



shl ingenieure GmbH | Hannover
Beratende Ingenieure für das Bauwesen

STATISCHE BERECHNUNG

Auftragsnr. 2021 / 2028

Bauvorhaben: **Umgestaltung AOK SZ Soltau**
Wiesenstraße 2
29614 Soltau

Bauherr/in: AOK Die Gesundheitskasse für Niedersachsen
Hildesheimer Straße 273
30519 Hannover

Planer/in: WP | ARC plan GmbH
Georgsplatz 18+19
30159 Hannover

Aufsteller/in: shl ingenieure GmbH
Lange Laube 19
30159 Hannover

Tel. 0511-12 35 66 60
Fax 0511-12 35 66 80

Diese Berechnung umfasst 100 Seiten und 4 Positionspläne.

Inhaltsverzeichnis

Vorbemerkungen	3
1 Lasten	
Pos. L01: Lasten aus Wind und Schnee	6
2 Dachgeschoss	
Pos. D01: Nachrechnung Spitzbodenbereich	12
Pos. D02: Neue Stahlpfetten als Unterzüge	24
Pos. D03: neue Stahlrahmen unter Pfetten	30
Pos. D04: Stahlstütze Achse F	38
Pos. D05: Stahlrahmen Achse 3'	40
Pos. D06: Stahlträger unter Rahmenfuß	46
3 Obergeschoss	
Pos. 101: Stb.-Decke (Bestand)	50
Pos. 102: Abfangträger neben Flurwänden	57
Pos. 103: Unterzug Achse E	63
Pos. 104: Stahlstützen Achse E	67
Pos. 105: neue Türstürze	71
4 Erdgeschoss	
Pos. 001: Nachrechnung Bes.-Pos. 28-30 Decke ü. Halle EG	72
Pos. 002: Nachrechnung Stahlstützen Halle EG	76
Pos. 002.1: Stützen Halle Achsen E und D	79
Pos. 002.2: Stützen Halle Achse C	82
Pos. 003: Außenwandsturz Achse 1/B	85
Pos. 004: neue Türstürze Achse B	89
5 Untergeschoss	
Pos. U01: neue Stb.-Decke Zugang Aufzug	90
Pos. U02: Nachrechnung Stb.-Stützen u. Halle KG	91
Pos. U03: neue Türstürze Achse B	98
6 Gründung	
Pos. G02: Nachrechnung Einzelfundamente Achsen E & D	99
Schlussseite	100

Vorbemerkungen

Die nachfolgende statische Berechnung beinhaltet den Standsicherheitsnachweis der geplanten Sanierungsmaßnahme der AOK Soltau.

Im Rahmen der Sanierungsmaßnahme werden keine wesentlichen aussteifenden Bauteile entfernt. Die Gesamtstabilität wird weiterhin durch die vorh. Stb.-Decken in Verbindung mit einer ausreichenden Anzahl an Längs- und Querwänden in Massivbauweise gewährleistet.

Der Standsicherheitsnachweis umfasst die energetische Sanierung des Dachtragwerks, das Entfernen von leichten Trennwänden im DG, die Ertüchtigung der Mittelpfetten in diesem Bereich, das Entfernen der tragenden Flurwände im 1.OG über der Kassenhalle, die Ertüchtigung der Stützen in der Kassenhalle sowie diverse neue Türöffnungen.

An die tragenden Wände, Decken und Stützen oberhalb des Untergeschosses wird gemäß Brandschutzkonzept die Anforderung F60 gestellt. Die tragenden Bauteile im Untergeschoss müssen die Anforderung F90 erfüllen. Die Anforderungen sollen im Wesentlichen durch Brandschutzbekleidungen erreicht werden.

Werden die Planungsunterlagen durch einen Prüfsachverständigen geprüft, darf die Materialbestellung und die Bauausführung erst erfolgen, wenn eine Freigabe des Prüfsachverständigen vorliegt. Anstelle aller herstellerbezogen angegebenen Materialien können auch gleichwertige Materialien anderer Hersteller verwendet werden.

Die Funktionsfähigkeit der vorhandenen Bauteile ist im Zuge der Bauausführung vom Bauleiter verantwortlich zu prüfen. Durch die Umbaumaßnahmen ergeben sich Lastumlagerungen. Hierdurch sind Rissbildungen in Decken und Wänden zu erwarten.

Berechnungsgrundlagen

Entwurfszeichnungen vom 04.04.2024 im Maßstab 1:100 (WP | ARC)
Brandschutzkonzept vom 01.03.2022 (3B Bauconsult)
Bestandaufnahme/Ortstermin am 30.06.2021
Bestandsstatik des Neubaus von 1954
Bestandsstatik Umbau von 1977
Bestandsstatik Umbau von 1984

Vorschriften

Allgemeine technische Baubestimmungen, insbesondere:

DIN EN 1990	Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1991	Einwirkungen auf Tragwerke
DIN EN 1992	Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
DIN EN 1993	Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
DIN EN 1995	Bemessung und Konstruktion von Holzbauten
DIN EN 1996	Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten
DIN EN 1997	Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik

Die Eurocodes gelten nur in Verbindung mit den zugehörigen nationalen Anhängen (NA).

Weiterhin ist bei der Ausführung die Vergabe- und Vertragsordnung (VOB) für Bauleistungen zu beachten.

Baustoffe

Beton:	C 25/30, Expositionsklassen XC1 (neue Bauteile) B225 (Bestand)
Betonstahl:	B500A (S), B500A (M) Betonstahl I (Bestand)
Baustahl:	S 235
Holz:	C24
Mauerwerk:	Bestand VMz und Mz KS-12-1,2-MG IIa; d = 24 cm

Baugrund:

Infolge der Maßnahme resultieren keine wesentlichen Änderungen der Baugrundbelastung im Vergleich zur Bestandssituation.

Zu dem Bauvorhaben liegt keine Baugrundbeurteilung vor. Für die Bemessung der Fundamente wird die in der Bestandsstatik von 1954 angegebene zulässige Sohlspannung mit $\sigma_{zul,k} = 250 \text{ kN/m}^2$ angenommen.

Diese Annahme ist vor Baubeginn durch den Bauleiter örtlich zu überprüfen, ggf. ist mit dem Aufsteller der statischen Berechnung Rücksprache zu halten.

Dachkonstruktion:

Die Sparrenlage ist zugfest mit der Unterkonstruktion zu verbinden, falls dies in der statischen Berechnung nicht anders vermerkt ist.

Alle nicht nachgewiesenen Querschnitte und Anschlüsse sind konstruktiv und nach den Regeln der Technik zu wählen und auszuführen.

Die Erweiterung der Dachgaube in Achse 1/A-B ist analog zu den Bestandsbauteilen auszuführen.

Stahlbeton:

Die Stahlbetonarbeiten sind unter Beachtung der DIN EN 1992 auszuführen.

Freie ungestützte Ränder von Platten, rechnerisch nicht berücksichtigte Einspannungen und parallel zur Deckenspannrichtung verlaufende Stützungen sind konstruktiv entsprechend DIN EN 1992 zu bewehren.

Bei der Anwendung von vorgefertigten Bewehrungsanschlüssen ist das DBV Merkblatt: "Rückbiegen von Betonstahl und Anforderungen an Verwahrkästen nach EC 2" (Januar 2011) zu beachten.

Das Vorhaltemaß Δc ist bei einem Betonieren gegen unebene Flächen um mind. 5 cm zu vergrößern.

Durchbrüche, Schlitze und weitere Eingriffe in die Stb.-Bauteile sind ohne Zustimmung des Tragwerkplaners nicht zulässig.

Stahlbau:

Die Stahlgüte ist unter Beachtung der DIN EN 1993-1-10 zu wählen. Die Stahlkonstruktion wird in die Ausführungsklasse EXC 2 nach DIN EN 1090-2 eingestuft.

Bei Stahlteilen, die auf Zug in Dickenrichtung beansprucht werden, ist die DIN EN 1993-1-10 zu beachten.

Alle Stahlbauteile sind mit einem geeigneten Korrosions- und Brandschutz zu versehen. Bei Beschädigungen und Baustellenschweißungen ist der Korrosions- und Brandschutz nachträglich sachgemäß wiederherzustellen.

Schweißarbeiten müssen nach DIN EN 1090-2 mit qualifizierten Verfahren und von dafür zugelassenem Fachpersonal ausgeführt werden.

Holzbau:

Schnittholz ist mit der zu erwartenden Gleichgewichtsfeuchte nach DIN EN 1995 einzubauen. Die Verwendung von Holz mit einem höheren Feuchtigkeitsgehalt ist nur dann zulässig, wenn es nachtrocknen kann, dies zu keinen Schäden führt und die Konstruktion gegenüber Schwindverformungen unempfindlich ist. Holzfeuchten von $u = 20 \%$ dürfen jedoch in keinem Fall überschritten werden.

Wenn in der Statik nichts anderes angegeben wird, ist bezüglich des chemischen Holzschutzes DIN EN 1995 zu beachten.

Beim Korrosionsschutz der Verbindungsmittel ist DIN EN 1995 zu beachten.

Hinweise:

Alle Maße sowie die getroffenen Annahmen bezüglich Belastung und statischer Systeme sind im Zuge der Bauausführung verantwortlich zu prüfen. Bei Abweichungen ist der Aufsteller der Statik zu informieren.

Bei den angegebenen Maßen handelt es sich nicht um Ausführungsmaße, sondern um statische Systemmaße.

Für die Güte der verwendeten Materialien und die Standsicherheit der Bauzustände ist der ausführende Unternehmer verantwortlich.

Nichttragende Trennwände auf Decken sind konstruktiv so auszubilden, dass die Verformung der Decken schadlos aufgenommen werden kann, dies gilt auch bei Einhaltung der zulässigen Biegeschlankheit des jeweiligen Stahlbetonbauteils.

1. Lasten

Pos. L01: Lasten aus Wind und Schnee

Lasten aus Wind und Schnee (x64) LWS+ 01/24D (FRILO R-2024-1/P07)

System

Basiswerte

Land	Deutschland	
Schnee-Norm	DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04	
Wind-Norm	DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12	
Gemeinde	29614 Soltau	
Geländehöhe	hNN =	77.00 m
Klimaregion	Zentral-Ost	
Schneezone	2	
Windzone	2	
Geländekategorie	Mischkategorie Binnenland	

(Eine Gemeindezuordnung ist in den Schnee- und Windnormen nicht rechtsverbindlich geregelt!)

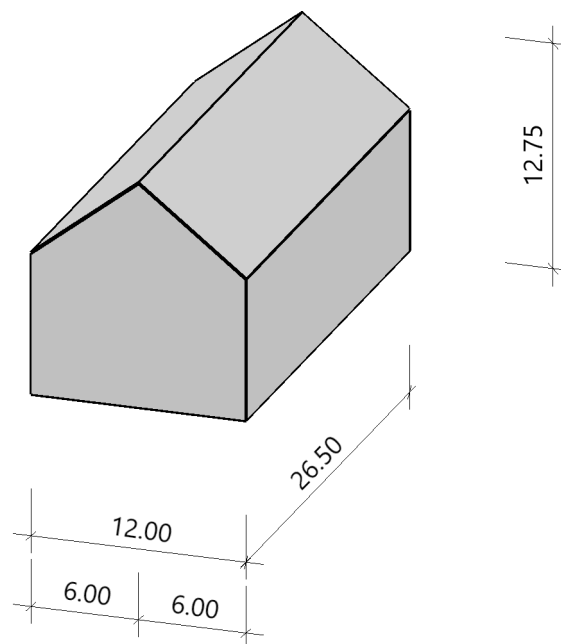
Beiwerte

Faktor für Schneetraulast $k = 0.40$

Geometrie Satteldach

Gebäudehöhe	$h = 12.75$ m	
Gebäudelänge	$l = 26.50$ m	
Gebäudebreite	$b = 12.00$ m	
	$b_{li} = 6.00$ m	$b_{re} = 6.00$ m
mit Satteldach		
Dachneigung	$\alpha_{li} = 38.0^\circ$	$\alpha_{re} = 38.0^\circ$
Überstand	$\ddot{u}_{li} = 0.00$ m	$\ddot{u}_{re} = 0.00$ m
Überstand	$\ddot{u}_1 = 0.00$ m	$\ddot{u}_2 = 0.00$ m
Dachbreite/länge	$dx = 12.00$ m	$dy = 26.50$ m
Abstand Schneefanggitter	$a_{li} = 0.00$ m	$a_{re} = 0.00$ m

Grafik



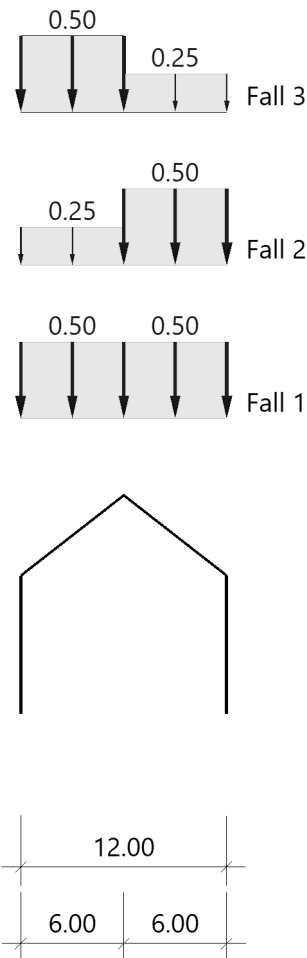
Lasten

Bodenschneelast	$s_k = 0.85 \text{ kN/m}^2$
Basiswindgeschwindigkeit	$v_{b0} = 25.0 \text{ m/s}$
Basisgeschwindigkeitsdruck	$q_{b0} = 0.39 \text{ kN/m}^2$
Referenzhöhe	$z_e = 12.75 \text{ m}$
Geschwindigkeitsstaudruck	$q_{p,0(h)} = 0.73 \text{ kN/m}^2$
Geschwindigkeitsstaudruck	$q_{p,90(h)} = 0.73 \text{ kN/m}^2$
Geschwindigkeitsstaudruck	$q_{p,90(b)} = 0.72 \text{ kN/m}^2$

Ergebnisse

Schnee

Grafik, Querschnitt



Tabelle, Querschnitt

Sit	μ_{li}	μ_{re}	μ_{li}^*	μ_{re}^*	Fall (I) s_{li} [kN/m²]	s_{re} [kN/m²]	Fall (II) s_{li} [kN/m²]	s_{re} [kN/m²]	Fall (III) s_{li} [kN/m²]	s_{re} [kN/m²]	$s_{e,li}$ [kN/m]	$F_{s,li}$ [kN/m]	$s_{e,re}$ [kN/m]	$F_{s,re}$ [kN/m]
P/T	0.59	0.59	0.59	0.59	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.25				

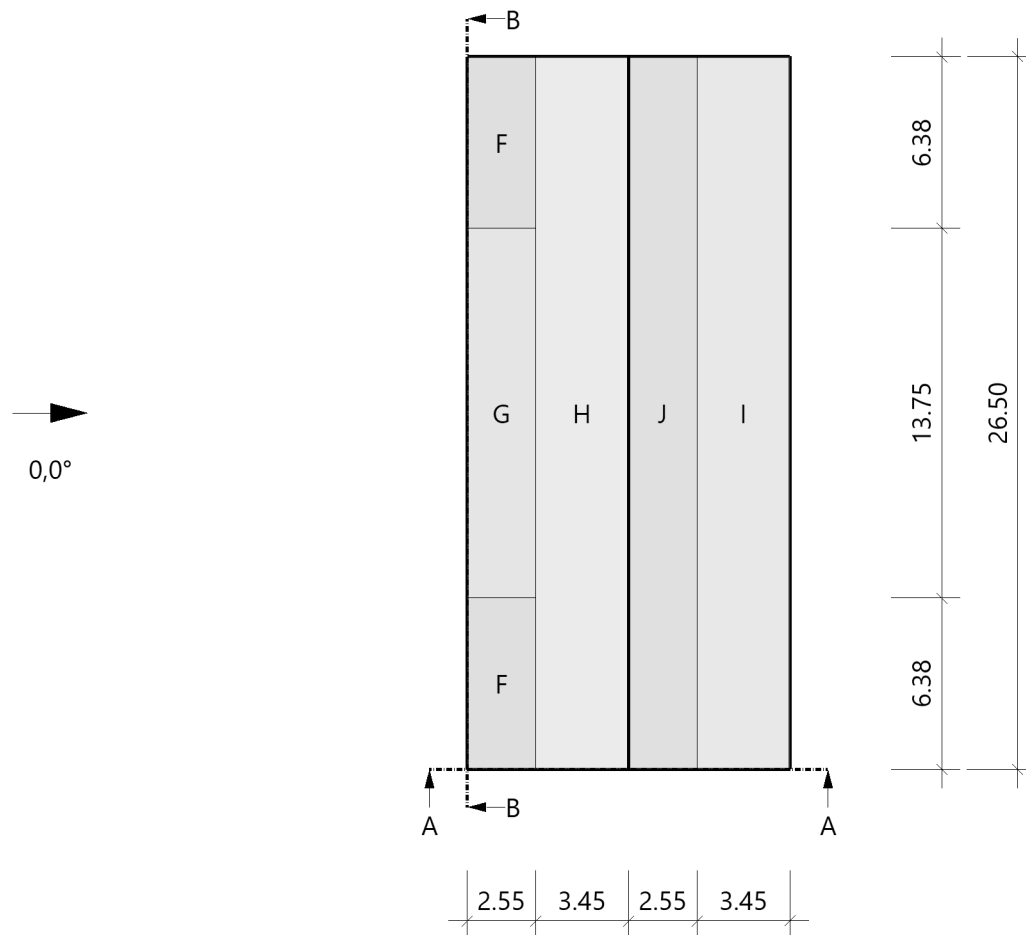
Alle Werte sind charakteristische Werte.
Sit: P/T=persistent/transient, excp=exceptional

Wind

Hinweis

Die Windlasten werden immer auf Basis des Winddruckbeiwert-Verfahrens ermittelt.
Diese Windlasten sind für die Bauteilbemessung relevant!

Grafik, 0°, Draufsicht



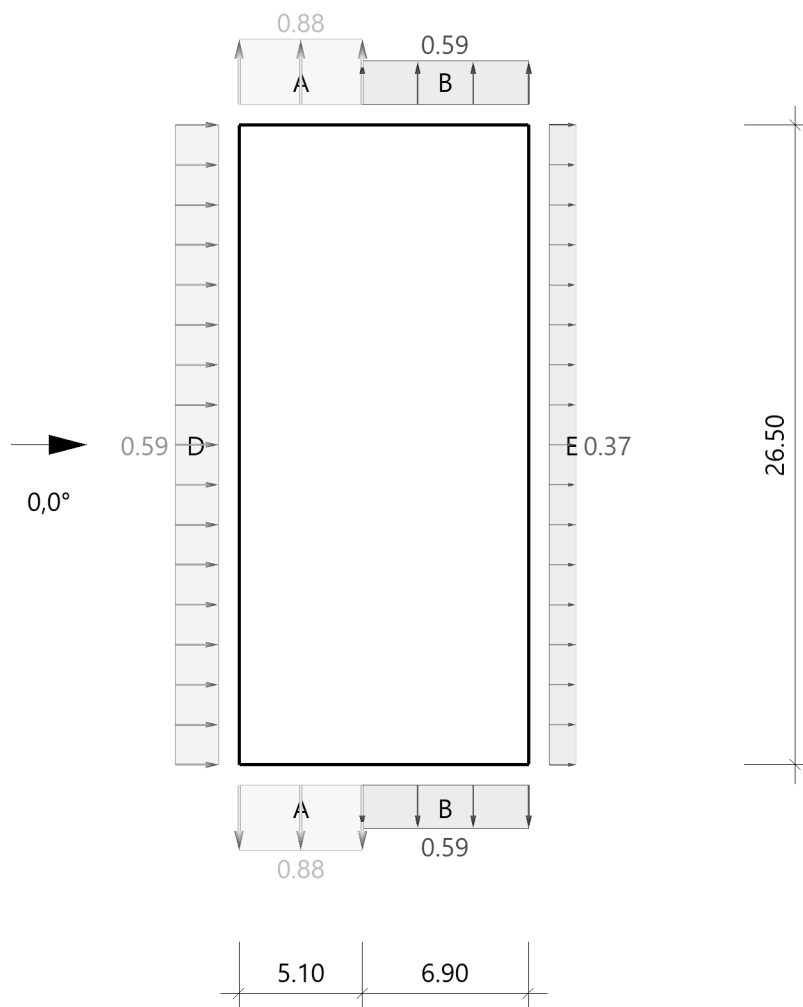
Tabelle, 0°, Draufsicht

Referenzeinflußbreite $e = 25.50 \text{ m}$

Bereich	Bauteil	$C_{pe,10+}$	$C_{pe,10-}$	$C_{pe,1+}$	$C_{pe,1-}$	$W_{e,10+}$ [kN/m ²]	$W_{e,10-}$ [kN/m ²]	$W_{e,1+}$ [kN/m ²]	$W_{e,1-}$ [kN/m ²]	l_x [m]	l_y [m]
F	DF links	0.70	-0.23	0.70	-0.70	0.51	-0.17	0.51	-0.51	2.55	6.38
G	DF links	0.70	-0.23	0.70	-0.70	0.51	-0.17	0.51	-0.51	2.55	13.75
H	DF links	0.51	-0.09	0.51	-0.09	0.37	-0.07	0.37	-0.07	3.45	26.50
J	DF rechts	0.00	-0.39	0.00	-0.39	0.00	-0.29	0.00	-0.29	2.55	26.50
I	DF rechts	0.00	-0.29	0.00	-0.29	0.00	-0.22	0.00	-0.22	3.45	26.50

Alle Werte sind charakteristische Werte.

Grafik, 0°, Schnitt durch die Wände



Lasteinzugsfläche für die grafische Darstellung = 10.00 m²

Tabelle, 0°, Schnitt durch die Wände

Referenzeinflußbreite $e = 25.50 \text{ m}$
Verhältnis $h/d = 1.063$

$h/b = 0.481$

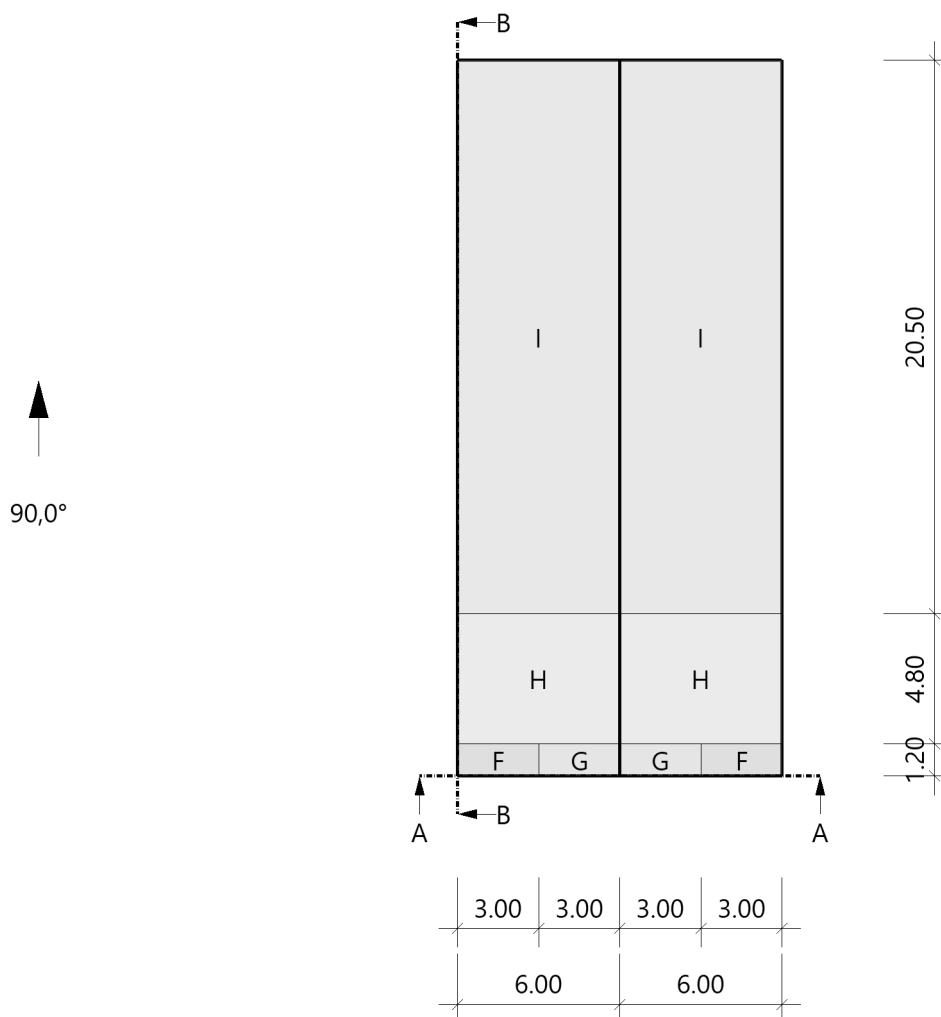
$d/b = 0.453$

Bereich	Bauteil	$C_{pe,10+}$	$C_{pe,10-}$	$C_{pe,1+}$	$C_{pe,1-}$	$W_{e,10+}$ [kN/m ²]	$W_{e,10-}$ [kN/m ²]	$W_{e,1+}$ [kN/m ²]	$W_{e,1-}$ [kN/m ²]	l_x [m]	l_y [m]
D	¹ Wand links	0.80	0.00	1.00	0.00	0.59	0.00	0.73	0.00		26.50
E	Wand rechts	0.00	-0.50	0.00	-0.50	0.00	-0.37	0.00	-0.37		26.50
A	Wand vorne ²	0.00	-1.20	0.00	-1.40	0.00	-0.88	0.00	-1.03	5.10	
B	Wand vorne ²	0.00	-0.80	0.00	-1.10	0.00	-0.59	0.00	-0.81	6.90	

Alle Werte sind charakteristische Werte.

- 1 : für die luvseitige Wand gilt die Bezugshöhe z_e nach Bild 7.4
2 : Wand hinten enthält die gleichen Werte

Grafik, 90°, Draufsicht



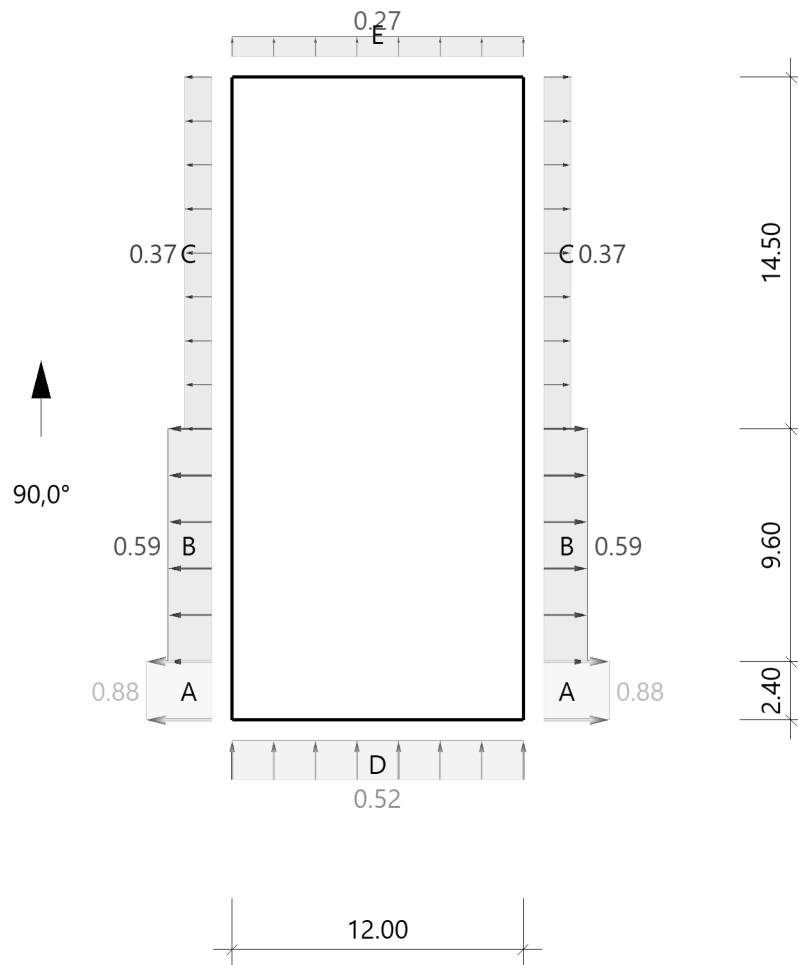
Tabelle, 90°, Draufsicht

Referenzeinflußbreite $e = 12.00 \text{ m}$

Bereich	Bauteil	$C_{pe,10+}$	$C_{pe,10-}$	$C_{pe,1+}$	$C_{pe,1-}$	$W_{e,10+}$ [kN/m ²]	$W_{e,10-}$ [kN/m ²]	$W_{e,1+}$ [kN/m ²]	$W_{e,1-}$ [kN/m ²]	l_x [m]	l_y [m]
F	DF links	0.00	-1.10	0.00	-1.50	0.00	-0.81	0.00	-1.10	3.00	1.20
G	DF links	0.00	-1.40	0.00	-2.00	0.00	-1.03	0.00	-1.47	3.00	1.20
H	DF links	0.00	-0.85	0.00	-1.20	0.00	-0.63	0.00	-0.88	6.00	4.80
I	DF links	0.00	-0.50	0.00	-0.50	0.00	-0.37	0.00	-0.37	6.00	20.50
F	DF rechts	0.00	-1.10	0.00	-1.50	0.00	-0.81	0.00	-1.10	3.00	1.20
G	DF rechts	0.00	-1.40	0.00	-2.00	0.00	-1.03	0.00	-1.47	3.00	1.20
H	DF rechts	0.00	-0.85	0.00	-1.20	0.00	-0.63	0.00	-0.88	6.00	4.80
I	DF rechts	0.00	-0.50	0.00	-0.50	0.00	-0.37	0.00	-0.37	6.00	20.50

Alle Werte sind charakteristische Werte.

