Abstand von 2d)

#### Widerstand:

$$\text{ Bemessungswiderstand } v_{Rdc} = \max\{[C_{Rdc} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,10 * \sigma_{cp}]; v_{min} + 0,10 * \sigma_{cp}\} * (u_1 * d)$$

$$= 346,1 \text{ kN}$$

#### Einwirkung:

$$V_{Ed} = 1,35 * 170 \text{ kN} + 1,5 * 50 \text{ kN} = 304,5 \text{ kN}$$

$$\text{ Bemessungswert der Querkraft } v_{Ed} = \beta * V_{Ed} = 1,10 * 304,5 = 335,0 \text{ kN}$$

#### Nachweis:

$$v_{Ed} = 335,0 \text{ kN} < 346,1 \text{ kN} = v_{Rdc}$$

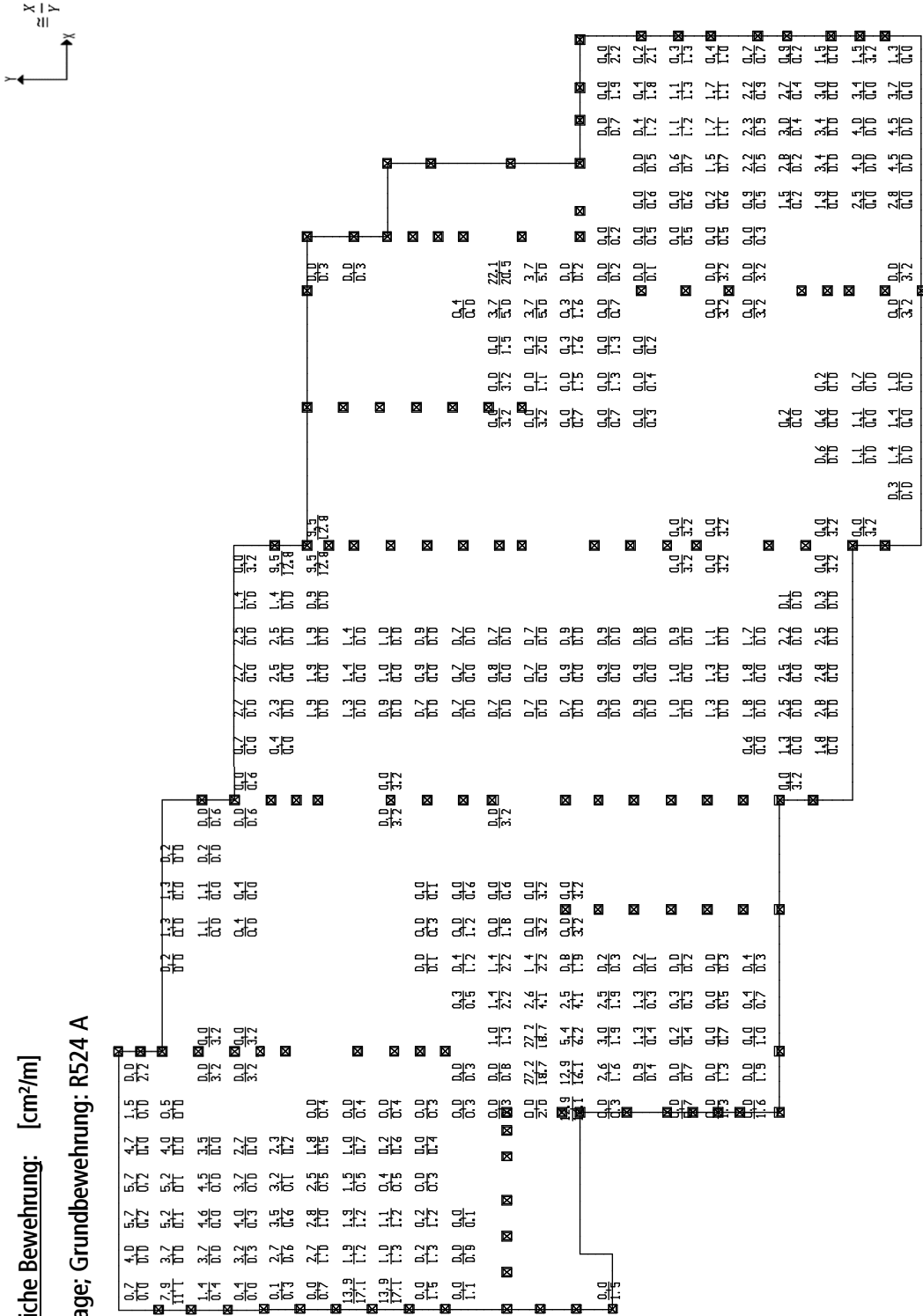
**Keine Durchstanzbewehrung erforderlich.**

Erforderliche Zulage in x: Ø14/15 cm  
y: Ø20/25 cm



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911\_ELC (1911-200\_20240618) Maximale AS-Werte

**Erforderliche Bewehrung: [cm<sup>2</sup>/m]**  
**Untere Lage; Grundbewehrung: R524 A**



Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 Beton = C25/30 Stahl = B500S Theor. Stahlverbrauch: 3027.2 kg untere Lage [cm <sup>2</sup> /m] Darstellung im Raster Grundbew. : R524 A wird berücksichtigt Randabstand [cm]: dl-x, dl-y: 3.5/3.5 Bemessung als Platte Bemessungsort: - Eckpunkt	Lagerreaktionen Zahlenwerte Lagerreaktionen Fsz [kN] Mxx/Myy [kNm]	200 Decke über 1.0G 24 cm C25/30	Datum : 18.06.2024 Zeit : 15:53:27 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASK(R) Auswertung Version 23.0 08022024
---	--	---	---	---



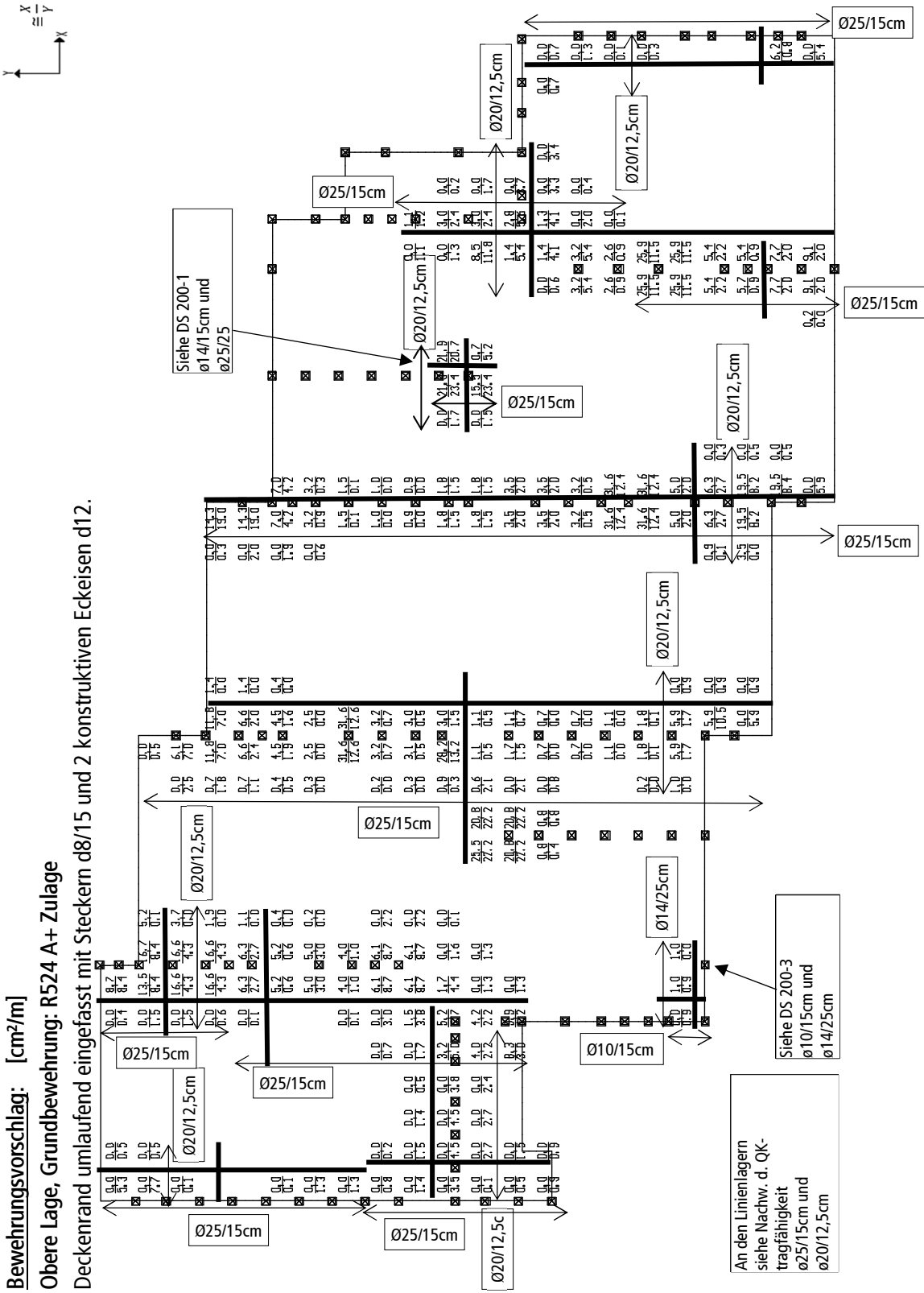


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-200\_20240618) Maximale AS-Werte

**Bewehrungsvorschlag: [cm<sup>2</sup>/m]**

**Obere Lage, Grundbewehrung: R524 A+ Zulage**

Deckenrand umlaufend eingefasst mit Steckern d8/15 und 2 konstruktiven Eckeißen d12.



Bemessung nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500S  
 Theor. Stahlverbrauch: 3027,2 kg  
 obere Lage [cm<sup>2</sup>/m]  
 Darstellung im Raster  
 Grundbew. : R524 A  
 wird berücksichtigt  
 Randabschnitt [cm]:  
 dl-x, dl-y: 3,5/3,5  
 Bemessung als Platte  
 Bemessungsort:  
 - Eckpunkt

Lagerreaktionen

Zahlenwerte

Lagerreaktionen

Fsz [kN]

Msx/Msy [kNm]

200

Decke über 1,0G

24 cm

C25/30

Datum : 18.06.2024

Zeit : 15:57:44

Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

Die Matten werden in den Feldbereichen gestoßen und mit einer Zulage ø10/15cm versehen

Pos. 210      Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/34,5 cm

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges Pos. 210. Maßgebend für die Bemessung ist der Unterzug in Achse E-2/3 aufgrund der maximalen Last.

$$\begin{aligned} L_{\max} &= 2,4 \text{ m} \\ \text{Statische Höhe } d &= 0,345 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 0,295 \text{ m} \end{aligned}$$

Lastannahmen

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtigt. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lasteinzugsflächen ermittelt.

$$\begin{aligned} L_1 &= 7,0 \text{ m} / 2 = 3,5 \text{ m} \\ L_2 &= 7,0 \text{ m} / 2 = 3,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Aus Lastannahme „Decke über EG + 1. OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$\begin{aligned} g_k &= 8,7 \text{ kN/m}^2 * (3,5 \text{ m} + 3,5 \text{ m}) &= 60,9 \text{ kN/m} \\ q_k &= 3,8 \text{ kN/m}^2 * (3,5 \text{ m} + 3,5 \text{ m}) &= 26,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Aus Lastannahme „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12),

Annahme Übermauerung  $\leq 1,0 \text{ m}$        $g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 1,0 \text{ m} = 6,7 \text{ kN/m}$

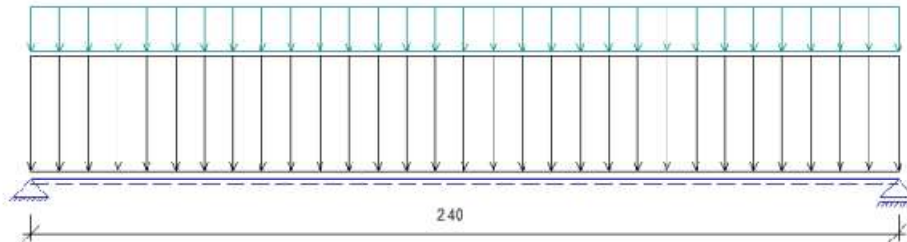
$$\begin{aligned} \sum g_k &= 67,6 \text{ kN/m} \\ \sum q_k &= 26,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Das Eigengewicht wird Programmintern berücksichtigt.

## Bemessung

### Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland

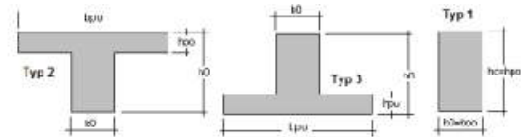
■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen → Eigengewicht mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt



### Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	hpo/l. [cm]	hpo/l. [cm]	QS-Typ
1	2,400	24,00	34,50	24,00	34,50	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

### Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume  
Einwirkungsart 2=Büros  
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume  
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume  
Einwirkungsart 5=Lagerräume

Einwirkungsart 6=Schneelasten H ≤ 1000m NN  
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN  
Einwirkungsart 8=Windlasten  
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)  
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F ≤ 30 kN)

Einwirkungsart 11=Kategorie G (F ≤ 150 kN)  
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)  
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen  
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8  
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 67,600 kN/m

q über Gesamtlänge = 26,600 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

### Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	96,447	0,000	160,745

### Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				160,745
2	0,000	0,000	-160,745			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	115,52	83,60	33,60	31,92/0,00	115,52
2	115,52	83,60	33,60	31,92/0,00	115,52

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	[Mbern] [kNm]
1	1,87	0,00		24,11
2	1,87	0,00		24,11

\*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]
1	0,78	9,58	0,93

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 3,39 cm<sup>2</sup>

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 3,37 cm<sup>2</sup>

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	min asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	6,08	0,00	2,00
2	6,22	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-links	VRd,max [kN]-rechts
1	0,00	119,46	0,00	109,31		11,76	1,00	267,34
2	151,10	0,00	119,61	0,00	11,76		267,75	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cos(Theta)-links	cos(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-links	zulu [cm]-links	VEd/VRd,max-rechts	zulu [cm]-rechts
1		26,6		1,0	0,000	36,0	0,561	17,3
2	28,7		1,8		0,586	17,3	0,000	36,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h.  $w \leq l/500$

- ab einem Momentenverhältnis  $[M, \text{Stütze}/M, \text{Feld}]$  von  $\geq 0,50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,35	0,11	8,14	13,81

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)

--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Nachweis der Verankerungslängslänge:

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm

= 21,0 cm

Zugkraft am Auflager  $F_s = V_{Ed} \cdot \cot(\theta) / 2 = 161 \text{ kN} \cdot 1,4 / 2$

= 112,7 kN

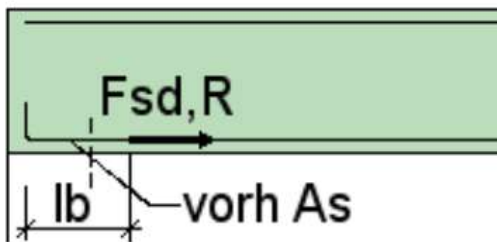
Vorhandene Bewehrungsstäbe

= 5Ø16 (10,1 cm<sup>2</sup> > 9,58 cm<sup>2</sup> =  $A_{s,erf}$ )

**MZ-Stb-Endverankerung**  
**DIN EN 1992-1-1**

**MZ**

**System**



**Eingabewerte:**

**Material**

Beton C25/30  $f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$   $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$

( $\gamma_{mac}=1.50$   $\alpha=0.85$   $\nu_{e1}=1.00$   $\beta_{act}=2.40$ )

Stahl BSt.500S  $f_{yk} = 500.0 \text{ N/mm}^2$   $f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$

**Belastung**

Zugkraft am Auflager  $F_{sd,R} =$

112.7 kN

**Endauflager**

Auflagerart

direkt

Vorhandene Verankerungslänge =

0.210 m

Vorhandene Bewehrungsstäbe =

5Ø16g

**Ergebnisse:**

**Verankerung Biegebewehrung am Endauflager**

Verankerungskraft  $F_{sd,R} = 112.70 \text{ kN}$

Erforderliche Bewehrung am Auflager = 2.59 cm<sup>2</sup>

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

**5 Ø 16 mm mit geradem Stabende**

$A_s = 10.053 \text{ cm}^2$   $\alpha_1 = 1.0$   $l_b = 0.646 \text{ m} = l_{b,rqd} \cdot (\text{erf}A_s / \text{vorh}A_s = 1)$

$\text{vorh } l_b = 0.210 \text{ m} > 6.0 \cdot d_s = 0.096 \text{ m OK}$

$\text{vorh } l_b = 0.210 \text{ m} > 0.3 \cdot 0.67 \cdot 1.0 \cdot 0.646 \text{ m} > 10 \cdot d_s \cdot 0.67 = 0.129 \text{ m OK}$

$FRd = 10.05 \cdot 434.8 / 10 / 0.67 / 1.0 \cdot 0.210 / 0.646 (<= A_s \cdot f_{yd}) = 213.11 \text{ kN}$

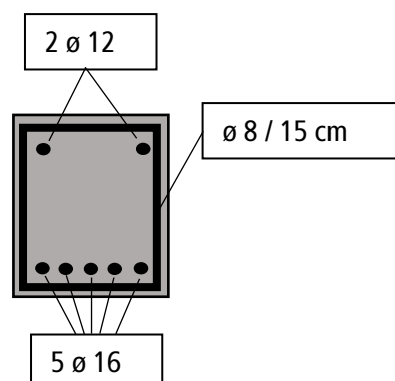
$F_{Ed} = 112.70 \text{ kN} <= 213.11 \text{ kN} = FRd$  (Alle Stäbe)

=> Verankerung ausreichend! OK

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung  $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$





Nachweis der Auflagerpressung

Teilflächenpressung

$$N_{Edc} \geq N_{RdC}$$

mit	a <sub>1</sub>	=			
	A <sub>b</sub>	=	20 cm * 24 cm	=	480 cm <sup>2</sup>
	A <sub>ef</sub>	=	(20 cm + (329 cm / 2 - 102 cm) * tan(30°)) * 24 cm	=	1346 cm <sup>2</sup>
	β	=	(1 + 0,3 * a <sub>1</sub> / h <sub>d</sub> ) * (1,5 - 1,1 * A <sub>b</sub> / A <sub>ef</sub> )		
		=	(1 + 0,3 * 0) * (1,5 - 1,1 * 480 cm <sup>2</sup> / 1346 cm <sup>2</sup> )	=	1,10 > 1,0
	f <sub>d</sub>	=	0,85 * 10,5 N/mm <sup>2</sup> / 1,5	=	0,6 N/mm <sup>2</sup>
	N <sub>Rdc</sub>	=	β * A <sub>b</sub> * f <sub>d</sub> = 1,1 * 480 cm <sup>2</sup> * 0,6 kN/cm <sup>2</sup>	=	316,8 kN
	N <sub>Edc</sub>	=	V <sub>Ed</sub>	=	160,8 kN

160,8 kN < 316,8 kN

Nachweis erfüllt

Knicken auf halber Wandhöhe

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

mit	e <sub>mk</sub>	=	0,05 * t = 0,05 * 24 cm		= 1,2 cm
	h <sub>ef</sub>	=	ρ <sub>2</sub> * h = 0,75 * 353 cm	=	265 cm
	Φ <sub>m</sub>	=	1,14 * (1 - 2 * e <sub>mk</sub> / t) - 0,024 * h <sub>ef</sub> / t		
		=	1,14 * (1 - 2 * 1,2 / 24) - 0,024 * 265 cm / 24 cm	=	0,761
					≤ 0,9 = 1 - 2 * 1,2 / 24
					= 1 - 2 * e <sub>mk</sub> / t = 0,9
	N <sub>Rd</sub>	=	Φ <sub>m</sub> * t * f <sub>d</sub> * L = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm <sup>2</sup> * 20 cm	=	219,0 kN
	N <sub>Edc</sub>	=	V <sub>Ed</sub>	=	160,8 kN

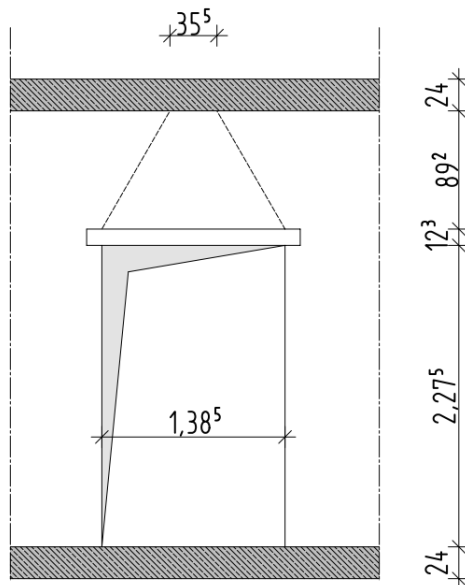
160,8 kN < 219,0 kN

Nachweis erfüllt

**Pos. 211 Sturz, KS-Flachsturz, 4DF, b = 24 cm, L<sub>A</sub> = 17,5 cm**

Als Stürze werden 24 cm breite KS-Flachstürze 4DF gewählt, mit einer Auflagertiefe von 17,50 cm gewählt. Die Bemessung erfolgt auf der Basis einer geprüften Typenstatik.

L<sub>n</sub> = 1,385 m



**Lastannahmen**

Auf den Flachsturz wirkt gemäß der obigen Skizze das Eigengewicht der Wand sowie die Auflagerlasten aus der Decke. Es wird die maßgebende Länge (Achse I-4/5) mit der maßgebenden Belastung (Achse G-2/3) für die Bemessung kombiniert.

Aus Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 0,892 \text{ m} = 5,98 \text{ kN/m}$$

Aus Lastannahmen „Decke über 1. OG“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,9 \text{ kN/m}^2 * (7 + 3,5) \text{ m} / 2 * 0,355 \text{ m} / 1,385 \text{ m} = 11,98 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * (7 + 3,5) \text{ m} / 2 * 0,355 \text{ m} / 1,385 \text{ m} = 5,12 \text{ kN/m}$$

$$e_d = 1,35 * (5,98 + 11,98) \text{ kN/m} + 1,5 * 5,12 \text{ kN/m} = 32,0 \text{ kN/m}$$

$$r_d = 40,25 \text{ kN/m (siehe Bemessungstabelle folgende Seite)}$$

$$e_d / r_d = 0,80 < 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

**Auflagertiefe 11,5 cm mit Übermauerung >48,8 cm und vermörtelten Stoß- und Lagerfugen!**

Anlage 13 zur Typenstatik für KS-Flachstürze,  
Formate NF, NF17.5, 2DF, 3DF, 4DF, 150, 200, 214



**KS-Flachstürze \*)**

Anlage Nr.: ...14... zum Bescheid  
Prüf.-Nr.: 04/18 vom 2.04.2019

- Antragsteller : Werbegemeinschaft KS-Sturz, Remsfeld  
Steinformat : 4 DF (Breite B = 24,0 cm)  
Auflagertiefe : 11,5 bzw. 17,5 cm  
Bewehrung : 2 Ø 10 – B500A oder B500B  
Druckzone : Übermauerung mit Vollsteinen nach DIN EN 771-2:2015-11  
in Verb. mit DIN 20000-402:2017-01  
ausschließlich mit vermörtelten Stoß- und Lagerfugen II  
(auch bei Plansteinmauerwerk)  
Mörtel : Normalmörtel (mind. MG IIa) oder Dünnbettmörtel



**Druckzone aus Mauerwerk**

Als Typenprüfung  
in statischer Hinsicht geprüft  
Hannover, den 2.04.2019  
Landeshauptstadt Hannover  
Prüfamt für Baustatik  
Leiter: *Johel Licht* Sachbearbeiter: *Johel Licht*

lichte Weite $L_n$ [m]	Bemessungswert der Beanspruchungen $e_d = g_d + q_d$ [kN/m] (Bemessungsgrößen)									
	Sturzhöhe $h$ [cm]									
	23,8	36,3	48,8	61,3	73,8	86,3	98,8	111,3	123,8	136,3
	Auflagertiefe $t$ [cm]									
	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5
0,635	–	30,78	–	100,09	–	113,41	–	113,41	–	113,41
0,760	26,86	24,00	68,99	68,68	68,99	98,25	68,99	98,25	68,99	98,25
0,885	21,49	19,58	58,68	51,59	60,37	86,66	60,37	86,66	60,37	86,66
1,010	17,84	16,48	45,51	40,98	53,66	77,52	53,66	77,52	53,66	77,52
1,135	15,22	14,20	36,93	33,81	48,29	70,05	48,29	70,13	48,29	70,13
1,260	13,24	12,46	30,94	28,67	43,90	56,63	43,90	64,02	43,90	64,02
1,385	11,71	11,09	26,54	24,82	40,25	47,29	40,25	58,89	40,25	58,89
1,510	10,49	9,99	23,19	21,85	37,15	40,44	37,15	54,52	37,15	54,52
1,635	9,49	9,08	20,55	19,48	34,50	35,23	34,50	50,75	34,50	50,75
1,760	8,66	8,32	18,43	17,56	32,20	31,15	32,20	47,48	32,20	47,48
1,885	7,97	7,67	16,70	15,97	29,36	27,87	30,18	44,59	30,18	44,59
2,010	7,37	6,99	15,25	14,63	26,41	25,18	28,41	40,16	28,41	42,04
2,135	6,59	6,25	14,02	13,50	23,97	22,94	26,83	36,06	26,83	39,77
2,260	5,91	5,63	12,97	12,52	21,92	21,05	25,42	32,68	25,42	37,73
2,385	5,34	5,09	12,06	11,67	20,19	19,44	24,15	29,85	24,15	35,88
2,510	4,84	4,63	11,27	10,93	18,69	18,05	23,00	27,45	23,00	34,21
2,635	4,41	4,23	10,57	10,27	17,39	16,83	21,95	25,38	21,95	32,69
2,760	4,04	–	9,96	–	16,26	–	21,00	–	21,00	–

\*) nach der "Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-17.1-978"

Nächster Sichtvermerk durch das  
Prüfamt für Baustatik der  
Landeshauptstadt Hannover ist  
spätestens am 2.4.2024 erforderlich

Pos. 212 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/24 cm

In Achse D-4/5 wird aufgrund des veränderten Treppensystems nun ein Stahlbetonunterzug geplant (statt des KS-Flachsturzes, wie Pos. 211).

$$L_{\max} = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Statische Höhe } d = 0,345 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 0,295 \text{ m}$$

Lastannahmen

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtigt. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lasteinzugsflächen ermittelt.

$$L_1 = 7,0 \text{ m} / 2 = 3,5 \text{ m}$$

Aus Lastannahme „Decke über EG + 1. OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} = 30,5 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} = 13,3 \text{ kN/m}$$

Aus Pos. 502 (s. S. 364' 4), bei  $x = 0,8 \text{ m}$

$$G_k = (V_{d1} + V_{d2} + V_{d3}) / 1,4 \cdot 0,7 = (6 + 39 + 60) \text{ kN} / 1,4 \cdot 0,7 = 52,5 \text{ kN}$$

$$Q_k = (V_{d1} + V_{d2} + V_{d3}) / 1,4 \cdot 0,3 = (6 + 39 + 60) \text{ kN} / 1,4 \cdot 0,3 = 22,5 \text{ kN}$$

Aus Lastannahme „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12),

Annahme Übermauerung  $\leq 1,0 \text{ m}$   $g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,0 \text{ m} = 6,7 \text{ kN/m}$

$$\sum g_k = 37,2 \text{ kN/m}$$

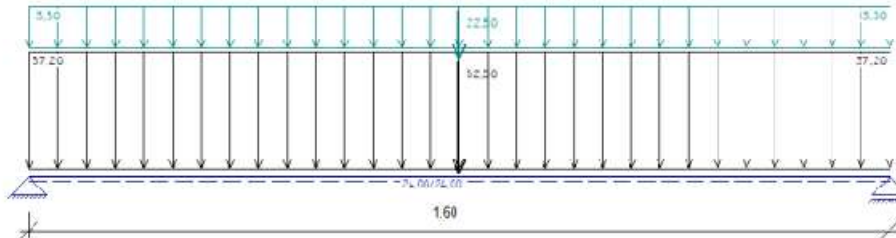
$$\sum q_k = 13,3 \text{ kN/m}$$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

## Bemessung

### Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland

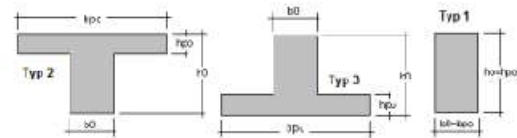
■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen → Eigengewicht mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt



### Systemwerte :

links gelenkig gelagert:

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpc/h [cm]	hpc/h [cm]	GS-Typ
1	1,600	24,00	24,00	24,00	24,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

### Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume  
Einwirkungsart 2=Büros  
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume  
Einwirkungsart 4=Verkehrsflächen  
Einwirkungsart 5=Lagerflächen

Einwirkungsart 6=Schneelasten H ≤ 1000m NN  
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN  
Einwirkungsart 8=Windlasten  
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)  
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F ≤ 30 kN)

Einwirkungsart 11=Kategorie G (F ≤ 160 kN)  
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)  
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen  
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8  
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 37,200 kN/m

q über Gesamtlänge = 13,300 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Lastarten : 1 = Einzellast 2 = Gleichlast 3 = Einzelmoment 4 = Trapezlast 5 = Teiltrapezlast

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	1	52,500	22,500	0,000	0,000	0,800	0,000	1	1,000	

### Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	64,926	0,000	110,004

### Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				110,004
2	0,000	0,000	-110,004			

### Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	79,05	57,15	57,16	2189/0,00	79,05
2	79,05	57,15	57,16	2189/0,00	79,05

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 6,50 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 2,5 cm

d2 = 6,50 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 2,5 cm

- Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Mbem  [kNm]
1	2,28	0,00		16,23
2	2,28	0,00		16,23

\*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]
1	7,80	11,03	0,76

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 2,76 cm<sup>2</sup>

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 2,76 cm<sup>2</sup>

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	10,81	0,00	2,00
2	10,90	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-l.	VRd,max [kN]-re.
1	0,00	104,23	0,00	91,54		30,95	1,00	146,98
2	104,23	0,00	92,12	0,00	30,95		146,98	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-l.	zul.e [cm]-l.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		32,7		1,6	0,000	30,0	0,709	6,0
2	32,7		1,6		0,709	6,0	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h.  $w \leq l/500$

- ab einem Momentenverhältnis  $|M_{Stütze}/M_{Feld}|$  von  $\geq 0,50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	2,63	1,86	9,14	12,59

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)

--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Nachweis der Verankerungslängslänge:

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm

= 21,0 cm

Zugkraft am Auflager  $F_s = V_{Ed} \cdot \cot(\theta) / 2 = 110 \text{ kN} \cdot 1,4 / 2$

= 77,0 kN

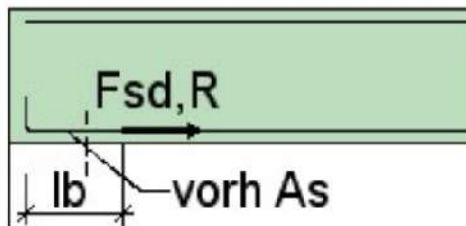
Vorhandene Bewehrungsstäbe

= 5Ø20 (15,70 cm<sup>2</sup> > 11,03 cm<sup>2</sup> =  $A_{s,erf}$ )

**MZ-Stb-Endverankerung**  
**DIN EN 1992-1-1**

**MZ**

System



**Eingabewerte:**

**Material**

Beton C20/25  $f_{ck} = 20,00 \text{ N/mm}^2$   $f_{ed} = 11,33 \text{ N/mm}^2$   
( $\gamma_{mac} = 1,50$   $\alpha_{pha} = 0,85$   $\mu_{cl} = 1,00$   $\beta_{eta} = 2,40$ )  
Stahl BSt.500S  $f_{yk} = 500,0 \text{ N/mm}^2$   $f_{yd} = 434,8 \text{ N/mm}^2$

**Belastung**

Zugkraft am Auflager  $F_{sd,R} = 77,0 \text{ kN}$

**Endauflager**

Auflagerart direkt  
Vorhandene Verankerungslänge = 0,210 m  
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 5d20g

**Ergebnisse:**

**Verankerung Biegebewehrung am Endauflager**

Verankerungskraft  $F_{sd,R} = 77,00 \text{ kN}$   
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 1,77 cm<sup>2</sup>  
Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0,210m :

**5 Ø 20 mm mit geradem Stabende**

$A_s = 15,708 \text{ cm}^2$   $\alpha_{pha} = 1,0$   $l_b = 0,937 \text{ m} = l_b, reqd * (erfAs / vorhAs = 1)$   
vorh  $l_b = 0,210 \text{ m} > 5,0 * d_s = 0,120 \text{ m}$  OK  
vorh  $l_b = 0,210 \text{ m} > 0,3 * 0,67 * 1,0 * 0,937 \text{ m} > 10 * d_s * 0,67 = 0,187 \text{ m}$  OK  
 $FRd = 15,71 * 434,8 / 10 / 0,67 / 1,0 * 0,210 / 0,937 (< = A_s * f_{yd}) = 229,57 \text{ kN}$

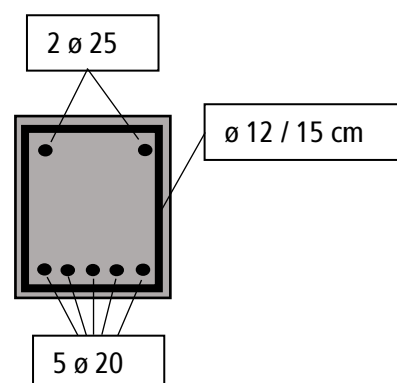
$F_{Ed} = 77,00 \text{ kN} < = 229,6 \text{ kN} = FRd$  (Alle Stäbe)  
=> Verankerung ausreichend! OK

[Eingaben korrigieren](#) [\[Ergebnis drucken\]](#) [\[Neue Berechnung\]](#)

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung  $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$



Nachweis der Auflagerpressung

Teilflächenpressung

$$N_{Edc} \geq N_{RdC}$$

mit	a <sub>1</sub>	=			
	A <sub>b</sub>	=	20 cm * 24 cm	=	480 cm <sup>2</sup>
	A <sub>ef</sub>	=	30 cm * 24 cm	=	720 cm <sup>2</sup>
	β	=	(1 + 0,3 * a <sub>1</sub> / h <sub>d</sub> ) * (1,5 - 1,1 * A <sub>b</sub> / A <sub>ef</sub> )		
		=	(1 + 0,3 * 0) * (1,5 - 1,1 * 480 cm <sup>2</sup> / 720 cm <sup>2</sup> )	=	0,76 > 1,0
	f <sub>d</sub>	=	0,85 * 10,5 N/mm <sup>2</sup> / 1,5	=	0,6 N/mm <sup>2</sup>
	N <sub>Rdc</sub>	=	β * A <sub>b</sub> * f <sub>d</sub> = 1,0 * 480 cm <sup>2</sup> * 0,6 kN/cm <sup>2</sup>	=	288,0 kN
	N <sub>Edc</sub>	=	V <sub>Ed</sub>	=	110,0 kN

110,0 kN < 288,0 kN

Nachweis erfüllt

Knicken auf halber Wandhöhe

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

mit	e <sub>mk</sub>	=	0,05 * t = 0,05 * 24 cm		= 1,2 cm
	h <sub>ef</sub>	=	ρ <sub>2</sub> * h = 0,75 * 353 cm	=	265 cm
	Φ <sub>m</sub>	=	1,14 * (1 - 2 * e <sub>mk</sub> / t) - 0,024 * h <sub>ef</sub> / t		
		=	1,14 * (1 - 2 * 1,2 / 24) - 0,024 * 265 cm / 24 cm	=	0,761
				≤	0,9 = 1 - 2 * 1,2 / 24
				=	1 - 2 * e <sub>mk</sub> / t = 0,9
	N <sub>Rd</sub>	=	Φ <sub>m</sub> * t * f <sub>d</sub> * L = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm <sup>2</sup> * 20 cm	=	219,0 kN
	N <sub>Edc</sub>	=	V <sub>Ed</sub>	=	110,0 kN

110,0 kN < 219,0 kN

Nachweis erfüllt



Pos. 220      Außenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm

Siehe Pos. 120 (S. 135) für den Nachweis Scheibenschub und Exzentrizität.

Siehe Pos. 320 (S. 272) für den Nachweis der Längsdruckkraft.

Pos. 221      Innenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm

Siehe Pos. 121 (S. 137) für den Nachweis Scheibenschub und Exzentrizität.

Siehe Pos. 321 (S. 275) für den Nachweis der Längsdruckkraft.

**Pos. 222 Innenwand, C25/30, XC1, d=24 cm**

Es folgt die Bemessung der maßgebenden Innenwand aus Stahlbeton in Achse C/D-4 aufgrund der maximalen Belastung.

Wandhöhe  $h = 3,60 \text{ m}$

**Lastannahmen**

Aus Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$g_k = 6,70 \text{ kN/m}^2 * 3,60 \text{ m} = 24,2 \text{ kN/m}$

Aus Innenwand Pos. 122 (s. S. 139) (nur ständige Last)

$g_k = 22,2 \text{ kN/m}$

Aus Lastannahmen „Decke über EG + 1. OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 60,9 \text{ kN/m}$

$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 26,6 \text{ kN/m}$

Aus Aussteifung Pos. 1 Wandscheibe 1/2 (s. S. 22ff.)

$w_k = H_{1.0G,k} * h_{Wand} * L_{Wand} / 1,0 \text{ m} = 275,9 \text{ kN} * 3,60 \text{ m} / 5,20 \text{ m} = 191,0 \text{ kN/m}$

$\sum g_k = 107,3 \text{ kN/m}$

$\sum q_k = 191,0 \text{ kN/m}$

**Bemessung**

$N_{Ed} = 1,35 * 107,3 \text{ kN/m} + 1,5 * 191,0 \text{ kN/m} = 431,4 \text{ kN/m}$

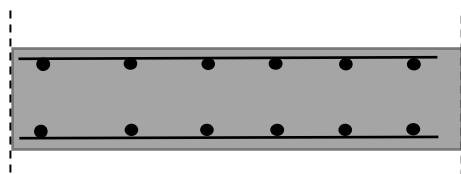
$N_{Rd} = 0,3 * f_{cd} * A_c = 0,3 * 14,2 * 1000 \text{ kN/m}^2 * 0,24 \text{ m} * 1,0 \text{ m} = 1022,4 \text{ kN} > 431,4 \text{ kN}$

→ Mindestbewehrung maßgebend

**Bewehrungsvorschlag**

- Lotrechte Bewehrung:  
 $\min A_s = 0,0015 * A_c = 0,0015 * 24 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 je Seite:  $a_{s,\min} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 → gewählt:  $\varnothing 8/25\text{cm}$
- Horizontale Bewehrung:  
 $\min A_{s,w} = 0,5 * A_{s,\text{lotrecht}} = 0,5 * 3,6 \text{ cm}^2/\text{m} = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 je Seite:  $a_{s,\min} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 → gewählt:  $\varnothing 8/30\text{cm}$

Die Wände sind mit 2  $\varnothing 14 \text{ mm}$  als Zugverankerung gesichert. (siehe Windlastverteilung Pos. 1).



Horizontal  $\varnothing 8 / 30 \text{ cm}$  je Seite

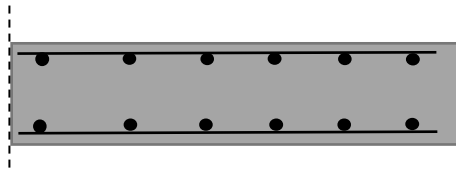
Vertikal  $\varnothing 8 / 25 \text{ cm}$  je Seite

Pos. 223      Aufzugswand, C25/30, XC1, d=25 cm

Analog zu Pos. 323 (S. 279).

Bewehrungsvorschlag

Betondeckung  $c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm}$



Horizontal       $\varnothing 8 / 30$       je Seite

Vertikal       $\varnothing 8 / 25$       je Seite

Pos. 224      Holzständerwand

Analog zu Pos. 124 (S. 141).

Weil die Holzständerwand im 1. OG nicht zur Aussteifung angesetzt wird, können hier die statisch erforderlichen Verbindungsmittel, die sich aus Pos. 1 „Aussteifung“ ergeben entfallen.

**Pos. 225      Aufkantung, C25/30, XC3, d=15 cm**

Auf der Decke über EG wird in den Terrassenbereichen eine Aufkantung erstellt, damit der Fußpunkt der Holzständerwand nicht im Spritzwasserbereich liegt.

Höhe            h            = 0,5 m  
 Breite           b            = 0,15 m

Die Aufkantung wird als eine Kragplatte betrachtet.

**Lastannahmen**

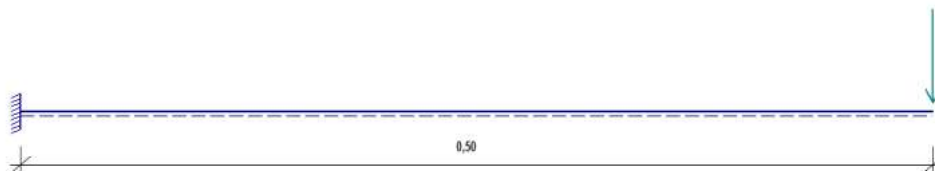
Die vertikalen Lasten aus Eigengewicht und der nichttragenden Holzständerwand werden vernachlässigt.

Aus Lastannahmen Wind (s. S. 13ff.)     $w_k = w_k \cdot h/2 = 0,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} / 2 = 1,5 \text{ kN/m}$

**Bemessung**

**Stahlbeton - Kragträger (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland**

■ veränderliche Einwirkungen      ■ ständige Einwirkungen



**Systemwerte :**

Kragarm, l = 0,500 m --> b/h = 100,00 / 15,00 cm

**Belastung: (EWA = Einwirkungsart)**

- Einwirkungsart 1 = Nutzlasten z.B. aus Wohn-/Aufenthaltsräume
- Einwirkungsart 2 = Schneelasten
- Einwirkungsart 3 = Windlasten
- Einwirkungsart 4 = sonstige veränderliche Einwirkungen
- Einwirkungsart 5 = Erdbeben

Typ der EW-Art Nutzlast: A,B - Wohn-/Büroräume

Lastarten :                    1 = Einzellast            2 = Gleichlast            3 = Einzelmoment            4 = Trapezlast            5 = Teiltrapezlast

**Belastung: (Kragarmlasten)**

Nr.	Art	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	0,000	1,500	0,000	0,000	0,500	0,000	3	1,000	

Bemessung:

Beton : C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 3,50 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 2,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)

Mindestbewehrung berücksichtigt

Erforderliche Bewehrung:

erf.As,oben = 0,19 cm<sup>2</sup>/m

erf.As,unten = 0,00 cm<sup>2</sup>/m

erf.as,w = 0,00 cm<sup>2</sup>/m

min.As = 1,67 cm<sup>2</sup>/m

zul.ds = 0,0 mm (w,max = 0,4 mm)

min.as,w = 0.00 cm<sup>2</sup>/m

VRd,c = 71,06 kN (VRd,c,min wird berücksichtigt)

VRd,max = 143,20 kN

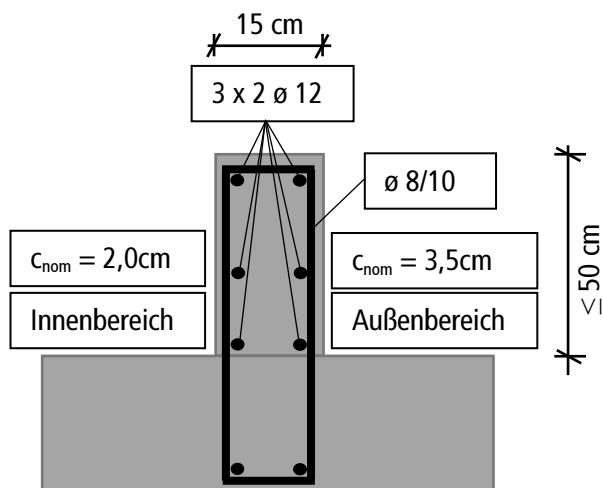
Theta = 18,4 °

Cot(Theta) = 3,0

VEd / VRd,max = 0,016 [-]

zul. Abstand Bügel = 10,5 cm

Bewehrungsvorschlag



**Pos. 230 Stütze, S235 JR, QRO 100x10,0 mm, warmgefertigt**

Die Lasten aus der darüberliegenden Stütze werden zentrisch eingeleitet und die Lasten aus der Decke mit einer Außermitteigkeit von 5 cm.

Lastannahmen:

Aus Pos. 110 (s. S. 122')

$G_k = 66,0 \text{ kN}$

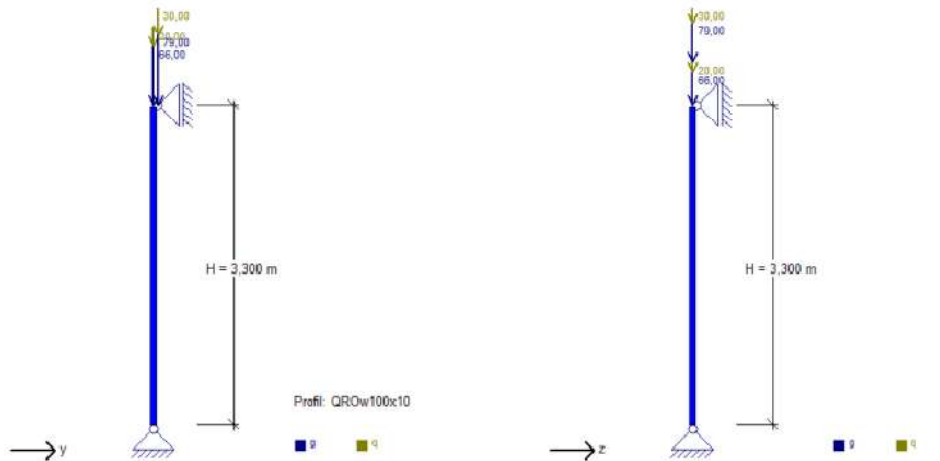
$Q_k = 20,0 \text{ kN}$

Aus Pos. 200 (s. S. 168f.)

$G_k = 79,0 \text{ kN}$

$Q_k = 30,0 \text{ kN}$

**Stahlstütze (V.29.1) nach EC3 (NA Deutschland)**

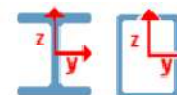


**Systemwerte:**

Stützhöhe  $H = 3,300 \text{ m}$

Pendelstütze mit  $\beta_{y,z} = 1,00$  /  $\beta_{y,z} = 1,00$

Stütze in y- und z-Richtung frei



**Belastungen:**

Eigengewicht der Stütze wird mit  $78,5 \text{ kN/m}^3$  berücksichtigt

Typ der EW-Art Nutzlast: A, B - Wohn-/Büroräume

Knotenlasten: Einwirkungen (EW) --> 1 = ständig g 2 = Schnee s 3 = Wind w 4 = Nutzlast q 5 = Erdbeben E

Lastart	Richtung	EW	F / M [kN / kNm]	ey [cm]	ez [cm]	Bemerkung
Einzellast	vertikal	1	66,000	0,0	0,0	Pos. 110
Einzellast	vertikal	4	20,000	0,0	0,0	Pos. 110
Einzellast	vertikal	1	79,000	5,0	0,0	Pos. 200
Einzellast	vertikal	4	30,000	5,0	0,0	Pos. 200

Keine Stablasten vorhanden!

**Auflagerreaktionen (ohne Sicherheitsbeiwerte):**

Stützenkopf:

Lastfall	V [kN]	Hy [kN]	Hx [kN]
ständige L, G	0,00	1,20	0,00
Schnee S	0,00	0,00	0,00
Wind w	0,00	0,00	0,00
Nutzlast Q	0,00	0,45	0,00
Erdbeben E	0,00	0,00	0,00



**Stützenfuß: (Eigengewicht Stütze = 0,905 kN)**

Lastfall	V [kN]	Hy [kN]	H <sub>z</sub> [kN]
ständige L. G	145,90	-1,20	0,00
Schnee S	0,00	0,00	0,00
Wird w	0,00	0,00	0,00
Nutzlast: Q	50,00	0,45	0,00
Erdbeben E	0,00	0,00	0,00

**Bemessung:**

Profil: QROw100x10

Profilart =	Quadratrohr	Walzprofil	
Material =	S 235	QK =	1 (Querschnittsklasse)
f <sub>y</sub> =	235,00 N/mm <sup>2</sup>		
γ <sub>M0</sub> =	1,00 [-]	γ <sub>M1</sub> =	1,10 [-]
η =	1,20 [-] (EC3-1-5 für Querkraft)		
A =	34,93 cm <sup>2</sup>		
I <sub>y</sub> =	462,09 cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> =	462,09 cm <sup>4</sup>
W <sub>yo</sub> =	92,42 cm <sup>3</sup>	W <sub>yu</sub> =	92,42 cm <sup>3</sup>
W <sub>zo</sub> =	92,42 cm <sup>3</sup>	W <sub>zu</sub> =	92,42 cm <sup>3</sup>
A-V <sub>y</sub> =	17,46 cm <sup>2</sup>	A-V <sub>y</sub> =	17,46 cm <sup>2</sup>
N <sub>pl,Rd</sub> =	820,78 kN		
M <sub>pl,y,Rd</sub> =	2731,45 kNm	M <sub>pl,z,Rd</sub> =	2731,45 kNm
V <sub>pl,z,Rc</sub> =	236,94 kN	V <sub>pl,y,Rc</sub> =	236,94 kN
KL_ _yy =	a	KL_ _zz =	a

**Spannungsnachweis elastisch - plastisch (e-p):**

messg. LFK = 1,35\*G + 1,50\*Q (f<sub>y,d</sub> = 23,50 kN/cm<sup>2</sup>)

max.N,Ed  <N	max.M <sub>y</sub> ,Ed  <Nm	max.M <sub>z</sub> ,Ec  <Nm	max.V <sub>y</sub> ,Ed  <kN	max.V <sub>z</sub> ,Ed  <kN	max. η,pl [-]
271,97	0,00	7,58	2,30	0,00	0,33

**Nachweis Stabilität: (Knicken/Drillknicken/Biegedrillknicken):**

messg. LFK = 1,35\*G + 1,50\*Q

- die Stütze wird als verdrehsteifes System angesetzt
- Lastangriff für BDK an OK Profil
- χ<sub>LT</sub> wird gemäß (6.58) mit Faktor f erhöht
- Beiwerte C1, C2 und C3 zur Ermittlung von M<sub>cr</sub> werden vom Programm ermittelt
- der Nachweis für Biegedrillknicken ist nicht erforderlich

Knicken in	y - Richtung	z - Richtung
Knicklänge L <sub>cr</sub>	3,300 m	3,300 m
Trägheitsradius i <sub>z</sub> / i <sub>y</sub>	3,64 cm	3,64 cm
Schlankheit λ	90,73	90,73
Bezugsschlankheit λ <sub>1</sub>	93,91	93,91
bez. Schlankheitsgrad λ̄	0,97	0,97
Beiwert α	0,21	0,21
Beiwert φ	1,05	1,05
Beiwert χ	0,69	0,69
N <sub>b,Rd</sub>	514,27 kN	514,27 kN
Momentenbeiwert C <sub>mz</sub> /y	0,600	---
Momentenbeiwert C <sub>mLT</sub>	---	0,600
Beiwert k <sub>zz</sub> / k <sub>yy</sub>	0,843	---
Beiwert k <sub>zy</sub> / k <sub>yz</sub>	---	0,506
Normalkraft  N,Ed	271,97 kN	271,97 kN
Bemessungsmoment M <sub>z,Ed</sub>	-7,58 kNm	0,00 kNm
Ausnutzung η, Stabilität	0,79	0,68

**Nachweis Drillknicken:**

--> Nachweis nicht erforderlich!

**Nachweis Schubbeulen:**

h<sub>w</sub>/t<sub>w</sub> = 10,000 <= 72\*epsilon/eta --> kein Nachweis für Schubbeulen des Steges gem. EC3-1-5 notwendig!

b<sub>w</sub>/t<sub>f</sub> = 10,000 <= 72\*epsilon/eta --> kein Nachweis für Schubbeulen der Flansche gem. EC3-1-5 notwendig!

**Verformungen**

|max.f<sub>y</sub>| = 0,39 cm / |max.f<sub>z</sub>| = 0,00 cm

Pos. 300      Decke ü. EG, C25/30, XC1, h=24 cm

Die Decke ist als Ortbetondecke mit einer Dicke 24cm bemessen.

Lastannahmen

Aus Lastannahmen „Decke über EG + 1. OG – Innenraum“ (s. S. 9)

$$\begin{aligned}g_k &= 2,7 \text{ kN/m}^2 \\q_{k,C1} &= 3,8 \text{ kN/m}^2 \\q_{k,C2} &= 5,0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Aus Lastannahmen „Dachdecke über EG – Dachterrasse im 1. OG“ (s. S. 8)

$$\begin{aligned}g_k &= 1,65 \text{ kN/m}^2 \\g_{k,Attika} &= 2,75 \text{ kN/m} \\q_{k,Z} &= 4,0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Aus Lastannahmen „Dachdecke über EG – Gründach im 1. OG“ (s. S. 8)

$$\begin{aligned}g_k &= 2,9 \text{ kN/m}^2 \\g_{k,Attika} &= 2,75 \text{ kN/m} \\s_k &= 1,0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Aus Lastannahmen „Außenwand nicht tragend – Holzständerwand“ (s. S. 11)

$$g_k = 4,4 \text{ kN/m}$$

Aus Treppenlauf Pos. 500 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.), L = 1,4 m, überschlägliche Lastannahme

$$\begin{aligned}g_k &= 10,5 \text{ kN/m} \\q_k &= 5,8 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Aus Treppenlauf mit Podest Pos. 501 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.), L = 1,4 m, überschlägliche Lastannahme

$$\begin{aligned}g_{k,max} &= 30,0 \text{ kN/m} \\g_{k,min} &= 17,5 \text{ kN/m} \\q_{k,max} &= 12,8 \text{ kN/m} \\q_{k,min} &= 7,5 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

### Rissverteilende Bewehrung

Die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite darf nach DIN EN 1992-1-1 7.3.2 mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$A_{s,min} = k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct} / \sigma_s = 1,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

mit  $k_c = 0,4$  (reine Biegung)

$$k = 0,8 \text{ (für } h \leq 300 \text{ mm)}$$

$$f_{ct,eff} = 0,5 * f_{ctm} = 0,5 * 2,6 \text{ N/mm}^2 = 1,3 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = 0,06 \text{ m}^2/\text{m} = 60 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (= } 0,25 * 0,24 \text{ m}^2/\text{m} \text{ Annahme)}$$

$$\sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2 \text{ (gewählt, Grenzdurchmesser } \phi_s^* = 35 \text{ mm)}$$

$$A_{s,min} = 0,4 * 0,8 * 1,3 \text{ N/mm}^2 * 60 \text{ mm}^2/\text{mm} / 20 \text{ N/mm}^2 = 1,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Untere Lage gewählt als Grundbewehrung R424 A mit  $2,01 \text{ cm}^2/\text{m} > 1,3 \text{ cm}^2/\text{m}$

Obere Lage gewählt als Grundbewehrung R424 A mit  $2,01 \text{ cm}^2/\text{m} > 1,3 \text{ cm}^2/\text{m}$

### Betondeckung Decke:

Expositionsklasse: XC1, WO oben und unten

$$c_{nom, oben} = 25 \text{ mm}$$

$$d_{1,x} = c_{nom} + \emptyset_{Stab} / 2 = 25 \text{ mm} + 8 \text{ mm} / 2 = 29 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} = a \text{ für Brandschutz}$$

$$d_{1,y} = d_{1,x} + \emptyset_{Stab} = 29 + 8 = 37 \text{ mm}$$

$$d_{1,m} = (29 + 37) / 2 = 33 \text{ mm}$$

$$\text{Annahme oben } d_{1,x} = d_{1,y} = 35 \text{ mm} \rightarrow d_m = (22 - 3,5) = 18,5 \text{ cm}$$

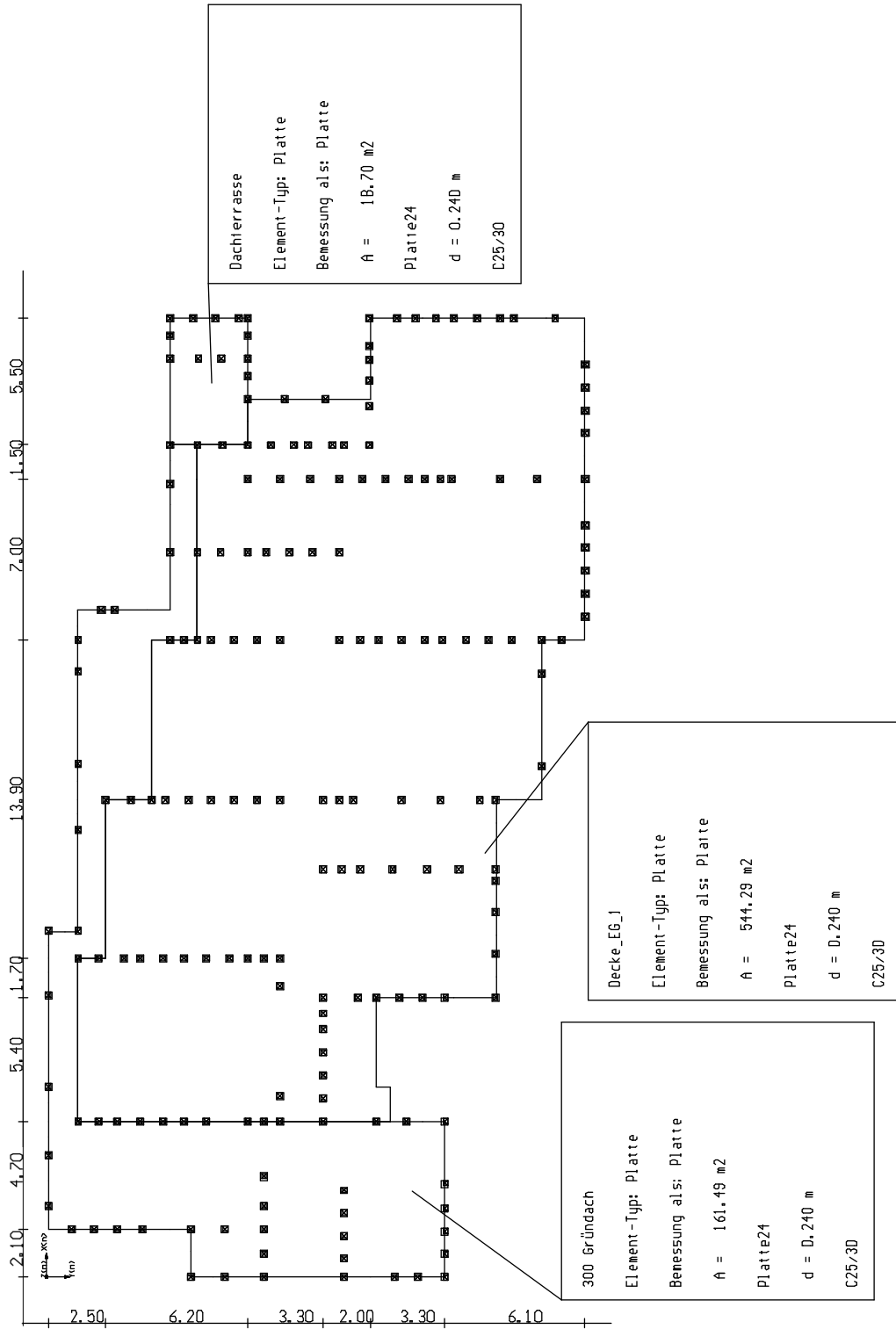
RIB-TRIMAS-Ausgaben: siehe folgende Seiten

**Bemessung**

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=festc=elast, b=, dz, rx, ry, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	300 Decke über EG 24 cm C25/30	Datum : 26.06.2024 Zeit : 13:00:29 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASCR) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	---	---	---	---

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626)

System: [m]



Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=>dz, rX, rY, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1,00/1,35 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=1,00/1,00 psi(2/11)=1,00/1,00	300 Decke über EG 24 cm C25/30	Datum : 26.06.2024 Zeit : 13:01:52 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASKR) Generierung Version 23.0.08022024
--	---	---	---	---	---	---

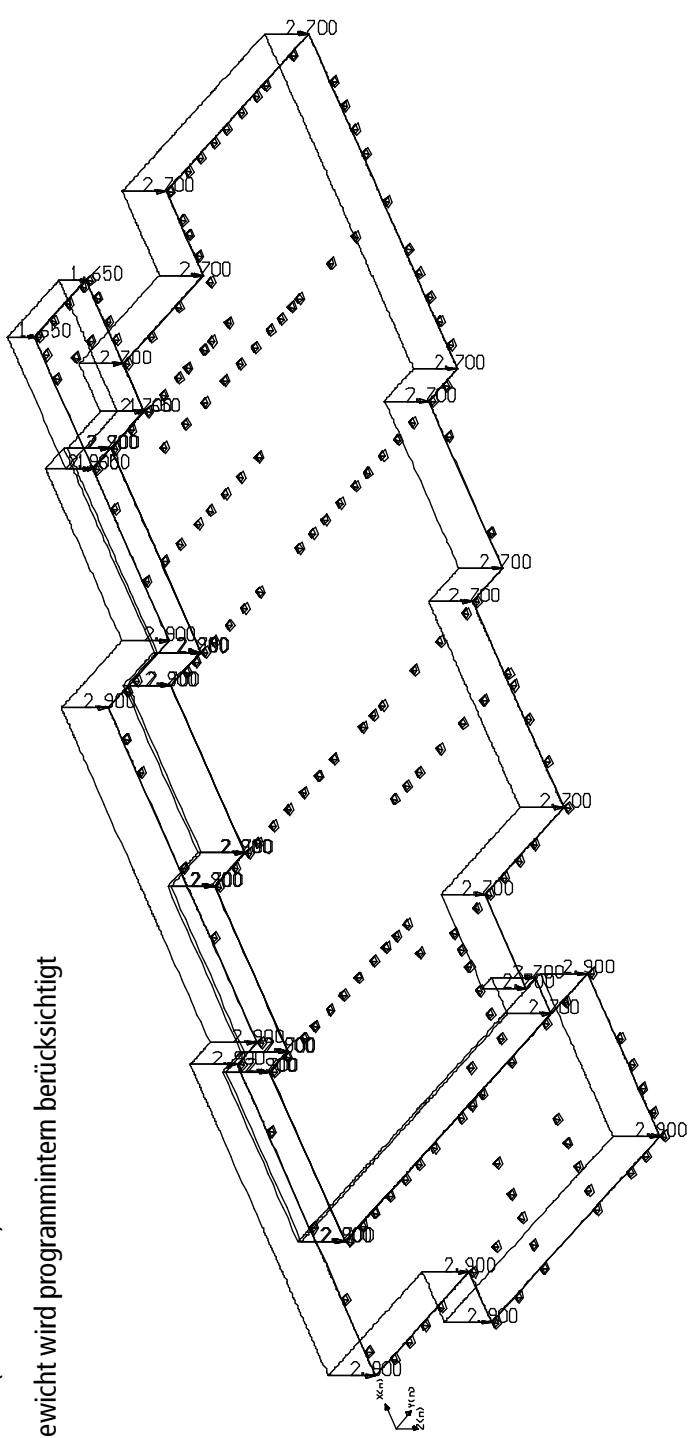
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Lastfall 2 : gk (ständige Last), inklusive Eigengewicht

**Lastfall g<sub>k</sub> Eigenlasten**

Hier nur Flächenlasten dargestellt:

- g = 2,7 kN/m<sup>2</sup> (Innenbereich)
- g = 2,9 kN/m<sup>2</sup> (Gründach)
- g = 1,65 kN/m<sup>2</sup> (Dachterrasse)

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt



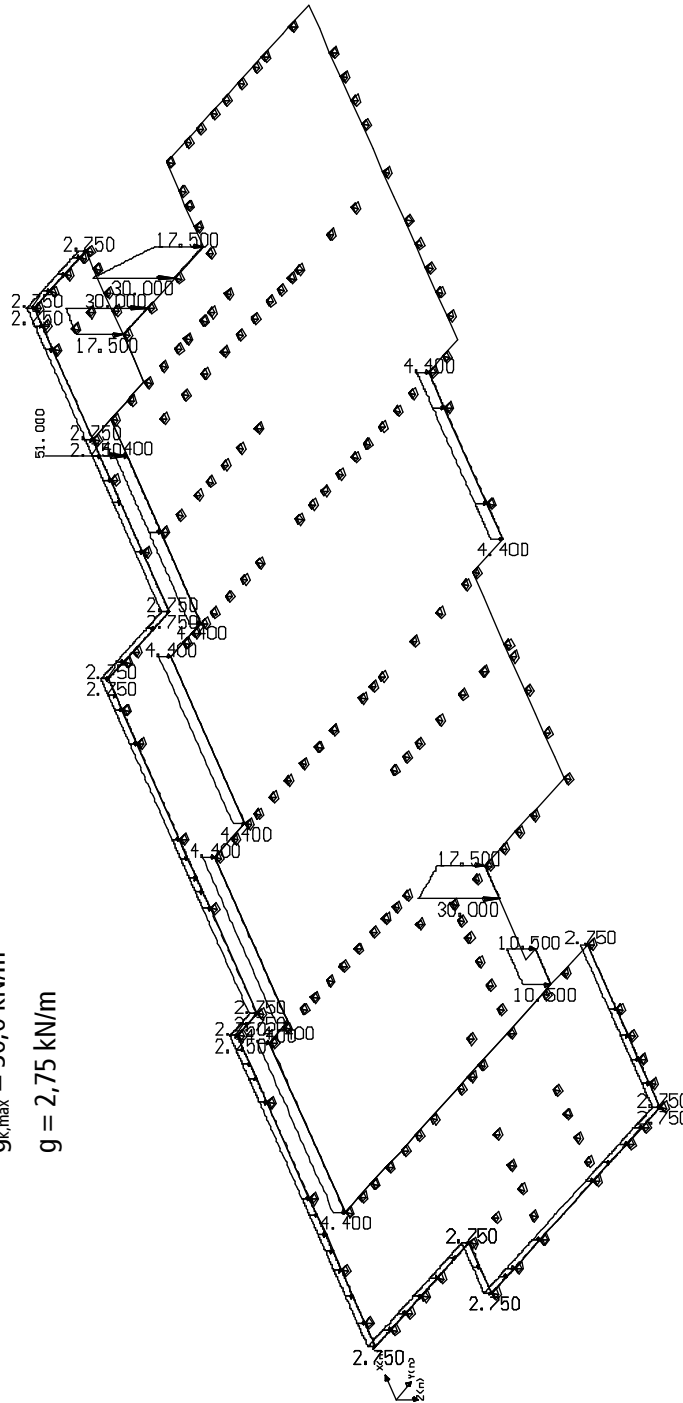
Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b <sub>x</sub> , d <sub>x</sub> , r <sub>x</sub> , r <sub>y</sub> , r <sub>z</sub> Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1,00/1,35 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=1,00/1,00 psi(2/11)=1,00/1,00	300 Decke über EG 24 cm C25/30	Datum : 26.06.2024 Zeit : 13:02:59 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASKR) Generierung Version 23.0.08022024
--	---	---	---	---	---	---

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10627 Berlin  
1911 ELC (1911-300\_20240626) Lastfall 2 : gk (ständige Last), inklusive Eigengewicht

**Lastfall g<sub>k</sub> Eigenlasten**

Hier nur Linien- und Punktlasten dargestellt:

- Aus Holzständerwand  $g = 4,40 \text{ kN/m}$
- Aus Treppenlauf Pos. 500  $g = 10,5 \text{ kN/m}$
- Aus Treppenlauf Pos. 501  $g_{k,min} = 17,5 \text{ kN/m}$
- $g_{k,max} = 30,0 \text{ kN/m}$
- Aus Attika:  $g = 2,75 \text{ kN/m}$

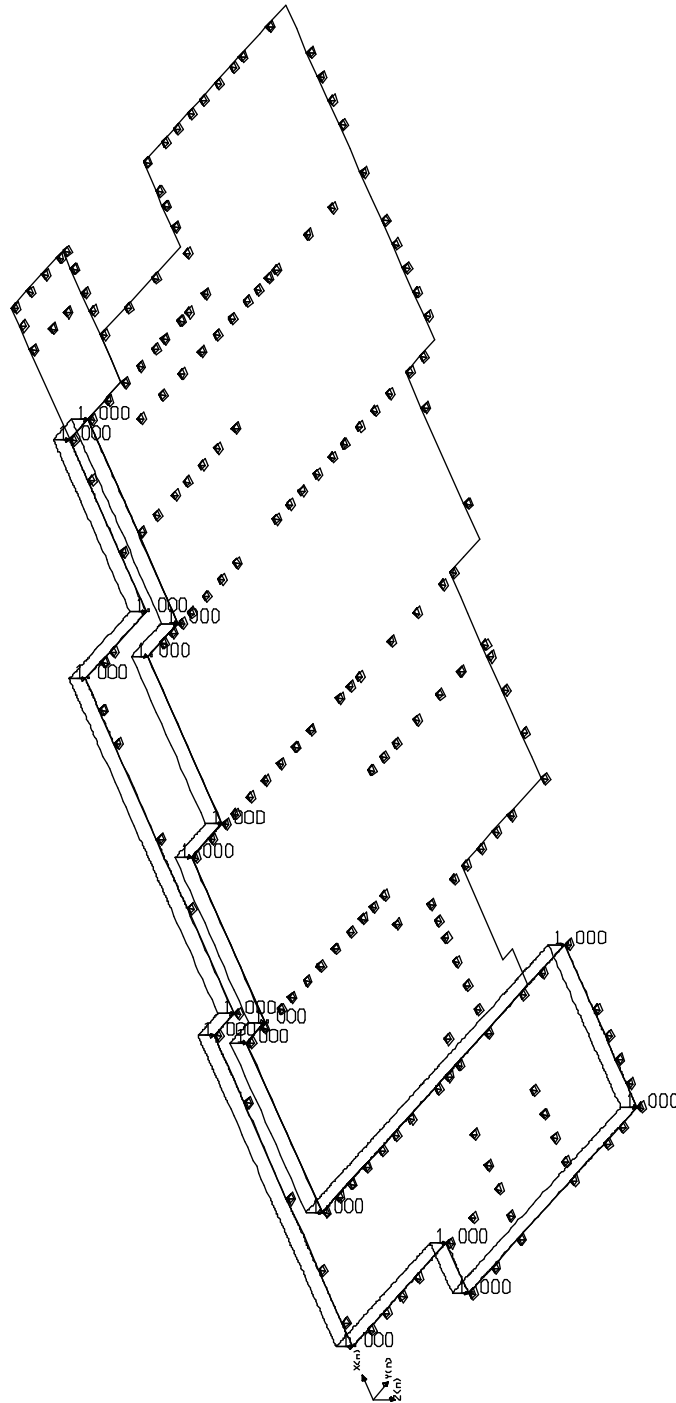


Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=>dz, rX, rY, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1,50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0,70/0,50 psi(2/11)=0,30/1,00	300 Decke über EG 24 cm C25/30	Datum : 26.06.2024 Zeit : 13:59:33 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASKR) Generierung Version 23.0.08022024
--	---	---	--	---	---	---

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Lastfall 5 : q<sub>k1</sub> Gründach (Kohlräume)

**Lastfall Q<sub>k1</sub> Gründach**

q<sub>k</sub> = 1,0 kN/m<sup>2</sup>



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Lastfall 7 : qk2 (Hohnräume)

**Lastfall Q<sub>k2</sub>**

Feldweise angeordnet.