Grafik, 90°, Schnitt durch die Wände



Lasteinzugsfläche für die grafische Darstellung = 10,00 m²

Tabelle, 90°, Schnitt durch die Wände

Referenzeinflußbreite e = 12,00 m

Verhältnis h/d = 0,481 h/b = 1,063 d/b = 2,208

Bereich	Bauteil	C _{pe,10+}	C _{pe,10-}	C _{pe,1+}	C _{pe,1-}	W _{e,10+} [kN/m ²]	W _{e,10-} [kN/m ²]	W _{e,1+} [kN/m ²]	W _{e,1-} [kN/m ²]	I _x [m]	I _y [m]
D (>12,00 m) ¹	Wand vorne	0,73	0,00	1,00	0,00	0,54	0,00	0,73	0,00	1,92	
D (<=12,00 m) ¹	Wand vorne	0,73	0,00	1,00	0,00	0,52	0,00	0,72	0,00	12,00	
E	Wand hinten	0,00	-0,36	0,00	-0,50	0,00	-0,27	0,00	-0,37	12,00	
A	Wand links ²	0,00	-1,20	0,00	-1,40	0,00	-0,88	0,00	-1,03		2,40
B	Wand links ²	0,00	-0,80	0,00	-1,10	0,00	-0,59	0,00	-0,81		9,60
C	Wand links ²	0,00	-0,50	0,00	-0,50	0,00	-0,37	0,00	-0,37		14,50

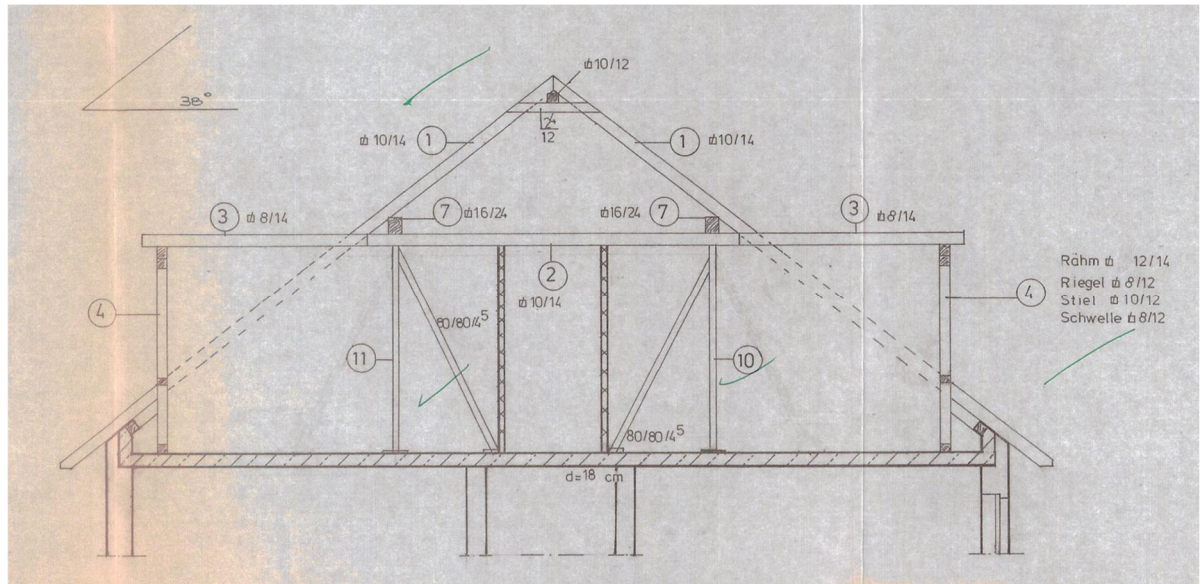
Alle Werte sind charakteristische Werte.

- 1 : für die luvseitige Wand gilt die Bezugshöhe z_e nach Bild 7.4
2 : Wand rechts enthält die gleichen Werte

2. Dachgeschoss

Pos. D01: Nachrechnung Spitzbodenbereich

System:



Auszug aus Bestandsstatik zum Umbau des Dachgeschosses von 1984

Das Dachtragwerk unterlag im Laufe der Nutzungszeit mehrerer Umbauten und Umnutzungen. Infolgedessen wurden die Pfetten teilweise verstärkt, um von der Ursprungsstatik abweichende Stützweiten zu realisieren oder die zusätzlichen Lasten aus den Dachgauben aufzunehmen.

Im Zuge der nun zu planenden Umbaumaßnahme werden sowohl im Dachgeschoss als auch im darunter liegenden Obergeschoss die tragenden Wände entfernt und durch Unterzüge auf Stützen ersetzt. Die Lage der lastableitenden Stützen wird über den Stützenpositionen im Erdgeschoss gewählt, um einen direkten Lastabtrag sicherzustellen.

Da eine weitere Umbemessung/Verstärkung der vorhandenen, bereits teilweise verstärkten Pfetten, mit neuen Stahlprofilen auf die neuen Stützweiten sehr aufwendig und schwer nachzuvollziehen wäre, wird stattdessen ein neuer Pfettenstrang aus Stahlträgern unterhalb der vorhandenen Kehlbalken angeordnet.

Zur Aufnahme der Horizontalkräfte werden die Stützenpaare als Stahlrahmen auszubilden.

Zusätzlich zur Bestandskonstruktion sollen Lasten für eine PV-Anlage auf der Dachfläche berücksichtigt werden. Darüber hinaus kommen auch zusätzliche Lasten aus energetischer Sanierung hinzu.

An die Unterdecke unter der Zangenlage und den Gaubensparren wird die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend* (F60) gestellt.

Im Folgenden wird der Nachweis des Spitzbodenbereichs als Sparrendach mit zusätzlicher Photovoltaikanlage, der Nachweis der Kehlbalkenlage sowie der Gaubensparren geführt.

Dachneigung	α	= 38°
Pfettenabstand	a	≤ 4,20 m
Abstand Knotenpunkt Kehlbalken – Sparren	b	≤ 5,20 m
Sparrenabstand	e	≤ 0,80 m

Belastung:

aus ständigen Lasten

a. Eigengewicht

programmintern

auf Dachsparren:

b. aus Photovoltaik

$$g \leq 0,10 \text{ kN/m}^2$$

c. aus Dacheindeckung

$$g \leq 0,55 \text{ kN/m}^2$$

d. aus Ausbau

$$g \leq 0,50 \text{ kN/m}^2$$

auf Kehlbalkenlage Spitzbodenbereich:

e. aus Schalung auf Kehlbalken

$$g \leq 0,15 \text{ kN/m}^2$$

f. aus Ausbau

$$g \leq 0,50 \text{ kN/m}^2$$

auf Gaubendachbalken:

g. aus Flachdachabdichtung

$$g \leq 0,20 \text{ kN/m}^2$$

h. aus Dämmung

$$g \leq 0,25 \text{ kN/m}^2$$

i. aus Schalung (z.B. OSB/3 als Dachscheibe)

$$g \leq 0,15 \text{ kN/m}^2$$

j. aus Unterkonstruktion + Gipskarton

$$g \leq 0,25 \text{ kN/m}^2$$

aus veränderlichen Lasten

a. aus Schnee und Wind

programmintern

b. aus Nutzlast Spitzboden (Kat. A1)

$$q \leq 1,00 \text{ kN/m}^2$$

c. aus Schnee

$$s \leq 0,68 \text{ kN/m}^2$$

d. aus Schneeverwehung an Aufbau (Dach)

$$\Delta s \leq 1,02-0,51 \text{ kN/m}^2$$

Schnittgrößen/Bemessung:

Nachrechnung der Bestandpositionen 1 bis 3 der Umbaustatik von 1984

siehe EDV-Ausgabe

gewählt:

Dachsparren Bereich Gauben

$b/h \geq 10/14 \text{ cm}$, NH Bestand, $e \leq 80 \text{ cm}$
mit Firstgelenk

Kehlbalkenlage

$b/h \geq 10/14 \text{ cm}$, NH Bestand, $e \leq 80 \text{ cm}$

Gaubendachsparren

$b/h \geq 8/14 \text{ cm}$, NH Bestand, $e \leq 80 \text{ cm}$

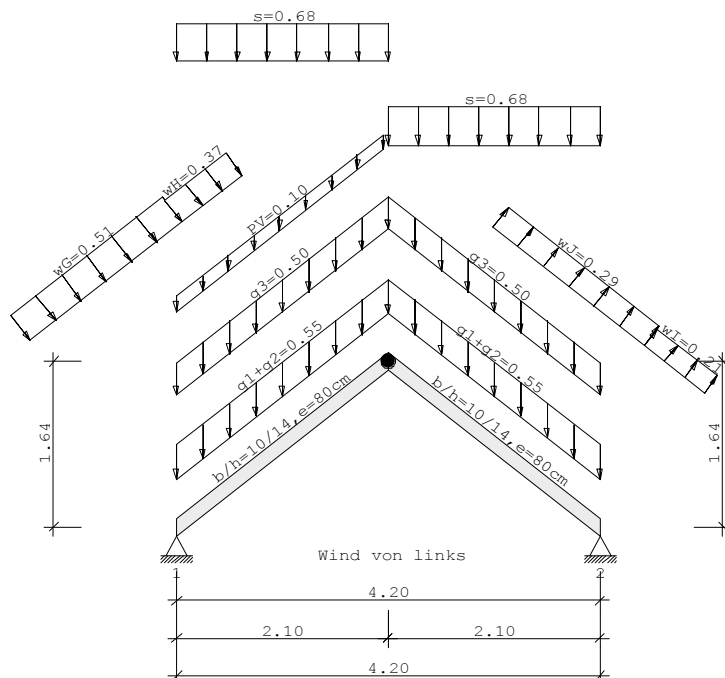
Anschlüsse im Bestand

Überprüfung durch AN, ggf. Instandsetzen

Brandschutzbekleidung Unterdecke R 60 z.B. gemäß System Knauf D612.de
mit 25 mm Knauf Massivbauplatte

Pos. D01.1: Nachrechnung Spitzbodenbereich

Kehlbalkendach D12 02/2020/G (FRILO R-2024-1/P08)
BAUSTOFF Nadelholz C24 (EN 338:2016)
Nutzungsklasse 1



SYSTEM

Kehlbalkendach, verschieblich
Gfl = Grundfläche, Dfl = Dachfläche

Sparren Feld	Länge Gfl	Länge Dfl	(m)			
1	2.10	2.66	links	38.0 Grad	10/14	
2	2.10	2.66	rechts	38.0 Grad	10/14	
mit Firstgelenk						

Kehlbalken Feld	Länge Gfl	Ho (m)
-----------------	-----------	--------

Definitionen der Sparrenaufleger			
Nr	Cx[kN/cm]	Cz[kN/cm]	tv[cm]
1	-1	-1	0.0
2	-1	-1	0.0

BELASTUNG

Sparren							
Kehlbalken							
Dacheindeckung	g1 =	0.55	kN/m² Dfl	EWGrp	99		
Konstruktion	g2 =	0.00	kN/m² Dfl				
Dachausbau	g3 =	0.50	kN/m² Dfl				
Mannlast Sparren	P =	1.00	kN	DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12	EWGrp	8	
Schneelasten nach DIN EN 1991-1-3/NA:2010-12							
Windlasten nach DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12							
Geländehöhe ü.NN	h =	77	m	Firsthöhe	h =	12.50	m
Windanströmbreite	b =	15.00	m				
gewählte Gemeinde	= Soltau						
Windzone '2' / Geländekategorie 'M.kat. Binnenland' / Schneezone '2'							

Sparren Kehlbalken

Regelschneelast	sk =	0.85 kN/m ² Gfl	EWGrp 10
Außergew. Schnee	Cesl =	2.30	EWGrp 120
mit Schneefang links, mit Schneefang rechts			
Schneelast links	si =	0.68 kN/m ² (μ=0.80)	
Schneelast rechts	si =	0.68 kN/m ² (μ=0.80)	
Windstaudruck	q =	0.73 kN/m ²	EWGrp 9
Einteilung der aerodyn. Bereiche anhand DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12			
Die aerodynamischen Bereiche werden ab der Traufe angesetzt			
Wind von links			
Windbelastung	wG =	0.51 kN/m ²	
Windbelastung	wH =	0.37 kN/m ²	
Windbelastung	wJ =	-0.29 kN/m ²	
Windbelastung	wI =	-0.21 kN/m ²	
Wind von rechts			
Windbelastung	wG =	0.51 kN/m ²	
Windbelastung	wH =	0.37 kN/m ²	
Windbelastung	wJ =	-0.29 kN/m ²	
Windbelastung	wI =	-0.21 kN/m ²	
	e/10 =	1.50 m	
	e(90)/4 =	1.05 m	
- Die Ausbaulast g3 wird von den HG-Rändern bis zum First angesetzt.			
* = Vorgabe Nutzer, ansonsten nach Norm			
ständige Lasten	gk =	0.75 kN/m ²	EWGrp 99
Verkehrslasten	pk =	1.00 kN/m ²	EWGrp 1

Das Eigengewicht der Balken wird vom Programm automatisch ermittelt
mit $\gamma_G = 6.00 \text{ kN/m}^3$

weitere Lasten (Abstand und Länge im Grundriß gemessen)

141 = Trapezlast in kN je lfdm Sparren

* Last je Balken, sonst als Flächenlasten

Nr	Grp	Typ	G_l/r	P_l/r	Fak	Abst.	Länge	EW	Ric	Sit	LF
VK1		141	0.10	0.00		0.00	2.05	1	0	0	ständig
			0.10	0.00							'PV'

KLASSIFIZIERUNG DER VORHANDENEN EINWIRKUNGEN

nach
Schadensfolgeklasse CC2, $k_{Fi} = 1.0$

Nr	Bezeichnung	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	LED
99: g	Ständige Lasten	1.35	1.00				ständig
10: S0A	Schnee bis NN +1..	1.50	0.00	0.50	0.20	0.00	kurz
9: WIL	Windlasten	1.50	0.00	0.60	0.20	0.00	gemittelt
110: WIR	Wind v.re.	1.50	0.00	0.60	0.20	0.00	gemittelt
8: VLH	Dach (z.B. Mannl..	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	kurz
120: SE	auß.Schnee	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	kurz

maßgebliche KOMBINATIONEN

für Tragfähigkeitsnachweise

ständige, vorübergehende Situation

K1	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g$	($k_{mod} = 0.60$)	
K2	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot sli + 1,5 \cdot sre$	($k_{mod} = 0.90$)	
K8	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot wli$	($k_{mod} = 1.00$)	
K9	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot wre$	($k_{mod} = 1.00$)	
K10	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot sli + 1,5 \cdot sre + 1,5 \cdot 0,6 \cdot wli$	($k_{mod} = 1.00$)	
K12	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot sli + 1,5 \cdot sre + 1,5 \cdot 0,6 \cdot wre$	($k_{mod} = 1.00$)	
K15	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot wli + 1,5 \cdot 0,5 \cdot sli + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 0,5 \cdot sre$	($k_{mod} = 1.00$)	
K17	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot wre + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 0,5 \cdot sli + 1,5 \cdot 0,5 \cdot sre$	($k_{mod} = 1.00$)	
K18	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot Fm1$	($k_{mod} = 0.90$)	
K19	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot Fm2$	($k_{mod} = 0.90$)	

maßgebliche KOMBINATIONEN

außergewöhnliche Situation

K3 $1*EG+1*g+1*sli(A)+1*sre(A)$ ($k_{mod} = 0.90$)
 K6 $1*EG+1*g+1*sli(A)+0,5*sre(A)$ ($k_{mod} = 0.90$)
 K7 $1*EG+1*g+0,5*sli(A)+1*sre(A)$ ($k_{mod} = 0.90$)

für Gebrauchstauglichkeitsnachweise

charakteristische (seltene) Situation

K26 $1*EG+1*g+1*sli+1*sre+1*0,6*wli$ ($k_{mod} = 1.00$)
 K28 $1*EG+1*g+1*sli+1*sre+1*0,6*wre$ ($k_{mod} = 1.00$)

quasi-ständige Situation

K34 $1*EG+1*g$ ($k_{mod} = 0.60$)

Legende:

g = ständige Last, s = Schneelast, sA = Schneesack,

Se = Schneetraulast, w = Windlast,

gk = ständige Last Kehlbalkenlage, pk = veränderliche Last KB

~li = links, ~re = rechts, ~gb = giebelseitig, ~(A) = außergew.

Fm[Nr] = Mannlast auf Stab [Nr]

Z[Nr]_[EWG] = Zusatzlast [Nr] _ mit [EWG], zB. 'S0A'

KNICK-/KIPPLÄNGEN**Sparren links**Knicken in der Ebene: aus Eigenwert aber max. $0.90*Bauteillänge$

Knicken aus der Ebene: kontin. gehalten

Kippen: kontin. gehalten

Sparren rechtsKnicken in der Ebene: aus Eigenwert aber max. $0.90*Bauteillänge$

Knicken aus der Ebene: kontin. gehalten

Kippen: kontin. gehalten

Stab	sky[m]	skz[m]	sB[m]	im Brandfall		sB[m]
				sky[m]	skz[m]	
1		0.00	0.00	2.66	2.66	2.66
2		0.00	0.00	2.66	2.66	2.66

Rechenteil mit BemHo (9.0.4.15)

SPARREN (li) 10 / 14 e = 80 cmC24, Nutzungsklasse 1, $\gamma_{M,PT} = 1.3$, Werte in [N/mm²] $E_{0,mean} = 11000$ $E_{0,05} = 7333$ $G_{mean} = 690$ $G_{05} = 460$ $f_{m,y,k} = 24.00$ $f_{v,k} = 4.00$ $f_{c,0,k} = 21.00$ $f_{t,0,k} = 14.50$ $k_{cr} = 0.50$

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Bem-Werte

[N/mm²]

basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Nachweise in der Ständigen und Vorübergehenden Situation

		$\sigma_{myd,bez}$		f_{myd}	η
K18	PT Spannung (Feld)	5.32	<	16.85	0.32
K1	PT Spannung (Stz.)	0.32	<	11.23	0.03
K18	PT Stabilität	5.92	<	16.85	0.35

Die Abminderung des E-Moduls nach NCI NA.5.9

wird **NICHT** berücksichtigt!

		T_d		f_{vd}	η
K10	PT Schubspannung	0.55*	<	3.08	0.18

* $k_{cr} = 0.50$

Nachweise in der Außergewöhnlichen Bemessungssituation

			$\sigma_{myd,bez}$		f_{myd}	η
K3	A	Spannung (Feld)	4.27	<	21.90	0.19
K3	A	Spannung (Stz.)	0.48	<	21.90	0.02
K3	A	Stabilität	4.97	<	21.90	0.23
Die Abminderung des E-Moduls nach NCI NA.5.9 wird NICHT berücksichtigt!						

			T_d		f_{vd}	η
K3	A	Schubspannung	0.45*	<	3.60	0.12

* $k_{cr} = 0.50$

Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Durchbg. [cm] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

			W_{vorh}		W_{zul}	$L/..$	η
K34	W_{net}	lokal	0.33	<	0.89	300	0.37
		gesamt	0.33	<	0.89	300	0.38
K26	W_{fin}	lokal	0.48	<	1.33	200	0.36
		gesamt	0.48	<	1.33	200	0.36
K26	$W_{inst,rare}$	lokal	0.36	<	0.89	300	0.40
		gesamt	0.36	<	0.89	300	0.40
K26	W_{max}	lokal	0.48				
		gesamt	0.48				

Verformungsanteile in [cm]

		ständig		charakt. Situation		quasi-ständige Sit.	
Kombination		WG _{inst}	WG _{fin}	WQ _{inst}	WQ _{fin}	WQ _{inst}	WQ _{fin}
K34	lok	0.21	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00
	ges	0.21	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00
K26	lok	0.21	0.33	0.15	0.15	0.00	0.00
	ges	0.21	0.33	0.15	0.15	0.00	0.00

SPARREN (re) 10 / 14

e = 80 cm

C24, Nutzungsklasse 1, $\gamma_{M,PT} = 1.3$, Werte in [N/mm²]

$E_{0,mean} = 11000$ $E_{0,05} = 7333$ $G_{mean} = 690$ $G_{05} = 460$

$f_{m,y,k} = 24.00$ $f_{v,k} = 4.00$ $f_{c,0,k} = 21.00$ $f_{t,0,k} = 14.50$

$k_{cr} = 0.50$

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Bem-Werte [N/mm²]

basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Nachweise in der Ständigen und Vorübergehenden Situation

			$\sigma_{myd,bez}$		f_{myd}	η
K19	PT Spannung (Feld)		5.09	<	16.85	0.30
K2	PT Spannung (Stz.)		0.48	<	16.85	0.03
K19	PT Stabilität		5.68	<	16.85	0.34
Die Abminderung des E-Moduls nach NCI NA.5.9 wird NICHT berücksichtigt!						

			T_d		f_{vd}	η
K12	PT Schubspannung		0.53*	<	3.08	0.17

* $k_{cr} = 0.50$

Nachweise in der Außergewöhnlichen Bemessungssituation

			$\sigma_{myd,bez}$		f_{myd}	η
K3	A	Spannung (Feld)	4.10	<	21.90	0.19
K3	A	Spannung (Stz.)	0.48	<	21.90	0.02
K3	A	Stabilität	4.79	<	21.90	0.22
Die Abminderung des E-Moduls nach NCI NA.5.9 wird NICHT berücksichtigt!						

			T_d		f_{vd}	η
K3	A	Schubspannung	0.43*	<	3.60	0.12

* $K_{cr} = 0.50$ Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Durchbg. [cm]
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

			W_{vorh}		W_{zul}	$L/..$	η
K34	W_{net}	lokal	0.30	<	0.89	300	0.34
		gesamt	0.31	<	0.89	300	0.35
K28	W_{fin}	lokal	0.45	<	1.33	200	0.34
		gesamt	0.46	<	1.33	200	0.34
K28	$W_{inst,rare}$	lokal	0.34	<	0.89	300	0.38
		gesamt	0.34	<	0.89	300	0.39
K28	W_{max}	lokal	0.45				
		gesamt	0.46				

Verformungsanteile in [cm]

		ständig	charakt. Situation		quasi-ständige Sit.	
Kombination		$W_{G,inst}$	$W_{G,fin}$	$W_{Q,inst}$	$W_{Q,fin}$	$W_{Q,fin}$
K34	lok	0.19	0.30	0.00	0.00	0.00
	ges	0.19	0.31	0.00	0.00	0.00
K28	lok	0.19	0.30	0.15	0.15	0.00
	ges	0.19	0.31	0.15	0.15	0.00

AUFLAGERKRÄFTE [kN/m], charakteristische Werte

		Stütze 1		Stütze 2	
EW		max	min	max	min
g	V	3.27	3.27	3.14	3.14
	H	-2.05	-2.05	2.05	2.05
S0A	V	1.43	0.36	1.43	0.36
	H	-0.46	-0.91	0.91	0.46
WIL	V	0.38	0.38	0.05	0.05
	H	0.60	0.60	0.61	0.61
WIR	V	0.05	0.05	0.38	0.38
	H	-0.61	-0.61	-0.60	-0.60
SE	V	3.28	0.82	3.28	0.82
	H	-1.05	-2.10	2.10	1.05

MAX/MIN AUFLAGERKRÄFTE Design-Werte [kN/m]

in der Ständigen und Vorübergehenden Situation					
Lager	V_{max}	H_{zug} Kombi	V_{zug}	H_{max} Kombi	
1	6.90	-3.60 K10	4.99	-1.87 K8	
2	6.72	3.60 K12	6.43	4.69 K10	

Min. Auflagerkräfte sind nicht für den Nachweis gegen Abheben geeignet!

Ständigen und Vorübergehenden Situation					
Lager	V_{min}	H_{zug} Kombi	V_{zug}	H_{min} Kombi	
1	4.42	-2.77 K1	6.61	-4.69 K12	
2	4.24	2.77 K1	4.81	1.87 K9	

MAX. AUFLAGERKRÄFTE, Design-Werte [kN/m]

in der Außergewöhnlichen Bemessungssituation					
Lager	V _{max}	H _{zug}	Kombi	V _{zug}	H _{max} Kombi
1	6.56	-4.15	K3	6.15	-3.63 K6
2	6.43	4.15	K3	6.43	4.15 K3

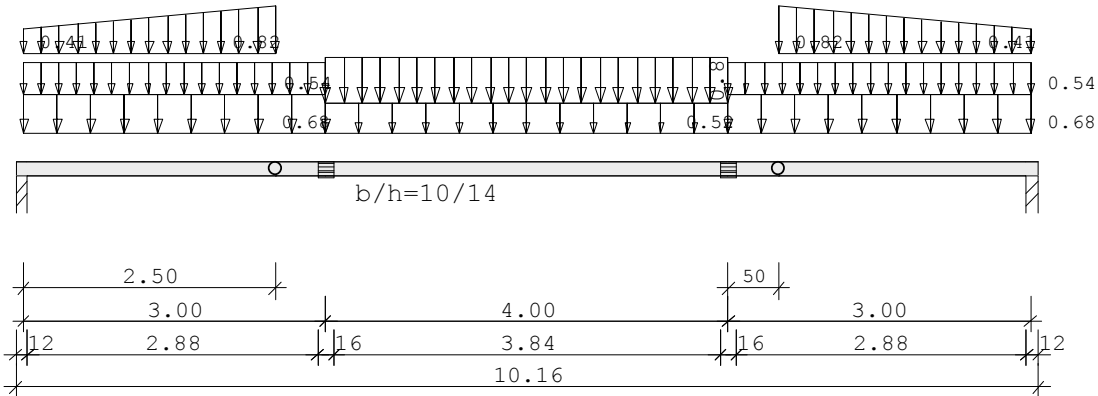
Min. Auflagerkräfte sind nicht für den Nachweis gegen Abheben geeignet!