$q_{c1} = 3,8 \text{ kN/m}^2$

$q_{c3} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Aus Treppenlauf Pos. 500

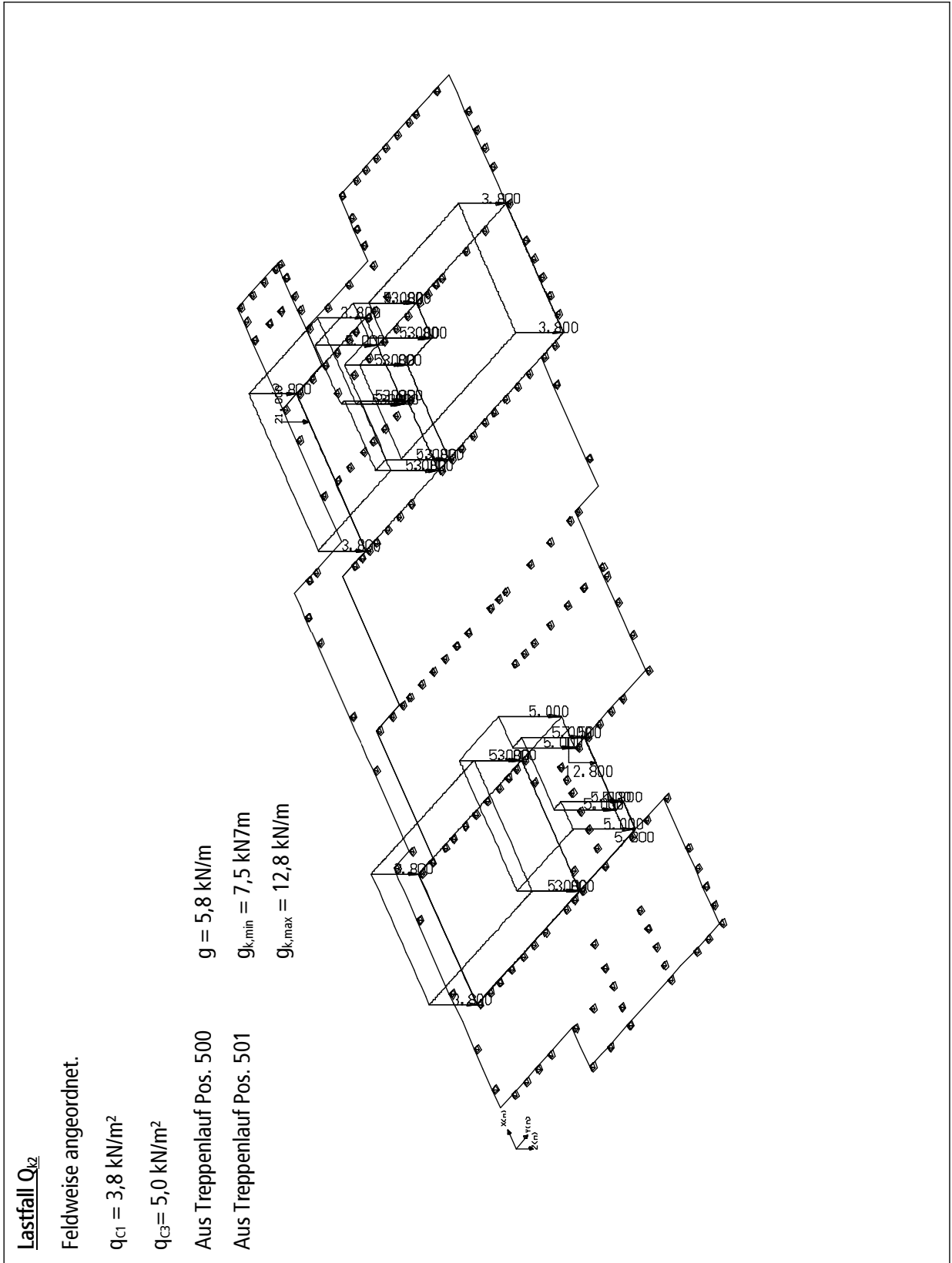
$g = 5,8 \text{ kN/m}$

Aus Treppenlauf Pos. 501

$g_{k,min} = 7,5 \text{ kN/m}$

$g_{k,max} = 12,8 \text{ kN/m}$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=el.ast, b=,dz,,rx,,fy,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=L.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.70/0.50 psi(2/11)=0.30/1.00	300 Decke über EG 24 cm C25/30	Datum : 26.06.2024 Zeit : 13:59:52 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	---	--	---	---	---





INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Lastfall 8 : qk3 (Hohlräume)

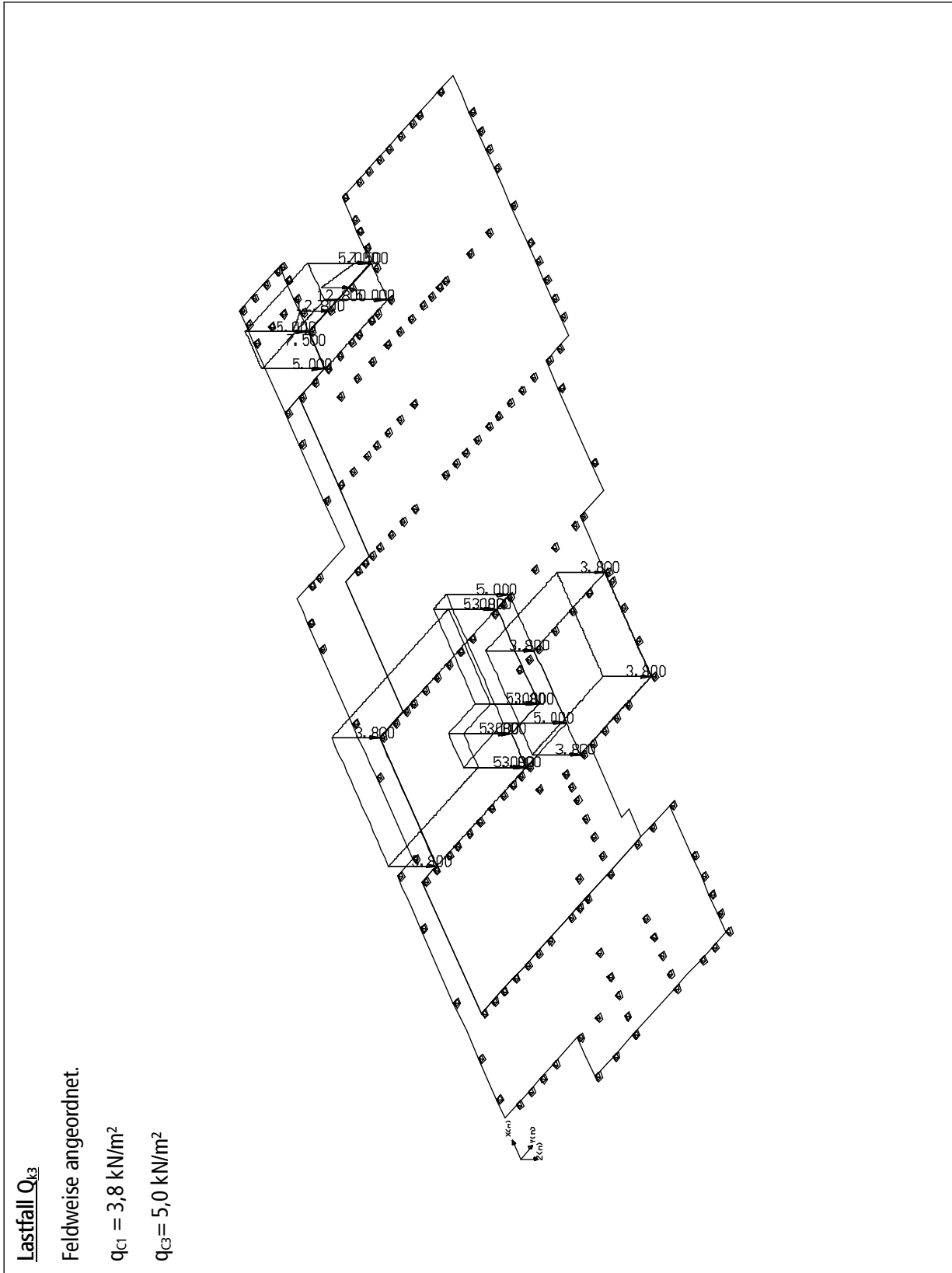
**Lastfall  $Q_{k3}$**

Feldweise angeordnet.

$q_{C1} = 3,8 \text{ kN/m}^2$

$q_{C3} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast, b=,dz,,rx,,fy,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=L.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.70/0.50 psi(2/11)=0.30/1.00	300 Decke über EG 24 cm C25/30	Datum : 26.06.2024 Zeit : 14:00:7 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	--	---	--	---	--	---



Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=>dz, rX, rY, rYy Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1,50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0,70/0,50 psi(2/11)=0,30/1,00	300 Decke über EG 24 cm C25/30	Datum : 26.06.2024 Zeit : 14:00:40 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASKR) Generierung Version 23.0.08022024
--	---	---	--	---	---	---

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Lastfall 24 : qk+(Möhräume)

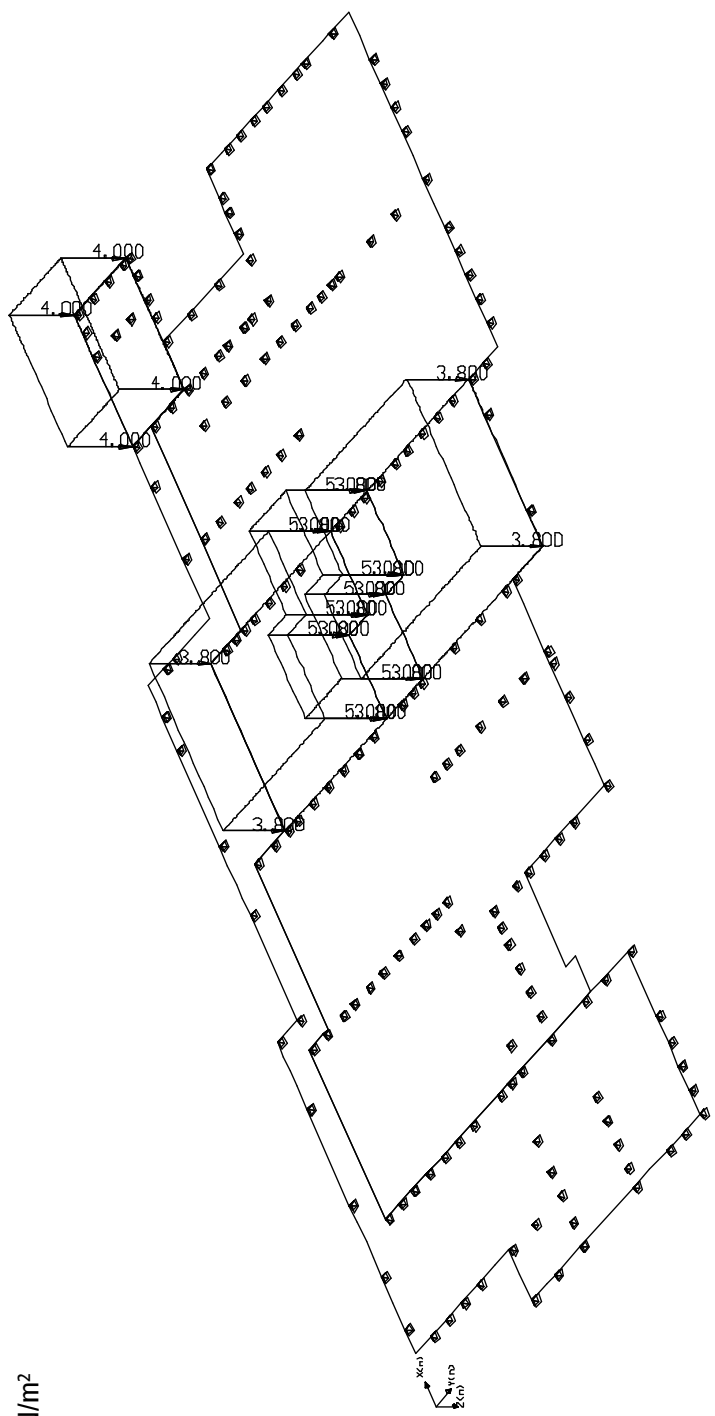
**Lastfall Q<sub>k4</sub>**

Feldweise angeordnet.

$q_{c1} = 3,8 \text{ kN/m}^2$

$q_{c3} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

$q_{t1} = 4,0 \text{ kN/m}^2$



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Lastfall 25 : qk5 (Wohnräume)

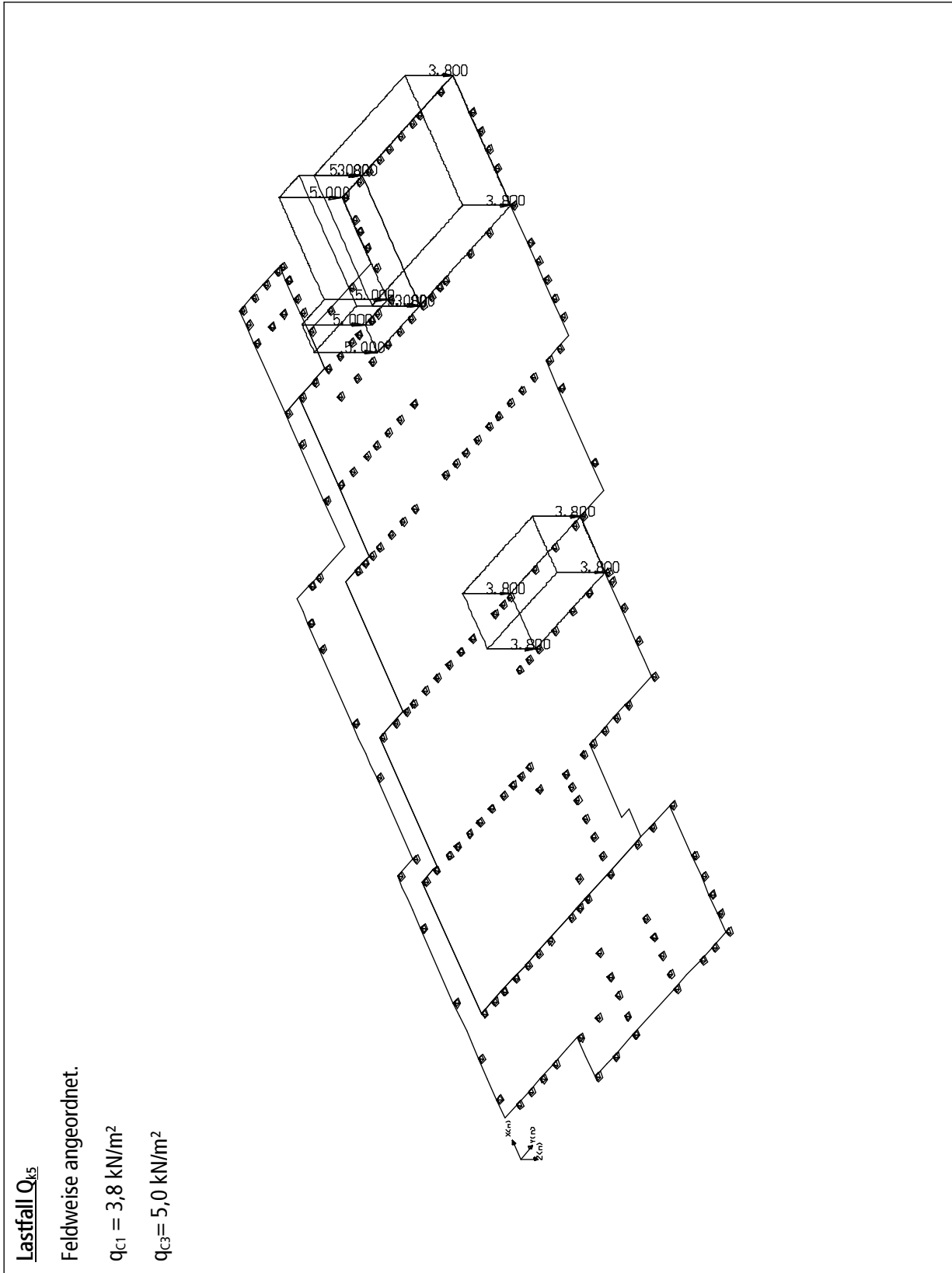
**Lastfall  $Q_{k5}$**

Feldweise angeordnet.

$q_{C1} = 3,8 \text{ kN/m}^2$

$q_{C3} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast, b=,dz,,rx,,fy,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=L.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.70/0.50 psi(2/11)=0.30/1.00	300 Decke über EG 24 cm C25/30	Datum : 26.06.2024 Zeit : 14:01:8 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASKR) Generierung Version 23.0 08022024
--	--	---	--	---	--	---

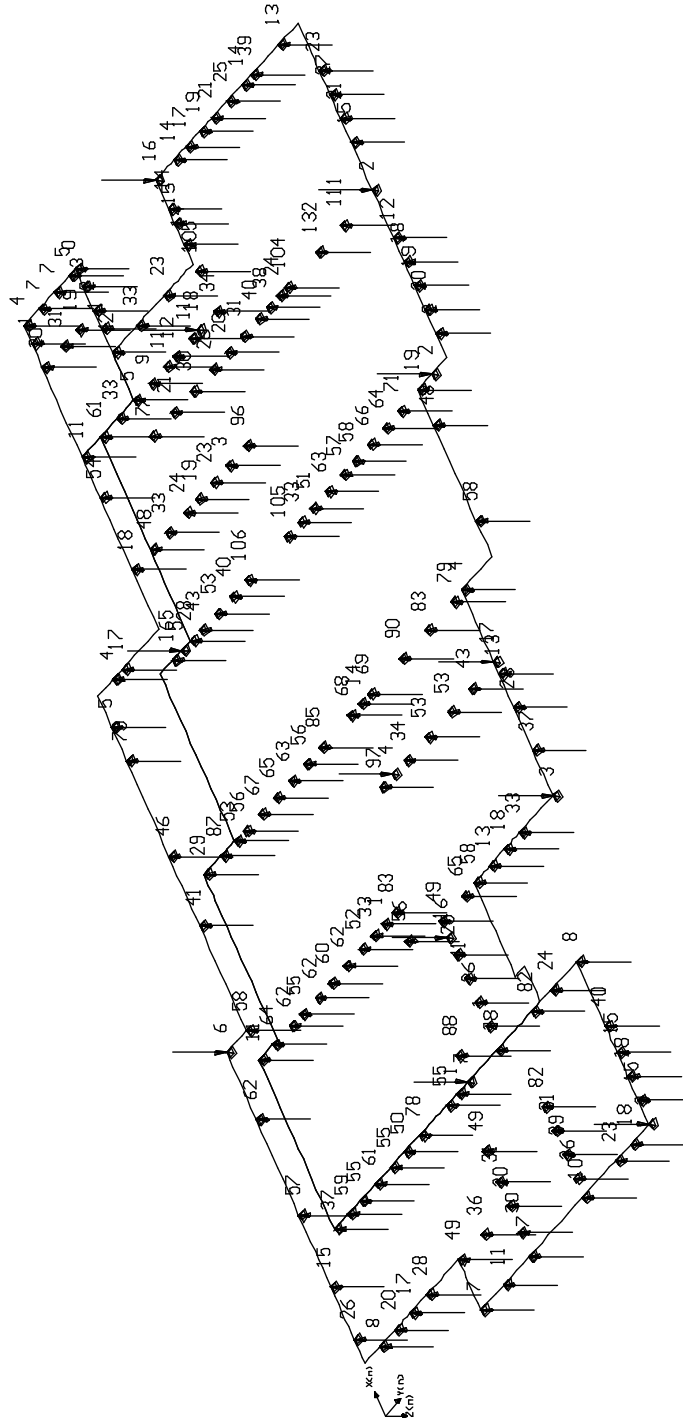


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Lastfall 2 : gk(ständige Last), inklusive Eigengewicht

**Lagerkräfte:**

**Lastfall g<sub>k</sub> Eigenlasten [kN]**  
 charakteristisch

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1
Teilsicherheitsbeiwerte: gamma <sub>L</sub> =1.00/1.35 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=1.00/1.00 psi(2/11)=1.00/1.00
Lagerreaktionen min Fsz = -18 kN max Fsz = 165 kN
Äußere Lasten Summe Pz = 6857.91 kN Summe Mx = 76575.05 kNm Summe My = -145756.92 kNm
Zahlenwerte Lagerreaktionen Fsz [kN] M <sub>Sx</sub> /M <sub>Sy</sub> [kNm]
300 Decke über EG 24 cm C25/30
Datum : 26.06.2024 Zeit : 14:03:22 Autor : eb
RIB Software GmbH TRIMASK® Auswertung Version 23.0 08022024



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) El. Lager/F(z): (K) Fsz Standardüberlagerung (charakteristisch)

**Lagerkräfte:**

**Lastfall  $g_k$  Eigenlasten [kN]**  
 charakteristisch

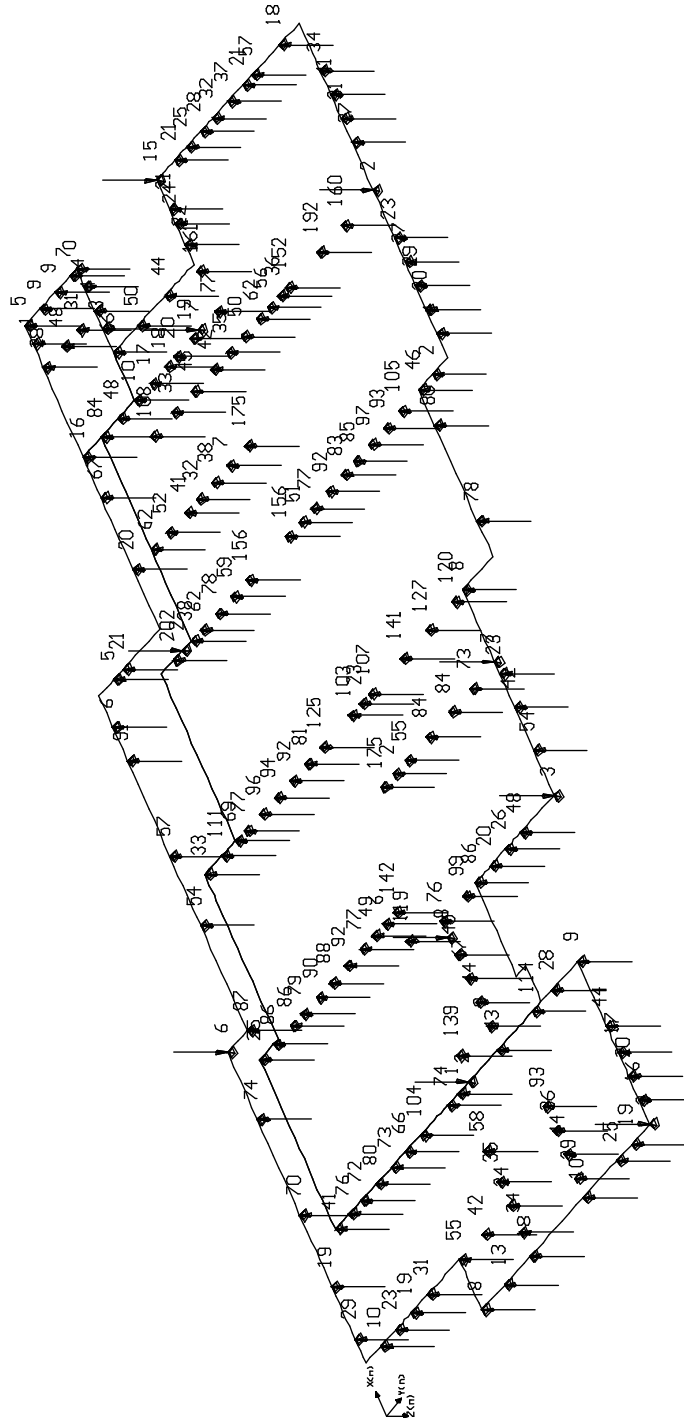
Lagerreaktionen Maximum  
 min Fsz = -36 kN  
 max Fsz = 202 kN

Zahlenwerte (max)  
 Lagerreaktionen  
 Fsz [kN]  
 M<sub>x</sub>/M<sub>y</sub> [kNm]

300  
 Decke über EG  
 24 cm  
 C25/30

Datum : 26.06.2024  
 Zeit : 14:02:31  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 0802024



Lagerreaktionen Maximum  
 min Fsz = -52 kN  
 max Fsz = 279 kN

Zahlenwerte (max)  
 Lagerreaktionen  
 Fsz [kN]  
 Msx/Msy [kNm]

300  
 Decke über EG  
 24 cm  
 C25/30

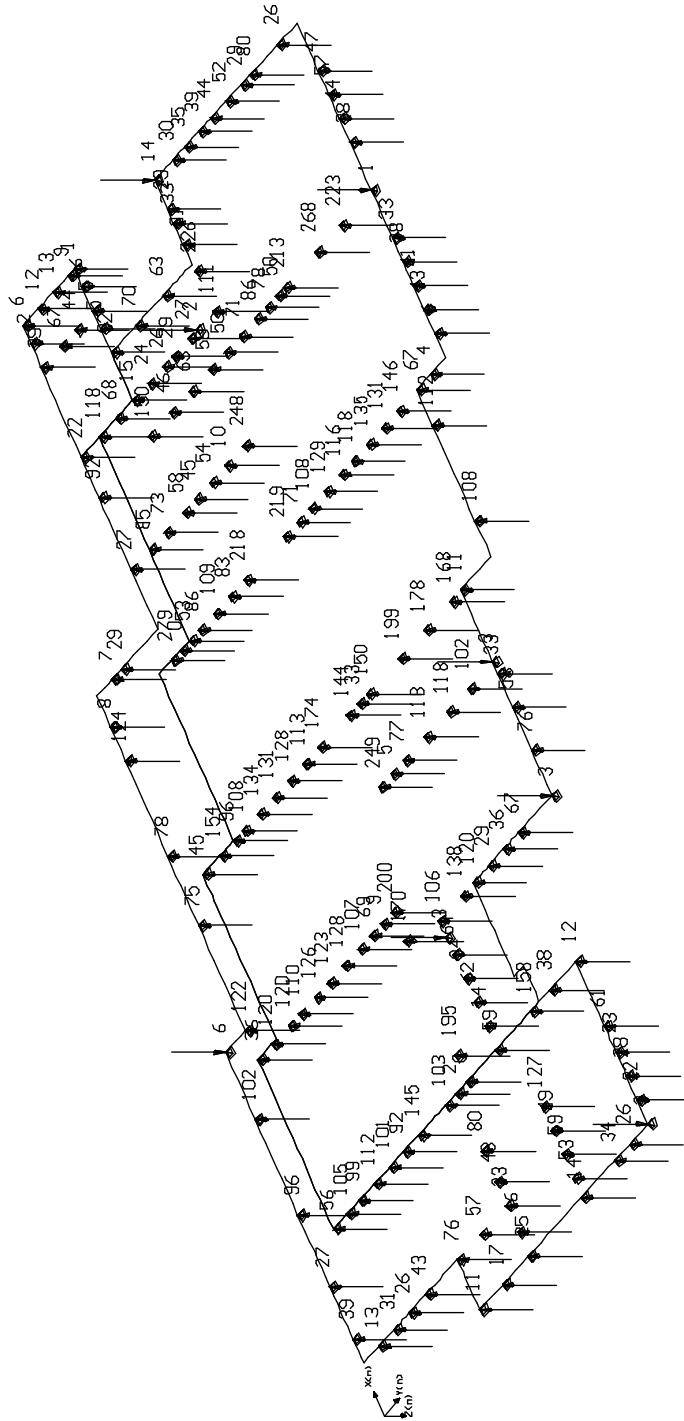
Datum : 26.06.2024  
 Zeit : 14:02:50  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) E2 Lager/F(z): (K) Fsz Grundkombination (design)

**Lagerkräfte:**

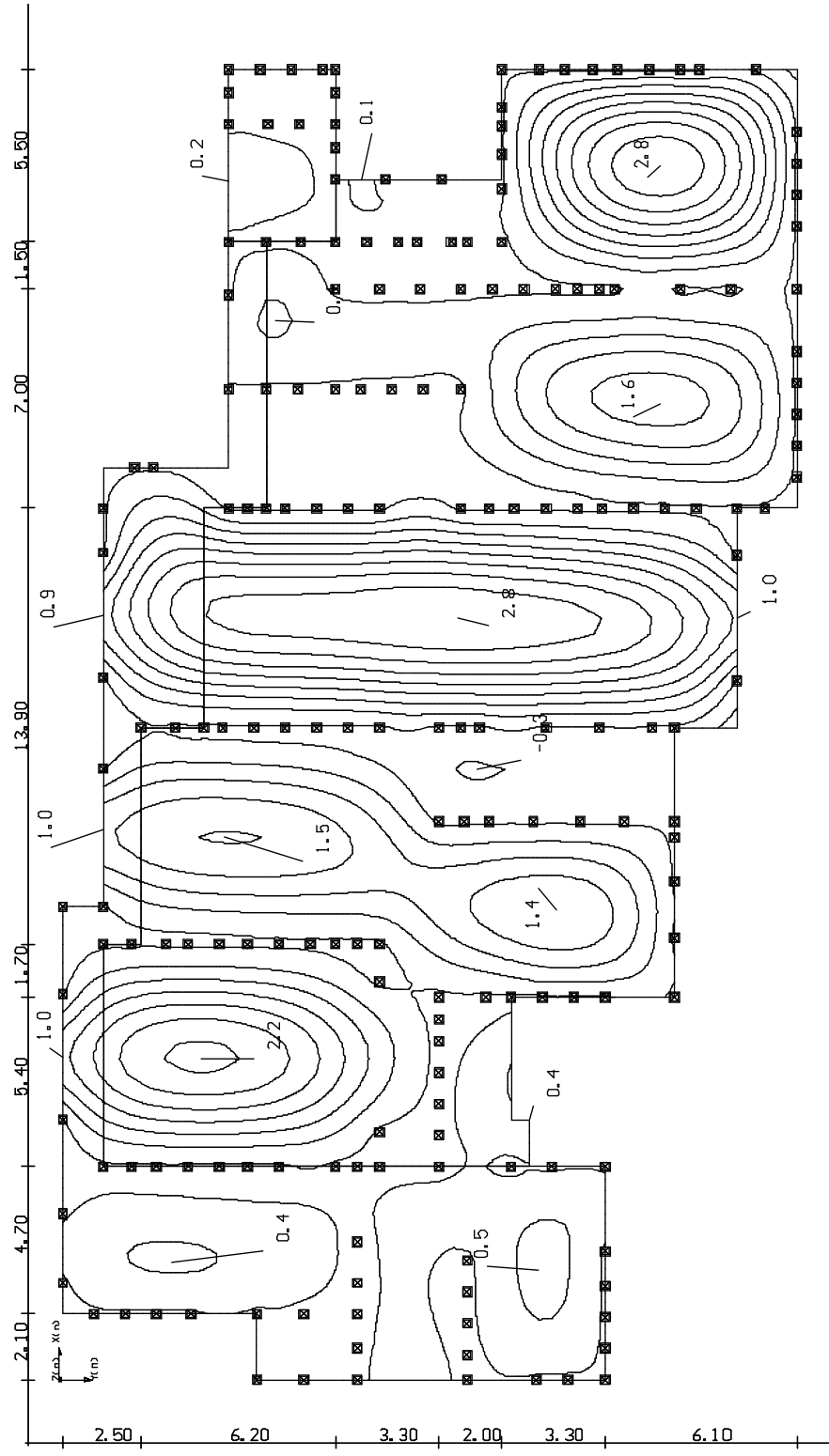
**Grundkombination F<sub>sz,d</sub> [kN]  
 (Maximum)**



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911-ELC (1911-300\_20240626) Quasi-ständig\_t0\_I

**Verformungen:  $d_z$  quasi ständig [mm]**

Ver schiebung Dz (max) max = 2.8 mm min = -0.6 mm	Verformtes System Skalierung : 700	300 Decke über EG 24 cm C25/30	Datum : 26.06.2024 Zeit : 14:06:36 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASC(R) Auswertung Version 23.0 08022024
--	---------------------------------------	---	---	---



Versehung

Dz (max)  
 max = 2.8 mm  
 min = -0.6 mm

Verformtes System  
 Skalierung : 700

300  
 Decke über EG  
 24 cm  
 C25/30

Datum : 26.06.2024  
 Zeit : 14:05:27  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

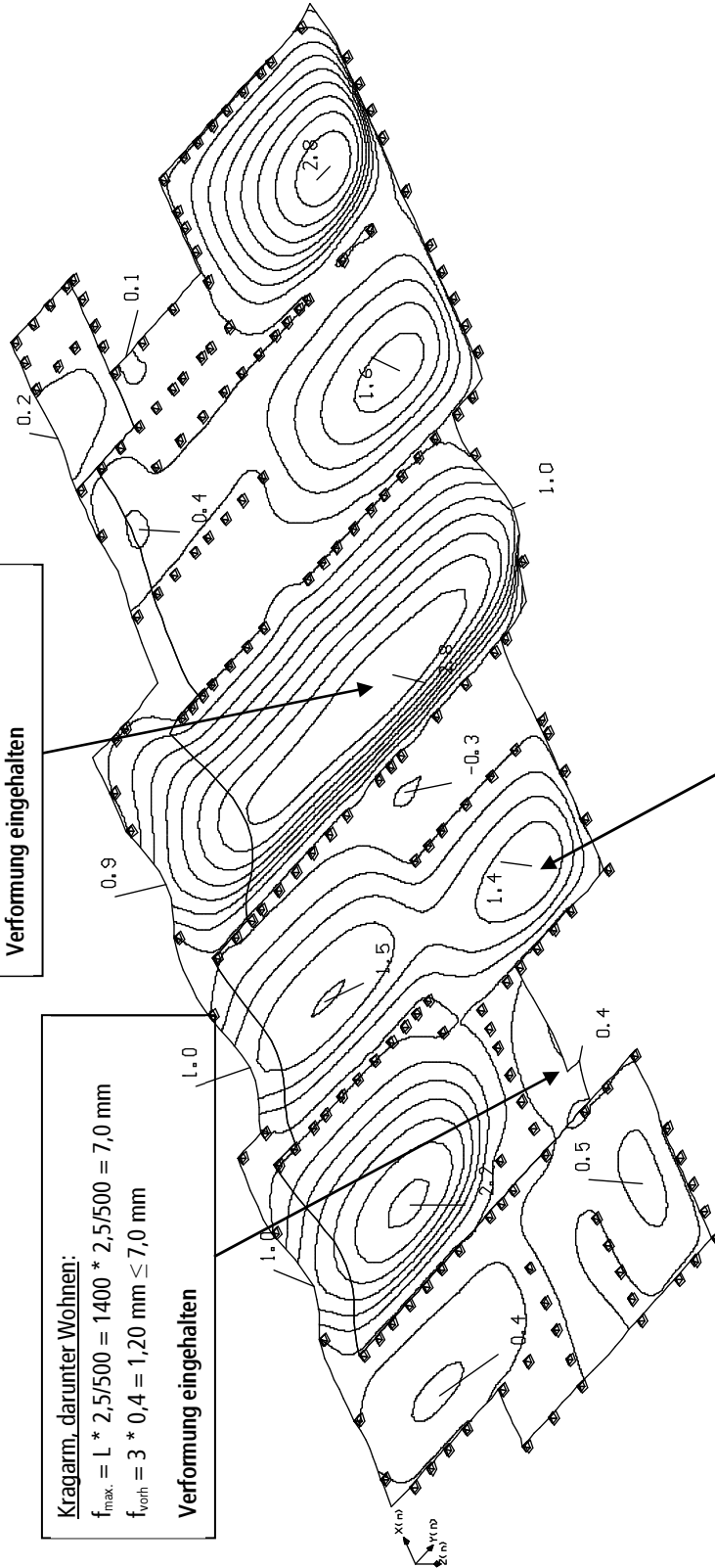
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr., 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Quasi-ständig\_t0\_1

**Verformungen: d, quasi ständig [mm]**

**Feld, darunter Wohnen:**  
 $f_{max} = L/500 = 6760/500 = 13,52 \text{ mm}$   
 $f_{voh} = 3 * 2,8 = 8,4 \text{ mm} \leq 13,52 \text{ mm}$   
**Verformung eingehalten**

**Kragarm, darunter Wohnen:**  
 $f_{max} = L * 2,5/500 = 1400 * 2,5/500 = 7,0 \text{ mm}$   
 $f_{voh} = 3 * 0,4 = 1,20 \text{ mm} \leq 7,0 \text{ mm}$   
**Verformung eingehalten**

**Feld, darunter Wohnen:**  
 $f_{max} = L/500 = 4009/500 = 8,02 \text{ mm}$   
 $f_{voh} = 3 * 1,4 = 4,2 \text{ mm} \leq 8,02 \text{ mm}$   
**Verformung eingehalten**



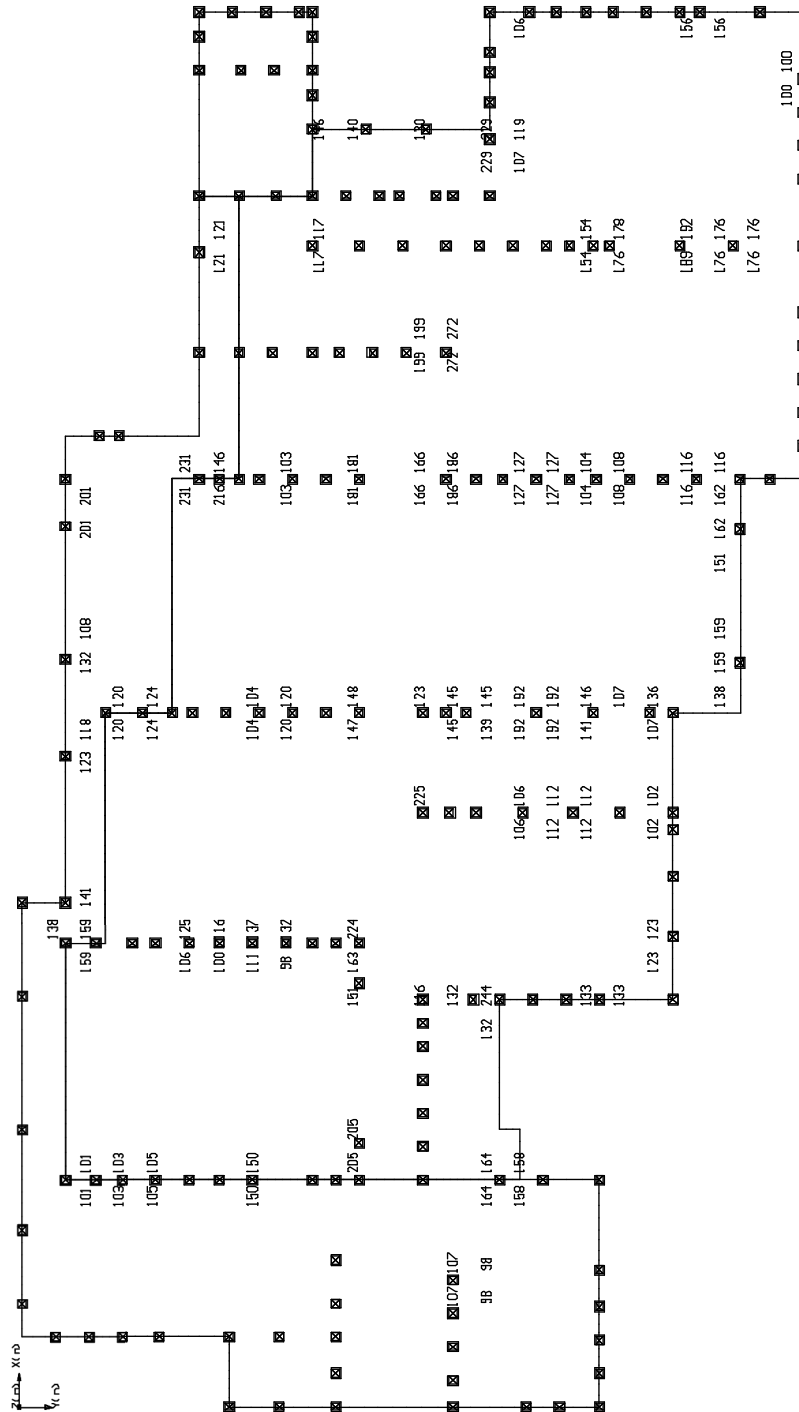


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Maximale AS-Werte

**Bemessungsquerkraft: Übersicht  $V_{Ed}$  [kN/m]**

(Maximalwerte im Raster 1,00 m)

Unterer Grenzwert  $98,00 \text{ kN} = V_{RdC}$



Bemessung  
 nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500S  
 Theor. Stahlverbrauch:  
 2426,2 kg  
 Bemessung als Platte  
 Bemessungsort:  
 - Eckpunkt

Darstellung im Raster  
 maximaler Wert / absolut  
 Bemessungsquerkraft  
 V<sub>Ed</sub> [kN/m]  
 max = 272  
 min = 0  
 Untere Schranke : 98  
 Obere Schranke : 500

Verformtes System  
 Skalierung : 700

300  
 Decke über EG  
 24 cm  
 C25/30

Datum : 26.06.2024  
 Zeit : 14:08:33  
 Autor : eb

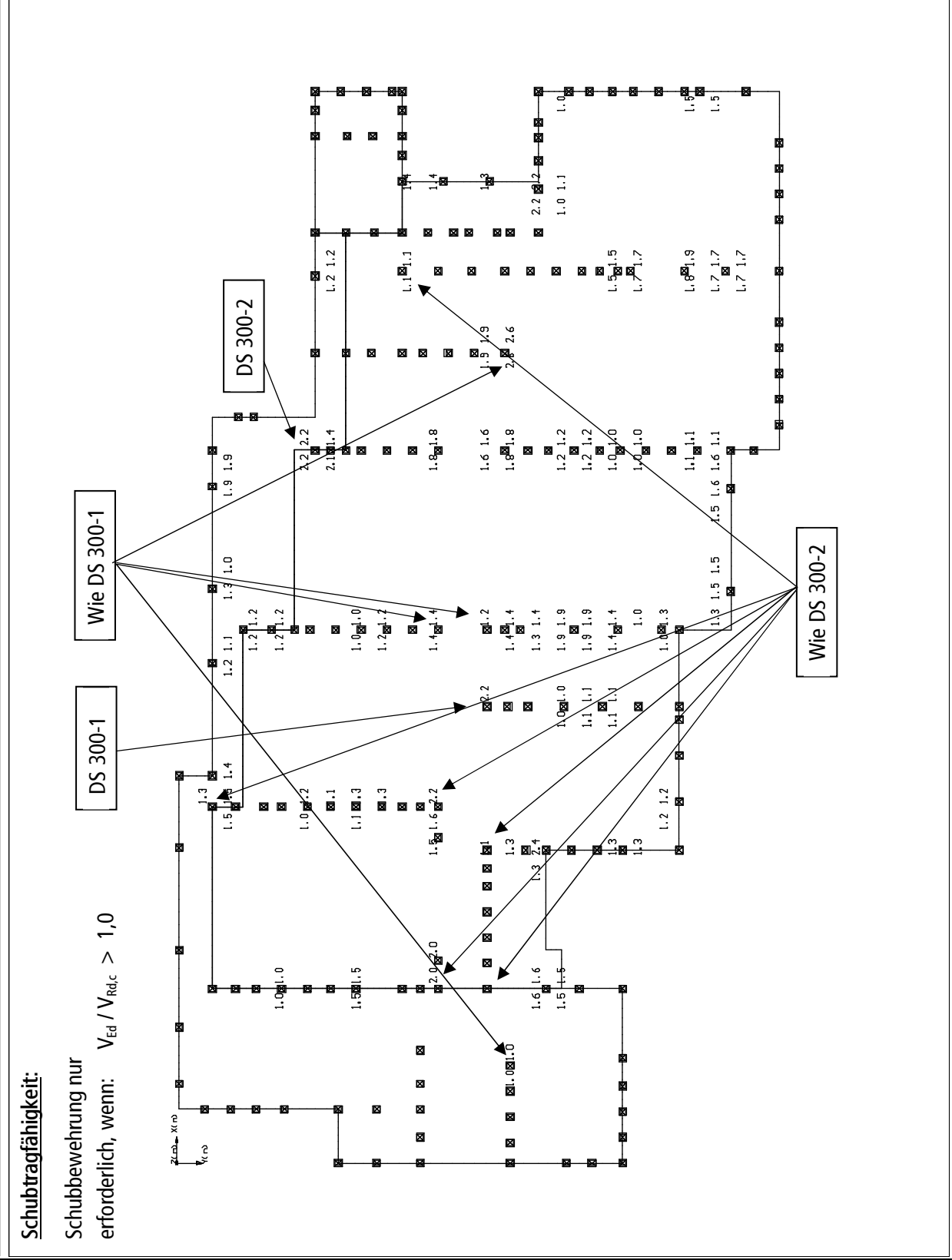
RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 0802024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Maximale AS-Werte

**Schubtragfähigkeit:**

Schubbewehrung nur  
 erforderlich, wenn:  $V_{Ed} / V_{Rd,c} > 1,0$

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 Beton = C25/30 Stahl = B500S Theor. Stahlverbrauch: 2426.2 kg Bemessung als Platte Bemessungsort: - Eckpunkt	Darstellung im Raster maximaler Wert / absolut Ausnutzung $V_{Ed}/V_{Rd,c}$ [-] max = 2.6 min = 0.0 Untere Schranke : 1.0 Obere Schranke : 10.0	Verformtes System Skalierung : 700	300 Decke über EG 24 cm C25/30	Datum : 26.06.2024 Zeit : 14:09:15 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASKR) Auswertung Version 23.0 08022024
---	--	---------------------------------------	---	---	--



## Querkraftnachweis

Zunächst wird berechnet wie viel Querkraft die Decke ohne eine zusätzliche Querkraftbewehrung aufnehmen kann:

$$\begin{aligned}
 & \text{C25/30 mit} \quad f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{cd} = 14,20 \text{ N/mm}^2, \quad \gamma_c = 1,5 \\
 & h = 240,00 \text{ mm} \\
 & c = 25,00 \text{ mm} \\
 & A_{sl} = 2,01 \text{ cm}^2 / 4,24 \text{ cm}^2 \\
 & b_w = 1000,00 \text{ mm} \quad (\text{Betrachtung eines 1 m breiten Deckenstreifens}) \\
 & d = h - c - 20,00/2 - 10,00/2 = 200,00 \text{ mm} \quad (\text{Ann.: } d_{\text{längs}} = 20 \text{ mm}, d_{\text{Bügel}} = 10 \text{ mm}) \\
 & k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2\} = 2,00 \\
 & \rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0,02\} = 0,0013 \\
 & v_{\min} = 0,0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,49 \quad (\text{für } d = 200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}) \\
 & \sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{keine Betonlängsspannung}) \\
 & V_{Rdc} = \max\left\{ \begin{aligned} & [0,15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d; \\ & [v_{\min} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d \end{aligned} \right\} \\
 & \quad \quad \quad = 98,00 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Demnach muss für  $V_{Ed} \leq 98,99 \text{ kN/m}$  keine Querkraftbewehrung eingebaut werden.

Mit einer Zulage von  $\varnothing 25/15 \text{ cm}$  in x-Richtung und  $\varnothing 20/12,5 \text{ cm}$  in y-Richtung ergibt sich folgende Querkrafttragfähigkeit:

$$\begin{aligned}
 A_{sl,x} &= 5,24 \text{ cm}^2 + 32,72 \text{ cm}^2 = 37,96 \text{ cm}^2 \\
 A_{sl,y} &= 2,01 \text{ cm}^2 + 25,13 \text{ cm}^2 = 27,14 \text{ cm}^2 \\
 A_{sl,m} &= (37,96 \text{ cm}^2 + 27,14 \text{ cm}^2) / 2 = 32,55 \text{ cm}^2 \\
 \rho_l &= \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0,02\} = 0,0162 \\
 V_{Rdc,Zulage} &= \max\left\{ \begin{aligned} & [0,15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d; \\ & [v_{\min} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d \end{aligned} \right\} \\
 & \quad \quad \quad = 137,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Demnach muss für  $V_{Ed} \leq 137,00 \text{ kN/m}$  keine Querkraftbewehrung, aber die aufgeführte Zulage eingebaut werden.

An den Linienlagern kann von einer gleichmäßigen Lastverteilung ausgegangen werden. Eine maximal mögliche Auflagerlast ergibt sich zu

$$V_{Ed} = (1,35 * 8,7 \text{ kN/m}^2 + 1,5 * 5,0 \text{ kN/m}^2) * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 135,0 \text{ kN/m} < 137,0 \text{ kN/m} = V_{Rdc,Zulage}$$

Demnach kann die erforderliche Querkrafttragfähigkeit an den Linienlagern mit einer Zulage von  $\varnothing 25/15 \text{ cm}$  in x-Richtung und  $\varnothing 20/12,5 \text{ cm}$  in y-Richtung abgedeckt werden.

### Durchstanzen DS 300-1

Wandende,  $b = 24 \text{ cm}$

C25/30 mit  $f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{cd} = 14,20 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_c = 1,5$ ,  $f_{yd} = 435,0 \text{ N/mm}^2$

$h = 240 \text{ mm}$

$c = 25 \text{ mm}$

$d = h - c - 20,00/2 - 10,00/2 = 200,00 \text{ mm}$  (Ann.:  $d_{\text{längs}} = 20 \text{ mm}$ ,  $d_{\text{Bügel}} = 10 \text{ mm}$ )

$A_{sI,x} = 4,24 \text{ cm}^2 + 32,72 \text{ cm}^2 (\text{Ø}25/15) = 36,96 \text{ cm}^2$

$A_{sI,y} = 2,01 \text{ cm}^2 + 19,63 \text{ cm}^2 (\text{Ø}25/25) = 21,64 \text{ cm}^2$

$A_{sI,m} = (36,96 \text{ cm}^2 + 21,64 \text{ cm}^2) / 2 = 29,3 \text{ cm}^2$

$b_w = 1000,00 \text{ mm}$

Faktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten  $\beta = 1,35$

bezogener Stützenumfang  $u_0 / d = 4,8 \text{ m}$

$C_{Rdc} = 0,18 / \gamma_c * (0,1 * u_0/d + 0,6) = 0,12$

$k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2,00\} = 2,00$

$\rho_I = \min\{A_{sI} / (b_w * d); 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}\} = 0,0146$

$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$  (keine Betonlängsspannung)

$\nu_{\min} = 0,0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,49$  (für  $d = 200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$ )

$u_1 = 197,7 \text{ cm}$  (im Abstand von  $2d$ )

#### Widerstand:

Bemessungswiderstand  $\nu_{Rdc} = \max\{[C_{Rdc} * k * (100 * \rho_I * f_{ck})^{1/3} + 0,10 * \sigma_{cp}]; \nu_{\min} + 0,10 * \sigma_{cp}\} * (u_1 * d)$   
 $= 311,4 \text{ kN}$

#### Einwirkung:

Lasteinzugsfläche  $A = (1,4 + 2,7) \text{ m} * (2,6 + 0,3) \text{ m} = 11,9 \text{ m}^2$  (Annahme)

$V_{Ed} = 11,9 \text{ m}^2 * (1,35 * 8,7 \text{ kN/m}^2 + 1,5 * 5,00 \text{ kN/m}^2) = 229,1 \text{ kN}$

Bemessungswert der Querkraft  $\nu_{Ed} = \beta * V_{Ed} = 1,35 * 229,1 = 309,2 \text{ kN}$

#### Nachweis:

$\nu_{Ed} = 309,2 \text{ kN} < 311,4 \text{ kN} = \nu_{Rdc}$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich.

Erforderliche Zulage in  $x$ :  $\text{Ø}25/15 \text{ cm}$

$y$ :  $\text{Ø}25/25 \text{ cm}$

**Durchstanzen DS 300-2**

Wanddecke,  $b = 24 \text{ cm}$

C25/30 mit  $f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{cd} = 14,20 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_c = 1,5$   
 $h = 220 \text{ mm}$   
 $c = 25 \text{ mm}$   
 $d = h - c - 20,00/2 - 10,00/2 = 180,00 \text{ mm}$  (Ann.:  $d_{l\ddot{a}ngs} = 20 \text{ mm}$ ,  $d_{B\ddot{u}gel} = 10 \text{ mm}$ )  
 $A_{sI,x} = 4,24 \text{ cm}^2 + 32,72 \text{ cm}^2 (\text{\textcircled{25}/15}) = 36,96 \text{ cm}^2$   
 $A_{sI,y} = 2,01 \text{ cm}^2 + 19,63 \text{ cm}^2 (\text{\textcircled{25}/25}) = 21,64 \text{ cm}^2$   
 $A_{sI,m} = (36,96 \text{ cm}^2 + 21,64 \text{ cm}^2) / 2 = 29,3 \text{ cm}^2$   
 $b_w = 1000,00 \text{ mm}$   
 Faktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten  $\beta = 1,20$   
 bezogener Stützenumfang  $u_0 / d = 6,0 \text{ m}$   
 $C_{Rdc} = 0,12$   
 $k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2,00\} = 2,00$   
 $\rho_I = \min\{A_{sI} / (b_w * d); 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}\} = 0,0146$   
 $\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$  (keine Betonlängsspannung)  
 $\nu_{min} = 0,0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,49$  (für  $d = 200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$ )  
 $u_1 = 122,8 \text{ cm}$  (im Abstand von  $2d$ )

Widerstand:

Bemessungswiderstand  $\nu_{Rdc} = \max\{[C_{Rdc} * k * (100 * \rho_I * f_{ck})^{1/3} + 0,10 * \sigma_{cp}]; \nu_{min} + 0,10 * \sigma_{cp}\} * (u_1 * d)$   
 $= 193,5 \text{ kN}$

Einwirkung:

Lasteinzugsfläche  $A = 8,0 \text{ m}^2$  (Annahme)  
 $V_{Ed} = 8,0 \text{ m}^2 * (1,35 * 8,7 \text{ kN/m}^2 + 1,5 * 5,0 \text{ kN/m}^2) = 154,0 \text{ kN}$   
 Bemessungswert der Querkraft  $\nu_{Ed} = \beta * V_{Ed} = 1,20 * 154,0 \text{ kN} = 184,8 \text{ kN}$

Nachweis:

$\nu_{Ed} = 184,8 \text{ kN} < 193,5 = \nu_{Rdc}$

**Keine Durchstanzbewehrung erforderlich.**  
 Erforderliche Zulage in  $x$ :  $\text{\textcircled{25}/15 cm}$   
 $y$ :  $\text{\textcircled{25}/25 cm}$

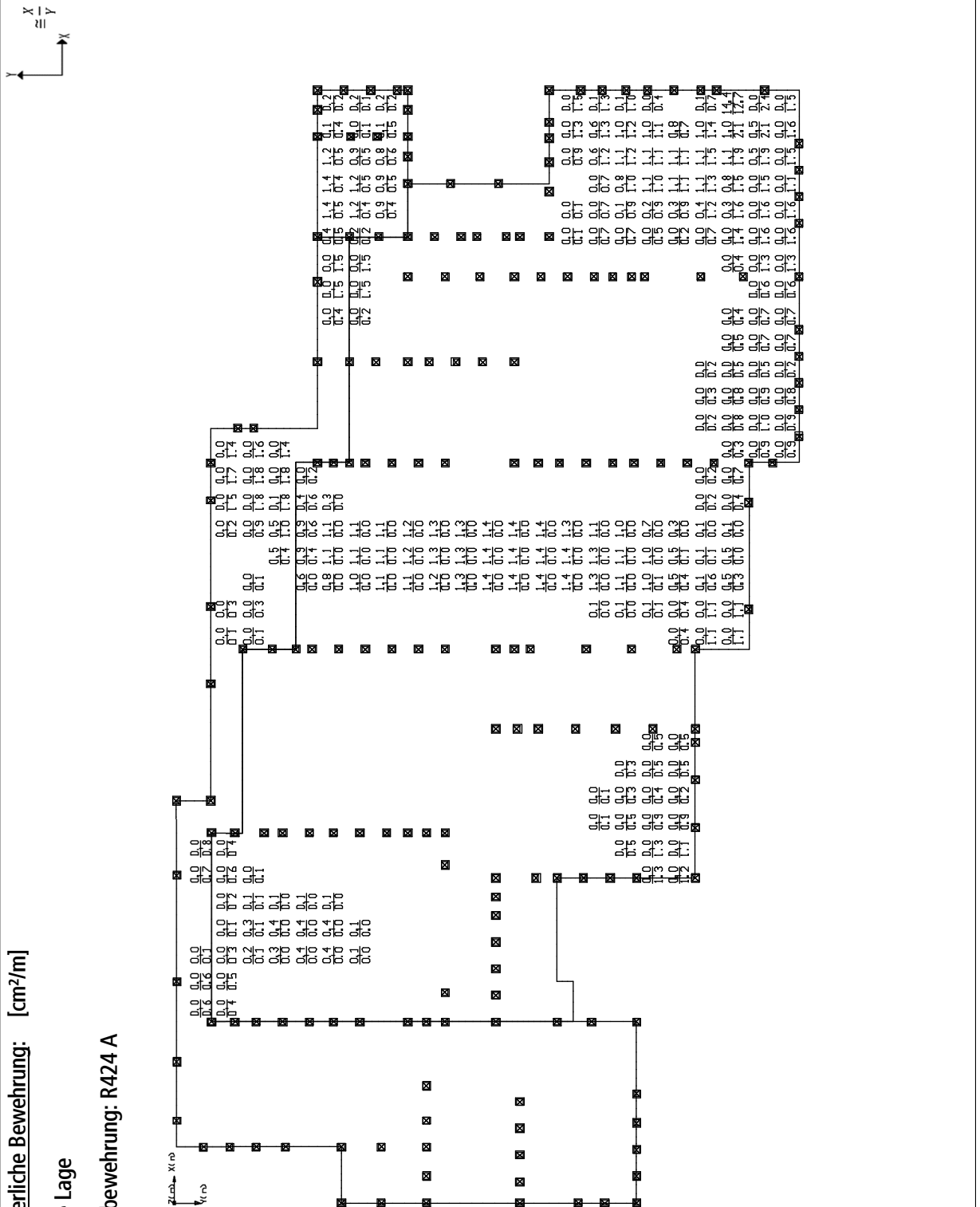
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Maximale AS-Werte

**Erforderliche Bewehrung:** [cm<sup>2</sup>/m]

Untere Lage

Grundbewehrung: R424 A

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 Beton = C25/30 Stahl = B500S Theor. Stahlverbrauch: 2426,2 kg untere Lage [cm <sup>2</sup> /m] Darstellung im Raster Grundbew.: R424 A wird berücksichtigt Randabstand [cm]: dl-x, dl-y: 2,5/2,5 Bemessung als Platte Bemessungsort: - Eckpunkt	Verformtes System Skalierung : 700	300 Decke über EG 24 cm C25/30	Datum : 26.06.2024 Zeit : 14:09:36 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASKR) Auswertung Version 23.0 08022024
--	---------------------------------------	---	---	--

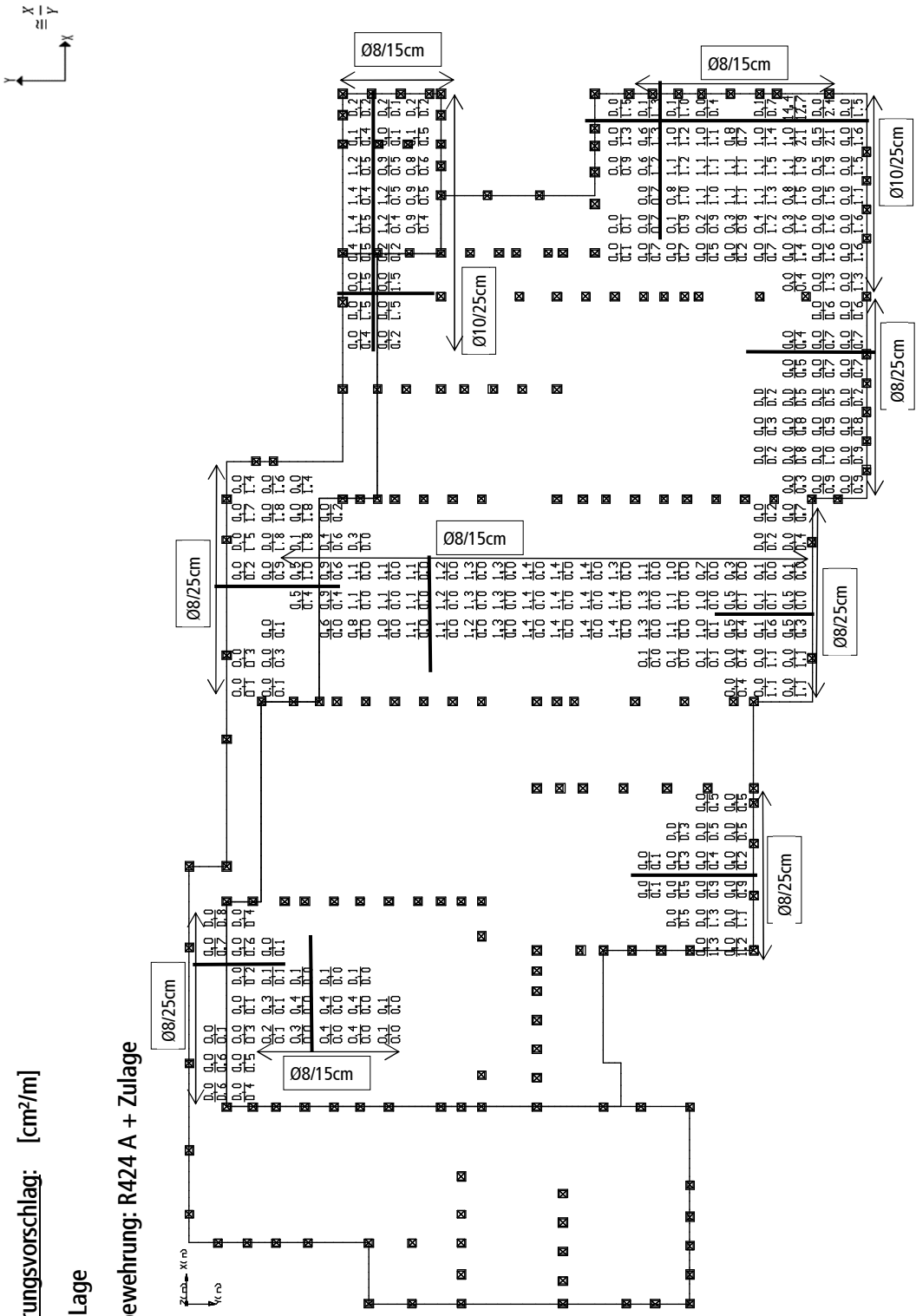


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Maximale AS-Werte

**Bewehrungsvorschlag: [cm<sup>2</sup>/m]**

**Untere Lage**

**Grundbewehrung: R424 A + Zulage**



Bemessung nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500S  
 Theor. Stahlverbrauch: 2426,2 kg  
 untere Lage [cm<sup>2</sup>/m]  
 Darstellung im Raster  
 Grundbew.: R424 A  
 wird berücksichtigt  
 Randabsstand [cm]:  
 dl-x, dl-y: 2,5/2,5  
 Bemessung als Platte  
 Bemessungsort:  
 - Eckpunkt

Verformtes System  
 Skalierung : 700

300  
 Decke über EG  
 24 cm  
 C25/30

Datum : 26.06.2024  
 Zeit : 14:09:36  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

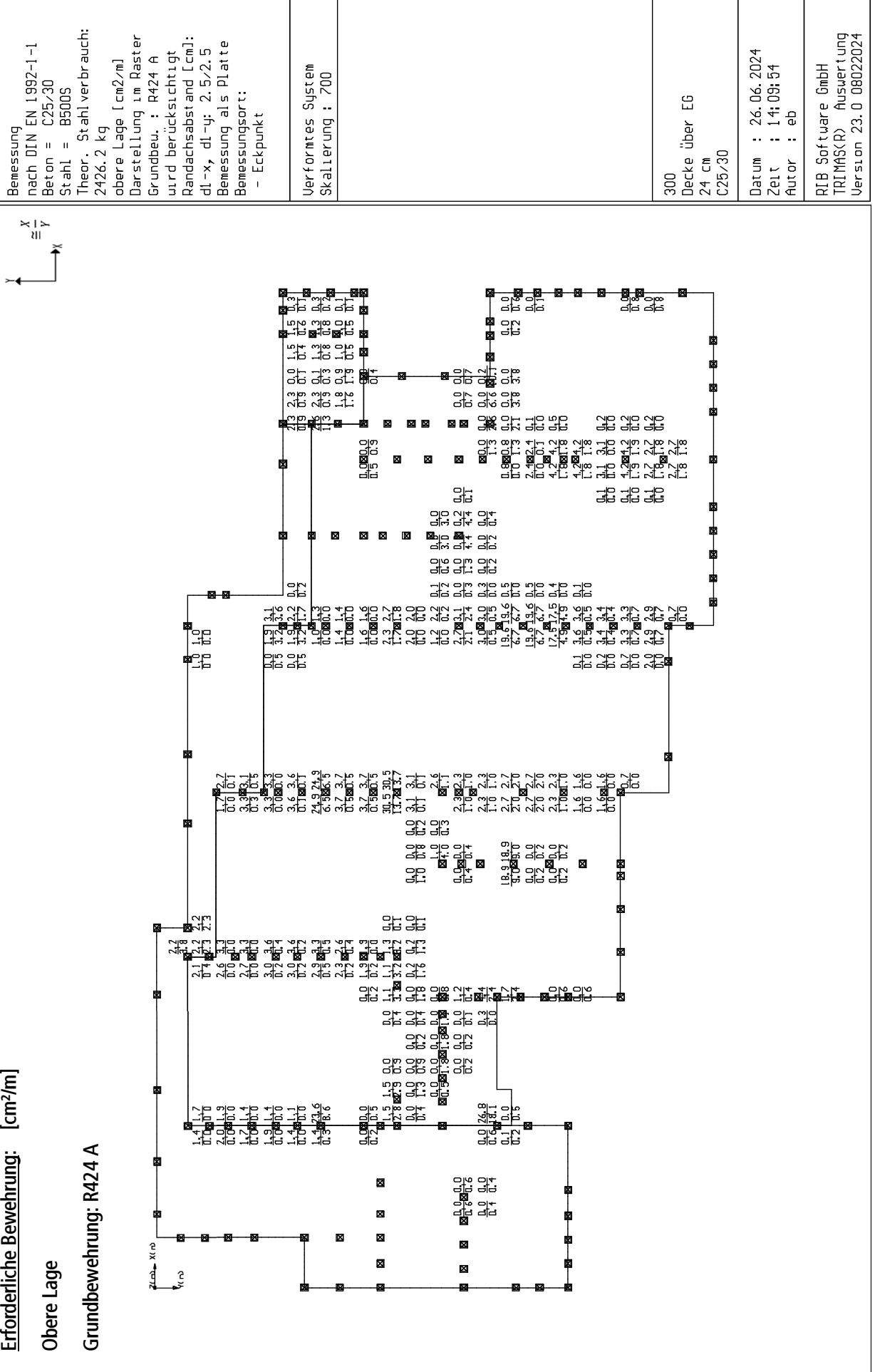
Die Matten werden in den Stützbereichen gestoßen und mit einer Zulage Ø10/15cm versehen

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Maximale AS-Werte

**Erforderliche Bewehrung: [cm<sup>2</sup>/m]**

**Obere Lage**

**Grundbewehrung: R424 A**



Bemessung  
 nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500S  
 Theor. Stahlverbrauch:  
 2426.2 kg  
 obere Lage [cm<sup>2</sup>/m]  
 Darstellung im Raster  
 Grundbew. : R424 A  
 wird berücksichtigt  
 Randabstand [cm]:  
 dl-x, dl-y: 2.5/2.5  
 Bemessungsort:  
 - Eckpunkt

Verformtes System  
 Skalierung : 700

300  
 Decke über EG  
 24 cm  
 C25/30

Datum : 26.06.2024  
 Zeit : 14:09:54  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

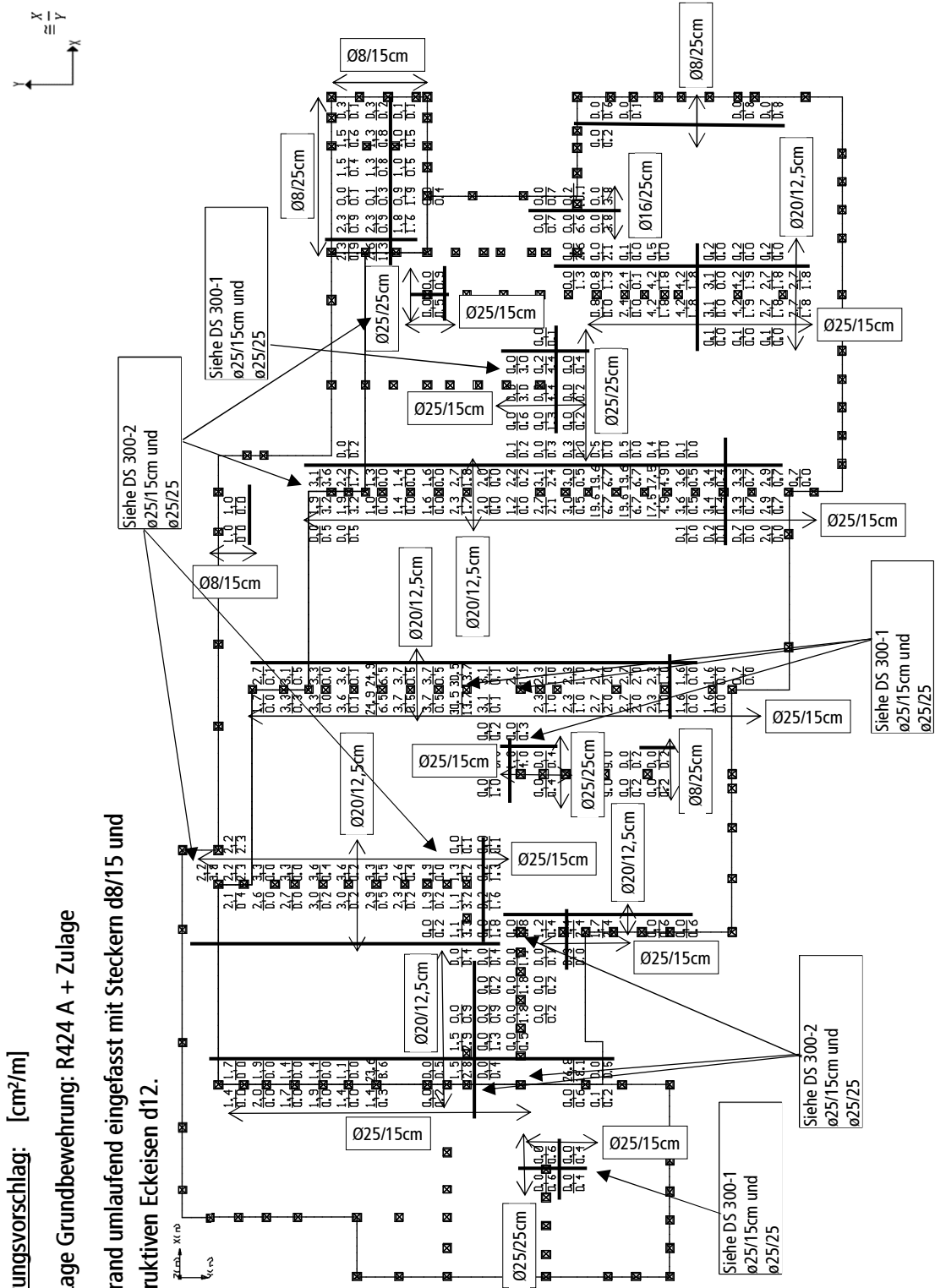


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-300\_20240626) Maximale AS-Werte

**Bewehrungsvorschlag: [cm<sup>2</sup>/m]**

**Obere Lage Grundbewehrung: R424 A + Zulage**

**Deckenrand umlaufend eingefasst mit Steckern d8/15 und  
 2 konstruktiven Ecken d12.**



Die Matten werden in den Feldbereichen gestoßen und mit einer Zulage Ø10/15cm versehen

Bemessung  
 nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500S  
 Theor. Stahlverbrauch:  
 2426,2 kg  
 obere Lage [cm<sup>2</sup>/m]  
 Darstellung im Raster  
 Grundbew.: R424 A  
 wird berücksichtigt  
 Randabsstand [cm]:  
 dl-x, dl-y: 2,5/2,5  
 Bemessungsort:  
 - Eckpunkt

Verformtes System  
 Skalierung : 700

300  
 Decke über EG  
 24 cm  
 C25/30

Datum : 26.06.2024  
 Zeit : 14:09:54  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

**Pos. 310 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/35 cm**

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

$$L_{\max} = 4,10 \text{ m}$$

$$\text{Statische Höhe } d = 0,35 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 0,3 \text{ m}$$

**Lastannahmen**

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtigt. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lastezugsflächen ermittelt.

$$L_1 = 2,1 \text{ m} / 2 = 1,05 \text{ m}$$

$$L_2 = 2,5 \text{ m} / 2 = 1,25 \text{ m}$$

Aus Lastannahme „Decke über EG + 1. OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (1,05 + 1,25) \text{ m} = 20,0 \text{ kN/m}$$

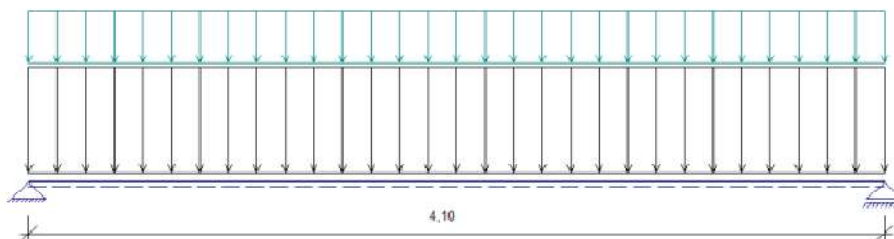
$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 * 1,05 \text{ m} + 3,8 \text{ kN/m}^2 * 1,25 \text{ m} = 10,0 \text{ kN/m}$$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

**Bemessung**

**Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland**

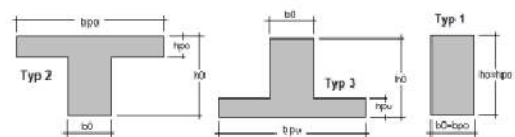
■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen --> Eigengewicht mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt



**Systemwerte :**

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	4,100	24,00	35,00	24,00	35,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

**Belastung: (EWA = Einwirkungsart)**

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume	Einwirkungsart 6=Schneelasten H ≤ 1000m NN	Einwirkungsart 11=Kategorie G (F ≤ 160 kN)
Einwirkungsart 2=Büros	Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN	Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume	Einwirkungsart 8=Windlasten	Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume	Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)	Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 5=Lagerräume	Einwirkungsart 10=Kategorie F (F ≤ 30 kN)	Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 20,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 10,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

**Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):**

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	94,210	0,000	91,912

**Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):**

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				91,912
2	0,000	0,000	-91,912			

**Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):**

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus q [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	65,81	<5,31	45,31	20,50/0,00	65,81
2	65,81	<5,31	45,31	20,50/0,00	65,81

Lastweiterleitung  
für Pos. 400

**Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:**

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- Grenze x/d ≤ 0.45 eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

**Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))**

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>bern</sub>   [kNm]
1	1,80	0,00		23,55
2	1,80	0,00		23,55

\*) Mindestmoment nach EC2

**Biegebewehrung Felder :**

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]
1	0,31	9,25	0,94

**Bewehrung am Endauflager:**

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 2.64 cm<sup>2</sup>

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 2.61 cm<sup>2</sup>

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	2,98	0,00	2,00
2	3,05	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re.
1	0,00	88,24	0,00	74,45		41,57	1,00	225,01
2	88,15	0,00	75,37	0,00	-41,57		229,96	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		21,8		2,5	0,000	30,0	0,392	17,5
2	22,0		2,5		0,394	17,5	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h.  $w \leq l/500$
- ab einem Momentenverhältnis  $|M_{Stütze}/M_{Feld}|$  von  $\geq 0,50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho <sub>0</sub> [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,28	0,04	13,67	13,94

-> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)

-> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Nachweis der Verankerungslänge:

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm

= 21,0 cm

Zugkraft am Auflager  $F_s = V_{Ed} \cdot \cot(\theta) / 2 = 92,0 \text{ kN} \cdot 1,4 / 2$

= 64,4 kN

Vorhandene Bewehrungsstäbe

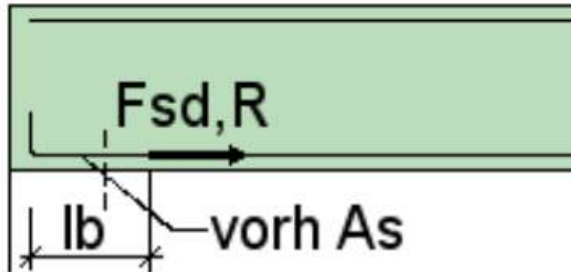
= 3ø20 (9,42 cm<sup>2</sup> > 9,25 cm<sup>2</sup> = A<sub>s,erf</sub>)

Nachweis siehe folgende Seite.

**MZ-Stb-Endverankerung**  
**DIN EN 1992-1-1**

**MZ**

**System**



**Eingabewerte:**

**Material**

Beton C25/30  $f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$   $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$   
 ( $\gamma_{mac}=1.50$   $\alpha=0.85$   $\nu_{el}=1.00$   $\beta_{act}=2.40$ )  
 Stahl BSt.500S  $f_{yk} = 500.0 \text{ N/mm}^2$   $f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$

**Belastung**

Zugkraft am Auflager  $F_{sd,R} = 64.4 \text{ kN}$

**Endauflager**

Auflagerart **direkt**  
 Vorhandene Verankerungslänge = **0.210 m**  
 Vorhandene Bewehrungsstäbe = **3d20g**

**Ergebnisse:**

**Verankerung Biegebewehrung am Endauflager**

Verankerungskraft  $F_{sd,R} = 64.40 \text{ kN}$   
 Erforderliche Bewehrung am Auflager = **1.48 cm<sup>2</sup>**  
 Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = **0.210m** :

**3 Ø 20 mm mit geradem Stabende**

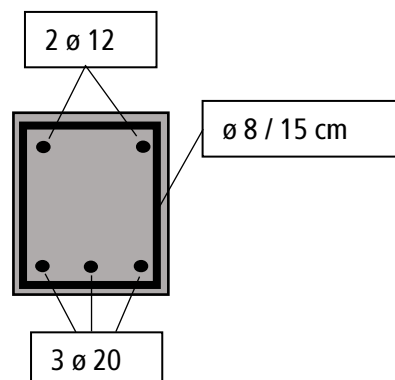
$A_s = 9.425 \text{ cm}^2$   $\alpha_1 = 1.0$   $l_b = 0.808 \text{ m} = l_{b,rqd} \cdot (\text{erf}A_s / \text{vorh}A_s = 1)$   
 $\text{vorh } l_b = 0.210 \text{ m} \geq 6.0 \cdot d_s = 0.120 \text{ m OK}$   
 $\text{vorh } l_b = 0.210 \text{ m} \geq 0.3 \cdot 0.67 \cdot 1.0 \cdot 0.808 \text{ m} \geq 10 \cdot d_s \cdot 0.67 = 0.162 \text{ m OK}$   
 $FR_d = 9.42 \cdot 434.8 / 10 / 0.67 / 1.0 \cdot 0.210 / 0.808 (<= A_s \cdot f_{yd}) = \mathbf{159.83 \text{ kN}}$

$F_{Ed} = 64.40 \text{ kN} <= \mathbf{159.8 \text{ kN}} = FR_d$  (Alle Stäbe)  
 => Verankerung ausreichend! OK

**Nachweis erbracht**

**Bewehrungsvorschlag:**

Betondeckung  $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$



Nachweis der Auflagerpressung

Teilflächenpressung

$$N_{Edc} \geq N_{RdC}$$

mit	a <sub>1</sub>	=			
	A <sub>b</sub>	=	20 cm * 24 cm	=	480 cm <sup>2</sup>
	A <sub>ef</sub>	=	(20 cm + (353 cm / 2 - 11 cm) * tan(30°)) * 24 cm	=	2773 cm <sup>2</sup>
	β	=	(1 + 0,3 * a <sub>1</sub> / h <sub>d</sub> ) * (1,5 - 1,1 * A <sub>b</sub> / A <sub>ef</sub> )		
		=	(1 + 0,3 * 0) * (1,5 - 1,1 * 480 / 2773)	=	1,30 > 1,0
	f <sub>d</sub>	=	0,85 * 10,5 N/mm <sup>2</sup> / 1,5	=	0,6 N/mm <sup>2</sup>
	N <sub>Rdc</sub>	=	β * A <sub>b</sub> * f <sub>d</sub> = 1,3 * 480 cm <sup>2</sup> * 0,6 kN/cm <sup>2</sup>	=	374,4 kN
	N <sub>Edc</sub>	=	V <sub>Ed</sub>	=	91,9 kN

91,9 kN < 374,4 kN

Nachweis erfüllt

Knicken auf halber Wandhöhe

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

mit	e <sub>mk</sub>	=	0,05 * t = 0,05 * 24 cm		= 1,2 cm
	h <sub>ef</sub>	=	ρ <sub>2</sub> * h = 0,75 * 353 cm	=	265 cm
	Φ <sub>m</sub>	=	1,14 * (1 - 2 * e <sub>mk</sub> / t) - 0,024 * h <sub>ef</sub> / t		
		=	1,14 * (1 - 2 * 1,2 / 24) - 0,024 * 265 cm / 24 cm	=	0,761
					≤ 0,9 = 1 - 2 * 1,2 / 24
					= 1 - 2 * e <sub>mk</sub> / t = 0,9
	N <sub>Rd</sub>	=	Φ <sub>m</sub> * t * f <sub>d</sub> * L = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm <sup>2</sup> * 20 cm	=	219,0 kN
	N <sub>Edc</sub>	=	V <sub>Ed</sub>	=	91,9 kN

91,9 kN < 219,0 kN

Nachweis erfüllt

**Pos. 311 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/105 cm**

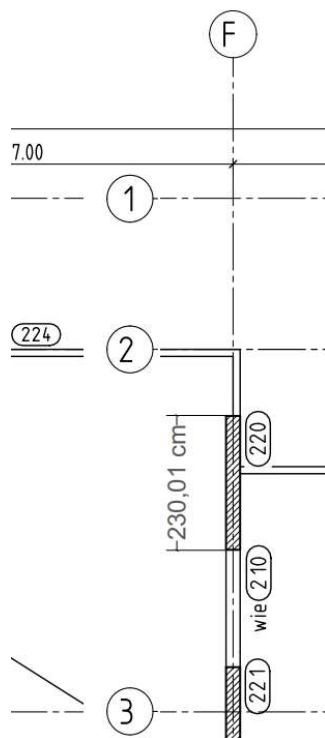
Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

$$L_{\max} = 5,4 \text{ m}$$

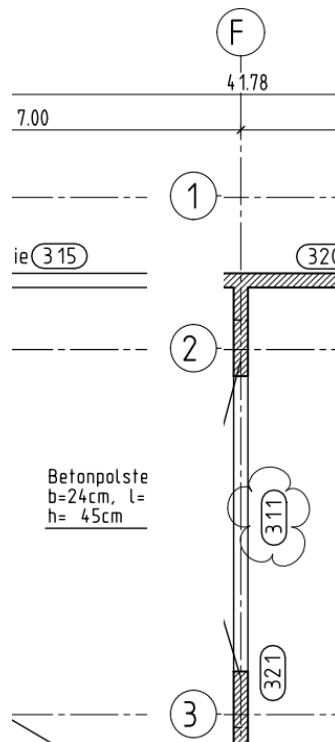
$$\text{Statische Höhe } d = 1,0 - 0,08 = 0,92 \text{ m}$$

**Lastannahmen**

Grundriss 1. OG



Grundriss EG



Die Linienlasten werden durch die 2,3 m lange Wand im 1.OG mittig auf den Unterzug gebracht

Betonpolste  
b=24cm, l=  
h= 45cm

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von  $e = 1,10 \text{ m}$  ausgegangen.

Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.),  $L = 2,3 \text{ m}$

$$g_k = (16,0 + 13,0) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} * 5,4 \text{ m} / 2,3 \text{ m} = 41,0 \text{ kN/m}$$

$$q_k = (4,3 + 4,3) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} * 5,4 \text{ m} / 2,3 \text{ m} = 20,0 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton - Holzverkleidung“ (s. S.11),  $L=2,3\text{m}$

$$g_k = 7,2 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 23,8 \text{ kN/m}$$

Aus Decke ü. 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9),  $L = 2,3 \text{ m}$

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 * 5,4 \text{ m} / 2,3 \text{ m} = 145,0 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 * 5,4 \text{ m} / 2,3 \text{ m} = 63,0 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton - Holzverkleidung“ (s. S.11),  $L=2,3\text{m}$

$$g_k = 7,2 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 23,8 \text{ kN/m}$$

Aus Decke ü. EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9),  $L = 5,4 \text{ m}$

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 61,0 \text{ kN/m}$$

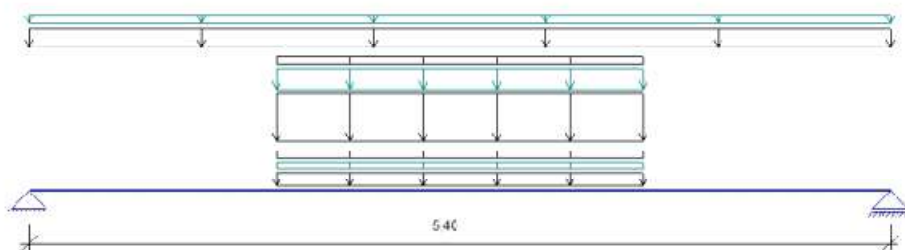
$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 27,0 \text{ kN/m}$$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

### Bemessung

#### Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland

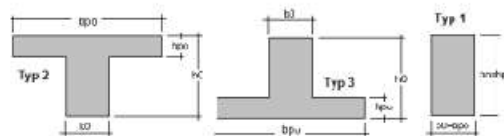
■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen → Eigengewicht mit 25,0 kN/m<sup>2</sup> berücksichtigt



#### Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert:



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	b0c/l [cm]	h0c/l [cm]	QS-Typ
1	5,400	24,00	105,00	24,00	105,00	1

Lage	Lagerung	Länge [cm]
1	indirekt	24,0
2	indirekt	24,0

#### Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume  
Einwirkungsart 2=Büros  
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume  
Einwirkungsart 4=Verkäuferäume  
Einwirkungsart 5=Lagerräume

Einwirkungsart 6=Schneelasten H ≤ 1000m NN  
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN  
Einwirkungsart 8=Windlasten  
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)  
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F ≤ 30 kN)

Einwirkungsart 11=Kategorie G (F ≤ 160 kN)  
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)  
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen  
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8  
Einwirkungsart 15=Erdbeden

g über Gesamtlänge = 0,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 0,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>2</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Lastarten :

1 = Einzellast

2 = Gleichlast

3 = Einzelmoment

4 = Trapezlast

5 = Teiltrapezlast

Nr.	Ar.	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Fak.or	Bemerkung
1	5	1	41,000	20,000	41,000	20,000	1,550	2,300	1	1,000	Pos. 101
2	5	1	23,800	0,000	23,800	0,000	1,550	2,300	1	1,000	Wand 2.OG
3	5	1	145,000	63,000	145,000	63,000	1,550	2,300	1	1,000	Decke ü 1.OG
4	5	1	23,800	0,000	23,000	0,000	1,550	2,300	1	1,000	Wand 1.OG
5	5	1	61,000	27,000	61,000	27,000	0,000	5,400	1	1,000	Decke ü. EG



Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	1553,697	0,000	860,498

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re [kN]
1	0,000	0,000				860,498
2	0,000	0,000	-860,498			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus c [kN]	F aus g* [kN]	Vollast q+g [kN]
1	618,70	450,35	450,35	168,35/0,00	618,70
2	618,70	450,35	450,35	168,35/0,00	618,70

Lastweiterleitung  
für Pos. 321, 400

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 12,50 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 10,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Mbem  [kNm]
1	10,12	0,00		388,42
2	10,12	0,00		388,42

\*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]
1	19,56	46,00	2,75

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 14,21 cm<sup>2</sup>

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 14,20 cm<sup>2</sup>

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	16,34	0,00	2,00
2	16,42	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	849,86	0,00	849,86		119,81	1,00	995,28
2	853,40	0,00	853,40	0,00	119,81		995,56	1,00

Stütze	Theta[*]-links	Theta[*]-rechts	col(Theta)-links	col(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		34,8		1,4	0,000	30,0	0,854	20,0
2	34,9		1,4		0,857	20,0	0,000	30,0

### Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1. 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h.  $w \leq l/500$
- ab einem Momentenverhältnis  $|M_{\text{Stütze}}/M_{\text{Feld}}|$  von  $\geq 0,50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	2,07	0,98	5,84	12,92

- > erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
- > zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

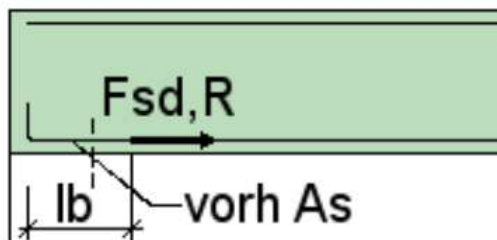
### Nachweis der Verankerungslänge:

- Auflagertiefe = 24 cm
- Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)
- Zugkraft am Auflager  $F_s = V_{\text{Ed}} \cdot \cot(\theta) / 2 = 860,5 \text{ kN} \cdot 1,4 / 2 = 602,4 \text{ kN}$
- Vorhandene Bewehrungsstäbe = 11Ø25 (54,01 cm<sup>2</sup> > 46,0 cm<sup>2</sup> =  $A_{s,\text{erf}}$ )

### **MZ-Stb-Endverankerung** **DIN EN 1992-1-1**

**MZ**

#### System



#### Eingabewerte:

##### Material

Beton C25/30  $f_{\text{ck}} = 25,00 \text{ N/mm}^2$   $f_{\text{cd}} = 14,17 \text{ N/mm}^2$   
( $\gamma_{\text{mac}}=1,50$   $\alpha=0,85$   $\mu=1,00$   $\beta_{\text{act}}=2,40$ )  
Stahl BSt.500S  $f_{\text{yk}} = 500,0 \text{ N/mm}^2$   $f_{\text{yd}} = 434,8 \text{ N/mm}^2$

##### Belastung

Zugkraft am Auflager  $F_{\text{sd},R} = 602,4 \text{ kN}$

##### Endauflager

Auflagerart direkt  
Vorhandene Verankerungslänge = 0.210 m  
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 11d25g

#### Ergebnisse:

##### **Verankerung Biegebewehrung am Endauflager**

Verankerungskraft  $F_{\text{sd},R} = 602,40 \text{ kN}$   
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 13,86 cm<sup>2</sup>  
Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

##### **11 Ø 25 mm mit geradem Stabende**

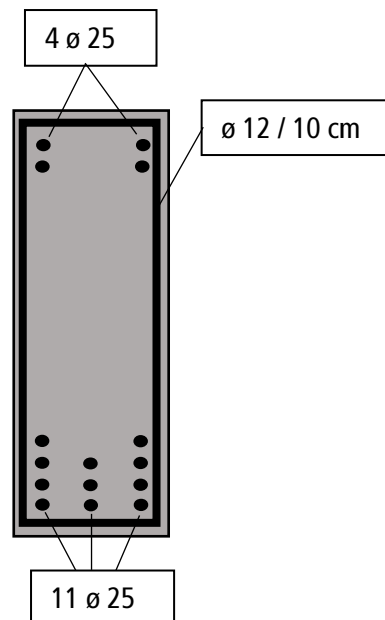
$A_s = 53,996 \text{ cm}^2$   $\alpha_1 = 1,0$   $l_b = 1,009 \text{ m} = l_{b,\text{reqd}} \cdot (\text{erf}A_s / \text{vorh}A_s = 1)$   
 $\text{vorh } l_b = 0,210 \text{ m} \geq 6,0 \cdot d_s = 0,150 \text{ m}$  OK  
 $\text{vorh } l_b = 0,210 \text{ m} \geq 0,3 \cdot 0,67 \cdot 1,0 \cdot 1,009 \text{ m} \geq 10 \cdot d_s \cdot 0,67 = 0,202 \text{ m}$  OK  
 $\text{FRd} = 54,00 \cdot 434,8 / 10 / 0,67 / 1,0 \cdot 0,210 / 1,009 (< A_s \cdot f_{\text{yd}}) = 732,57 \text{ kN}$

$F_{\text{Ed}} = 602,40 \text{ kN} < 732,6 \text{ kN} = \text{FRd}$  (Alle Stäbe)  
=> Verankerung ausreichend! OK

**Nachweis erbracht**

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung  $c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm}$



Der Unterzug lagert einseitig auf einer Stahlbetonwand auf.

Nachweis der Auflagerpressung

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 * 24 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 1200,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = V_{Ed, \text{max}} = 860,5 \text{ kN}$$

$$860,5 \text{ kN} < 1200,0 \text{ kN}$$

**Nachweis erfüllt.**

Auf der anderen Seite lagert der Unterzug auf einer Mauerwerkswand auf.

Nachweis der Auflagerpressung

Es ist ein Betonpolster  $l = 95 \text{ cm}$ ,  $h = 45 \text{ cm}$  zu erstellen.

Teilflächenpressung

$$N_{Edc} \geq N_{RdC}$$

mit	$a_1$	$=$			$= 0$
	$A_b$	$=$	$95 \text{ cm} * 24 \text{ cm}$		$= 2280 \text{ cm}^2$
	$A_{ef}$	$=$	$(95 \text{ cm} + (353 \text{ cm} / 2 - 105 \text{ cm}) * \tan(30^\circ)) * 24 \text{ cm}$		$= 3270,7 \text{ cm}^2$
	$\beta$	$=$	$(1 + 0,3 * a_1 / h_d) * (1,5 - 1,1 * A_b / A_{ef})$		
		$=$	$(1 + 0,3 * 0) * (1,5 - 1,1 * 2280 / 3270,7)$		$= 0,73 > 1,0$
	$f_d$	$=$	$0,85 * 10,5 \text{ N/mm}^2 / 1,5$		$= 0,6 \text{ N/mm}^2$
	$N_{Rdc}$	$=$	$\beta * A_b * f_d = 1,0 * 2280 \text{ cm}^2 * 0,6 \text{ kN/cm}^2$		$= 1368,0 \text{ kN}$
	$N_{Edc}$	$=$	$V_{Ed}$		$= 860,5 \text{ kN}$

**860,5 kN < 1368,0 kN**

**Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

mit	$e_{mk}$	$=$	$0,05 * t = 0,05 * 24 \text{ cm}$		$= 1,2 \text{ cm}$
	$h_{ef}$	$=$	$\rho_2 * h = 0,75 * 353 \text{ cm}$		$= 265 \text{ cm}$
	$\Phi_m$	$=$	$1,14 * (1 - 2 * e_{mk} / t) - 0,024 * h_{ef} / t$		
		$=$	$1,14 * (1 - 2 * 1,2 / 24) - 0,024 * 265 \text{ cm} / 24 \text{ cm}$		$= 0,761$
					$\leq 0,9 = 1 - 2 * 1,2 / 24$
					$= 1 - 2 * e_{mk} / t = 0,9$
	$N_{Rd}$	$=$	$\Phi_m * t * f_d * L = 0,761 * 24 \text{ cm} * 0,6 \text{ kN/cm}^2 * 95 \text{ cm}$		$= 1041,0 \text{ kN}$
	$N_{Edc}$	$=$	$V_{Ed}$		$= 860,5 \text{ kN}$

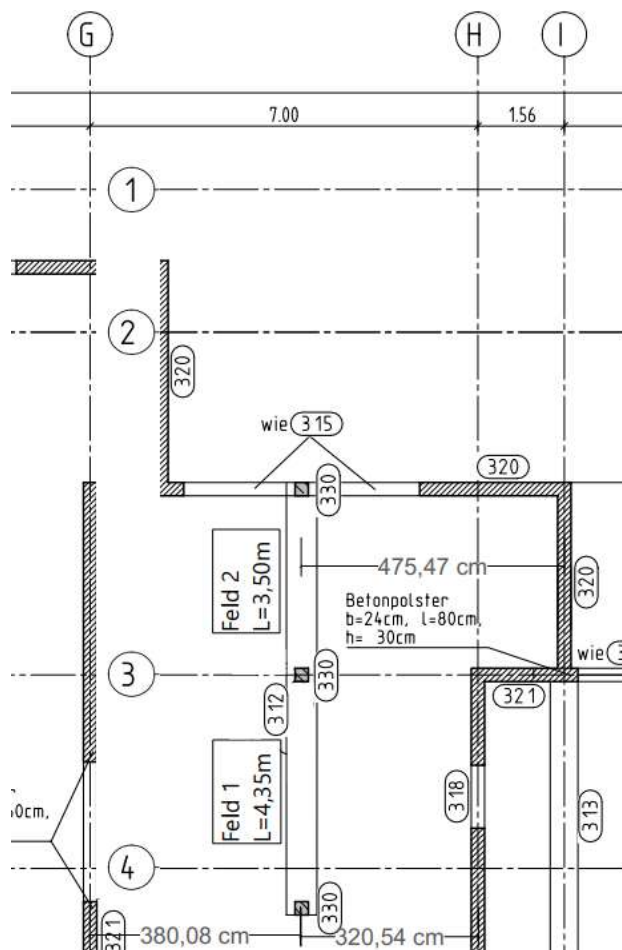
**860,5 kN < 1041,0 kN**

**Nachweis erfüllt**

**Pos. 312 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 55/40 cm**

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges als Zweifeldträger.

$$\begin{aligned}
 L_1 &= 4,35 \text{ m} \\
 L_2 &= 3,5 \text{ m} \\
 \text{Statische Höhe } d &= 0,40 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 0,35 \text{ m}
 \end{aligned}$$



**Lastannahmen**

Aus Decke über 1.OG, Lastannahme „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$\begin{aligned}
 g_k &= 8,7 \text{ kN/m}^2 * (3,8 + 4,75) \text{ m} / 2 = 37,2 \text{ kN/m} \\
 q_k &= 3,8 \text{ kN/m}^2 * (3,8 + 4,75) \text{ m} / 2 = 16,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über EG, Lastannahme „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$\begin{aligned}
 g_k &= 8,7 \text{ kN/m}^2 * (3,8 + 4,75) \text{ m} / 2 = 37,2 \text{ kN/m} \\
 q_k &= 3,8 \text{ kN/m}^2 * (3,8 + 4,75) \text{ m} / 2 = 16,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

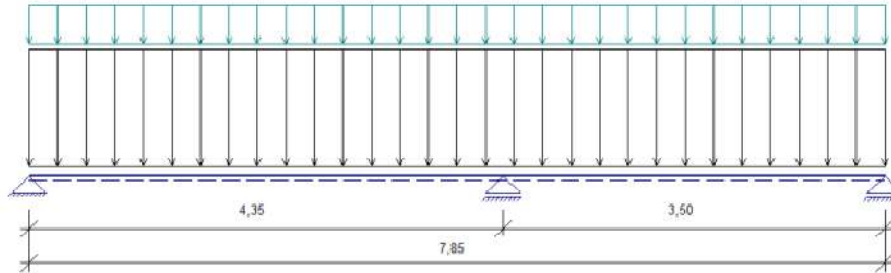
$$\begin{aligned}
 \sum g_k &= 96,6 \text{ kN/m} \\
 \sum q_k &= 32,6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

**Bemessung**

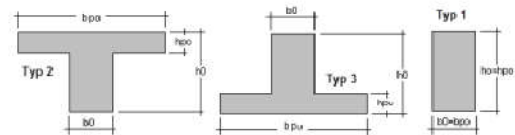
**Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland**

■ veränderliche Einwirkungen    ■ ständige Einwirkungen    → Eigengewicht mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt



**Systemwerte :**

links gelenkig gelagert  
rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b <sub>0</sub> [cm]	h <sub>0</sub> [cm]	b <sub>poi</sub> /u [cm]	h <sub>poi</sub> /u [cm]	QS-Typ
1	4,350	55,00	40,00	55,00	40,00	1
2	3,500	55,00	40,00	55,00	40,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	indirekt	24,0
2	indirekt	24,0
3	indirekt	24,0

**Belastung: (EWA = Einwirkungsart)**

- Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
- Einwirkungsart 2=Büros
- Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
- Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
- Einwirkungsart 5=Lagerräume
- Einwirkungsart 6=Schneelasten H ≤ 1000m NN
- Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
- Einwirkungsart 8=Windlasten
- Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
- Einwirkungsart 10=Kategorie F (F ≤ 30 kN)
- Einwirkungsart 11=Kategorie G (F ≤ 160 kN)
- Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
- Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
- Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
- Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 96,600 kN/m

q über Gesamtlänge = 32,600 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

**Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):**

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	288,504	-372,245	491,722
2	152,618	-372,245	433,142

**Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):**

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				328,250
2	-372,245	0,000	-491,722			433,142
3	0,000	0,000	-238,743			

**Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):**

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	236,36	170,16	175,28	61,08/-5,12	231,24
2	667,14	505,68	505,68	161,46/0,00	667,14
3	171,21	108,32	120,52	50,69/-12,21	159,01

Lastweiterleitung  
für Pos. 330, 400

**Momentennullpunkte (für Stützmente):**

Feld	x1 [m]	x2 [m]
1	0,000	3,284
2	1,488	3,500

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt
- Theta konstant mit 45,0° gesetzt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Mbem  [kNm]
1	4,71	0,00		72,13
2	26,23	2,92	2,42	320,27
3	2,45	0,00		38,15

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]
1	0,48	23,97	2,42
2	6,37	10,78	2,42

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 5,99 cm<sup>2</sup>

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 2,74 cm<sup>2</sup>

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	25,63	0,00	4,58
2	38,72	32,70	4,53	4,58
3	18,94	0,00	4,53	0,00

Stütze	VEd [kN] links	VEd [kN] rechts	VEd,red [kN] links	VEd,red [kN] rechts	VRd,c [kN] links	VRd,c [kN] rechts	VRd,max [kN] links	VRd,max [kN] rechts
1	0,00	31200	0,00	31200		10637	1,00	81813
2	471,41	41027	471,41	41027	109,58	109,58	818,13	818,13
3	225,67	0,00	225,67	0,00	8146		818,13	1,00

Stütze	Theta [°] links	Theta [°] rechts	col(Theta) links	col(Theta) rechts	VEd/VRd,max links	zul.e [cm] links	VEd/VRd,max rechts	zul.e [cm] rechts
1		45,0		1,0	0,000	30,0	0,381	20,0
2	45,0	45,0	1,0	1,0	0,276	20,0	0,301	20,0
3	45,0		1,0		0,276	20,0	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h.  $w \leq l/500$

- ab einem Momentenverhältnis  $|M_{Stütze}/M_{Feld}|$  von  $\geq 0.50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,30	0,50	1,25	0,03	12,43	18,24
2	1,30	0,50	0,56	0,33	10,00	23,09

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)

--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Aufhängebewehrung: (an Lagern mit indirekter Lagerung)

Stütze	Fd [kN]	erf.As [cm <sup>2</sup> ]
1	328,25	7,55
2	924,86	21,25
3	238,74	5,49

Nachweis der Verankerungslänge:

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm

Zugkraft am Auflager  $F_s = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2 = 329,0 \text{ kN} \cdot 1,4 / 2$

Vorhandene Bewehrungsstäbe

= 21,0 cm (sichere Seite)

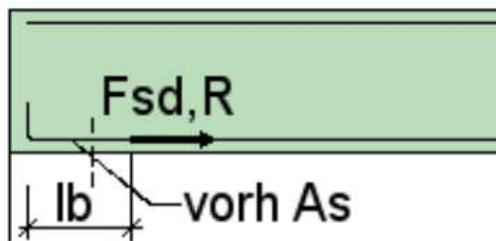
= 230,3 kN

= 6Ø25 (Bewehrungsstäbe über der Stütze)

**MZ-Stb-Endverankerung**  
**DIN EN 1992-1-1**

**MZ**

**System**



**Eingabewerte:**

**Material**

Beton C25/30  $f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$   $f_{cd} = 14,17 \text{ N/mm}^2$   
( $\gamma_{mac} = 1,50$   $\alpha = 0,85$   $\nu_{e1} = 1,00$   $\beta_{act} = 2,40$ )  
Stahl BSt.500S  $f_{yk} = 500,0 \text{ N/mm}^2$   $f_{yd} = 434,8 \text{ N/mm}^2$

**Belastung**

Zugkraft am Auflager  $F_{sd,R} = 230,3 \text{ kN}$

**Endauflager**

Auflagerart direkt  
Vorhandene Verankerungslänge = 0,210 m  
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 4Ø25g

**Ergebnisse:**

**Verankerung Biegebewehrung am Endauflager**

Verankerungskraft  $F_{sd,R} = 230,30 \text{ kN}$   
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 5,30 cm<sup>2</sup>  
Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0,210m :

**4 Ø 25 mm mit geradem Stabende**

$A_s = 19,635 \text{ cm}^2$   $\alpha_1 = 1,0$   $l_b = 1,009 \text{ m} = l_b \cdot r_{qd} \cdot (\text{erf}A_s / \text{vorh}A_s = 1)$   
 $\text{vorh } l_b = 0,210 \text{ m} > = 6,0 \cdot d_s = 0,150 \text{ m OK}$   
 $\text{vorh } l_b = 0,210 \text{ m} > = 0,3 \cdot 0,67 \cdot 1,0 \cdot 1,009 \text{ m} > = 10 \cdot d_s \cdot 0,67 = 0,202 \text{ m OK}$   
 $FRd = 19,63 \cdot 434,8 / 10 / 0,67 / 1,0 \cdot 0,210 / 1,009 (< = A_s \cdot f_{yd}) = 266,39 \text{ kN}$

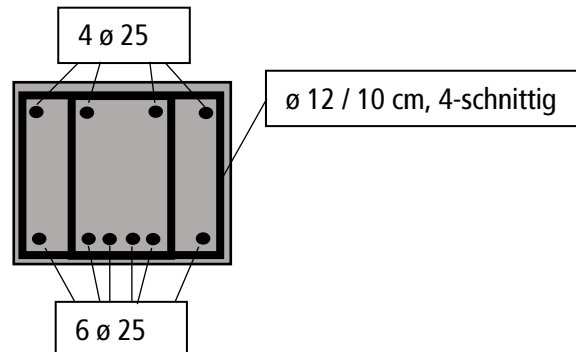
$F_{Ed} = 230,30 \text{ kN} < = 266,4 \text{ kN} = FRd$  (Alle Stäbe)  
=> Verankerung ausreichend! OK

**Nachweis erbracht**



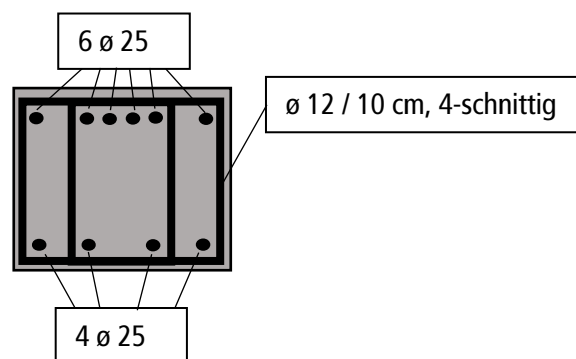
Bewehrungsvorschlag Feldbereich (bis zum Auflager führen):

Betondeckung  $c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm}$



Bewehrungsvorschlag Stützbereich:

Betondeckung  $c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm}$



Nachweis der Auflagerpressung

Alle drei Lager des Unterzuges befinden sich auf Stahlbetonstützen C25/30 24 x 24 cm.

Der Nachweis der Auflagerpressung erfolgt in Pos. 330 (s. S. 295)

Pos. 313      Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 50/55 cm

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

$$L_{\max} = 5,35 \text{ m}$$

$$\text{Statische Höhe } d = 0,55 \text{ m} - 0,08 \text{ m} = 0,47 \text{ m}$$

Lastannahmen

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12), L=4,0m

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9), L=4,0m

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (4,8 \text{ m} / 2 + 1,8 \text{ m}) = 37,0 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * 4,8 \text{ m} / 2 + 5,0 \text{ kN/m}^2 * 1,8 \text{ m} = 20,0 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12), L=4,0m

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Treppe 1.OG, Pos. 501 (bzw. 500) (s. S.Fehler! Textmarke nicht definiert.ff.), bei x = 4,1 m

$$G_k = (V_{d1} + V_{d2}) / 1,4 * 0,7 = (84,0 + 21,0) \text{ kN} / 1,4 * 0,7 = 53,0 \text{ kN}$$

$$Q_k = (V_{d1} + V_{d2}) / 1,4 * 0,3 = (84,0 + 21,0) \text{ kN} / 1,4 * 0,3 = 23,0 \text{ kN}$$

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9), L=5,35m

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (1,6 \text{ m} / 2 + 1,8 \text{ m}) = 25,0 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * 1,6 \text{ m} / 2 + 5,0 \text{ kN/m}^2 * 1,8 \text{ m} = 15,0 \text{ kN/m}$$

Aus Treppe EG, Pos. 500 (s. S.348'), bei x = 4,1 m

$$G_k = (V_{d1} + V_{d2}) / 1,4 * 0,7 = (84 + 21) \text{ kN} / 1,4 * 0,7 = 53,0 \text{ kN}$$

$$Q_k = (V_{d1} + V_{d2}) / 1,4 * 0,3 = (84 + 21) \text{ kN} / 1,4 * 0,3 = 23,0 \text{ kN}$$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

**Bemessung**

**Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland**

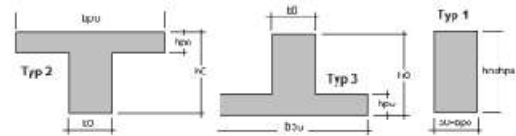
■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen → Eigengewicht mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt



**Systemwerte :**

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpc/l [cm]	hpu/l [cm]	QS-Typ
1	5,350	50,00	55,00	50,00	55,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	indirekt	24,0

**Belastung: (EWA = Einwirkungsart)**

- Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
- Einwirkungsart 2=Büros
- Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
- Einwirkungsart 4=Verkehrsräume
- Einwirkungsart 5=Lagerräume
- Einwirkungsart 6=Schneelasten H ≤ 1000m NN
- Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
- Einwirkungsart 8=Windlasten
- Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
- Einwirkungsart 10=Kategorie F (F ≤ 30 kN)
- Einwirkungsart 11=Kategorie G (F ≤ 160 kN)
- Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
- Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
- Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu N:8
- Einwirkungsart 15=Erdbeden

g über Gesamtlänge = 0,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 0,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Laarten: 1 = Einzellast 2 = Gleichlast 3 = Einzelmoment 4 = Trapezlast 5 = Teiltrapezlast

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	5	1	22,200	0,000	22,200	0,000	1,350	4,000	1	1,000	Wand 2.OG
2	5	1	37,000	20,000	37,000	20,000	1,350	4,000	1	1,000	Decke ü. 1.O
3	5	1	22,200	0,000	22,200	0,000	1,350	4,000	1	1,000	Wand 1.OG
4	5	1	25,000	15,000	25,000	15,000	0,000	5,350	1	1,000	Decke ü. EG
5	1	1	53,000	23,000	0,000	0,000	4,100	0,000	1	1,000	Treppe

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	743,251	0,000	606,947

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	mir.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-i. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re [kN]
1	0,000	0,000				409,255
2	0,000	0,000	-606,947			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	mir.F [kN]	F aus q [kN]	F aus q* [kN]	Vollast q+q [kN]
1	294,77	219,37	219,37	75,41/0,00	294,77
2	437,61	329,76	329,76	107,84/0,00	437,61

Lastweiterleitung  
für Pos. 322, 400

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 6,50 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 2,5 cm

d2 = 6,50 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 2,5 cm

- Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt

Biegebewehrung Stützen:

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Mbem  [kNm]
1	0,00	0,00		0,00
2	0,00	0,00		0,00

\*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]
1	13,45	42,50	3,00

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 10,63 cm<sup>2</sup>

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 11,25 cm<sup>2</sup>

**Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)**

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	9,61	0,00	4,16
2	19,53	0,00	4,16	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re.
1	0,00	404,00	0,00	370,69		140,35	1,00	944,33
2	595,96	0,00	595,96	0,00	140,39		1034,88	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		26,1		2,0	0,000	30,0	0,420	27,0
2	31,8		1,6		0,676	27,6	0,000	30,0

**Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:**

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h.  $w \leq l/500$
- ab einem Momentenverhältnis  $|M_{Stütze}/M_{Feld}|$  von  $\geq 0,50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,75	0,55	11,03	13,23

- > erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
- > zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

**Nachweis der Verankerungslänge:**

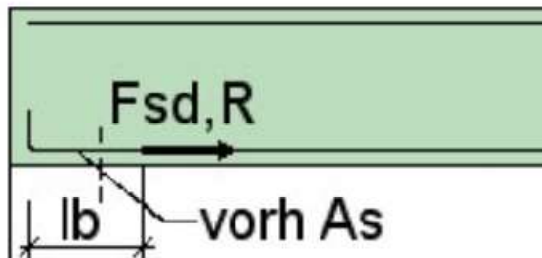
- Auflagertiefe = 24 cm
- Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)
- Zugkraft am Auflager  $F_s = V_{Ed} * \cot(\theta) / 2 = 607,0 \text{ kN} * 1,4 / 2 = 424,9 \text{ kN}$
- Vorhandene Bewehrungsstäbe = 10ø25 (49,10cm<sup>2</sup> > 42,50 cm<sup>2</sup> = A<sub>s,erf</sub>)

Nachweis siehe folgende Seite.

**MZ-Stb-Endverankerung**  
**DIN EN 1992-1-1**

**MZ**

**System**



**Eingabewerte:**

**Material**

Beton C25/30  $f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$   $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$   
 ( $\gamma_{mac} = 1.50$   $\alpha = 0.85$   $n_{ae1} = 1.00$   $\beta_{act} = 2.40$ )  
 Stahl BS1.500S  $f_{yk} = 500.0 \text{ N/mm}^2$   $f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$

**Belastung**

Zugkraft am Auflager  $F_{sd,R} = 425.0 \text{ kN}$

**Endauflager**

Auflagerart **direkt**  
 Vorhandene Verankerungslänge = 0.210 m  
 Vorhandene Bewehrungsstäbe = 10d25g

**Ergebnisse:**

**Verankerung Biegebewehrung am Endauflager**

Verankerungskraft  $F_{sd,R} = 425.00 \text{ kN}$   
 Erforderliche Bewehrung am Auflager = 9.78 cm<sup>2</sup>  
 Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

**10 Ø 25 mm mit geradem Stabende**

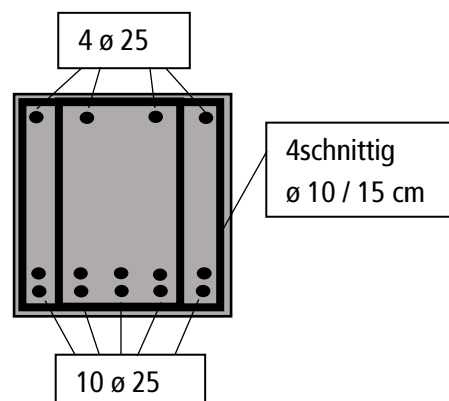
$A_s = 49.087 \text{ cm}^2$   $\alpha_{l1} = 1.0$   $l_b = 1.009 \text{ m} = l_{b,reqd} \cdot (\text{erf}A_s / \text{vorh}A_s = 1)$   
 $\text{vorh } l_b = 0.210 \text{ m} \geq 6.0 \cdot d_s = 0.150 \text{ m OK}$   
 $\text{vorh } l_b = 0.210 \text{ m} \geq 0.3 \cdot 0.67 \cdot 1.0 \cdot 1.009 \text{ m} \geq 10 \cdot d_s \cdot 0.67 = 0.202 \text{ m OK}$   
 $FRd = 49.09 \cdot 434.8 / 10 / 0.67 / 1.0 \cdot 0.210 / 1.009 (<= A_s \cdot f_{yd}) = 665.97 \text{ kN}$

$F_{Ed} = 425.00 \text{ kN} <= 666.0 \text{ kN} = FRd$  (Alle Stäbe)  
 => Verankerung ausreichend! OK

**Nachweis erbracht**

**Bewehrungsvorschlag:**

Betondeckung  $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$



### Nachweis der Auflagerpressung

In Achse 5 lagert der Unterzug auf einer Stahlbetonwand:

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 * 24 \text{ cm} * 24 \text{ cm} = 960,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = V_{Ed} = 607,0 \text{ kN}$$

$$607,0 \text{ kN} < 960,0 \text{ kN}$$

**Nachweis erfüllt.**

In Achse 3 erfolgt die Lagerung auf einer Mauerwerkswand:

Es ist ein **Betonpolster l = 80 cm , h = 30 cm** zu erstellen.

Teilflächenpressung

$$N_{Edc} \geq N_{Rdc}$$

$$\text{mit } a_1 = 0 = 0$$

$$A_b = 80 \text{ cm} * 24 \text{ cm} = 1920 \text{ cm}^2$$

$$A_{ef} = (80 \text{ cm} + (353 \text{ cm} / 2 - 56 \text{ cm}) * \tan(30^\circ)) * 24 \text{ cm} = 3589 \text{ cm}^2$$

$$\beta = (1 + 0,3 * a_1 / h_d) * (1,5 - 1,1 * A_b / A_{ef})$$

$$= (1 + 0,3 * 0) * (1,5 - 1,1 * 1920 / 3589) = 0,91 > 1,0$$

$$f_d = 0,85 * 10,5 \text{ N/mm}^2 / 1,5 = 0,6 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rdc} = \beta * A_b * f_d = 1,0 * 1920 \text{ cm}^2 * 0,6 \text{ kN/cm}^2 = 1152,0 \text{ kN}$$

$$N_{Edc} = V_{Ed} = 607,0 \text{ kN}$$

$$607,0 \text{ kN} < 1152,0 \text{ kN}$$

**Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

$$\text{mit } e_{mk} = 0,05 * t = 0,05 * 24 \text{ cm} = 1,2 \text{ cm}$$

$$h_{ef} = \rho_2 * h = 0,75 * 353 \text{ cm} = 265 \text{ cm}$$

$$\Phi_m = 1,14 * (1 - 2 * e_{mk} / t) - 0,024 * h_{ef} / t$$

$$= 1,14 * (1 - 2 * 1,2 / 24) - 0,024 * 265 \text{ cm} / 24 \text{ cm} = 0,761$$

$$\leq 0,9 = 1 - 2 * 1,2 / 24$$

$$= 1 - 2 * e_{mk} / t = 0,9$$

$$N_{Rd} = \Phi_m * t * f_d * L = 0,761 * 24 \text{ cm} * 0,6 \text{ kN/cm}^2 * 80 \text{ cm} = 876,6 \text{ kN}$$

$$N_{Edc} = V_{Ed} = 607,0 \text{ kN}$$

$$607,0 \text{ kN} < 876,6 \text{ kN}$$

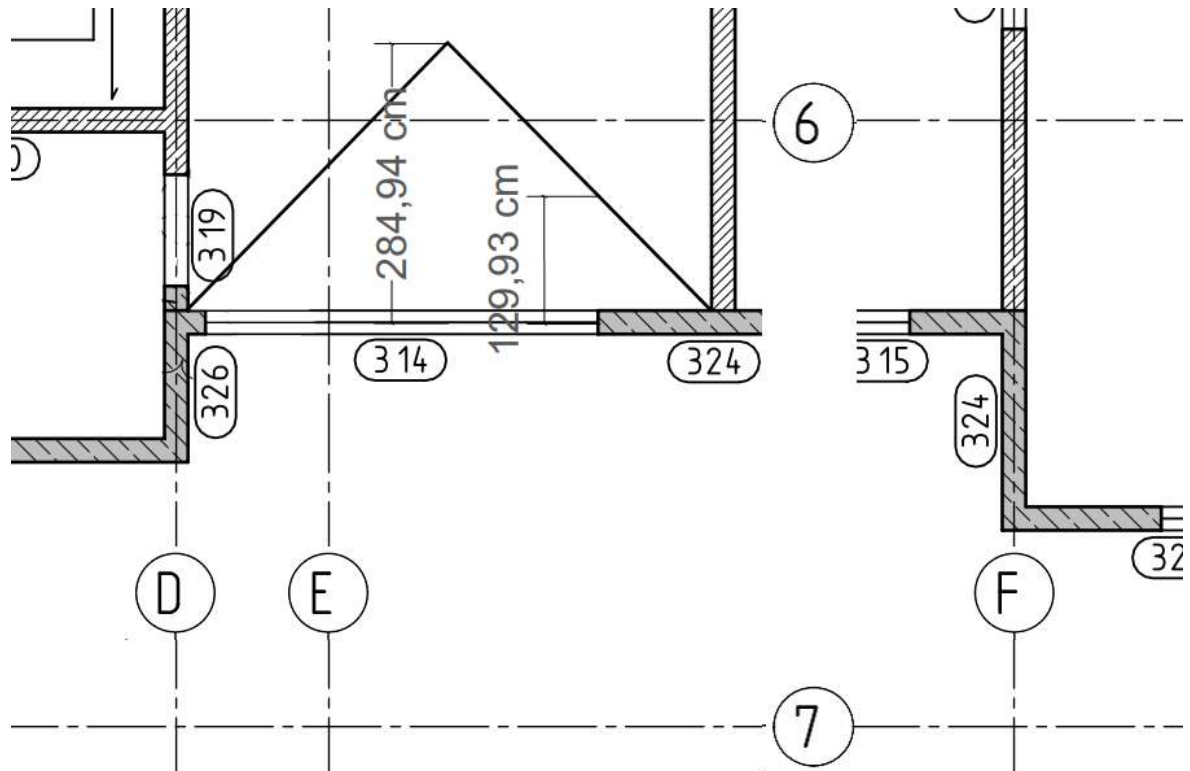
**Nachweis erfüllt**

**Pos. 314 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/55 cm**

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

$$L_{\max} = 4,4 \text{ m}$$

$$\text{Statische Höhe } d = 0,55 \text{ m} - 0,08 \text{ m} = 0,47 \text{ m}$$



**Lastannahmen**

Aus Pos. 110 (s. S.122'), bei  $x = 1,3\text{m}$

$$G_k = 66,0 \text{ kN}$$

$$Q_k = 19,3 \text{ kN}$$

Aus Decke über 1.OG, Pos. 200 Lagerkräfte (s. S. 168f.), bei  $x = 1,3\text{m}$

$$G_k = 79,0 \text{ kN}$$

$$Q_k = 109,0 \text{ kN} - 79,0 \text{ kN} = 30,0 \text{ kN}$$

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_{k,\max} = 8,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,85 \text{ m} = 24,8 \text{ kN/m}$$

$$g_{k,\min} = 8,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,30 \text{ m} = 11,3 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,\max} = 3,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,85 \text{ m} = 10,9 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,\min} = 3,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,30 \text{ m} = 5,0 \text{ kN/m}$$

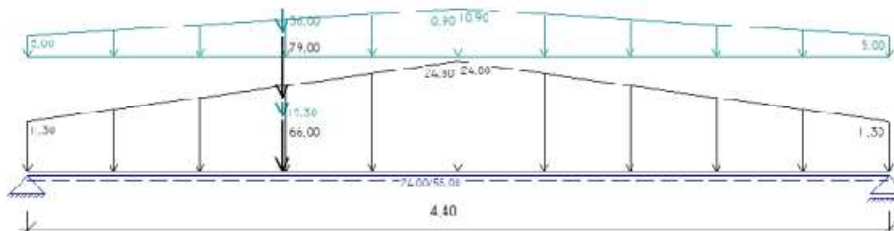
Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.



## Nachweise

### Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland

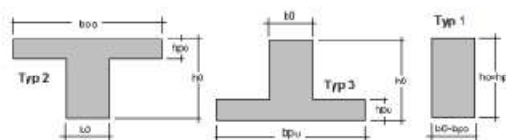
■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen → Eigengewicht mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt



### Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpu [cm]	hpu [cm]	QS-Typ
1	4,400	24,00	55,00	24,00	55,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

### Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume  
Einwirkungsart 2=Büros  
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume  
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume  
Einwirkungsart 5=Lagerräume

Einwirkungsart 6=Schneelaster H ≤ 1000m NN  
Einwirkungsart 7=Schneelaster H > 1000m NN  
Einwirkungsart 8=Windlasten  
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)  
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F ≤ 30 kN)

Einwirkungsart 11=Kategorie G (F ≤ 160 kN)  
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)  
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen  
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8  
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 0,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 0,000 kN/m aus Einwirkungsart 9

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Lastarten : 1 = Einzellast 2 = Gleichlast 3 = Einzelmoment 4 = Trapezlast 5 = Teiltrapezlast

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	1	66,000	19,300	0,000	0,000	1,300	0,000	1	1,000	Pos. 110
2	1	1	79,000	30,000	0,000	0,000	1,300	0,000	1	1,000	Pos. 200
3	5	1	11,300	5,000	24,800	10,500	0,000	2,200	1	1,000	Cecke ü. EG
4	5	1	24,800	10,500	11,300	5,000	2,200	2,200	1	1,000	Cecke ü. EG

### Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	335,592	0,000	279,660

### Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				279,660
2	0,000	0,000	-169,320			

### Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q [kN]	Vollast g+q [kN]
1	201,35	146,13	149,13	52,22/0,00	201,35
2	121,87	89,81	89,81	32,06/0,00	121,87

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 8,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Mbem  [kNm]
1	4,21	0,00		83,90
2	4,21	0,00		83,90

\*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]
1	6,49	20,26	1,49

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 5,19 cm<sup>2</sup>

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 5,06 cm<sup>2</sup>

Querkraftbewehrung: (VRd,c min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	9,37	0,00	2,00
2	4,08	0,00	2,00	0,00

Stütze	VFd [kN]-links	VFd [kN]-rechts	VFd,rd [kN]-links	VFd,rd [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-l	VRd,max [kN]-re
1	0,00	277,22	0,00	262,63		66,24	1,00	460,26
2	167,51	0,00	152,50	0,00	66,24		407,10	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	col(Theta)-links	col(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-l	zul.e [cm]-l	VEd/VRd,max-re	zul.e [cm]-re
1		31,8		1,6	0,000	30,0	0,602	13,8
2	24,9		2,1		0,411	27,5	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h.  $w \leq l/500$

- ab einem Momentenverhältnis  $|M_{Stütze}/M_{Feld}|$  von  $\geq 0,50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,80	0,58	9,36	13,18

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)

--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

### Nachweis der Verankerungslänge:

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)

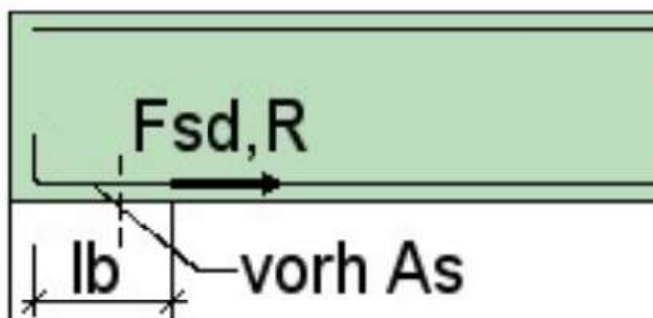
Zugkraft am Auflager  $F_s = V_{Ed} * \cot(\theta) / 2 = 279,66 \text{ kN} * 1,4 / 2 = 195,8 \text{ kN}$

Vorhandene Bewehrungsstäbe = 7Ø20 (22,0 cm<sup>2</sup> > 20,26cm<sup>2</sup> =  $A_{s,erf}$ )

### MZ-Stb-Endverankerung DIN EN 1992-1-1

**MZ**

#### System



#### Eingabewerte:

##### Material

Beton C20/25  $f_{ck} = 20,00 \text{ N/mm}^2$   $f_{cd} = 11,33 \text{ N/mm}^2$   
( $\gamma_{mac} = 1,50$   $\alpha = 0,85$   $\nu_{e1} = 1,00$   $\beta_{act} = 2,40$ )  
Stahl BSt.500S  $f_{yk} = 500,0 \text{ N/mm}^2$   $f_{yd} = 434,8 \text{ N/mm}^2$

##### Belastung

Zugkraft am Auflager  $F_{sd,R} = 195,8 \text{ kN}$

##### Endauflager

Auflagerart direkt  
Vorhandene Verankerungslänge = 0,210 m  
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 7d20g

#### Ergebnisse:

##### Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft  $F_{sd,R} = 195,80 \text{ kN}$   
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 4,50 cm<sup>2</sup>

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0,210m :

##### 7 Ø 20 mm mit geradem Stabende

$A_s = 21,991 \text{ cm}^2$   $\alpha = 1,0$   $l_b = 0,937 \text{ m} = l_b, \text{reqd} * (\text{erf} A_s / \text{vorh} A_s = 1)$   
 $\text{vorh } l_b = 0,210 \text{ m} > = 6,0 * d_s = 0,120 \text{ m OK}$   
 $\text{vorh } l_b = 0,210 \text{ m} > = 0,3 * 0,67 * 1,0 * 0,937 \text{ m} > = 10 * d_s * 0,67 = 0,187 \text{ m OK}$   
 $\text{FRd} = 21,99 * 434,8 / 10 / 0,67 / 1,0 * 0,210 / 0,937 (< = A_s * f_{yd}) = 321,39 \text{ kN}$

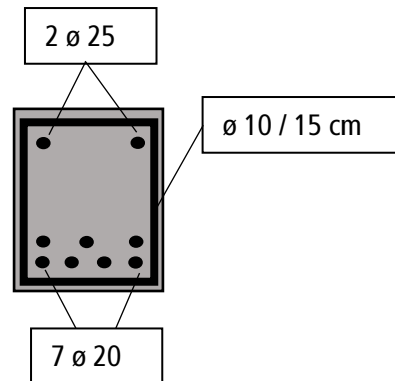
$\text{FEd} = 195,80 \text{ kN} < = 321,4 \text{ kN} = \text{FRd}$  (Alle Stäbe)  
=> Verankerung ausreichend! OK

[Eingaben korrigieren](#) [\[Ergebnis drucken\]](#) [\[Neue Berechnung\]](#)

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung  $c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm}$



Nachweis der Auflagerpressung

Der Unterzug lagert beidseitig auf Stahlbetonwänden auf.

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 * 24 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 800,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = V_{Ed, \text{max}} = 279,7 \text{ kN}$$

$$279,7 \text{ kN} < 800,0 \text{ kN}$$

Nachweis erfüllt.

Gewählte Auflagerfläche:

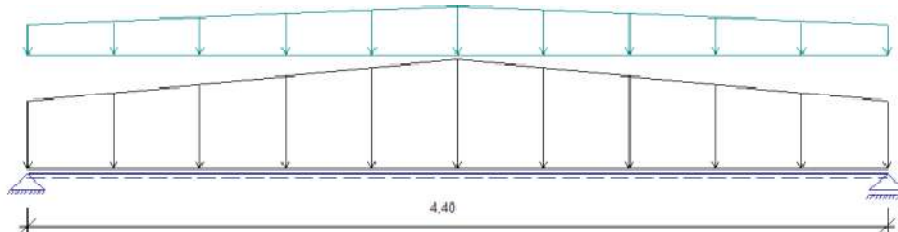
**b = 24 cm, l = 20 cm, 2 cm dicke Mörtelschicht vorsehen**



## Bemessung

### Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland

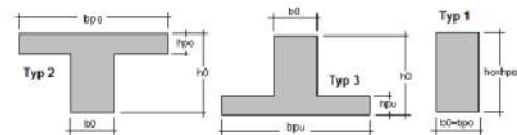
■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen → Eigengewicht mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt



### Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/uo [cm]	hpo/uo [cm]	QS-Typ
1	4,400	24,00	40,00	24,00	40,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

### Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume  
Einwirkungsart 2=Büros  
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume  
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume  
Einwirkungsart 5=Lagerräume

Einwirkungsart 6=Schneelasten H ≤ 1000m NN  
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN  
Einwirkungsart 8=Windlasten  
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)  
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F ≤ 30 kN)

Einwirkungsart 11=Kategorie G (F ≤ 160 kN)  
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)  
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen  
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8  
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 0,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 0,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Lastarten : 1 = Einzellast 2 = Gleichlast 3 = Einzelmoment 4 = Trapezlast 5 = Teiltrapezlast

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	5	1	23,500	10,300	37,500	16,400	0,000	2,200	1	1,000	
2	5	1	37,500	16,400	23,500	10,300	2,200	2,200	1	1,000	

### Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	167,258	0,000	141,768

### Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				141,768
2	0,000	0,000	-141,768			

### Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	101,75	72,38	72,38	29,370,00	101,75
2	101,75	72,38	72,38	29,370,00	101,75

Lastweiterleitung  
für Pos. 400

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Mbem  [kNm]
1	2,78	0,00		41,81
2	2,78	0,00		41,81

\*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]
1	3,36	13,45	1,06

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 3,36 cm<sup>2</sup>

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 3,36 cm<sup>2</sup>

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	4,87	0,00	2,00
2	4,96	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,ed [kN]-links	VEd,ed [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	107,28	0,00	110,35		50,46	1,00	300,63
2	138,41	0,00	119,58	0,00	50,46		301,32	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VCd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VCd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		26,6		2,0	0,600	30,0	0,467	20,0
2	26,8		2,0		0,459	20,0	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h.  $w \leq l/500$

- ab einem Momentenverhältnis  $|M_{Stütze}/M_{Feld}|$  von  $\geq 0,50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,60	0,40	12,57	13,42

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)

--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

### Nachweis der Verankerungslänge:

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm

= 21,0 cm (sichere Seite)

Zugkraft am Auflager  $F_s = V_{Ed} \cdot \cot(\theta) / 2 = 141,8 \text{ kN} \cdot 1,4 / 2$

= 100,0 kN

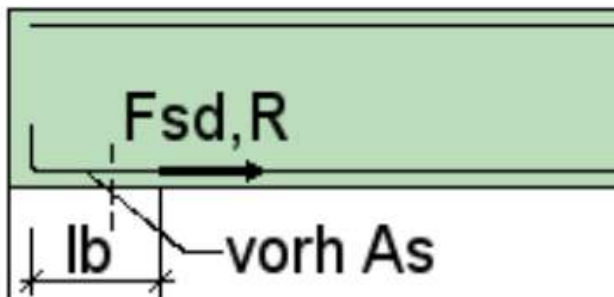
Vorhandene Bewehrungsstäbe

= 3Ø25 (14,7 cm<sup>2</sup> > 13,45 cm<sup>2</sup> =  $A_{s,erf}$ )

### **MZ-Stb-Endverankerung** **DIN EN 1992-1-1**

**MZ**

### **System**



### **Eingabewerte:**

#### **Material**

Beton C25/30  $f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$   $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$   
( $\gamma_{mac}=1.50$   $\alpha=0.85$   $\nu_{ue1}=1.00$   $\beta_{act}=2.40$ )  
Stahl BSt.500S  $f_{yk} = 500.0 \text{ N/mm}^2$   $f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$

#### **Belastung**

Zugkraft am Auflager  $F_{sd,R} = 100.0 \text{ kN}$

#### **Endauflager**

Auflagerart direkt  
Vorhandene Verankerungslänge = 0.210 m  
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 3d25g

### **Ergebnisse:**

#### **Verankerung Biegebewehrung am Endauflager**

Verankerungskraft  $F_{sd,R} = 100.00 \text{ kN}$   
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 2.30 cm<sup>2</sup>

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

#### **3 Ø 25 mm mit geradem Stabende**

$A_s = 14.726 \text{ cm}^2$   $\alpha_1 = 1.0$   $l_b = 1.009 \text{ m} = l_{b,rqd} \cdot (\text{erf}A_s / \text{vorh}A_s = 1)$   
 $\text{vorh} l_b = 0.210 \text{ m} > 6.0 \cdot d_s = 0.150 \text{ m OK}$   
 $\text{vorh} l_b = 0.210 \text{ m} > 0.3 \cdot 0.67 \cdot 1.0 \cdot 1.009 \text{ m} > 10 \cdot d_s \cdot 0.67 = 0.202 \text{ m OK}$   
 $FRd = 14.73 \cdot 434.8 / 10 / 0.67 / 1.0 \cdot 0.210 / 1.009 (<= A_s \cdot f_{yd}) = 199.79 \text{ kN}$

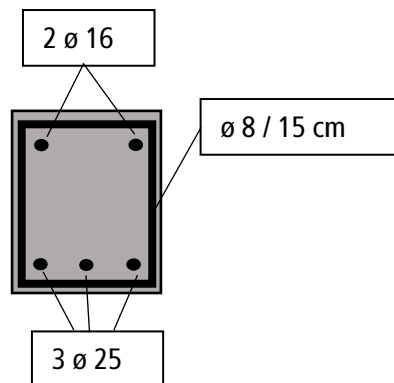
$F_{Ed} = 100.00 \text{ kN} <= 199.8 \text{ kN} = FRd$  (Alle Stäbe)  
=> Verankerung ausreichend! OK

**Nachweis erbracht**



Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung  $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$



Nachweis der Auflagerpressung

Der Unterzug lagert in Achse 6/7 beidseitig auf Stahlbetonwänden auf, für den maßgebenden Nachweis bitte Pos. 314 schauen.

In Achse 1 / 2 sind drei Unterzüge der Position 315, welche alle auf Mauerwerk auflagen.

Teilflächenpressung

$$N_{Edc} \geq N_{RdC}$$

mit	$a_1$	=		= 0
	$A_b$	=	$20 \text{ cm} * 24 \text{ cm}$	= $480 \text{ cm}^2$
	$A_{ef}$	=	$(20 \text{ cm} + (353 \text{ cm} / 2 - 11 \text{ cm}) * \tan(30^\circ)) * 24 \text{ cm}$	= $2773 \text{ cm}^2$
	$\beta$	=	$(1 + 0,3 * a_1 / h) * (1,5 - 1,1 * A_b / A_{ef})$	
		=	$(1 + 0,3 * 0) * (1,5 - 1,1 * 480 / 2773)$	= $1,30 > 1,0$
	$f_d$	=	$0,85 * 10,5 \text{ N/mm}^2 / 1,5$	= $0,6 \text{ N/mm}^2$
	$N_{Rdc}$	=	$\beta * A_b * f_d = 1,3 * 480 \text{ cm}^2 * 0,6 \text{ kN/cm}^2$	= $374,4 \text{ kN}$
	$N_{Edc}$	=	$V_{Ed}$	= $141,8 \text{ kN}$

$$141,8 \text{ kN} < 374,4 \text{ kN}$$

Nachweis erfüllt

Knicken auf halber Wandhöhe

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

mit	$e_{mk}$	=	$0,05 * t = 0,05 * 24 \text{ cm}$	= $1,2 \text{ cm}$
	$h_{ef}$	=	$\rho_2 * h = 0,75 * 353 \text{ cm}$	= $265 \text{ cm}$
	$\Phi_m$	=	$1,14 * (1 - 2 * e_{mk} / t) - 0,024 * h_{ef} / t$	
		=	$1,14 * (1 - 2 * 1,2 / 24) - 0,024 * 265 \text{ cm} / 24 \text{ cm}$	= $0,761$
				$\leq 0,9 = 1 - 2 * 1,2 / 24$
				$= 1 - 2 * e_{mk} / t = 0,9$
	$N_{Rd}$	=	$\Phi_m * t * f_d * L = 0,761 * 24 \text{ cm} * 0,6 \text{ kN/cm}^2 * 20 \text{ cm}$	= $219,0 \text{ kN}$
	$N_{Edc}$	=	$V_{Ed}$	= $141,8 \text{ kN}$

$$141,8 \text{ kN} < 219,0 \text{ kN}$$

Nachweis erfüllt

Gewählte Auflagerfläche:  $b = 24 \text{ cm}$ ,  $l = 20 \text{ cm}$ , 2 cm dicke Mörtelschicht vorsehen.

**Pos. 316 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/60 cm**

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

$$L_{\max} = 2,9 \text{ m}$$

$$\text{Statische Höhe } d = 0,60 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 0,55 \text{ m}$$

**Lastannahmen**

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtigt. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lastezugsflächen ermittelt.

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von  $e = 1,10 \text{ m}$  ausgegangen.

Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

$$g_k = (16,0 + 13,0) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} = 17,3 \text{ kN/m}$$

$$q_k = (4,3 + 4,3) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} = 7,9 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 60,9 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 35,0 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 3,5) \text{ m} / 2 = 45,7 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 3,5) \text{ m} / 2 = 26,3 \text{ kN/m}$$

$$\sum g_k = 168,3 \text{ kN/m}$$

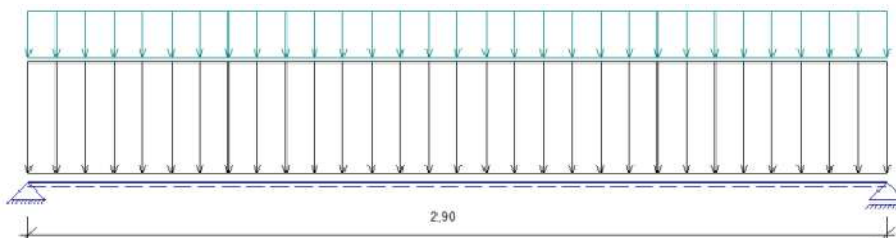
$$\sum q_k = 69,2 \text{ kN/m}$$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

**Bemessung**

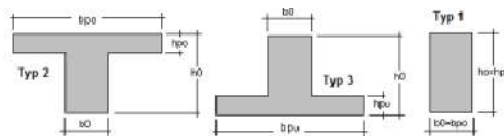
**Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland**

■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen → Eigengewicht mit 28,0 kN/m<sup>2</sup> berücksichtigt



**Systemwerte :**

links gelenkig gelagert  
rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	2,900	24,00	60,00	24,00	60,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

**Belastung: (EWA = Einwirkungsart)**

- |   |   |   |
|---|---|---|
| Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume | Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN | Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN) |
| Einwirkungsart 2=Büros                  | Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN  | Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)    |
| Einwirkungsart 3=Versammlungsräume      | Einwirkungsart 8=Windlasten                 | Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen   |
| Einwirkungsart 4=Verkaufsräume          | Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)   | Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8 |
| Einwirkungsart 5=Lageräume              | Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)   | Einwirkungsart 15=Erdbeben                |

g über Gesamtlänge = 170,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 70,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

**Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):**

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	356,752	0,000	492,072

**Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):**

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				492,072
2	0,000	0,000	-492,072			

**Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):**

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q [kN]	Vollast g+q [kN]
1	353,22	251,72	251,72	101,50/0,00	353,22
2	353,22	251,72	251,72	101,50/0,00	353,22

Lastweiterleitung  
für Pos. 400

**Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:**

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 7,50 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

**Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))**

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Mbem  [kNm]
1	3,93	0,00		89,19
2	3,93	0,00		89,19

\*) Mindestmoment nach EC2

**Biegebewehrung Felder :**

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]
1	3,94	19,27	1,58

**Bewehrung am Endauflager:**

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 9,28 cm<sup>2</sup>  
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 9,22 cm<sup>2</sup>

**Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, qqfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)**

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	8,79	0,00	2,00
2	9,00	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,ed [kN]-links	VEd,ed [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-l.	VRd,max [kN]-re.
1	0,00	162,55	0,00	285,40		58,65	1,00	543,81
2	487,47	0,00	290,32	0,00	68,85		544,20	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-l.	zul.e [cm]-l.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		31,4		1,6	0,000	30,0	0,851	15,0
2	31,5		1,6		0,859	15,0	0,000	30,0

**Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:**

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h.  $w \leq l/500$
- ab einem Momentenverhältnis  $|M, \text{Stütze}/M, \text{Feld}|$  von  $\geq 0,50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,53	0,31	5,52	13,52

-> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)

-> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

**Nachweis der Verankerungslänge:**

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)

Zugkraft am Auflager  $F_s = V_{Ed} * \cot(\theta) / 2 = 492,1 \text{ kN} * 1,4 / 2 = 344,5 \text{ kN}$

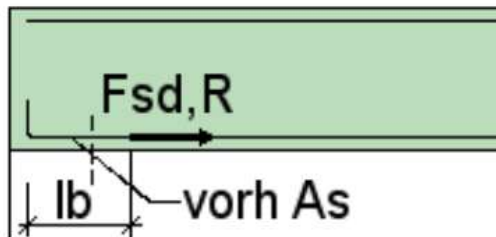
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 6ø25 (29,5 cm<sup>2</sup> > 19,27 cm<sup>2</sup> =  $A_{s,erf}$ )

Nachweis siehe folgende Seite.