Außergewöhnlichen Bemessungssituation					
Lager	V _{min}	H _{zug}	Kombi	V _{zug}	H _{min} Kombi
1	5.33	-3.63	K7	6.56	-4.15 K3
2	5.19	3.63	K6	5.19	3.63 K6

Pos. D01.2: Nachrechnung Zangenlage+Gaubensparren

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-1/P07)

Maßstab 1 : 75



Holzträger über 3 Felder C24					
System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	I _y (cm ⁴)
1	3.00	x = 0.00	8.0	14.0	1829.3
		x = 2.50	8.0	14.0	1829.3
		x = 2.50	10.0	14.0	2286.7
		x = 3.00	10.0	14.0	2286.7
2	4.00	konstant	10.0	14.0	2286.7
3	3.00	x = 0.00	10.0	14.0	2286.7
		x = 0.50	10.0	14.0	2286.7
		x = 0.50	8.0	14.0	1829.3
		x = 3.00	8.0	14.0	1829.3

Gelenke : in Feld 1 bei x = 2.50 m
in Feld 3 bei x = 0.50 m

Belastung (kN,m)		Lasttyp:		1=Gleichlast über L		2=Einzellast bei a		3=Einzelmoment bei a		4=Trapezlast von a - a+b		5=Dreieckslast über L		6=Trapezlast über L	
Feld	Typ	EG	Gr	g _L /r	q _L /r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi					
1	1	J	1	0.85	0.68	0.80									
	4	J	1	0.00	0.51	0.80	0.00	2.50	Verweh.						
				0.00	1.02										
2	1	A		0.65	1.00	0.80									
3	1	J	2	0.85	0.68	0.80									
	4	J	2	0.00	1.02	0.80	0.50	2.50	Verweh.						
				0.00	0.51										

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:			ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	γ	KLED
Nr	Kl	Bezeichnung					
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50	mittel
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.27	1.49	0.00	-1.40	2.29
	x =	2.50	0.00		zug V =	-2.46
	x =	2.50	0.00		zug V =	-0.93
2	x0 =	2.00	2.25	-0.56	-0.56	2.81
3	x0 =	1.73	1.49	-1.40	0.00	3.12
	x =	0.50	0.00		zug V =	0.93
	x =	0.50	0.00		zug V =	2.46
	x =	0.50	0.00		zug V =	2.46

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	2.29	2.29	0.93
2	-1.40	-1.40	-3.12	3.02	6.13	2.32
3	-1.40	-1.40	-3.02	3.12	6.13	2.32
4	0.00	0.00	-2.29	0.00	2.29	0.93

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	0.93	1.36	0.00	2.29	2.29	0.93
2	2.52	3.61	-0.21	5.93	6.13	2.32
3	2.52	3.61	-0.21	5.93	6.13	2.32
4	0.93	1.36	0.00	2.29	2.29	0.93
Summe:	6.92	9.94	-0.42	16.44	16.86	6.50

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
	max	min	max	min	max	min	max	min
g	0.9	0.9	2.5	2.5	2.5	2.5	0.9	0.9
A	0.0	0.0	1.6	0.0	1.6	0.0	0.0	0.0
J	1.4	0.0	2.0	-0.2	2.0	-0.2	1.4	0.0
Sum	2.3	0.9	6.1	2.3	6.1	2.3	2.3	0.9

Ergebnisse für γ-fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum

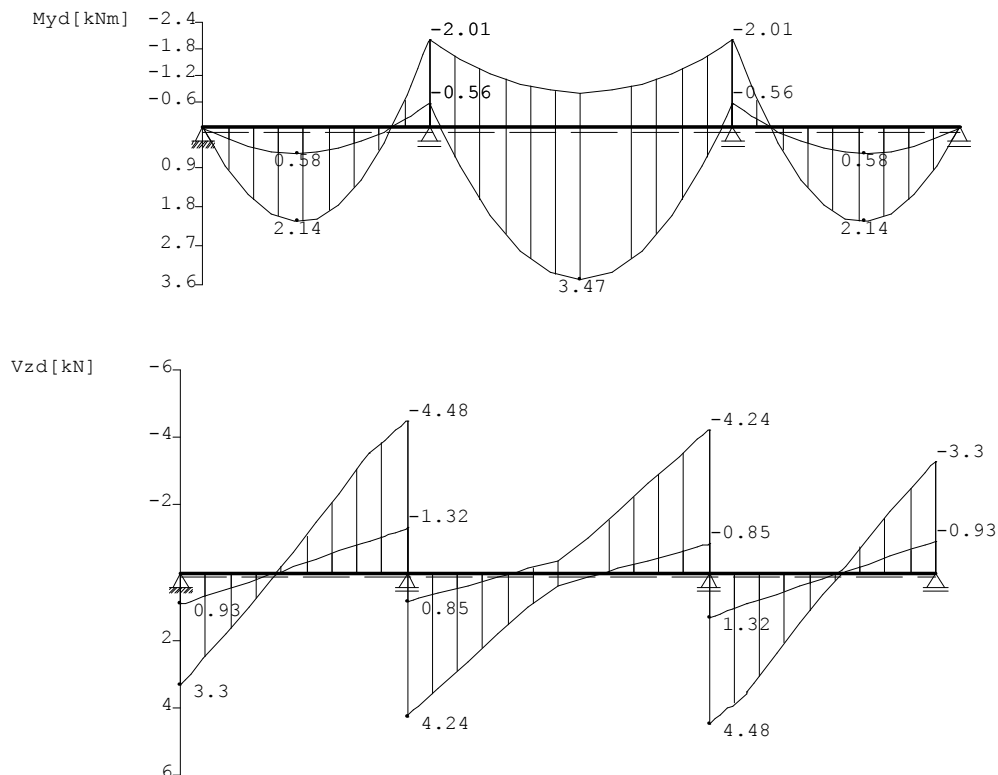
(kNm , kN)

Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.27	2.14	0.00	-2.01	3.30
	x =	2.50	0.00		zug V =	-3.55
	x =	2.50	0.00		zug V =	-0.93
2	x0 =	2.00	3.47	-0.56	-0.56	4.03
3	x0 =	1.73	2.14	-2.01	0.00	4.48
	x =	0.50	0.00		zug V =	0.93
	x =	0.50	0.00		zug V =	3.55
	x =	0.50	0.00		zug V =	3.55

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	3.30	3.30	0.93
2	-2.01	-2.01	-4.48	1.21	8.15*	2.16*
3	-2.01	-2.01	-1.21	4.48	8.15*	2.16*
4	0.00	0.00	-3.30	0.00	3.30	0.93

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Maßstab 1 : 100



Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016

Nutzungs-kategorie 1 $k_{def} = 0.60$ $\gamma_M = 1.30$ $\gamma_M(A) = 1.00$



$E_{mean} = 1100 \text{ kN/cm}^2$ $G_{mean} = 69 \text{ kN/cm}^2$
 $f_{m,k}, M_y = 24.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{m,k}, M_z = 24.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_{v,k}, V_z = 4.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{v,k}, V_y = 4.0 \text{ N/mm}^2$

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.15)
Normalspannungen

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	$\sigma_{d,o}$ (N/mm ²)	$\sigma_{d,u}$ (N/mm ²)	k _{krit}	k _{mod}	$\sigma_d/f_{m,d}$
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.27	2.14	-8.20	8.20	1.00	0.90	0.49
	2.50	0.00	-0.01	0.01	1.00	0.90	0.00
	2.50	0.00	0.01	-0.01	1.00	0.90	0.00
	3.00	-2.01	6.15	-6.15	1.00	0.90	0.37
2	0.00	-2.01	6.15	-6.15	1.00	0.90	0.37
	2.00	3.47	-10.62	10.62	1.00	0.80	0.71
	4.00	-2.01	6.15	-6.15	1.00	0.90	0.37
3	0.00	-2.01	6.15	-6.15	1.00	0.90	0.37
	0.50	0.00	0.01	-0.01	1.00	0.90	0.00
	0.50	0.00	-0.01	0.01	1.00	0.90	0.00
	0.50	0.00	-0.01	0.01	1.00	0.90	0.00
	1.73	2.14	-8.20	8.20	1.00	0.90	0.49
	3.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.80	0.00

Der Beiwert kh nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen

Stütze Nr.	x (m)	V _{z,d} (kN)	τ_D (N/mm ²)	k _{mod}	$\tau_d/f_{v,d}$
1 re	0.180	2.86	0.38	0.90	0.28
2 li	0.001	-4.48	0.48	0.90	0.35
re	0.001	4.08	0.44	0.80	0.36
3 li	0.001	-4.08	0.44	0.80	0.36
re	0.001	4.48	0.48	0.90	0.35
4 li	0.180	-2.86	0.38	0.90	0.28

EN 1995 6.1.7 : k_{cr} = 0.50**Auflager** $f_{c,90,k} = 2.50 \text{ N/mm}^2$

Stütze Nr.	b (cm)	d (cm)	max F (kN)	k _{mod}	k _{c90}	$\sigma_{c,90,d}$ (N/mm ²)	$f_{c,90,d}$ (N/mm ²)	η
1	12.0	10.0	3.3	0.90	1.50	0.28	1.73	0.11
2			8.2		ind	irekt		
3			8.2		ind	irekt		
4	12.0	10.0	3.3	0.90	1.50	0.28	1.73	0.11

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08

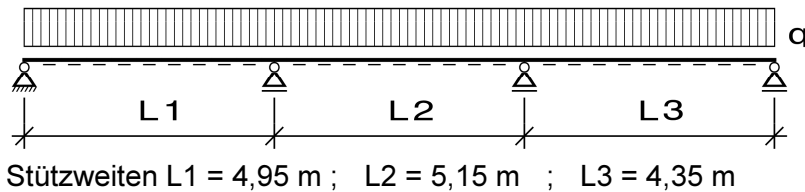
(2.2.3 , 7.2)

zul $w_{inst} < L/300$ zul $w_{fin} < L/200$ zul $w_{net} < L/300$

Feld	x ₁ (mm)		w _{gB} (mm)	w _{qB} (mm)	w	zul w	η
1	1500	inst:	1.5	4.9	6.4	10.0	0.64
		fin:	2.4	4.9	7.4	15.0	0.49
		net:	2.4	-2.0	0.4	10.0	0.04
2	2000	inst:	3.5	10.6	14.1	13.3	1.06
		fin:	5.7	12.5	18.2	20.0	0.91
		net:	5.7	5.1	10.7	13.3	0.81
3	1500	inst:	1.5	4.9	6.4	10.0	0.64
		fin:	2.4	4.9	7.4	15.0	0.49
		net:	2.4	-2.0	0.4	10.0	0.04

Pos. D02: Neue Stahlpfetten als Unterzüge

System:



Zur Aufnahme der Dachlasten aus Spitzbodenbereich und Gaubenbereich werden neue Stahlpfetten in den Achsen 1' und 3' angeordnet, welche auf neuen Stahlstützen in einer Linie über den Stützen im EG aufgelagert werden. Hierdurch wird ein direkter Lastabtrag bis in die Gründung sichergestellt.

An die Unterzüge wird die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (R60)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

- Eigengewicht
- aus Dach Pos. D01.1
- aus Pos. D01.2

programmintern

$$g \leq 3,27 \text{ kN/m}$$

$$g \leq 2,52 \text{ kN/m}$$

aus veränderlichen Lasten

- aus Dach Pos. D01.1 (Aufl. 1)
- aus Dach Pos. D01.1 (Aufl. 1)
- aus Pos. D01.2 (Aufl. 2)
- aus Pos. D01.2 (Aufl. 2)

$$s \leq 1,43 \text{ kN/m}$$

$$w \leq 0,38 \text{ kN/m}$$

$$q \leq 1,60 \text{ kN/m}$$

$$s \leq 2,00 \text{ kN/m}$$

Schnittgrößen/Bemessung:

siehe EDV-Ausgabe

gewählt:

neue Stahlpfetten

HEA 180, S235

Steifen an Auflagern
Auflager auf Wänden
Auflager an Rahmen

$t = 10 \text{ mm}$, S235, $a_w \geq 3 \text{ mm}$
Auflager auf Betonpolster C25/30
Aufhängung an Rahmen mit
4x M16-10.9 (siehe Pos. D03)

Bedarfsstöße

1 m neben Zwischenauflagern
IH1.1 mit M16-10.9

Einbau kraftschlüssig unter Kehlbalken nach Entkernen und vor Neuausbau!
Anschluss Kehlbalken mit HE-Ankern + Kammnägel beidseitig

Brandschutzbekleidung R 60 z.B. gemäß System Knauf K252.de
mit 20 mm Knauf Fireboard

Anschlussnachweis Bedarfsstoß 1 m neben Zwischenauflagern:

Typisierter IH-Anschluss

4H-EC3IH Version: 7/2014-2h

Momententragfähiger IH-Anschluss EC 3-1-8 (12.10), NA: Deutschland

Der Anschlussstyp sowie die Abmessungen des Trägers, der Schrauben, der Stirnplatte, der Schweißnähte und das Material sind der folgenden Literatur entnommen:

'Typisierte Anschlüsse im Stahlhochbau nach DIN EN 1993-1-8, Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Ausgabe 2013'
Hierzu sind die laufende Nr. sowie die zugehörigen Parameter protokolliert.

Trägerstoß, Stahlgüte S235, Festigkeitsklasse der Schrauben 10.9

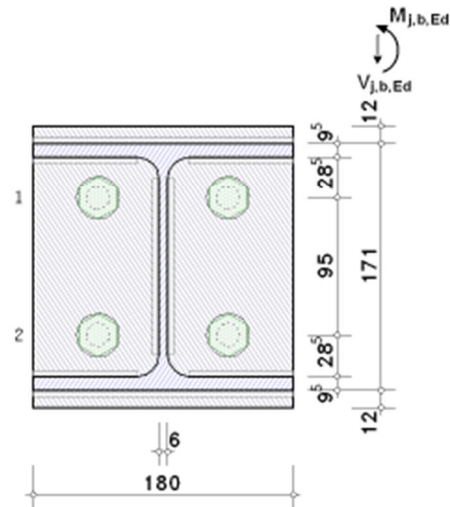
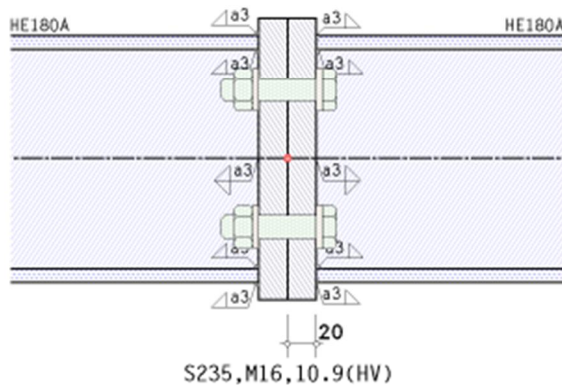
412: Trägerprofil HEA180, Anschlussstyp IH1.1, Schraubengröße M16

Stirnplatte: $t_p = 20$ mm, $b_p = 180$ mm, $h_p = 195$ mm, $e_1 = 50$ mm, $p_{1,1} = 95$ mm, $e_{1n} = 50$ mm
 $u_1 = 12$ mm, $u_{1n} = 12$ mm, $w = 90$ mm, $e_2 = 45$ mm

Kehlnähte: $a_w = 3$ mm, $a_f = 3$ mm

Schnittgrößen im Schnittpunkt der Systemachsen:

Lk 1: $M_{j,b,Ed} = 30.00$ kNm $V_{j,b,Ed} = 45.00$ kN

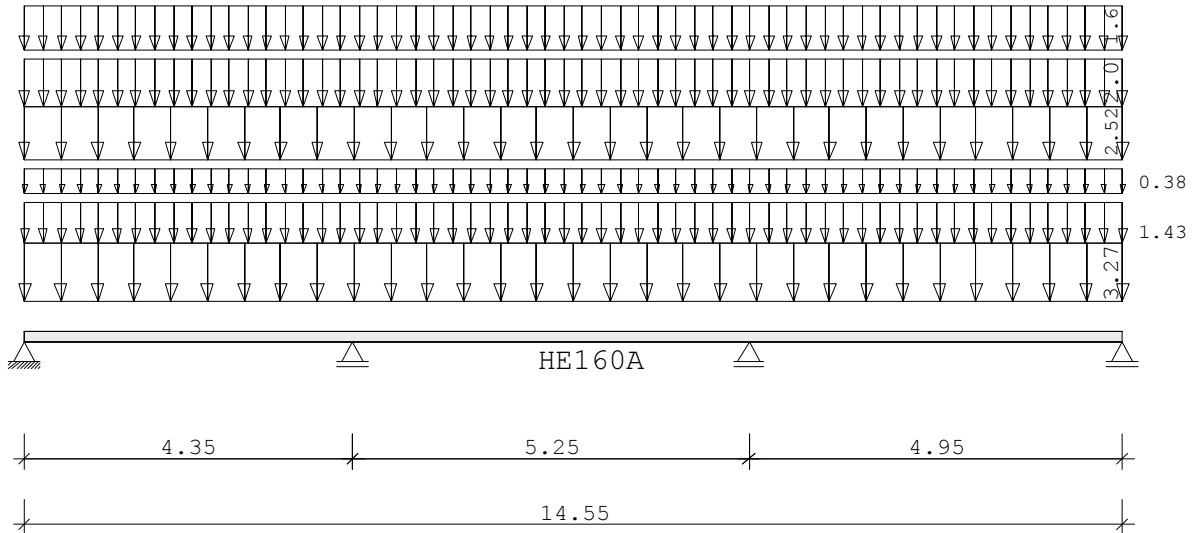


Anfangssteifigkeit:	$S_{j,ini} = 11.4$ MNm/rad
Momententragfähigkeit (M+):	$M_{j1,Rd} = 30.9$ kNm
Momententragfähigkeit (M-):	$M_{j2,Rd} = 30.9$ kNm
Querkrafttragfähigkeit:	$V_{j,Rd} = 98.2$ kNm
Momententragfähigkeit des Trägerquerschnitts:	$M_{c,Rd} = 74.1$ kNm

Pos. D02: Neue Stahlpfetten als Unterzüge

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-1/P08)

Maßstab 1 : 100



Stahlträger über 3 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	4.350	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
2	5.250	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
3	4.950	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L Typ 11, 14, 15, 16 q-Ansatz nicht feldweise	2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L
------------------	----------	---	---

Typ	EG	Gr	VK	g _l /r	q _l /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
11	J	1		3.270	1.430	1.000		D01.1	
11	I			0.000	0.380	1.000		D01.1	
11	J	1		2.520	2.000	1.000		D01.2	
11	A			0.000	1.600	1.000		D01.2	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 78.5 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	KI	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50
I	4	Windlasten	0.60	0.20	0.00	1.50
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgekategorie CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 1.660	15.94	0.00	-25.55	19.15	-30.90
2	x0 = 2.535	11.44	-25.55	-30.93	29.18	-31.22
3	x0 = 3.020	21.47	-30.93	0.00	34.72	-22.23

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	19.15	19.15	10.14
2	-25.55	-25.55	-30.90	29.18	60.07	31.82
3	-30.93	-30.93	-31.22	34.72	65.94	34.93
4	0.00	0.00	-22.23	0.00	22.23	11.77

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	10.14	9.00	0.00	19.15	19.15	10.14
2	31.82	28.25	0.00	60.07	60.07	31.82
3	34.93	31.01	0.00	65.94	65.94	34.93
4	11.77	10.45	0.00	22.23	22.23	11.77
Summe:	88.68	78.72	0.00	167.39	167.39	88.68

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
	max	min	max	min	max	min	max	min
g	10.1	10.1	31.8	31.8	34.9	34.9	11.8	11.8
A	2.7	0.0	8.4	0.0	9.2	0.0	3.1	0.0
I	0.6	0.0	2.0	0.0	2.2	0.0	0.7	0.0
J	5.7	0.0	17.9	0.0	19.7	0.0	6.6	0.0
Sum	19.1	10.1	60.1	31.8	65.9	34.9	22.2	11.8

Ergebnisse für γ-fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

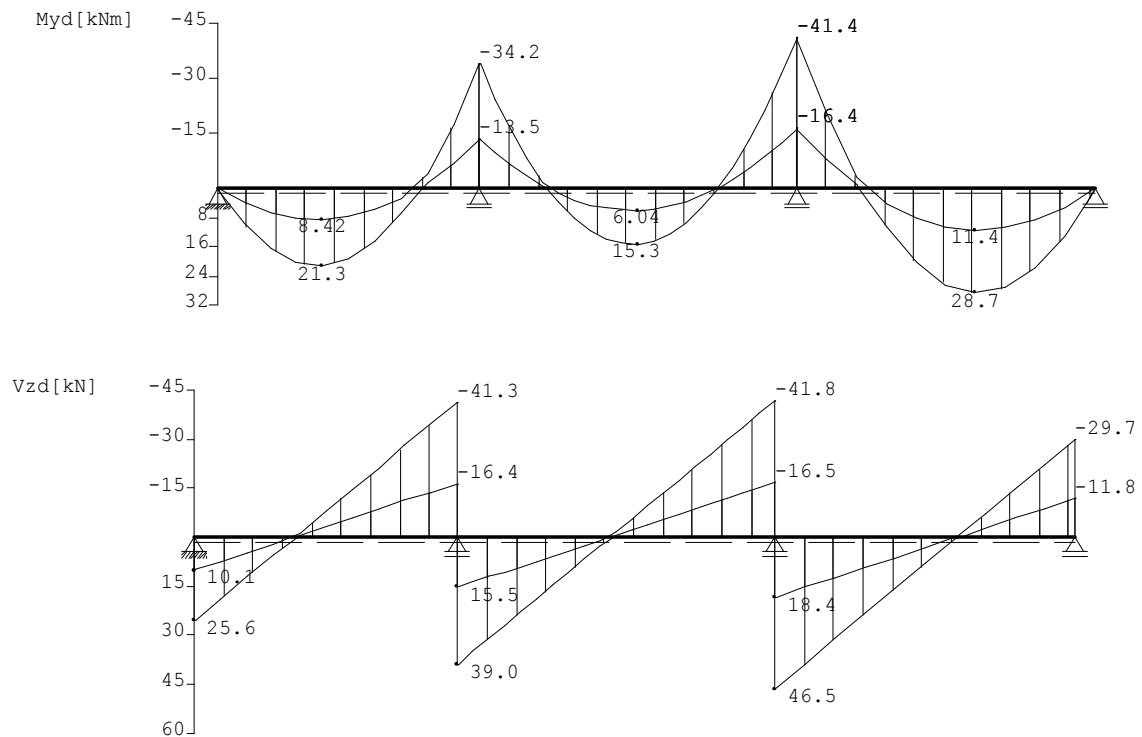
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.660	21.32	0.00	-34.19	25.62	-41.34
2	x0 = 2.535	15.31	-34.19	-41.38	39.04	-41.78
3	x0 = 3.020	28.73	-41.38	0.00	46.46	-29.74

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	25.62	25.62	10.14
2	-34.19	-34.19	-41.34	39.04	80.38	31.82
3	-41.38	-41.38	-41.78	46.46	88.24	34.93
4	0.00	0.00	-29.74	0.00	29.74	11.77

Maßstab 1 : 125



Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
3	HE160A	912	58	180	28	391

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1)								γM0 = 1.00
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σv (N/mm ²)	τ	QKL	η
1	0.000	1	0.0	25.6	54	31	1	0.23
	1.660	1	21.3	0.1	97	0	1	0.41
	4.350	1	-34.2	-41.3	158	15	1	0.67
2	0.000	1	-34.2	39.0	157	14	1	0.67
	2.535	1	15.3	0.0	70	0	1	0.30
	5.250	1	-41.4	-41.8	190	15	1	0.81
3	0.000	1	-41.4	46.5	190	16	1	0.81
	3.020	1	28.7	0.0	131	0	1	0.56
	4.950	1	0.0	-29.7	63	36	1	0.27

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2)							γM0 = 1.00
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η
1	0.000	0.0	25.6	1	0.00	57.8	0.14
	1.660	21.3	0.1	1	0.00	57.8	0.37
	4.350	-34.2	-41.3	1	0.00	57.8	0.59
2	0.000	-34.2	39.0	1	0.00	57.8	0.59
	2.535	15.3	0.0	1	0.00	57.8	0.27
	5.250	-41.4	-41.8	1	0.00	57.8	0.72
3	0.000	-41.4	46.5	1	0.00	57.8	0.72
	3.020	28.7	0.0	1	0.00	57.8	0.50
	4.950	0.0	-29.7	1	0.00	57.8	0.17

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 Gl.6.54, Anhang B

Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.

Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

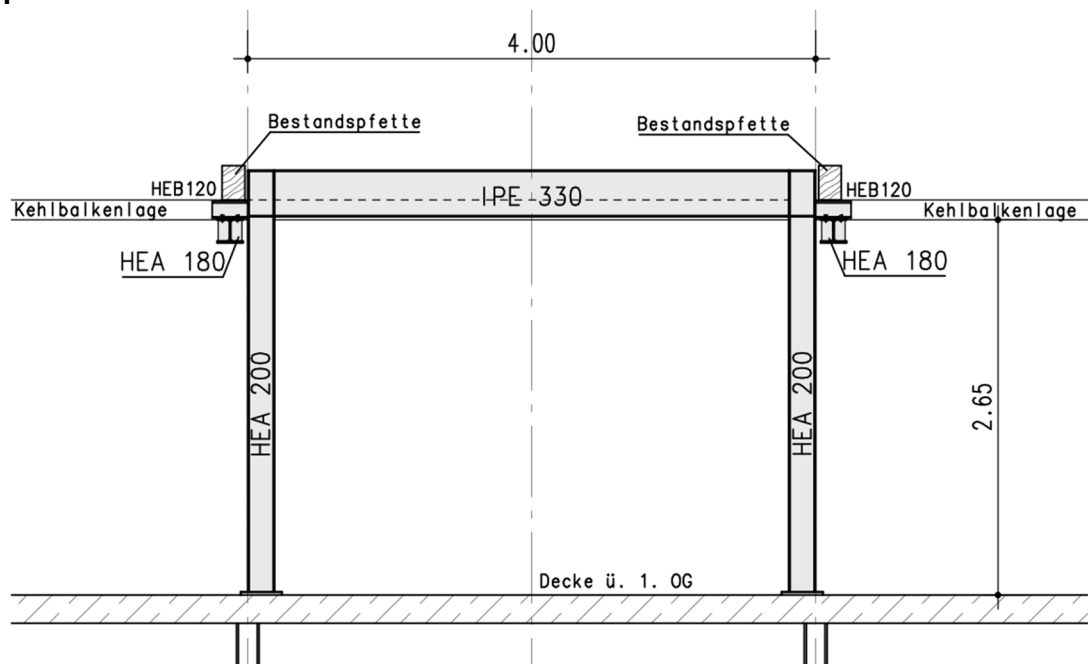
Feld Nr.	MEd,y (kNm	MRk,y)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta
1	34.19	57.78	0.72	0.86	1.10	0.76
2	41.38	57.78	0.72	0.86	1.10	0.92
3	41.38	57.78	0.80	0.82	1.10	0.96

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 300
charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	f _g (cm)	f _{tot} (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	
1	1.740	0.36	0.65	0.646	1.450	0.45	2
2	2.625	0.25	0.44	0.445	1.750	0.25	2
3	2.970	0.65	1.16	1.163	1.650	0.70	2

Pos. D03: neue Stahlrahmen unter Pfetten

System:



Stützweite L = 3,80 m
Rahmenhöhe H = 2,70 m

Zur Aufnahme der neuen Dachpfetten in den Achsen D und E Stahlrahmen angeordnet, welche neben den Vertikallasten auch die Horizontallasten aus dem Dach aufnehmen. Im Folgenden wird der maßgebende Rahmen in Achse E betrachtet.