**MZ-Stb-Endverankerung**  
**DIN EN 1992-1-1**

**MZ**

**System**



**Eingabewerte:**

**Material**

Beton C25/30  $f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$   $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$   
( $\gamma_{mac}=1.50$   $\alpha=0.85$   $\nu_{ue1}=1.00$   $\beta_{act}=2.40$ )  
Stahl BSt.500S  $f_{yk} = 500.0 \text{ N/mm}^2$   $f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$

**Belastung**

Zugkraft am Auflager  $F_{sd,R} = 344.5 \text{ kN}$

**Endauflager**

Auflagerart direkt  
Vorhandene Verankerungslänge = 0.210 m  
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 6d25g

**Ergebnisse:**

**Verankerung Biegebewehrung am Endauflager**

Verankerungskraft  $F_{sd,R} = 344.50 \text{ kN}$   
Erforderliche Bewehrung am Auflager =  $7.92 \text{ cm}^2$   
Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge =  $0.210 \text{ m}$  :

**6 Ø 25 mm mit geradem Stabende**

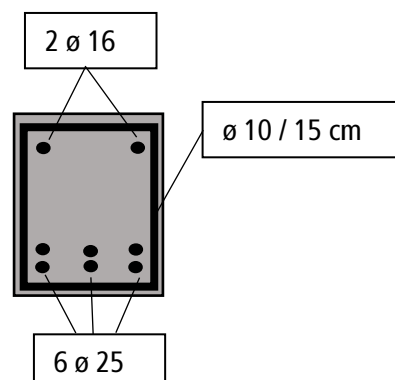
$A_s = 29.452 \text{ cm}^2$   $\alpha_1 = 1.0$   $l_b = 1.009 \text{ m} = l_{b,rqd} \cdot (\text{erf}A_s / \text{vorh}A_s = 1)$   
 $\text{vorh } l_b = 0.210 \text{ m} > 6.0 \cdot d_s = 0.150 \text{ m OK}$   
 $\text{vorh } l_b = 0.210 \text{ m} > 0.3 \cdot 0.67 \cdot 1.0 \cdot 1.009 \text{ m} > 10 \cdot d_s \cdot 0.67 = 0.202 \text{ m OK}$   
 $FRd = 29.45 \cdot 434.8 / 10 / 0.67 / 1.0 \cdot 0.210 / 1.009 (<= A_s \cdot f_{yd}) = 399.58 \text{ kN}$

$F_{Ed} = 344.50 \text{ kN} <= 399.6 \text{ kN} = FRd$  (Alle Stäbe)  
=> Verankerung ausreichend! OK

**Nachweis erbracht**

**Bewehrungsvorschlag:**

Betondeckung  $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$



Nachweis der Auflagerpressung

Es ist ein Betonpolster  $l = 60 \text{ cm}$ ,  $h = 40 \text{ cm}$  zu erstellen.

Teilflächenpressung

$$N_{Edc} \geq N_{RdC}$$

mit	$a_1$	$=$			$= 0$
	$A_b$	$=$	$60 \text{ cm} * 24 \text{ cm}$		$= 1440 \text{ cm}^2$
	$A_{ef}$	$=$	$(60 \text{ cm} + (353 \text{ cm} / 2 - 76 \text{ cm}) * \tan(30^\circ)) * 24 \text{ cm}$		$= 2832,6 \text{ cm}^2$
	$\beta$	$=$	$(1 + 0,3 * a_1 / h_d) * (1,5 - 1,1 * A_b / A_{ef})$		
		$=$	$(1 + 0,3 * 0) * (1,5 - 1,1 * 1440 / 2832,6)$		$= 0,94 > 1,0$
	$f_d$	$=$	$0,85 * 10,5 \text{ N/mm}^2 / 1,5$		$= 0,6 \text{ N/mm}^2$
	$N_{RdC}$	$=$	$\beta * A_b * f_d = 1,00 * 1440 \text{ cm}^2 * 0,6 \text{ kN/cm}^2$		$= 864 \text{ kN}$
	$N_{Edc}$	$=$	$V_{Ed}$		$= 492,1 \text{ kN}$

$492,1 \text{ kN} < 864,0 \text{ kN}$

**Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

mit	$e_{mk}$	$=$	$0,05 * t = 0,05 * 24 \text{ cm}$		$= 1,2 \text{ cm}$
	$h_{ef}$	$=$	$\rho_2 * h = 0,75 * 353 \text{ cm}$		$= 265 \text{ cm}$
	$\Phi_m$	$=$	$1,14 * (1 - 2 * e_{mk} / t) - 0,024 * h_{ef} / t$		
		$=$	$1,14 * (1 - 2 * 1,2 / 24) - 0,024 * 265 \text{ cm} / 24 \text{ cm}$		$= 0,761$
					$\leq 0,9 = 1 - 2 * 1,2 / 24$
					$= 1 - 2 * e_{mk} / t = 0,9$
	$N_{Rd}$	$=$	$\Phi_m * t * f_d * L = 0,761 * 24 \text{ cm} * 0,6 \text{ kN/cm}^2 * 60 \text{ cm}$		$= 657,5 \text{ kN}$
	$N_{Edc}$	$=$	$V_{Ed}$		$= 492,1 \text{ kN}$

$492,1 \text{ kN} < 657,5 \text{ kN}$

**Nachweis erfüllt**

Pos. 317      Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/40 cm

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

$$\begin{aligned} L_{\max} &= 2,4 \text{ m} \\ \text{Statische Höhe } d &= 0,40 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 0,35 \text{ m} \end{aligned}$$

Lastannahmen

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtigt. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lastezugsflächen ermittelt.

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von  $e = 1,10 \text{ m}$  ausgegangen.

$$L_1 = 4,7 \text{ m} / 2 = 2,35 \text{ m} \qquad L_2 = 7,0 \text{ m} / 2 = 3,5 \text{ m}$$

Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

$$\begin{aligned} g_k &= 16,0 \text{ kN} / 1,1 \text{ m} + 16 \text{ kN} / 1,1 \text{ m} * 0,9 \text{ m} / 2,4 \text{ m} = 20,1 \text{ kN/m} \\ q_k &= 4,3 \text{ kN} / 1,1 \text{ m} + 4,3 \text{ kN} / 1,1 \text{ m} * 0,9 \text{ m} / 2,4 \text{ m} = 5,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton – Holzverkleidung“ (s. S. 11)

$$g_k = 7,2 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 23,8 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$\begin{aligned} g_k &= 8,7 \text{ kN/m}^2 * 7,0 \text{ m} / 2 = 30,5 \text{ kN/m} \\ q_k &= 3,8 \text{ kN/m}^2 * 7,0 \text{ m} / 2 = 13,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton – Holzverkleidung“ (s. S. 11)

$$g_k = 7,2 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 23,8 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$\begin{aligned} g_k &= 8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 4,7) \text{ m} / 2 = 50,9 \text{ kN/m} \\ q_k &= 3,8 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 4,7) \text{ m} / 2 = 22,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

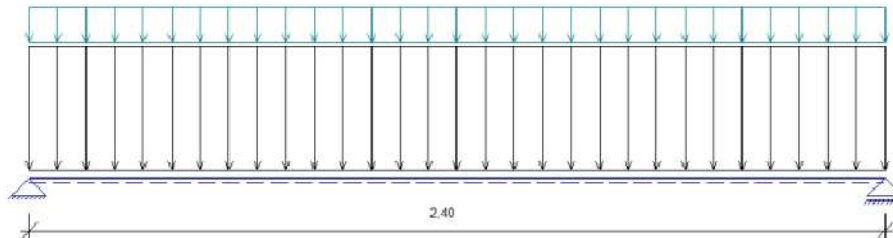
$$\begin{aligned} \sum g_k &= 149,1 \text{ kN/m} \\ \sum q_k &= 41,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

## Nachweise

### Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland

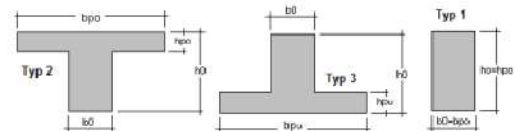
■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen → Eigengewicht mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt



### Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	2,400	24,00	40,00	24,00	40,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

### Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume

Einwirkungsart 2=Büros

Einwirkungsart 3=Versammlungsräume

Einwirkungsart 4=Verkaufsräume

Einwirkungsart 5=Lagerräume

Einwirkungsart 6=Schneelasten H ≤ 1000m NN

Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN

Einwirkungsart 8=Windlasten

Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)

Einwirkungsart 10=Kategorie F (F ≤ 30 kN)

Einwirkungsart 11=Kategorie G (F ≤ 160 kN)

Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)

Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen

Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8

Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 149,100 kN/m

q über Gesamtlänge = 41,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

### Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	191,538	0,000	319,230

### Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				319,230
2	0,000	0,000	-319,230			



Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	231,00	181,80	181,80	49,20/0,00	231,00
2	231,00	181,80	181,80	49,20/0,00	231,00

Lastweiterleitung  
für Pos. 400

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	[Mbem] [kNm]
1	3,23	0,00		47,88
2	3,23	0,00		47,88

\*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]
1	5,13	15,24	1,06

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 5,72 cm<sup>2</sup>

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 5,70 cm<sup>2</sup>

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	10,76	0,00	2,00
2	10,98	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-l	VRd,max [kN]-re
1	0,00	296,88	0,00	204,31		52,60	1,00	335,59
2	300,08	0,00	207,50	0,00	52,60		335,82	1,00

Nachweis der Verankerungslänge:

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm

Zugkraft am Auflager  $F_s = V_{Ed} \cdot \cot(\theta) / 2 = 319,3 \text{ kN} \cdot 1,4 / 2$

Vorhandene Bewehrungsstäbe

= 21,0 cm (sichere Seite)

= 223,6 kN

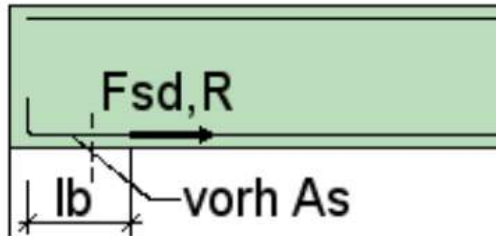
= 4ø25 (19,6 cm<sup>2</sup> > 15,24 cm<sup>2</sup> = A<sub>s,erf</sub>)

Nachweis siehe folgende Seite.

**MZ-Stb-Endverankerung**  
**DIN EN 1992-1-1**

**MZ**

**System**



**Eingabewerte:**

**Material**

Beton C25/30  $f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$   $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$   
( $\gamma_{mac}=1.50$   $\alpha=0.85$   $\nu_{ue1}=1.00$   $\beta_{act}=2.40$ )  
Stahl BSt.500S  $f_{yk} = 500.0 \text{ N/mm}^2$   $f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$

**Belastung**

Zugkraft am Auflager  $F_{sd,R} = 223.6 \text{ kN}$

**Endauflager**

Auflagerart **direkt**  
Vorhandene Verankerungslänge = 0.210 m  
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 4d25g

**Ergebnisse:**

**Verankerung Biegebewehrung am Endauflager**

Verankerungskraft  $F_{sd,R} = 223.60 \text{ kN}$   
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 5.14  $\text{cm}^2$   
Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

**4 Ø 25 mm mit geradem Stabende**

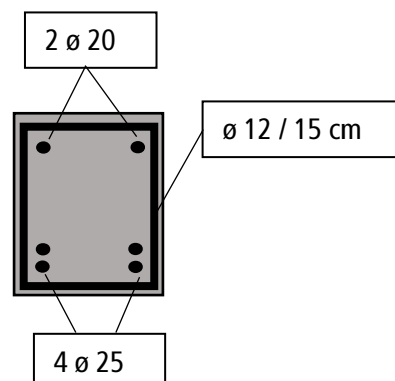
$A_s = 19.635 \text{ cm}^2$   $\alpha_1 = 1.0$   $l_b = 1.009 \text{ m} = l_{b,rqd} \cdot (\text{erf}A_s / \text{vorh}A_s = 1)$   
 $\text{vorh } l_b = 0.210 \text{ m} > 6.0 \cdot d_s = 0.150 \text{ m OK}$   
 $\text{vorh } l_b = 0.210 \text{ m} > 0.3 \cdot 0.67 \cdot 1.0 \cdot 1.009 \text{ m} > 10 \cdot d_s \cdot 0.67 = 0.202 \text{ m OK}$   
 $FR_d = 19.63 \cdot 434.8 / 10 / 0.67 / 1.0 \cdot 0.210 / 1.009 (<= A_s \cdot f_{yd}) = 266.39 \text{ kN}$

$F_{Ed} = 223.60 \text{ kN} <= 266.4 \text{ kN} = FR_d$  (Alle Stäbe)  
=> Verankerung ausreichend! OK

**Nachweis erbracht**

**Bewehrungsvorschlag:**

Betondeckung  $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$



Nachweis der Auflagerpressung

Teilflächenpressung

$$N_{Edc} \geq N_{RdC}$$

mit	a <sub>1</sub>	=			
	A <sub>b</sub>	=	24 cm * 24 cm	=	576 cm <sup>2</sup>
	A <sub>ef</sub>	=		=	576 cm <sup>2</sup>
	β	=	(1 + 0,3 * a <sub>1</sub> / h <sub>d</sub> ) * (1,5 - 1,1 * A <sub>b</sub> / A <sub>ef</sub> )	=	
		=	(1 + 0,3 * 0) * (1,5 - 1,1 * 576 / 576)	=	0,40 > 1,0
	f <sub>d</sub>	=	0,85 * 10,5 N/mm <sup>2</sup> / 1,5	=	0,6 N/mm <sup>2</sup>
	N <sub>Rdc</sub>	=	β * A <sub>b</sub> * f <sub>d</sub> = 1,00 * 576 cm <sup>2</sup> * 0,6 kN/cm <sup>2</sup>	=	345,6 kN
	N <sub>Edc</sub>	=	V <sub>Ed</sub>	=	319,3 kN

**319,3 kN < 345,6 kN**

**Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

mit	e <sub>mk</sub>	=	0,05 * t = 0,05 * 24 cm		= 1,2 cm
	h <sub>ef</sub>	=	ρ <sub>2</sub> * h = 0,75 * 353 cm	=	265 cm
	Φ <sub>m</sub>	=	1,14 * (1 - 2 * e <sub>mk</sub> / t) - 0,024 * h <sub>ef</sub> / t	=	
		=	1,14 * (1 - 2 * 1,2 / 24) - 0,024 * 265 cm / 24 cm	=	0,761
				≤	0,9 = 1 - 2 * 1,2 / 24
				=	1 - 2 * e <sub>mk</sub> / t = 0,9
	N <sub>Rd</sub>	=	Φ <sub>m</sub> * t * f <sub>d</sub> * L N <sub>Rd</sub> = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm <sup>2</sup> * 30 cm	=	328,8 kN
	N <sub>Edc</sub>	=	V <sub>Ed</sub>	=	319,3 kN

**319,3 kN < 328,8 kN**

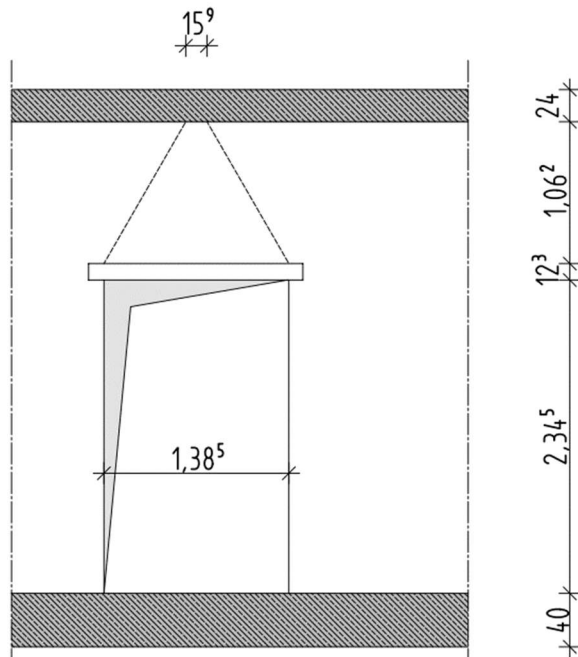
**Nachweis erfüllt**

Gewählte Auflagerfläche:      b = 24 cm, l = 30 cm, 2 cm dicke Mörtelschicht vorsehen.

**Pos. 318 Sturz, KS-Flachsturz, 4DF, b = 24 cm, L<sub>A</sub> = 11,5 cm**

Als Stürze werden 24 cm breite KS-Flachstürze 4DF gewählt, mit einer Auflagertiefe von 11,50 cm gewählt. Die Bemessung erfolgt auf der Basis einer geprüften Typenstatik.

$$L_n = 1,385 \text{ m}$$



**Lastannahmen**

Auf den Flachsturz wirkt gemäß der obigen Skizze das Eigengewicht der Wand sowie die Auflagerlasten aus der Decke. Die Länge wird mit 1,385 m auf der sicheren Seite angesetzt und mit der maßgebenden Belastung (Achse H-6/7) für die Bemessung kombiniert.

Aus Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,062 \text{ m} = 7,2 \text{ kN/m}$$

Aus Lastannahmen „Decke über Eg + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,9 \text{ kN/m}^2 \cdot (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 \cdot 0,159 \text{ m} / 1,385 \text{ m} = 7,2 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 \cdot (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 \cdot 0,159 \text{ m} / 1,385 \text{ m} = 3,1 \text{ kN/m}$$

$$e_d = 1,35 \cdot (7,2 + 7,2) \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 3,1 \text{ kN/m} = 24,1 \text{ kN/m}$$

$$r_d = 26,54 \text{ kN} \text{ (siehe Bemessungstabelle folgende Seite)}$$

$$e_d / r_d = 0,91 < 1,0$$

**Nachweis erfüllt**

**Auflagertiefe 11,5 cm mit Übermauerung >36,3 cm und vermörtelten Stoß- und Lagerfugen!**

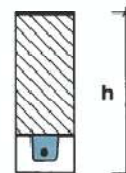
Anlage 13 zur Typenstatik für KS-Flachstürze,  
Formate NF, NF17.5, 2DF, 3DF, 4DF, 150, 200, 214



**KS-Flachstürze \*)**

Anlage Nr.: ...14... zum Bescheid  
Prüf.-Nr.: 04/18 vom 9.04.2019

Antragsteller : Werbegemeinschaft KS-Sturz, Remsfeld  
Steinformat : 4 DF (Breite B = 24,0 cm)  
Auflagertiefe : 11,5 bzw. 17,5 cm  
Bewehrung : 2 Ø 10 – B500A oder B500B  
Druckzone : Übermauerung mit Vollsteinen nach DIN EN 771-2:2015-11  
in Verb. mit DIN 20000-402:2017-01  
ausschließlich mit vermörtelten Stoß- und Lagerfugen !!  
(auch bei Plansteinmauerwerk)  
Mörtel : Normalmörtel (mind. MG IIa) oder Dünnbettmörtel



**Druckzone aus Mauerwerk**

Als Typenprüfung  
in statischer Hinsicht geprüft  
Hannover, den 9.04.2019  
Landeshauptstadt Hannover  
Prüfamt für Baustatik  
Leiter: *Jewel* Sachbearbeiter: *Richt*

 lichte Weite $L_n$ [m]	Bemessungswert der Beanspruchungen $e_d = g_d + q_d$ [kN/m] (Bemessungsgrößen)									
	Sturzhöhe h [cm]									
	23,8		36,3		48,8		61,3		73,8	
Auflagertiefe t [cm]	Auflagertiefe t [cm]									
	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5
0,635	-	30,78	-	100,09	-	113,41	-	113,41	-	113,41
0,760	26,86	24,00	68,99	68,68	68,99	98,25	68,99	98,25	68,99	98,25
0,885	21,49	19,58	58,68	51,59	60,37	86,66	60,37	86,66	60,37	86,66
1,010	17,84	16,48	45,51	40,98	53,66	77,52	53,66	77,52	53,66	77,52
1,135	15,22	14,20	36,93	33,81	48,29	70,05	48,29	70,13	48,29	70,13
1,260	13,24	12,46	30,94	28,67	43,90	56,63	43,90	64,02	43,90	64,02
1,385	11,71	11,09	26,54	24,82	40,25	47,29	40,25	58,89	40,25	58,89
1,510	10,49	9,99	23,19	21,85	37,15	40,44	37,15	54,52	37,15	54,52
1,635	9,49	9,08	20,55	19,48	34,50	35,23	34,50	50,75	34,50	50,75
1,760	8,66	8,32	18,43	17,56	32,20	31,15	32,20	47,48	32,20	47,48
1,885	7,97	7,67	16,70	15,97	29,36	27,87	30,18	44,59	30,18	44,59
2,010	7,37	6,99	15,25	14,63	26,41	25,18	28,41	40,16	28,41	42,04
2,135	6,59	6,25	14,02	13,50	23,97	22,94	26,83	36,06	26,83	39,77
2,260	5,91	5,63	12,97	12,52	21,92	21,05	25,42	32,68	25,42	37,73
2,385	5,34	5,09	12,06	11,67	20,19	19,44	24,15	29,85	24,15	35,88
2,510	4,84	4,63	11,27	10,93	18,69	18,05	23,00	27,45	23,00	34,21
2,635	4,41	4,23	10,57	10,27	17,39	16,83	21,95	25,38	21,95	32,69
2,760	4,04	-	9,96	-	16,26	-	21,00	-	21,00	-

\*) nach der "Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-17.1-978"

Nächster Sichtvermerk durch das  
Prüfamt für Baustatik der  
Landeshauptstadt Hannover ist  
spätestens am 9.4.2024 erforderlich

**Pos. 319 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/24 cm**

Es folgt die Bemessung des Unterzuges.

Bei der Pos. 319 handelt es sich um Unterzüge in der Außenwand. Die maßgebende Länge wird aus Achse C/D-6 entnommen und für die maßgebende Belastung wird der Unterzug in Achse D-6/7 herangezogen.

$$L_{\max} = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Statische Höhe } d = 0,24 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 0,21 \text{ m}$$

**Lastannahmen**

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtigt. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lastezugsflächen ermittelt.

Der Durchlaufaktor für die Auflagerkraft am Endfeld beträgt 0,4.

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton – Holzverkleidung“ (s. S. 11)

$$g_k = 7,2 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 23,8 \text{ kN/m}^2$$

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * 7,0 \text{ m} * 0,4 = 24,4 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * 7,0 \text{ m} * 0,4 = 10,7 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton – Holzverkleidung“ (s. S. 11)

$$g_k = 7,2 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 23,8 \text{ kN/m}^2$$

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * 7,0 \text{ m} * 0,4 = 24,4 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * 7,0 \text{ m} * 0,4 = 10,7 \text{ kN/m}$$

$$\sum g_k = 96,4 \text{ kN/m}$$

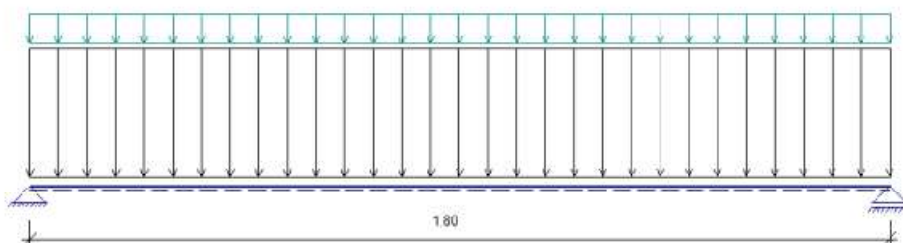
$$\sum q_k = 21,4 \text{ kN/m}$$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

**Nachweise**

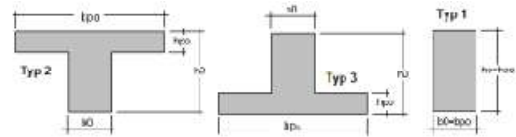
**Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland**

■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen → Eigengewicht mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt



**Systemwerte :**

links gelenkig gelagert  
rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	h <sub>0</sub> [cm]	h <sub>1</sub> [cm]	h <sub>p0/u</sub> [cm]	h <sub>p1/u</sub> [cm]	QS-Typ
1	1,800	24,00	24,00	24,00	24,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

**Belastung: (EWA = Einwirkungsart)**

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume  
Einwirkungsart 2=Büros  
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume  
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume  
Einwirkungsart 5=Legerräume  
Einwirkungsart 6=Schnelasten H ≤ 1000m NN  
Einwirkungsart 7=Schnelasten H > 1000m NN  
Einwirkungsart 8=Windlasten  
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)  
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F ≤ 30 kN)  
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F ≤ 160 kN)  
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)  
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen  
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.3  
Einwirkungsart 15=Erdbesen

g über Gesamtlänge = 96,400 kN/m

q über Gesamtlänge = 21,400 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

**Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):**

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	66,495	0,000	147,766

**Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):**

Lager	min.MEd [kNm]	max.VEd [kNm]	min.VEd-i. [kN]	max.VEd-i. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				147,766
2	0,000	0,000	-147,766			

**Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):**

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	107,32	88,06	38,06	15,26/0,00	107,32
2	107,32	88,06	38,06	15,26/0,00	107,32

Lastweiterleitung  
für Pos. 400

**Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:**

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- Grenze x/d ≤ 0,45 eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

**Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))**

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]	Mbem  [kNm]
1	2,11	0,00		16,62
2	2,11	0,00		16,62

\*) Mindestmoment nach EC2

**Biegebewehrung Felder :**

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> ]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> ]	min.As [cm <sup>2</sup> ]
1	5,34	10,21	0,70

**Bewehrung am Endauflager:**

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 2,55 cm<sup>2</sup>

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 2,55 cm<sup>2</sup>

**Querkraftbewehrung: (VRd.c.min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)**

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	13,29	0,00	2,00
2	13,29	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEdred [kN]-links	VEdred [kN]-rechts	VRd.c [kN]-links	VRd.c [kN]-rechts	VRdmax [kN]-l.	VRdmax [kN]-re
1	0,00	154,47	0,00	103,44		33,60	1,00	144,32
2	135,94	0,00	103,44	0,00	33,60		144,41	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-l.	zul.e [cm]-l.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		33,3		1,5	0,000	30,0	0,932	6,0
2	33,8		1,5		0,941	5,0	0,000	30,0

**Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:**

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h.  $w \leq l/500$

- ab einem Momentenverhältnis  $|M_{\text{Stütze}}/M_{\text{Feld}}|$  von  $\geq 0,50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	2,24	1,17	9,47	12,80

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)

--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

**Nachweis der Verankerungslänge:**

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)

Zugkraft am Auflager  $F_s = V_{Ed} \cdot \cot(\theta) / 2 = 148,0 \text{ kN} \cdot 1,4 / 2 = 103,6 \text{ kN}$

Vorhandene Bewehrungsstäbe = 4ø20 (12,6 cm<sup>2</sup> > 10,21 cm<sup>2</sup> =  $A_{s,erf}$ )

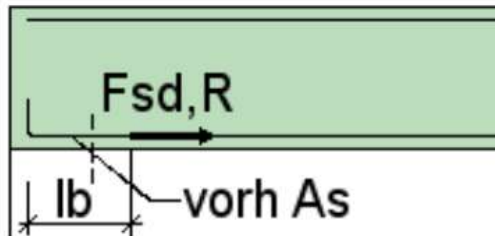
Nachweis siehe folgende Seite.



**MZ-Stb-Endverankerung**  
**DIN EN 1992-1-1**

**MZ**

**System**



**Eingabewerte:**

**Material**

Beton C25/30  $f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$   $f_{cd} = 14,17 \text{ N/mm}^2$   
( $\gamma_{mac}=1,50$   $\alpha=0,85$   $\nu_{ue1}=1,00$   $\beta_{act}=2,40$ )  
Stahl BSt.500S  $f_{yk} = 500,0 \text{ N/mm}^2$   $f_{yd} = 434,8 \text{ N/mm}^2$

**Belastung**

Zugkraft am Auflager  $F_{sd,R} = 103,6 \text{ kN}$

**Endauflager**

Auflagerart **direkt**  
Vorhandene Verankerungslänge = **0,210 m**  
Vorhandene Bewehrungsstäbe = **4d20g**

**Ergebnisse:**

**Verankerung Biegebewehrung am Endauflager**

Verankerungskraft  $F_{sd,R} = 103,60 \text{ kN}$   
Erforderliche Bewehrung am Auflager = **2,38 cm<sup>2</sup>**  
Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = **0,210m** :

**4 Ø 20 mm mit geradem Stabende**

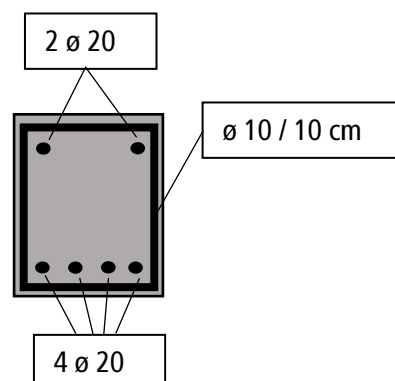
$A_s = 12,566 \text{ cm}^2$   $\alpha_1 = 1,0$   $l_b = 0,808 \text{ m} = l_{b,reqd} * (\text{erf}A_s / \text{vorh}A_s = 1)$   
 $\text{vorh } l_b = 0,210 \text{ m} \geq 6,0 * d_s = 0,120 \text{ m OK}$   
 $\text{vorh } l_b = 0,210 \text{ m} \geq 0,3 * 0,67 * 1,0 * 0,808 \text{ m} \geq 10 * d_s * 0,67 = 0,162 \text{ m OK}$   
 $FR_d = 12,57 * 434,8 / 10 / 0,67 / 1,0 * 0,210 / 0,808 (<= A_s * f_{yd}) = 213,11 \text{ kN}$

$FE_d = 103,60 \text{ kN} <= 213,11 \text{ kN} = FR_d$  (Alle Stäbe)  
=> Verankerung ausreichend! OK

**Nachweis erbracht**

**Bewehrungsvorschlag:**

Betondeckung  $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$



Nachweis der Auflagerpressung

Teilflächenpressung

$$N_{Edc} \geq N_{RdC}$$

mit	a <sub>1</sub>	=			
	A <sub>b</sub>	=	24 cm * 24 cm	=	576 cm <sup>2</sup>
	A <sub>ef</sub>	=		=	576 cm <sup>2</sup>
	β	=	(1 + 0,3 * a <sub>1</sub> / h <sub>d</sub> ) * (1,5 - 1,1 * A <sub>b</sub> / A <sub>ef</sub> )		
		=	(1 + 0,3 * 0) * (1,5 - 1,1 * 576 / 576)	=	0,40 > 1,0
	f <sub>d</sub>	=	0,85 * 10,5 N/mm <sup>2</sup> / 1,5	=	0,6 N/mm <sup>2</sup>
	N <sub>Rdc</sub>	=	β * A <sub>b</sub> * f <sub>d</sub> = 1,00 * 576 cm <sup>2</sup> * 0,6 kN/cm <sup>2</sup>	=	345,6 kN
	N <sub>Edc</sub>	=	V <sub>Ed</sub>	=	147,8 kN

**147,8 kN < 345,6 kN**

**Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

mit	e <sub>mk</sub>	=	0,05 * t = 0,05 * 24 cm		= 1,2 cm
	h <sub>ef</sub>	=	ρ <sub>2</sub> * h = 0,75 * 353 cm	=	265 cm
	Φ <sub>m</sub>	=	1,14 * (1 - 2 * e <sub>mk</sub> / t) - 0,024 * h <sub>ef</sub> / t		
		=	1,14 * (1 - 2 * 1,2 / 24) - 0,024 * 265 cm / 24 cm	=	0,761
				≤	0,9 = 1 - 2 * 1,2 / 24
				=	1 - 2 * e <sub>mk</sub> / t = 0,9
	N <sub>Rd</sub>	=	Φ <sub>m</sub> * t * f <sub>d</sub> * L N <sub>Rd</sub> = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm <sup>2</sup> * 30 cm	=	328,8 kN
	N <sub>Edc</sub>	=	V <sub>Ed</sub>	=	147,8 kN

**147,8 kN < 328,8 kN**

**Nachweis erfüllt**

Gewählte Auflagerfläche:      b = 24 cm, l = 30 cm, 2 cm dicke Mörtelschicht vorsehen.

**Pos. 320 Außenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm**

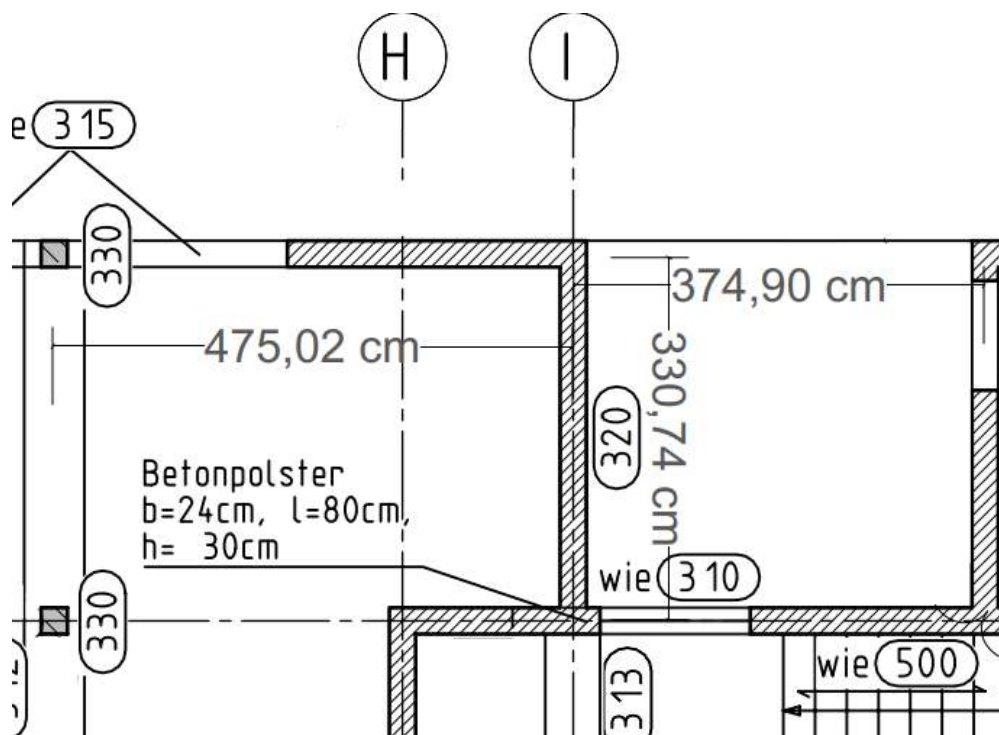
Maßgebend für die Bemessung ist, aufgrund der hohen Last, das Wandstück in Achse I-2/3. Auch wenn es sich bei diesem Wandstück um ein Zwischenaufleger handelt, wird es auf der sicheren Seite und stellvertretend für die anderen Außenwände als Endaufleger bemessen.

Wandhöhe  $h = 3,50$  m  
 Wandlänge  $l = 3,00$  m

Die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens sind eingehalten:

- Gebäudehöhe  $\leq 20,0$  m über Gelände  $h = 13,0$  m  $\leq 20,0$  m **eingehalten**
- Deckenstützweite  $l_f \leq 6,0$  m Die Deckenstützweite ist mit  $l_f = 7,0$  m  $> 6,0$  m. Für eine zentrische Lasteinleitung ist eine Zentrierleiste am Wandkopf anzubringen (gilt auch für Pos. 220) **eingehalten**
- Nutzlast  $\leq 5,0$  kN/m<sup>2</sup>  $q_{k,max} = 5,0$  kN/m<sup>2</sup> **eingehalten**
- In Wandhöhenmitte treten nur Biegemomente aus Deckeneinspannung, exzentrischer Deckenauflagerung und Wind auf **eingehalten**
- Deckenaufлагertiefe  $a \geq 0,5$  t  $a = 12$  cm  $\geq 0,5 * 24$  cm = 12 cm **eingehalten**
- Überbindemaß  $l_{oi} \geq 0,4$   $h_u \geq 45$  mm/ bei Elementmauerwerk  $l_{oi} \geq 0,2$   $h_u \geq 125$  mm **eingehalten**
- $W_k \leq 1,25$  kN/m<sup>2</sup>  $w_k = 0,8$  kN/m<sup>2</sup> (s. S. 13ff.) **eingehalten**
- Zulässige lichte Wandhöhe  $h = 3,6$  m (nach SBT S. 7.13, Auflage 24)  $h = 3,5$  m  $< 3,6$  m **eingehalten**

Decke über EG



### Lastannahmen

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton – Holzverkleidung“ (s. S. 11)

$$g_k = 7,2 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 23,8 \text{ kN/m}^2$$

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * 4,75 \text{ m} / 2 = 20,7 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * 4,75 \text{ m} / 2 = 9,1 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton – Holzverkleidung“ (s. S. 11)

$$g_k = 7,2 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 23,8 \text{ kN/m}^2$$

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (4,75 + 3,75) \text{ m} / 2 = 37,0 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * (4,75 + 3,75) \text{ m} / 2 = 16,2 \text{ kN/m}$$

$$\sum g_k = 105,3 \text{ kN/m}$$

$$\sum q_k = 25,3 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 1,35 * 105,3 \text{ kN/m} + 1,5 * 25,3 \text{ kN/m}$$

$$= 180,1 \text{ kN/m}$$

## Bemessung

Mauerwerk (V.30.2) nach EC6-3 + NA Deutschland

### Systemwerte :

Höhe  $h = 3,500$  m  
Wanddicke  $t = 24,0$  cm  
Wandbreite  $b = 300,0$  cm  
Auflagertiefe  $a = 24,0$  cm  
Deckenstützweite  $l_f = 5,600$  m  
zweiseitig gehaltene Wand  
Endauflager  
flächig aufgelagerte Decke

### Mauerwerk = SFK 20/DM

KS-Plansteine KS-P mit Dünnbettmörtel  
Druckfestigkeit  $f_k = 10,51$  MN/m<sup>2</sup>  
Gamma<sub>M</sub> = 1,50 [-] für Mauerwerk  
Beiwert Zeta = 0,85 [-] für Druckfestigkeit  $f_d$   
Mauerwerk Gruppe 1 nach EC6-1-1, 3.1.1  
Stoßfugen vermörtelt

### Belastung : (Längskraft $N_d$ bei $b > 1$ m bezogen auf 1 m !)

Vertikallast  $N_d$  am Wandkopf = 185,000 kN bzw. kN/m  
Eigengewicht der Wand = 18,000 kN/m<sup>3</sup>  
Gesamtlast  $N_{Ed}$  am Wandfuß = 205,412 kN bzw. kN/m  
Moment  $M_{Ed}$  (z.B. aus Windscheibe) = 0,000 kNm  
min. $N_d$  am Wandkopf = 0,100 kN bzw. kN/m  
(am Wandfuss min. $N_{d,u} = 45,660$  kN zur Ermittlung von  $e$ )  
 $q_{Ewd} = 0,000$  kN/m<sup>2</sup> (Wind quer auf Wand für Nachweis nach 4.2.1.2 (2))

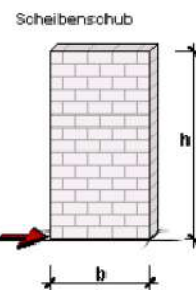
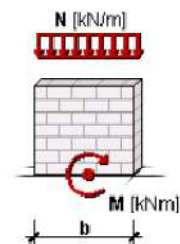
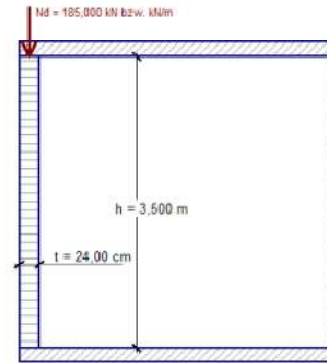
### Nachweise :

#### Nachweis für Längsdruckkraft (EC6-3, 4.2.2):

$f_d = 5,95$  N/mm<sup>2</sup> (Bemessungswert Druckfestigkeit)  
 $h_{ef} = 3,150$  m  
 $\rho_{o2} = 0,900$  (Faktor für Knicklänge nach NCI zu 4.2.2.4)  
 $\phi_{i1} = 0,67$  (bei Endauflagern)  
 $\phi_{i2} = 0,66$  (Berücksichtigung Knicken)  
 $\phi_i = 0,66 \rightarrow \min(\phi_{i1}; \phi_{i2})$

$N_{Ed} = 205,412$  kN/m  $\leq N_{Rd} = 943,754$  kN/m

- zweiseitig gehaltene Wand,  $A = 0,720$  m<sup>2</sup>  
- Endauflager, flächig aufgelagerte Decke  
- Deckenstützweite  $l_f = 5,600$  m



**VE<sub>d</sub> wird vom Programm am Wandfuss angesetzt und nicht automatisch mit der Wandhöhe multipliziert und zu M<sub>Ed</sub> addiert!**

**Pos. 321 Innenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm**

Wandhöhe  $h = 3,50 \text{ m}$

Wandlänge  $l = 1,50 \text{ m}$

Maßgebend für die Bemessung ist das Wandstück in Achse F-1/2.

Die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens sind eingehalten:

- Gebäudehöhe  $\leq 20,0 \text{ m}$  über Gelände  $h = 13,0 \text{ m} \leq 20,0 \text{ m}$  **eingehalten**
- Deckenstützweite  $l_f \leq 6,0 \text{ m}$    
 Zwischenaufleger  $\rightarrow$  Berücksichtigung der   
 Durchlaufwirkung  $l_f = 0,8 * 7,0 \text{ m} = 5,6 \text{ m}$    
**eingehalten**
- Nutzlast  $\leq 5,0 \text{ kN/m}^2$   $q_{k,max} = 5,0 \text{ kN/m}^2$  **eingehalten**
- In Wandhöhenmitte treten nur Biegemomente aus Deckeneinspannung, exzentrischer   
 Deckenauflagerung und Wind auf **eingehalten**
- Deckenaufлагertiefe  $a \geq 0,5 t$   $a = 12 \text{ cm} \geq 0,5 * 24 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$  **eingehalten**
- Überbindemaß  $l_{oi} \geq 0,4 h_u \geq 45 \text{ mm/}$  bei Elementmauerwerk  $l_{oi} \geq 0,2 h_u \geq 125 \text{ mm}$  **eingehalten**

**Lastannahmen**

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 60,9 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 26,6 \text{ kN/m}$$

Aus Unterzug Pos. 311 (s. S. 228ff.)

$$q_k = 450,4 \text{ kN} / 1,5 \text{ m} = 300,3 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 168,4 \text{ kN} / 1,5 \text{ m} = 112,3 \text{ kN/m}$$

$$\sum g_k = 361,2 \text{ kN/m}$$

$$\sum q_k = 138,9 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 1,35 * 361,2 \text{ kN/m} + 1,5 * 138,9 \text{ kN/m} = 696,0 \text{ kN/m}$$

## Bemessung

Mauerwerk (V.30.2) nach EC6-3 + NA Deutschland

### Systemwerte :

Höhe  $h = 3,500$  m  
Wanddicke  $t = 24,0$  cm  
Wandbreite  $b = 150,0$  cm  
Deckenstützweite  $l_f = 5,600$  m  
zweiseitig gehaltene Wand  
Zwischenaufleger  
flächig aufgelagerte Decke

### **Mauerwerk = SFK 20/DM**

KS-Plansteine KS-P mit Dünnbettmörtel  
Druckfestigkeit  $f_k = 10,51$  MN/m<sup>2</sup>  
 $\gamma_{M,1} = 1,50$  [-] für Mauerwerk  
Berwert Zeta = 0,85 [-] für Druckfestigkeit  $f_d$   
Mauerwerk Gruppe 1 nach EC6-1-1, 3.1.1  
Stoßfugen vermörtelt

### Belastung : (Längskraft Nd bei $b > 1$ m bezogen auf 1 m !)

Vertikallast Nd am Wandkopf = 700,000 kN bzw. kN/m  
Eigengewicht der Wand = 18,000 kN/m<sup>3</sup>  
Gesamtlast NEd am Wandfuß = 720,412 kN bzw. kN/m  
Moment MEd (z.B. aus Windscheibe) = 0,000 kNm  
min.Nd am Wandkopf = 0,100 kN bzw. kN/m  
(am Wandfuss min.Nd,u = 22,830 kN zur Ermittlung von e)

### Nachweise :

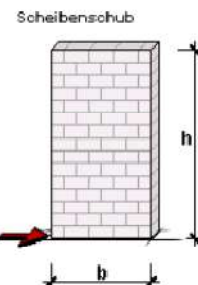
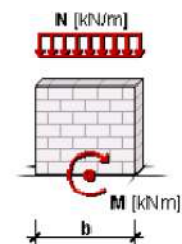
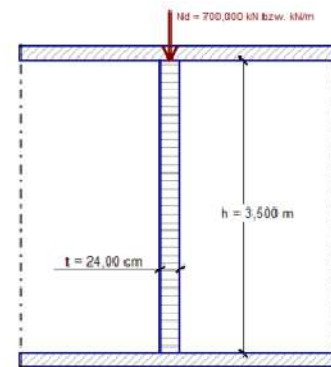
#### **Nachweis für Längsdruckkraft (EC6-3, 4.2.2):**

$f_d = 5,95$  N/mm<sup>2</sup> (Bemessungswert Druckfestigkeit)  
 $\eta = 3,150$  m  
 $\rho_2 = 0,900$  (Faktor für Knicklänge nach NCI zu 4.2.2.4)  
 $\phi_1 = 1,00$  (bei Endauflagern)  
 $\phi_2 = 0,66$  (Berücksichtigung Knicken)  
 $\phi = 0,66 \rightarrow \min(\phi_1; \phi_2)$   
**NEd = 720,412 kN/m  $\leq$  NRd = 943,754 kN/m**

#### **Schubnachweis für Scheibenschub nach EC6-1-1, 6.2:**

Beiwert  $c = 1,186$   
 $l_{c,lin} = 2,550$  m  
 $l_{c,cal} = 2,869$  m  
 $f_{vk0} = 0,220$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{bt,cal} = 0,650$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{vt1} = 0,456$  N/mm<sup>2</sup> (Reibungsversagen)  
 $f_{vt2} = 0,404$  N/mm<sup>2</sup> (Steinzugversagen)  
 $f_{vk} = 0,404$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{vd} = 0,269$  N/mm<sup>2</sup>  
**VEd = 33,800 kN  $\leq$  VRd1 = 156,270 kN**

- zweiseitig gehaltene Wand,  $A = 0,360$  m<sup>2</sup>  
- Zwischenaufleger, flächig aufgelagerte Decke  
- Deckenstützweite  $l_f = 5,600$  m



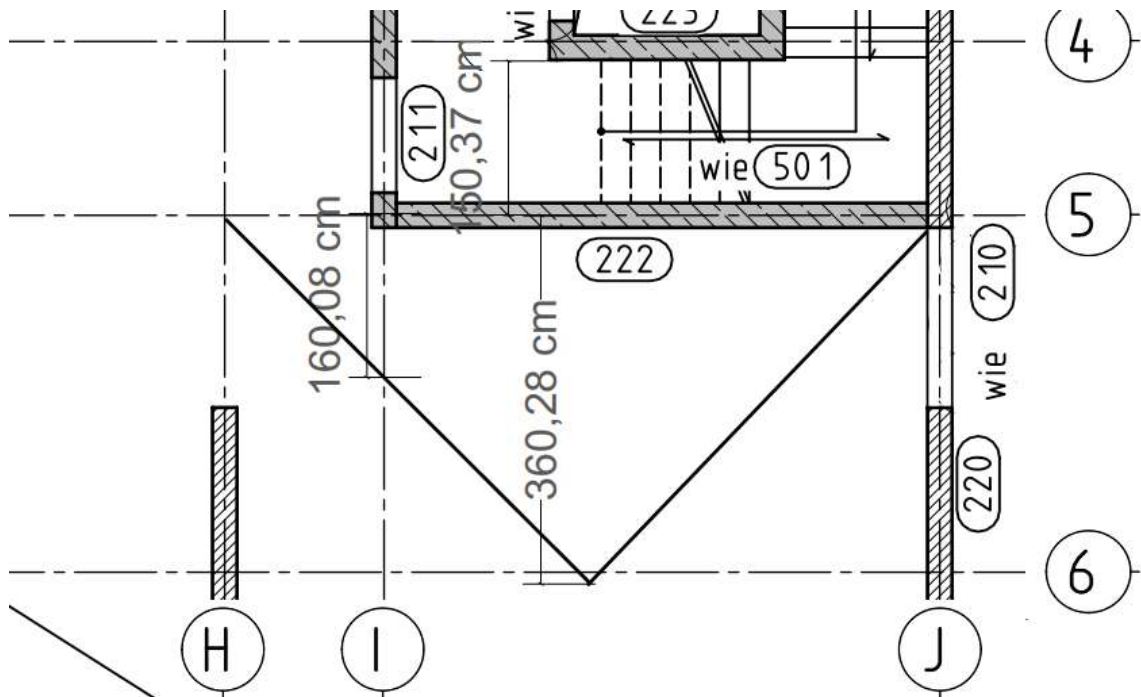
**VEd wird vom Programm am Wandfuss angesetzt und nicht automatisch mit der Wandhöhe multipliziert und zu MEd addiert!**

**Pos. 322 Innenwand, C25/30, XC1, d=24 cm**

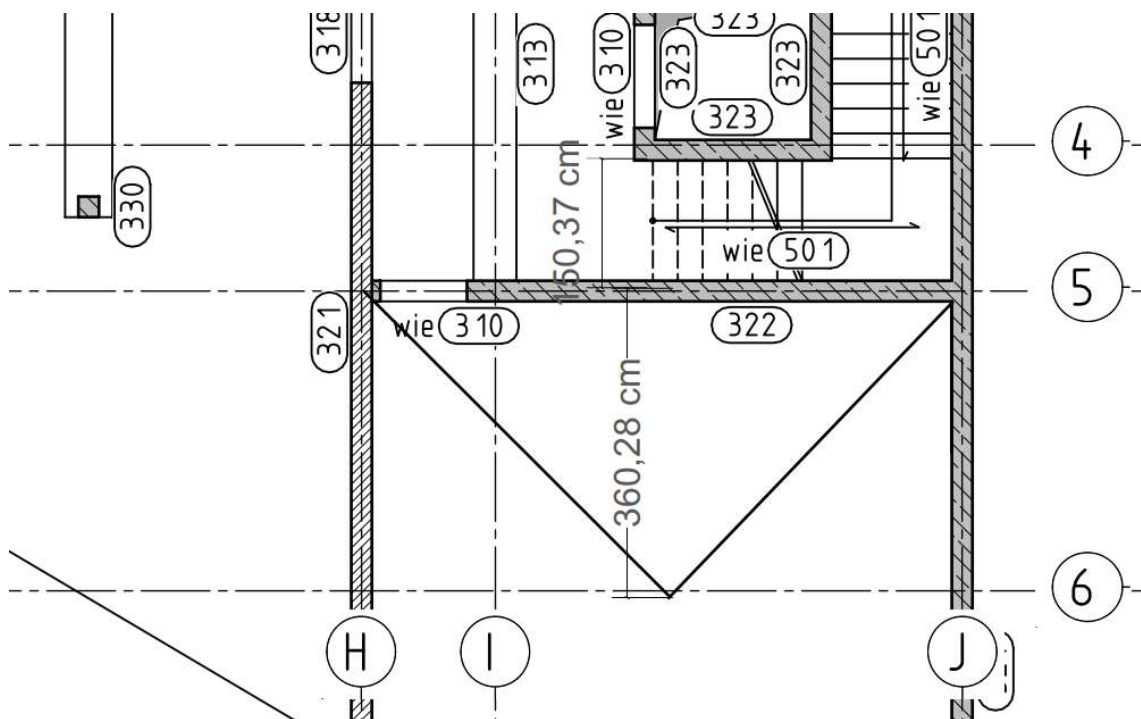
Maßgebend für die Bemessung ist die Wandscheibe 2 in Achse I-J/5.

Wandhöhe  $h = 4,00 \text{ m}$

Decke über 1.OG:



Decke über EG





### Lastannahmen

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,30 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (3,6 + 1,5) \text{ m} = 44,4 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 * (3,6 + 1,5) \text{ m} = 25,5 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,30 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (3,6 + 1,5) \text{ m} = 44,4 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 * (3,6 + 1,5) \text{ m} = 25,5 \text{ kN/m}$$

Aus Unterzug Pos. 313 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.ff.)

$$g_k = 289,2 \text{ kN} / 1,0 \text{ m} = 289,0 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 90,3 \text{ kN} / 1,0 \text{ m} = 90,3 \text{ kN/m}$$

Aus Wand EG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,30 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Aussteifung Pos. 1, EG, Wandscheibe 1/2 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.f.)

$$w_k = Z_d / \gamma / 1,0 \text{ m} = 201,8 \text{ kN} / 1,5 / 1,0 \text{ m} = 134,6 \text{ kN/m}$$

$$\sum g_k = 444,4 \text{ kN/m}$$

$$\sum q_k = 275,9 \text{ kN/m}$$

### Bemessung

$$N_{Ed} = 1,35 * 444,4 \text{ kN/m} + 1,5 * 275,9 \text{ kN/m} = 1013,8 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd} = 0,3 * f_{cd} * A_c = 0,3 * 14,2 * 1000 \text{ kN/m}^2 * 0,24 \text{ m} * 1,0 \text{ m} = 1022,4 \text{ kN} > 1013,8 \text{ kN}$$

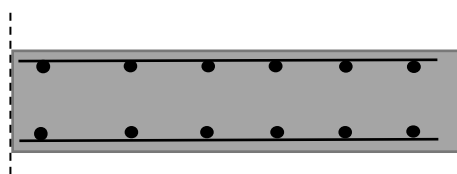
→ Mindestbewehrung maßgebend

### Bewehrungsvorschlag

- Lotrechte Bewehrung:  
 $\min A_s = 0,0015 * A_c = 0,0015 * 24 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 je Seite:  $a_{s,\min} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 → gewählt:  $\emptyset 8/25$
- Horizontale Bewehrung:  
 $\min A_{s,w} = 0,5 * A_{s,\text{lotrecht}} = 0,5 * 3,6 \text{ cm}^2/\text{m} = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 je Seite:  $a_{s,\min} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 → gewählt:  $\emptyset 8/30$

Die Wände sind mit 2  $\emptyset 14 \text{ mm}$  als Zugverankerung gesichert. Siehe Windlastverteilung EG.

Betondeckung  $c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm}$



Horizontal  $\emptyset 8 / 30$  je Seite

Vertikal  $\emptyset 8 / 25$  je Seite

Pos. 323 Aufzugswand, C25/30, XC1, d=25 cm

Lastannahmen

Aus Aufzugsüberfahrt Pos. 105 (s. S. 117ff.)

$$g_k = 6,3 \text{ kN/m}$$

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

Aus Wände EG bis 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 11,9 \text{ m} = 79,8 \text{ kN/m}$$

$$\sum g_k = 86,1 \text{ kN/m}$$

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

Bemessung

$$N_{Ed} = 1,35 * 86,1 \text{ kN/m} + 1,5 * 20,8 \text{ kN/m} = 147,5 \text{ kN/m}$$

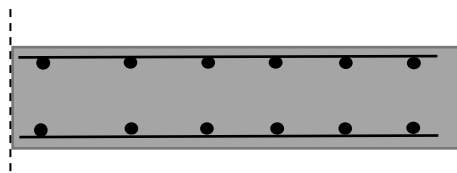
$$N_{Rd} = 0,3 * f_{cd} * A_c = 0,3 * 14,2 * 1000 \text{ kN/m}^2 * 0,24 \text{ m} * 1,0 \text{ m} = 1022,4 \text{ kN} > 148,1 \text{ kN}$$

→ Mindestbewehrung maßgebend

Bewehrungsvorschlag

- Lotrechte Bewehrung:  
 $\min A_s = 0,0015 * A_c = 0,0015 * 24 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 je Seite:  $a_{s,\min} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 → gewählt:  $\varnothing 8/25$
- Horizontale Bewehrung:  
 $\min A_{s,w} = 0,5 * A_{s,\text{lotrecht}} = 0,5 * 3,6 \text{ cm}^2/\text{m} = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 je Seite:  $a_{s,\min} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 → gewählt:  $\varnothing 8/30$

Betondeckung  $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$



Horizontal  $\varnothing 8 / 30$  je Seite

Vertikal  $\varnothing 8 / 25$  je Seite

Pos. 324 Außenwand erdberührt, C25/30, XC3, WU, d=24 cm

Betrachtet wird die Wand in Achse 6/7-J.

Wandhöhe h	= 4,0 m
$h_{\text{Boden}}$	= 3,90 m
Scherwinkel $\varphi$	= 35°
Wandreibungswinkel $\varphi_{\text{delta}}$	= $2/3 * \varphi = 24^\circ$
Bodenwichte $\gamma$	= 19,0 kN/m <sup>3</sup>
$\sigma_{\text{Rd}}$	= 275 kN/m <sup>2</sup>

Die Stahlbetonwände im Erdgeschoss sind als WU-Konstruktion nach WU-Richtlinie herzustellen.

Es ist eine Betonrezeptur mit niedriger Wärmeentwicklung, geringem Schwindmaß und einem w/z <0,55 zu verwenden.

Betondeckung XC3 innen und außen:

Expositionsklasse: XC3

$c_{\text{nom}}$	= 35 mm + zusätzliche Sicherheit 5 mm	gewählt $c_{\text{nom}} = 40$ mm
$d_{1x}$	= $c_{\text{nom}} + d_{\text{Stab}} / 2 = 40 \text{ mm} + 14 \text{ mm} / 2$	= 47 mm
$d_{1y}$	= $d_{1x} + d_{\text{Stab}} = 47 \text{ mm} + 16 \text{ mm}$	= 63 mm
$d_{1m}$	= $(47 \text{ mm} + 63 \text{ mm}) / 2$	= 55 mm
Annahme $d_{1x} = d_{1y}$	= 55 mm	

Nach WU-Richtlinie 2017-12

Beanspruchungsklasse 1

für zeitweise vorhandenes drückendes Grundwasser. Der höchste zu erwartende Grundwasserstand liegt bei ca. 32,0 m NHN (Gebäudeunterkante liegt darüber bei 37,2 m NHN)

Nutzungsklasse A\*\*

Entwurfsgrundsatz C

Festlegung von Trennrissbreiten  $w_k = 0,2$  mm (maßgebend)

Anforderungen an Umsetzung und Planung siehe auch WU-Richtlinie 6.2

Konstruktive Maßnahmen bei Wänden:

- Anordnung von Sollrissfugen  $< 2 * h$  gemäß der ausführenden Firma
- Reibungsminderung durch ebene Sauberkeitsschicht aus Beton und 2-lagige PE-Folie
- Haustechnik sollt 0,5 m von Außenwand angeordnet werden

Betontechnische Maßnahmen / Ausführungstechnische Maßnahmen zur Reduzierung von Verformungen

- Festlegung von Betonrezepturen mit niedriger Wärmeentwicklung
- Betonage mit möglichst niedrigen Frischbetontemperaturen
- Langsam erhärtender Zement LH, w/z < 0,55
- Frühzeitig einsetzende Nachbehandlung / Schutz vor direkter Sonneneinstrahlung
- Einbindung einer Spezialfirma in die Ausführung durch die Baufirma mit Übernahme der Gewährleistung

### Lastannahmen

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von  $e = 1,10$  m ausgegangen.

Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

$$g_k = (16,0 + 13,0) / 1,1 \text{ m} = 26,4 \text{ kN/m}$$

$$q_k = (4,3 + 4,3) / 1,1 = 7,9 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Holzständerwand 2.OG, Lastannahmen „Außenwand nicht tragend – Holzständerwand“ (s. S. 11)

$$g_k = 5,2 \text{ kN/m} * 7,0 \text{ m} / 2 = 18,2 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * 7,0 \text{ m} / 2 = 30,5 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * 7,0 \text{ m} / 2 = 13,3 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Holzständerwand 1.OG, Lastannahmen „Außenwand nicht tragend – Holzständerwand“ (s. S. 11)

$$g_k = 4,4 \text{ kN/m} * 7,0 \text{ m} / 2 = 15,4 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * 7,0 \text{ m} / 2 = 30,5 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,8 \text{ kN/m}^2 * 7,0 \text{ m} / 2 = 13,3 \text{ kN/m}$$

Aus Aussteifung Pos. 1, EG Wandscheibe 11 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.ff.)

$$q_k = 166,0 \text{ kN} * 3,7 \text{ m} / 6,6 \text{ m} / 1,0 \text{ m} = 93,1 \text{ kN/m}$$

Aus Aussteifung Pos. 1, 2.OG Holzständerwand (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.ff.)

$$q_k = 12,2 \text{ kN} * 4,0 \text{ m} / 2,8 \text{ m} / 1,0 \text{ m} = 17,5 \text{ kN/m}$$

$$\sum g_k = 165,4 \text{ kN/m}$$

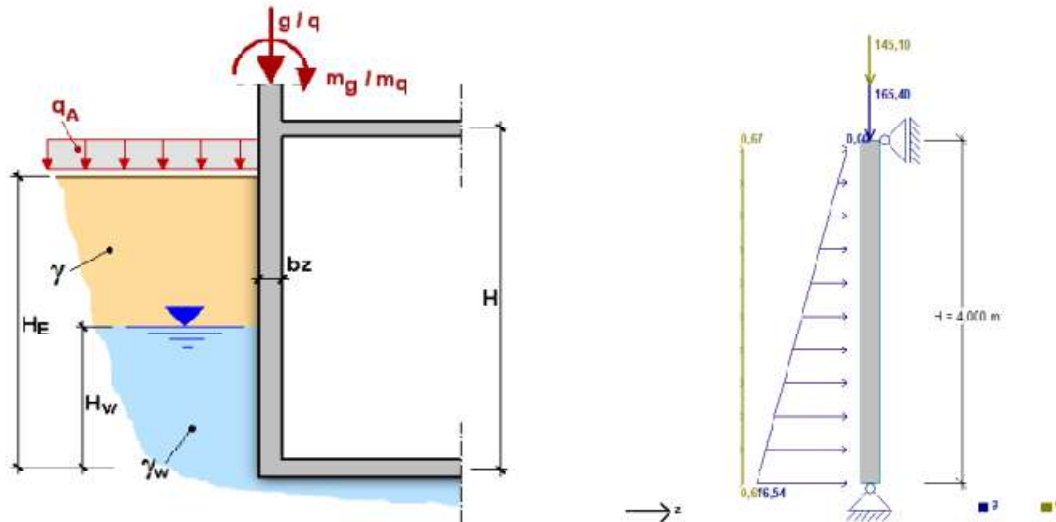
$$\sum q_k = 145,1 \text{ kN/m}$$

Auflast Boden überall (Annahme)

$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

## Bemessung

### Kellerwand - Stahlbeton (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland



Die Wand wird als Druckglied mit Knickbeiwert  $\beta = 1,00$  bemessen (symmetrische Bewehrung).  
Es wird ein 1m-Streifen betrachtet, die Wand ist in y-Richtung gehalten.  
Die Wand ist am Wandfuss und am Wandkopf gelenkig gelagert.

Wandhöhe H =	4,000 m
Wandstärke bz =	24,0 cm
Anschütthöhe HE =	3,900 m
Höhe Grundwasser =	0,000 m
Gamma Boden =	19,000 kN/m <sup>3</sup>
Gamma Boden Auftrieb =	11,000 kN/m <sup>3</sup>
Erddruckbeiwert kh =	0,223 [-]

d1 = 5,00 cm (Randabstand Bewehrung)

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

#### Einstellungen für Rissnachweis

Betondeckung c = 5,5 cm

Rissweite  $w_k = 0,20$  mm

$f_{ct,eff} = 1,50$  N/mm<sup>2</sup> (gew.: mind. 1,50 N/mm<sup>2</sup>)

- horizontal: -> zentrischer Zwang aus abfließender Hydratationswärme

-> Zwang im frühen Betonalter

-> Stabdurchmesser: Ø12,0 mm

- vertikal: -> Zwang aus äußeren Lasten (quasi-ständig)

-> Stabdurchmesser: Ø12,0 mm

#### Belastungen

Eigengewicht der Wand wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Linienlast g am Wandkopf =	165,400 kN/m
Linienlast q am Wandkopf =	145,100 kN/m
Kopfmoment $m_g$ =	0,000 kNm/m
Kopfmoment $m_q$ =	0,000 kNm/m
Geländeauflast $q_A$ =	3,000 kN/m <sup>2</sup>

**Bemessung (Druckglied):**

**z - Richtung**

Knicklänge:	4,000 m
Trägheitsradius i:	28,87 cm
Schlankheit Lambda:	57,74
Normalkraft NEd:	-394,307 kN
bezogene Normalkraft Nue:	-0,116
Schnittmoment MEd:	23,766 kNm
Ausmitte e0 = MEd/NEd:	6,027 cm
ungewollte Ausmitte ea:	1,000 cm
Kriechausmitte ek:	ohne Ansatz
Beiwert K1:	1,000
max.zul.Lambda:	46,98
Beiwert K2 (iteriert):	1,000
Ausmitte Th.II.O. e2:	4,068 cm
Gesamtausmitte e,tot:	11,095 cm
Bemessungsmoment MEd,bem:	43,750 kNm
Bemessung für Druckkraft mit und ohne Ausmitte (mit KSNW nach Th.II.O.)	

**erf.As,tot: 1,70 cm<sup>2</sup>/m**

Bewehrungsgehalt Mue: 0,1 %  
 Mindestbewehrung min.As,tot: 7,20 cm<sup>2</sup>/m

**Querkraftbewehrung:**

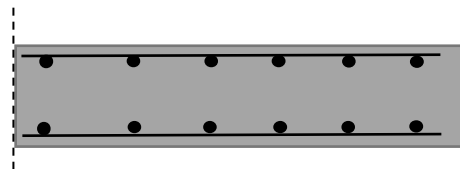
Wandkopf: asw = 0,00 cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>; VEd = 15,723 kN/m  
 Wandfuss: asw = 0,00 cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>; VEd = 23,716 kN/m

**Rissbewehrung:**

horizontal: erf.minAs (je Seite aus Rissnachweis) = 8,31 cm<sup>2</sup>/m  
 vertikal: erf.minAs (aus Rissnachweis für quasi-ständ. Last) = 0,00 cm<sup>2</sup>/m (Querschnitt überdrückt)

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c<sub>nom</sub> = 3,5 cm

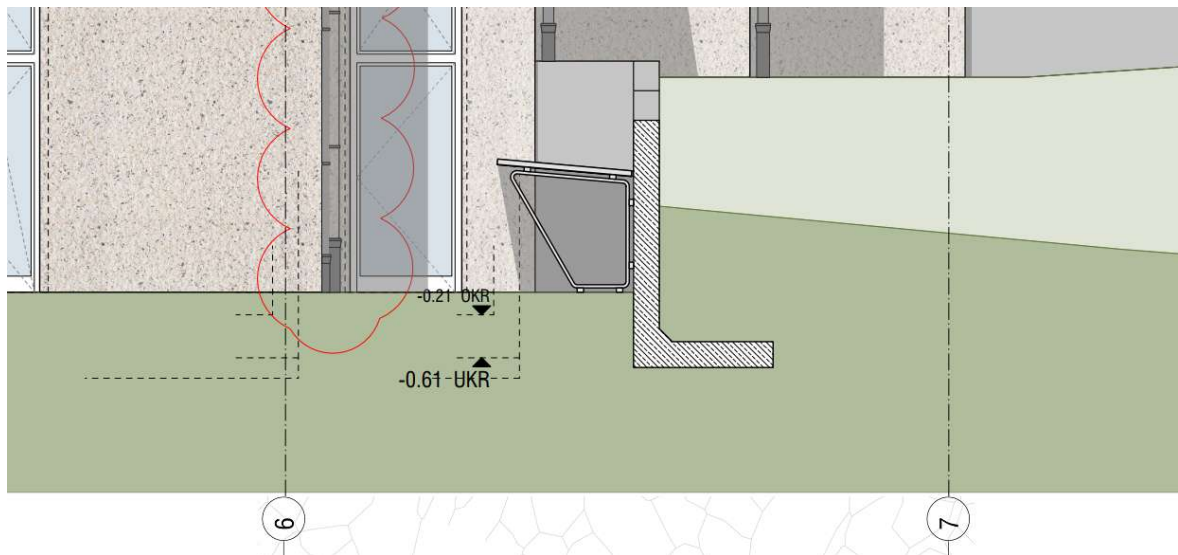


Horizontal	Ø 12 / 12,5	je Seite
Vertikal	Ø 8 / 12,5	je Seite

Ggf. erf. Zugverankerung an Wandenden gem. Pos. 1.

**Pos. 326 Winkelstützwand, C25/30, XC1, d=24 cm**

Wandhöhe $h$	= 2,90 m
$h_{\text{Boden links}}$	= 0,00 m
$h_{\text{Boden rechts}}$	= 1,80 m
Scherwinkel $\varphi$	= 35°
Wandreibungswinkel $\varphi_{\text{delta}}$	= $2/3 * \varphi = 24^\circ$
Sohleibungswinkel $\varphi_s$	= $2/3 * \varphi = 24^\circ$
Bodenwichte $\gamma$	= 19,0 kN/m <sup>3</sup>
$\sigma_{Rd}$	= 240 kN/m <sup>2</sup>



**Lastannahmen**

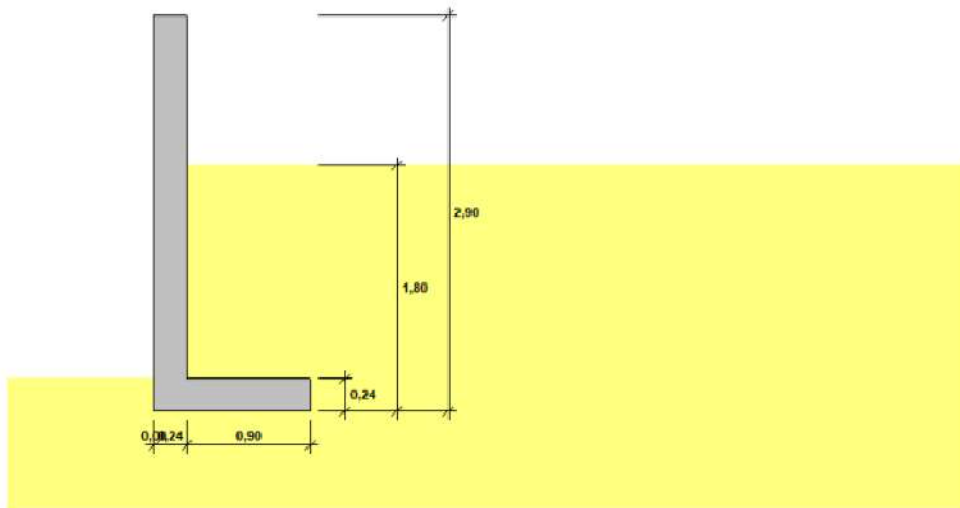
Die Lastannahmen basieren auf Annahmen.

Aus Gelände, rechte Seite

$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

## Bemessung

### Winkelstützwand (V.27.2) nach EC2 / EC7 + NA Deutschland



#### Systemwerte :

--> äußere Standsicherheit für aktiven Erddruck

--> Bemessung für aktiven Erddruck

Böschungsneigung beta =	0,0 °
Wandhöhe HG =	2,900 m
Anschütthöhe H =	1,800 m
Höhe Überschüttung vorne HÜ,v =	0,000 m
Dicke Sporn hs =	0,240 m
Wanddicke hw =	0,240 m
Länge vorderer Sporn LS,v =	0,000 m
Länge hinterer Sporn LS,h =	0,900 m
Wandfläche im Querschnitt A =	0,912 m <sup>2</sup>
Bodenpressung Sigma,Rd =	240,000 kN/m <sup>2</sup>
spez. Gewicht Boden rechts =	19,000 kN/m <sup>3</sup>
spez. Gewicht Boden links =	19,000 kN/m <sup>3</sup>
Scherwinkel Phi =	35,000 °
Wandreibungswinkel Delta =	24,000 °
Sohlreibungswinkel Phi,S =	24,000 °

Erddruck vor Wand / vorderen Sporn wird nicht angesetzt!

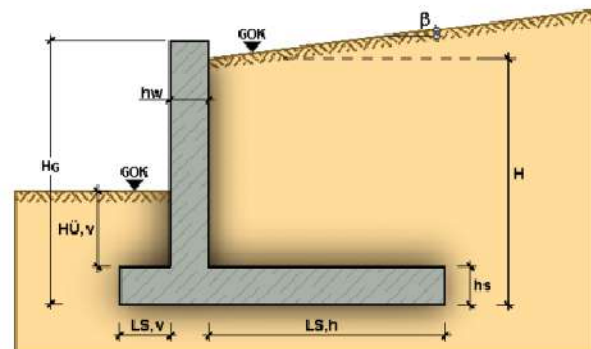
Vertikaler Erddruck an der fiktiven Wand wird angesetzt!

Erddruckbeiwerte kah / kph = 0,223 / 3,690 [-] (aktiver Erddruck für äußere Standsicherheit)

Erddruckbeiwerte kah / kph = 0,223 / 3,690 [-] (aktiver Erddruck für Bemessung)

Beton = C20/25

Betonstahl = B500 (A,B)





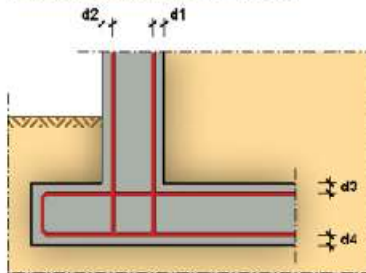
### Einstellungen für Rissnachweis

Betondeckung  $c = 3,5 \text{ cm}$

Rissweite  $w_k = 0,40 \text{ mm}$

- Wand (horizontal): --> zentrischer Zwang aus abfließender Hydratationswärme  
 --> Zwang im frühen Betonalter  
 --> Stabdurchmesser:  $\varnothing 10 \text{ mm}$
- Fundament (längs): --> zentrischer Zwang aus abfließender Hydratationswärme  
 --> Zwang im frühen Betonalter  
 --> Stabdurchmesser:  $\varnothing 10 \text{ mm}$

### Randabstände Bewehrung



$d1 = 6,0 \text{ cm}$   
 $d2 = 5,0 \text{ cm}$   
 $d3 = 5,0 \text{ cm}$   
 $d4 = 6,0 \text{ cm}$   
 $c = 3,5 \text{ cm}$  (Betondeckung für Querkraftbemessung)

### Belastung :

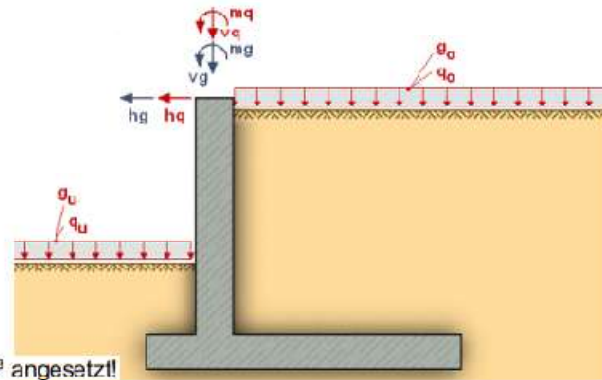
#### Flächenlasten:

Flächenlast  $g_o = 0,00 \text{ kN/m}^2$  (ständig)  
 Flächenlast  $q_o = 3,00 \text{ kN/m}^2$  (veränderlich)  
 Flächenlast  $g_u = 0,00 \text{ kN/m}^2$  (ständig)  
 Flächenlast  $q_u = 3,00 \text{ kN/m}^2$  (veränderlich)

#### Lasten am Wandkopf:

Vertikallast  $v_g = 0,00 \text{ kN/m}$  (ständig)  
 Vertikallast  $v_q = 0,00 \text{ kN/m}$  (veränderlich)  
 Horizontallast  $h_g = 0,00 \text{ kN/m}$  (ständig)  
 Horizontallast  $h_q = 0,00 \text{ kN/m}$  (veränderlich)  
 Moment  $m_g = 0,00 \text{ kNm/m}$  (ständig)  
 Moment  $m_q = 0,00 \text{ kNm/m}$  (veränderlich)

Das Eigengewicht der Stützwand wird mit  $25,0 \text{ kN/m}^3$  angesetzt!



### Nachweis Standsicherheit:

LFK 1 = nur ständige Lasten

LFK 2 = Vollast, jedoch ohne veränderliche Flächenlast  $q_o$

LFK 3 = Vollast, jedoch ohne veränderliche Flächenlast  $q_u$

LFK 4 = Vollast

LFK 5 = ständige Lasten auf Wand und veränderliche Flächenlast  $q_o$

LFK 6 = ständige Lasten auf Wand und veränderliche Flächenlast  $q_u$

LFK 7 = ständige Lasten auf Wand und veränderliche Flächenlasten  $q_o + q_u$

### Nachweis Gleitsicherheit nach EC7:

$\eta = (R_{t,d} + E_{p,t,d}) / T_d \geq 1,00$

$\gamma_{R,h} = 1,100$  [-] (Sicherheitsbeiwert Gleitwiderstand)

LFK 1:  $\eta = 2,29 \geq 1,00$

LFK 2:  $\eta = 2,29 \geq 1,00$

LFK 3:  $\eta = 2,04 \geq 1,00$

LFK 4:  $\eta = 2,04 \geq 1,00$

LFK 5:  $\eta = 2,04 \geq 1,00$

LFK 6:  $\eta = 2,29 \geq 1,00$

LFK 7:  $\eta = 2,04 \geq 1,00$

**Nachweis Kippsicherheit nach EC7:**

LFK 1: vorh.e = 0,121 m <= zul.e = 0,190 m  
LFK 2: vorh.e = 0,121 m <= zul.e = 0,380 m  
LFK 3: vorh.e = 0,122 m <= zul.e = 0,380 m  
LFK 4: vorh.e = 0,122 m <= zul.e = 0,380 m  
LFK 5: vorh.e = 0,122 m <= zul.e = 0,380 m  
LFK 6: vorh.e = 0,121 m <= zul.e = 0,380 m  
LFK 7: vorh.e = 0,122 m <= zul.e = 0,380 m

**Nachweis Bodenpressung: --> Designwerte (gamma-fach)**

LFK	Sigma <sub>l,d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Sigma <sub>r,d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	klaffende Fuge?	Sigma <sub>med,d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Ausnutzung [-]
1	101,855	22,571	nein	78,991	0,33
2	101,855	22,571	nein	78,991	0,33
3	109,266	23,678	nein	84,612	0,35
4	109,266	23,678	nein	84,612	0,35
5	109,266	23,678	nein	84,612	0,35
6	99,736	24,690	nein	78,991	0,33
7	109,266	23,678	nein	84,612	0,35

**Bemessung:**

Beton: C20/25

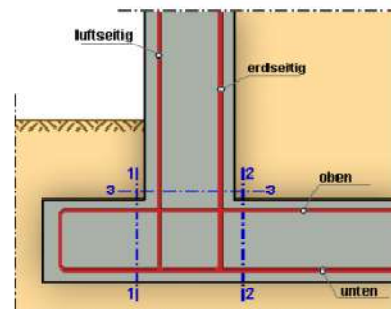
- Betonstahl: B500 (A,B)
- Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)
- Mindestbewehrung (Mindestmomente nach EC2) wird berücksichtigt

**a) Bewehrung Anschnitt hinterer Sporn (Schnitt 2)**

$m_{Ed} = -7,04 \text{ kNm/m}$ ;  $n_{Ed} = 11,09 \text{ kN/m}$   
 $erf.as,u = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $erf.as,o = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $min.as = 2,60 \text{ cm}^2/\text{m}$  (Mindestbewehrung EC2)  
 $v_{Ed} = 0,57 \text{ kN/m}$   
 $v_{Rd,c} = 82,94 \text{ kN/m}$   
 $v_{Rd,max} = 280,04 \text{ kN/m}$   
 $erf.as,v = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}^2$  (Querkraftbewehrung)

**b) Bewehrung unterer Wandanschnitt (Schnitt 3)**

$m_{Ed} = 6,05 \text{ kNm/m}$ ;  $n_{Ed} = -21,55 \text{ kN/m}$   
 $erf.as,l = 0,41 \text{ cm}^2/\text{m}$  (erdseitig)  
 $erf.as,a = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$  (luftseitig)  
 $min.as = 2,60 \text{ cm}^2/\text{m}$  (Mindestbewehrung EC2)  
 $v_{Ed} = 8,54 \text{ kN/m}$   
 $v_{Rd,c} = 82,94 \text{ kN/m}$   
 $v_{Rd,max} = 280,04 \text{ kN/m}$   
 $erf.as,v = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}^2$  (Querkraftbewehrung)

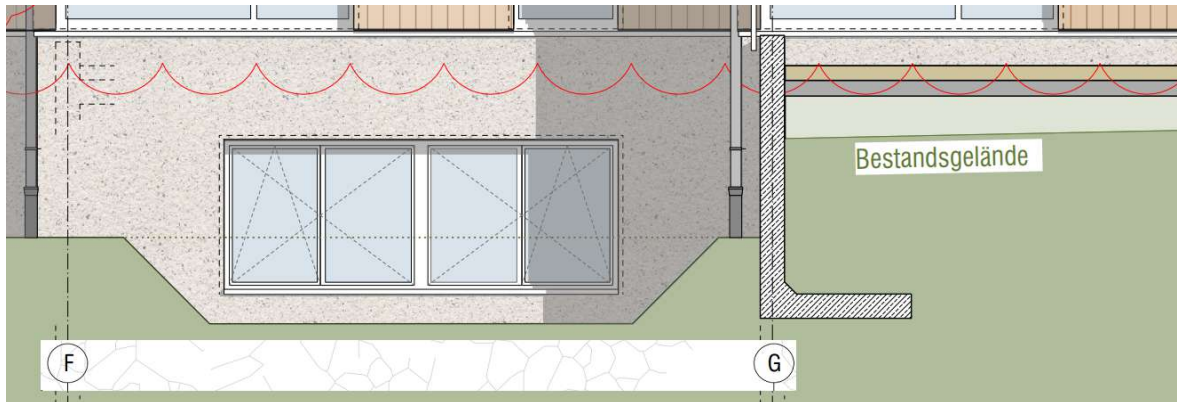


**Rissbewehrung:**

Wand (horizontal):  $erf.as$  (je Seite aus Rissnachweis) =  $5,37 \text{ cm}^2/\text{m}$   
Fundament (längs):  $erf.as$  (o+u aus Rissnachweis) =  $5,37 \text{ cm}^2/\text{m}$

**Pos. 327 Winkelstützwand, C25/30, XC1, d=24 cm**

Wandhöhe h	= 2,90 m
$h_{\text{Boden links}}$	= 2,00 m
$h_{\text{Boden rechts}}$	= 2,90 m
Scherwinkel $\varphi$	= 35°
Wandreibungswinkel $\varphi_{\text{delta}}$	= $2/3 * \varphi = 24^\circ$
Sohlreibungswinkel $\varphi_s$	= $2/3 * \varphi = 24^\circ$
Bodenwichte $\gamma$	= 19,0 kN/m <sup>3</sup>
$\sigma_{\text{Rd}}$	= 240 kN/m <sup>2</sup>



**Lastannahmen**

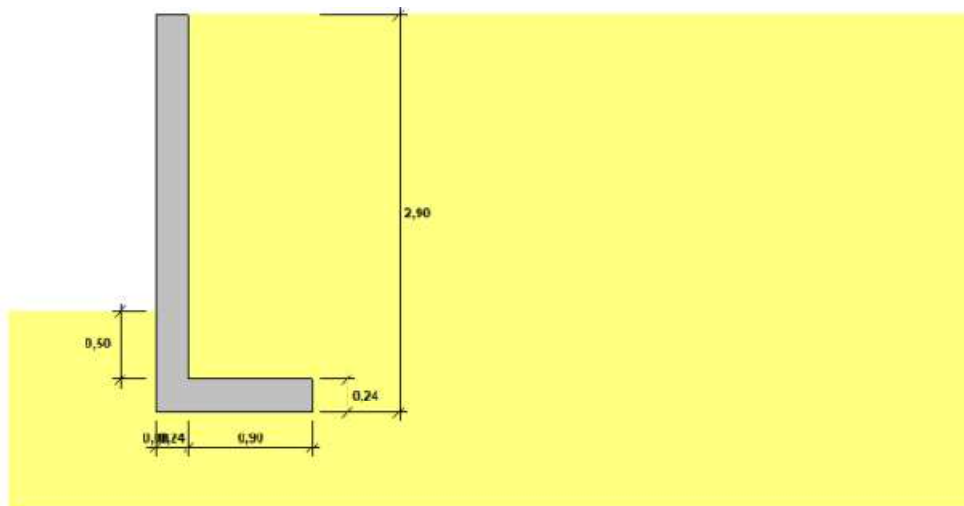
Die Lastannahmen basieren auf Annahmen.

Aus Gelände, rechte Seite

$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

**Bemessung**

Winkelstützwand (V.27.2) nach EC2 / EC7 + NA Deutschland

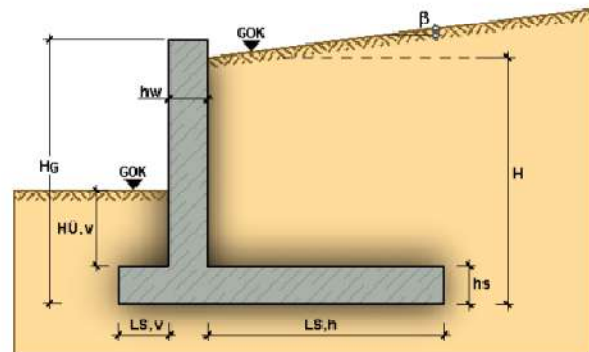


**Systemwerte :**

--> äußere Standsicherheit für aktiven Erddruck

--> Bemessung für aktiven Erddruck

- Böschungsneigung beta = 0,0 °
- Wandhöhe HG = 2,900 m
- Anschütthöhe H = 2,900 m
- Höhe Überschüttung vorne HÜ,v = 0,500 m
- Dicke Sporn hs = 0,240 m
- Wanddicke hw = 0,240 m
- Länge vorderer Sporn LS,v = 0,000 m
- Länge hinterer Sporn LS,h = 0,900 m
- Wandfläche im Querschnitt A = 0,912 m<sup>2</sup>
- Bodenpressung Sigma,Rd = 240,000 kN/m<sup>2</sup>
- spez. Gewicht Boden rechts = 19,000 kN/m<sup>3</sup>
- spez. Gewicht Boden links = 19,000 kN/m<sup>3</sup>
- Scherwinkel Phi = 35,000 °
- Wandreibungswinkel Delta = 24,000 °
- Sohlreibungswinkel Phi,S = 24,000 °
- Erddruck vor Wand / vorderen Sporn wird nicht angesetzt!
- Vertikaler Erddruck an der fiktiven Wand wird angesetzt!
- Erddruckbeiwerte kah / kph = 0,223 / 3,690 [-] (aktiver Erddruck für äußere Standsicherheit)
- Erddruckbeiwerte kah / kph = 0,223 / 3,690 [-] (aktiver Erddruck für Bemessung)
- Beton = C20/25
- Betonstahl = B500 (A,B)



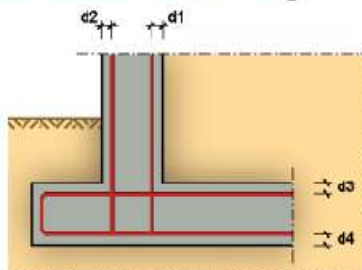
**Einstellungen für Rissnachweis**

Betondeckung c = 3,5 cm

Rissweite wk = 0,40 mm

- Wand (horizontal): --> zentrischer Zwang aus abfließender Hydratationswärme
- > Zwang im frühen Betonalter
- > Stabdurchmesser: Ø10 mm
- Fundament (längs): --> zentrischer Zwang aus abfließender Hydratationswärme
- > Zwang im frühen Betonalter
- > Stabdurchmesser: Ø10 mm

**Randabstände Bewehrung**



- d1 = 6,0 cm
- d2 = 5,0 cm
- d3 = 5,0 cm
- d4 = 6,0 cm
- c = 3,5 cm (Betondeckung für Querkraftbemessung)

**Belastung :**

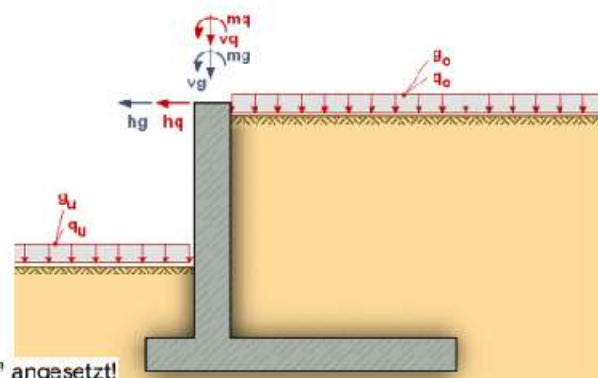
**Flächenlasten:**

- Flächenlast go = 0,00 kN/m<sup>2</sup> (ständig)
- Flächenlast qo = 3,00 kN/m<sup>2</sup> (veränderlich)
- Flächenlast gu = 0,00 kN/m<sup>2</sup> (ständig)
- Flächenlast qu = 3,00 kN/m<sup>2</sup> (veränderlich)

**Lasten am Wandkopf:**

- Vertikallast vg = 0,00 kN/m (ständig)
- Vertikallast vq = 0,00 kN/m (veränderlich)
- Horizontallast hg = 0,00 kN/m (ständig)
- Horizontallast hq = 0,00 kN/m (veränderlich)
- Moment mg = 0,00 kNm/m (ständig)
- Moment mq = 0,00 kNm/m (veränderlich)

Das Eigengewicht der Stützwand wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> angesetzt!



**Nachweis Standsicherheit:**

- LFK 1 = nur ständige Lasten
- LFK 2 = Vollast, jedoch ohne veränderliche Flächenlast qo
- LFK 3 = Vollast, jedoch ohne veränderliche Flächenlast qu
- LFK 4 = Vollast
- LFK 5 = ständige Lasten auf Wand und veränderliche Flächenlast qo
- LFK 6 = ständige Lasten auf Wand und veränderliche Flächenlast qu
- LFK 7 = ständige Lasten auf Wand und veränderliche Flächenlasten qo + qu

**Nachweis Gleitsicherheit nach EC7:**

$\eta = (R_{l,d} + E_{p,l,d}) / T_d \geq 1.00$

$\gamma_{R,h} = 1.100$  [-] (Sicherheitsbeiwert Gleitwiderstand)

LFK 1:  $\eta = 1.28 \geq 1.00$

LFK 2:  $\eta = 1.28 \geq 1.00$

LFK 3:  $\eta = 1.20 \geq 1.00$

LFK 4:  $\eta = 1.20 \geq 1.00$

LFK 5:  $\eta = 1.20 \geq 1.00$

LFK 6:  $\eta = 1.28 \geq 1.00$

LFK 7:  $\eta = 1.20 \geq 1.00$

**Nachweis Kippsicherheit nach EC7:**

LFK 1:  $\text{vorh.e} = 0.189 \text{ m} \leq \text{zul.e} = 0.190 \text{ m}$

LFK 2:  $\text{vorh.e} = 0.189 \text{ m} \leq \text{zul.e} = 0.380 \text{ m}$

LFK 3:  $\text{vorh.e} = 0.206 \text{ m} \leq \text{zul.e} = 0.380 \text{ m}$

LFK 4:  $\text{vorh.e} = 0.206 \text{ m} \leq \text{zul.e} = 0.380 \text{ m}$

LFK 5:  $\text{vorh.e} = 0.206 \text{ m} \leq \text{zul.e} = 0.380 \text{ m}$

LFK 6:  $\text{vorh.e} = 0.189 \text{ m} \leq \text{zul.e} = 0.380 \text{ m}$

LFK 7:  $\text{vorh.e} = 0.206 \text{ m} \leq \text{zul.e} = 0.380 \text{ m}$

**Nachweis Bodenpressung: --> Designwerte (gamma-fach)**

LFK	Sigma <sub>l,d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Sigma <sub>r,d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	klaffende Fuge?	Sigma <sub>med,d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Ausnutzung [-]
1	180,276	0,264	nein	135,207	0,56
2	180,276	0,264	nein	135,207	0,56
3	199,252	0,000	ja	148,719	0,62
4	199,252	0,000	ja	148,719	0,62
5	199,252	0,000	ja	148,719	0,62
6	176,862	3,678	nein	135,207	0,56
7	199,252	0,000	ja	148,719	0,62

**Bemessung:**

Beton: C20/25

-Betonstahl: B500 (A,B)

Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)

Mindestbewehrung (Mindestmomente nach EC2) wird berücksichtigt

**a) Bewehrung Anschnitt hinterer Sporn (Schnitt 2)**

$m_{Ed} = -25.01 \text{ kNm/m}$ ;  $n_{Ed} = 27.00 \text{ kN/m}$

$\text{erf.as,u} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\text{erf.as,o} = 4.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\text{min.as} = 2.60 \text{ cm}^2/\text{m}$  (Mindestbewehrung EC2)

$v_{Ed} = 19.05 \text{ kN/m}$

$v_{Rd,c} = 82.94 \text{ kN/m}$

$v_{Rd,max} = 280.04 \text{ kN/m}$

$\text{erf.as,v} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}^2$  (Querkraftbewehrung)

**b) Bewehrung unterer Wandanschnitt (Schnitt 3)**

$m_{Ed} = 27.51 \text{ kNm/m}$ ;  $n_{Ed} = -21.55 \text{ kN/m}$

$\text{erf.as,i} = 3.17 \text{ cm}^2/\text{m}$  (erdseitig)

$\text{erf.as,a} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$  (luftseitig)

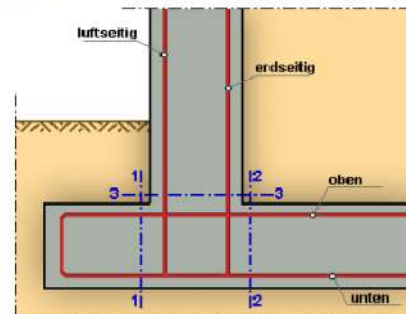
$\text{min.as} = 2.60 \text{ cm}^2/\text{m}$  (Mindestbewehrung EC2)

$v_{Ed} = 22.93 \text{ kN/m}$

$v_{Rd,c} = 82.94 \text{ kN/m}$

$v_{Rd,max} = 280.04 \text{ kN/m}$

$\text{erf.as,v} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}^2$  (Querkraftbewehrung)



**Rissbewehrung:**

Wand (horizontal):  $\text{erf.as}$  (je Seite aus Rissnachweis) =  $5.37 \text{ cm}^2/\text{m}$

Fundament (längs):  $\text{erf.as}$  (o+u aus Rissnachweis) =  $5.37 \text{ cm}^2/\text{m}$

**Pos. 330 Stütze, C25/30, XC1, b/h=24/24 cm**

Es folgt die Bemessung der Stahlbetonstütze Pos. 330.

**Lastannahmen**

Aus Unterzug Pos. 312 (s. S. 234ff.)

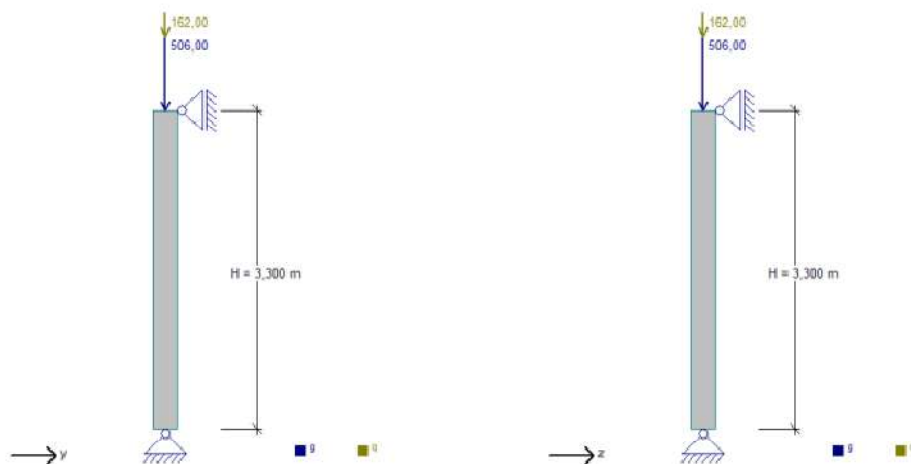
$$G_k = 506,0 \text{ kN}$$

$$Q_k = 162,0 \text{ kN}$$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

**Bemessung**

**Stahlbetonstütze (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland**



Rechteckstütze als Pendelstütze

$$\beta_{y,z} = 1,00$$

$$\beta_{y,z} = 1,00$$

Stütze in y - und z - Richtung frei

Berechnung als Stütze (Mindest- und Höchstbewehrung)

Stützhöhe  $H = 3,300 \text{ m}$

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

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

$$d_1 = 5,00 \text{ cm (Randabstand Bewehrung oben/unten)}$$

$$d_2 = 5,00 \text{ cm (Randabstand Bewehrung seitlich)}$$

Bewehrung in Ecken konzentriert

Beton: C25/30 (Kriechzahl  $\Phi = 2,85$ )

Betonstahl: B500 (A)

**Belastungen**

Eigengewicht Stütze wird mit  $25,0 \text{ kN/m}^3$  berücksichtigt

Kategorie für Nutzlasten = A, B: Wohn-, Arbeits- und Büroräume

Kategorie für Schneelasten = Schnee für Orte bis NN + 1000

Knotenlasten: Einwirkungen (EW) --> 1 = ständig g 2 = Schnee s 3 = Wind w 4 = Nutzlast q 5 = Erdbeben E

Lastart	Richtung	EW	F / M [kN / kNm]	ey [cm]	ez [cm]	Bemerkung
Einzellast	vertikal	1	506,000	0,0	0,0	
Einzellast	vertikal	4	162,000	0,0	0,0	

Keine Stablasten vorhanden!

Bemessung - Knicken in:	y - Richtung	z - Richtung
Knicklänge:	3,300 m	3,300 m
Trägheitsradius iz / iy:	6,93 cm	6,93 cm
Schlankheit Lambda:	47,63	47,63
Normalkraft NEd:	932,515 kN	932,515 kN
bezogene Normalkraft Nue:	1,143	1,143
Schnittmoment MEd:	0,000 kNm	0,000 kNm
Ausmitte e0 = MEd/NEd:	0,000 cm	0,000 cm
ungewollte Ausmitte ea:	0,825 cm	0,825 cm
Kriechausmitte ek:	0,148 cm	0,148 cm
Beiwert K1:	1,000	1,000
max.zul.Lambda:	25,00	25,00
Beiwert Kr (iteriert):	0,422	0,422
Ausmitte Th.II.O. e2:	1,169 cm	1,169 cm
Gesamtausmitte e,tot:	1,994 cm	1,994 cm
Bemessungsmoment MEd,bem:	18,596 kNm	18,596 kNm

Bemessung für LFK = 1,35\*G + 1,50\*Q

**erf.As,tot: 12,86 cm<sup>2</sup>** (Brandschutznachweis beachten!)

Bewehrungsgehalt Mue: 2,232 %

Mindestbewehrung min.As,tot: 3,22 cm<sup>2</sup>

Ausmitte nach EC2-1-1, 6.1(4) wird bei Th.I.O. als ea angesetzt

#### Querkraftnachweis:

cv,l = 3,00 cm

Bei zweiachsiger Querkraft erfolgt Bemessung gem. Verfahren Prof. Mark

max.Vy = 0,00 kN / zugeh.Vz = 0,00 kN

max.Vz = 0,00 kN / zugeh.Vy = 0,00 kN

Theta = °

VRd,c = 0,00 kN

VRd,max = kN

min.as,q = 0,00 cm<sup>2</sup>/m (Mindestbewehrung)

**erf.as,q = 0,00 cm<sup>2</sup>/m**

#### Nachweis Brandschutz: DIN EN 1992-1-2, Tabelle 5.2a

Es ist sicherzustellen, dass die Anforderungen für die Anwendung der Tabelle 5.2a erfüllt sind!

Für die Ermittlung von NRd wird das Maximum aus erforderlicher Bewehrung (Normalbemessung)

und ggf. gewählter Bewehrung angesetzt!

Feuerwiderstandsdauer: R30

NRd = 932,52 kN

NEd,fi = 554,60 kN

vorh. Ausnutzung Mue,fi = 0,59 [-]

zul. Ausnutzung Mue,fi = 0,70 [-]

**vorh. Ausnutzung alpha,1 <= zul. Ausnutzung alpha,1 --> Bewehrung aus Normalbemessung ausreichend!**

erf.min.a = 28 mm <= vorh.a = d1 = 50 mm

#### Anschlussbewehrung am Stützenfuss:

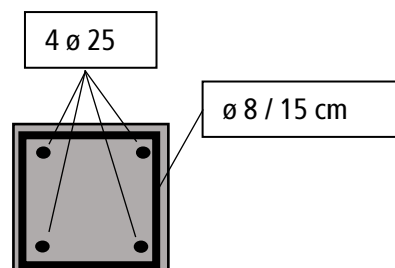
Beton unter Stütze = C25/30

erf.As = 2,68 cm<sup>2</sup>

Mue = 0,47 %

#### Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c<sub>nom</sub> = 2,5 cm

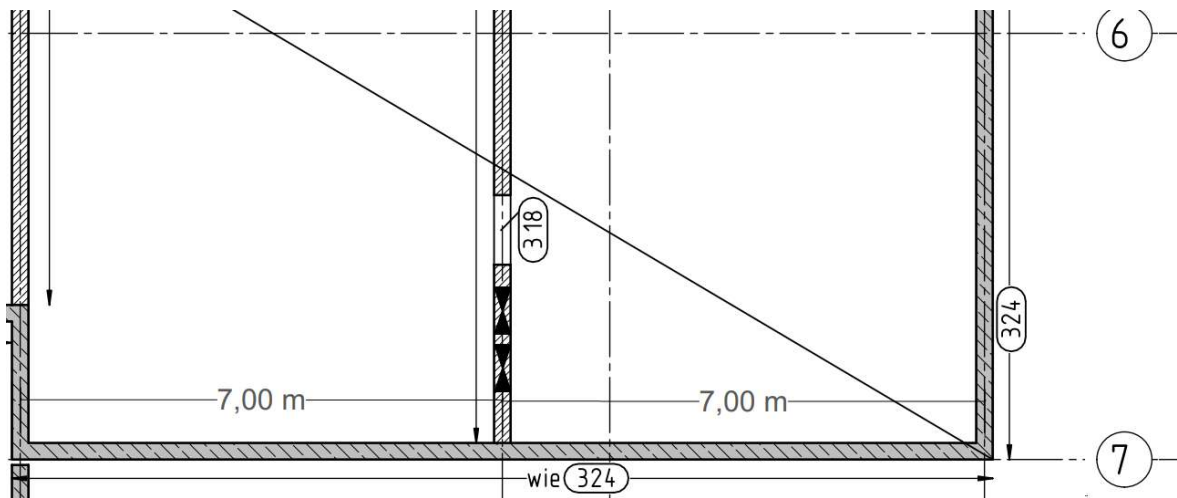


**Pos. 341 Deckengleicher Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24x24cm**

In Achse H-6/7 befinden sich unter der Decke zwei Wanddurchbrüche mit b/h = 70/30 cm. Die Durchbrüche verteilen sich insgesamt über eine Länge von 1,55 m. Somit wird im Folgenden ein deckengleicher Unterzug als 1 m breite Platte über eine Länge von 1,8 m bemessen.

$$L_{\max} = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Statische Höhe } d = 0,24 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 0,19 \text{ m}$$



**Lastannahmen**

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von  $e = 1,10 \text{ m}$  ausgegangen.

Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

$$g_k = (16,0 + 13,0) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} = 17,3 \text{ kN/m}$$

$$q_k = (4,3 + 4,3) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} = 7,9 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 60,9 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 35,0 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 60,9 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 35,0 \text{ kN/m}$$

$$\sum g_k = 183,8 \text{ kN/m}$$

$$\sum q_k = 77,9 \text{ kN/m}$$

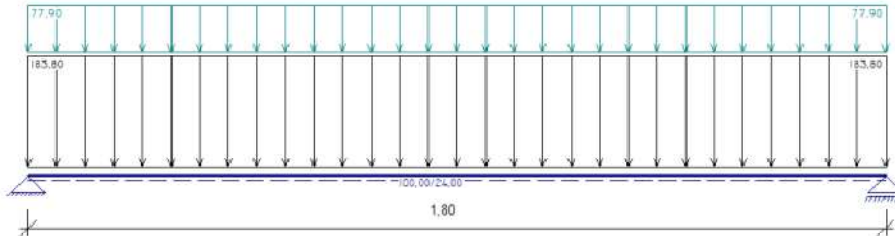
Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.



## Bemessung

### Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland

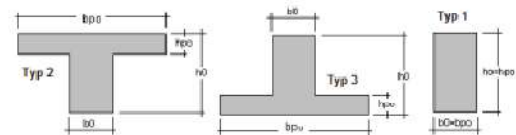
■ veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen → Eigengewicht mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt



### Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	1,800	100,00	24,00	100,00	24,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

### Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume  
Einwirkungsart 2=Büros  
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume  
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume  
Einwirkungsart 5=Lageräume

Einwirkungsart 6=Schneelasten H ≤ 1000m NN  
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN  
Einwirkungsart 8=Windlasten  
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)  
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F ≤ 30 kN)

Einwirkungsart 11=Kategorie G (F ≤ 160 kN)  
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)  
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen  
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8  
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 183,800 kN/m

q über Gesamtlänge = 77,900 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

### Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	151,097	0,000	335,772

### Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				335,772
2	0,000	0,000	-335,772			

### Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast: g+q [kN]
1	240,93	170,82	170,82	70,11/0,00	240,93
2	240,93	170,82	170,82	70,11/0,00	240,93

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)
- Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- Längsbewehrung nicht gestaffelt
- Mindestbewehrung berücksichtigt
- an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) erteilt

Keine Zulage erforderlich, wird durch vorhandene Deckenbewehrung abgedeckt.

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm <sup>2</sup> /m]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> /m]	min.As [cm <sup>2</sup> /m]	Mbem  [kNm]
1	4,54	0,00		37,77
2	4,54	0,00		37,77

\*) Mindestmoment nach EC2

Die untere Lage der Deckenbewehrung ist um 5ø25 (24,5 cm<sup>2</sup>) zu ergänzen. Diese sind auf einer Breite von 60 cm zu verteilen.

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm <sup>2</sup> /m]	erf.As unten [cm <sup>2</sup> /m]	min.As [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	22,39	2,92

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 11,19 cm<sup>2</sup>/m

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 11,19 cm<sup>2</sup>/m

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-links [cm <sup>2</sup> /m]	min.asw-rechts [cm <sup>2</sup> /m]
1	0,00	24,09	0,00	0,00
2	24,09	0,00	0,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-ll.	VRd,max [kN]-re.
1	0,00	305,55	0,00	235,04		117,36	1,00	564,11
2	308,91	0,00	235,04	0,00	117,36		565,19	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	col(Theta)-links	col(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-ll.	zul.e [cm]-ll.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		28,1		1,9	0,000	30,0	0,542	12,0
2	28,1		1,9		0,547	12,0	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h.  $w \leq l/500$

- ab einem Momentenverhältnis  $|M_{Stütze}/M_{Feld}|$  von  $\geq 0,50$  wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,18	0,00	9,47	14,18

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)

--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Nachweis der Verankerungslänge:

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm

= 21,0 cm (sichere Seite)

Zugkraft am Auflager  $F_s = V_{Ed} \cdot \cot(\theta) / 2 = 335,8 \text{ kN} \cdot 1,4 / 2$

= 235,1 kN

Vorhandene Bewehrungsstäbe

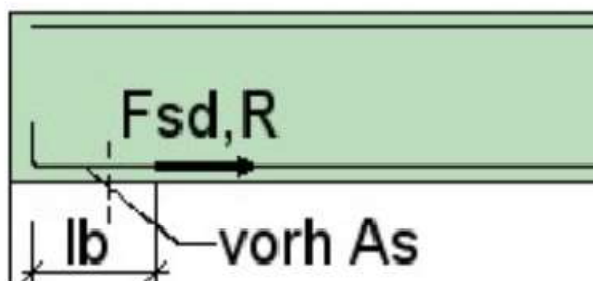
= 5ø25 (24,5 cm<sup>2</sup> > 22,4 cm<sup>2</sup> = A<sub>s,erf</sub>)

Nachweis siehe folgende Seite.

**MZ-Stb-Endverankerung**  
**DIN EN 1992-1-1**

**MZ**

**System**



**Eingabewerte:**

**Material**

Beton C25/30  $f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$   $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$   
( $\gamma_{mac}=1.50$   $\alpha=0.85$   $\nu_{e1}=1.00$   $\beta_{act}=2.40$ )  
Stahl BSt.500S  $f_{yk} = 500.0 \text{ N/mm}^2$   $f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$

**Belastung**

Zugkraft am Auflager  $F_{sd,R} = 235.1 \text{ kN}$

**Endauflager**

Auflagerart direkt  
Vorhandene Verankerungslänge = 0.210 m  
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 5d25g

**Ergebnisse:**

**Verankerung Biegebewehrung am Endauflager**

Verankerungskraft  $F_{sd,R} = 235.10 \text{ kN}$   
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 5.41  $\text{cm}^2$   
Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

**5 Ø 25 mm mit geradem Stabende**

$A_s = 24.544 \text{ cm}^2$   $\alpha_1 = 1.0$   $l_b = 1.009 \text{ m} = l_{b,rqd} * (\text{erf}A_s / \text{vorh}A_s = 1)$   
 $\text{vorh } l_b = 0.210 \text{ m} \geq 6.0 * d_s = 0.150 \text{ m OK}$   
 $\text{vorh } l_b = 0.210 \text{ m} \geq 0.3 * 0.67 * 1.0 * 1.009 \text{ m} \geq 10 * d_s * 0.67 = 0.202 \text{ m OK}$   
 $FRd = 24.54 * 434.8 / 10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 1.009 (<= A_s * f_{yd}) = 332.98 \text{ kN}$

$F_{Ed} = 235.10 \text{ kN} <= 333.0 \text{ kN} = FRd$  (Alle Stäbe)  
=> Verankerung ausreichend! OK

Nachweis der Auflagerpressung

Teilflächenpressung

$$N_{Edc} \geq N_{RdC}$$

mit	a <sub>1</sub>	=			
	A <sub>b</sub>	=	20 cm * 24 cm	=	480 cm <sup>2</sup>
	A <sub>ef</sub>	=	24 cm * 24 cm	=	576 cm <sup>2</sup>
	β	=	(1 + 0,3 * a <sub>1</sub> / h <sub>d</sub> ) * (1,5 - 1,1 * A <sub>b</sub> / A <sub>ef</sub> )		
		=	(1 + 0,3 * 0) * (1,5 - 1,1 * 480 / 576)	=	0,58 > 1,0
	f <sub>d</sub>	=	0,85 * 10,5 N/mm <sup>2</sup> / 1,5	=	0,6 N/mm <sup>2</sup>
	N <sub>Rdc</sub>	=	β * A <sub>b</sub> * f <sub>d</sub> = 1,0 * 480 cm <sup>2</sup> * 0,6 kN/cm <sup>2</sup>	=	288,0 kN
	N <sub>Edc</sub>	=	V <sub>Ed</sub> = 235,1 kN + 24,1 kN/m * 1 m / 2	=	247,2 kN

Hier wirkt zusätzlich die Auflagerlast aus Pos. 318 (24,1 kN/m \* 1 m / 2).

100,3 kN < 288,0 kN

Nachweis erfüllt

Knicken auf halber Wandhöhe

$$N_{Ed} \geq N_{Rd}$$

mit	e <sub>mk</sub>	=	0,05 * t = 0,05 * 24 cm		= 1,2 cm
	h <sub>ef</sub>	=	ρ <sub>2</sub> * h = 0,75 * 353 cm	=	265 cm
	Φ <sub>m</sub>	=	1,14 * (1 - 2 * e <sub>mk</sub> / t) - 0,024 * h <sub>ef</sub> / t		
		=	1,14 * (1 - 2 * 1,2 / 24) - 0,024 * 265 cm / 24 cm	=	0,761
				≤	0,9 = 1 - 2 * 1,2 / 24
				=	1 - 2 * e <sub>mk</sub> / t = 0,9
	N <sub>Rd</sub>	=	Φ <sub>m</sub> * t * f <sub>d</sub> * L = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm <sup>2</sup> * 24 cm	=	26,0 kN
	N <sub>Edc</sub>	=	V <sub>Ed</sub>	=	247,2 kN (s. o.)

247,2 kN < 263,0 kN

Nachweis erfüllt

Gewählte Auflagerfläche:

b = 24 cm, l = 24 cm, 2 cm dicke Mörtelschicht vorsehen.

**Pos. 400** **Bodenplatte, C25/30, XC2, WU, h = 40 cm**

Die Bodenplatte ist als WU-Konstruktion nach WU-Richtlinie herzustellen

Die Flachgründung ist auf einer mind. 0,4 m dicken eingebauten Tragschicht aufzulagern.

**Betondeckung**

Expositionsklasse: XC2

$c_{nom} = 35 \text{ mm} + \text{zusätzliche Sicherheit } 5 \text{ mm}$  gewählt  $c_{nom} = 40 \text{ mm}$

$d_{1x} = c_{nom} + d_{stab} / 2 = 40 \text{ mm} + 14 \text{ mm} / 2 = 47 \text{ mm}$

$d_{1y} = d_{1x} + d_{stab} = 47 \text{ mm} + 16 \text{ mm} = 63 \text{ mm}$

$d_{1m} = (47 \text{ mm} + 63 \text{ mm}) / 2 = 55 \text{ mm}$

Annahme  $d_{1x} = d_{1y} = 55 \text{ mm}$

**WU-Konzept**

Nach WU Richtlinie 2017

Beanspruchungsklasse 2

für Bodenfeuchte und an der Wand ablaufendes Wasser

Nutzungsklasse B

Feuchtestellen auf der luftseitigen Bauteiloberfläche zulässig

Entwurfsgrundsatz C

Festlegung von Trennrissbreiten  $w_k = 0,2 \text{ mm}$  (maßgebend)

mit der Kombination mit im Entwurf vorgesehenen planmäßigen Dichtmaßnahmen (Verpressen der Risse nach Instandhaltungsrichtlinie DAfStb)

Anforderungen an Umsetzung und Planung siehe auch WU-Richtlinie 6.2

Konstruktive Maßnahmen bei Bodenplatten:

Verminderung der Reibung durch geglättete Sauberkeitsschicht hier als geschwabbelte Ausführung und PE-Folie ausreichend

Konstruktive Maßnahmen bei Wänden:

Anordnung von Sollrissfugen  $< 2 * h$  von Hydratationsgassen (kleine Abschnitte zwischen großen)

Betontechnische Maßnahmen / Ausführungstechnische Maßnahmen zur Reduzierung von Verformungen

Festlegung von Betonrezepturen mit niedriger Wärmeentwicklung

Betonage mit möglichst niedrigen Frischbetontemperaturen

Frühzeitig einsetzende Nachbehandlung / Schutz vor direkter Sonneneinstrahlung

### Rissbreitennachweis

Rissbreitenbeschränkung auf  $w_k = 0,2 \text{ mm}$  nach WU-Richtlinie.

Rissnachweis (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

Höhe  $h = 30,0 \text{ cm}$

Breite  $b = 100,0 \text{ cm}$

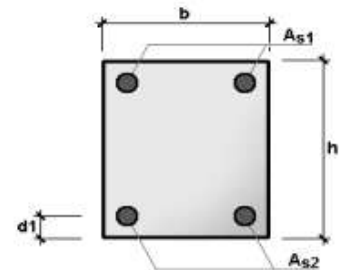
$d1 = 5,5 \text{ cm}$  (Achsabstand Bewehrung)

-> Rissweite  $w_k = 0,20 \text{ mm}$

-> zentrischer Zwang aus abfließender Hydratationswärme

-> Zwang im frühen Betonalter

-> Stabdurchmesser:  $\varnothing 12,0 \text{ mm}$



Nachweise:

$f_{ct,eff} = 1,30 \text{ N/mm}^2$

$A_{c,t} = 0,150 \text{ m}^2$

$k_c = 1,00$

$A_{c,eff} = 0,138 \text{ m}^2$

$k = 0,80$

$\sigma_{sS} = 161,25 \text{ N/mm}^2$

Ermittlung der Stahlspannung über direkte Berechnung, nicht über Tabelle für  $d_s^*$ !

**min.  $A_{s1} = 9,67 \text{ cm}^2/\text{m}$**

**min.  $A_{s2} = 9,67 \text{ cm}^2/\text{m}$**

**(=  $\varnothing 12,0/11,7 \text{ cm}$ )**

Gewählt: Grundbewehrung #  $\varnothing 12/10 \text{ cm}$  ( $11,31 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

### Lastannahmen

#### Flächenlasten

$$g_k = 2,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k,C1} = 3,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k,C3} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Aus Pos. 310 (s. S. 223ff.)

$$G_k = 45,4 \text{ kN}$$

$$Q_k = 20,5 \text{ kN}$$

Aus Pos. 311 (s. S. 228ff.)

Es wird von einer Lastausbreitung auf einer Länge von 1,5 m ausgegangen.

$$g_k = 450,4 \text{ kN} / 1,5 \text{ m} = 300,3 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 168,4 \text{ kN} / 1,5 \text{ m} = 112,3 \text{ kN/m}$$

Aus Pos. 312 (s. S. 234ff.)

Das Eigengewicht der Stütze wird mit  $5,0 \text{ kN}$  ( $= 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 3,5 \text{ m}$ ) zu den Auflagerlasten aus dem Unterzug addiert.

Auflager Achse G/H-4/5

$$g_k = 175,3 \text{ kN} + 5,0 \text{ kN} = 180,3 \text{ kN}$$

$$q_k = 61,1 \text{ kN}$$

Auflager Achse G/H-3

$$g_k = 505,7 \text{ kN} + 5,0 \text{ kN} = 510,7 \text{ kN}$$

$$q_k = 161,5 \text{ kN}$$

Auflager Achse G/H-2/3

$$g_k = 120,6 \text{ kN} + 5,0 \text{ kN} = 125,6 \text{ kN}$$

$$q_k = 50,7 \text{ kN}$$

Aus Pos. 313 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.ff.)

Es wird von einer Lastausbreitung auf einer Länge von 1,5 m ausgegangen.

Auflager Achse I-5	$g_k$	= 207,0 kN / 1,5 m	= 138,0 kN/m
	$q_k$	= 70,1 kN / 1,5 m	= 46,8 kN/m
Auflager Achse I-3	$g_k$	= 289,2 kN / 1,5 m	= 192,8 kN/m
	$q_k$	= 90,3 kN / 1,5 m	= 60,2 kN/m

Aus Pos. 314 (s. S. 245ff.)

Auflager Achse D-6/7	$G_k$	= 137,9 kN
	$Q_k$	= 52,3 kN
Auflager Achse E/F-6/7	$G_k$	= 85,1 kN
	$Q_k$	= 32,1 kN

Aus Pos. 315 (s. S. 250ff.)

$G_k$	= 72,4 kN
$Q_k$	= 29,4 kN

Aus Pos. 316 (s. S. 255ff.)

Es wird von einer Lastausbreitung auf einer Länge von 1,5 m ausgegangen.

$g_k$	= 251,8 kN / 1,5 m	= 167,9 kN/m
$q_k$	= 101,5 kN / 1,5 m	= 67,7 kN/m

Aus Pos. 317 (s. S. 260ff.)

Es wird von einer Lastausbreitung auf einer Länge von 1,5 m ausgegangen.

$g_k$	= 181,8 kN / 1,5 m	= 121,2 kN/m
$q_k$	= 49,2 kN / 1,5 m	= 32,8 kN/m

Aus Pos. 319 (s. S. 267ff.)

$G_k$	= 88,1 kN
$Q_k$	= 19,3 kN

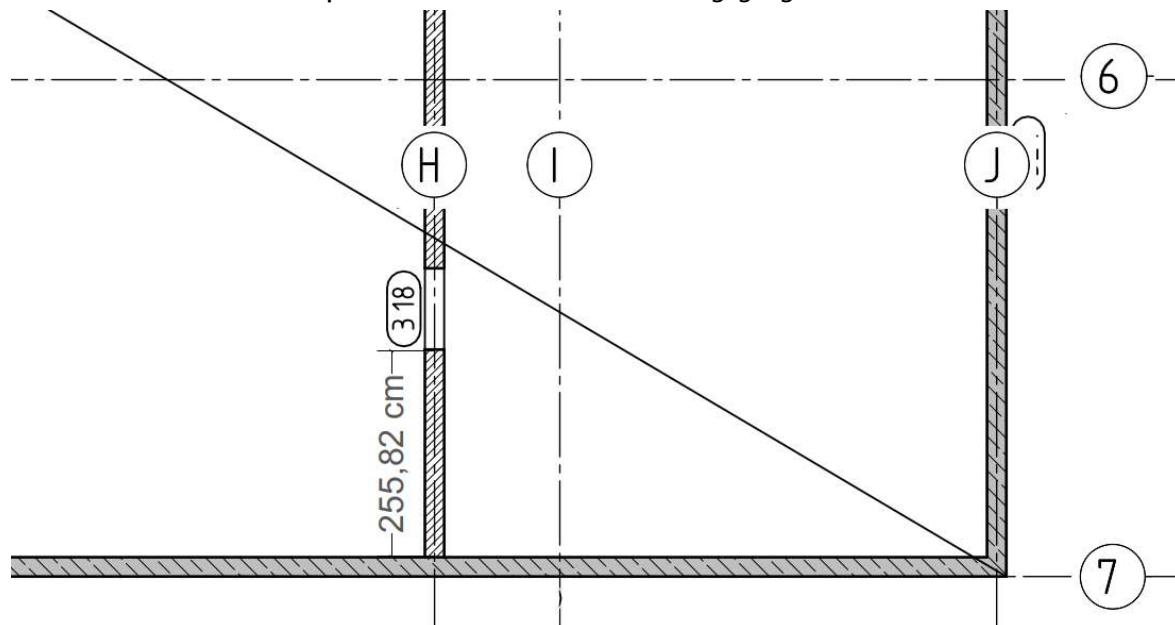
Aus Pos. 320 (s. S. 272ff.)

Das Eigengewicht der Wand wird mit 25,2 kN/m (=7,2 kN/m<sup>3</sup> \* 3,5 m) addiert

$g_k$	= 105,3 kN/m + 25,2 kN/m	= 130,5 kN/m
$q_k$		= 25,3 kN/m

Aus Innenwand Mauerwerk, maßgebend Achse H-6/7

Die bemessene Innenwand Pos. 321, wurde aufgrund der hohen Lasten aus dem Unterzug Pos. 311 als maßgebend für die Bemessung ausgewählt. Für die Belastung der Bodenplatte wird an dieser Stelle das Wandstück in Achse H-6/7 herangezogen und für die Mauerwerkswände im Innenbereich angesetzt. Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von  $e = 1,10 \text{ m}$  ausgegangen.



Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

$$g_k = [(16,0 + 13,0) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} + (16,0 + 13,0) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} * 1,0 \text{ m} / 2,55 \text{ m}] * 4,4 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 29,9 \text{ kN/m}$$

$$q_k = [(4,3 + 4,3) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} + (4,3 + 4,3) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} * 1,0 \text{ m} / 2,55 \text{ m}] * 4,4 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 13,8 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} * 3,4 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 29,5 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = [8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2] * 4,4 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 105,1 \text{ kN/m}$$

$$q_k = [3,8 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2] * 4,4 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 46,0 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} * 3,4 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 29,5 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = [8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2] * 3,05 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 72,9 \text{ kN/m}$$

$$q_k = [3,8 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2] * 3,05 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 31,9 \text{ kN/m}$$

Aus Wand EG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,5 \text{ m} = 23,5 \text{ kN/m}$$

$$\sum g_k = 290,4 \text{ kN/m}$$

$$\sum q_k = 91,9 \text{ kN/m}$$



Aus Pos. 322 (s. S. 277ff.)

Die Aussteifungslast aus Wandscheibe 2 im EG von 134,6 kN /m wird von den veränderlichen Lasten abgezogen, weil sie separat betrachtet wird. Außerdem werden die separat aufgeführten Lasten aus Pos. 313 von  $g_k = 289,0$  kN/m und  $q_k = 90,3$  kN/m in dieser Position abgezogen.

$$\begin{aligned}g_k &= 444,4 \text{ kN/m} - 289,0 \text{ kN/m} &= 160,0 \text{ kN/m} \\q_k &= 275,9 \text{ kN/m} - 134,6 \text{ kN/m} - 90,3 \text{ kN/m} &= 60,0 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Aus Pos. 323 (s. S. 279ff.)

$$\begin{aligned}g_k &= 86,1 \text{ kN/m} \\q_k &= 20,8 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Aus Pos. 324 (s. S. 280ff.)

Die Aussteifungslast aus Wandscheibe 11 im EG von 93,1 kN /m wird von den veränderlichen Lasten abgezogen, weil sie separat betrachtet wird.

$$\begin{aligned}g_k &= 165,4 \text{ kN/m} \\q_k &= 145,1 \text{ kN/m} - 93,1 \text{ kN/m} &= 52,0 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Aus Pos. 501 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.), L = 1,4 m, überschlägliche Lastannahme

$$\begin{aligned}g_{k,max} &= 30,0 \text{ kN/m} \\g_{k,min} &= 17,5 \text{ kN/m} \\q_{k,max} &= 12,8 \text{ kN/m} \\q_{k,min} &= 7,5 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Aus Pos. 1 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.ff.)

Wandscheibe 1,2	$D/Z_k = Z_d / \gamma = 201,8 \text{ kN} / 1,5 = 134,6 \text{ kN}$
Wandscheibe 3	$D/Z_k = Z_d / \gamma = 79,5 \text{ kN} / 1,5 = 53,0 \text{ kN}$
Wandscheibe 4	$D/Z_k = Z_d / \gamma = 59,1 \text{ kN} / 1,5 = 39,4 \text{ kN}$
Wandscheibe 5	$D/Z_k = Z_d / \gamma = 72,9 \text{ kN} / 1,5 = 48,6 \text{ kN}$
Wandscheibe 6	$D/Z_k = Z_d / \gamma = 51,9 \text{ kN} / 1,5 = 34,6 \text{ kN}$
Wandscheibe 7	$D/Z_k = Z_d / \gamma = 29,5 \text{ kN} / 1,5 = 19,7 \text{ kN}$
Wandscheibe 8	$D/Z_k = Z_d / \gamma = 25,9 \text{ kN} / 1,5 = 17,3 \text{ kN}$
Wandscheibe 9	$D/Z_k = Z_d / \gamma = 49,0 \text{ kN} / 1,5 = 32,7 \text{ kN}$
Wandscheibe 10	$D/Z_k = Z_d / \gamma = 36,6 \text{ kN} / 1,5 = 24,4 \text{ kN}$
Wandscheibe 11	$D/Z_k = Z_d / \gamma = 139,6 \text{ kN} / 1,5 = 93,1 \text{ kN}$

Anzusetzende Bettung (gem. Bodengutachten „Ingenieurbüro für Grundbau und Umwelttechnik Günther & Lippick GbR“; Stand 26.08.2019):

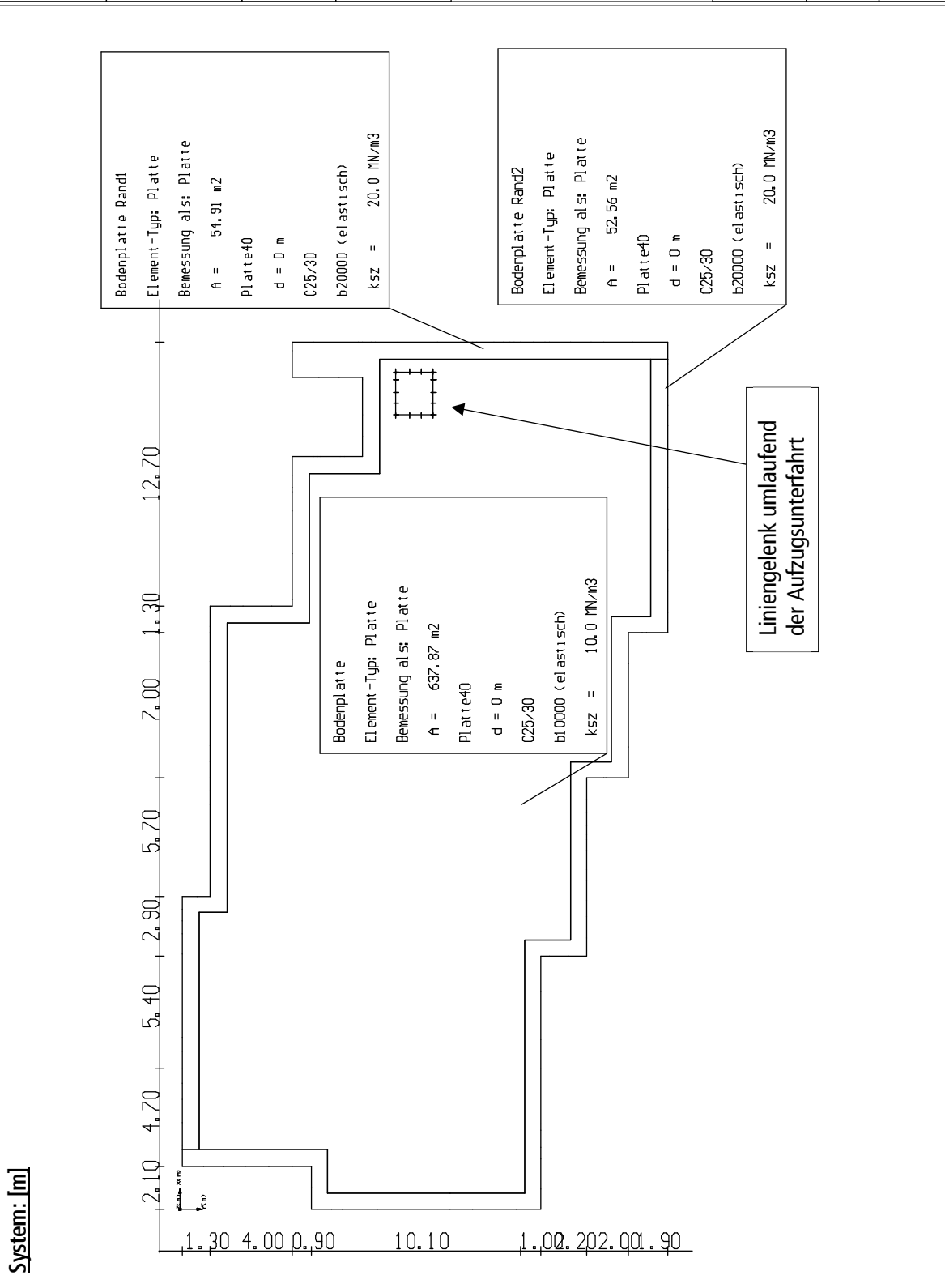
$$\begin{aligned}k_{s,min} &= 10,00 \text{ MN/m}^3 \\k_{s,max} &= 12,50 \text{ MN/m}^3\end{aligned}$$

Erhöhung der Bettung um Faktor 2,0 am Plattenrand zulässig.

$$\begin{aligned}b &= 2,0 * 40 \text{ cm} &= 80 \text{ cm Plattenrand} \\k_{s,Rand} &= 2,0 * 10,00 \text{ MN/m}^3 &= 20,0 \text{ MN/m}^3\end{aligned}$$

**Bemessung**

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=c=elast. b=, dz, rx, ry, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]
Plattenfläche Dicke : Platte40 Material: C25/30 Bettung : b10000	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0.1)=0.70/0.50 psi(2.11)=0.30/1.00
400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:42:55 Autor : eb RIB Software GmbH TRIMASCR) Generierung Version 23.0 08022024



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911\_ELC (1911-400\_20240723) Lastfall 2 : g(kständige Last), inklusive Eigengewicht

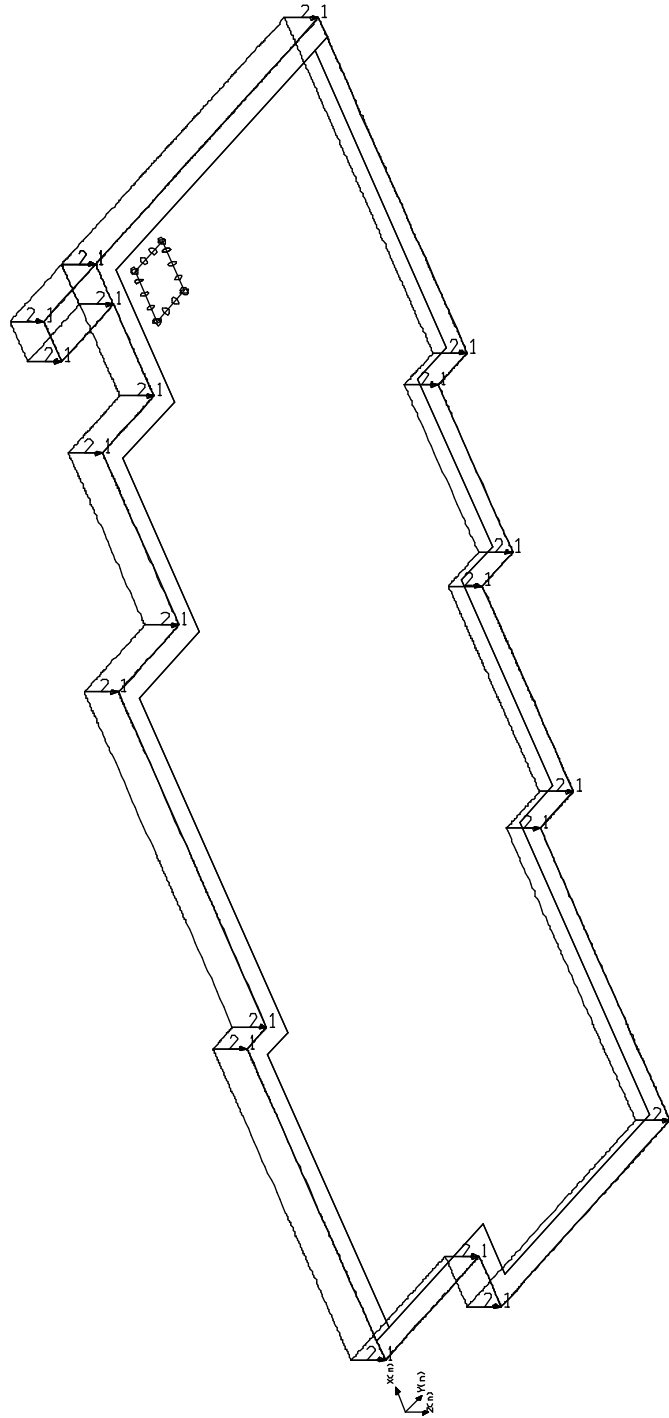
**Lastfall g<sub>k</sub> Eigenlasten**

Hier nur Flächenlasten dargestellt:

$g = 2,1 \text{ kN/m}^2$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=, dz, r, x, r, y, y Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte40 Material: C25/30 Bettung : bi0000	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.00/1.35 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=1.00/1.00 psi(2/11)=1.00/1.00	400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:34:39 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23,0 08022024
--	--	---	---	---------------------------------------	---	---

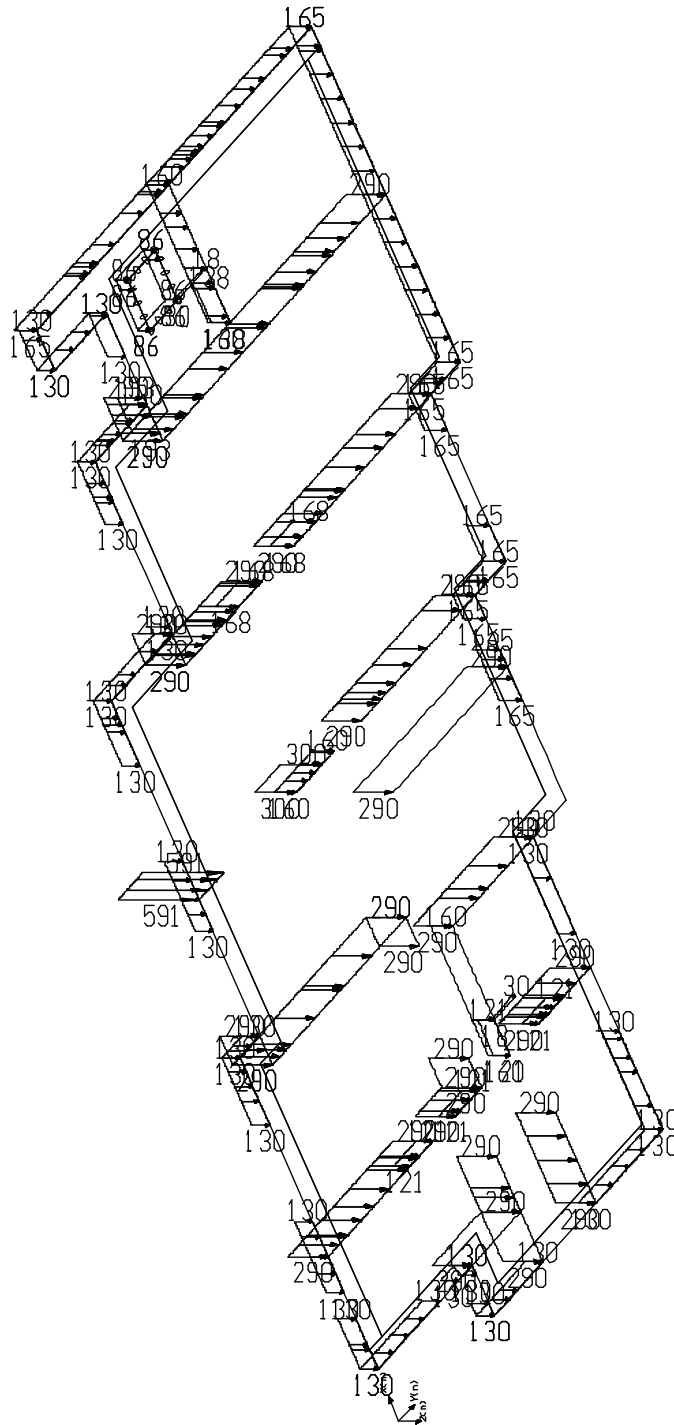


Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=, dz,, r,x,, r,y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte40 Material: C25/30 Bettung : bi0000	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.00/1.35 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=1.00/1.00 psi(2/11)=1.00/1.00	400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:36:11 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0.08022024
--	---	---	---	---------------------------------------	---	---

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-400\_20240723) Lastfall 2 : gk(ständige Last), inklusive Eigengewicht

**Lastfall g<sub>k</sub> Eigenlasten**

Hier nur Linienlasten dargestellt [kN/m]

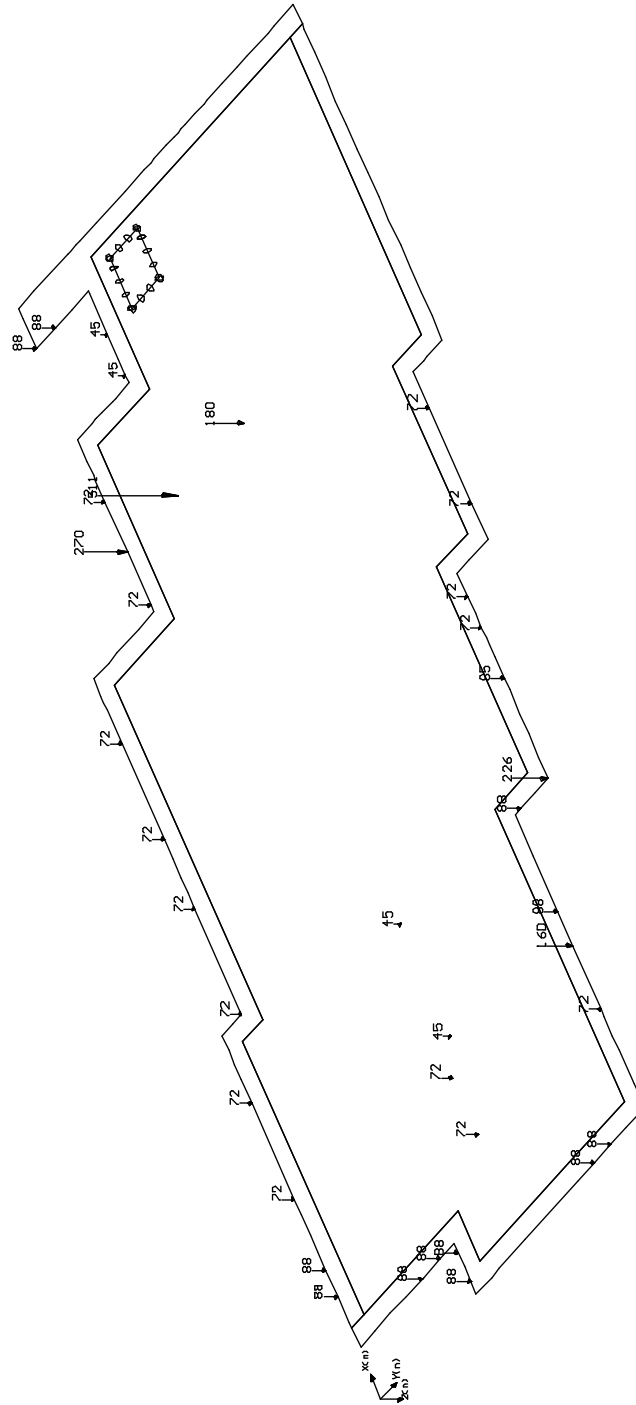


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911\_ELC (1911-400\_20240723) Lastfall 2 : gk(ständige Last), inklusive Eigengewicht

**Lastfall g<sub>k</sub> Eigenlasten**

Hier nur Punktlasten dargestellt [kN]

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=, dz, r, x, r, y, y Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte40 Material: C25/30 Bettung : bi0000	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.00/1.35 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=1.00/1.00 psi(2/11)=1.00/1.00	400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:36:51 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23, 0 08022024
--	--	---	---	---------------------------------------	---	--