An die Rahmen wird die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend* (R60) gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

- a. Eigengewicht
- b. aus Pos. D02

programintern

$$G \leq 34,9 \text{ kN}$$

aus veränderlichen Lasten

- a. aus Pos. D02
- b. aus Pos. D02
- c. aus Pos. D02
- d. aus Wind auf Gauben $(0,59 + 0,37) \times 3,0 / 2$
- e. aus Wind auf Spitzboden
- f. Summe inf. Wind (b = 5,10 m)

$$Q \leq 9,20 \text{ kN}$$

$$S \leq 19,7 \text{ kN}$$

$$W \leq 2,20 \text{ kN}$$

$$w_1 \leq 1,44 \text{ kN/m}$$

$$w_2 \leq 1,21 \text{ kN/m}$$

$$W_h \leq 13,5 \text{ kN}$$

Schnittgrößen/Bemessung:

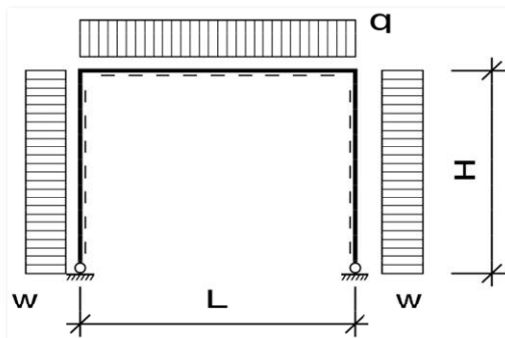
siehe EDV-Ausgabe auf Folgeseiten

gewählt:

neuer Stahlrahmen	Stiele	HEA 200, S235
	Riegel	IPE 330, S235
	Konsole	HEB 120, S235
Ausbildung Rahmenecke		siehe Detailnachweis
Fußpunkt	mit	Fußplatte 240/240/15 mm
	auf	uml. Kehlnaht $a_w \geq 4$ mm
	und	20 mm Mörtelbett MG III
		4x Hilti HST3 – M12
Lastdurchleitung in Pos. 104		mit Rohr in Kernbohrung (LP5)
Konsole an Stiel		uml. Kehlnaht $a_w \geq 6$ mm
	und	Steife im Stiel $t = 10$ mm
Brandschutzbekleidung R 60 z.B. gemäß System Knauf K25.de mit 20 mm Knauf Fireboard		

Rahmen mit gelenkig gelagerten Fußpunkten

nach der 24. Auflage der Schneider Bautabellen, S. 4.62



Stütze:	HEA200	Riegel:	IPE330
$L_{\text{stütze}} =$	280 cm	$L_{\text{riegel}} =$	380 cm
$I_{\text{stütze}} =$	3690 cm ⁴	$I_{\text{riegel}} =$	11770 cm ⁴
$E =$	21000 kN/cm ²	$N_{li} =$	100 kN
		$N_{re} =$	100 kN
$v =$	0,60		
$\eta_{Ki} =$	52,33		
$S_{K,Li} =$	682,74 cm		
$S_{K,Re} =$	682,74 cm		

Verformungsbegrenzung:

$$W_{\text{hor,grenz}} \leq L/300 = 9,3 \text{ mm}$$

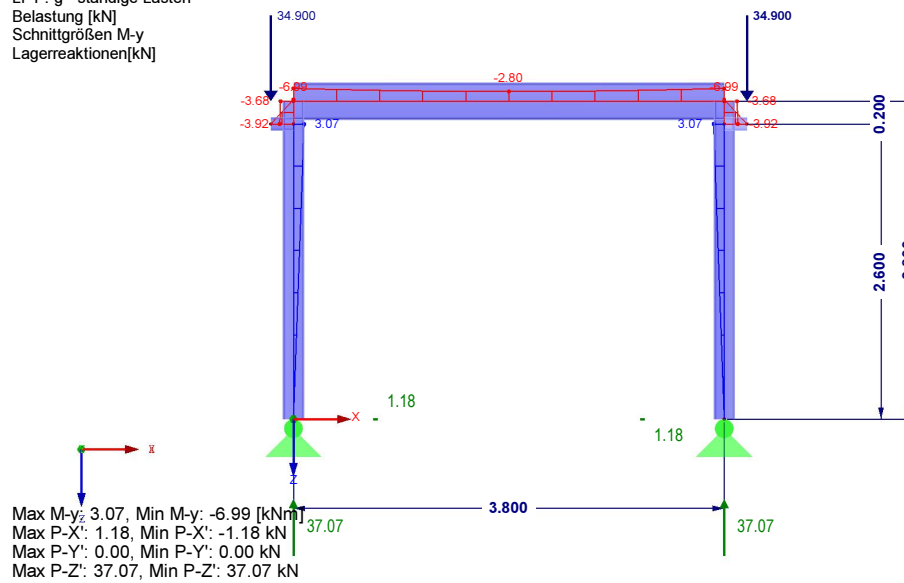
$$W_{\text{hor,Wind,GZG}} = 8,1 \text{ mm} = L/345$$

Anschluss Konsole an Stützenflansch:

$$F_{w,Ed} \leq (17,5 \text{ kNm} / 0,11 \text{ m}) / (12 \text{ cm} + 4 + 4) = 7,95 \text{ kN/cm} \rightarrow a_{w,erf} = 6 \text{ mm} (F_{w,Rd} \geq 12,47 \text{ kN/cm})$$

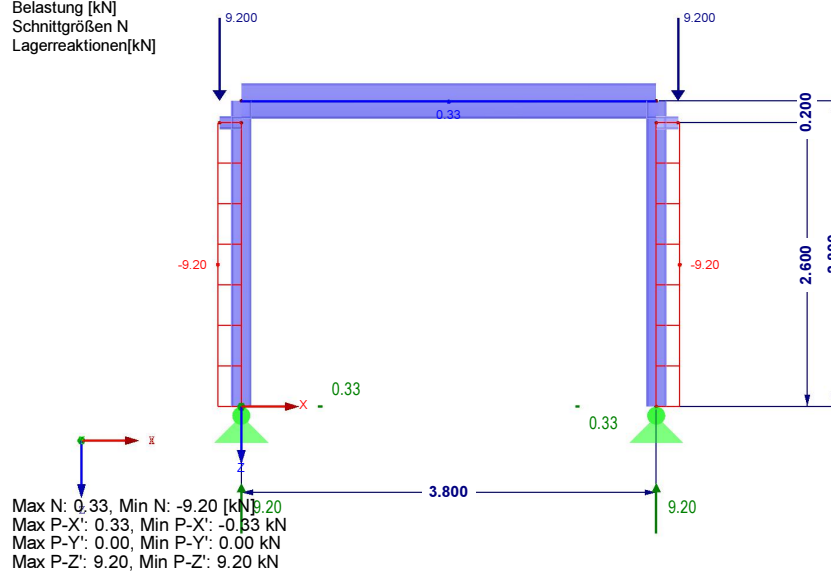
Schnittgrößen:

LF1 : g - ständige Lasten
Belastung [kN]
Schnittgrößen M-y
Lagerreaktionen[kN]



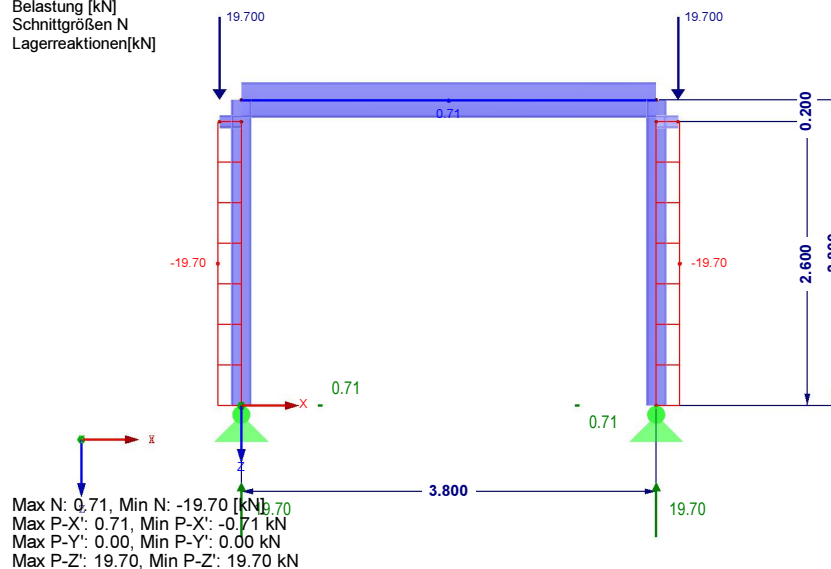
Entgegen der Y-Richtung

LF2 : q - Nutzlasten
Belastung [kN]
Schnittgrößen N
Lagerreaktionen[kN]



Entgegen der Y-Richtung

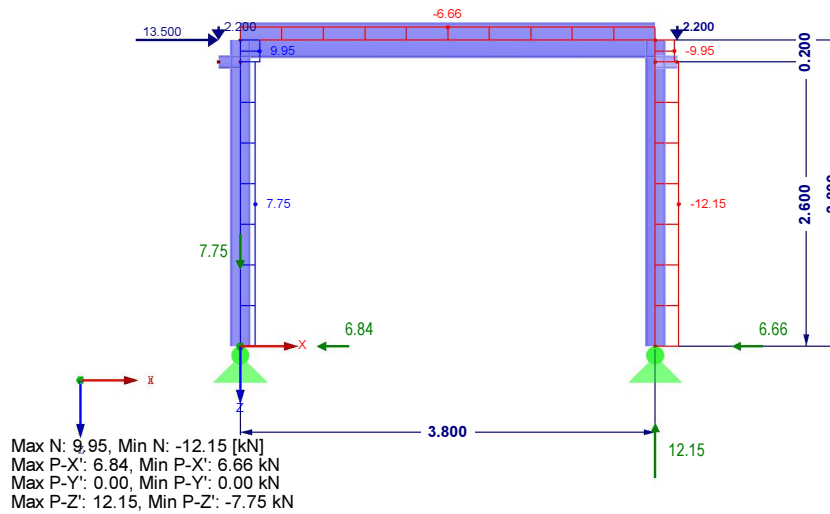
LF3 : s - Schnee inkl. Verwehung
Belastung [kN]
Schnittgrößen N
Lagerreaktionen[kN]



Entgegen der Y-Richtung

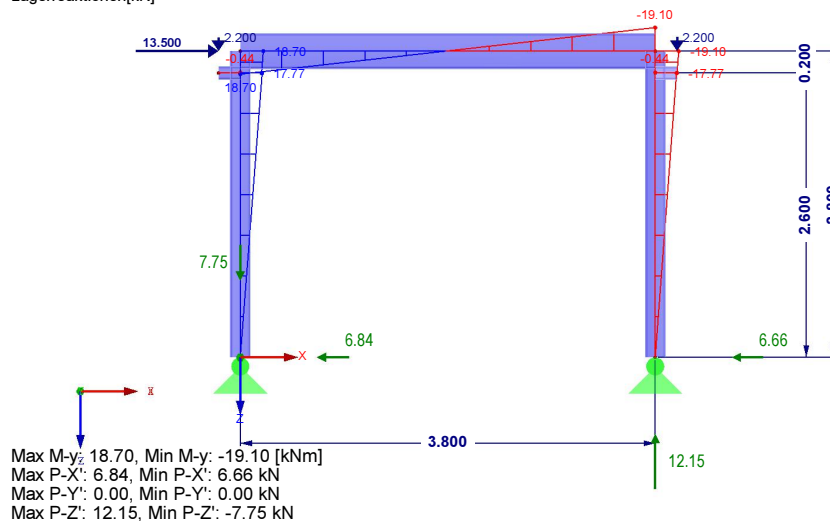
LF4 : w - Wind von links
Belastung [kN]
Schnittgrößen N
Lagerreaktionen[kN]

Entgegen der Y-Richtung



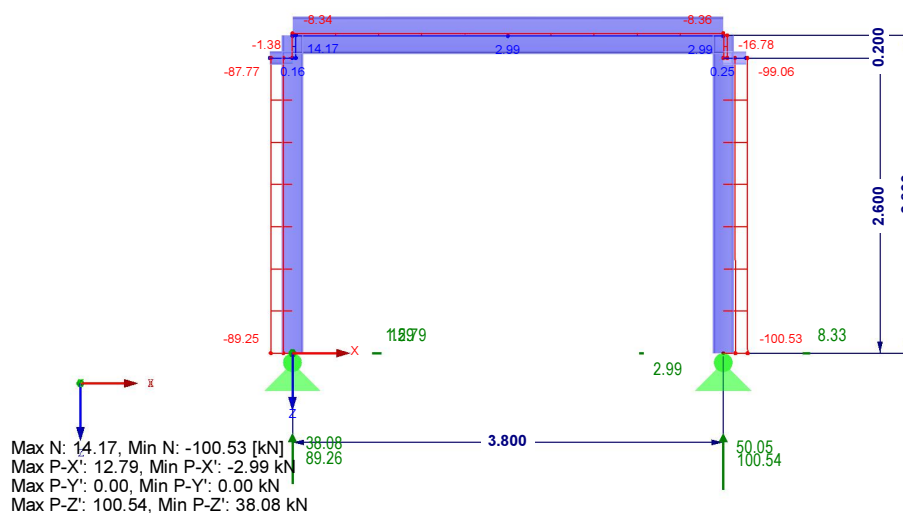
LF4 : w - Wind von links
Belastung [kN]
Schnittgrößen M-y
Lagerreaktionen[kN]

Entgegen der Y-Richtung



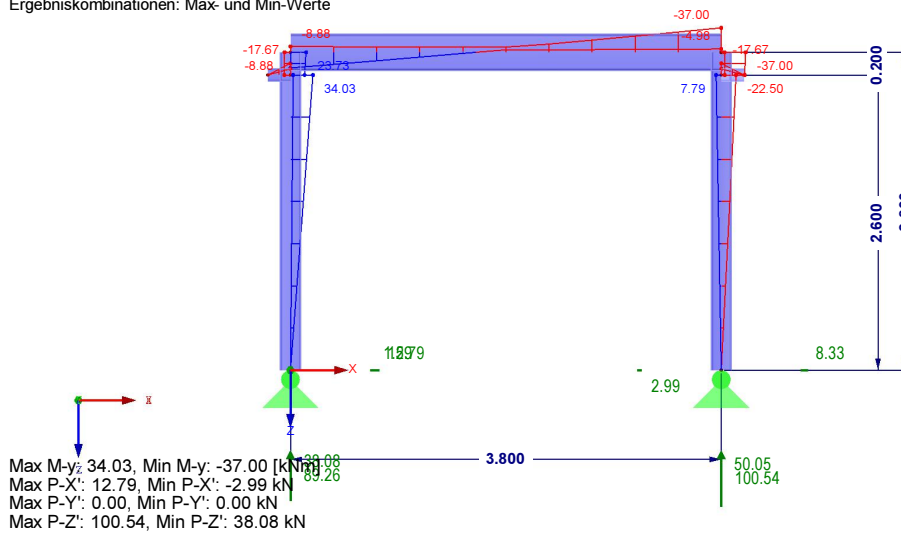
EK1 : GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Schnittgrößen N
Lagerreaktionen[kN]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

Entgegen der Y-Richtung



EK1 : GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Schnittgrößen M-y
Lagerreaktionen[kN]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

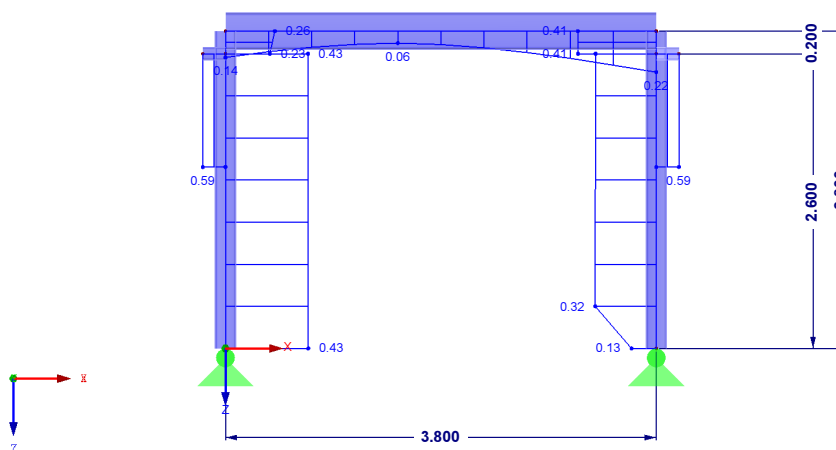
Entgegen der Y-Richtung



Bemessung:

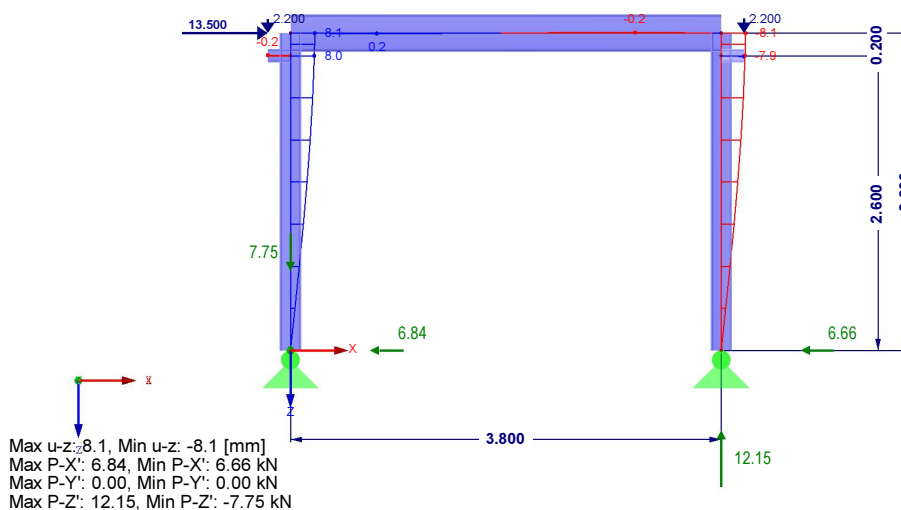
RF-STAHL EC3 FA1
Tragfähigkeit: Querschnittsnachweis, Stabilitätsnachweis, Schweißnahtbemessung, Druckbemessung, Plastische Bemessung

Entgegen der Y-Richtung



LF4 : w - Wind von links
Belastung [kN]
Lokale Verformungen u-z
Lagerreaktionen[kN]

Entgegen der Y-Richtung

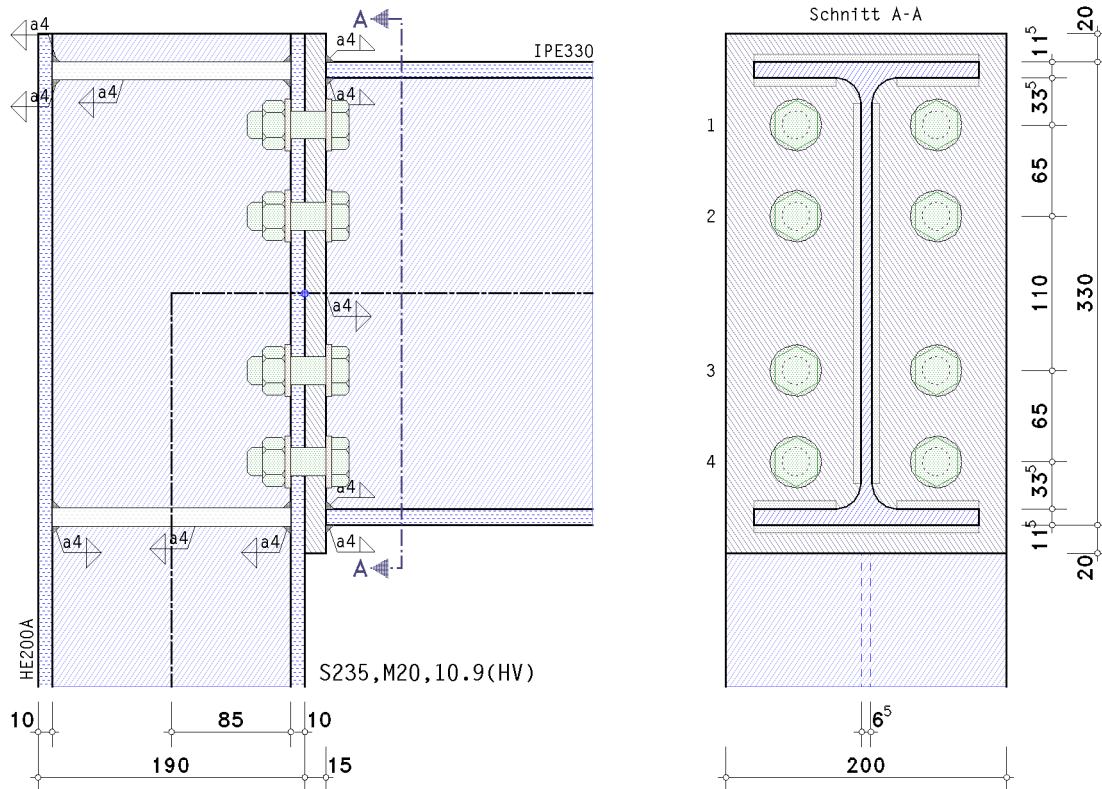


Pos. D03: Rahmenecke POS. D03: RAHMENECKE

Rahmenecke EC 3-1-8 (12.10), NA: Deutschland

4H-EC3RE Version: 2/2020-2d

1. Eingabeprotokoll



Stahlsorte

Stahlgüte S235

Parameter der Stütze

Profil HE200A

Verstärkung des Profils durch Quersteifen (Stegsteifen in Höhe von Trägerzug- und -druckflansch, $d_{st} = 317.8$ mm):

Dicke $t_{st} = 13.0$ mm, Breite $b_{st} = 96.8$ mm, Länge $l_{st} = 170.0$ mm

Aussparung an den Steifen $c_{st} = 27.0$ mm

Schweißnähte $a_{st,f} = 4.0$ mm, $a_{st,w} = 4.0$ mm

Schrauben

Festigkeitsklasse 10.9, Schraubengröße M20

große Schlüsselweite (HV-Schraube), vorgespannt (zur Info: Regelvorspannkraft $F_{p,c^*} = 0.7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 154.3$ kN)

Schaft in der Scherfuge

Parameter des Trägers

Profil IPE330

Nachweisparameter

geschraubter Stirnblechanschluss:

Dicke $t_p = 15.0$ mm, Breite $b_p = 200.0$ mm, Länge $l_p = 370.0$ mm

Überstände $h_{p,o} = 20.0$ mm, $h_{p,u} = 20.0$ mm

Schrauben im Anschluss:

4 Schraubenreihen mit je 2 Schrauben

alle Schraubenreihen einzeln betrachtet

alle Schraubenreihen zur Querkraftübertragung (Reihen 1-4)

Schraubengruppen automatisch bilden, Berücks. aller Gruppen bzgl. Reihe 1

Achsabstand der Schrauben zum seitlichen Rand des Stirnblechs $e_2 = 50.0$ mm

Achsabstand der ersten Schraubenreihe zum oberen Rand des Stirnblechs (Endreihe) $e_o = 65.0$ mm

Achsabstand der letzten Schraubenreihe zum unteren Rand des Stirnblechs (Endreihe) $e_u = 65.0$ mm
Achsabstand der ersten Schraubenreihe zum freien Rand der Stütze (Endreihe) $e_1' = 65.0$ mm
Achsabstand der Schraubenreihen voneinander $p_{1-2} = 65.0$ mm, $p_{2-3} = 110.0$ mm, $p_{3-4} = 65.0$ mm
Schweißnähte im Anschluss:

Trägerflansch oben: Kehlnaht, Nahtdicke $a = 4.0$ mm

Trägersteg: Kehlnaht, Nahtdicke $a = 4.0$ mm

Trägerflansch unten: Kehlnaht, Nahtdicke $a = 4.0$ mm

Schnittgrößen im Anschnitt der Verbindung bezogen auf die Systemachsen

Lk 1: $N_{b,Ed} = 8.50$ kN $M_{b,Ed} = 36.75$ kNm $V_{b,Ed} = 16.75$ kN

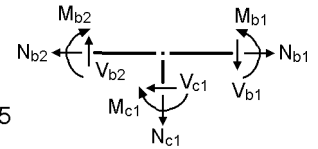
Materialsicherheitsbeiwerte

Beanspruchbarkeit von Querschnitten $\gamma_{M0} = 1.00$

Beanspruchbarkeit von Bauteilen bei Stabilitätsversagen $\gamma_{M1} = 1.10$

Beanspruchbarkeit von Schrauben, Schweißnähten, Blechen auf Lochleibung $\gamma_{M2} = 1.25$

Vorspannung hochfester Schrauben $\gamma_{M7} = 1.10$



Hinweise

Der Nachweis der Verbindung nach EC 3-1-8 erfolgt ohne Berücksichtigung der Vorspannkräfte.

Verbindungen können jedoch mit vorgespannten HV-Schrauben ausgeführt werden.

Die Querschnittsprofile werden nicht nachgewiesen.

Schraubenabstände am Stirnblech

horizontal: $e_2 = 50.0$ mm $> 1.2 \cdot d_0 = 26.4$ mm

horizontal: $p_2 = 100.0$ mm $> 2.4 \cdot d_0 = 52.8$ mm

oben-unten: $e_1 = 65.0$ mm $> 1.2 \cdot d_0 = 26.4$ mm

oben-unten: $e_1 = 65.0$ mm $> 1.2 \cdot d_0 = 26.4$ mm

oben-unten: $p_1 = 65.0$ mm $> 2.2 \cdot d_0 = 48.4$ mm

oben-unten: $p_1 = 110.0$ mm $> 2.2 \cdot d_0 = 48.4$ mm

oben-unten: $p_1 = 65.0$ mm $> 2.2 \cdot d_0 = 48.4$ mm

oben-unten: $e_1 = 65.0$ mm $> 1.2 \cdot d_0 = 26.4$ mm

Schraubenabstand vom Stützenrand

horizontal: $e_2 = 50.0$ mm $> 1.2 \cdot d_0 = 26.4$ mm

2. Lk 1

2.1. Bemessungsgrößen

$N_d = -8.50$ kN, $M_d = -36.75$ kNm, $V_d = 16.75$ kN

$N_c = 16.75$ kN, $M_c = -33.81$ kNm, $V_c = -8.50$ kN

negatives Biegemoment $M_d \Rightarrow$ Träger wird gespiegelt

$N_d = -8.50$ kN, $M_d = 36.75$ kNm, $V_d = -16.75$ kN

$N_c = -16.75$ kN, $M_c = 33.81$ kNm, $V_c = -8.50$ kN

$N_{b,t} = -N_d \cdot Z_{bu}/Z_b + M'_d/Z_b = 120.42$ kN

$N_{b,c} = N_d \cdot Z_{bo}/Z_b + M'_d/Z_b = 111.92$ kN

$V_{b,t} = -N_{b,t} \cdot \sin(\alpha_b) = 0.00$ kN, $V_{b,c} = N_{b,c} \cdot \sin(\alpha_v) = 0.00$ kN, $V_{b,w} = V_d - V_{b,t} - V_{b,c} = -16.75$ kN

2.2. Anschlusstragfähigkeit

2.2.1. Biegetragfähigkeit

Tragfähigkeit je Schraubenreihe (Biegung)

Reihe 1 ($h_r = 279.3$ mm): $F_{tr,Rd} = 187.4$ kN

Reihe 2 ($h_r = 214.3$ mm): $F_{tr,Rd} = 48.1$ kN

Reihe 3 ($h_r = 104.3$ mm): $F_{tr,Rd} = 0.0$ kN

Reihe 4 ($h_r = 39.3$ mm): $F_{tr,Rd} = 0.0$ kN

Tragfähigkeit der Flansche

$\Sigma F_{c,Rd}^* = 471.2$ kN

Biegetragfähigkeit

$M_{j,Rd} = \Sigma(F_{tr,Rd} \cdot h_r) = 62.7$ kNm

$N_{j,t,Rd} = \Sigma F_{tr,Rd}^* = 537.4$ kN

$N_{j,c,Rd} = \Sigma F_{c,Rd}^* = 471.2$ kN

2.2.2. Abscher-/Lochleibungstragfähigkeit

Tragfähigkeit je Schraubenreihe

Reihe 1: $F_{v,Rd} = 131.3 \text{ kN}$

Reihe 2: $F_{v,Rd} = 259.9 \text{ kN}$

Reihe 3: $F_{v,Rd} = 211.6 \text{ kN}$

Reihe 4: $F_{v,Rd} = 288.0 \text{ kN}$

Abscher-/Lochleibungstragfähigkeit

$V_{j,Rd} = \Sigma F_{v,Rd} = 890.9 \text{ kN}$

2.2.3. Schubtragfähigkeit

Schubtragfähigkeit des Stirnblechs: $V_{ep,Rd} = 450.61 \text{ kN}$

Schubtragfähigkeit des Stützenstegs $V_{wp,Rd} = 235.6 \text{ kN}$

2.2.4. Gesamt

$M_{j,Rd} = 62.7 \text{ kNm}$ $N_{j,t,Rd} = 537.4 \text{ kN}$ $N_{j,c,Rd} = 471.2 \text{ kN}$ $V_{j,Rd} = 890.9 \text{ kN}$ $V_{wp,Rd} = 235.6 \text{ kN}$ $V_{ep,Rd} = 450.6 \text{ kN}$

2.3. Nachweise

2.3.1. Nachweis der Anschlusstragfähigkeit

$N_{b,Ed} = 8.50 \text{ kN} < 5\% \cdot N_{pl,Rd}$

$M_{Ed} = M_d - N_d \cdot z_{bu} = 38.10 \text{ kNm}$

$V_{Ed} = |V_d| = 16.75 \text{ kN}$

$V_{c,w,Ed} = 170.83 \text{ kN}$

$V_{b,w,Ed} = 16.75 \text{ kN}$

$M_{Ed}/M_{j,Rd} = 0.608 < 1$ ok

Abscher-/Lochleibungstragfähigkeit bei nur 60.8%-iger Ausnutzung der Biegetragfähigkeit $V_{j,Rd} = 933.4 \text{ kN}$

$V_{Ed}/V_{j,Rd} = 0.018 < 1$ ok

$V_{c,w,Ed}/V_{wp,Rd} = 0.725 < 1$ ok

$V_{b,w,Ed}/V_{ep,Rd} = 0.037 < 1$ ok

2.3.2. Nachweis der Schweißnähte am Trägerprofil

Max: $\sigma_{1,w,Ed} = 125.12 \text{ N/mm}^2 < f_{1w,d} = 360.00 \text{ N/mm}^2$,