Lasten  
 Fläche : [kN/m<sup>2</sup>]  
 Linie : [kN/m; kNm/m]  
 Punkt : [kN; kNm]  
 Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke  
 0=frei, f=fest=elast.  
 b=, dz,, r'x,, r'y,,  
 Lagersteifigkeiten  
 Linie : [kN/m<sup>2</sup>; kN]  
 Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche  
 Dicke : Platte40  
 Material: C25/30  
 Bettung : bi0000

Teilsicherheitsbeiwerte:  
 gamma=1.50  
 Kombinationsbeiwerte:  
 psi(0/1)=0.70/0.50  
 psi(2/11)=0.30/1.00

400  
 Bodenplatte  
 40 cm  
 C25/30

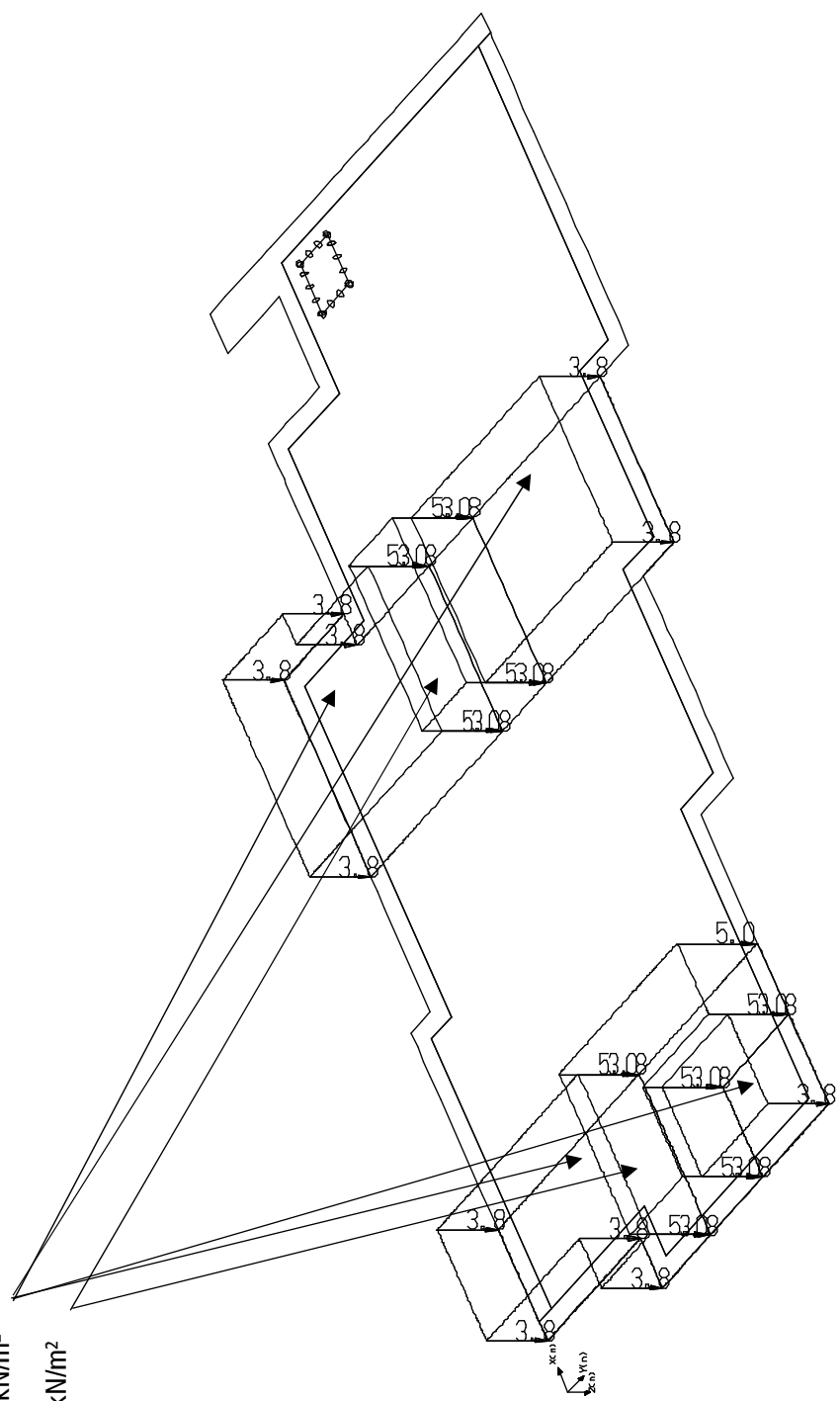
Datum : 23.07.2024  
 Zeit : 15:37:49  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Generierung  
 Version 23.0.08022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911\_ELC (1911-400\_20240723) Lastfall 5 : qk1\_BPL (Wohnräume)

**Lastfall q<sub>k1</sub> Verkehr BPL**

q<sub>C1</sub> = 3,8 kN/m<sup>2</sup>  
 q<sub>C3</sub> = 5,0 kN/m<sup>2</sup>



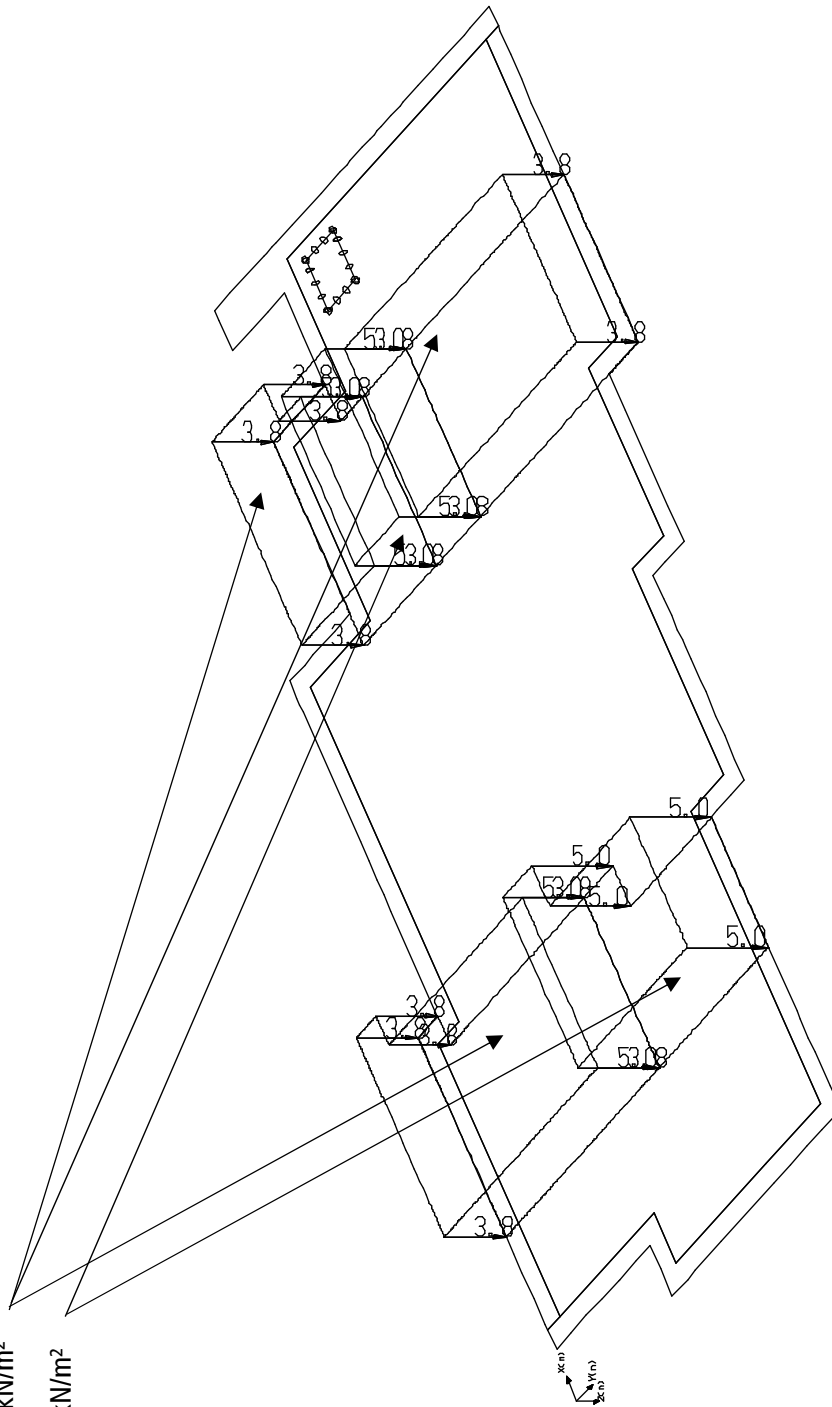
Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=, dz, r, x, r, y, y Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte40 Material: C25/30 Bettung : bi0000	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.70/0.50 psi(2/11)=0.30/1.00	400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:38:12 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0.08022024
--	--	---	--	---------------------------------------	---	---

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911\_ELC (1911-400\_20240723) Lastfall 7 : qk2\_BPL (Wohnräume)

**Lastfall q<sub>k2</sub> Verkehr BPL**

q<sub>C1</sub> = 3,8 kN/m<sup>2</sup>

q<sub>C3</sub> = 5,0 kN/m<sup>2</sup>



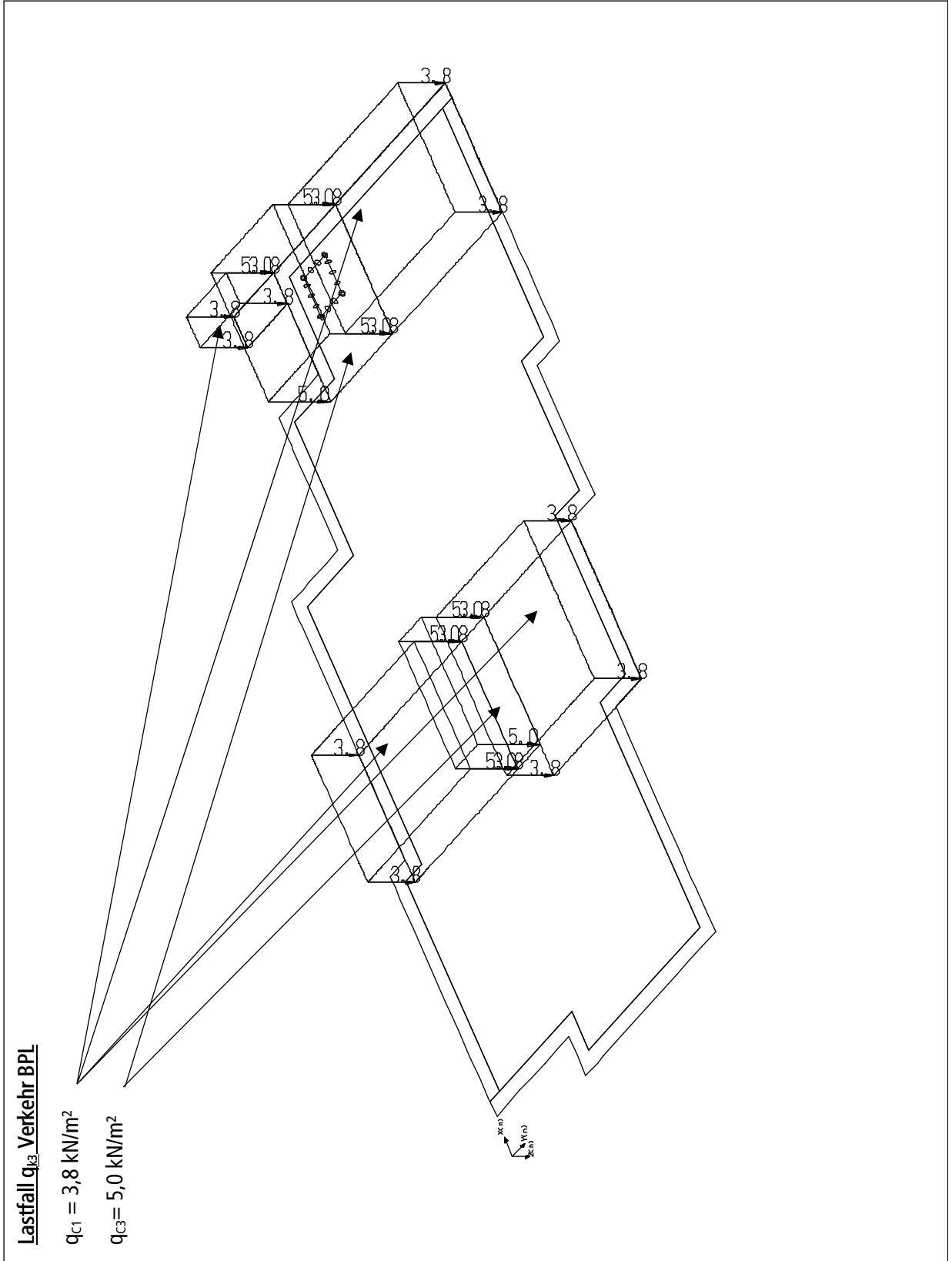
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911\_ELC (1911-400\_20240723) Lastfall 8 : qk3\_BPL (Wohnräume)

**Lastfall  $q_{k3}$  Verkehr BPL**

$q_{C1} = 3,8 \text{ kN/m}^2$

$q_{C3} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=, dz,, r,x,, r,y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte40 Material: C25/30 Bettung : bi0000	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.70/0.50 psi(2/11)=0.30/1.00	400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:38:31 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	---	--	---------------------------------------	---	---



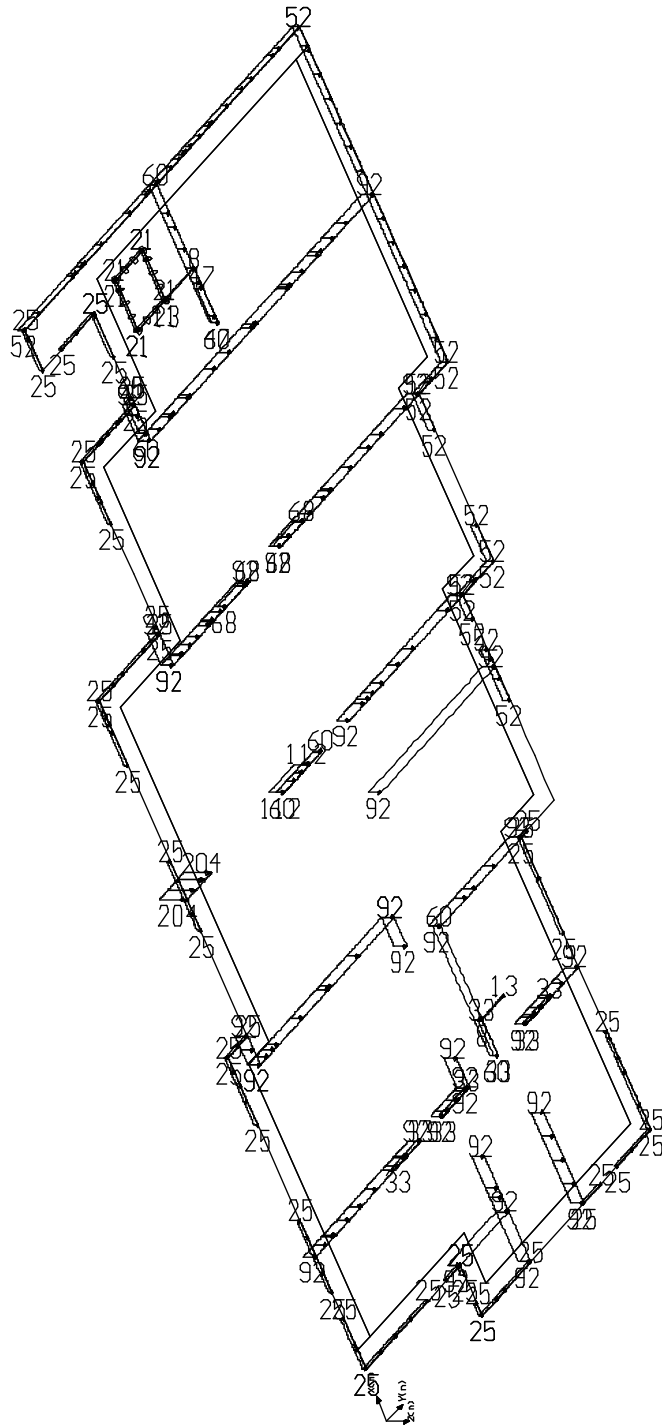


Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=, dz,, r,x,, r,y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte40 Material: C25/30 Bettung : bi0000	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.70/0.50 psi(2/11)=0.30/1.00	400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:40:44 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0.08022024
--	---	---	--	---------------------------------------	---	---

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911\_ELC (1911-400\_20240723) Lastfall 24 : qk\_Import(Verkehrslast)

**Lastfall q<sub>k</sub> Import**

Hier nur Linienlasten dargestellt [kN]

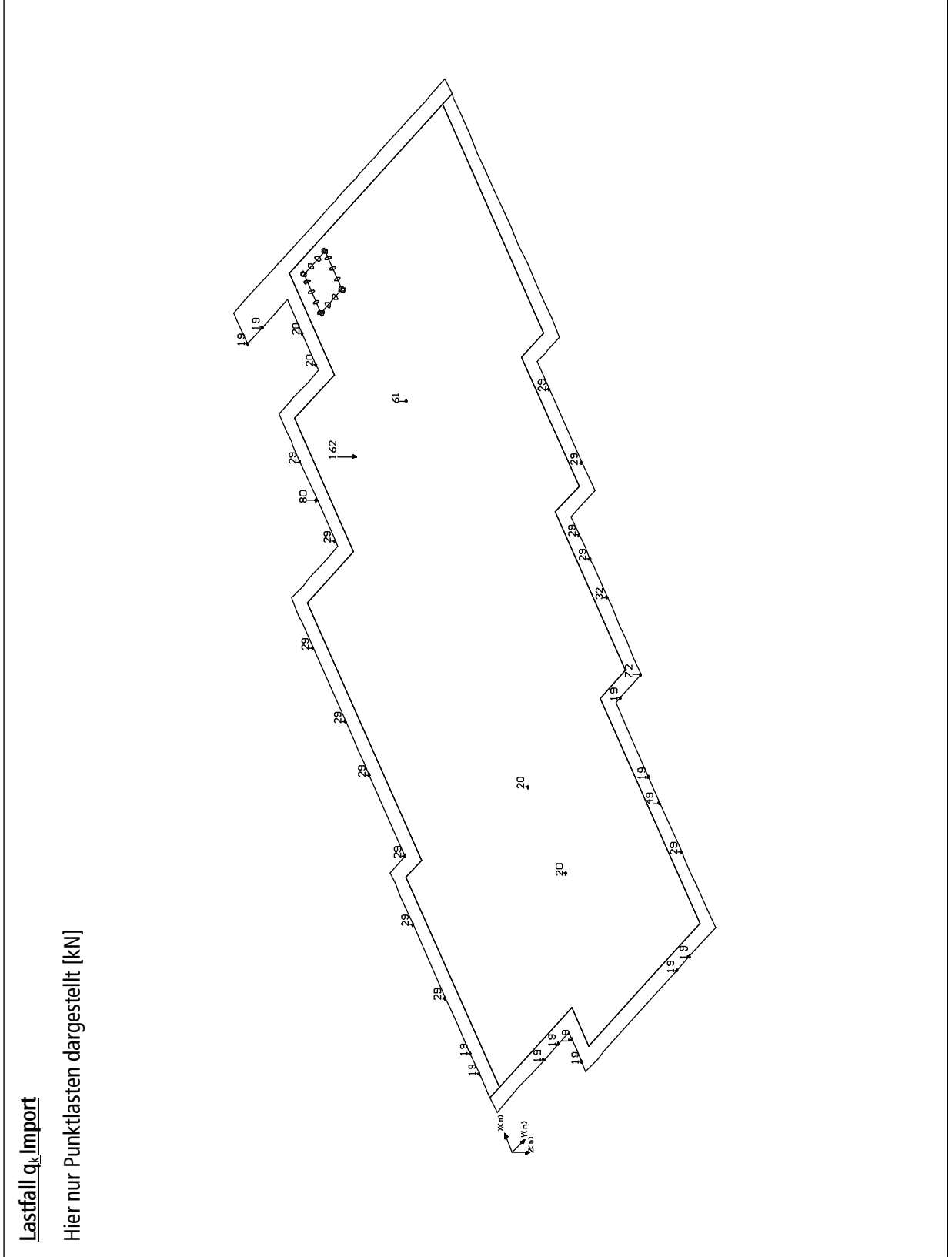


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-400\_20240723) Lastfall 24 : qk\_Import (Verkehrslast)

**Lastfall q<sub>k</sub> Import**

Hier nur Punktlasten dargestellt [kN]

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=, dz,, r,x,, r,y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte40 Material: C25/30 Bettung : bi0000	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.70/0.50 psi(2/11)=0.30/1.00	400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:39:55 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASK(R) Generierung Version 23.0.08022024
--	---	---	--	---------------------------------------	---	--



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG

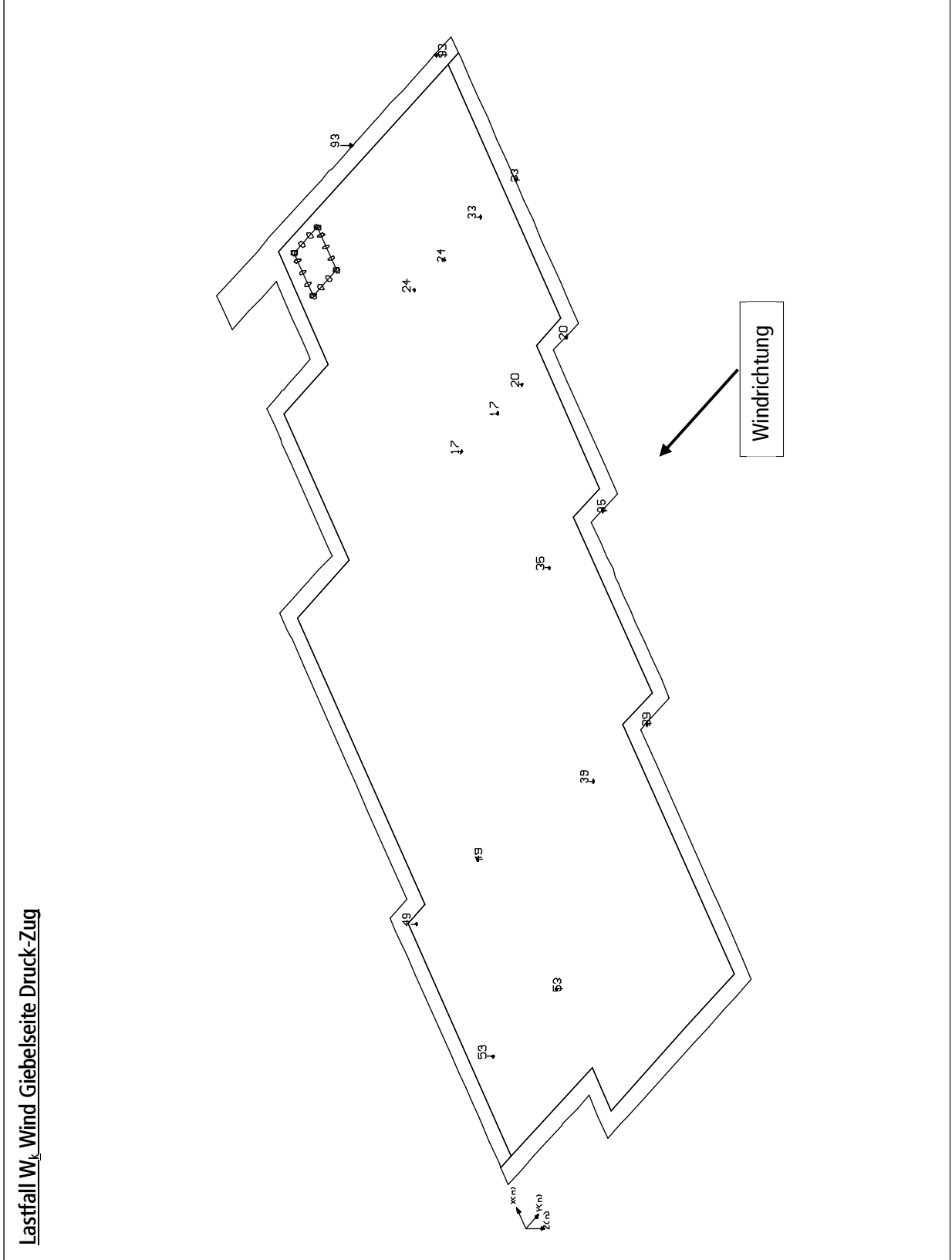
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin

1911\_ELC (1911-400\_20240723)

Lastfall 25 : wk\_Aussteifung\_Giebelseite\_Druck-Zug(klndlast)

**Lastfall  $W_k$  Wind Giebelseite Druck-Zug**

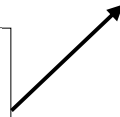
Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=, dz,, r,x,, r,y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte40 Material: C25/30 Bettung : b20000	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.60/0.20 psi(2/11)=0.00/1.00	400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:44:9 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	---	--	---------------------------------------	--	---



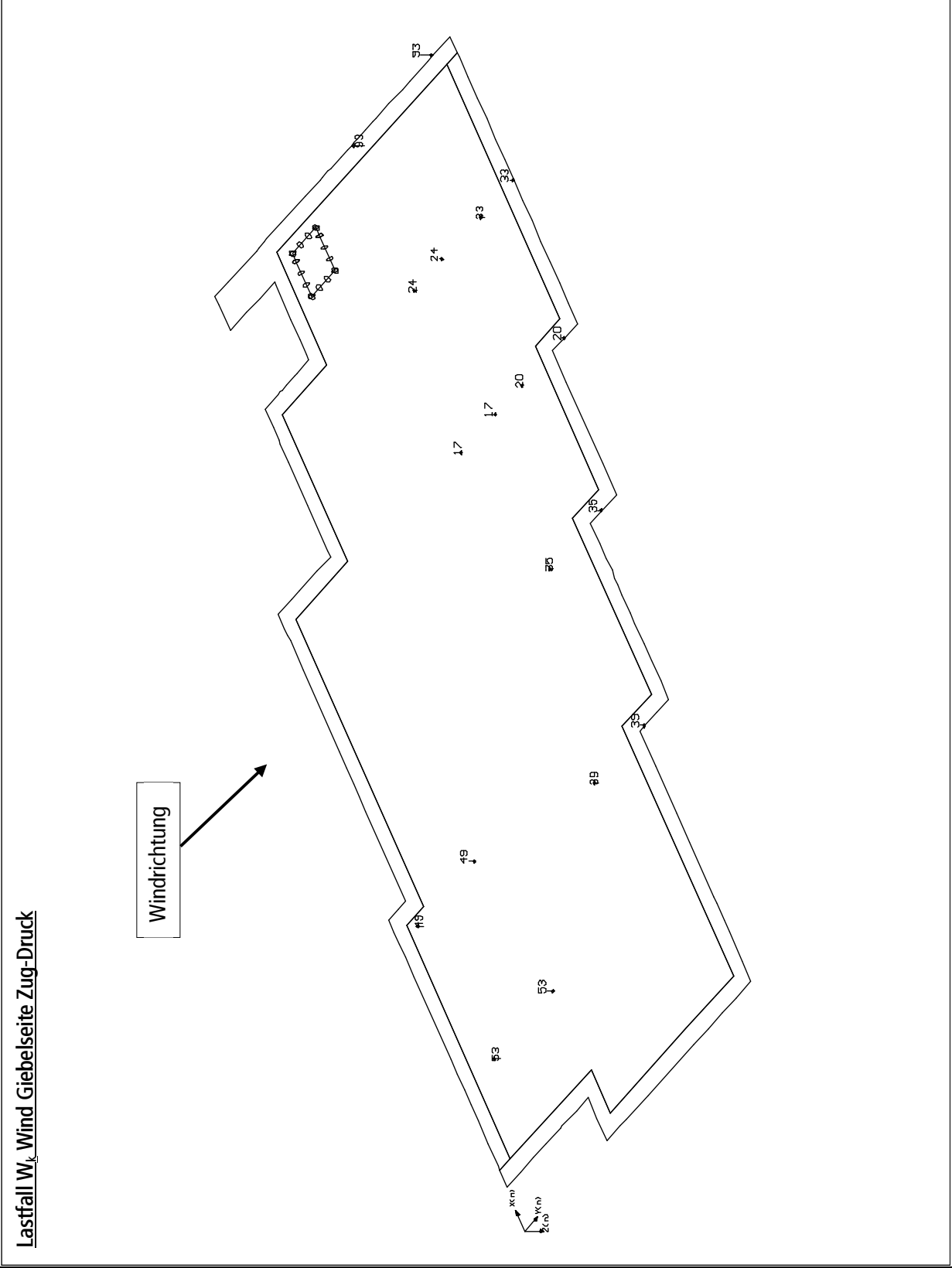
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-400\_20240723) Lastfall 26 : wk\_Aussteifung\_Giebelseite\_Zug-Druck(klindlast)

**Lastfall  $W_k$  Wind Giebelseite Zug-Druck**

Windrichtung



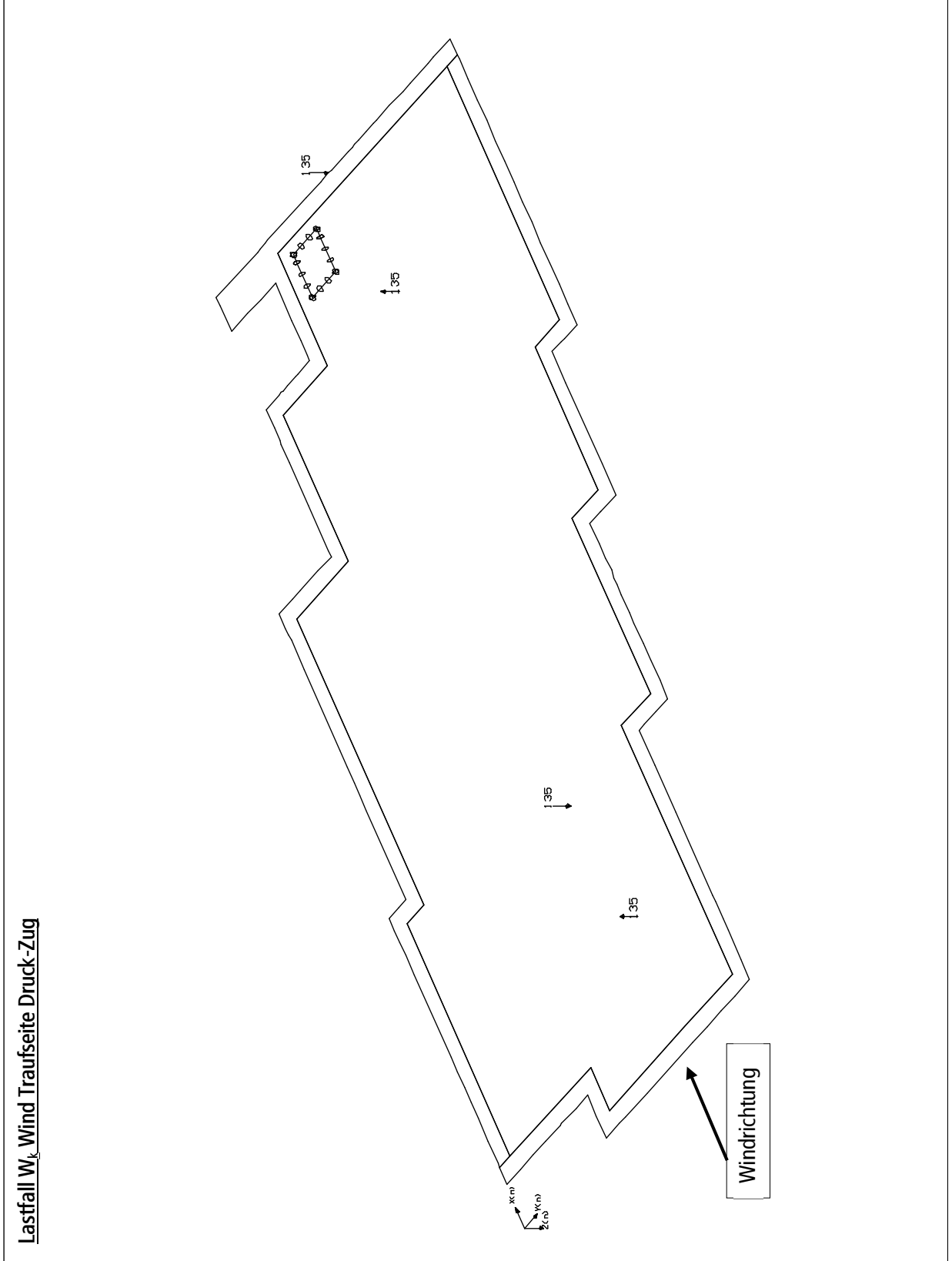
Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=, dz,, r,x,, r,y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte40 Material: C25/30 Bettung : b20000	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.60/0.20 psi(2/11)=0.00/1.00	400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:44:25 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASK(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	---	--	---------------------------------------	---	--



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-400\_20240723) Lastfall 27 : wk\_Aussteifung\_Traufseite\_Druck-Zug(windlast)

**Lastfall W<sub>k</sub> Wind Traufseite Druck-Zug**

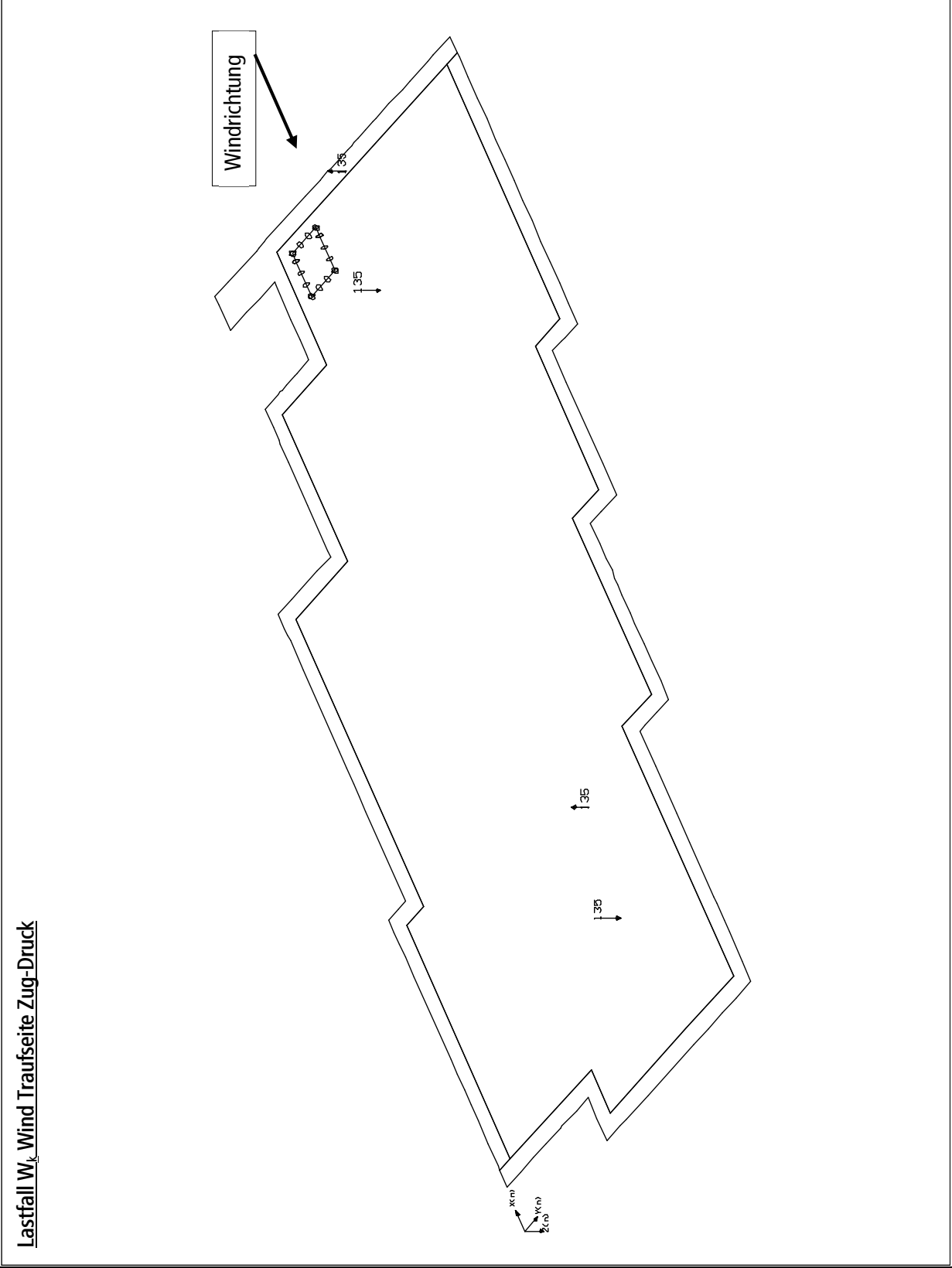
Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=, dz,, r,x,, r,y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte40 Material: C25/30 Bettung : b20000	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.60/0.20 psi(2/11)=0.00/1.00	400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:44:41 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASK(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	---	--	---------------------------------------	---	--



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-400\_20240723) Lastfall 28 : wk\_Aussteifung\_Traufseite\_Zug-Druck (Windlast)

Lastfall  $W_k$  Wind Traufseite Zug-Druck

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=, dz,, r'x,, r'y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte40 Material: C25/30 Bettung : b20000	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1.50 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=0.60/0.20 psi(2/11)=0.00/1.00	400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:44:59 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASK(R) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	---	--	---------------------------------------	---	--



Verschiebung

Dz (max)

max = 1,9 cm

min = 2,7 mm

Verformtes System

Skalierung : 90

400

Bodenplatte

40 cm

C25/30

Datum : 23.07.2024

Zeit : 15:48:46

Autor : eb

RIB Software GmbH

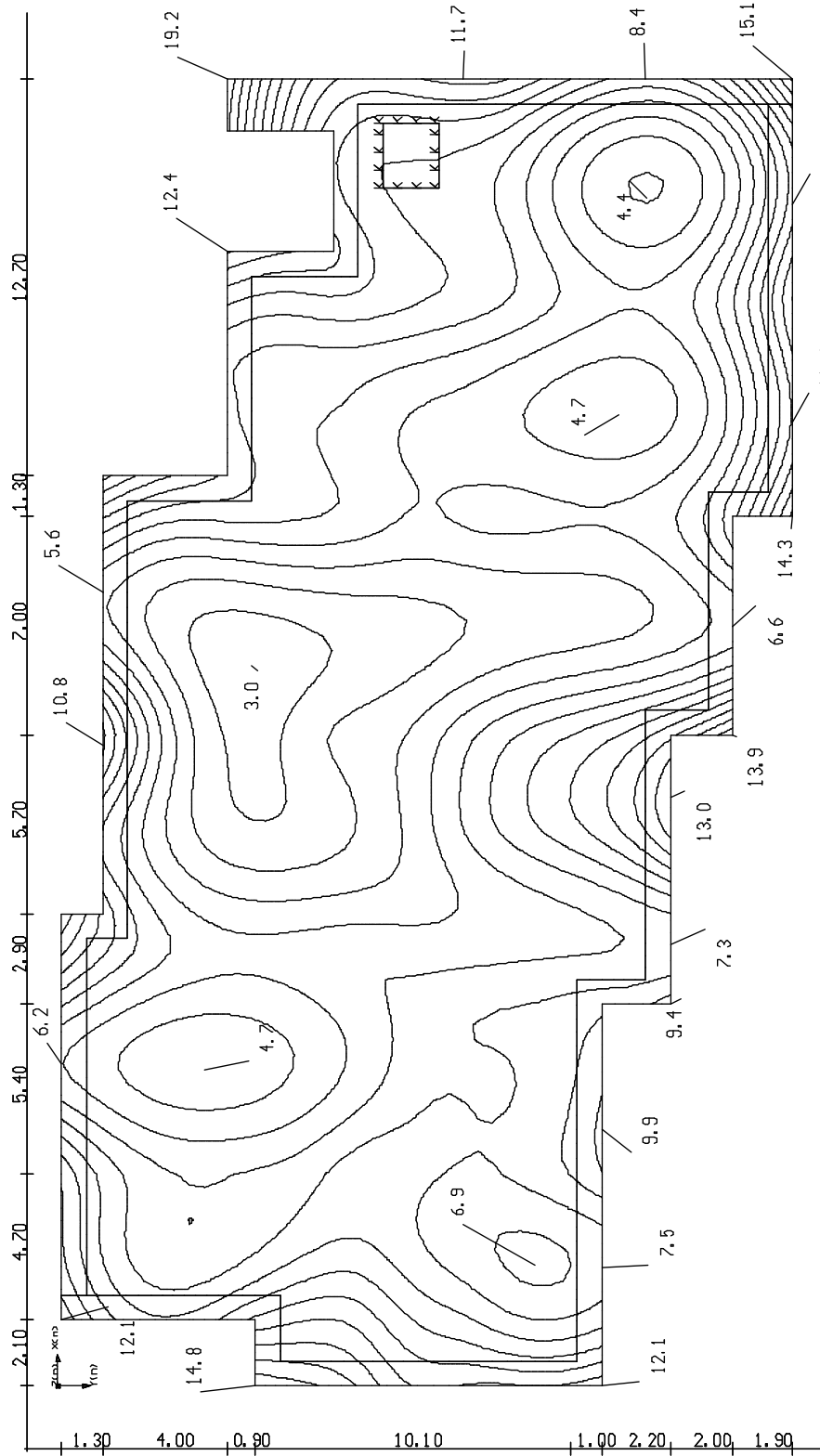
TRIMASK(R) Auswertung

Version 23.0 08022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911\_ELC (1911-400\_20240723) Quasi-ständig\_t0\_I

**Setzungen : d<sub>z</sub> quasi ständig [mm]**

Maximal vorhandene Setzung 1,9 cm < 2,0 cm → unbedenklich



Verschiebung  
 Dz (max)  
 max = 1.9 cm  
 min = 2.7 mm

Verformtes System  
 Skalierung : 90

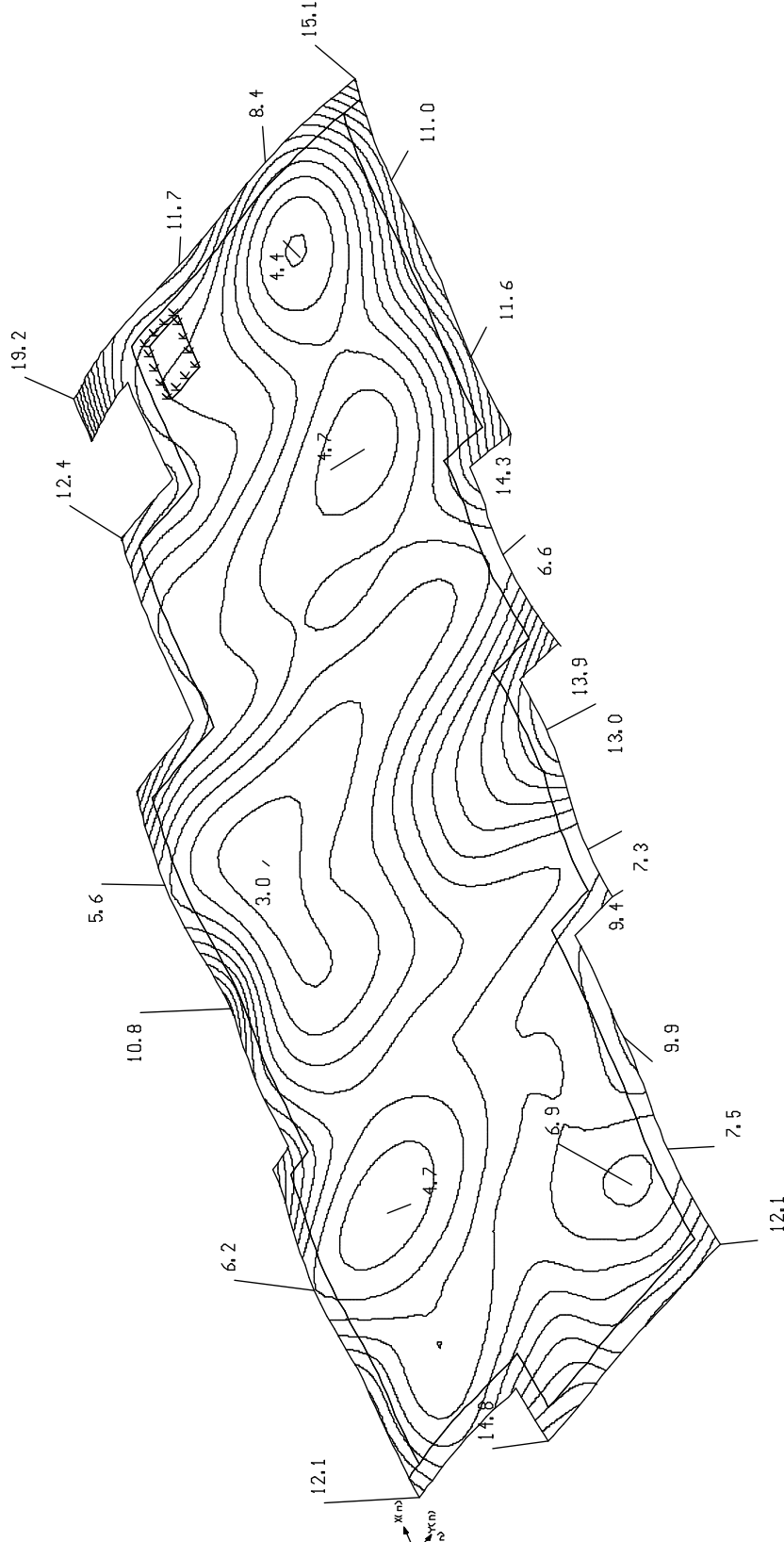
400  
 Bodenplatte  
 40 cm  
 C25/30

Datum : 23.07.2024  
 Zeit : 15:49:43  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0.08022024

**Setzungen:** d<sub>z</sub> quasi ständig [mm]

Maximal vorhandene Setzung 1,9 cm < 2,0 cm → unbedenklich







Darstellung im Raster  
 minimaler Wert / absolut  
 Bodenpressung  
 pzz (Max) [kN/m<sup>2</sup>]  
 max = -27  
 min = -587

Verformtes System  
 Skalierung : 90

400  
 Bodenplatte  
 40 cm  
 C25/30

Datum : 23.07.2024  
 Zeit : 15:51:34  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Auswertung  
 Version 23.0.08022024

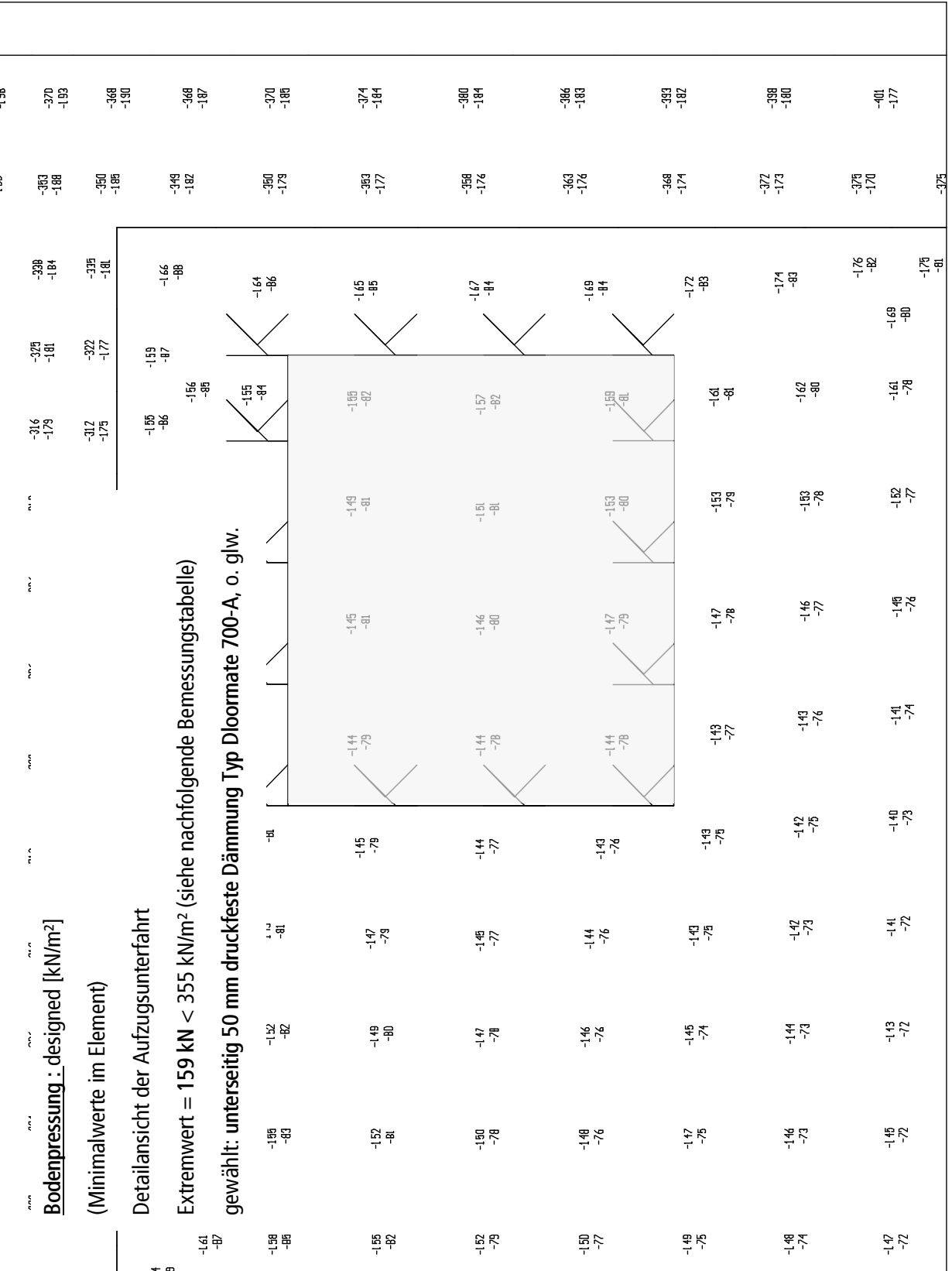
**Bodenpressung : designed [kN/m<sup>2</sup>]**  
 (Minimalwerte im Raster 1,00 m)

Max. vorh. Bodenpressung  
 = 587 kN/m<sup>2</sup>

162	-170	-103	-93	-83	-76	-74	-72	-67	-61	-57	-53	-50	-47	-42	-38	-35	-34	-32	-31	-29	-28	-27	-26	-25	-24	-23	-22	-21	-20	-19	-18	-17	-16	-15	-14	-13	-12	-11	-10	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198	199	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209	210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220	221	222	223	224	225	226	227	228	229	230	231	232	233	234	235	236	237	238	239	240	241	242	243	244	245	246	247	248	249	250	251	252	253	254	255	256	257	258	259	260	261	262	263	264	265	266	267	268	269	270	271	272	273	274	275	276	277	278	279	280	281	282	283	284	285	286	287	288	289	290	291	292	293	294	295	296	297	298	299	300	301	302	303	304	305	306	307	308	309	310	311	312	313	314	315	316	317	318	319	320	321	322	323	324	325	326	327	328	329	330	331	332	333	334	335	336	337	338	339	340	341	342	343	344	345	346	347	348	349	350	351	352	353	354	355	356	357	358	359	360	361	362	363	364	365	366	367	368	369	370	371	372	373	374	375	376	377	378	379	380	381	382	383	384	385	386	387	388	389	390	391	392	393	394	395	396	397	398	399	400
-----	------	------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-400\_20240723) E2 Platte/p(z): (F) pzz Grundkombination (design)

Darstellung im Element minimaler Wert / absolut Bodenpressung pzz (max) [kN/m <sup>2</sup> ] max = -27 min = -587	Verformtes System Skalierung : 90	400 Bodenplatte 40 cm C25/30	Datum : 23.07.2024 Zeit : 15:52:3 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Auswertung Version 23.0 08022024
--	--------------------------------------	---------------------------------------	--	--



Bemessungstabelle druckfeste Dämmung unter Aufzugsunterfahrt



**Technisches Datenblatt**  
**FLOORMATE™ 700-A**

Building Solutions

Eigenschaften <sup>1)</sup>	Norm	Einheit	FLOORMATE™ 700-A	
Zellinhalt			Luft	
Rohdichte	DIN EN 1602	kg/m <sup>3</sup>	45	
Wärmeleitfähigkeit			$\lambda_D$	$\lambda$ -Be messungswert für Anwendungen gemäß DIN 4108-10
Dicke				
d = 40 mm	DIN EN13164	W/(m·K)	0,034	0,035
d = 50 mm	DIN EN13164	W/(m·K)	0,034	0,035
d = 60 mm	DIN EN13164	W/(m·K)	0,034	0,035
d = 80 mm	DIN EN13164	W/(m·K)	0,035	0,036
d = 100 mm	DIN EN13164	W/(m·K)	0,035	0,036
d = 120 mm	DIN EN13164	W/(m·K)	0,035	0,036
Druckspannung oder Druckfestigkeit bei 10 % Stauchung, CE-Code: CS(10Y) $\sigma_{10}$	DIN EN 826	kPa	700	
Elastizitätsmodul	DIN EN 826	kPa	d = 40 – 70 mm : 30.000 d = 80 – 120 mm : 40.000	
Langzeit-Kriechverhalten (50 Jahre) bei 2 % Stauchung, CE-Code: CC(i,i <sub>0</sub> /y) $\sigma_c$	DIN EN 1606	kPa	250	
Rechnerischer Bemessungswert der Druckspannung (entsprechend DIN 1055-100) $f_{CD}$ unter lastabtragenden Gründungsplatten <sup>2)</sup>	gemäß Zulassung Z-23.34-1324	kPa	einlagig 355	mehrlagig 310
Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl <sup>3)</sup> $\mu_{j}$	DIN EN 12086	–	150 – 200	
Wasseraufnahme bei langzeitigem Eintauchen, CE-Code: WL(T)0,7 durch Diffusion <sup>4)</sup> , CE-Code: WD(V)3	DIN EN 12087	Vol-%	≤ 0,7	
d <sub>N</sub> = 50 mm	DIN EN 12088	Vol-%	≤ 3	
d <sub>N</sub> = 100 mm	DIN EN 12088	Vol-%	≤ 1,5	
d <sub>N</sub> = 200 mm	DIN EN 12088	Vol-%	≤ 0,5	
durch Frost-/Tau-Wechsel, CE-Code: FT2	DIN EN 12091	Vol-%	≤ 1	
Kapillarität			keine	
Linearer Wärmeausdehnungskoeffizient		mm/(m·K)	0,07	
Dimensionsstabilität				
bei definierten Temperatur- und Feuchtebedingungen, CE-Code: DS(TH)	DIN EN 1604	%	≤ 5	
bei definierten Druck- und Temperaturbeanspruchungen, CE-Code: DLT(2)5	DIN EN 1605	%	≤ 5	
Brandverhalten <sup>5)</sup>	DIN EN 13501-1 DIN 4102		E B1	
Abmessungen				
Länge x Breite	DIN EN 822	mm	1250 x 600	
Dicke, CE-Code: T1	DIN EN 823	mm	40, 50, 60, 80, 100, 120	
Kantenausbildung			Stufenfalz	
Oberfläche			glatt	
Anwendungsgebiete	DIN 4108-10		DAA-dm dh ds dx, DUK-dh ds dx, DEO-dm dh ds dx, PW-dh ds dx, PB-dh ds dx	

CE Kennzeichnung: **T1-CS(10Y)700-CC(2/1,5/50)250-WL(T)0,7-WD(V)3-FT2-DS(TH)-DLT(2)5**

1) Richtwerte, wenn nicht anders angegeben  
2) DIN 1055-100:2001-03 ist für die Bemessung ab 1.1.2008 zu verwenden

3) mit abnehmender Dicke zunehmend  
4) Zwischenwerte können interpoliert werden

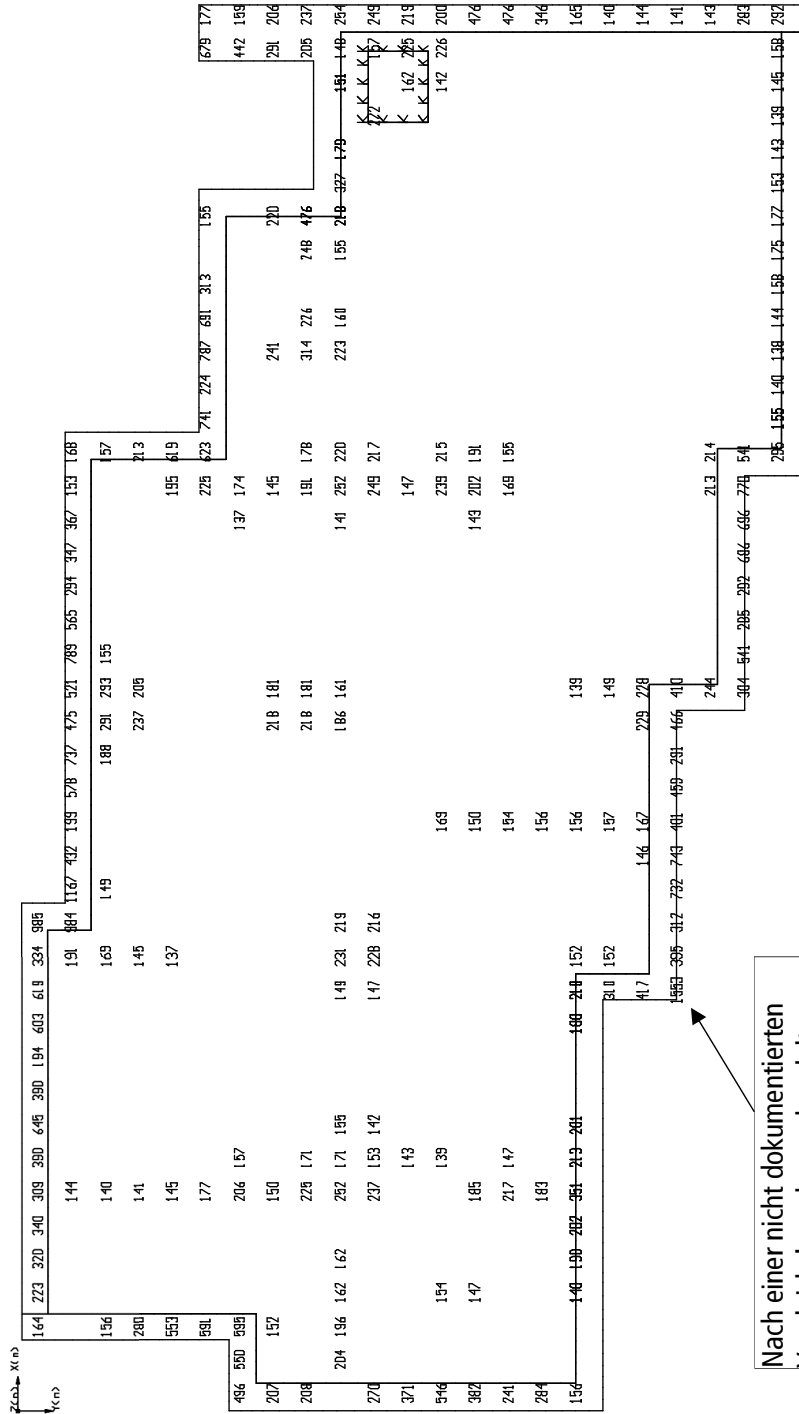
5) entsprechend Zulassungen bzw. Prüfzeugnissen

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-400\_20240723) Maximale AS-Werte

**Bemessungsquerkraft: Übersicht  $V_{Ed}$  [kN/m]**

(Maximalwerte im Raster 1,00 m)

Unterer Grenzwert  $137,00 \text{ kN} = V_{Red}$



Bemessung  
 nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500S  
 Theor. Stahlverbrauch:  
 5124,0 kg  
 Bemessung als Platte  
 Bemessungsart:  
 - Eckpunkt

Darstellung im Raster  
 maximaler Wert / absolut  
 Bemessungsquerkraft  
 V<sub>Ed</sub> [kN/m]  
 max = 1553  
 min = 1  
 Untere Schranke : 137  
 Obere Schranke : 2000

400  
 Bodenplatte  
 40 cm  
 C25/30

Datum : 23.07.2024  
 Zeit : 16:10:52  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0.08022024



## Querkraft

Zunächst wird berechnet wie viel Querkraft die Bodenplatte ohne eine zusätzliche Querkraftbewehrung aufnehmen kann:

$$C25/30 \text{ mit } f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{cd} = 14,20 \text{ N/mm}^2, \quad \gamma_c = 1,5$$

$$h = 400,00 \text{ mm}$$

$$c = 40,00 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 11,31 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zulagen werden hier nicht berücksichtigt})$$

$$b_w = 1000,00 \text{ mm} \quad (\text{Betrachtung eines 1 m breiten Deckenstreifens})$$

$$d = h - c - 20,00/2 - 10,00 = 340 \text{ mm} \quad (\text{Ann.: } d_{l\ddot{a}ngs} = 20 \text{ mm}, d_{B\ddot{u}gel} = 10 \text{ mm})$$

$$k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2\} = 2,00$$

$$\rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0,02\} = 0,0033$$

$$v_{min} = 0,0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,41 \quad (\text{für } d = 200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm})$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{keine Betonlängsspannung})$$

$$V_{Rdc} = \max\{ [0,15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d;$$

$$[v_{min} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d \}$$

$$= 137,0 \text{ kN/m}$$

Demnach muss für  $V_{Ed} \leq 137,0 \text{ kN/m}$  keine Querkraftbewehrung eingebaut werden.





## Querkraft Q 400-2

### Bemessungsquerkraft

Bodenpressung: 100 kN/m<sup>2</sup>

Aus Pos. 324 (s. S.280)

$$N_{Ed} = 1,35 * 165,4 \text{ kN/m} + 1,5 * 145,1 \text{ kN/m} = 441,0 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = 441,0 \text{ kN/m}$$

### Bemessungswiderstand $V_{Rd,max}$

$$V_{Rd,max} = 1602,7 \text{ kN (siehe oben)}$$

### 1.-2. Reihe

$$a_{sw} = V_{Ed} / (f_{ywd} * z * \cot\theta) = 441,0 \text{ kN/m} / (435 * 1000 \text{ kN/m}^2 * 0,306 \text{ m} * 1,2) = 27,61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt:  $\emptyset 10/15/15 = 35,1 \text{ cm}^2/\text{m} > 27,61 \text{ cm}^2/\text{m}$

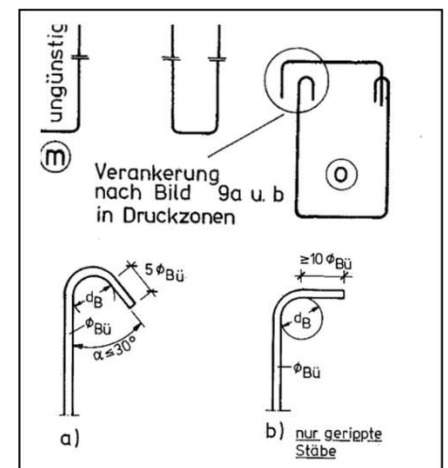
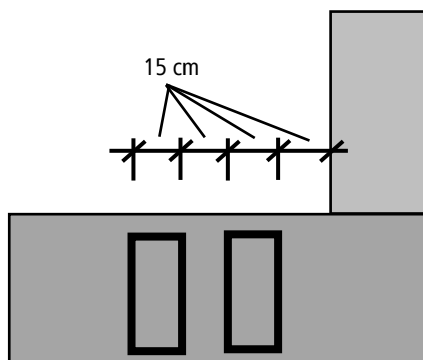
$$\max V_{Ed} = 441,0 \text{ kN/m} < 0,3 * V_{Rd,max} = 480,81 \text{ kN/m} \quad \rightarrow e \leq 0,7 * h = 28 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

### Ausbildung der Schubbewehrung:

Variante: Bügel mit „Hut“

aus „Vorlesung über Massivbau“ Fritz Leonhardt, 1977

Übergreifung:  $15 d_s = 15 \text{ cm} < 28 \text{ cm} = 40 \text{ cm} - 4 - 4 - 2 - 2$



**Durchstanzen DS 400-1**

Randstütze,  $d/b = 24/24$  cm

Aus Pos. 312 (s. S. 234ff.)

$$\begin{aligned} G_k &= 120,6 \text{ kN} \\ G_{k,EG\text{-Stütze}} &= 5,0 \text{ kN} \\ Q_k &= 50,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot (120,6 + 5,0) \text{ kN} + 1,5 \cdot 50,7 \text{ kN} = 245,7 \text{ kN}$$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich. Keine Zulage erforderlich.

Siehe nachfolgende Halfen HBD-Ausgaben.

HALFEN - Durchstanzbewehrung , ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011-14 + A1:2015-12)  
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71



**Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.**

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Randbereich, Rand parallel zu a (**Bodenplatte**)

**Eingabewerte**

Bemessungswert Durchstanzlast	$V_{Ed}$	=	250,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	$\beta$	=	1,40
Bodenpressung	$\sigma_{gd}$	=	150,0 kN/m <sup>2</sup>
Plattencicke	h	=	40 cm
statische Nutzhöhe	d	=	31 cm
Stützenbreite	b	=	24 cm
Stützenbreite	a	=	24 cm
Randabstand / Neigung	e / $\alpha$	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

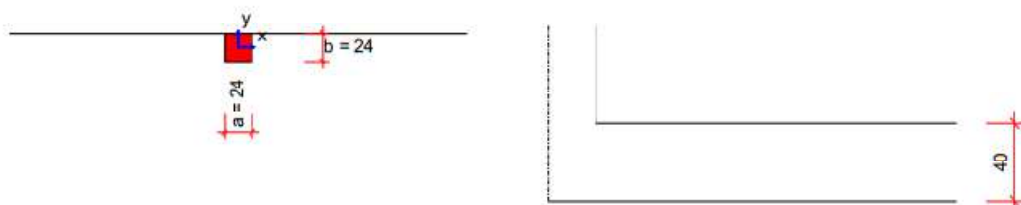
**Material**

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	$a_{sk}$	=	11,31 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_x = 0,37 \%$ )
Flächenbewehrung	$a_{sy}$	=	11,31 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_y = 0,37 \%$ )
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l$	=	0,37 % < 1,63 %

**Ergebnisse am kritischen Rundschnitt**

Länge des Rundschnittes	u	=	169,4 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ed}$	=	350,0 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,s}$	=	490,4 kN
Maximalkapazität	$V_{Rd,max}$	=	757,7 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich



## Durchstanzen DS 400-2

Innenstütze,  $d/b = 24/24$  cm

Aus Pos. 312 (s. S. 234ff.)

$$G_k = 505,7 \text{ kN}$$

$$G_{k,EG\text{-Stütze}} = 5,0 \text{ kN}$$

$$Q_k = 161,5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot (505,7 + 5,0) \text{ kN} + 1,5 \cdot 161,5 \text{ kN} = 931,7 \text{ kN}$$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich. Erforderliche Zulage in x und y:  $\varnothing 20/10$  (31,42 cm<sup>2</sup>/m)

Siehe nachfolgende Halfen HBD-Ausgaben.

HALFEN - Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011-04 + A1:2015-12)

HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71



**Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.**

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Innenbereich (**Bodenplatte**)

### Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	$V_{Ed}$	=	940,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	$\beta$	=	1,10
Bodenpressung	$\sigma_{gd}$	=	100,0 kN/m <sup>2</sup>
Plattendicke	$h$	=	40 cm
statische Nutzhöhe	$d$	=	31 cm
Stützenbreite	$b$	=	24 cm
Stützenbreite	$a$	=	24 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

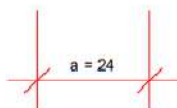
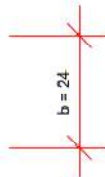
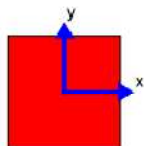
### Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	$a_{sx}$	=	36,0 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_x = 1,16 \%$ )
Flächenbewehrung	$a_{sy}$	=	36,0 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_y = 1,16 \%$ )
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l$	=	1,16 % < 1,63 %

### Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	$u$	=	290,8 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ed}$	=	1034,0 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	1035,2 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	1834,5 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich



### Durchstanzen DS 400-3

Innenstütze,  $d/b = 24/24$  cm

Aus Pos. 312 (s. S. 234ff.)

$$G_k = 175,3 \text{ kN}$$

$$G_{k,EG\text{-Stütze}} = 5,0 \text{ kN}$$

$$Q_k = 61,1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,35 * (175,3 + 5,0) \text{ kN} + 1,5 * 61,1 \text{ kN}$$

$$= 335,1 \text{ kN}$$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich. Keine Zulage erforderlich.

Halben HBD-Ausgaben: siehe folgende Seiten

HALFEN - Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011-04 + A1:2015-12)

HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71



**Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.**

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Innenbereich (**Bodenplatte**)

#### Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	$V_{Ed}$	=	340,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	$\beta$	=	1,10
Bodenpressung	$\sigma_{gd}$	=	80,0 kN/m <sup>2</sup>
Plattendicke	$h$	=	40 cm
statische Nutzhöhe	$d$	=	31 cm
Stützenbreite	$b$	=	24 cm
Stützenbreite	$a$	=	24 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

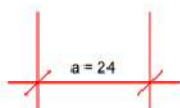
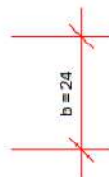
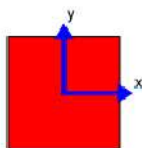
#### Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	$a_{sx}$	=	11,31 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_x = 0,37\%$ )
Flächenbewehrung	$a_{sy}$	=	11,31 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_y = 0,37\%$ )
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l$	=	0,37% < 1,63%

#### Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	$u$	=	290,8 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ed}$	=	374,0 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,G}$	=	792,9 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	1251,7 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich

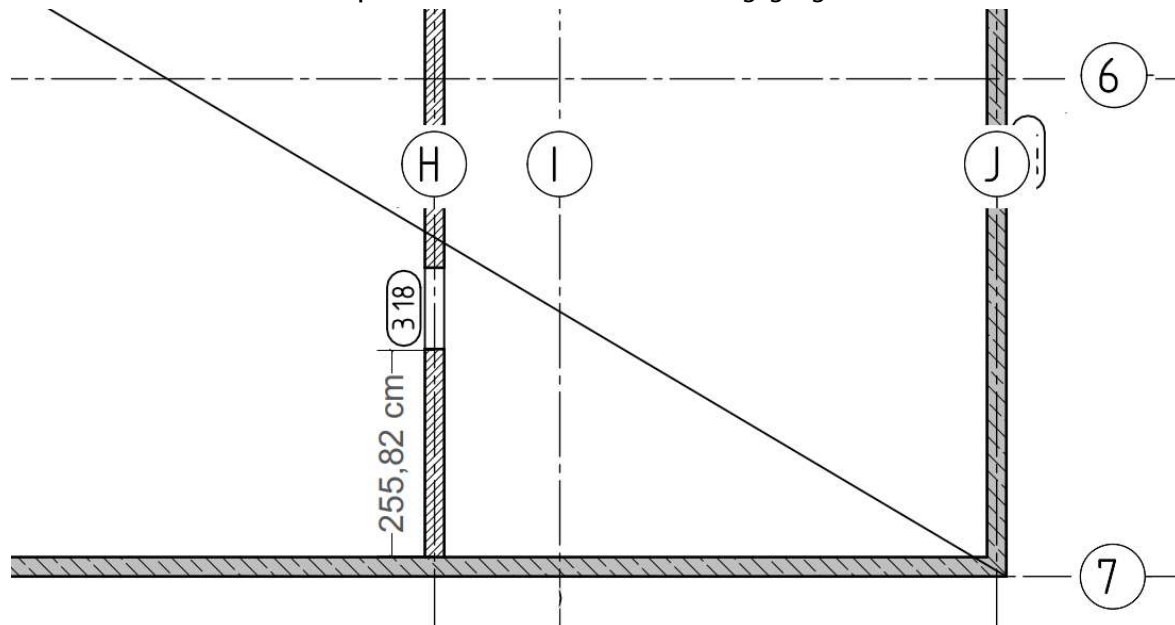


### Durchstanzen DS 400-4

Wandende,  $b = 24 \text{ cm}$

Aus Innenwand Mauerwerk, maßgebend Achse H-6/7

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von  $e = 1,10 \text{ m}$  ausgegangen.



Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

$$g_k = [(16,0 + 13,0) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} + (16,0 + 13,0) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} * 1,0 \text{ m} / 2,55 \text{ m}] * 4,4 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 29,9 \text{ kN/m}$$

$$q_k = [(4,3 + 4,3) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} + (4,3 + 4,3) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} * 1,0 \text{ m} / 2,55 \text{ m}] * 4,4 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 13,8 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} * 3,4 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 29,5 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = [8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2] * 4,4 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 105,1 \text{ kN/m}$$

$$q_k = [3,8 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2] * 4,4 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 46,0 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} * 3,4 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 29,5 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = [8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2] * 3,05 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 72,9 \text{ kN/m}$$

$$q_k = [3,8 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2] * 3,05 \text{ m} / 2,55 \text{ m} = 31,9 \text{ kN/m}$$

Aus Wand EG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,5 \text{ m} = 23,5 \text{ kN/m}$$

Aus Pos. 1, EG Wandscheibe 9 (s. S. Fehler! Textmarke nicht definiert.ff.)

$$D/Z_k = Z_d / \gamma = 49,0 \text{ kN} / 1,5 = 32,7 \text{ kN}$$

$$\sum g_k = 290,4 \text{ kN/m}$$

$$\sum q_k = 124,4 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = (1,35 * 290,4 \text{ kN/m} + 1,5 * 124,4 \text{ kN/m}) * 0,24 \text{ m} = 140,0 \text{ kN}$$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich. Keine Zulage erforderlich.

Siehe nachfolgende Halfen HBD-Ausgaben.

HALFEN - Durchstanzbewehrung , ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011-04 + A1:2015-12)  
 HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.7.1



**Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.**

Durchstanznachweis für Wandende (**Bodenplatte**)

**Eingabewerte**

Bemessungswert Durchstanzlast	$V_{Ed}$	=	150,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	$\beta$	=	1,35
Bodenpressung	$\sigma_{gd}$	=	80,0 kN/m <sup>2</sup>
Plattendicke	$h$	=	40 cm
statische Nutzhöhe	$d$	=	31 cm
Einflussbreite	$a$	=	24 cm
Wanddicke	$b$	=	24 cm
Belondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

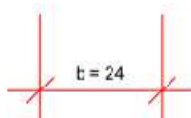
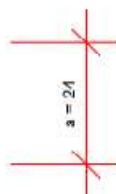
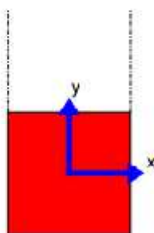
**Material**

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	$a_{sx}$	=	11,3 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_x = 0,37\%$ )
Flächenbewehrung	$a_{sy}$	=	11,3 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_y = 0,37\%$ )
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l$	=	0,37% < 1,63%

**Ergebnisse am kritischen Rundschnitt**

Länge des Rundschnittes	$u$	=	169,4 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ed}$	=	202,5 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	468,3 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	735,6 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich



### Durchstanzen DS 400-5

Wandende,  $b = 24 \text{ cm}$

Aus Pos. 321 (s. S. 275ff.)

$$G_k = 361,2 \text{ kN}$$

$$Q_k = 138,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = (1,35 \cdot 361,2 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 138,9 \text{ kN/m}) \cdot 0,24 \text{ m}$$

$$= 170,0 \text{ kN}$$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich. Keine Zulage erforderlich.

Halfen HBD-Ausgaben: siehe folgende Seiten

HALFEN - Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)

HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71



**Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.**

Durchstanznachweis für Wandende (Bodenplatte)

#### Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	$V_{Ed}$	=	180,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	$\beta$	=	1,35
Bodenpressung	$\sigma_{gd}$	=	40,0 kN/m <sup>2</sup>
Plattendicke	$h$	=	40 cm
statische Nutzhöhe	$d$	=	31 cm
Einflussbreite	$a$	=	24 cm
Wanddicke	$b$	=	24 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

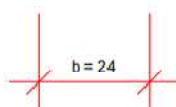
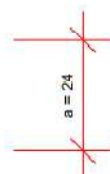
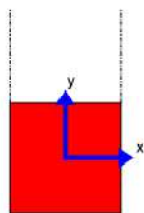
#### Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	$\bar{a}_{sx}$	=	11,3 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_x = 0,37 \%$ )
Flächenbewehrung	$\bar{a}_{sy}$	=	11,3 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_y = 0,37 \%$ )
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l$	=	0,37 % < 1,63 %

#### Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	$u$	=	169,4 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ed}$	=	243,0 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	456,7 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	724,0 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich



### Durchstanzen DS 400-6

Wanddecke, b = 24 cm

Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

$$g_k = (16,0 + 13,0) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} = 26,4 \text{ kN/m}$$

$$q_k = (4,3 + 4,3) \text{ kN} / 1,1 \text{ m} = 7,9 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 60,9 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 35,0 \text{ kN/m}$$

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,3 \text{ m} = 22,2 \text{ kN/m}$$

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

$$g_k = 8,7 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 60,9 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 * (7,0 + 7,0) \text{ m} / 2 = 35,0 \text{ kN/m}$$

Aus Wand EG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

$$g_k = 6,7 \text{ kN/m}^2 * 3,5 \text{ m} = 23,5 \text{ kN/m}$$

$$\sum g_k = 216,1 \text{ kN/m}$$

$$\sum q_k = 77,9 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = (1,35 * 216,1 \text{ kN/m} + 1,5 * 77,9 \text{ kN/m}) * 2 * 0,465 \text{ m} = 380,0 \text{ kN}$$

**Keine Durchstanzbewehrung** erforderlich. Erforderliche Zulage in x und y:  $\emptyset 15/10$  (15,39 cm<sup>2</sup>/m)

Halben HBD-Ausgaben: siehe folgende Seiten



HALFEN - Durchstanzbewehrung , ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)  
 HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71



**Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.**

Durchstanznachweis für Innenecke (**Bodenplatte**)

**Eingabewerte**

Bemessungswert Durchstanzlast	$V_{Ed}$	=	380,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	$\beta$	=	1,20
Bodenpressung	$\sigma_{gd}$	=	70,0 kN/m <sup>2</sup>
Plattendicke	$h$	=	40 cm
statische Nutzhöhe	$d$	=	31 cm
Wanddicke	$b$	=	24 cm
Einflussbreite	$a$	=	46,5 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,c} / c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

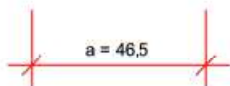
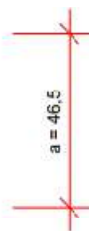
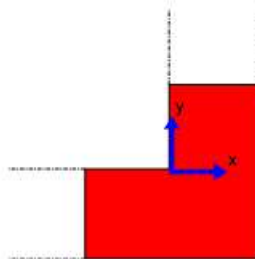
**Material**

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	$a_{sx}$	=	26,7 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_x = 0,86 \%$ )
Flächenbewehrung	$a_{sy}$	=	26,7 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_y = 0,86 \%$ )
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l$	=	0,86 % < 1,63 %

**Ergebnisse am kritischen Rundschnitt**

Länge des Rundschnittes	$u$	=	141,7 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ed}$	=	456,0 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	465,0 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	817,6 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich



### Durchstanzen DS 400-7

Auf der sicheren Seite liegend wird hier eine Eckstütze betrachtet. Die Dübelleistenanordnung muss entsprechend der Geometrie angepasst werden.

Eckstütze,  $b = 24 \text{ cm}$

Aus Pos. 314 (s. S. 245ff.)

$$G_k = 137,9 \text{ kN}$$

$$Q_k = 52,3 \text{ kN}$$

Aus Pos. 319 (s. S. 267ff.)

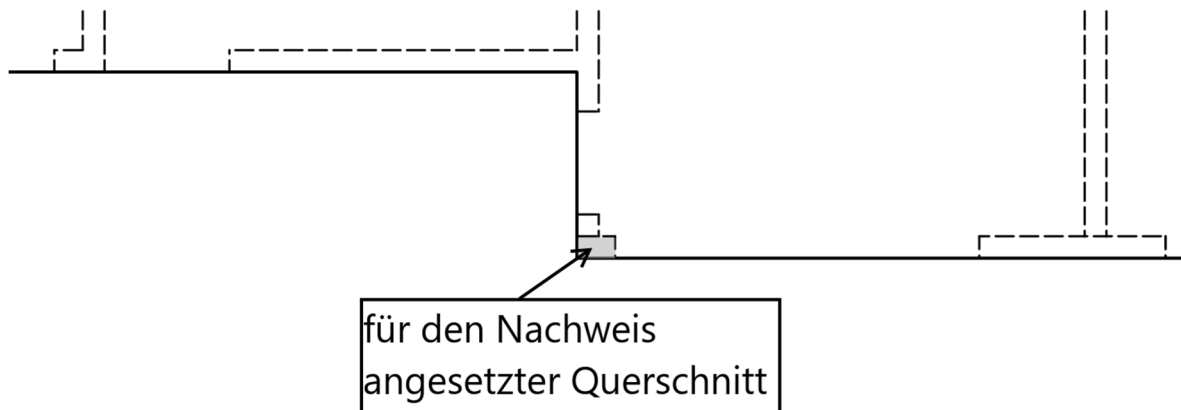
$$G_k = 88,1 \text{ kN}$$

$$Q_k = 19,3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,35 * (137,9 + 88,1) \text{ kN/m} + 1,5 * (52,3 + 19,3) \text{ kN/m} = 412,5 \text{ kN}$$

Durchstanzbewehrung erforderlich. Erforderliche Zulage in x und y:  $\varnothing 12/10$  ( $11,31 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

Die Anordnung der erforderlichen Bohlen ist entsprechend der tatsächlichen Stützgeometrie anzupassen.



Halben HBD-Ausgaben: siehe folgende Seiten

HALFEN - Durchstanzbewehrung, ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011-04 + A1:2015-12)  
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.7.1



**Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.**

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Eckbereich (**Bodenplatte**)

**Eingabewerte**

Bemessungswert Durchstanzlast	$V_{Ed}$	=	415,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	$\beta$	=	1,50
Bodenpressung	$\sigma_{gd}$	=	170,0 kN/m <sup>2</sup>
Plattendicke	$h$	=	40 cm
statische Nutzhöhe	$d$	=	31 cm
Stützenbreite	$b$	=	40 cm
Stützenbreite	$a$	=	24 cm
Randabstand / Neigung	$c / \alpha$	=	0 cm / 0 °
Randabstand / Neigung	$e / \alpha$	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

**Material**

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	$a_{sx}$	=	22,6 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_x = 0,73 \%$ )
Flächenbewehrung	$a_{sy}$	=	22,6 cm <sup>2</sup> /m ( $\rho_y = 0,73 \%$ )
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l$	=	0,73 % < 1,63 %

**Ergebnisse am kritischen Rundschnitt**

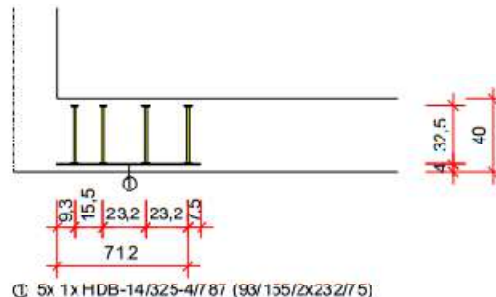
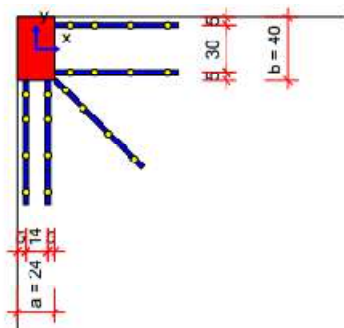
Länge des Rundschnittes	$u$	=	112,7 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ec}$	=	622,5 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,\beta}$	=	378,7 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	644,0 kN

**Ergebnisse am äußeren Rundschnitt**

Leistenlänge (erf. / vorh.)	$l_s$	=	57,3 / 71,3 cm
Länge des Rundschnittes (erf. / vorh.)	$u_{out}$	=	227 / 249 cm
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,\beta,out}$	=	528,1 kN
Widerstand mit Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,\beta V}$	=	716,5 kN

Gewählt:

HDB-14/325-4/787 (93/155/2x232/75) / ---





INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-400\_20240723) Maximale AS-Werte

**Erforderliche Bewehrung: [cm<sup>2</sup>/m]**

**Untere Lage**

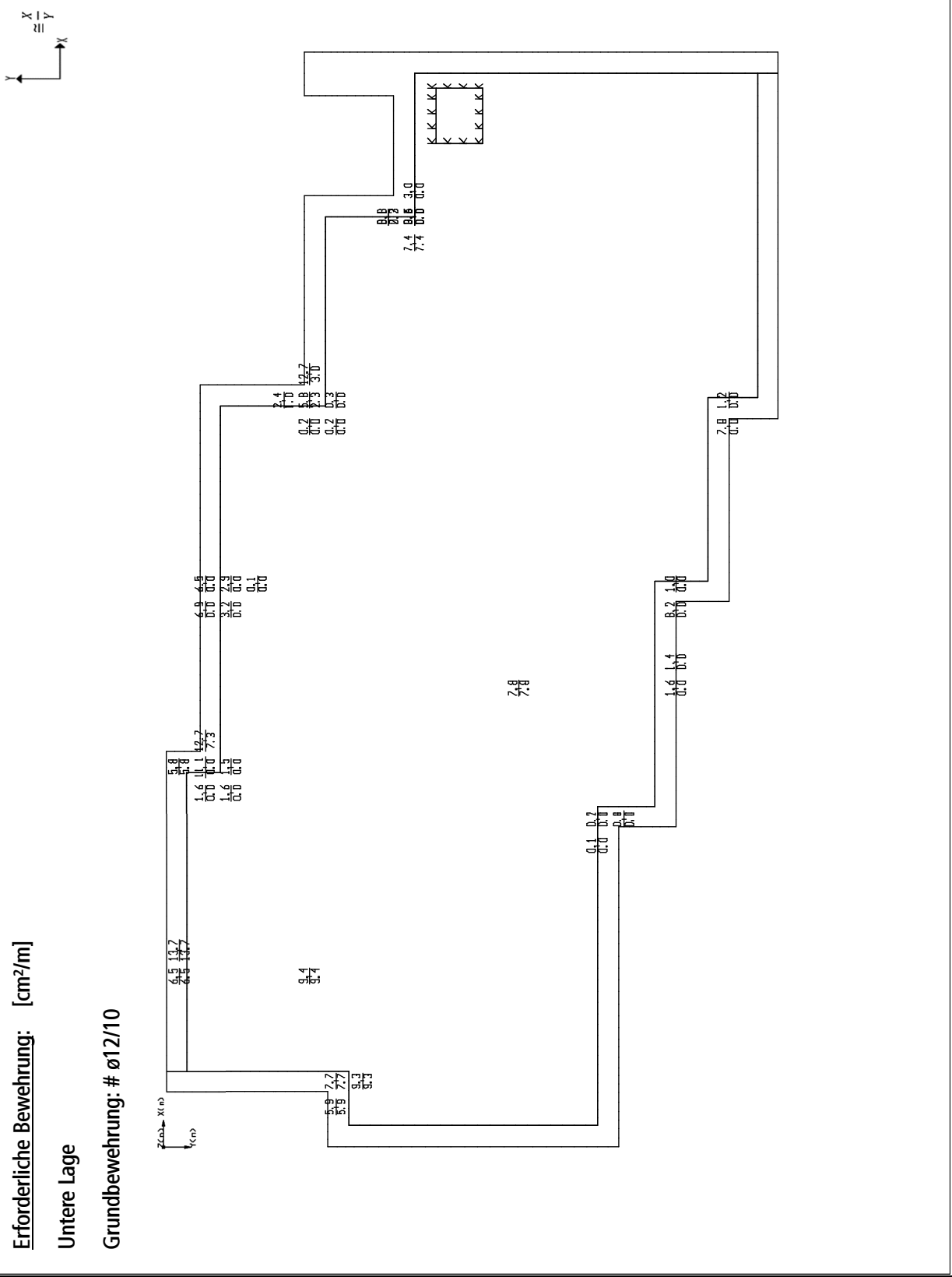
**Grundbewehrung: #  $\phi$ 12/10**

Bemessung  
 nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500S  
 Theor. Stahlverbrauch:  
 5124,0 kg  
 untere Lage [cm<sup>2</sup>/m]  
 Darstellung im Raster  
 Grundbew. : 11,31/11,31  
 wird berücksichtigt  
 Randabstand [cm]:  
 dl-x, dl-y: 2,5/2,5  
 Bemessung als Platte  
 Bemessungsort:  
 - Eckpunkt

400  
 Bodenplatte  
 40 cm  
 C25/30

Datum : 23.07.2024  
 Zeit : 16:13:50  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0.08022024



Bemessung  
 nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500S  
 Theor. Stahlverbrauch:  
 5124,0 kg  
 untere Lage [cm<sup>2</sup>/m]  
 Darstellung im Raster  
 Grundbew. : 11.3l/11.3l  
 wird berücksichtigt  
 Randabsstand [cm]:  
 dl-x, dl-y: 2.5/2.5  
 Bemessung als Platte  
 Bemessungsort:  
 - Eckpunkt

400  
 Bodenplatte  
 40 cm  
 C25/30

Datum : 23.07.2024  
 Zeit : 16:13:50  
 Autor : eb

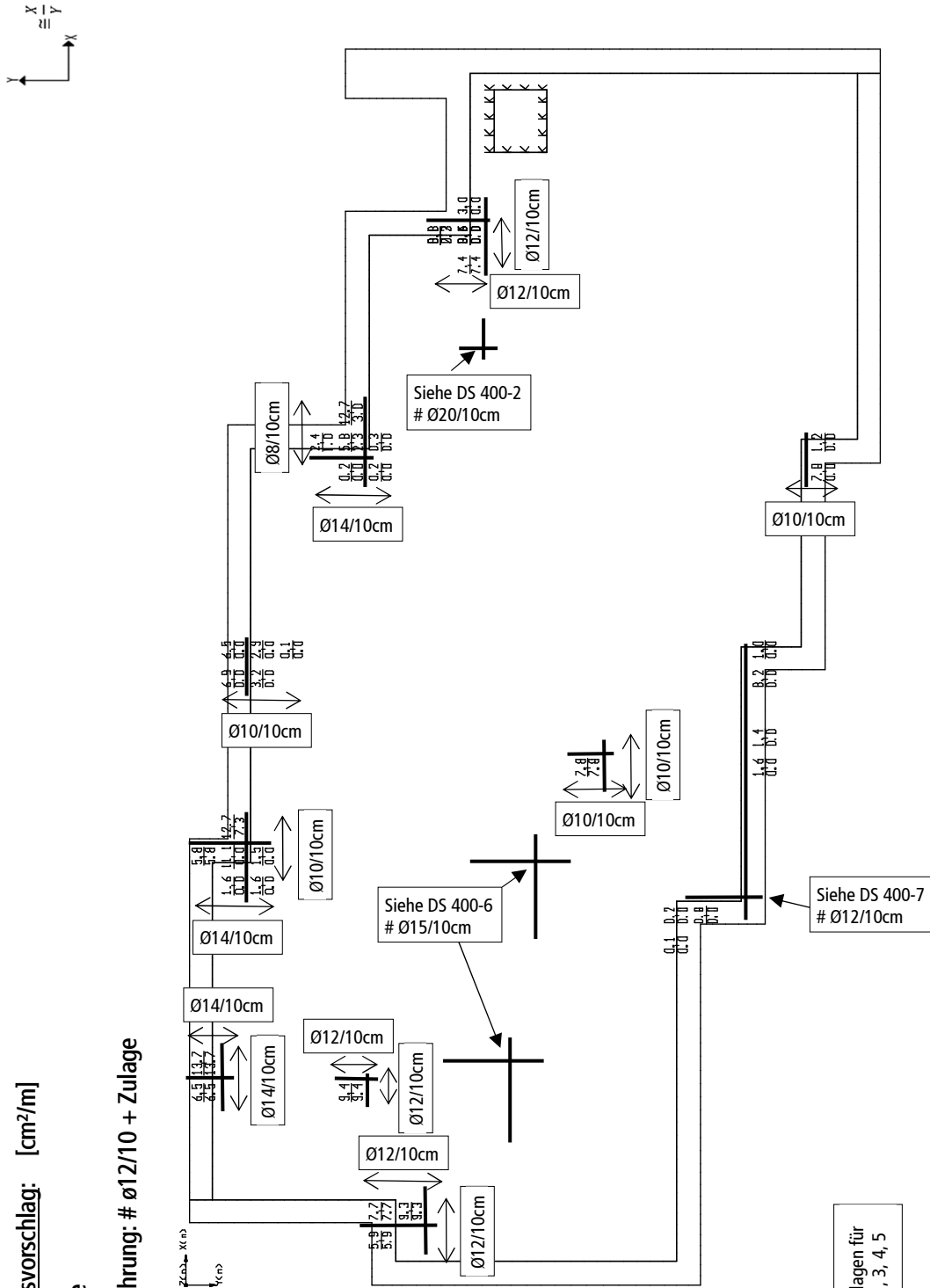
RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0.08022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-400\_20240723) Maximale AS-Werte

**Bewehrungsvorschlag: [cm<sup>2</sup>/m]**

**Untere Lage**

**Grundbewehrung: # Ø12/10 + Zulage**



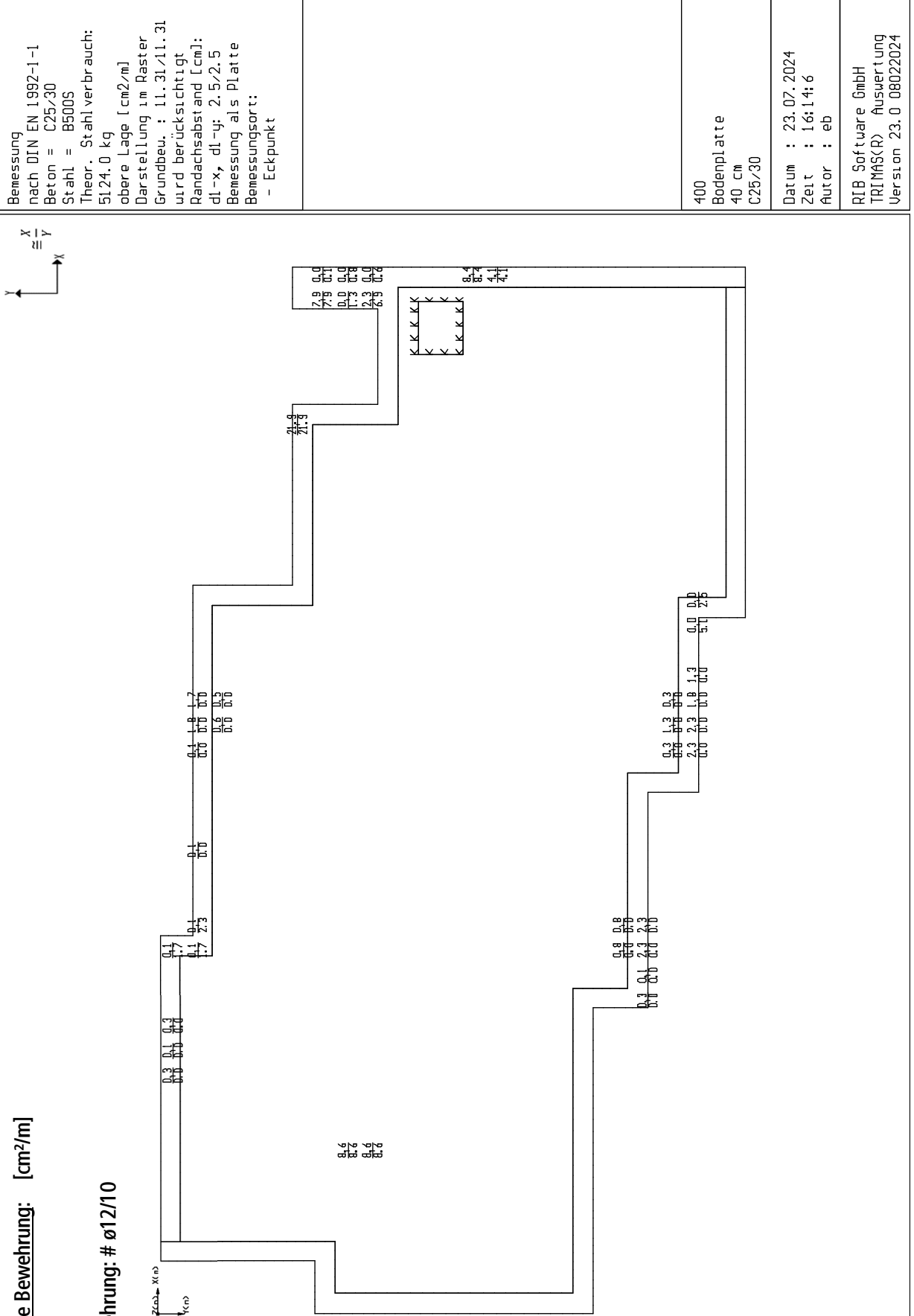
Keine Zulagen für  
 DS 400-1, 3, 4, 5

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-400\_20240723) Maximale AS-Werte

**Erforderliche Bewehrung: [cm<sup>2</sup>/m]**

**Obere Lage**

**Grundbewehrung: # Ø12/10**

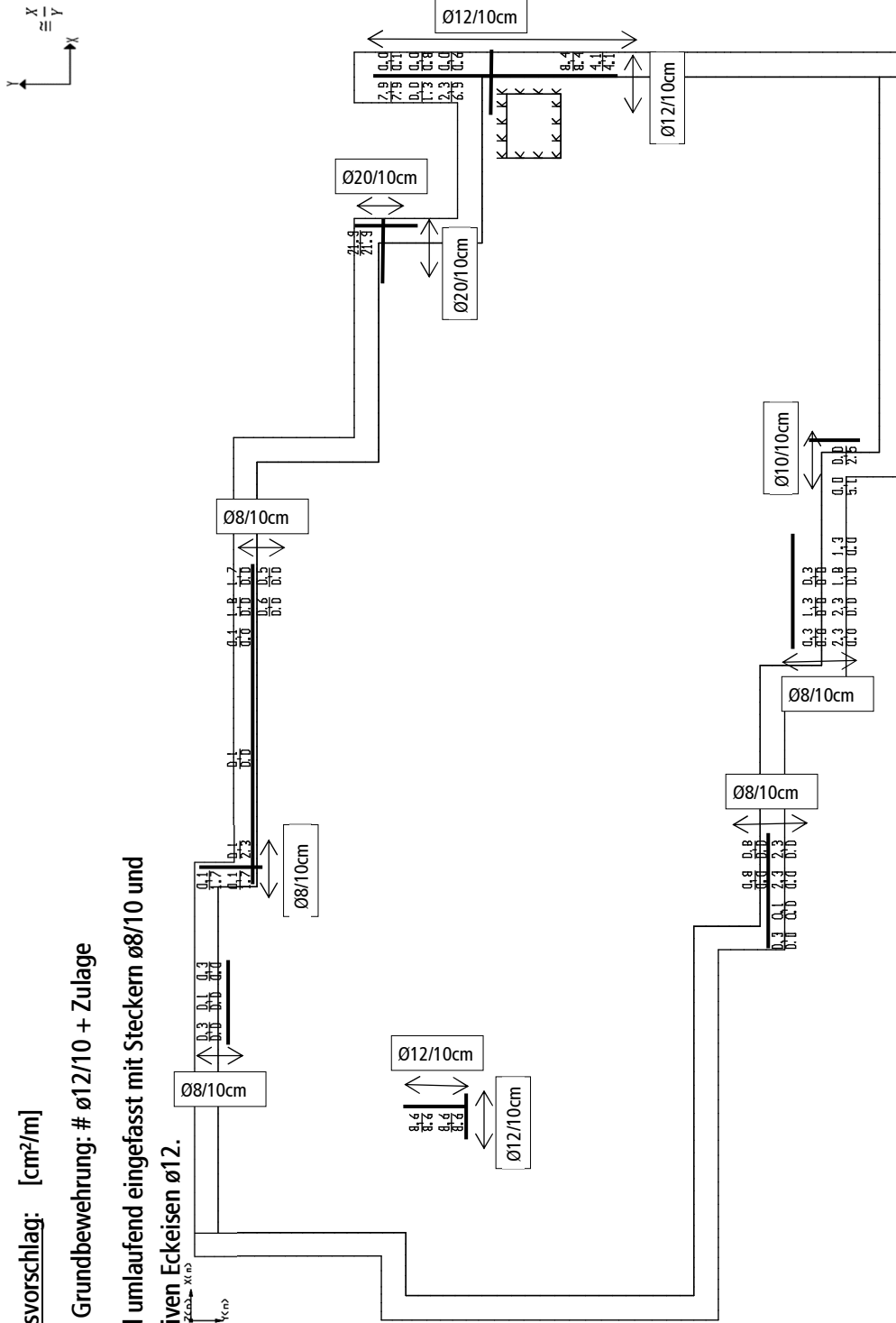


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 ELC (1911-400\_20240723) Maximale AS-Werte

**Bewehrungsvorschlag: [cm<sup>2</sup>/m]**

**Obere Lage Grundbewehrung: # Ø12/10 + Zulage**

**Deckenrand umlaufend eingefasst mit Steckern Ø8/10 und 2 konstruktiven Eckeisen Ø12.**



Bemessung  
 nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500S  
 Theor. Stahlverbrauch:  
 5124.0 kg  
 obere Lage [cm<sup>2</sup>/m]  
 Darstellung im Raster  
 Grundbew.: 11.31/11.31  
 wird berücksichtigt  
 Randabstand [cm]:  
 dl-x, dl-y: 2.5/2.5  
 Bemessungsort:  
 - Eckpunkt

400  
 Bodenplatte  
 40 cm  
 C25/30

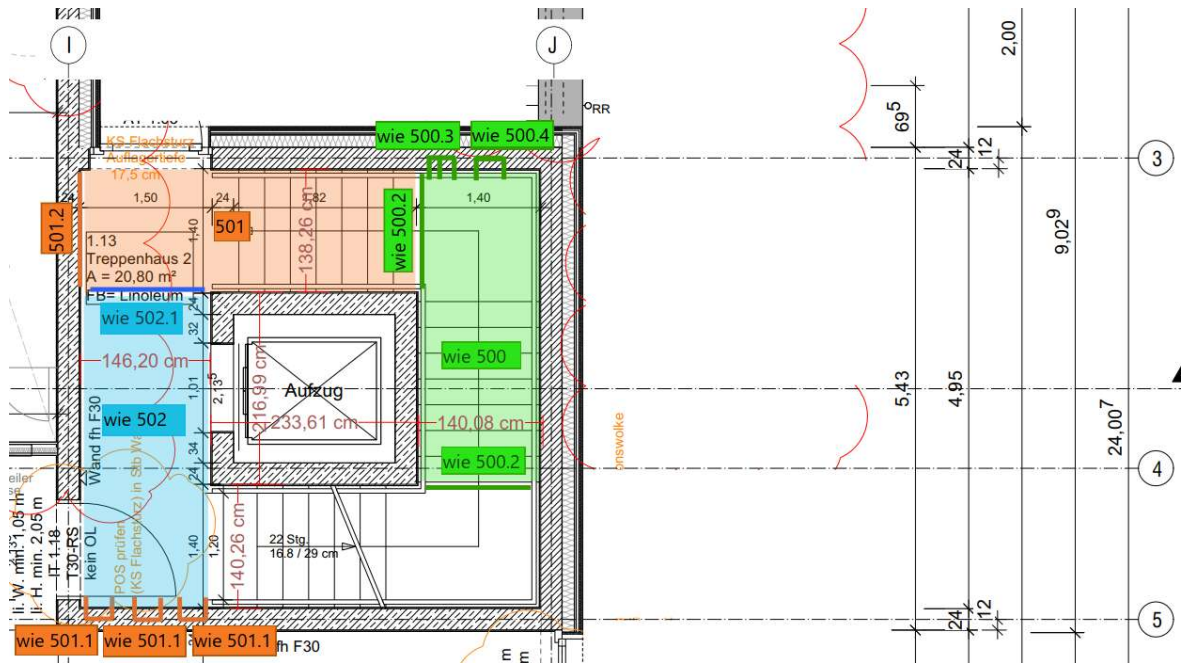
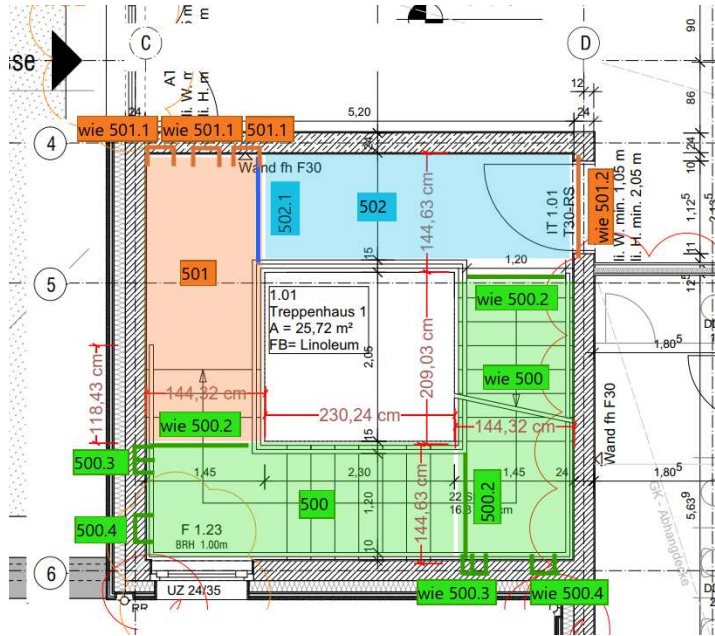
Datum : 23.07.2024  
 Zeit : 16:14:6  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

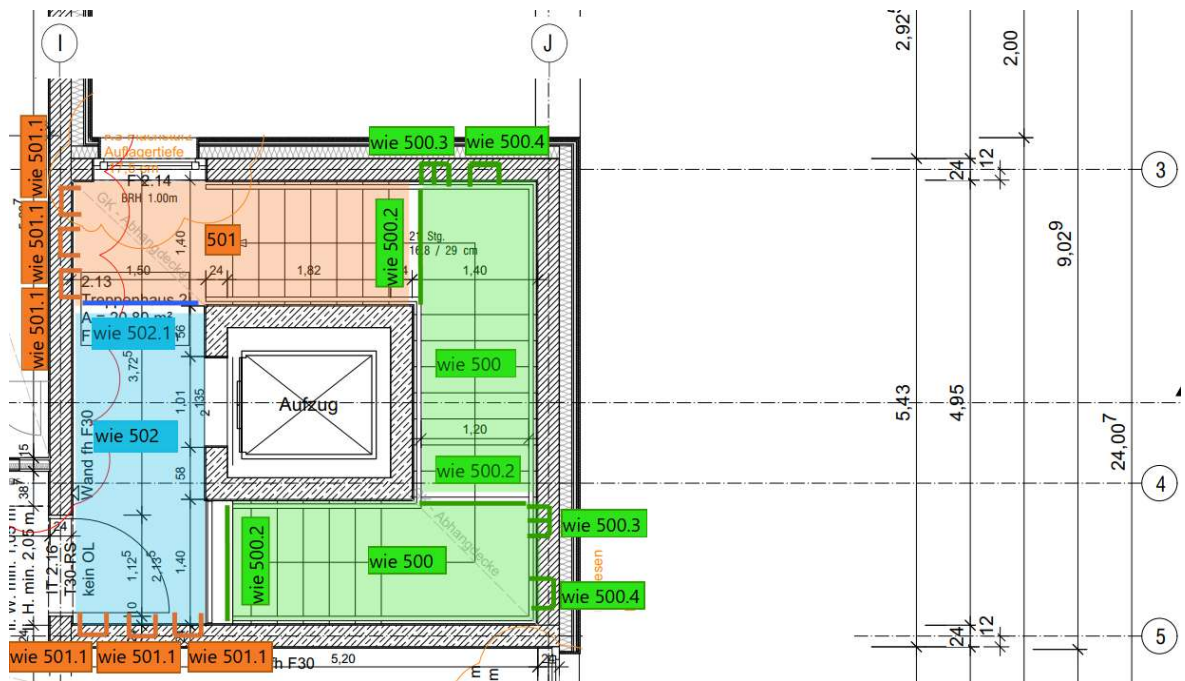
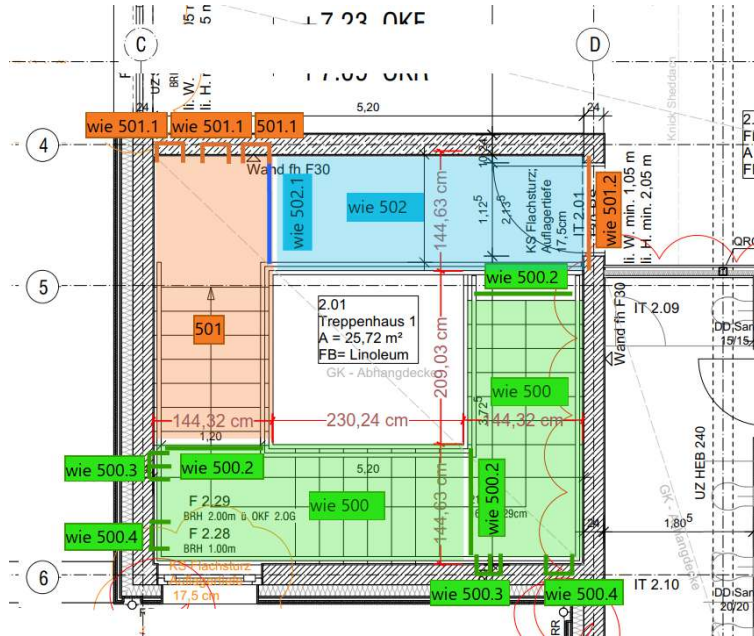




Grundriss 1.OG:



Grundriss 2.OG:



Es ist eine Fertigteilbauweise geplant.

Aufgrund der asymmetrischen Belastung und Lagerung wird der Treppenlauf als räumliches FEM-System bemessen.

Treppenbreite	b	= 1,45 m
Länge Treppenlauf	$l_{\text{Treppenlauf}}$	= 2,30 m
Länge Podest	$l_{\text{Podest}}$	= 1,45 m
Stufen	Steigung / Auftritt	= 16,8 / 29,0 cm
Steigung	$\alpha = \arctan(29\text{cm}/16,8\text{cm})$	= 59,9°

### Lastannahmen

Aus Lastannahmen „Treppenlauf“ (s. S. 10)

$$g_k = 0,83 \text{ kN/m}^2 + 0,07 \text{ kN/m}^2 + 0,24 \text{ kN/m}^2 + 2,1 \text{ kN/m}^2 = 3,3 \text{ kN/m}^2$$

(beinhaltet: Stahlgeländer, Linoliumbelag, Spachtelmasse, Stahlbetonstufen)

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Aus Lastannahmen „Treppenlauf Hauptpodest“ (s. S. 10)

$$g_k = 2,65 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Durch den „windmühlenförmigen Aufbau“ der Treppenläufe ergibt sich eine Linienlast auf dem Treppenpodest aus dem Treppenlauf einer sich anschließenden Treppe:

$$g_k = L_{\text{Treppenlauf}} \cdot (g_{k,\text{Treppenlauf}} + g_{k,\text{EG-treppenlauf}})$$

$$= 2,3 \text{ m} \cdot (3,3 \text{ kN/m}^2 + 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,2 \text{ m} / \sin 59,9^\circ) = 20,9 \text{ kN/m}$$

$$q_k = L_{\text{Treppenlauf}} \cdot q_k = 2,3 \text{ m} \cdot 5,0 \text{ kN/m}^2 = 11,5 \text{ kN/m}$$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Mit der Pos. 500 wird die maximal erforderliche Kranlast vorgegeben:

$$G_k = 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m}$$

$$+ 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,20 \text{ m} / \sin(59,9^\circ) \cdot 1,45 \text{ m} \cdot 2,30 \text{ m}$$

$$+ 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,168 \text{ m} \cdot 0,29 \text{ m} / 2 \cdot 1,45 \text{ m} \cdot 7$$

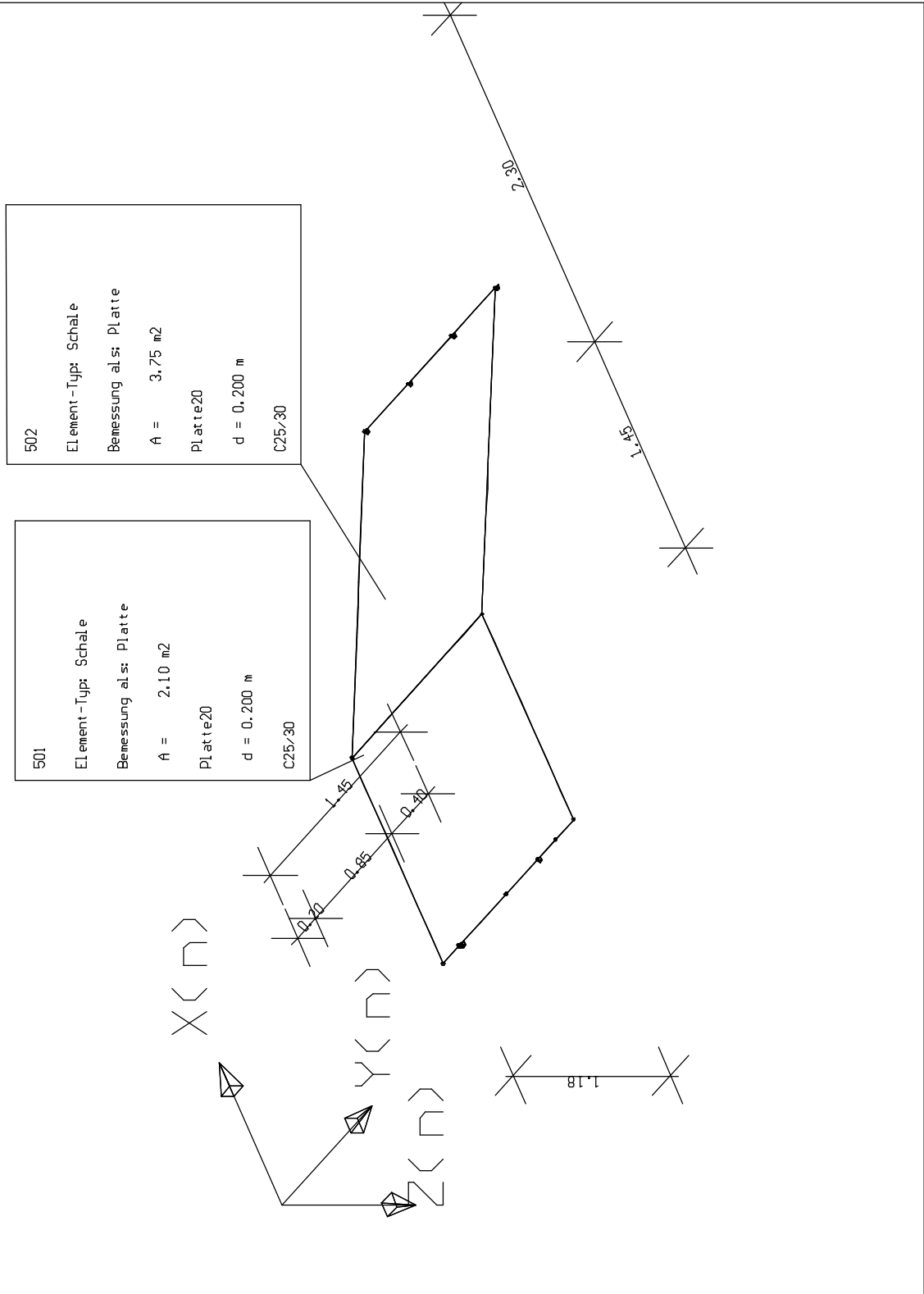
$$= 40,0 \text{ kN} = 4,0 \text{ t}$$

**Bemessung**

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest c=elast. b=dx, dy, dz, rx, ry, rz, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m <sup>2</sup> ; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte20 Material : C25/30	501 Treppenauf mit Podest 20 cm C25/30	Datum : 24.06.2024 Zeit : 10:33:33 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Generierung Version: 23.0 D8022024
--	--	--	---	---	--

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 (1911-901\_20240611)

System: [m]





Lasten  
 Fläche : [kN/m<sup>2</sup>]  
 Linie : [kN/m; kNm/m]  
 Punkt : [kN; kNm]  
 Temp. : [°C]

Lagerung, Gelenke  
 0=frei, f=fest c=elast.  
 b=d<sub>x</sub>, d<sub>y</sub>, d<sub>z</sub>, r<sub>x</sub>, r<sub>y</sub>, r<sub>z</sub>,  
 Lagersteifigkeiten  
 Linie : [kN/m<sup>2</sup>; kN]  
 Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche  
 Dicke : Platte20  
 Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:  
 gamma=1.50  
 Kombinationsbeiwerte:  
 psi(0/1)=0.70/0.50  
 psi(2/11)=0.30/1.00

501  
 Treppenlauf mit Podest  
 20 cm  
 C25/30

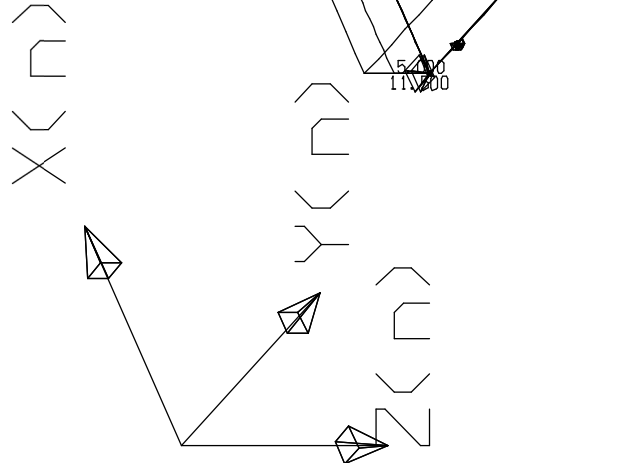
Datum : 24.06.2024  
 Zeit : 10:35:0  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Generierung  
 Version 23.0 D8022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 (1911-501\_20240611) Lastfall 2 : qk<Wohnräume>

**Lasten: Lastfall q<sub>k</sub> Nutzlasten**

- g<sub>k,Podest</sub> = 5,0kN/m<sup>2</sup>
- g<sub>k,Treppenlauf</sub> = 5,0 kN/m<sup>2</sup>
- g<sub>k,Linie Podest</sub> = 11,5 kN/m



Lagerreaktionen Maximum  
 min Fsz = 3 kN  
 max Fsz = 84 kN

Zahlenwerte (max)  
 Lagerreaktionen  
 Fsx/Fsy/Fsz [kN]  
 Mxx/Myy/Mzz [kNm]

501  
 Treppenlauf mit Podest  
 20 cm  
 C25/30

Datum : 24.06.2024  
 Zeit : 10:12:52  
 Autor : eb

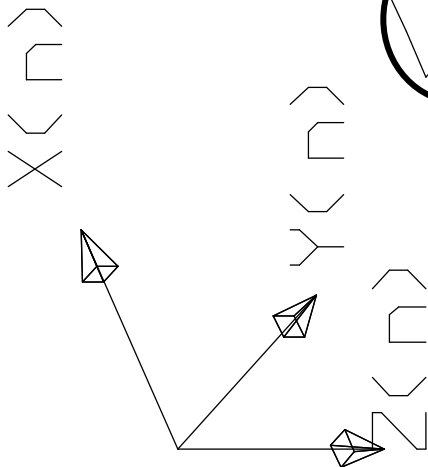
RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Auswertung  
 Version 23.0 D8022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 (1911-501\_20240611) E2 Lager/FKZ: (K) Fsz Grundkombination (design)

**Lagerkräfte:**

**Lastfall Grundkombination**

**F<sub>sz,d</sub> [kN] design (Maximum)**



Bemessungslast für  
 Pos. 500.1 und 500.2  
 und für die Konsolen

Bemessungslast für  
 Pos. 500.4

Bemessungslast für  
 Pos. 500.3



Verschiebung

Dz (max)  
 max = 2.30 mm  
 min = 0.00 mm

Verformtes System  
 Skalierung : 70

501

Treppenauf mit Podest  
 20 cm  
 C25/F30

Datum : 24.06.2024  
 Zeit : 10:11:1  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Auswertung  
 Version 23.0 D8022024

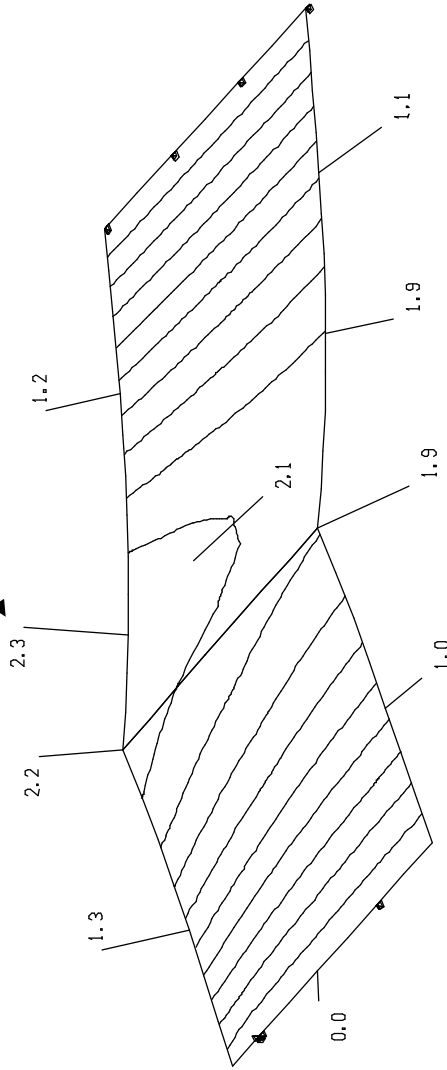
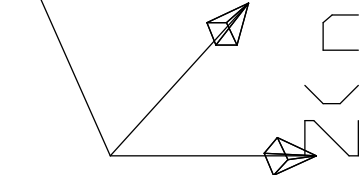
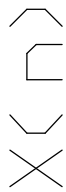
**Verformungen:** d<sub>z</sub> quasi ständig [mm]

**Feld, darunter Wohnen:**

$$f_{\text{max}} = L * /500 = (2300+1450) /500 = 7,5 \text{ mm}$$

$$f_{\text{vorn}} = 3 * 2,3 = 6,9 \text{ mm} \leq 7,0 \text{ mm}$$

**Verformung eingehalten**



Bemessung  
 nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500M  
 Bemessung als Platte  
 Bemessungsort:  
 - Elementmitte

Lagerreaktionen  
 Darstellung im Raster  
 maximaler Wert / absolut  
 Bemessungsquerkraft  
 V<sub>Ed</sub> [kN/m]  
 max = 246,58  
 min = 2,35  
 Untere Schranke : 74,00  
 Obere Schranke : 500,00

Zahlenwerte  
 Lagerreaktionen  
 F<sub>sx</sub>/F<sub>sy</sub>/F<sub>sz</sub> [kN]  
 M<sub>sx</sub>/M<sub>sy</sub>/M<sub>sz</sub> [kNm]

501  
 Treppenlauf mit Podest  
 20 cm  
 C25/30

Datum : 24.06.2024  
 Zeit : 10:16:46  
 Autor : eb

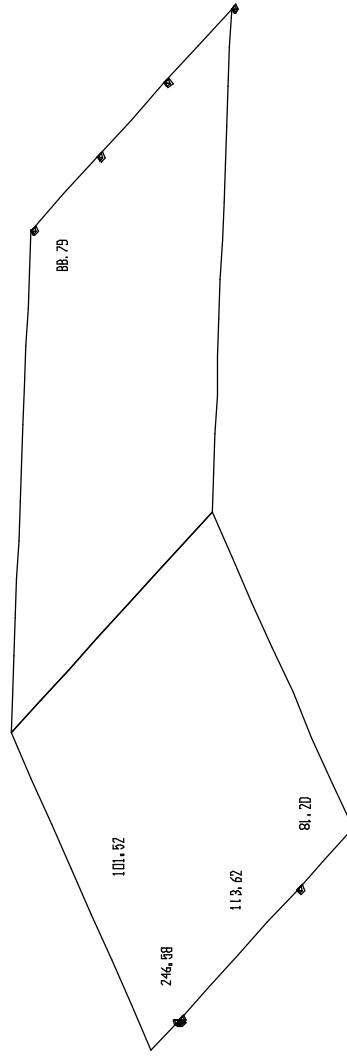
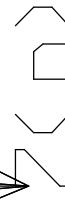
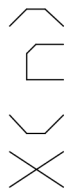
RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Auswertung  
 Version 23.0 D8022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 (1911-501\_20240611) Maximale AS-Werte

**Bemessungsquerkraft: Übersicht V<sub>Ed</sub> [kN/m]**

(Maximalwerte im Raster 0,5 m)

Unterer Grenzwert 74,00 kN = V<sub>Rdc</sub>





## Querkraftnachweis

Zunächst wird berechnet wie viel Querkraft die Platte ohne eine zusätzliche Querkraftbewehrung aufnehmen kann:

$$\begin{aligned}
 & \text{C25/30 mit} \quad f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{cd} = 14,20 \text{ N/mm}^2, \quad \gamma_c = 1,5 \\
 & h = 200,00 \text{ mm} \\
 & c = 25,00 \text{ mm} \\
 & A_{sl} = 2,57 \text{ cm}^2 \\
 & b_w = 1000,00 \text{ mm} \quad (\text{Betrachtung eines 1 m breiten Deckenstreifens}) \\
 & d = h - c - 20,00/2 - 10,00 = 150,00 \text{ mm} \quad (\text{Ann.: } d_{\text{längs}} = 20 \text{ mm}, d_{\text{Bügel}} = 10 \text{ mm}) \\
 & k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2\} = 2,0 \\
 & \rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0,02\} = 0,0013 \\
 & v_{\min} = 0,0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,49 \quad (\text{für } d = 200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}) \\
 & \sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{keine Betonlängsspannung}) \\
 & V_{Rdc} = \max\left\{ \begin{aligned} & [0,15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d; \\ & [v_{\min} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d \end{aligned} \right\} \\
 & \quad \quad \quad = 74,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Demnach muss für  $V_{Ed} \leq 74,0 \text{ kN/m}$  keine Querkraftbewehrung eingebaut werden.

## Querkraft

### Bemessungswert

$$a_{sw, \text{erf}} = 22,9 \text{ cm}^2/\text{m}^2 \quad (\text{siehe Ausdruck auf der nächsten Seite})$$

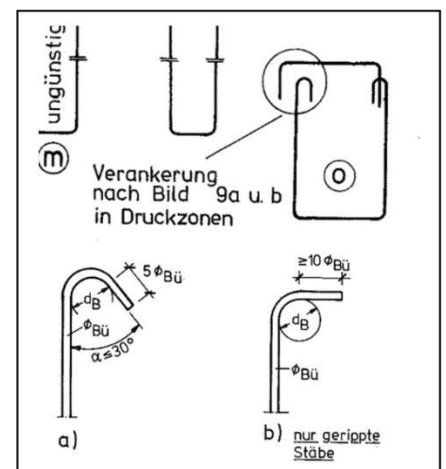
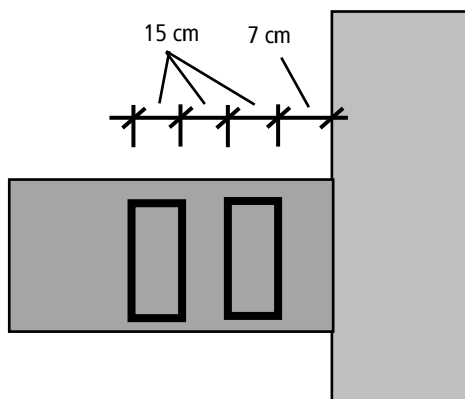
### Bemessungswiderstandswert

$$\text{gewählt: } \quad \emptyset 8/10/15 = 26,3 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

### Ausbildung der Schubbewehrung:

Variante: Bügel mit „Hut“  
aus „Vorlesung über Massivbau“ Fritz Leonhardt, 1977

$$\text{Übergreifung: } 15 d_s = 12 \text{ cm} < 13,4 \text{ cm} = 20 \text{ cm} - 2,5 - 2,5 - 0,8 - 0,8$$



Bemessung

nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500M  
 Theor. Stahlverbrauche:  
 31,5 kg  
 Bemessung als Platte  
 Bemessungsort:  
 - Elementmitte

Darstellung im Raster

maximaler Wert / absolut  
 Schubbewehrung  
 asw [cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>]  
 max = 22,90  
 min = 0,00

501

Treppenauf mit Podest  
 20 cm  
 C25/30

Datum : 24.06.2024  
 Zeit : 10:54:14  
 Autor : eb

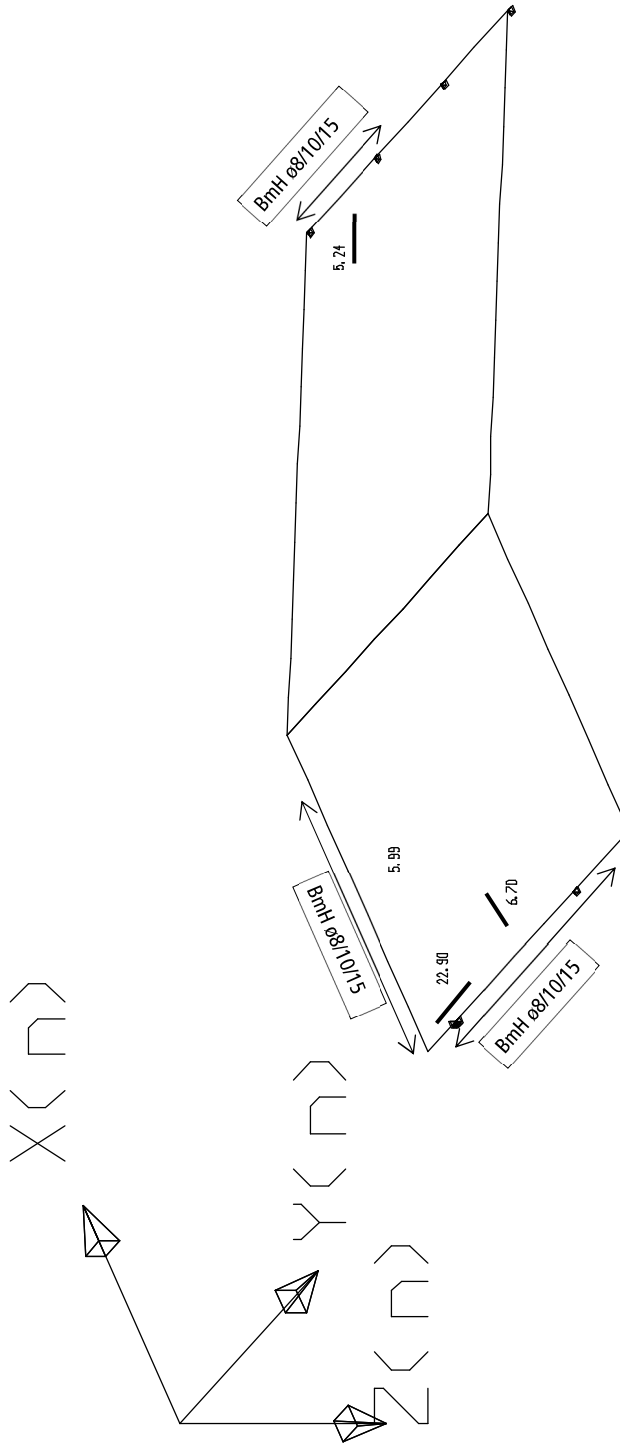
RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Auswertung  
 Version 23.0 D8022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 (1911-501\_20240611) Maximale AS-Werte

**Schubbewehrung asw [cm<sup>2</sup>/m]:**

Bewehrungsvorschlag

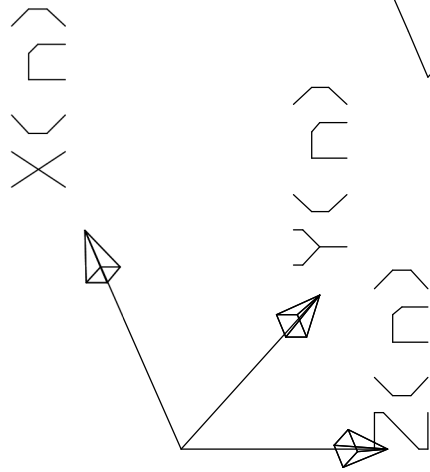
„BmH“ = „Bügel mit Hut“



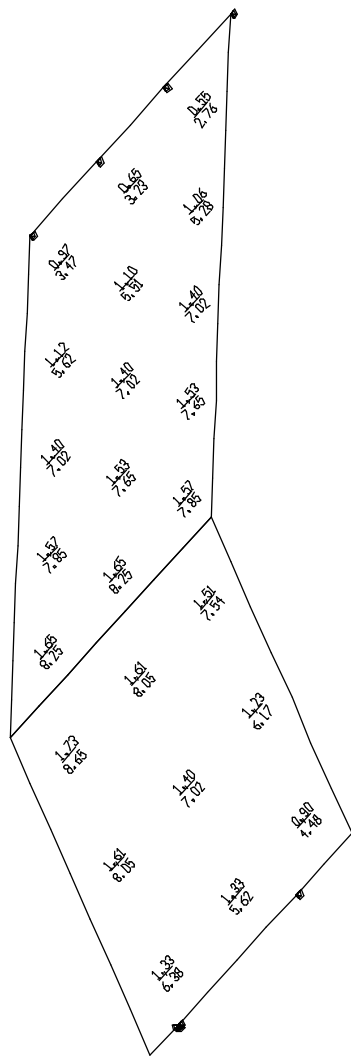
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 (1911-501\_20240611) Maximale AS-Kerte

**Erforderliche Bewehrung: [cm<sup>2</sup>/m]**

**Untere Lage**



Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 Beton = C25/30 Stahl = B500M Theor. Stahlverbrauche: 31,5 kg untere Lage [cm <sup>2</sup> /m] Darstellung im Raster Randabstand [cm]: dl-x, dl-y: 3.0/3.0 Bemessung als Platte Bemessungsort: - Elementmitte	Lagerreaktionen Zahlenwerte Lagerreaktionen F <sub>xx</sub> /F <sub>yy</sub> /F <sub>zz</sub> [kN] M <sub>xx</sub> /M <sub>yy</sub> /M <sub>zz</sub> [kNm]	501 Treppenlauf mit Podest 20 cm C25/30	Datum : 24.06.2024 Zeit : 10:23:33 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Auswertung Version 23.0 D8022024
---	--	--	---	--



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 (1911-900\_20240611) Maximale AS-Werte

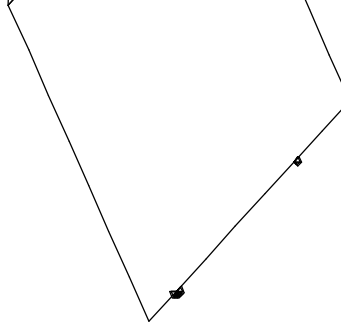
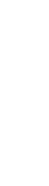
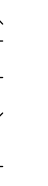
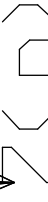
**Erforderliche Bewehrung:** [cm<sup>2</sup>/m]

**Untere Lage**

**Grundbewehrung**      **ø8/15 cm in x-Richtung**

**ø14/15 in y-Richtung**

**Keine Zulage erforderlich**



Bemessung  
 nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500M  
 Theor. Stahlverbraucht:  
 31,5 kg  
 untere Lage [cm<sup>2</sup>/m]  
 Darstellung im Raster  
 Grundbew. : 3,35/10,26  
 wird berücksichtigt  
 Randabstand [cm]:  
 dl-x, dl-y: 3,0/3,0  
 Bemessung als Platte  
 Bemessungsort:  
 - Elementmitte

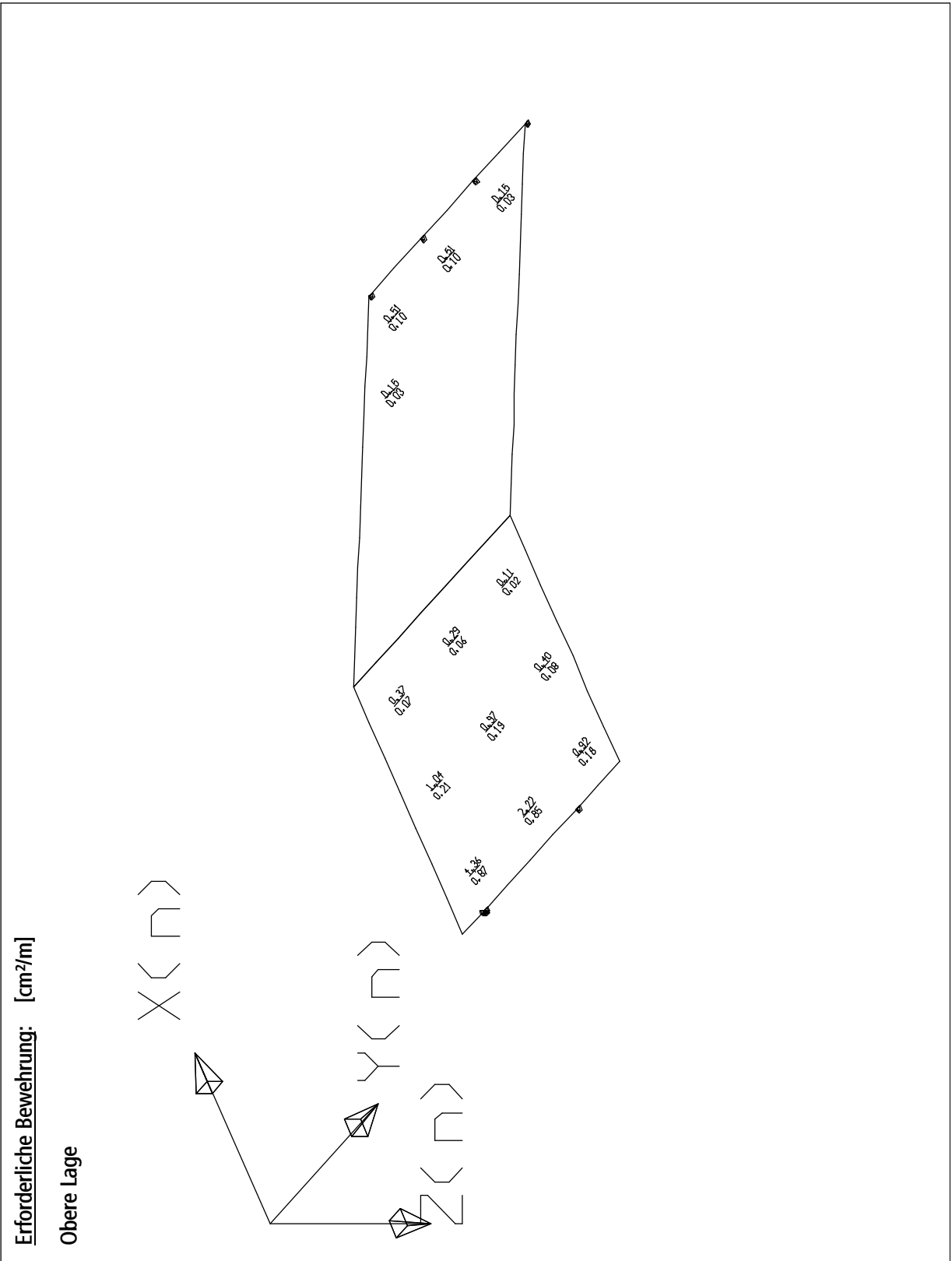
501  
 Treppenh. auf mit Podest  
 20 cm  
 C25/30

Datum : 25.07.2024  
 Zeit : 12:16:22  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Auswertung  
 Version 23.0 D8022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 (1911-501\_20240611) Maximale AS-Kerte

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 Beton = C25/30 Stahl = B500M Theor. Stahlverbrauche: 31,5 kg obere Lage [cm <sup>2</sup> /m] Darstellung im Raster Randabstand [cm]: dl-x, dl-y: 3.0/3.0 Bemessung als Platte Bemessungsort: - Elementmitte	Lagerreaktionen Zahlenernte Lagerreaktionen F <sub>xx</sub> /F <sub>yy</sub> /F <sub>zz</sub> [kN] M <sub>xx</sub> /M <sub>yy</sub> /M <sub>zz</sub> [kNm]	501 Treppenauf mit Podest 20 cm C25/30	Datum : 24.06.2024 Zeit : 10:24:14 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMAS(R) Auswertung Version 23.0 D8022024
--	--	---	---	--





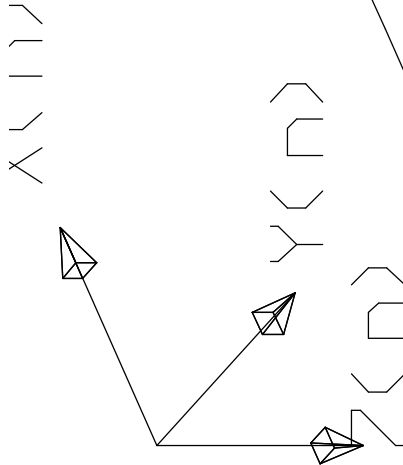
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 (1911-900\_20240611) Maximale AS-Kerte

**Erforderliche Bewehrung: [cm<sup>2</sup>/m]**

**Obere Lage**

**Grundbewehrung**      **ø10/15 cm in x-Richtung**  
                                  **ø8/15 in y-Richtung**

**Keine Zulage erforderlich**



Bemessung  
 nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500M  
 Theor. Stahlverbraucht:  
 31,5 kg  
 obere Lage [cm<sup>2</sup>/m]  
 Darstellung im Raster  
 Grundbew. : 5,24/3,35  
 wird berücksichtigt  
 Randabstand [cm]:  
 dl-x, dl-y: 3,0/3,0  
 Bemessung als Platte  
 Bemessungsort:  
 - Elementmitte

501  
 Treppenh. auf mit Podest  
 20 cm  
 C25/30

Datum : 25.07.2024  
 Zeit : 12:17:4  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMAS(R) Auswertung  
 Version 23.0 D8022024

### Tronsole

Da die Pos. 500 mehrfach vorkommt und sich die Lagerungen unterscheiden, werden im Folgenden alle erforderlichen Tronsolen bemessen. Die Auflagerlasten werden der obigen Bemessung entnommen.