$\sigma_{2,w,Ed} = 62.56 \text{ N/mm}^2 < f_{2w,d} = 259.20 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow U_w = 0.348 < 1$ ok

2.3.3. Nachweis der Stegsteifen

Drucksteife (unten)

Q-Klasse der Steifen 1 ok

Querschnitt am Flansch: $F_{Ed} = 76.44 \text{ kN} < F_{Rd} = 213.09 \text{ kN} \Rightarrow U = 0.359 < 1$ ok

Querschnitt am Steg: $F_{Ed} = 64.66 \text{ kN} < F_{Rd} = 204.60 \text{ kN} \Rightarrow U = 0.316 < 1$ ok

Schweißnähte am Flansch:

$\sigma_{1,w,Ed} = 136.98 \text{ N/mm}^2 < f_{1w,d} = 360.00 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow U = 0.381 < 1$ ok

$\sigma_{2,w,Ed} = 115.88 \text{ N/mm}^2 < f_{2w,d} = 259.20 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow U = 0.447 < 1$ ok

Schweißnähte am Steg:

$\sigma_{1,w,Ed} = 120.68 \text{ N/mm}^2 < f_{1w,d} = 360.00 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow U = 0.335 < 1$ ok

Zugsteife (oben)

Querschnitt am Flansch: $F_{Ed} = 80.39 \text{ kN} < F_{Rd} = 213.09 \text{ kN} \Rightarrow U = 0.377 < 1$ ok

Querschnitt am Steg: $F_{Ed} = 68.01 \text{ kN} < F_{Rd} = 204.60 \text{ kN} \Rightarrow U = 0.332 < 1$ ok

2.3.4. Beulnachweis

Stützensteg:

Plattenbeulen: Q-Klasse des Stegblechs $1 \leq 2$ ok

Schubbeulen: $h_p/t_p = 26.15 \leq 72 \cdot \epsilon / \eta = 60.00$ ok

2.3.5. Nachweisergebnis

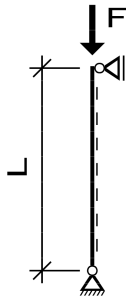
Maximale Ausnutzung: $\max U = 0.725 < 1$ ok

3. Endergebnis

Maximale Ausnutzung: $\max U = 0.725 < 1$ ok

Pos. D04: Stahlstütze Achse F

System:



Stützenlänge $L \leq 2,50 \text{ m}$

Gemäß Brandschutzkonzept wird an das Bauteil die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (R 60)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

- | | |
|---|------------------------------|
| a. Eigengewicht | programmintern |
| b. aus Mittelpfette Pos. D02, Aufl. 4 | $G \leq 11,2 \text{ kN}$ |
| c. aus Gratsparren ($A \sim (1,70+2,15) \times (1,65+1,35) = 11,5 \text{ m}^2$) | $g \leq 1,20 \text{ kN/m}^2$ |

aus veränderlichen Lasten

- | | |
|---------------------------------------|------------------------------|
| a. aus Mittelpfette Pos. D02, Aufl. 4 | $Q \leq 3,10 \text{ kN}$ |
| b. aus Mittelpfette Pos. D02, Aufl. 4 | $S \leq 6,60 \text{ kN}$ |
| c. aus Mittelpfette Pos. D02, Aufl. 4 | $W \leq 0,70 \text{ kN}$ |
| d. aus Gratsparren | $s \leq 0,50 \text{ kN/m}^2$ |
| e. aus Gratsparren | $w \leq 0,35 \text{ kN/m}^2$ |

Schnittgrößen/Bemessung:

$$N_{Ed} \leq 1,35 \times (11,2 + 13,8) + 1,50 \times (3,1 + 6,6 + 0,7 + 5,8 + 4) \leq 65,0 \text{ kN}$$

gewählt:

Stahlstützen unter Mittelpfette	HEA 120, S235
mit Kopfplatte	$a/b/t \geq 180/180/15 \text{ mm}$, S235, $a_w \geq 4 \text{ mm}$
mit Fußplatte	2x Schrauben M12 – 4.6
	$a/b/t \geq 180/180/15 \text{ mm}$, S235, $a_w \geq 4 \text{ mm}$
	auf Mörtelschicht mind. MG III, $d \leq 20 \text{ mm}$
	mit z.B. 2x Dübel Hilti HST-3 M12/20
Brandschutzbekleidung R 60 z.B. gemäß System Knauf K25.de	
mit 20 mm Knauf Fireboard	

Bemessung mittels Bemessungstabellen (Schneider Bautabellen):

$$N_{E,d} \leq 65 \text{ kN}$$

8.28 Stahlbau nach EC3

**Tafel 8.28 Beanspruchbarkeiten $N_{b,Rd}$ von Druckstäben der HEA-Reihe in kN, S235, $\gamma_{M1}=1,10$
(oberer Wert $N_{bz,Rd}$, unterer Wert $N_{by,Rd}$, keine Angaben für Schlankheiten $\lambda > 300$)**

HEA	Knicklänge L_{cr} [m]													
	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0
100	181	145	117	96	80	58	44	-	-	-	-	-	-	-
	332	294	256	221	191	143	110	87	70	58	41	-	-	-
120	274	226	187	156	131	96	73	58	46	-	-	-	-	-
	437	404	367	330	293	229	180	144	117	97	70	52	-	-
140	399	340	288	244	208	155	119	94	76	63	-	-	-	-
	575	544	509	471	431	353	286	233	192	160	116	87	68	-
160	547	479	415	358	309	234	182	145	117	97	-	-	-	-
	738	707	673	635	595	509	426	354	296	249	182	138	108	87

Lastabtrag über die Decke ü. 1. OG gemäß Bestandsstatik hinreichend gegeben:

Lastausbreitung gem. Hauptstatik Bestand Seite 4:

Die zulässige Verteilungsbreite für eine
Einzel- od. Streckenlast = $\frac{2}{3}(l + t_1 + 2s)$

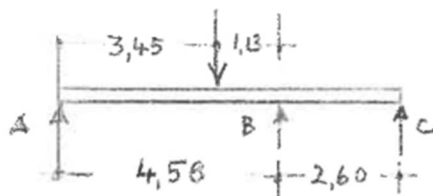
$$t_1 = 14 \text{ cm}, s = 0, l = 4,28$$

$$b = 0,67 \cdot (4,28 + 0,14) = 3,17 \text{ m}$$

$$\text{Einzellast} = 4,00 \cdot 1600 = 6400 \text{ kg}$$

$$\text{und pro 17cm Deckenplatte} = 6400 / 3,17 = 2019 \text{ kg}$$

Hauptstatik Bestand Seite 6, Deckenbereich Achse F bis G:



Pos. 12,13 Decke über 2 Felder

$$l_1 = 4,58 \quad l_2 = 2,60$$

Belastung Pos.12 wie 9 = 910 kg/m²

$$\text{Einzellast wie dort} = 1640 \text{ kg}$$

Da die Lasten reichlich angenommen sind,
genügt Untersuchung für Vollast.

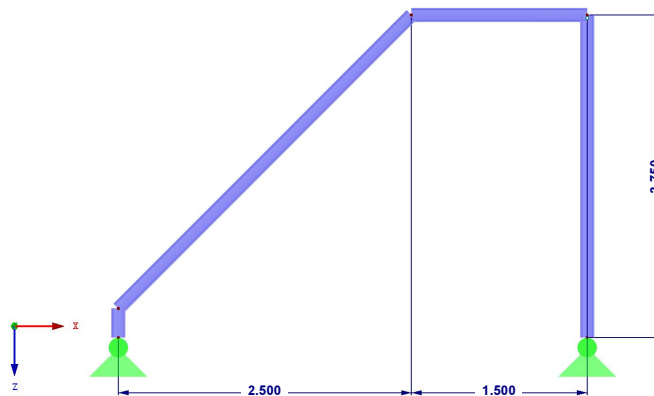
Vergleich der charakteristischen Lastgrößen Bestand und Umbau:

$$\begin{aligned} N_{k,\text{Bestand}} &= 5200 \text{ kg} &= 52,0 \text{ kN} \\ N_{k,\text{Umbau}} &\leq 11,2 + 13,8 + 3,1 + 6,6 + 0,7 + 5,8 + 4 &= 45,2 \text{ kN} < 52,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

→ keine weiteren Maßnahmen zur Aufnahme der Stützenlast nötig!

Pos. D05: Stahlrahmen Achse 3'

System:



Zur Aufnahme der Pfettenlast wird in Achse 3' ein neuer Stahlrahmen angeordnet. Auf diesem lagert die im bereits Bestand verstärkte Pfette auf.

An den Rahmen wird die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (R60)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

- a. Eigengewicht
 - b. aus Dachtragwerk (s. Lastermittlung, $L_{eff} \leq 6,25/2 \times 1,15$)
- programmintern
 $g \leq 7,20 \text{ kN/m}$

aus veränderlichen Lasten

- a. aus Dachtragwerk, Aufl. 2 ($L_{eff} \leq 3,60 \text{ m}$)
 - b. aus Dachtragwerk
 - c. aus Dachtragwerk
- $q \leq 1,90 \text{ kN/m}$
 $s \leq 1,10 \text{ kN/m}$
 $w \leq 3,25 \text{ kN/m}$

Schnittgrößen/Bemessung:

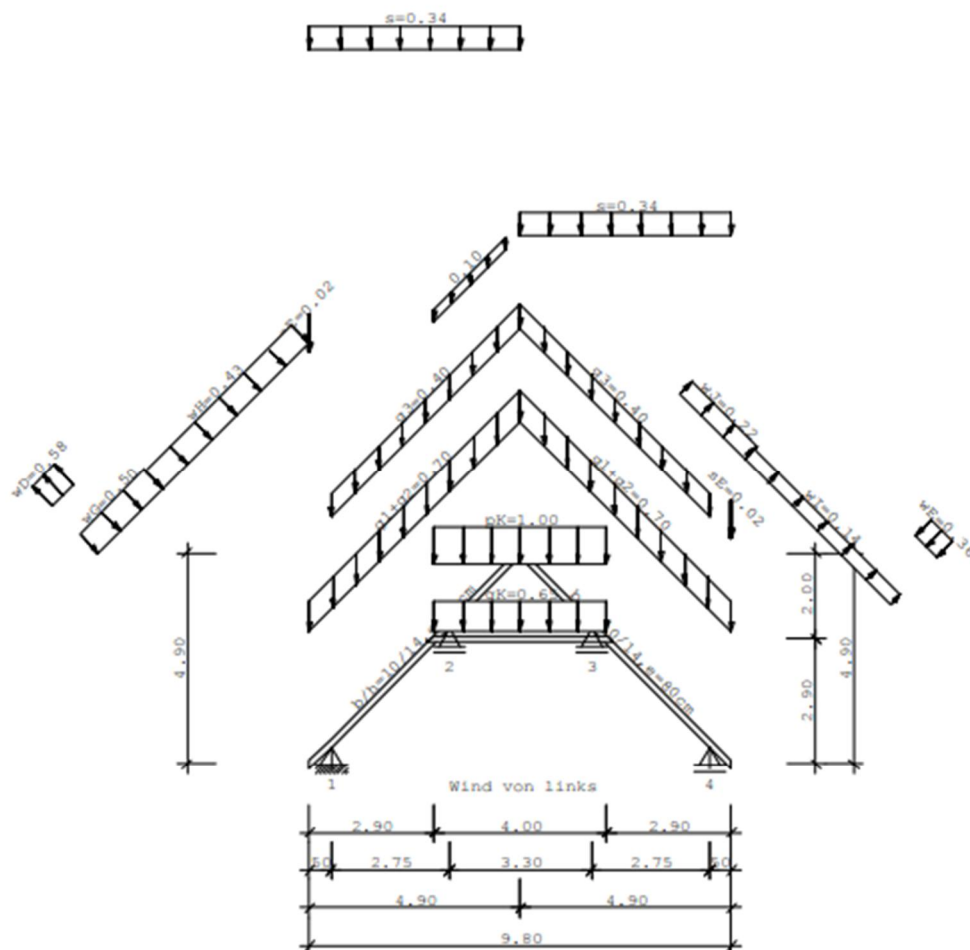
siehe EDV-Ausgabe

gewählt:

Stahlrahmen Achse F	Schräge&Riegel HEB 180, S235 Stiel HEB 120, S235
Stielkopf an Rahmen mit und	Kopfplatte 280/180/20 mm, $a_w \geq 4 \text{ mm}$ 3x2=6x M16 – 10.9 Stegsteifen $t = 10 \text{ mm}$, $a_w \geq 4 \text{ mm}$
Fußpunkte auf und	Fußplatte 240/240/15 mm, $a_w \geq 4 \text{ mm}$ 20 mm Mörtelbett MG III 3x Hilti HST3 – M12
Brandschutzbekleidung R 60 z.B. gemäß System Knauf K25.de mit 20 mm Knauf Fireboard	

Pos. D05: Lastermittlung Dach 45°

Kehlbalkendach D12 02/2020/G (FRILO R-2024-1/P08)



weitere Lasten (Abstand und Länge im Grundriß gemessen)

141 = Trapezlast in kN je lfdm Sparren

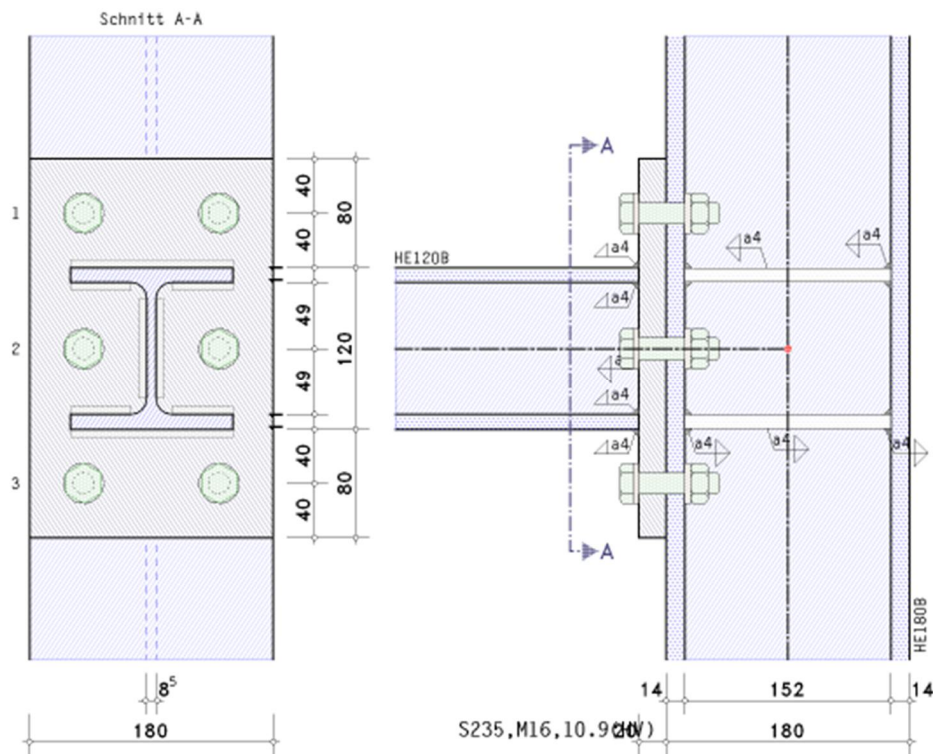
* Last je Balken, sonst als Flächenlasten

Nr	Grp	Typ	G_l/r	P_l/r	Fak	Abst.	Länge	EW	Ric	Sit	LF
VK1		141	0.10	0.00		2.90	1.65	1	0	0	ständig
			0.10	0.00							

AUFLAGERKRÄFTE [kN/m], charakteristische Werte

EW		Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
		max	min	max	min	max	min	max	min
g	V	2.62	2.62	7.16	7.16	6.98	6.98	2.62	2.62
	H	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SOA	V	0.59	0.00	1.10	0.00	1.10	0.00	0.59	0.00
	H	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
WL	V	-1.55	-1.55	3.22	3.22	-0.33	-0.33	-0.04	-0.04
	H	2.57	2.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
WR	V	2.40	2.40	-2.76	-2.76	0.78	0.78	0.89	0.89
	H	-2.57	-2.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
NLA	V	0.10	0.02	1.90	0.43	1.90	0.43	0.10	0.02
	H	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SE	V	1.36	0.00	2.52	-0.01	2.52	-0.01	1.36	0.00
	H	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Anschluss Stiel unter Stahlrahmenprofil (biegesteif):



2.3.1. Nachweis der Anschluss tragfähigkeit

$$M_{Ed} = M_d = 20.00 \text{ kNm}$$

$$V_{c,w,Ed} = 191.39 \text{ kN}$$

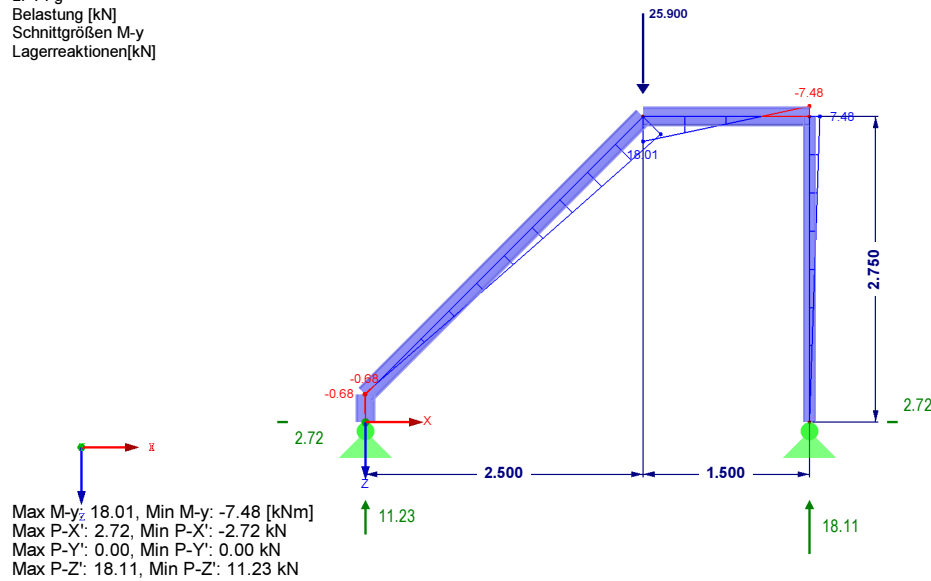
$$M_{Ed}/M_{j,Rd} = 0.586 < 1 \text{ ok}$$

$$V_{c,w,Ed}/V_{wp,Rd} = 0.630 < 1 \text{ ok}$$

Schnittgrößen aus RFEM:

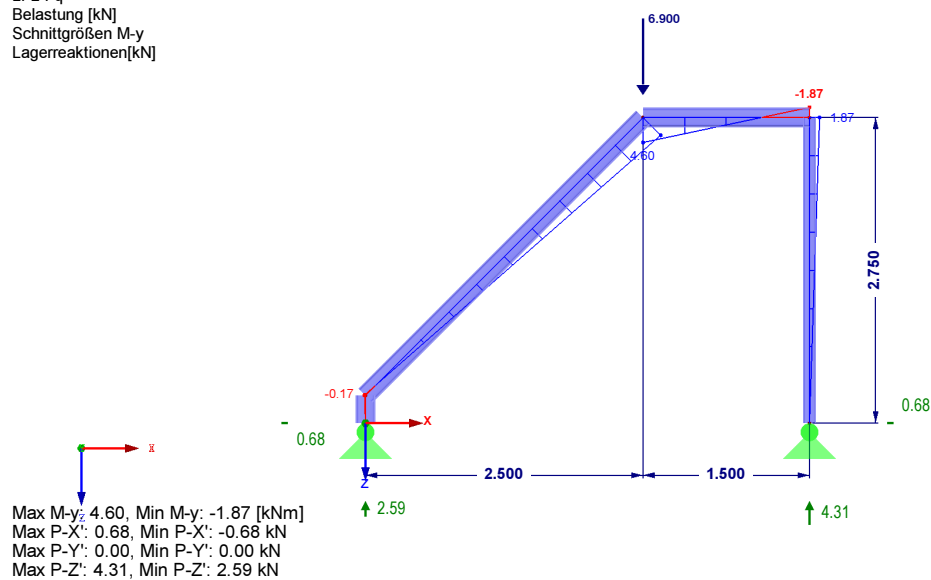
LF1 : g
Belastung [kN]
Schnittgrößen M-y
Lagerreaktionen[kN]

Entgegen der Y-Richtung



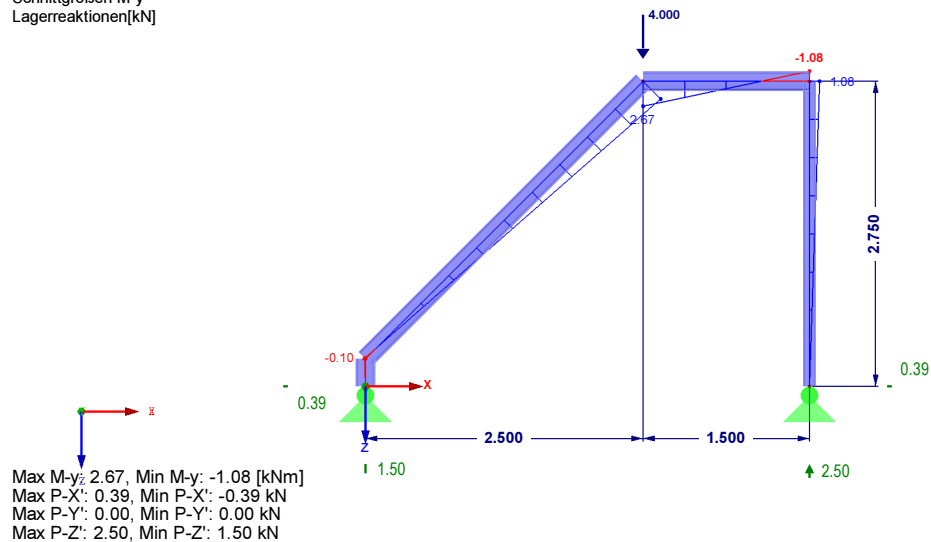
LF2 : q
Belastung [kN]
Schnittgrößen M-y
Lagerreaktionen[kN]

Entgegen der Y-Richtung



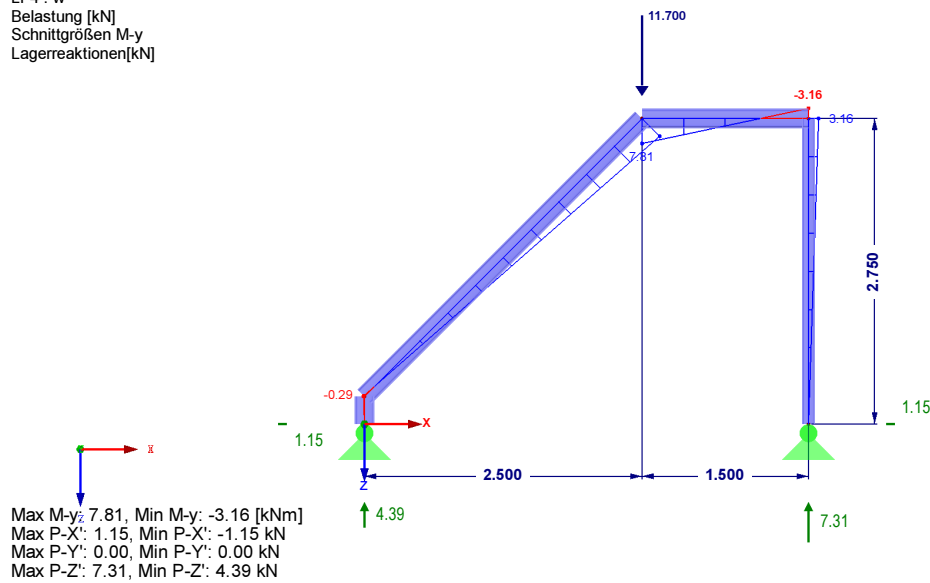
LF3 : s
Belastung [kN]
Schnittgrößen M-y
Lagerreaktionen[kN]

Entgegen der Y-Richtung



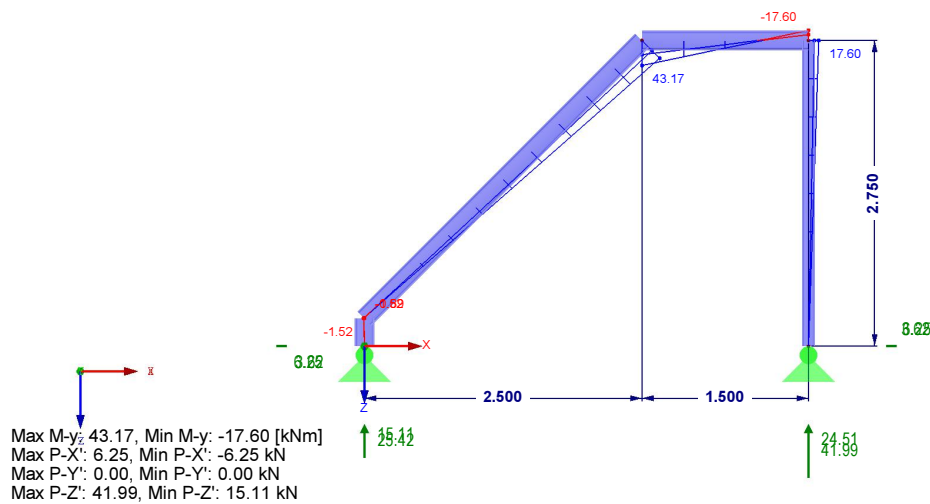
LF4 : w
Belastung [kN]
Schnittgrößen M-y
Lagerreaktionen[kN]

Entgegen der Y-Richtung



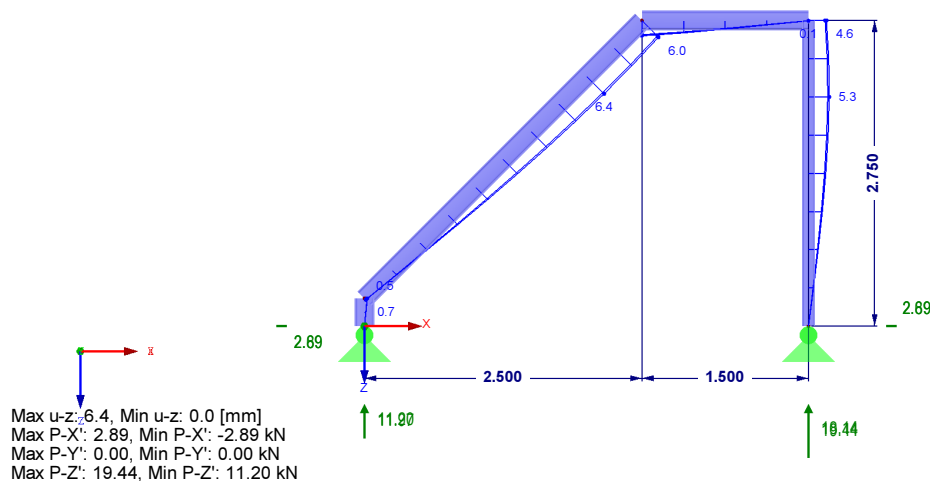
EK1 : GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Schnittgrößen M-y
Lagerreaktionen[kN]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

Entgegen der Y-Richtung



EK4 : GZG - Quasi-ständig
Lokale Verformungen u-z
Lagerreaktionen[kN]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

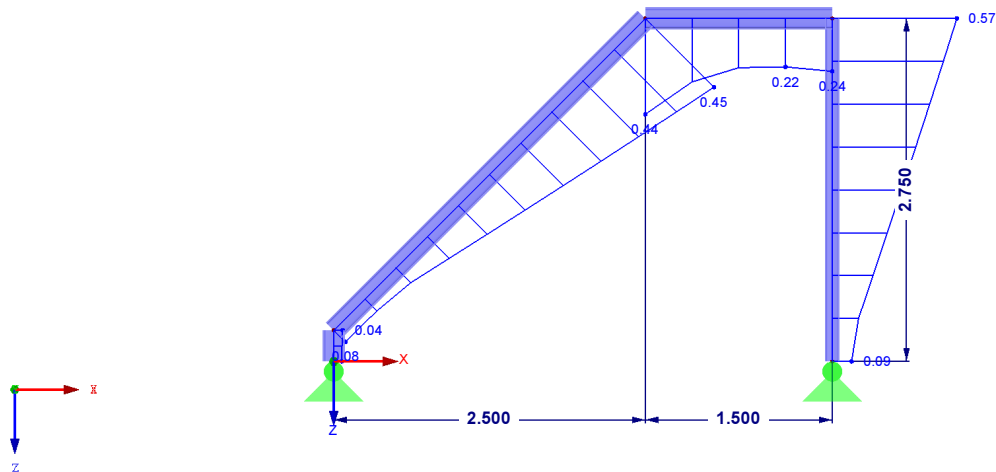
Entgegen der Y-Richtung



Bemessung:

RF-STAHL Stäbe FA1

Entgegen der Y-Richtung

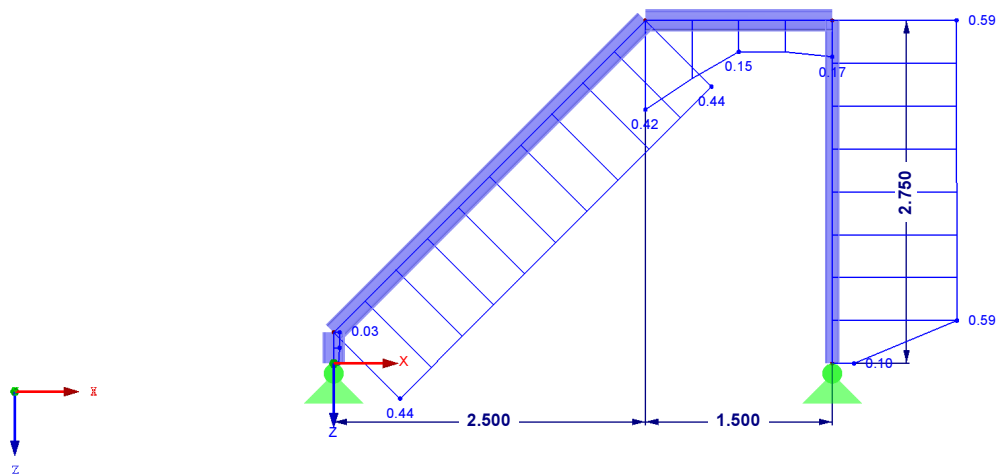


Max Sigma-v: 0.57, Min Sigma-v: 0.00

RF-STAHL EC3 FA1

Tragfähigkeit: Querschnittsnachweis, Stabilitätsnachweis, Schweißnahtbemessung, Druckbemessung, Plastische Bemessung

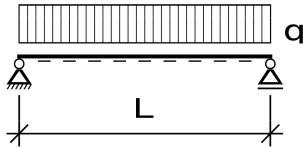
Entgegen der Y-Richtung



Max Nachweis: 0.59

Pos. D06: Stahlträger unter Rahmenfuß

System:



Stützweite $L \leq 1,50 \text{ m}$

In Achse A wird ein Abfangträger unter dem Rahmenfuß Pos. D05 angeordnet, um das darunter liegende Fenster zu überbrücken.

Gemäß Brandschutzkonzept wird an das Bauteil die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (R 60)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

- a. Eigengewicht
- b. aus Rahmen Pos. D05

programmintern
 $G_k \leq 11,5 \text{ kN}$

aus veränderlichen Lasten

- a. aus Rahmen Pos. D05
- b. aus Rahmen Pos. D05
- c. aus Rahmen Pos. D05

$Q_k \leq 3,00 \text{ kN}$
 $S_k \leq 1,50 \text{ kN}$
 $W_k \leq 4,50 \text{ kN}$

Schnittgrößen/Bemessung:

siehe EDV-Ausgabe

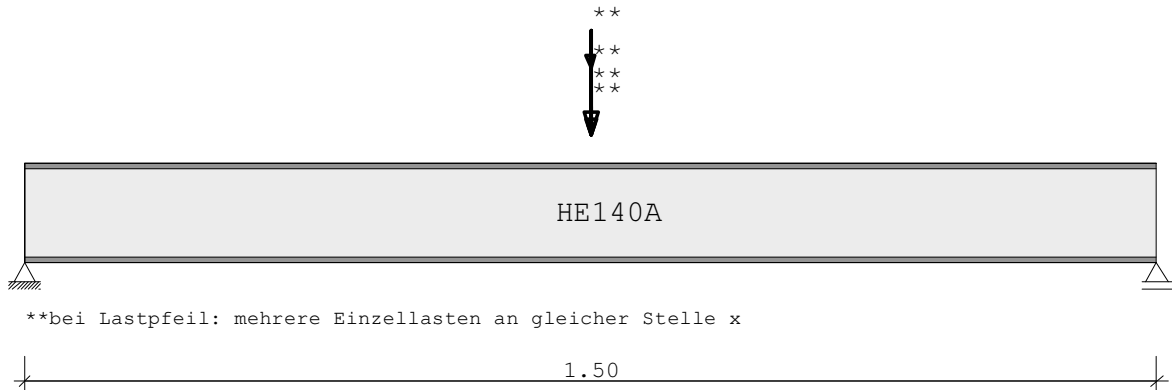
gewählt:

Abfangträger Achse A	HEA 140, S235
Steifen an Auflagern	$t \geq 10 \text{ mm}$, Kehlnähte $a_w \geq 4 \text{ mm}$ je Seite mit z.B. 4x Hilti HST3-M12
Anschluss Rahmen	biegesteif (Details folgen in LP5)
Brandschutzbekleidung R 60 z.B. gemäß System Knauf K25.de mit 20 mm Knauf Fireboard	

Pos. D06: Stahlträger unter Rahmenfuß

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-1/P08)

Maßstab 1 : 10



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	1.500	konstant	1	1030.0	155.0	155.0	HE140A

Belastung (kN,m)	Lasttyp:		1=Gleichlast über L		2=Einzellast bei a					
			3=Einzelmoment bei a	4=Trapezlast von a - a+b						
			5=Dreieckslast über L	6=Trapezlast über L						
Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	2	A		11.500	3.000	1.000	0.750			D05
	2	J		0.000	1.500	1.000	0.750			D05
	2	I		0.000	4.500	1.000	0.750			D05

Eigengewicht des Trägers ist mit γ = 78.5 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:				ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
Nr	Kl	Bezeichnung					
A	1	Wohnräume		0.70	0.50	0.30	1.50
I	4	Windlasten		0.60	0.20	0.00	1.50
J	3	Schnee bis NN +1000m		0.50	0.20	0.00	1.50

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 0.750	7.76	0.00	0.00	10.43	-10.43	2

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)		
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	10.43	10.43	5.93	2
2	0.00	0.00	-10.43	0.00	10.43	5.93	2

Auflagerkräfte					(kN)	
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	5.93	4.50	0.00	10.43	10.43	5.93
2	5.93	4.50	0.00	10.43	10.43	5.93
Summe:	11.87	9.00	0.00	20.87	20.87	11.87

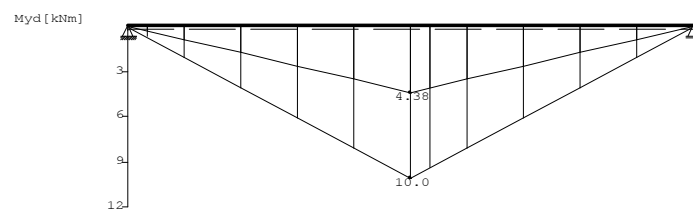
Auflagerkräfte					(kN)	
EG	Stütze 1		Stütze 2			
	max	min	max	min		
g	5.9	5.9	5.9	5.9		
A	1.5	0.0	1.5	0.0		
I	2.3	0.0	2.3	0.0		
J	0.8	0.0	0.8	0.0		
Sum	10.4	5.9	10.4	5.9		

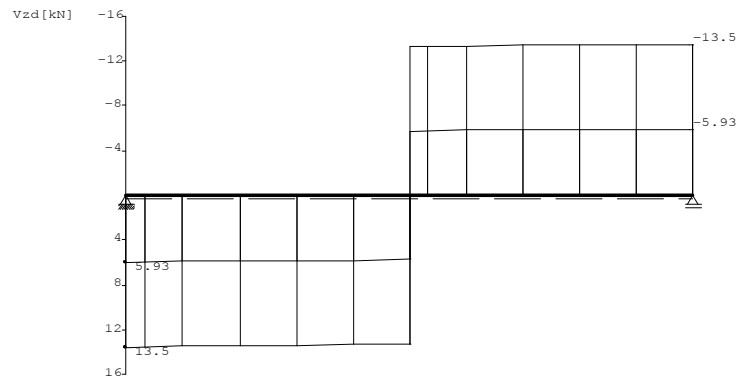
Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum					(kNm , kN)		
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 0.750	10.05	0.00	0.00	13.52	-13.52	I 2

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)		
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	13.52	13.52	5.93	I 2
2	0.00	0.00	-13.52	0.00	13.52	5.93	I 2

Maßstab 1 : 20





Querschnitte		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
3	HE140A	738	41	137	20	323

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1)								γM0 = 1.00		
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σv (N/mm2)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	13.5	36	21	1	0.15		2
	0.749	1	10.0	13.3	66	6	1	0.28		2
	0.750	1	10.0	13.3	66	6	1	0.28		2
	0.751	1	10.0	-13.3	66	6	1	0.28		2
	1.500	1	0.0	-13.5	36	21	1	0.15		2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2)							γM0 = 1.00		
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	13.5	1	0.00	40.9	0.10		2
	0.749	10.0	13.3	1	0.00	40.9	0.25		2
	0.750	10.0	13.3	1	0.00	40.9	0.25		2
	0.751	10.0	-13.3	1	0.00	40.9	0.25		2
	1.500	0.0	-13.5	1	0.00	40.9	0.10		2

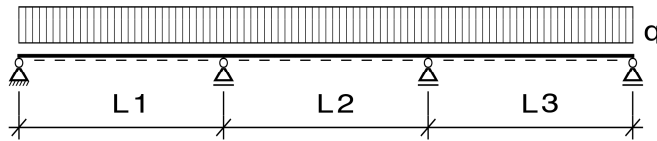
Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.
Nachweis Biegedrillknicken ist nicht erforderlich.

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 300 charakteristische Kombination							
Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb
1	0.749	0.04	0.06	0.062	0.500	0.12	2

3. Obergeschoss

Pos. 101: Stb.-Decke (Bestand)

System:



Bestand:	L1 = L3 = 4,58 m	L2 = 1,82 m
neue Situation:	L1 = L3 = 4,30 m	L2 = 2,38 m

Im 1.OG sollen die tragenden Flurwände in den Achsen 2 und 3 / F bis C entfernt werden. Die Stb.-Decke über dem 1. OG wird über Stahlträger, die direkt neben den tragenden Wänden angeordnet werden, abgefangen.

Gemäß Brandschutzkonzept wird an das Bauteil die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (REI 60)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

a. aus ständigen Lasten (siehe Bes.-Pos. 9 - 11)	$g \leq 6,10 \text{ kN/m}^2$
b. zusätzlicher Ausbau (neue Unterdecke etc.)	$g \leq 0,50 \text{ kN/m}^2$

aus veränderlichen Lasten

a. aus Nutzlasten (Bestand)	$q \leq 3,00 \text{ kN/m}^2$
b. aus Nutzlasten neu (Kat. B1 + TW-Zuschlag)	$q \leq 2,80 \text{ kN/m}^2$

Schnittgrößen/Bemessung:

siehe EDV-Ausgaben

Auslastung der vorh. Bewehrung im Vergleich zur Bestandssituation:

Bestandssituation:	erf. $a_{s,u} = 5,10 \text{ cm}^2$	erf. $a_{s,o} = 4,80 \text{ cm}^2$
nach Umbau:	erf. $a_{s,u} = 3,60 \text{ cm}^2$	erf. $a_{s,o} = 2,70 \text{ cm}^2$
Auslastung:	$3,6 / 5,1 = 0,71 < 1$	$2,7 / 4,8 = 0,57 < 1$

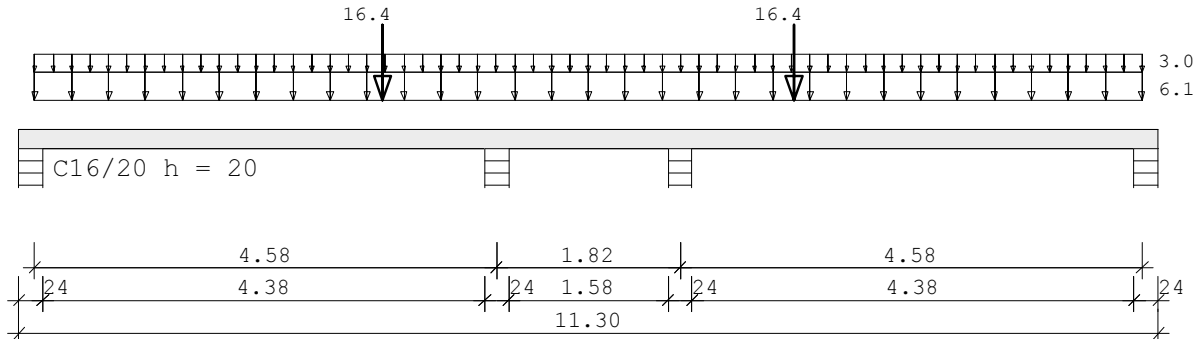
gewählt:

Stb.-Decke ü. 1.OG (Bestand)	$d \geq 20 \text{ cm}$, B225
Brandschutz REI 60 gem. DIN EN 1992-1-2+NA Tabelle 5.8	
Mindestabmessungen	$d_{\min} \geq 80 \text{ mm}$
Mindestachsabstand	$a_{\min} \geq 20 \text{ mm}$

Pos. 101.1: Bestandsdecke ü. 1.OG

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-1/P08)

Maßstab 1 : 75



Stahlbetonplatte über 3 Felder C16/20 E = 29000 N/mm²
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)
1	4.58	konstant	100.0	20.0	66666.7
2	1.82	konstant	100.0	20.0	66666.7
3	4.58	konstant	100.0	20.0	66666.7

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L						
Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	2	A		16.40	0.00	1.00	3.45			
3	2	A		16.40	0.00	1.00	1.13			

Trägerbezogene Lasten (kN,m) Typ 11, 14..16 q-Ansatz nicht feldweise									
Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	B			6.10	3.00	1.00		Bestand	

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten							
Feldmomente Maximum				(kNm , kN)			
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 2.18	21.56	0.00	-23.25	19.81	-38.27	2
2	x0 = 0.91	-14.86	-18.63	-18.63	8.28	-8.28	3
3	x0 = 2.40	21.56	-23.25	0.00	38.27	-19.81	2

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)	
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	19.81	19.81	13.95	2
2	-24.37	-24.37	-38.51	11.89	50.40	32.09	5
3	-24.37	-24.37	-11.89	38.51	50.40	32.09	7
4	0.00	0.00	-19.81	0.00	19.81	13.95	2

Auflagerkräfte							(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min	
1	14.02	5.79	-0.07	19.74	19.81	13.95	
2	35.87	14.53	-3.78	46.62	50.40	32.09	
3	35.87	14.53	-3.78	46.62	50.40	32.09	
4	14.02	5.79	-0.07	19.74	19.81	13.95	
Summe:	99.78	40.64	-7.70	132.72	140.42	92.07	

Auflagerkräfte									(kN)
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4		
	max	min	max	min	max	min	max	min	
g	14.0	14.0	35.9	35.9	35.9	35.9	14.0	14.0	
A	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
B	5.8	-0.1	14.5	-3.8	14.5	-3.8	5.8	-0.1	
Sum	19.8	13.9	50.4	32.1	50.4	32.1	19.8	13.9	

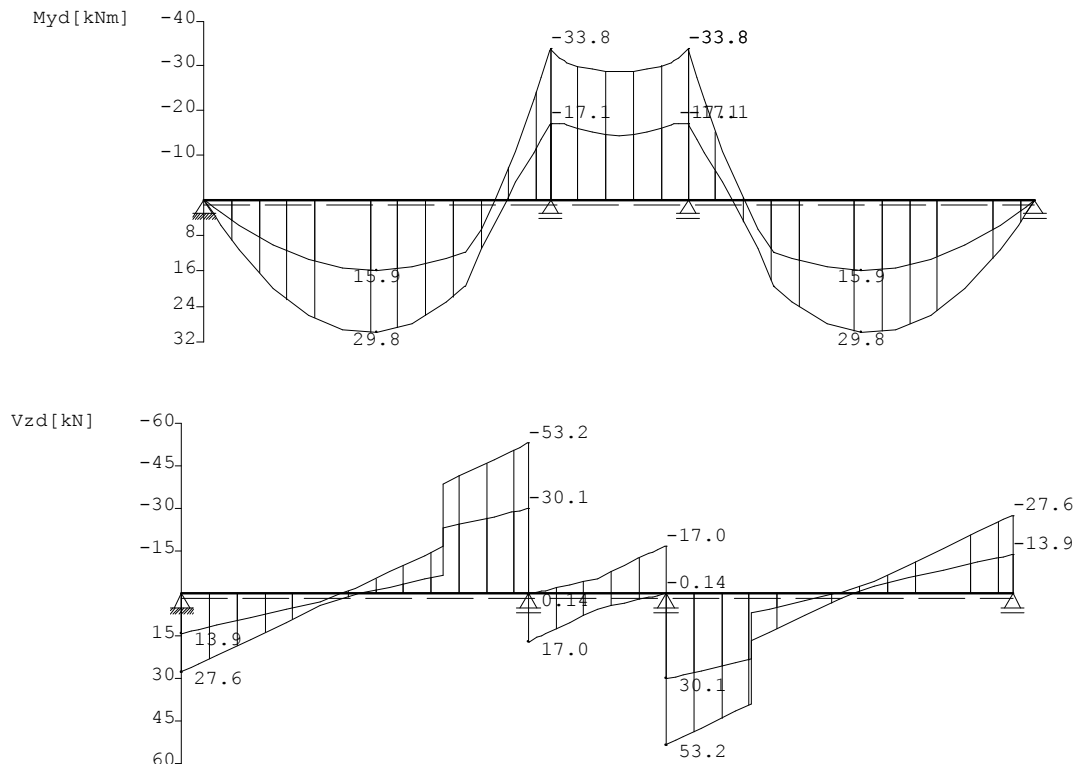
Ergebnisse für γ -fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)		
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb	
1	x0 =	2.17	29.93	0.00	-32.12	27.61	-52.85	B 2
2	x0 =	0.91	-14.39	-18.78	-18.78	9.65	-9.65	B 3
3	x0 =	2.41	29.93	-32.12	0.00	52.85	-27.61	B 2

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	27.61	27.61	13.91	B 2
2	-33.81	-33.81	-53.22	17.00	70.22	30.20	B 5
3	-33.81	-33.81	-17.00	53.22	70.22	30.20	B 7
4	0.00	0.00	-27.61	0.00	27.61	13.91	B 2

Maßstab 1 : 100



Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 1.90 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min Mu (kNm)	erf As (cm ²)	min Mo (kNm)	erf As (cm ²)	
1	12.70	1.95	-12.70	1.92	100.0/20.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)	komb
1	2.17	29.9		17.2	0.15	5.1	0.0	B 2
	4.12	-10.8	-10.8	17.5	0.06	0.0	1.9 *	B 5
2	0.91	-14.4		17.2				B 3
	0.55	-29.3	-29.3	17.5	0.14	0.0	4.9	B 2
	0.91	-28.7	-28.7	17.5	0.14	0.0	4.8	B 2
3	2.41	29.9		17.2	0.15	5.1	0.0	B 2
	0.46	-10.8	-10.8	17.5	0.06	0.0	1.9 *	B 7

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)

Am ersten Auflager sind mindestens 2.5 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 2.5 cm² zu verankern.

Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

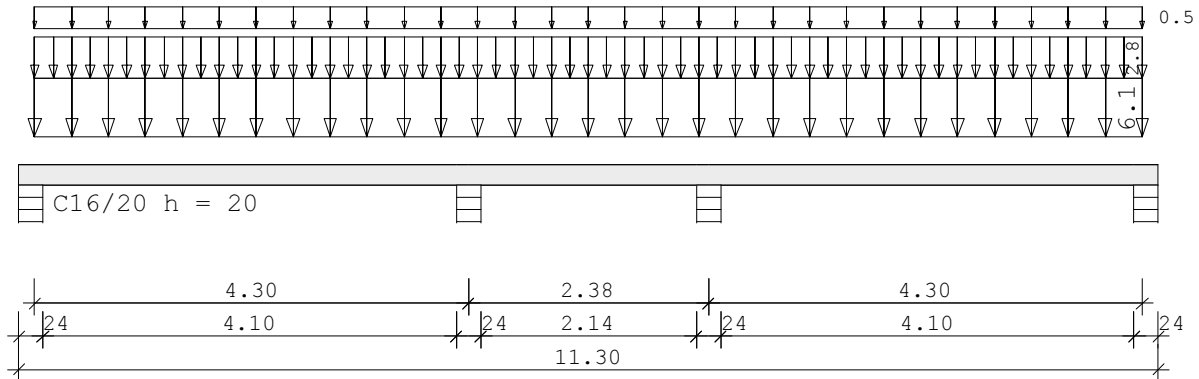
Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Bem. Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)	komb
1 re	0.00	0.0						1
2 li	0.00	-32.1	-29.0	17.5	0.14	0.0	4.8	B 2
2 re	0.00	-33.8	-28.1	17.5	0.13	0.0	4.7	B 5
3 li	0.00	-33.8	-28.1	17.5	0.13	0.0	4.7	B 7
3 re	0.00	-32.1	-29.0	17.5	0.14	0.0	4.8	B 2
4 li	0.00	0.0						1

Pos. 101.2: Vergleichsrechnung neue Situation

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-1/P08)

Maßstab 1 : 75



Stahlbetonplatte über 3 Felder C16/20 E = 29000 N/mm²

DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System Länge Querschnittswerte

Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)
1	4.30	konstant	100.0	20.0	66666.7
2	2.38	konstant	100.0	20.0	66666.7
3	4.30	konstant	100.0	20.0	66666.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
		g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
Typ EG Gr	VK						
1 B		6.10	2.80	1.00		Bestand	
1 B		0.50	0.00	1.00		Ausbau	

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).

In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum								(kNm , kN)
Feld			Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 =	1.82	15.59	0.00	-13.28	17.12	-23.30	2
2	x0 =	1.19	-3.69	-10.35	-10.35	11.19	-11.19	3
3	x0 =	2.48	15.59	-13.28	0.00	23.30	-17.12	2

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)	
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	17.12	17.12	11.78	2
2	-14.65	-14.65	-23.62	13.32	36.93	22.00	5
3	-14.65	-14.65	-13.32	23.62	36.93	22.00	7
4	0.00	0.00	-17.12	0.00	17.12	11.78	2

Auflagerkräfte							(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min	
1	11.92	5.20	-0.14	16.98	17.12	11.78	
2	24.31	12.62	-2.31	34.62	36.93	22.00	
3	24.31	12.62	-2.31	34.62	36.93	22.00	
4	11.92	5.20	-0.14	16.98	17.12	11.78	
Summe:	72.47	35.64	-4.89	103.21	108.11	67.57	

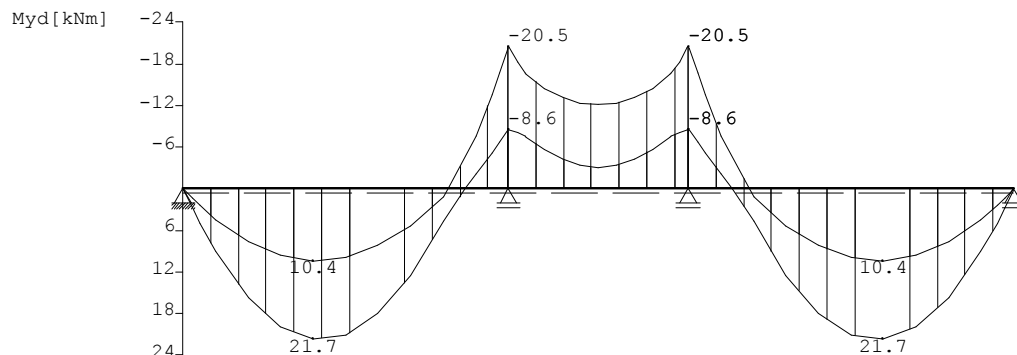
Auflagerkräfte									(kN)
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4		
	max	min	max	min	max	min	max	min	
g	11.9	11.9	24.3	24.3	24.3	24.3	11.9	11.9	
B	5.2	-0.1	12.6	-2.3	12.6	-2.3	5.2	-0.1	
Sum	17.1	11.8	36.9	22.0	36.9	22.0	17.1	11.8	

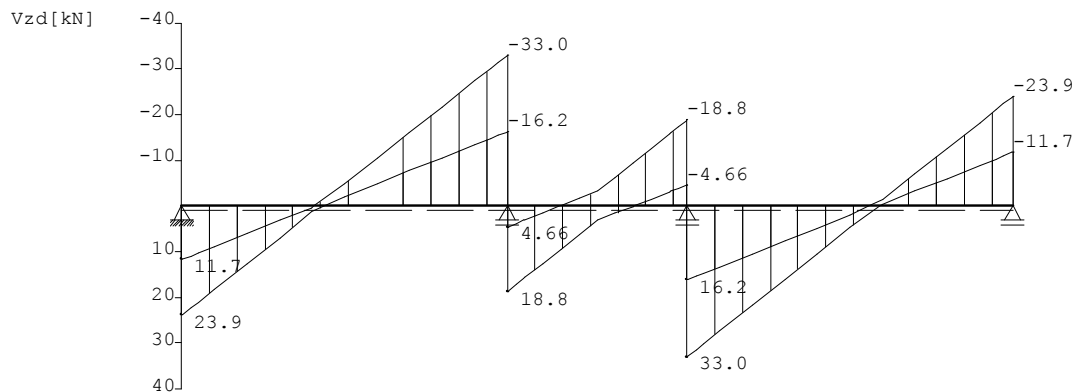
Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)		
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb	
1	x0 = 1.82	21.77	0.00	-18.46	23.89	-32.48	B	2
2	x0 = 1.19	-3.00	-10.65	-10.65	12.85	-12.85	B	3
3	x0 = 2.48	21.77	-18.46	0.00	32.48	-23.89	B	2

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	23.89	23.89	11.71	B 2
2	-20.51	-20.51	-32.96	18.80	51.75	20.85	B 5
3	-20.51	-20.51	-18.80	32.96	51.75	20.85	B 7
4	0.00	0.00	-23.89	0.00	23.89	11.71	B 2

Maßstab 1 : 100



Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 1.90 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	12.70	1.95	-12.70	1.92	100.0/20.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)	komb
1	1.82	21.8		17.2	0.11	3.6	0.0	B 2
2	1.19	-3.0		17.2				B 3
	0.48	-14.4	-14.4	17.5	0.08	0.0	2.3	B 2
	1.19	-12.2	-12.2	17.5	0.07	0.0	2.0	B 2
3	2.48	21.8		17.2	0.11	3.6	0.0	B 2

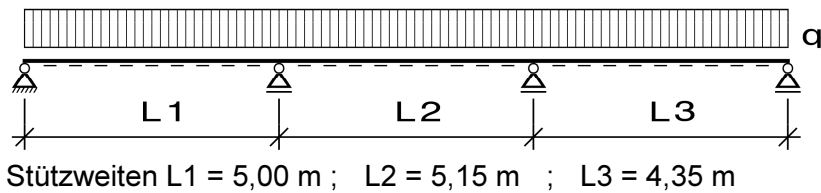
Am ersten Auflager sind mindestens 2.0 cm² zu verankern.Am letzten Auflager sind mindestens 2.0 cm² zu verankern.Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5

Stütze Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	Bem. M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)	komb
1 re	0.00	0.0						1
2 li	0.00	-18.5	-16.6	17.5	0.09	0.0	2.7	B 2
2 re	0.00	-20.5	-16.5	17.5	0.09	0.0	2.7	B 5
3 li	0.00	-20.5	-16.5	17.5	0.09	0.0	2.7	B 7
3 re	0.00	-18.5	-16.6	17.5	0.09	0.0	2.7	B 2
4 li	0.00	0.0						1

Pos. 102: Abfangträger neben Flurwänden

System:



Zur Aufnahme der Deckenlasten ü. 1. OG werden neben den zu entfernenden Flurwänden in den Achsen 2 und 3 / F bis C neue Abfangträger angeordnet.