#### 500.1 Treppenantritt Bodenplatte:

Der Treppenantritt auf der Bodenplatte erfolgt mit einer Tronsole Typ B-V2-L1500-B600 + Typ D.

$$V_{Ed} = (22 \text{ kN} + 21 \text{ kN}) / (1,45 \text{ m} / 2) = 59,4 \text{ kN/m (Randbereich maximal)}$$

$$V_{Rd} = 61,0 \text{ kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,98 < 1,0$$

Schöck Tronsole® Typ B	V1	V2	V3
$V_{Rd,z}$ [kN/m]	43,0	61,0	85,0
$V_{Rd,y}$ [kN/m]	±3,8	±3,8	±3,8

#### 500.2 Treppenan- und austritt:

Der Treppenan- und austritt erfolgt mit einer Tronsole Typ F-V2-L1500.

$$V_{Ed} = (22 \text{ kN} + 21 \text{ kN}) / (1,45 \text{ m} / 2) = 59,4 \text{ kN/m (Randbereich maximal)}$$

$$V_{Rd} = 61,0 \text{ kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,98 < 1,0$$

Schöck Tronsole® Typ F	V1	V2	V3
$V_{Rd,z}$ [kN/m]	43,0	61,0	85,0
$V_{Rd,x,y}$ [kN/m]	±3,8	±3,8	±3,8

#### 500.3 Wandabhängung:

Die Tronsole 501.3 erfolgt mit einer paarweisen Anordnung der Tronsole Typ P-V+V, Fugenbreite 15 mm.

$$V_{Ed} = 84,0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 91,8 \text{ kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,92 < 1,0$$

### Bemessung für die paarweise Anordnung

Schöck Tronsole® Typ P		V + V	VH + VH		
Bemessungswerte bei		Betonfestigkeit $\geq$ C40/50			
		$V_{Ed,y}$ [kN/Paar]			
		0	$\pm 5$	$\pm 10$	$\pm 15$
Podestdicke [mm]	Fugenbreite [mm]	$V_{Rd,z}$ [kN/Paar]			
180	15	80,1	80,1	80,1	80,1
	20	77,4	77,4	77,4	77,4
	30	70,4	70,4	70,4	70,4
	40	64,6	64,6	64,6	64,6
	50	59,6	59,6	59,6	59,6
$\geq 200$	15	91,8	91,8	91,8	91,8
	20	88,7	88,7	88,7	88,7
	30	80,7	80,7	80,7	80,7
	40	74,0	74,0	74,0	74,0
	50	68,4	68,4	68,4	68,4

#### 500.4 Wandinhängung:

Die Einhängung in die Wand erfolgt mit einer Tronsole Typ P-V+V, Fugenbreite 15 mm. Die Konsole wird mit einem minimalen erforderlichen Achsabstand von 50 cm so nah wie möglich an der paarweise angeordneten Tronsole 501.3 angeordnet.

$$V_{Ed} = 21,0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 63,6 \text{ kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,34 < 1,0$$

### Bemessung für Betonfestigkeitsklasse C25/30

Schöck Tronsole® Typ P		V + V	VH + VH		
Bemessungswerte bei		Betonfestigkeit $\geq$ C25/30			
		$V_{Ed,y}$ [kN/Element]			
		0	$\pm 5$	$\pm 10$	$\pm 15$
Podestdicke [mm]	Fugenbreite [mm]	$V_{Rd,z}$ [kN/Element]			
160/180	15	60,4/-15,0	60,0/-15,0	59,5/-15,0	58,5/-15,0
	20	59,3/-15,0	58,5/-15,0	57,5/-15,0	55,7/-15,0
	30	56,8/-15,0	53,8/-15,0	52,6/-15,0	50,7/-15,0
	40	52,1/-15,0	49,6/-15,0	48,4/-15,0	46,4/-15,0
	50	48,1/-15,0	46,0/-15,0	44,7/-15,0	42,6/-15,0
$\geq 200$	15	63,6/-15,0	61,2/-15,0	60,2/-15,0	58,5/-15,0
	20	62,1/-15,0	58,5/-15,0	57,5/-15,0	55,7/-15,0
	30	56,8/-15,0	53,8/-15,0	52,6/-15,0	50,7/-15,0
	40	52,1/-15,0	49,6/-15,0	48,4/-15,0	46,4/-15,0
	50	48,1/-15,0	46,0/-15,0	44,7/-15,0	42,6/-15,0

Konsole

Treppenkonsole

Konsolhöhe = 110 mm

Konsoltiefe = 130 mm

$$V_{Ed} = (22 \text{ kN} + 21 \text{ kN}) / (1,45 \text{ m} / 2) = 59,4 \text{ kN/m (Randbereich maximal)}$$

$$V_{Rd} = 61,0 \text{ kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,98 < 1,0$$

**Bemessung Treppenkonsole für Betonfestigkeitsklasse  $\geq$  C30/37 bei Feuerwiderstandsklasse R 30**

Treppenkonsole in Verbindung mit Schöck Tronsole® Typ F-V2				
Bemessungswerte bei	Betonfestigkeitsklasse $\geq$ C30/37			
	$V_{Rd,y} \pm 3,8$ [kN/m]			
	Konsoltiefe [mm]			
	130	140	150	160
Konsolhöhe [mm]	$V_{Rd,z}$ [kN/m]			
90	46,6	46,2	42,8	39,5
100	56,6	53,3	48,8	45,0
110	61,0	59,9	54,9	50,6
120	61,0	61,0	61,0	56,1
130	61,0	61,0	61,0	61,0
140	61,0	61,0	61,0	61,0
150	61,0	61,0	61,0	61,0

Podestkonsole

Konsolhöhe = 120 mm

Konsoltiefe = 130 mm

$$V_{Ed} = (22 \text{ kN} + 21 \text{ kN}) / (1,45 \text{ m} / 2) = 59,4 \text{ kN/m (Randbereich maximal)}$$

$$V_{Rd} = 61,0 \text{ kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,98 < 1,0$$

**Bemessung Podestkonsole für Betonfestigkeitsklasse  $\geq$  C20/25 bei Feuerwiderstandsklasse R 30**

Podestkonsole in Verbindung mit Schöck Tronsole® Typ F-V2				
Bemessungswerte bei	Betonfestigkeitsklasse $\geq$ C20/25			
	$V_{Rd,y} \pm 3,8$ [kN/m]			
	Konsoltiefe [mm]			
	130	140	150	160
Konsolhöhe [mm]	$V_{Rd,z}$ [kN/m]			
90	45,6	48,8	48,8	48,8
100	52,6	54,4	54,4	54,4
110	59,5	59,9	59,9	59,9
$\geq 120$	61,0	61,0	61,0	61,0

**Pos. 501 Treppenlauf mit Podest, C25/30, XC1, unterschiedliche Höhen**

Höhe Treppenlauf	$h_{\text{Treppenlauf}}$	= 20 cm
Höhe Podest	$h_{\text{Podest}}$	= 24 cm
Treppenbreite	$b$	= 1,45 m
Länge Treppenlauf	$l_{\text{Treppenlauf}}$	= 2,30 m
Länge Podest	$l_{\text{Podest}}$	= 1,45 m
Stufen	Steigung / Auftritt	= 16,8 / 29,0 cm
Steigung	$\alpha = \arctan(29\text{cm}/16,8\text{cm})$	= 59,9°

**Bemessung**

Siehe die maßgebende Position 500 (s. S. 341'ff.).

**Tronsole**

**501.1 Wandehängung**

Die Wandehängung erfolgt mit drei Tronsolen Typ Z--V

Für die Bestimmung der Auflagerlasten wurde in dem Bemessungssystem von Pos. 500 ein zusätzliches Auflager ergänzt. Das Ergebnis ist auf der nachfolgenden Seite dargestellt.

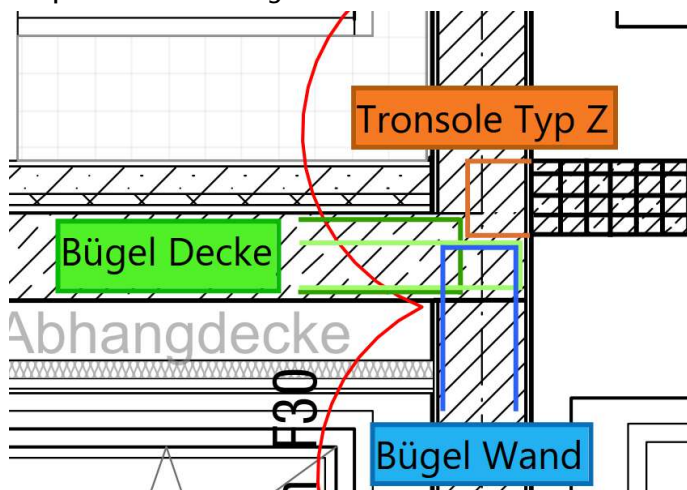
$V_{\text{Ed}} = 60,0 \text{ kN}$

$V_{\text{Rd}} = 75,0 \text{ kN/m}$  (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)

$V_{\text{Ed}} / V_{\text{Rd}} = 0,80 < 1,0$

Schöck Tronsole® Typ	Z-V	Z-V+V	Z-VH+VH
Bemessungswerte bei	Betonfestigkeit $\geq \text{C20/25}$		
$V_{\text{Rd,z}}$ [kN/Element]	75,0	75,0/-15,0	75,0/-15,0
$V_{\text{Rd,y}}$ [kN/Element]	-	-	$\pm 15,0$

Die auf der anderen Seite der Wand verlaufende Decke wird im Bereich der Tronsolen abgesenkt. Siehe beispielhaft die nachfolgende Skizze:



Lagerreaktionen Maximum  
 min Fsz = 3 kN  
 max Fsz = 58 kN

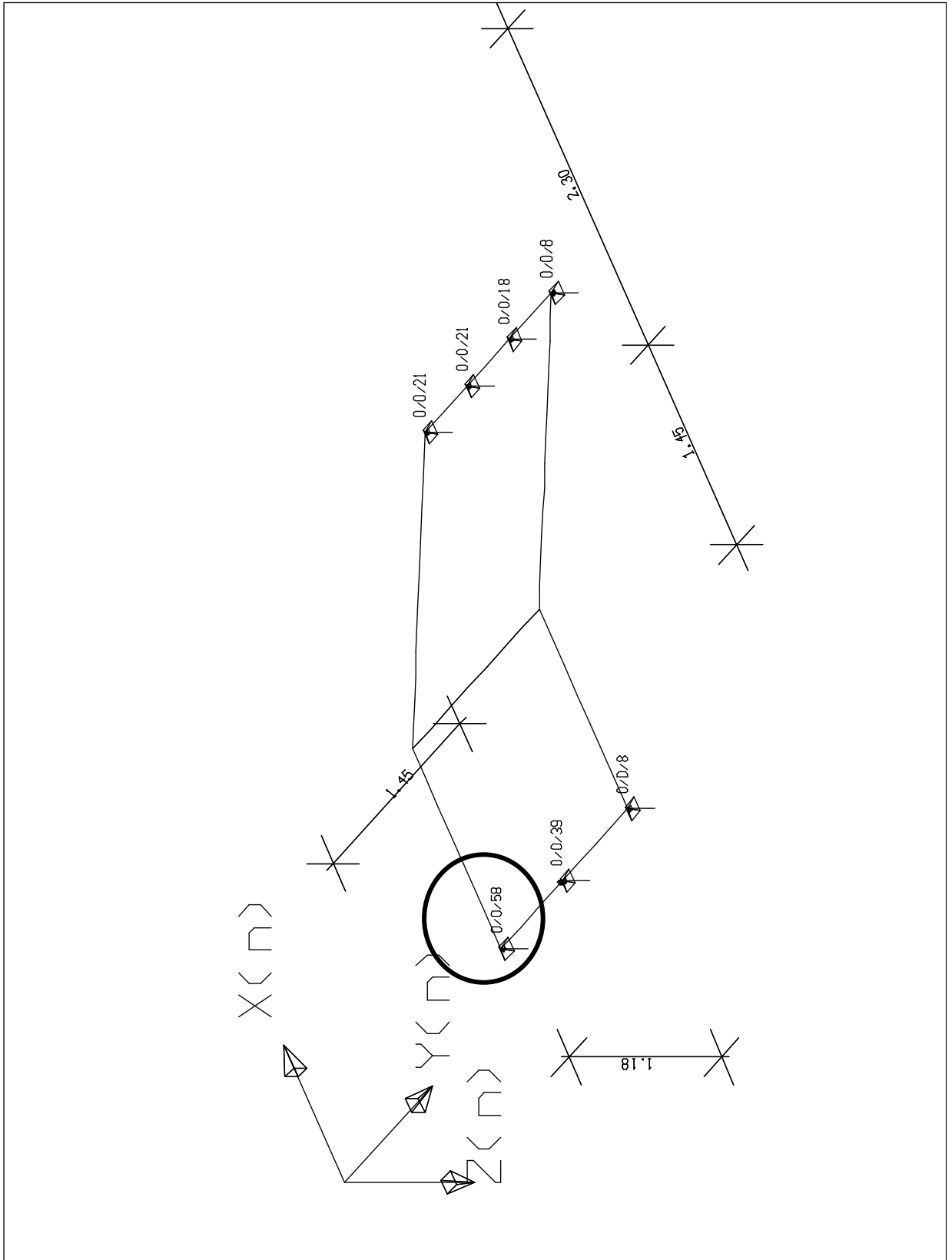
Zahlenwerte (max)  
 Lagerreaktionen  
 Fsx/Fsy/Fsz [kN]  
 Mxx/Myy/Msz [kNm]

501  
 Treppenlauf mit Podest  
 20 cm  
 C25/30

Datum : 12.08.2024  
 Zeit : 14:08:25  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASK(R) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 (1911-501\_20240812) E2 Lager/F(z): (K) Fsz Grundkombination (design)



## 501.2 Auflagerung auf Unterzug

In Achse I, Decke über EG, lagert der Treppenlauf mit Podest auf dem Unterzug Pos. 313 (s. S. 239'ff.) auf. Hierfür wird das Fertigteilpodest mit einer Ausklinkung ausgebildet. Als maßgebende Last wird die Tronsollast aus Pos. 500.3 (s. S. 358') verwendet und auf einer Länge von 50 cm verteilt.

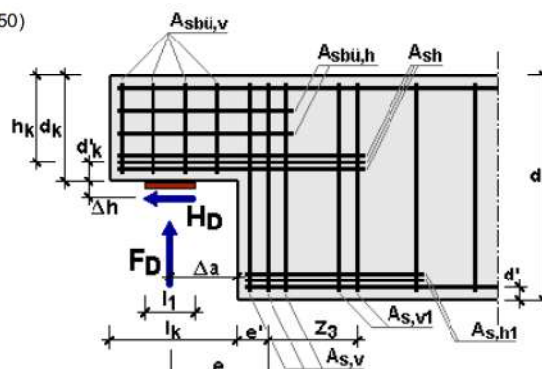
Konsolhöhe	13,0 cm
Konsoltiefe	11,0 cm
Konsollänge	50,0 cm
Lagerplattendicke	1,0 cm

### Lasten

Aus Pos. 500.3  $V_{Ed}$  = 84,0 kN

### Ausklinkung-Stahlbeton (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30  
Betonstahl: B500 (A,B)  
Fertigteil, d.h. Gamma<sub>M,c</sub> = 1,35 (anstatt 1,50)  
Balkenhöhe d = 24,0 cm  
Balkenbreite b = 50,0 cm  
Höhe Restquerschnitt d<sub>k</sub> = 13,0 cm  
Länge der Ausklinkung l<sub>k</sub> = 11,0 cm  
Lagerlänge l<sub>1</sub> = 5,0 cm  
Lagerbreite b<sub>1</sub> = 50,0 cm  
Achsabstand Bewehrung d'<sub>k</sub> = 4,50 cm  
Achsabstand Bewehrung d' = 4,50 cm  
Achsabstand Bewehrung e' = 4,50 cm  
Betondeckung c<sub>v,l</sub> = 2,50 cm  
F<sub>d</sub> = 84,000 kN  
H<sub>d</sub> = 0,000 kN  
Abstand Vertikallast d<sub>a</sub> = 4,0 cm  
Abstand Horizontallast d<sub>h</sub> = 0,0 cm



### Bemessung: (normale Bemessungssituation)

Nachweise nach Heft 525 DAfStb + EC2  
a/d >= 0,5 --> lange Konsole  
f<sub>cd</sub> = 15,7 N/mm<sup>2</sup>

e = 8,5 cm  
h<sub>k</sub> = 8,5 cm  
z<sub>Q</sub> = 3,5 cm  
V<sub>Rd,c</sub> = 21,243 kN  
V<sub>Rd,max</sub> = 93,171 kN

**Nachweis Druckstrebe / Querkraft:**  
F<sub>d</sub> = 84,000 <= V<sub>Rd,max</sub> = 93,171 kN

**Zuggurtbewehrung:**  
Z<sub>Ed</sub> = 131,379 kN  
erf.A<sub>s,h</sub> = 3,02 cm<sup>2</sup> (als Schlaufen)

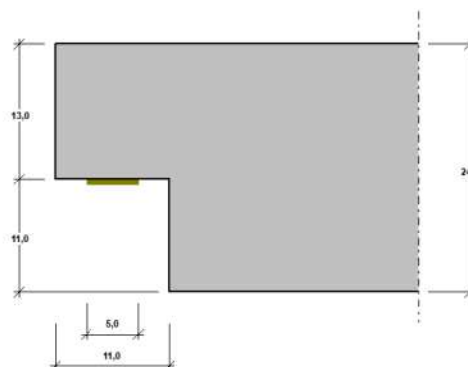
**Verankerung horizontal:**  
Z<sub>h,d</sub> = 131,379 kN  
erf.A<sub>s,h1</sub> = 3,02 cm<sup>2</sup> (als Schlaufen)

**Aufhängung vertikal:**  
Z<sub>v,d</sub> = 129,500 kN  
erf.A<sub>s,v</sub> = 2,98 cm<sup>2</sup>

**Verankerung vertikal:**  
Z<sub>v1,d</sub> = 60,215 kN  
erf.A<sub>s,v1</sub> = 1,38 cm<sup>2</sup> (bei z<sub>3</sub> = 24,0 cm)

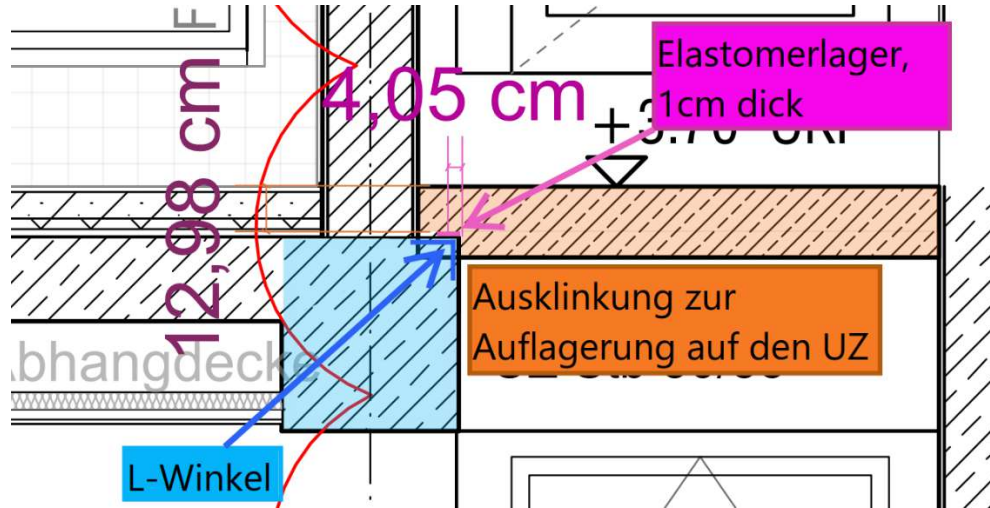
**Spaltzugbewehrung:**  
Horizontalbügel: erf.A<sub>s,bü,h</sub> = 1,51 cm<sup>2</sup> (als Schlaufen)  
Vertikalbügel: erf.A<sub>s,bü,v</sub> = konstruktiv

**Lagerpresung:**  
Sigma<sub>d</sub> = 3,36 N/mm<sup>2</sup> <= 0,85\*f<sub>cd</sub> = 13,38 N/mm<sup>2</sup>



Konstruktiv wird in die Ecke des Unterzuges Pos. 313 (s. S. 239'ff.) ein L-Winkel einbetoniert.

Schematische Skizze:

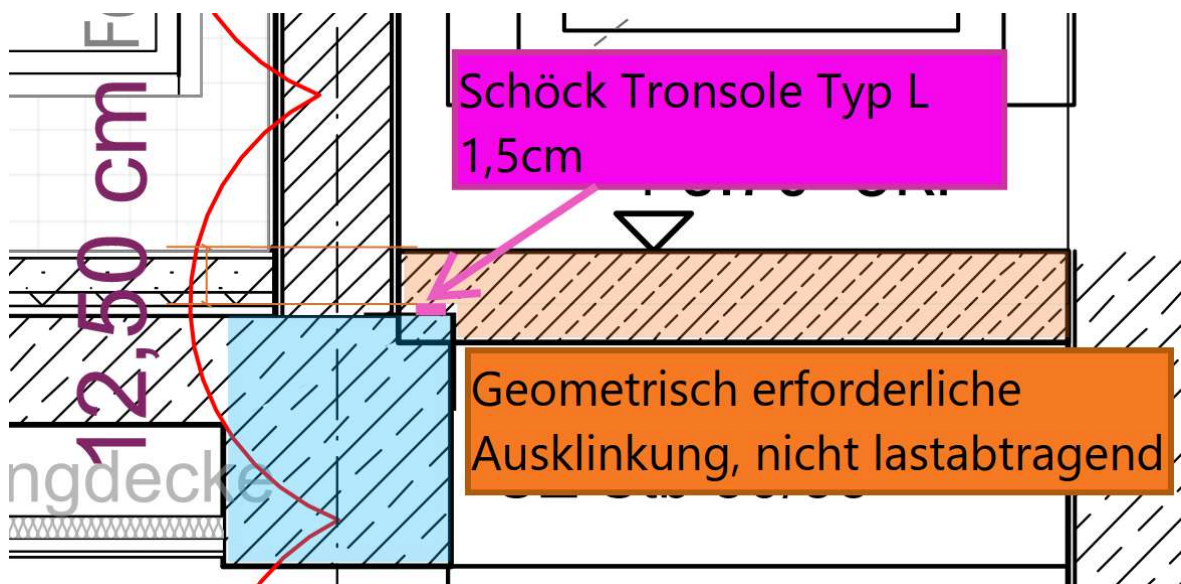




Pos. 502      Podest, C25/30, XC1, h = 24 cm

Podestbreite                      b                                      = 1,45 m  
Länge Podest                      l<sub>Podest</sub>                                = 3,75 m

Aus geometrischen Gründen muss das Podest in Achse I ausgeklinkt werden, um nicht mit dem Unterzug Pos. 313 zu kollidieren. Als Trennschicht ist hier die Schöck Tronsole Typ L mit einer Dicke von 1,5 cm einzubauen.



Lastannahmen

Aus Lastannahmen „Treppenlauf Hauptpodest“ (s. S. 10)

$g_k$                                       = 2,65 kN/m<sup>2</sup>  
 $q_k$                                       = 5,0 kN/m<sup>2</sup>

Durch den „windmühlenförmigen Aufbau“ der Treppenläufe ergibt sich eine Linienlast auf dem Podest aus dem Treppenlauf einer sich anschließenden Treppe:

$g_k$                       =  $L_{\text{Treppenlauf}} \cdot (g_{k,\text{Treppenlauf}} + g_{k,\text{EG-treppenlauf}})$   
                            =  $2,3 \text{ m} \cdot (3,3 \text{ kN/m}^2 + 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,2 \text{ m} / \sin 59,9^\circ)$                       = 20,9 kN/m  
 $q_k$                       =  $L_{\text{Treppenlauf}} \cdot q_k = 2,3 \text{ m} \cdot 5,0 \text{ kN/m}^2$                                       = 11,5 kN/m

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

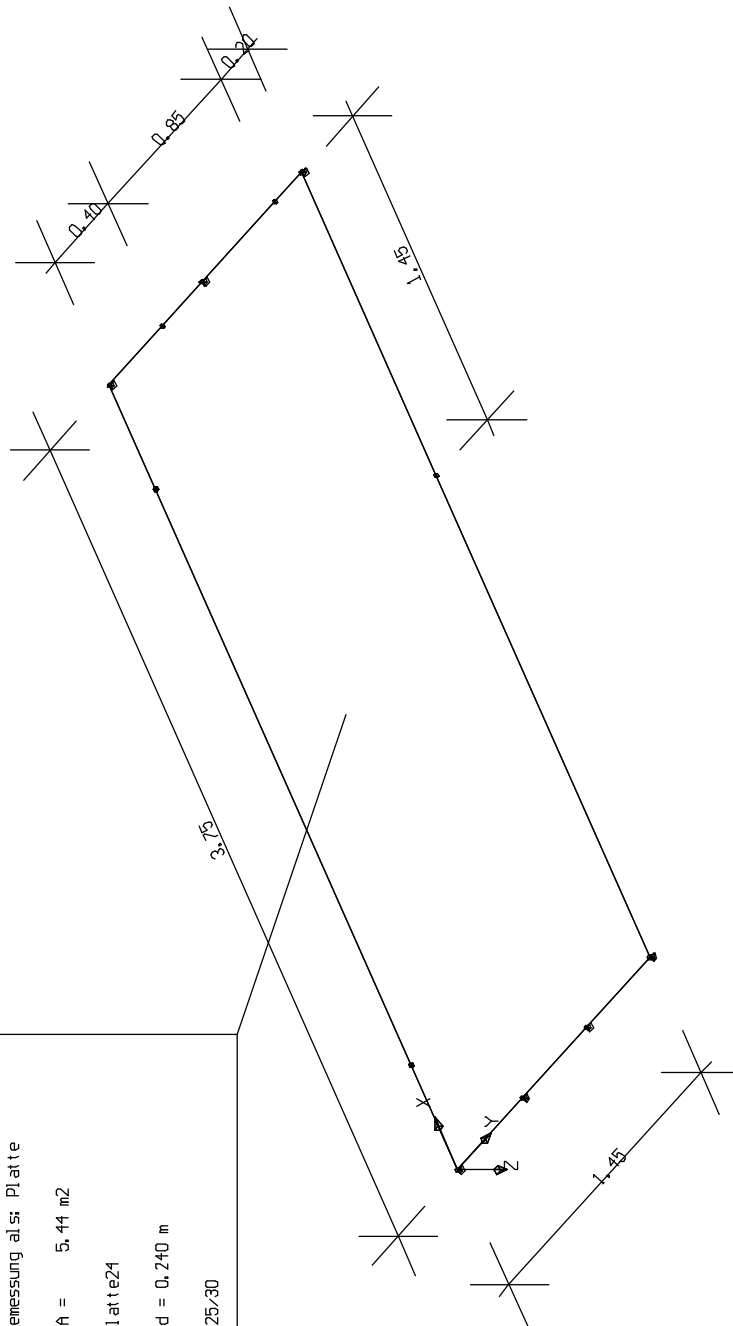
**Bemessung**

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest c=elast. b= $\rightarrow$ dz, r <sub>x</sub> , r <sub>y</sub> Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	502 Podest 24 cm C25/30	Datum : 12.08.2024 Zeit : 15:26:3 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASKR) Generierung Version 23.0 08022024
--	---	---	----------------------------------	--	---

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 (1911-502\_20240812\_Podest)

**System: [m]**

Podest  
 Element-Typ: Platte  
 Bemessung als: Platte  
 A = 5,44 m<sup>2</sup>  
 Platte24  
 d = 0,240 m  
 C25/30



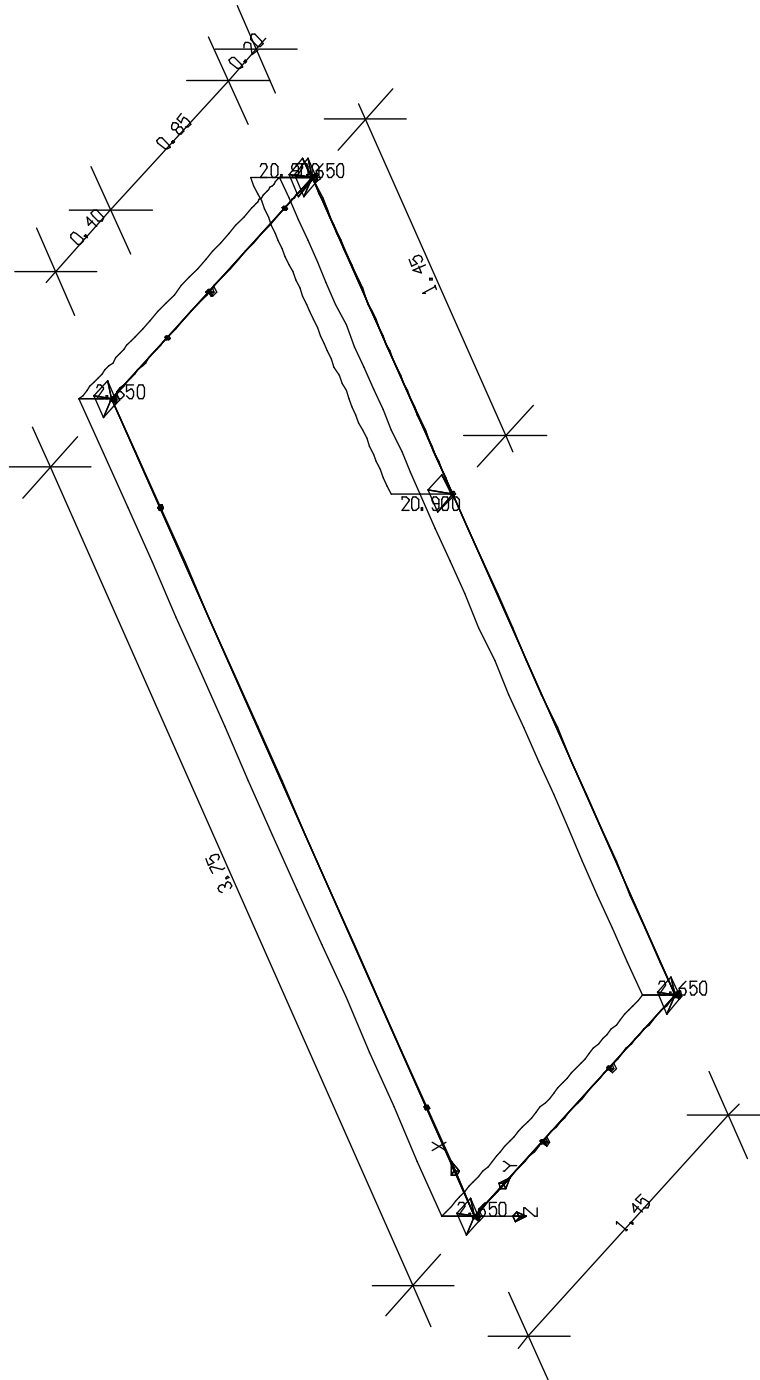
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 (1911-502\_20240812\_Podest) Lastfall 1 : gk(ständige Last), inclusive Eigengewicht

**Lasten: Lastfall g<sub>k</sub> Eigenlasten**

$g_{k,Podest} = 2,65 \text{ kN/m}^2$   
 $g_{k,Linie Podest} = 20,93 \text{ kN/m}$

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt

Lasten Fläche : [kN/m <sup>2</sup> ] Linie : [kN/m; kNm/m] Punkt : [kN; kNm] Temp. : [C]	Lagerung, Gelenke 0=frei, f=fest=elast. b=,dz,,r,x,,r,y,, Lagersteifigkeiten Linie : [kN/m <sup>2</sup> ; kN] Punkt : [kN/m; kNm]	Plattenfläche Dicke : Platte24 Material: C25/30	Teilsicherheitsbeiwerte: gamma=1,00/1,35 Kombinationsbeiwerte: psi(0/1)=1,00/1,00 psi(2/11)=1,00/1,00	502 Podest 24 cm C25/30	Datum : 12.08.2024 Zeit : 15:26:43 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASKR) Generierung Version 23.0 08022024
--	--	---	---	----------------------------------	---	---





Lagerreaktionen Maximum  
 min Fsz = 3 kN  
 max Fsz = 60 kN

Zahlenwerte (max)  
 Lagerreaktionen  
 Fsz [kN]  
 Msx/Msy [kNm]

502  
 Podest  
 24 cm  
 C25/30

Datum : 12.08.2024  
 Zeit : 15:00:50  
 Autor : eb

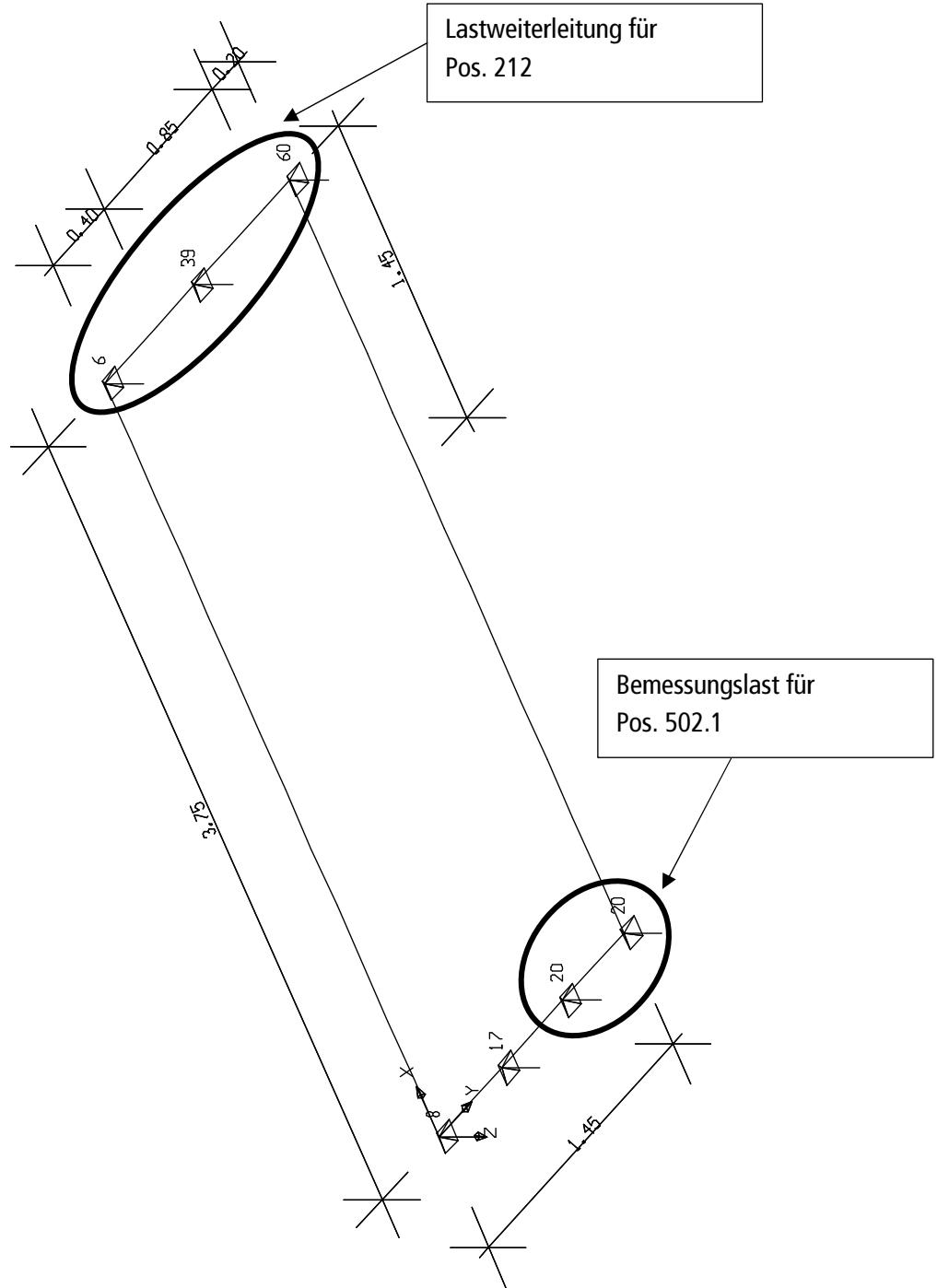
RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 (1911-502\_20240812\_Podest) E2 Lager/F(z): (K) Fsz Grundkombination (design)

**Lagerkräfte:**

**Lastfall Grundkombination**

**F<sub>sz,d</sub> [kN] design (Maximum)**



Verschleibung

Dz (max)

max = 1.23 mm

min = 0.00 mm

Verformtes System

Skalierung : 1.00

502

Podest

24 cm

C25/30

Datum : 12.08.2024

Zeit : 15:02:46

Autor : eb

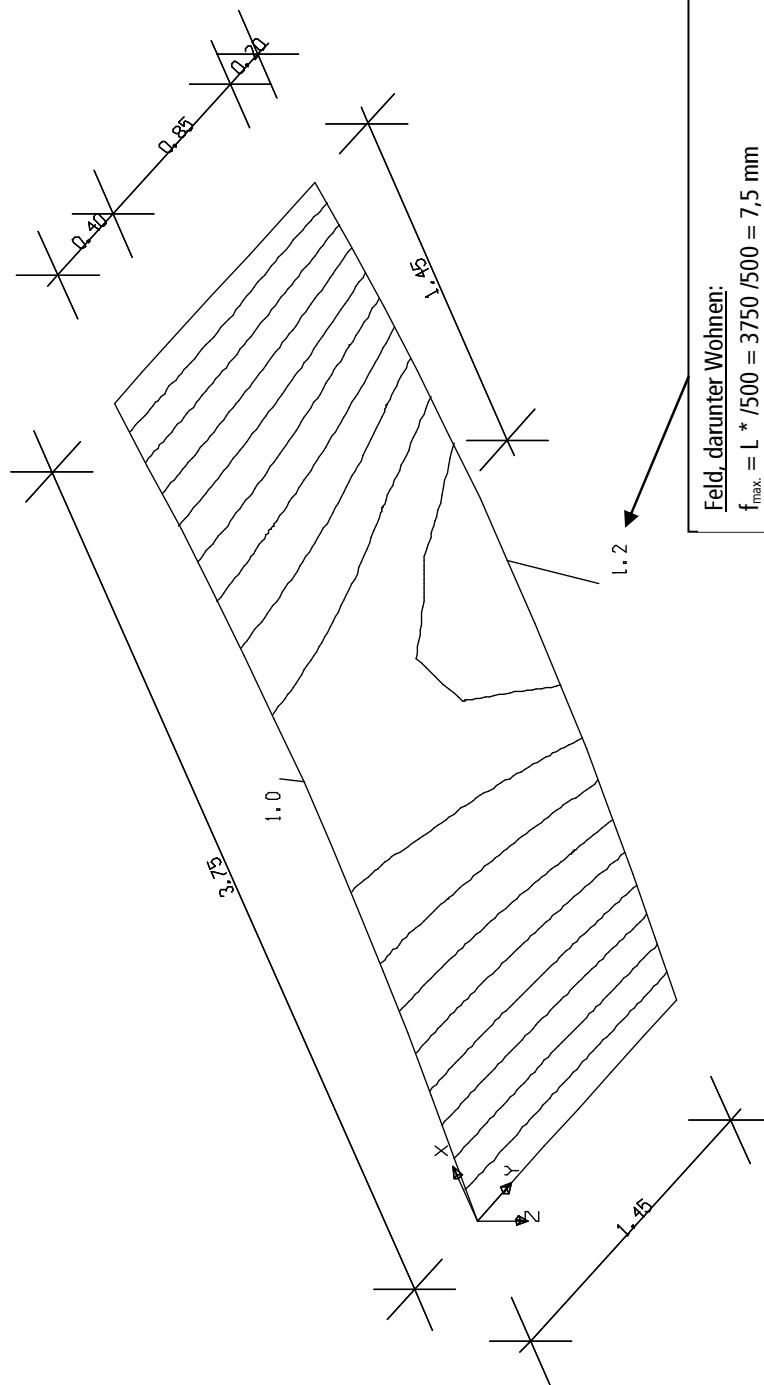
RIB Software GmbH

TRIMASK(R) Auswertung

Version 23.0 08022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 <1911-502\_20240812\_Podest> Quasi-ständlg\_t0\_I

Verformungen: d, quasi ständig [mm]



Feld, darunter Wohnen:

$$f_{max} = L * / 500 = 3750 / 500 = 7,5 \text{ mm}$$

$$f_{vorh} = 3 * 1,2 = 3,6 \text{ mm} \leq 7,0 \text{ mm}$$

**Verformung eingehalten**

Bemessung  
 nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500M  
 Bemessung als Platte  
 Bemessungsort:  
 - Elementmitte

Darstellung im Element  
 maximaler Wert / absolut  
 Bemessungsquerkraft  
 $V_{Ed}$  [kN/m]  
 max = 226.45  
 min = 2.00  
 Untere Schranke : 94.00  
 Obere Schranke : 300.00

Verformtes System  
 Skalierung : 70

502  
 Podest  
 24 cm  
 C25/30

Datum : 12.08.2024  
 Zeit : 15:16:13  
 Autor : eb

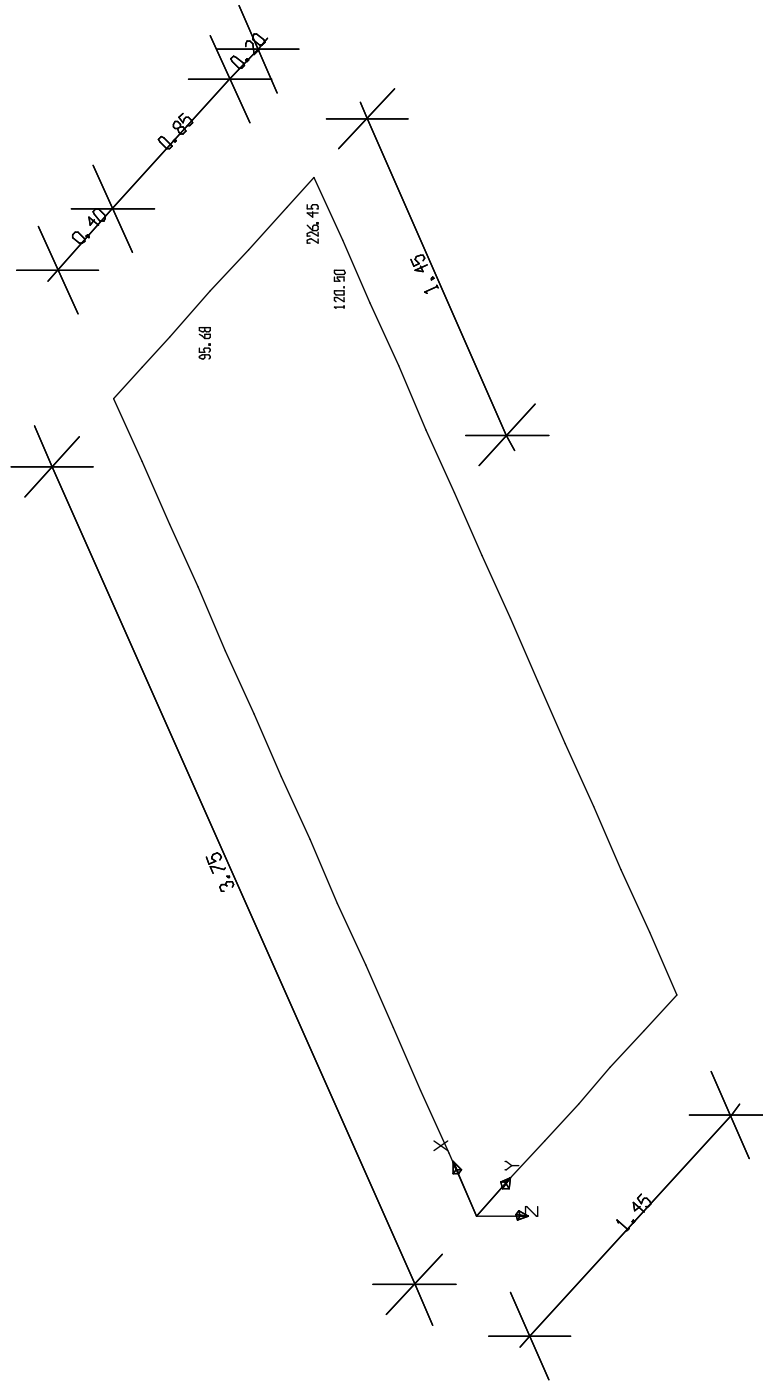
RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 (1911-502\_20240812\_Podest) Maximale AS-Werte

**Bemessungsquerkraft: Übersicht  $V_{Ed}$  [kN/m]**

(Maximalwerte im Element)

Unterer Grenzwert 94,00 kN =  $V_{Rdc}$



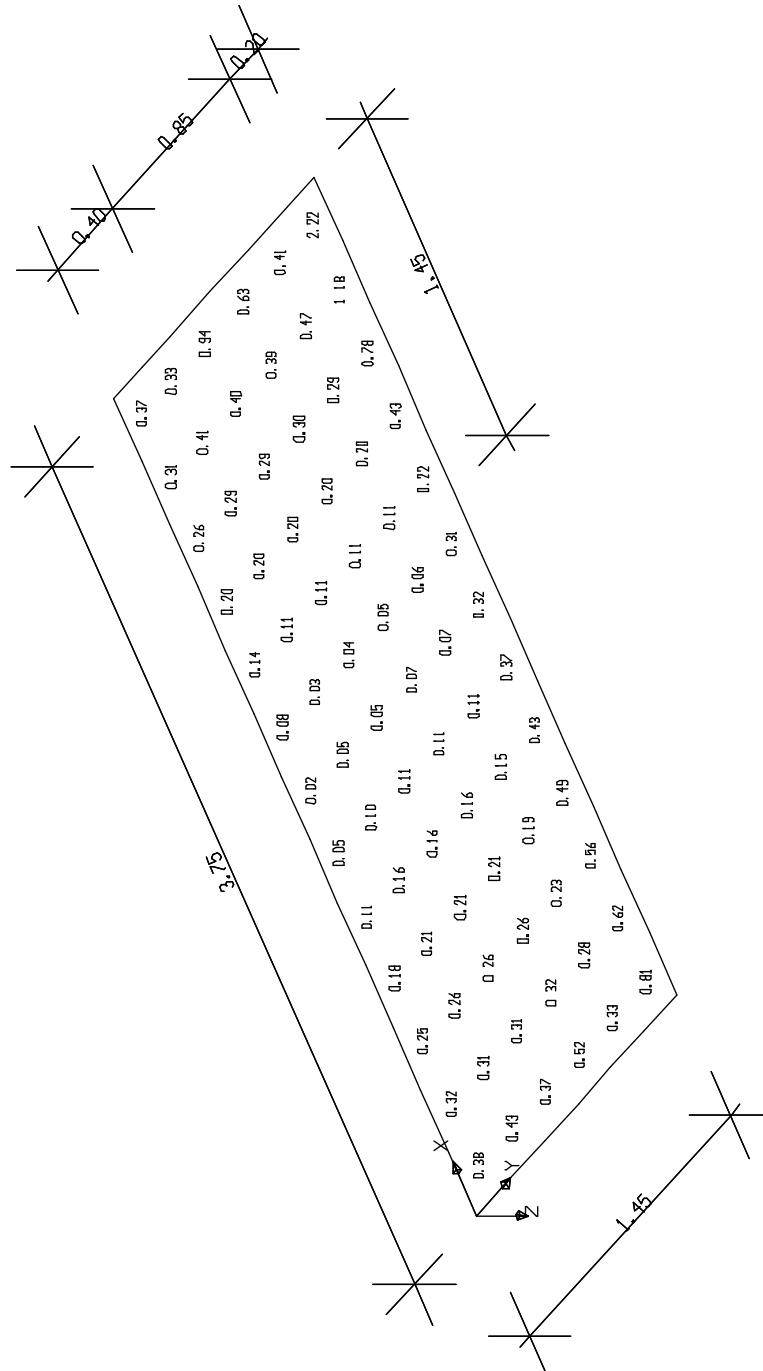
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 1911 (1911-502\_20240812\_Podest) Maximale AS-Werte

**Schubtragfähigkeit:**

Schubbewehrung nur

erforderlich, wenn:  $V_{Ed} / V_{Rd,c} > 1,0$

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 Beton = C25/30 Stahl = B500M Bemessung als Platte Bemessungsort: - Elementmitte	Darstellung im Element maximaler Wert / absolut Ausnutzung $V_{Ed} / V_{Rd,c}$ [-] max = 2.22 min = 0.02	Verformtes System Skalierung : 70	502 Podest 24 cm C25/30	Datum : 12.08.2024 Zeit : 15:08:18 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASKR) Auswertung Version 23.0 08022024
--	---	--------------------------------------	----------------------------------	---	--





## Querkraftnachweis

Zunächst wird berechnet wie viel Querkraft die Platte ohne eine zusätzliche Querkraftbewehrung aufnehmen kann:

$$\begin{aligned}
 & \text{C25/30 mit} \quad f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{cd} = 14,20 \text{ N/mm}^2, \quad \gamma_c = 1,5 \\
 & h = 240,00 \text{ mm} \\
 & c = 25,00 \text{ mm} \\
 & A_{sl} = 2,57 \text{ cm}^2 \\
 & b_w = 1000,00 \text{ mm} \quad (\text{Betrachtung eines 1 m breiten Deckenstreifens}) \\
 & d = h - c - 20,00/2 - 10,00 = 190,00 \text{ mm} \quad (\text{Ann.: } d_{\text{längs}} = 20 \text{ mm}, d_{\text{Bügel}} = 10 \text{ mm}) \\
 & k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2\} = 2,00 \\
 & \rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0,02\} = 0,0014 \\
 & v_{\min} = 0,0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,49 \quad (\text{für } d = 200 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}) \\
 & \sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{keine Betonlängsspannung}) \\
 & V_{Rdc} = \max\left\{ \begin{aligned} & [0,15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d; \\ & [v_{\min} + 0,12 * \sigma_{cp}] * b_w * d \end{aligned} \right\} \\
 & \quad \quad \quad = 94,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Demnach muss für  $V_{Ed} \leq 94,0 \text{ kN/m}$  keine Querkraftbewehrung eingebaut werden.

## Querkraft

### Bemessungswert

$$a_{sw, \text{erf}} = 12,1 \text{ cm}^2/\text{m}^2 \quad (\text{siehe Ausdruck auf der nächsten Seite})$$

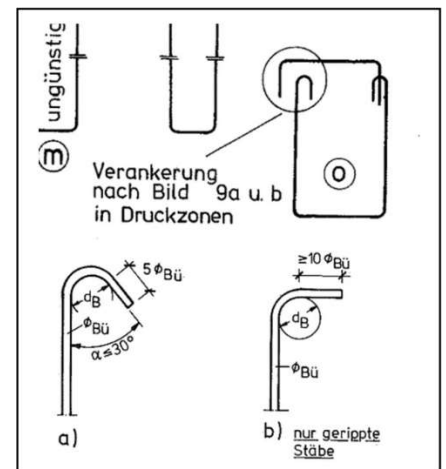
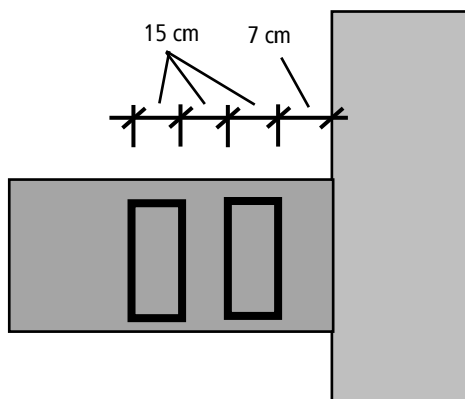
### Bemessungswiderstandswert

$$\text{gewählt: } \quad \emptyset 8/15/15 = 22,2 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

### Ausbildung der Schubbewehrung:

Variante: Bügel mit „Hut“  
aus „Vorlesung über Massivbau“ Fritz Leonhardt, 1977

$$\text{Übergreifung: } 15 d_s = 12 \text{ cm} < 17,4 \text{ cm} = 24 \text{ cm} - 2,5 - 2,5 - 0,8 - 0,8$$



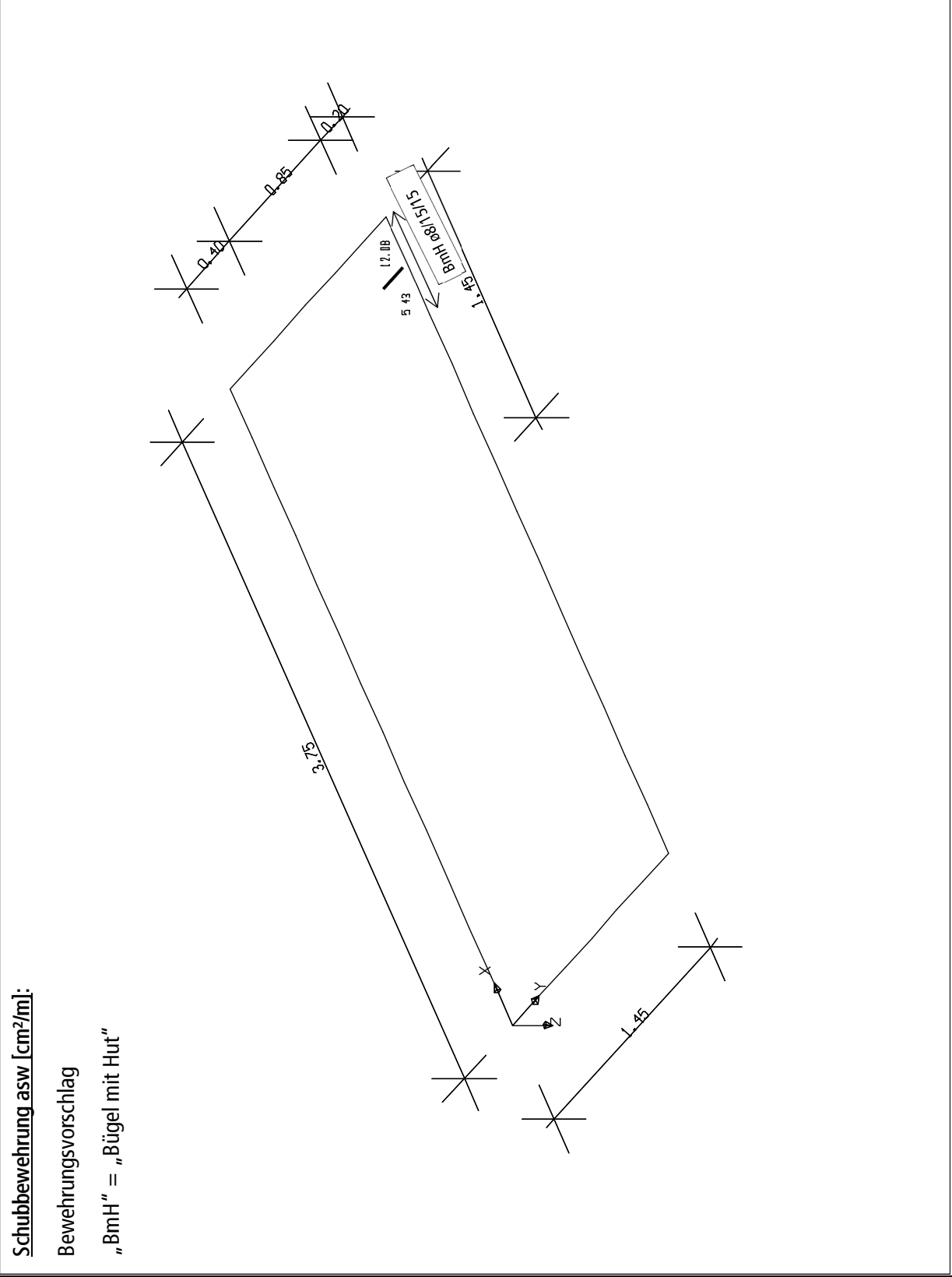
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
1911 (1911-502\_20240812\_Podest) Maximale AS-Werte

**Schubbewehrung asw [cm<sup>2</sup>/m]:**

Bewehrungsvorschlag

„BmH“ = „Bügel mit Hut“

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 Beton = C25/30 Stahl = B500M Bemessung als Platte Bemessungsort: - Elementmitte	Darstellung im Element maximaler Wert / absolut Schubbewehrung asw [cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ] max = 12.08 min = 0.00	Verformtes System Skalierung : 70		502 Podest 24 cm C25/30	Datum : 12.08.2024 Zeit : 15:03:36 Autor : eb	RIB Software GmbH TRIMASKR) Auswertung Version 23.0 08022024
--	---	--------------------------------------	--	----------------------------------	---	--



Bemessung  
 nach DIN EN 1992-1-1  
 Beton = C25/30  
 Stahl = B500M  
 Theor. Stahlverbrauch:  
 22.9 kg  
 obere Lage [cm<sup>2</sup>/m]  
 Darstellung im Element  
 Randabstand [cm]:  
 dl-x, dl-y: 3.0/3.0  
 Bemessung als Platte  
 Bemessungsort:  
 - Elementmitte

Hinweis  
 c : Mindestbewehrung  
 = 0.2 \* max. AS

Verformtes System  
 Skalierung : 70

502  
 Podest  
 24 cm  
 C25/30

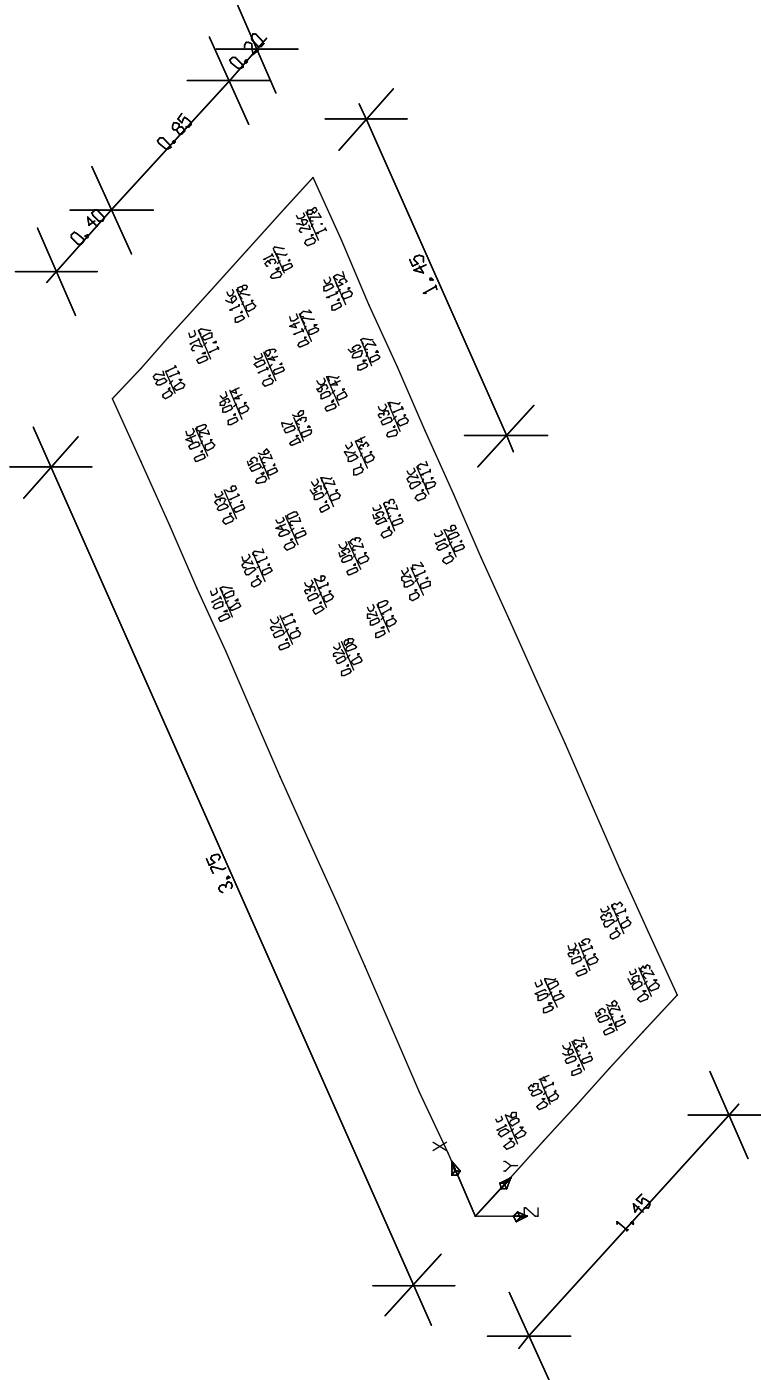
Datum : 12.08.2024  
 Zeit : 15:24:8  
 Autor : eb

RIB Software GmbH  
 TRIMASKR) Auswertung  
 Version 23.0 08022024

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
 Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
 (1911-502\_20240812\_Podest) Maximale AS-Werte

**Erforderliche Bewehrung: [cm<sup>2</sup>/m]**

**Untere Lage**



INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
1911 (1911-502\_20240812\_Podest) Maximale AS-Werte

**Erforderliche Bewehrung:** [cm<sup>2</sup>/m]

**Untere Lage**

**Grundbewehrung**     $\varnothing 12/15$  cm in x-Richtung  
                                  $\varnothing 8/15$  in y-Richtung

**Keine Zulage erforderlich**

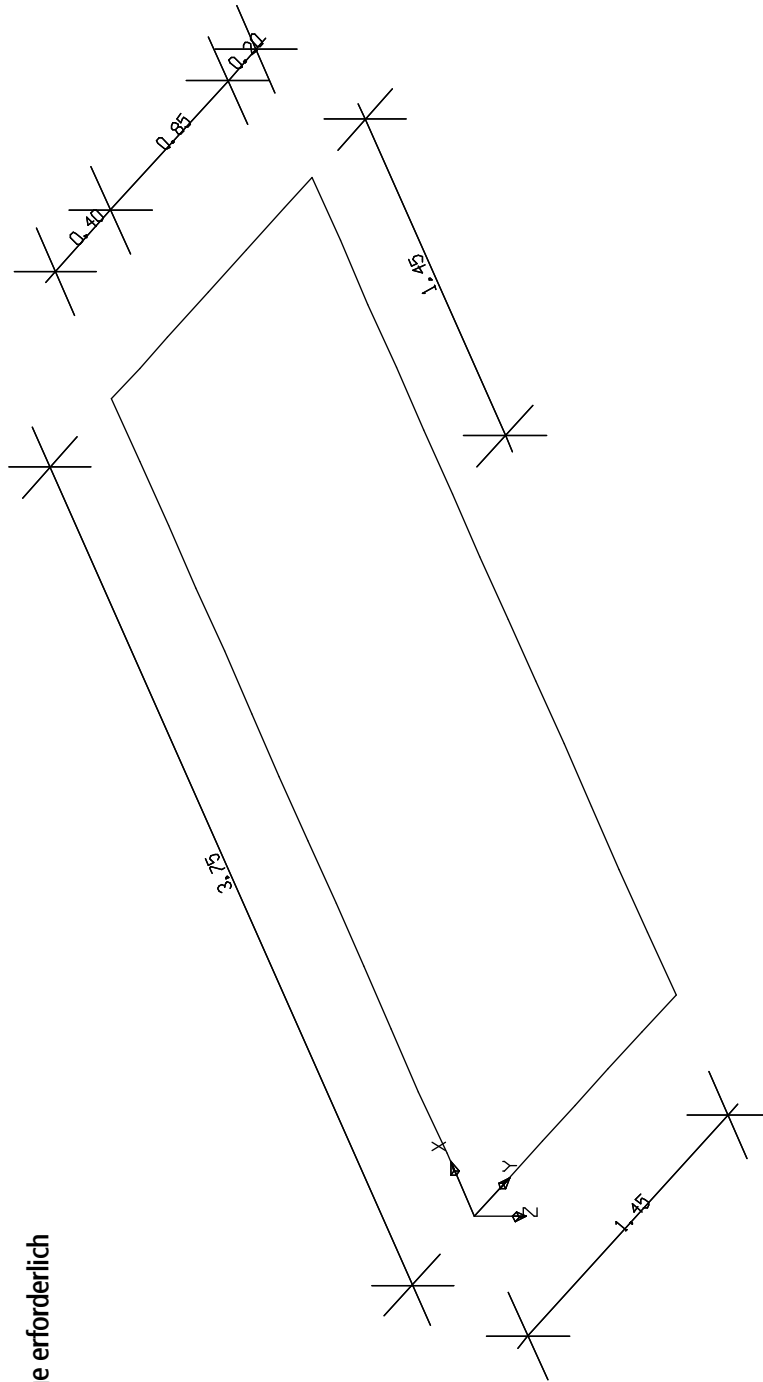
Bemessung  
nach DIN EN 1992-1-1  
Beton = C25/30  
Stahl = B500M  
Theor. Stahlverbrauch:  
22.9 kg  
untere Lage [cm<sup>2</sup>/m]  
Darstellung im Element  
Grundbew.: 7.54/3.35  
wird berücksichtigt  
Randabstand [cm]:  
dL-x, dL-y: 3.0/3.0  
Bemessungsort:  
- Elementmitte

Verformtes System  
Skalierung : 70

502  
Podest  
24 cm  
C25/30

Datum : 12.08.2024  
Zeit : 15:25:13  
Autor : eb

RIB Software GmbH  
TRIMASKR) Auswertung  
Version 23.0 08022024





INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG  
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin  
1911 (1911-502\_20240812\_Podest) Maximale AS-Werte

**Erforderliche Bewehrung:** [cm<sup>2</sup>/m]

**Obere Lage**

**Grundbewehrung** ø8/15 cm in x-Richtung

ø8/15 cm in y-Richtung

**Keine Zulage erforderlich**

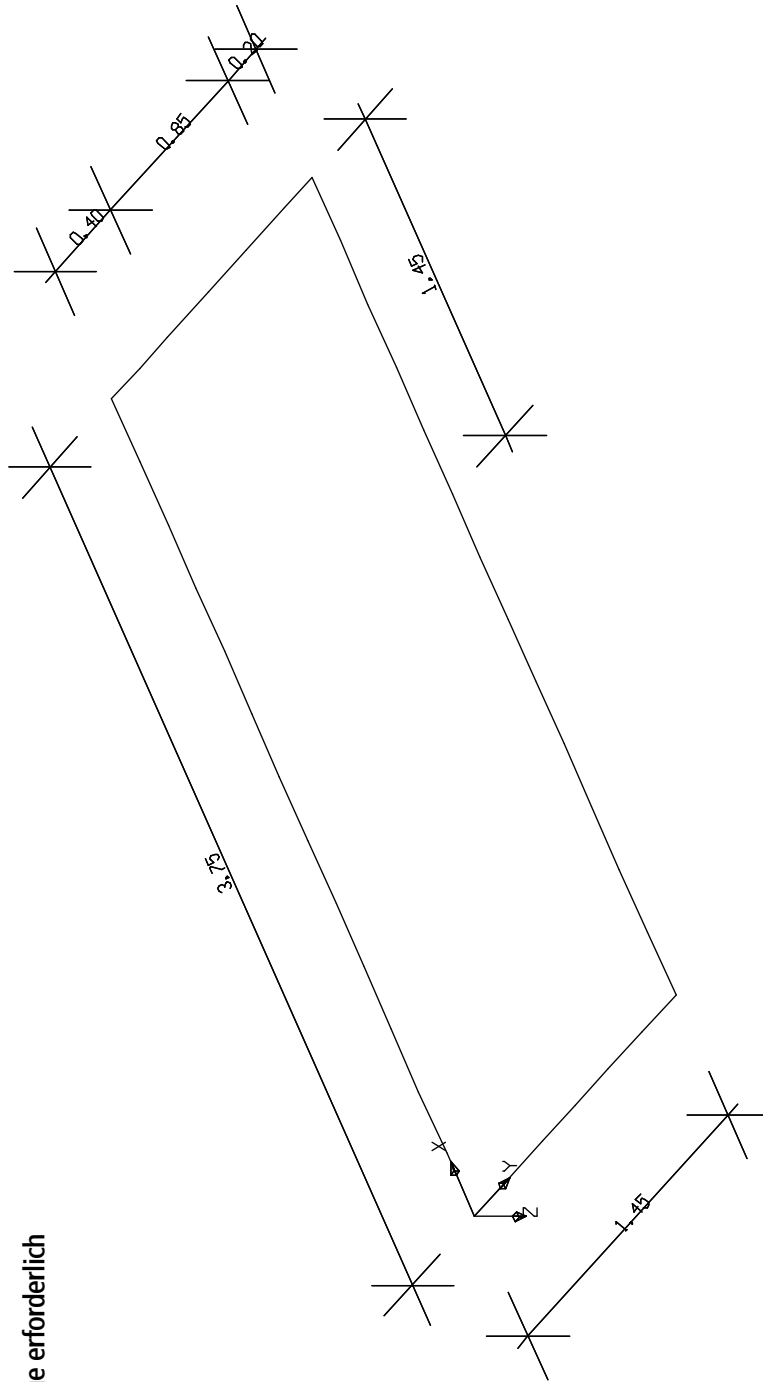
Bemessung  
nach DIN EN 1992-1-1  
Beton = C25/30  
Stahl = B500M  
Theor. Stahlverbrauch:  
22.9 kg  
obere Lage [cm<sup>2</sup>/m]  
Darstellung im Element  
Grundbew.: 3.35/3.35  
wird berücksichtigt  
Randabstand [cm]:  
dl-x, dl-y: 3.0/3.0  
Bemessungsort:  
- Elementmitte

Verformtes System  
Skalierung : 70

502  
Podest  
24 cm  
C25/30

Datum : 12.08.2024  
Zeit : 15:24:37  
Autor : eb

RIB Software GmbH  
TRIMASKR) Auswertung  
Version 23.0 08022024



## Konsole

### 502.1 Konsolauflager

Das Konsolauflager wird mit drei Tronsolen Typ F-V2-L1500 ausgebildet.

$$V_{Ed} = (20 \text{ kN} + 20 \text{ kN}) / (1,45 \text{ m} / 2) = 55,2 \text{ kN/m (Randbereich maximal)}$$

$$V_{Rd} = 61,0 \text{ kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,91 < 1,0$$

Schöck Tronsole® Typ F	V1	V2	V3
$V_{Rd,z}$ [kN/m]	43,0	61,0	85,0
$V_{Rd,x,y}$ [kN/m]	±3,8	±3,8	±3,8

### Konsolenteil 1

Konsolhöhe = 110 mm

Konsoltiefe = 130 mm

$$V_{Ed} = (20 \text{ kN} + 20 \text{ kN}) / (1,45 \text{ m} / 2) = 55,2 \text{ kN/m (Randbereich maximal)}$$

$$V_{Rd} = 61,0 \text{ kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,91 < 1,0$$

### **Bemessung Treppenkonsole für Betonfestigkeitsklasse $\geq$ C30/37 bei Feuerwiderstandsklasse R 30**

Treppenkonsole in Verbindung mit Schöck Tronsole® Typ F-V2				
Bemessungswerte bei	Betonfestigkeitsklasse $\geq$ C30/37			
	$V_{Rd,y} \pm 3,8$ [kN/m]			
	Konsoltiefe [mm]			
	130	140	150	160
Konsolhöhe [mm]	$v_{Rd,z}$ [kN/m]			
90	46,6	46,2	42,8	39,5
100	56,6	53,3	48,8	45,0
110	61,0	59,9	54,9	50,6
120	61,0	61,0	61,0	56,1
130	61,0	61,0	61,0	61,0
140	61,0	61,0	61,0	61,0
150	61,0	61,0	61,0	61,0

### Konsolenteil 2

Konsolhöhe = 110 mm

Konsoltiefe = 130 mm

$$V_{Ed} = (20 \text{ kN} + 20 \text{ kN}) / (1,45 \text{ m} / 2) = 55,2 \text{ kN/m (Randbereich maximal)}$$

$$V_{Rd} = 59,5 \text{ kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,93 < 1,0$$

**Bemessung Podestkonsole für Betonfestigkeitsklasse  $\geq$  C20/25 bei Feuerwiderstandsklasse R 30**

Podestkonsole in Verbindung mit Schöck Tronsole® Typ F-V2				
Bemessungswerte bei	Betonfestigkeitsklasse $\geq$ C20/25			
	$v_{Rd,y} \pm 3,8$ [kN/m]			
	Konsoltiefe [mm]			
	130	140	150	160
Konsolhöhe [mm]	$v_{Rd,z}$ [kN/m]			
90	45,6	48,8	48,8	48,8
100	52,6	54,4	54,4	54,4
110	59,5	59,9	59,9	59,9
$\geq 120$	61,0	61,0	61,0	61,0