An die Unterzüge wird die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (R60)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

a. Eigengewicht

b. aus Pos. 101.2 (Aufl. 2)

programmintern

$g \leq 24,3 \text{ kN/m}$

aus veränderlichen Lasten

a. aus Pos. 101.2 (Aufl. 2)

$q \leq 12,6 \text{ kN/m}$

Schnittgrößen/Bemessung:

siehe EDV-Ausgabe

gewählt:

neue Stahlpfetten

HEA 280, S235

Auflager auf Wänden

mit Steife $t \geq 10 \text{ mm}$, S235, $a_w \geq 4 \text{ mm}$
auf Betonpolster mind. C25/30

Auflager Achse 2/F

auf Stahlstütze HEA 200
mit Steife $t \geq 10 \text{ mm}$, S235, $a_w \geq 4 \text{ mm}$
und 4x Schrauben M12 – 4.6

Anschluss an Pos. 103

gelenkig mit 2 angeschweißten Winkeln
L200x100x15 mm, S235, uml. $a_w \geq 4 \text{ mm}$
und 4x Schrauben M16 – 10.9

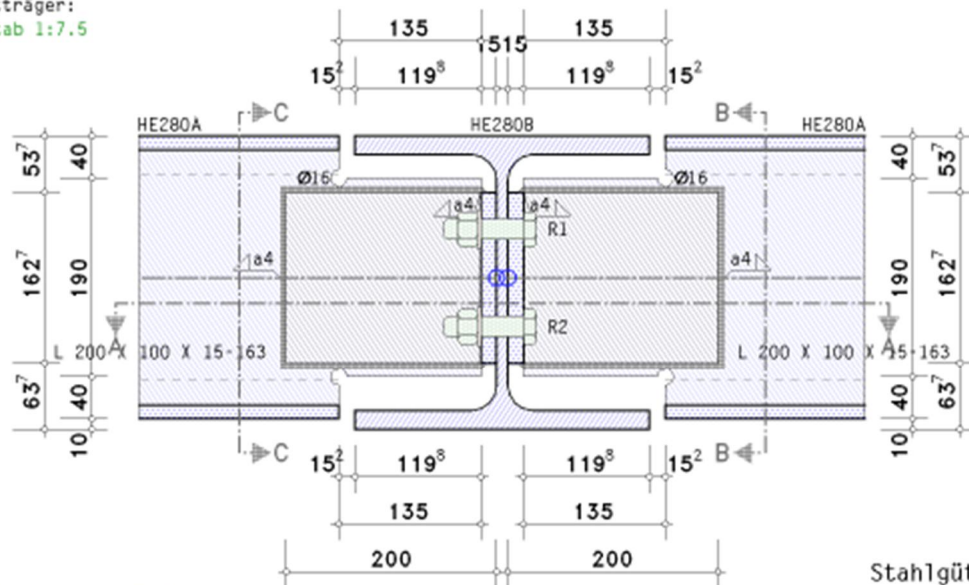
Einbau kraftschlüssig unter Stb.-Decke ü. 1.OG, Träger unterkeilen, bis Durchbiegung gemäß Einbauhinweise der Ausführungsplanung erreicht sind. Fugen anschließend kraftschlüssig mit Quellschweißmittel MG III verfügen.

Brandschutzbekleidung R 60 z.B. gemäß System Knauf K252.de
mit 20 mm Knauf Fireboard

Einbauhinweise im Rahmen der Ausführungsplanung beachten! Unterkeilen/Vorspannen erf.!

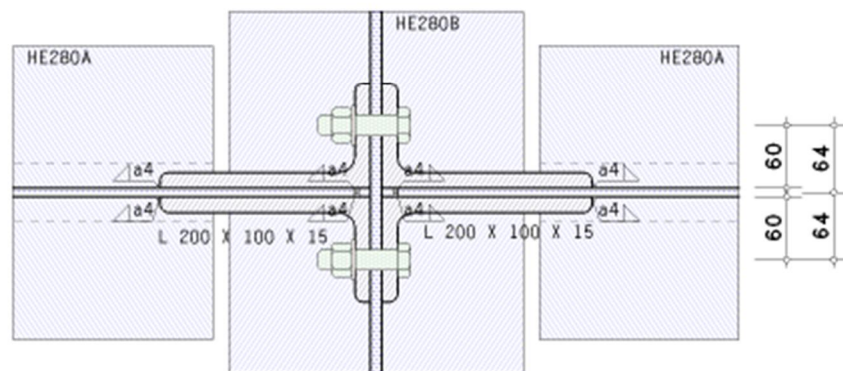
Anschlussdetail:

Hauptträger:
Maßstab 1:7.5



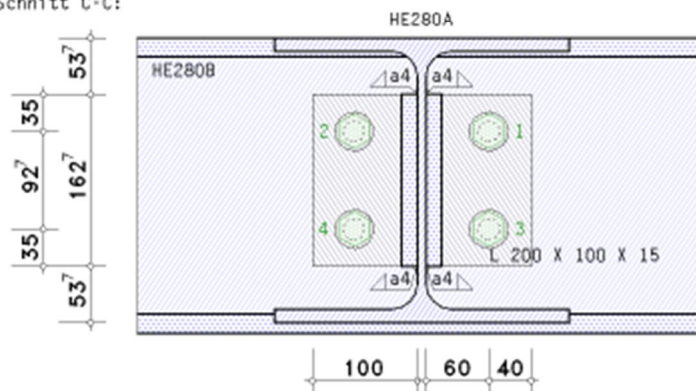
○ Drehpunkt (Gelenk)

Schnitt A-A:



Stahlgüte S235
Schrauben M20-10.9

Schnitt C-C:



Ausnutzungen

1 – Anschluss rechts, 2 – Anschluss links

Lk	$U_{\sigma,1}$	$U_{\sigma,2}$	$U_{v,1}$	$U_{w,1}$	$U_{v,2}$	$U_{w,2}$	$U_{a,1}$	$U_{a,2}$	U_1	U_2
1	0.488	0.508	0.295	0.241	0.307	0.251	0.295	0.307	0.488*	0.508*

U_{σ} : Spannungsausnutzung am Querschnitt; U_v : Querkraftausnutzung; U_w : Ausnutzung aus Schweißnaht

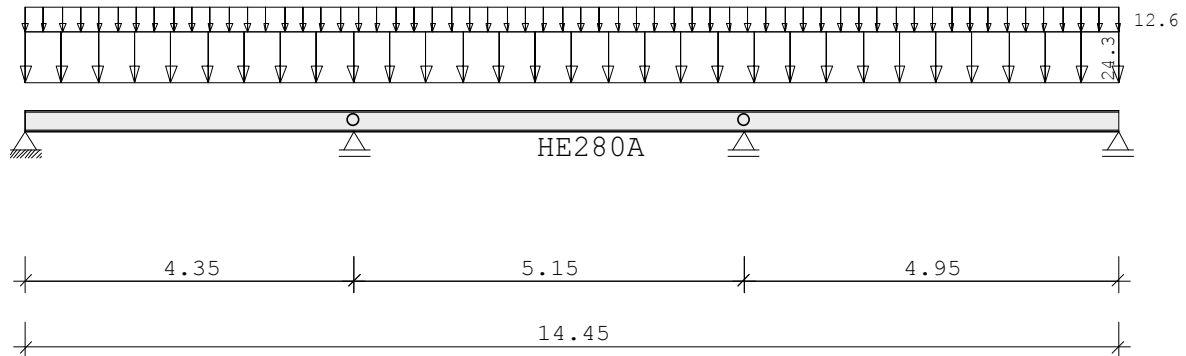
U_a : Ausnutzung des Anschlusses; U : Gesamtausnutzung

*) maximale Ausnutzung

Pos. 102: Abfangträger neben Flurwänden

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-1/P08)

Maßstab 1 : 100



Stahlträger über 3 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	4.350	konstant	1	13670.0	1010.0	1010.0	HE280A
2	5.150	konstant	1	13670.0	1010.0	1010.0	HE280A
3	4.950	konstant	1	13670.0	1010.0	1010.0	HE280A

Gelenke : in Feld 2 bei $x = 0.000 \text{ m}$
in Feld 3 bei $x = 0.000 \text{ m}$

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
Typ EG Gr	VK	$g_{l/r}$	$q_{l/r}$	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 A		24.300	12.600	1.000			

Eigengewicht des Trägers ist mit $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

Einwirkungen:				
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1
A	1	Wohnräume	0.70	0.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 2.175	89.09	0.00	0.00	81.92	-81.92	2
2	x0 = 2.575	124.87	0.00	0.00	96.98	-96.98	3
3	x0 = 2.475	115.36	0.00	0.00	93.22	-93.22	4

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	81.92	81.92	54.51	2
2	0.00	0.00	-81.92	96.98	178.90	119.05	3
3	0.00	0.00	-96.98	93.22	190.20	126.57	4
4	0.00	0.00	-93.22	0.00	93.22	62.03	4

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	54.51	27.41	0.00	81.92	81.92	54.51
2	119.05	59.85	0.00	178.90	178.90	119.05
3	126.57	63.63	0.00	190.20	190.20	126.57
4	62.03	31.19	0.00	93.22	93.22	62.03
Summe:	362.17	182.07	0.00	544.24	544.24	362.17

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
	max	min	max	min	max	min	max	min
g	54.5	54.5	119.1	119.1	126.6	126.6	62.0	62.0
A	27.4	0.0	59.9	0.0	63.6	0.0	31.2	0.0
Sum	81.9	54.5	178.9	119.1	190.2	126.6	93.2	62.0

Ergebnisse für γ-fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

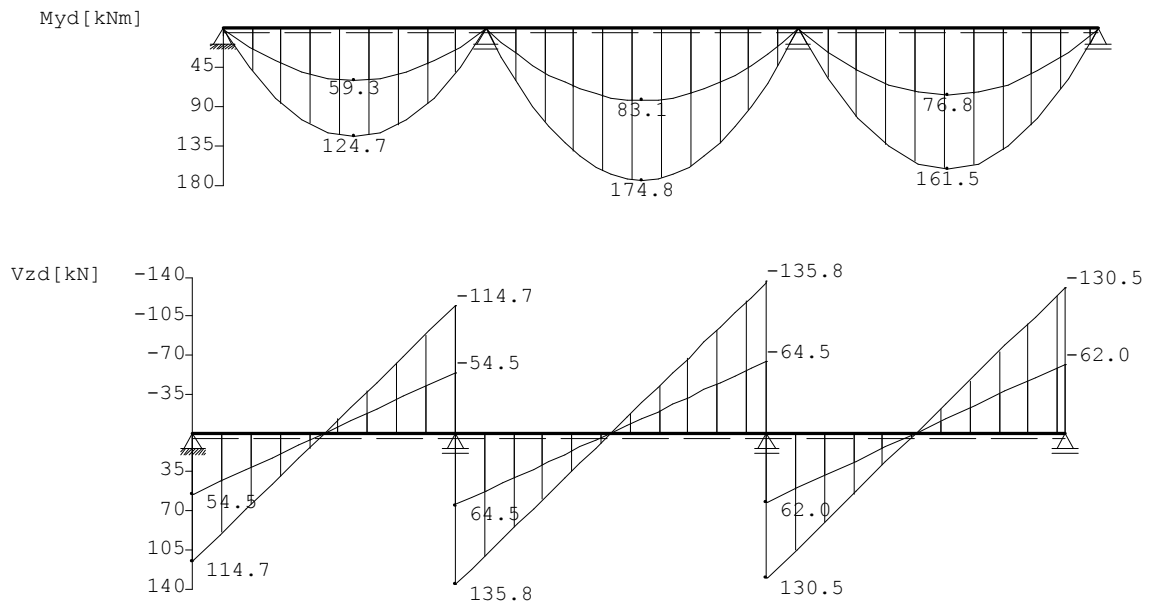
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 2.175	124.74	0.00	0.00	114.70	-114.70	A 2
2	x0 = 2.575	174.84	0.00	0.00	135.80	-135.80	A 3
3	x0 = 2.475	161.52	0.00	0.00	130.52	-130.52	A 4

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	114.70	114.70	54.51	A 2
2	0.00	0.00	-114.70	135.80	250.50	119.05	A 3
3	0.00	0.00	-135.80	130.52	266.32	126.57	A 4
4	0.00	0.00	-130.52	0.00	130.52	62.03	A 4

Maßstab 1 : 125



Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd
3	HE280A	2287	262	431	122	988

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	114.7	101	58	1	0.43	A	2
	2.175	1	124.7	0.0	123	0	1	0.52	A	2
	4.350	1	0.0	-114.7	101	58	1	0.43	A	2
2	0.000	1	0.0	135.8	119	69	1	0.51	A	3
	2.575	1	174.8	0.0	173	0	1	0.73	A	3
	5.150	1	0.0	-135.8	119	69	1	0.51	A	3
3	0.000	1	0.0	130.5	115	66	1	0.49	A	4
	2.475	1	161.5	0.0	160	0	1	0.68	A	4
	4.950	1	0.0	-130.5	115	66	1	0.49	A	4

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2)							γM0 = 1.00		
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	114.7	1	0.00	262.2	0.27	A	2
	2.175	124.7	0.0	1	0.00	262.2	0.48	A	2
	4.350	0.0	-114.7	1	0.00	262.2	0.27	A	2
2	0.000	0.0	135.8	1	0.00	262.2	0.31	A	3
	2.575	174.8	0.0	1	0.00	262.2	0.67	A	3
	5.150	0.0	-135.8	1	0.00	262.2	0.31	A	3
3	0.000	0.0	130.5	1	0.00	262.2	0.30	A	4
	2.475	161.5	0.0	1	0.00	262.2	0.62	A	4
	4.950	0.0	-130.5	1	0.00	262.2	0.30	A	4

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.
Nachweis Biegedrillknicken ist nicht erforderlich.

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul f = L / 300$
 charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb
1	2.175	0.41	0.61	0.612	1.450	0.42	2
2	2.575	0.80	1.20	1.202	1.717	0.70	3
3	2.475	0.68	1.03	1.026	1.650	0.62	4

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:				1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L				
Nr.	Feld	Typ	Grp		g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	A 1		24.30	12.60	24.30	12.60	1.00	0.00	4.35
2	2	4	A 2		24.30	12.60	24.30	12.60	1.00	0.00	5.15
3	3	4	A 3		24.30	12.60	24.30	12.60	1.00	0.00	4.95

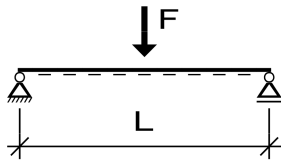
Gerechnete Kombinationen aus 3 Lasten

Last	K1	K2	K3	K4	K5	K6
	g	g	g	g	g	g
1	.	x	.	.	x	.
2	.	.	x	.	x	x
3	.	.	.	x	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
 Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten
 alle gleichzeitig alternierend mit $\gamma_G = 1,00 / 1,35$ beaufschlagt.
 Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen
 vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die
 Leiteinwirkung ist.
 Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Pos. 103: Unterzug Achse E

System:



Stützweiten $L = 4,00 \text{ m}$

Zur Aufnahme der Deckenlasten ü. 1. OG werden neben den zu entfernenden Flurwänden in den Achsen 2 und 3 / F bis C neue Abfangträger angeordnet. Diese werden an Querträgern in den Achsen E, D und C angeschlossen. Die Querträger lagern auf Stahlstützen auf.

An die Unterzüge wird die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (R60)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

- a. Eigengewicht
- b. aus Pos. 102 (Aufl. 3)

programmintern
 $G \leq 126,6 \text{ kN}$

aus veränderlichen Lasten

- a. aus Pos. 102 (Aufl. 3)

$Q \leq 63,60 \text{ kN}$

Schnittgrößen/Bemessung:

siehe EDV-Ausgabe

gewählt:

neue Stahlpfetten

HEB 280, S235

Steifen an Auflagern

$t \geq 10 \text{ mm}$, S235, $a_w \geq 4 \text{ mm}$

Auflager auf Stützen

mit 4x Schrauben M16 – 10.9

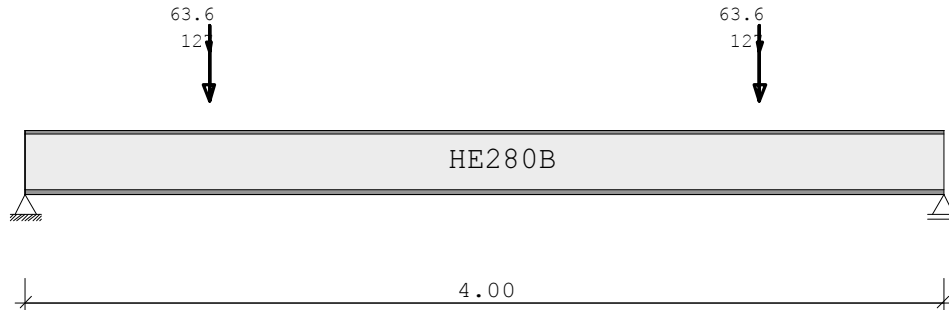
Einbau mit $\sim 0,5 \text{ cm}$ Fuge zur Stb.-Decke, keinen Kraftschluss herstellen!

Brandschutzbekleidung R 60 z.B. gemäß System Knauf K252.de
mit 20 mm Knauf Fireboard

Pos. 103: Unterzug Achse E

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-1/P08)

Maßstab 1 : 33



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	4.000	konstant	1	19270.0	1380.0	1380.0

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L						
Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	2	B		126.600	63.600	1.000	0.800		102_A3	
	2	B		126.600	63.600	1.000	3.200		102_A3	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 78.5 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:							
Nr	KI	Bezeichnung		ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros		0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 2.000	154.22	0.00	0.00	192.26	-192.26	2

Stützmomente Maximum							(kNm , kN)
Stütze		M li	M re	V li	V re	max F	min F
1		0.00	0.00	0.00	192.26	192.26	128.66
2		0.00	0.00	-192.26	0.00	192.26	128.66

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	128.66	63.60	0.00	192.26	192.26	128.66
2	128.66	63.60	0.00	192.26	192.26	128.66
Summe:	257.31	127.20	0.00	384.51	384.51	257.31

Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	128.7	128.7	128.7	128.7
B	63.6	0.0	63.6	0.0
Sum	192.3	128.7	192.3	128.7

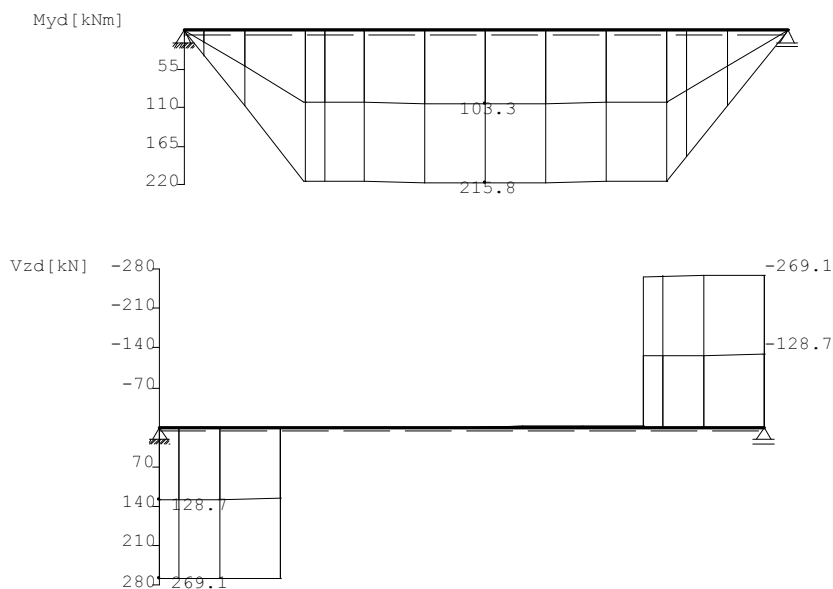
Ergebnisse für γ-fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)							
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 2.000	215.82	0.00	0.00	269.09	-269.09	B 2

Stützmomente Maximum (kNm , kN)							
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1		0.00	0.00	0.00	269.09	269.09	128.66
2		0.00	0.00	-269.09	0.00	269.09	128.66
							komb
							B 2
							B 2

Maßstab 1 : 50



Querschnitte S235		$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
4	HE280B	3079	361	553	169	1368

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1)

 $\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	QNr.	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	269.1	176	102	1	0.75	B 2
	0.799	1	214.7	268.0	197	95	1	0.84	B 2
	0.801	1	214.8	1.7	156	0	1	0.66	B 2
	2.000	1	215.8	0.0	157	0	1	0.67	B 2
	3.199	1	214.8	-1.7	156	0	1	0.66	B 2
	3.201	1	214.7	-268.0	197	95	1	0.84	B 2
	4.000	1	0.0	-269.1	176	102	1	0.75	B 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2)

 $\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M_{Rd} (kNm)	η	komb
1	0.000	0.0	269.1	1	0.00	361.4	0.49	B 2
	0.799	214.7	268.0	1	0.00	361.4	0.59	B 2
	0.801	214.8	1.7	1	0.00	361.4	0.59	B 2
	2.000	215.8	0.0	1	0.00	361.4	0.60	B 2
	3.199	214.8	-1.7	1	0.00	361.4	0.59	B 2
	3.201	214.7	-268.0	1	0.00	361.4	0.59	B 2
	4.000	0.0	-269.1	1	0.00	361.4	0.49	B 2

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.
Nachweis Biegedrillknicken ist nicht erforderlich.

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $z_{ul} = L / 500$
charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	f_g (cm)	f_{tot} (cm)	f (cm)	z_{ul} (cm)	η	komb
1	2.000	0.48	0.72	0.720	0.800	0.90	2

Pos. 104: Stahlstützen Achse E

System:



Stützenlänge $L \leq 2,80 \text{ m}$

Zur Aufnahme der Deckenlasten aus den Unterzügen Pos. 102 und 103 werden in den Achsen E und F Stahlstützen angeordnet. Diese stehen in einer Flucht oberhalb der Stützen im EG und gewährleisten somit einen direkten Lastabtrag bis in die Gründung. Darüber hinaus werden auch die Vertikallasten aus den Rahmen Pos. D03 aufgenommen.

Gemäß Brandschutzkonzept wird an das Bauteil die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (R 60)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

- | | |
|-----------------|---------------------------|
| a. Eigengewicht | programmiert |
| b. aus Pos. D03 | $G \leq 37,10 \text{ kN}$ |
| c. aus Pos. 103 | $G \leq 128,7 \text{ kN}$ |

aus veränderlichen Lasten

- | | |
|-----------------|---------------------------|
| a. aus Pos. D03 | $Q \leq 9,200 \text{ kN}$ |
| b. aus Pos. D03 | $S \leq 19,70 \text{ kN}$ |
| c. aus Pos. D03 | $W \leq 12,20 \text{ kN}$ |
| d. aus Pos. 103 | $Q \leq 63,60 \text{ kN}$ |

Schnittgrößen/Bemessung:

siehe EDV-Ausgabe

gewählt:

Stahlstützen 1.OG Achse E

HEA 200, S235

mit Kopfplatte

$a/b/t \geq 280/280/20 \text{ mm}$, S235, $a_w \geq 4 \text{ mm}$
mit 4x Schrauben M16 – 10.9

Einbau mit ~0,5 cm Fuge zur Stb.-Decke, ohne Kraftschluss
Lasteinleitung aus D03 über Druckrohr in Kernbohrung

mit Fußplatte

$a/b/t \geq 280/280/20 \text{ mm}$, S235, $a_w \geq 4 \text{ mm}$
auf Mörtelschicht mind. MG III, $d \leq 20 \text{ mm}$
mit z.B. 2x Dübel Hilti HST-3 M12

Brandschutzbekleidung R 60 z.B. gemäß System Knauf K25.de
mit 20 mm Knauf Fireboard

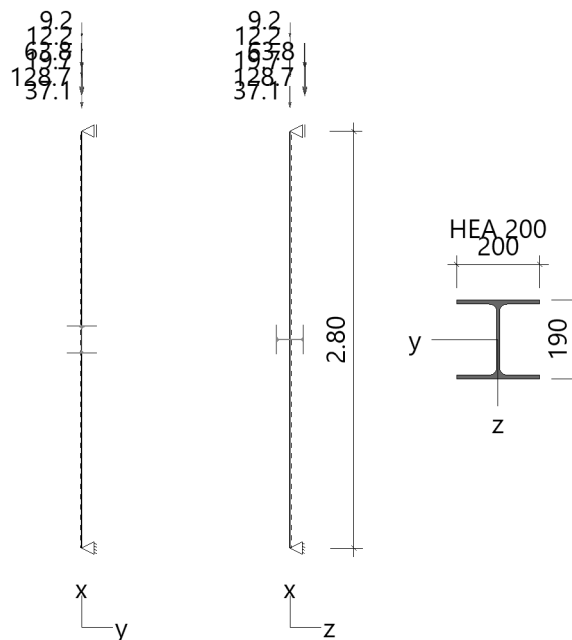
Pos. 104: Stahlstützen Achse E

Stahlstütze (x64) STS+ 01/2024 (FRILO R-2024-1/P08)

Grundparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Ψ_2 für Kranlasten	:	0.90
$\Psi_2 = 0.5$ für Schnee (AE)	:	nicht angesetzt
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang B
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	$\delta_{lim} =$	5.0 cm
Nachweis Relativverformung (Durchbiegung) mit	$\delta_{lim} =$	$l_{eff}/300$

System Pendelstütze



Stütze: Höhe = 2.80 m Material: S235 Querschnitt: HEA 200

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen *)			Verdrehungen *)		
		ux [kN/m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	2.80	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

*) -1 = starr, 0 = frei, > 0 = elastisch

Belastung

Einwirkungen(Ew)

Id	Typ	Bemessungssituation	Name	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
99	G	ständig/vorübergehend	ständig	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
1	Q	ständig/vorübergehend	Kat. A: Wohngebäude	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30
2	Q	ständig/vorübergehend	Kat. B: Bürogebäude	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30
9	Q	ständig/vorübergehend	Windlasten	1.50	0.00	0.60	0.20	0.00
10	Q	ständig/vorübergehend	Schnee H < 1000 m	1.50	0.00	0.50	0.20	0.00

Lasten

Lastarten

Art 14 = Kopflast kN

Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	ey [mm]	ez [mm]	Ew
1	14	in x-Richtung	128.7	2.80		-		100	99
2	14	in x-Richtung	37.1	2.80		-			99
3	14	in x-Richtung	63.8	2.80		-		100	2
4	14	in x-Richtung	9.2	2.80		-			1
5	14	in x-Richtung	19.7	2.80		-			10
6	14	in x-Richtung	12.2	2.80		-			9

Ergebnisse

Zusammenfassung

Bemessungssituation	Lfk	Nachweis	η
ständig/vorübergehend	17	Querschnitt	0,32
ständig/vorübergehend	17	Stabilität	0,66
charakteristisch	67	Relativverformung	0,13

Tragfähigkeit ständig/vorübergehend

Schnittgrößen - Lfk 17

x [m]	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
0.00	-345.6	-9.6	0.00	0.0	0.00
2.80	-344.0	-9.6	-26.94	0.0	0.00

Querschnittstragfähigkeit nach Abschnitt 6.2 ff - Lfk 17 $\gamma_{M0} = 1,00$

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.27	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27
2.80	1	0.27	0.04	0.32	0.00	0.00	0.32	0.32

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	GI	η	Lfk
2.80	1	345.5	26.94	6.62	0.66	17

Gebrauchstauglichkeit

Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{Cd} = 5.0$ cm

x [m]	$f_{x,Ed}$ [cm]	$f_{y,Ed}$ [cm]	$f_{z,Ed}$ [cm]	$f_{res,Ed}$ [cm]	η	Lfk
1.62	-0.04	0.0	-0.1	0.1	0.03	75

Verformungsnachweis - Relativverformung in z $f_{Cd} = l_{eff}/300$

x [m]	l_{eff} [m]	$l_{eff,x0}$ [m]	$l_{eff,x1}$ [m]	$f_{z,Ed}$ [cm]	$f_{z,Cd}$ [cm]	η	Lfk
1.62	2.80	0.00	2.80	0.1	0.9	0.13	67

Auflagerkräfte

Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall

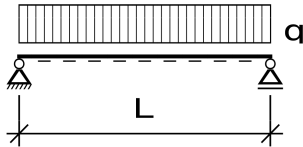
Lager	x [m]	Lf	Ew	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _y [kN]	M _z [kNm]
Fuss	0.00	Eigengewicht	99	-1.2	-	-	-	-
		Lf 1	99	-128.7	-4.6	-	-	-
		Lf 2	99	-37.1	-	-	-	-
		Lf 3	2	-63.8	-2.3	-	-	-
		Lf 4	1	-9.2	-	-	-	-
		Lf 5	10	-19.7	-	-	-	-
Kopf	2.80	Lf 6	9	-12.2	-	-	-	-
		Lf 1	99	-	4.6	-	-	-
		Lf 3	2	-	2.3	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

Lfk	Bemessungssituation	[Lastfall:Faktor]
17	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1,35 + 1:1,35 + 2:1,35 + 3:1,50 + 4:1,05 + 5:0,75
75	charakteristisch	Eigengewicht: 1,00 + 1:1,00 + 2:1,00 + 3:1,00 + 4:0,70 + 5:0,50
67	charakteristisch	Eigengewicht: 1,00 + 1:1,00 + 2:1,00 + 3:1,00 + 4:0,70 + 6:0,60

Pos. 105: neue Türstürze

System:



Stützweite $L \leq 1,35 \text{ m}$

Im OG werden teilweise neue Türöffnungen erstellt. Über diesen sind neue Türstürze anzuordnen. Maßgebend neuer Türsturz in Achse B'.

Gemäß Brandschutzkonzept wird an das Bauteil die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (R 60)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

- a. Eigengewicht
- b. aus Übermauerung ($h \leq 1,00 \text{ m}$)
- c. aus Decke ü. 1.OG ($b_{\text{eff}} \leq 4,25 \times 1,25 = 5,35 \text{ m}$)

programmintern

$$g_k \leq 5,00 \text{ kN/m}$$

$$g_k \leq 6,60 \text{ kN/m}^2$$

aus veränderlichen Lasten

- a. aus Decken ü. 1.OG

$$q_k \leq 2,80 \text{ kN/m}^2$$

Schnittgrößen/Bemessung:

konstruktiv gewählt: 2x HEA 100

$$\begin{aligned} \text{a. } M_{\text{Ed}} &\leq (1,35 \times (5+6,6 \times 5,35) + 1,5 \times 2,8 \times 5,35) \times 1,35^2 / 8 = 17,5 \text{ kNm} \\ \text{b. } M_{\text{pl,y,Rd}} &\geq 2 \times 19,5 \text{ kNm} = 39,0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

gewählt:

neue Türstürze 1.OG

2x HEA 100, S235

Kopfplatte an Auflagern

$t \geq 10 \text{ mm}$, Kehlnähte $a_w \geq 4 \text{ mm}$

Auflagertiefe auf MW

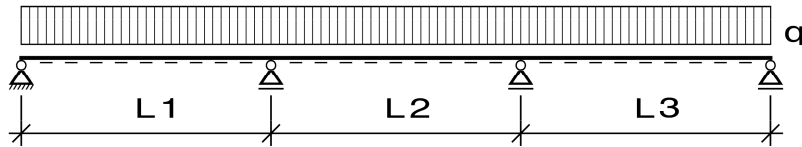
$A \geq 20 \text{ cm}$ in Mörtelbett mind. MGIII

Brandschutzbekleidung R 60 z.B. gemäß System Knauf K25S.de
mit 20 mm Knauf Fireboard

4. Erdgeschoss

Pos. 001: Nachrechnung Bes.-Pos. 28-30 Decke ü. Halle EG

System:



Stützweiten $L_1 = L_3 = 3,50 \text{ m}$
 $L_2 = 4,00 \text{ m}$

Vergleichsrechnung zur Bestandsdecke ü. EG im Hallenbereich. Durch die Umbaumaßnahmen entfallen die Auflasten der Flurwände in Feld 2. Es werden die Momente der Umbausituation mit den Bemessungsmomenten der Bestandsstatik verglichen.

An die Decke wird die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (R60)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

- a. aus ständigen Lasten (Eigengewicht + Aufbau Bestand) $g \leq 5,40 \text{ kN/m}^2$
- b. aus neuer Unterdecke und Installation $g \leq 0,50 \text{ kN/m}^2$

aus veränderlichen Lasten

- a. aus Nutzlast Büro (Kat. B1) $q \leq 2,00 \text{ kN/m}^2$
- b. aus Trennwandzuschlag $q \leq 0,80 \text{ kN/m}^2$

Schnittgrößen/Bemessung:

nach Umbau: siehe EDV-Ausgabe

gemäß Bestandsstatik 1954:

- a. max. Feldmoment Endfelder (Seite 20, Pos. 28+30): $M_f \leq 9,10 \text{ kNm}$
- b. max. Feldmoment Mittelfeld (Seite 21, Pos. 29) $M_f \leq 39,5 \text{ kNm}$
- c. max. Stützmoment Auflager B und C (Seite 21, Pos. 29) $M_{B/C} \leq 39,6 \text{ kNm}$

Vergleich der Bemessungsmomente Umbau / Bestand:

- d. Feldmoment Endfelder: $M_{f,1,neu} / M_{f,Bestand} = 8,84 / 9,10$ $\eta_1 \leq 0,97$
- e. Feldmoment Mittelfeld: $M_{f,2,neu} / M_{f,Bestand} = 6,75 / 39,5$ $\eta_1 \leq 0,17$
- f. Stützmoment B und C: $M_{B,neu} / M_{B,Bestand} = 12,8 / 39,6$ $\eta_2 \leq 0,32$

gewählt:

Stb.-Decke ü. Halle EG (Bestand)

$d = 18 \text{ cm}$, B225

Brandschutz REI 60 gem. DIN EN 1992-1-2+NA Tabelle 5.8

Mindestabmessungen

$d_{min} \geq 80 \text{ mm}$

Mindestachsabstand

$a_{min} \geq 20 \text{ mm}$

Auszüge Bestandsstatik 1954:

Seite 20:

Bemessung:

Pos. 28-Pos. 30 (Endfelder)

max M = 5600 kg, außerdem treten in ganzer Plattenlänge negative Momente auf, die bis zum Auflager hin auf - 3950 kg zunehmen.

gew.: d = 18 cm

Vergleichsmoment $q \cdot l^2/14$ (volle einseitige Einspannung)

$$= 1940 \cdot 3,50^2/14 = 3950 \text{ kg}$$

Seite 21:

Pos. 29

max M = 3950 kg

d = 18 cm h = 16,2 cm 78/1400

r = 0,258 t = 0,327 Fe = 20,6 cm²

gew.: Betonstahl I ϕ 16 a = 10 cm mit 20,11 cm²
aufgebogen 2/3 = 13,4 cm²

Pos. 28/29 Stützenmoment = - 3960 kg

Fe erf wie vor = 20,6 cm²

vorh. aus Pos. 28

durchgehende obere Bewehrung

$$= 2,90 \text{ cm}^2$$

$$= 4,36 -$$

$$= 13,40 -$$

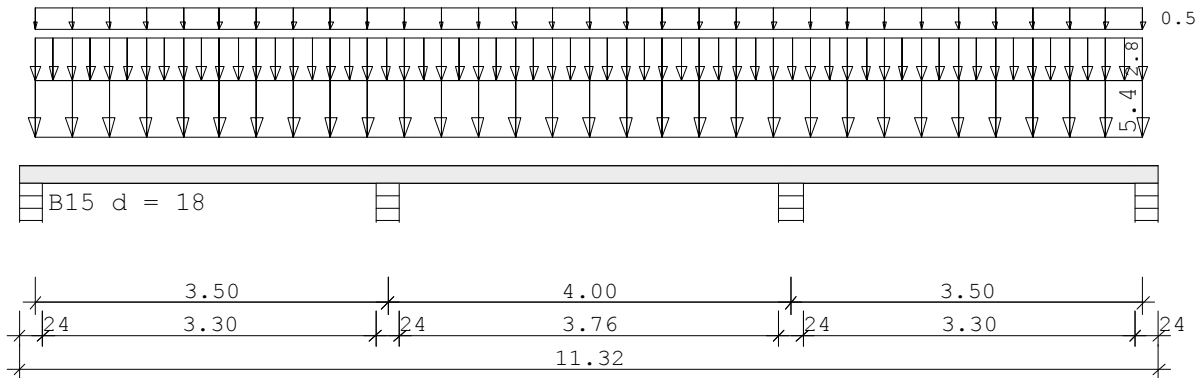
vorhanden:

$$20,66 \text{ cm}^2$$

Pos. 001: Decke ü. Halle EG (nach Umbau)

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-1/P08)

Maßstab 1 : 75



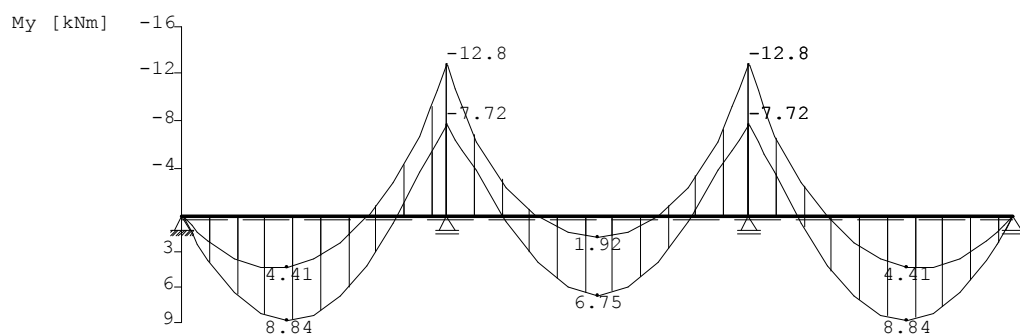
Trägerbezogene Lasten (kN,m)

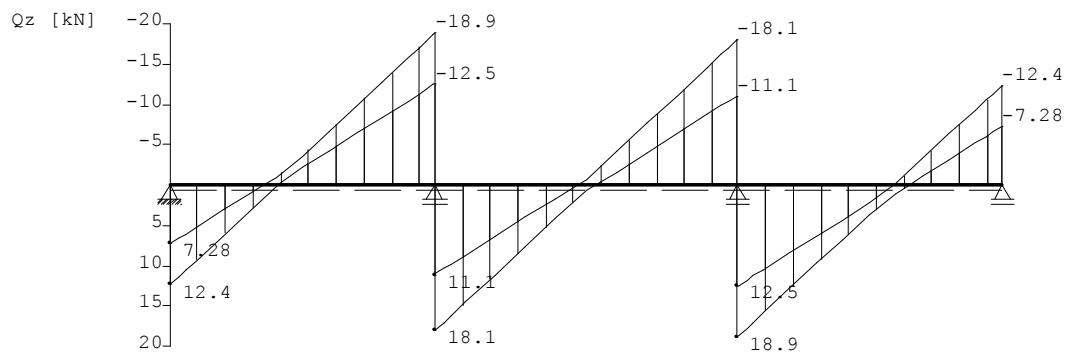
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
		g_l/r	p_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
Typ EG Gr	VK						
1		5.40	2.80	1.00		g+q	
1		0.50	0.00	1.00		Unterdec	

Auflagerkräfte

Stütze	aus g	max p	min p	Vollast	max	min
1	7.95	4.45	-0.67	11.73	12.40	7.28
2	24.50	12.47	-0.85	36.12	36.97	23.65
3	24.50	12.47	-0.85	36.12	36.97	23.65
4	7.95	4.45	-0.67	11.73	12.40	7.28
Summe:	64.90	33.84	-3.04	95.70	98.74	61.86

Maßstab 1 : 100





Pos. 002: Nachrechnung Stahlstützen Halle EG

System:



Stützenlänge $L \leq 3,25 \text{ m}$

Im Hallenbereich des Erdgeschosses sind in den Achsen E, D und C Stahlstützen zur Aufnahme der Deckenlasten EG sowie der darüber liegenden Geschosse angeordnet. Durch die Umbaumaßnahmen kommt es im Wesentlichen zu Änderungen der Ausbaulasten sowie zum Entfernen von Wänden in den darüber liegenden Geschossen. Durch die Anordnung der Rahmen im DG und 1. OG werden die entsprechenden Geschosslasten direkt in die Stützenachsen geführt. Diese wurden im Bestand über die Decken dorthin geführt.

Im Folgenden wird ein Lastvergleich Bestandssituation mit Umbau durchgeführt.

Gemäß Brandschutzkonzept wird an das Bauteil die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (R 60)* gestellt.

Belastung:

Bestandsstatiken 1954 & 1977:

- | | |
|---|-----------------------------------|
| a. Achse E (Bes.-Pos. 34 aus Statik 1954, Seite 24) | $P_{k,D+E} \leq 400,0 \text{ kN}$ |
| b. Achse C (Bes.-Pos. 37 aus Statik 1977, Seite 27) | $P_{k,C} \leq 510,0 \text{ kN}$ |

Achse E nach Umbau:

- | | |
|---|--|
| c. aus Pos. D03 | $G \leq 37,10 \text{ kN}$ |
| d. aus Pos. D03 [$A_d=100 \text{ kN} \rightarrow P_k \leq (100-(37,1 \times 1,35))/1,50$] | $Q \leq 33,30 \text{ kN}$ |
| e. aus Pos. 104 | $G \leq 128,7 \text{ kN}$ |
| f. aus Pos. 104 | $Q \leq 63,60 \text{ kN}$ |
| g. aus Pos. 001 ($g_k \leq 24,5 \text{ kN/m}$; $b_{\text{eff}} \leq 5,85 \text{ m}$) | $G \leq 143,4 \text{ kN}$ |
| h. aus Pos. 001 ($q_k \leq 12,5 \text{ kN/m}$; $b_{\text{eff}} \leq 5,85 \text{ m}$) | $Q \leq 73,10 \text{ kN}$ |
| | <hr/> |
| | $G_{\text{ges}} \leq 310,0 \text{ kN}$ |
| | $Q_{\text{ges}} \leq 170,0 \text{ kN}$ |
| | <hr/> |
| | Summe: $480,0 \text{ kN}$ |

Achse C nach Umbau:

- | | |
|---|---|
| a. aus Pos. D02 (Aufl. 1) x2 | $G \leq 20,20 \text{ kN}$ |
| b. aus Pos. D02 [$(25,62-(10,1 \times 1,35))/1,50$] x2 | $Q \leq 16,00 \text{ kN}$ |
| c. aus Pos. 102 (Aufl. 1) | $G \leq 54,50 \text{ kN}$ |
| d. aus Pos. 102 | $Q \leq 27,40 \text{ kN}$ |
| e. aus Pos. 001 ($g_k \leq 24,5 \text{ kN/m}$; $b_{\text{eff}} \leq 2,00 \text{ m}$) | $G \leq 49,00 \text{ kN}$ |
| f. aus Pos. 001 ($q_k \leq 12,5 \text{ kN/m}$; $b_{\text{eff}} \leq 2,00 \text{ m}$) | $Q \leq 25,00 \text{ kN}$ |
| g. aus Decken ü. E+OG (B.-Pos. 33, 1977; $24,6 \text{ Mp}$) | $P \leq 240,0 \text{ kN}$ |
| h. aus Wänden OG ($g \leq 0,24 \times 16 + 0,3$) x3; $L_{\text{ges}} \leq 2,0 \text{ m}$) | $G \leq 25,00 \text{ kN}$ |
| i. aus Wänden DG ($g \leq 0,24 \times 16 + 0,3$) x2,75; $L_{\text{ges}} \leq 3,0 \text{ m}$) | $G \leq 35,00 \text{ kN}$ |
| | <hr/> |
| | $P_{\text{ges}} \leq 490,0 \text{ kN} < \text{Best.}$ |

Vergleich der Lasten je Geschoss:

Dachgeschoss Pfettenlasten gem. Bestandsstatik 1954

- a. Pos. 2 – Pfetten L = 3,00 m (Seite 2) $p \leq 13,0 \text{ kN/m}$
- b. Pfettenverstärkung Umbau Pos. D02 ($\Sigma g+q+s+w$) $p \leq 11,2 \text{ kN/m}$
 $\Delta p \sim -1,80 \text{ kN/m}$

Decke ü. 1.OG gem. Bestandsstatik 1954

- a. Pos. 9-11 (Seite 4ff) ($g = 6,10$ & $q = 3,00 \text{ kN/m}^2$) $p \leq 9,10 \text{ kN/m}^2$
- b. Nachrechnung Decke nach Umbau Pos. 101 ($6,6 + 2,8$) $p \leq 9,40 \text{ kN/m}^2$
 $\Delta p \sim +0,30 \text{ kN/m}^2$

Decke ü. EG gem. Bestandsstatik 1954

- a. Pos. 28-30 (Seite 18ff) ($g = 5,40$ & $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$) $p \leq 10,4 \text{ kN/m}^2$
Nachrechnung Decke nach Umbau Pos. 101 ($5,9 + 2,8$) $p \leq 8,70 \text{ kN/m}^2$
 $\Delta p \sim -1,70 \text{ kN/m}^2$
- b. Entfall tragende Flurwände 1. OG ($0,24 \times 15 + 0,2$) $\Delta g \sim -11,4 \text{ kN/m}$

→ Durch die Umbaumaßnahme kommt es eigl. zu einer deutlichen Verringerung der Gesamtlast a. EG-Stützen: $\Delta P_{EG} \sim 5,85 \times ((1,8+11,4)+(1,7-0,3) \times 4 \text{m}) \sim -110 \text{ kN}$

Auszug Statik 1954:

Pos. 28, 29, 30 Decke u"ber Halle. (3 Felder)

$$l_1 = 3,50, \quad l_2 = 4,00, \quad l_3 = 3,50$$

$$\begin{aligned} \text{Belastung : Eigengewicht} &= 18 \cdot 24 = 432 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Belag u. Putz} &= 108 - - \end{aligned}$$

$$g = 540 \text{ Kg/m}^2$$

Nutzlast + Zuschlag für Teilungswände

$$\begin{aligned} p &= 500 - - \\ 1040 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Einzellasten P_p

$$1. \text{ vom Dach} = 1300 \cdot 3,45/4,58 = 980 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} 2. \text{ aus Pos. 9,10,11} &= (910 \cdot 4,58 + 610 \cdot 1,82)/2 = \\ &= (4170 + 1110):2 = 2640 - - \end{aligned}$$

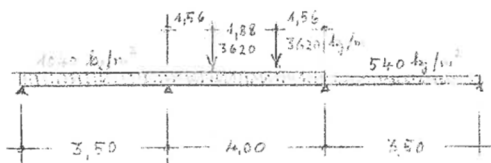
$$P_p = 3620 \text{ kg/m}$$

$$P_g = 980 \cdot 129/221 = 570 \text{ kg/m}$$

$$+ (760 \cdot 4,58 + 460 \cdot 1,82)/2$$

$$= (3500 + 840) \cdot 1/2 = 1670 - -$$

$$P_g = 2240 \text{ kg/m}$$



LASTFALL 1.

Fehlende Lasten in Decke ü. EG gem. Bestandsstatik 1954

- a. aus Dach: nur 980 kg/m statt Pfettenlast 1300 kg/m $\Delta p \sim 3,20 \text{ kN/m}$
 - b. aus Decke ü. 1.OG: nur 2640 kg/m statt 3640 kg/m $\Delta p \sim 10,0 \text{ kN/m}$
 - c. Tragende Flurwände 1. OG ($0,24 \times 15 + 0,2$) fehlen! $\Delta g \sim 11,5 \text{ kN/m}$
- Summe: 24,7 kN/m

→ Fehlende Stützenlast in Bestandsstatik: $\Delta P = 24,7 \times 5,85 \sim 145 \text{ kN}$
In Stützenposition 34 (1954) keine Berücksichtigung des Durchlauffaktors:

→ Fehlende Last wg. fehlendem DLF: $f \sim 5,85/5,075 \sim 1,15 \rightarrow \Delta P \sim 60 \text{ kN}$

Schnittgrößen/Bemessung:

Aufgrund der fehlerhaften Bestandsstatik zu Pos. 34 (1954) – Stützenlasten zu gering – erfolgt eine Nachrechnung der Bestandsstützen im EG mit den tatsächlichen Lasten.

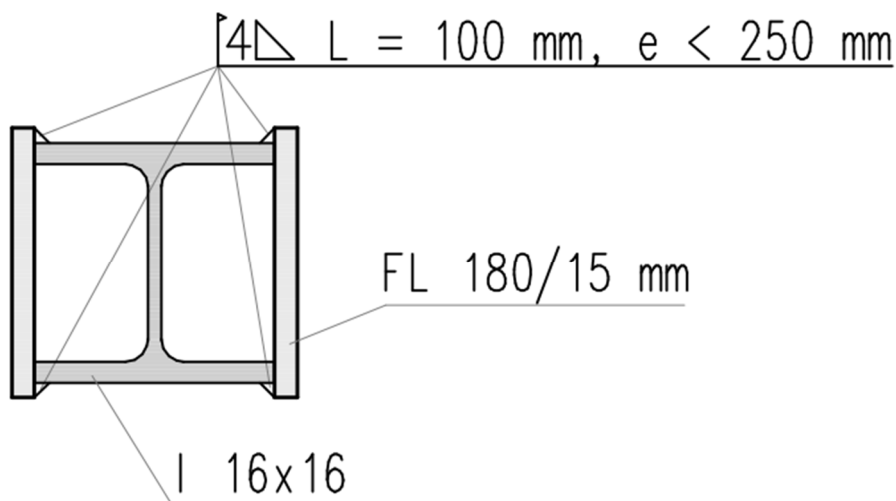
siehe EDV-Ausgaben

gewählt: Stahlstützen EG Achsen E&D IP16x16 (Bestand)
Stahlstützen EG Achse C IPB 160 (Bestand)
beide mit aufgeschweißter Verstärkung gg. Knicken um die schwache Achse
Flachstahl $b/t \geq 180/15$ mm, $a_w \geq 4$ mm
Brandschutzbekleidung R 60 z.B. gemäß System Knauf K25.de
mit 20 mm Knauf Fireboard

Auszug Profiltafel aus Stahl im Hochbau für I 16x16:

I	Breitflansch-I mit 9 % Neigung der inneren Flanschlflächen														
10 · 10	100	100	7,5	10,25	10	26,8	21,0	447	89,4	4,09	151	30,1	2,37	53	8,4
12 · 12	120	120	8	11	11	34,6	27,2	852	142	4,96	276	46,0	2,82	82	10,4
14 · 14	140	140	8	12	12	43,3	34,0	1 490	213	5,86	475	67,8	3,31	122	12,2
16 · 16	160	160	9	14	14	57,4	45,0	2 580	322	6,70	831	104	3,81	184	14,0
18 · 18*)	180	180	9	14	14	64,7	50,8	3 750	417	7,62	1 170	130	4,25	237	15,9

Prinzipskizze aufgeschweißte Verstärkung auf ganzer Stützenlänge:



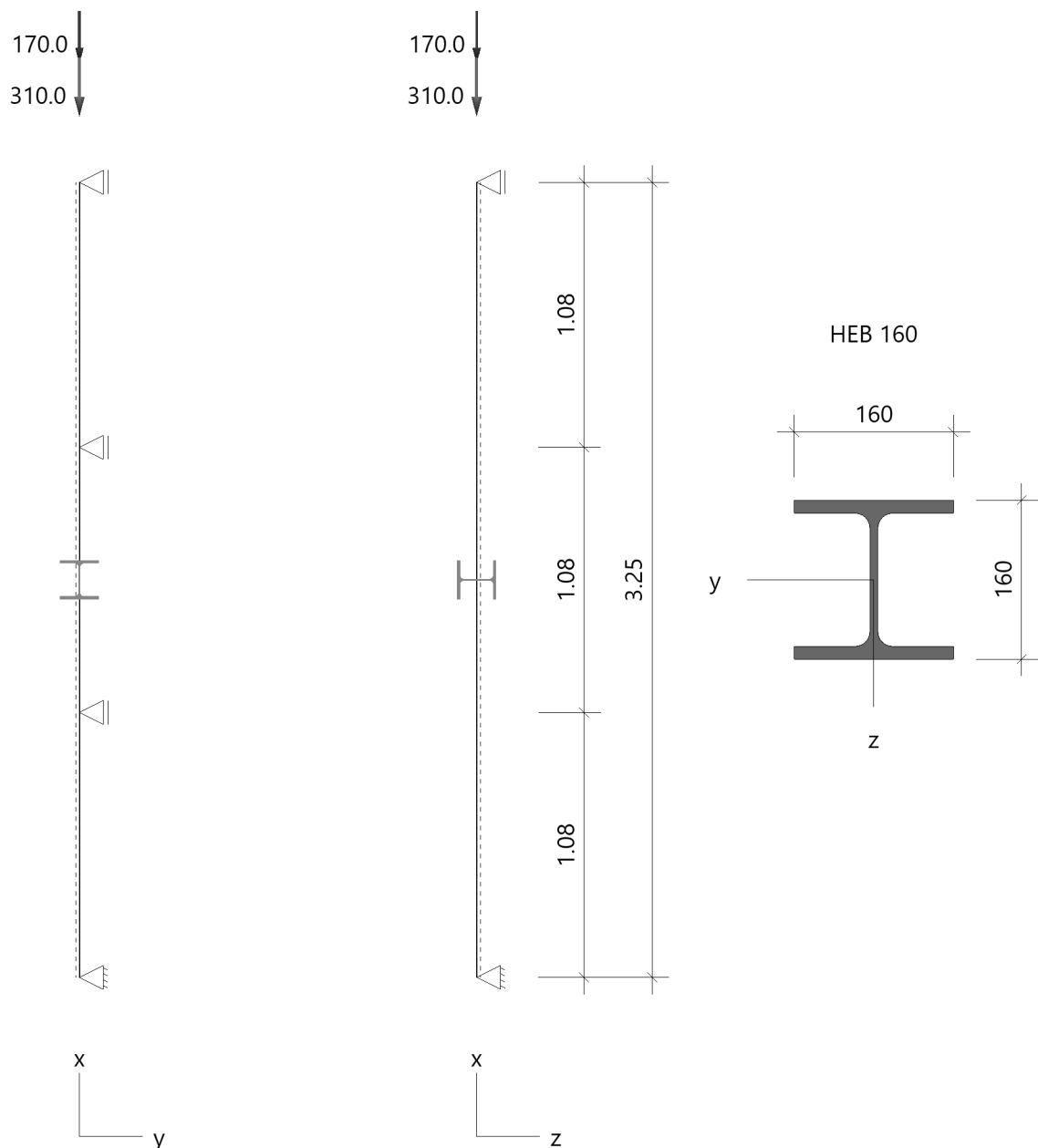
Pos. 002.1: Stützen Halle Achsen E und D

Stahlstütze (x64) STS+ 01/2024 (FRILO R-2024-1/P08)

Grundparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Ψ_2 für Kranlasten	:	0.90
$\Psi_2 = 0.5$ für Schnee (AE)	:	nicht angesetzt
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang B
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	$\delta_{lim} =$	5.0 cm
Nachweis Relativverformung (Durchbiegung) mit	$\delta_{lim} =$	$l_{eff}/300$

System Pendelstütze



Stütze: Höhe = 3.25 m Material: S235 Querschnitt: HEB 160
Seitliche Halterung in y-Richtung : in den Drittelpunkten am Schubmittelpunkt

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen *)			Verdrehungen *)		
		ux [kN/m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	3.25	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0
10	1.08	0.00	-1	0.00	0.0	0.0	0.0
11	2.17	0.00	-1	0.00	0.0	0.0	0.0

*) -1 = starr, 0 = frei, > 0 = elastisch

Belastung

Einwirkungen(Ew)

Id	Typ	Bemessungssituation	Name	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
99	G	ständig/vorübergehend	ständig	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
1	Q	ständig/vorübergehend	Kat. A: Wohngebäude	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30

Lasten

Lastarten

Art 14 = Kopflast kN
Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	Ew
1	14	in x-Richtung	310.0	3.25		-	99
2	14	in x-Richtung	170.0	3.25		-	1

Ergebnisse

Zusammenfassung

Bemessungssituation	Lfk	Nachweis	η
ständig/vorübergehend	1	Querschnitt	0,53
ständig/vorübergehend	1	Stabilität	0,68
charakteristisch	5	Absolutverformung	0,03

Tragfähigkeit ständig/vorübergehend

Schnittgrößen - Lfk 1

x [m]	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
0.00	-675.4	0.0	0.00	0.0	0.00
3.25	-673.5	0.0	0.00	0.0	0.00

Querschnittstragfähigkeit nach Abschnitt 6.2 ff - Lfk 1 $\gamma_{M0} = 1,00$

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.53
3.25	1	0.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.53

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	GI	η	Lfk
0.00	1	675.4	0.00	6.46	0.68	1

Gebrauchstauglichkeit

Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{cd} = 5.0 \text{ cm}$

x [m]	$f_{x,Ed}$ [cm]	$f_{y,Ed}$ [cm]	$f_{z,Ed}$ [cm]	$f_{res,Ed}$ [cm]	η	Lfk
3.25	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.03	5

Auflagerkräfte

Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall

Lager	x [m]	Lf	Ew	R_x [kN]	R_z [kN]	M_y [kNm]	R_y [kN]	M_z [kNm]
Fuss	0.00	Eigengewicht	99	-1.4	-	-	-	-
		Lf 1	99	-310.0	-	-	-	-
		Lf 2	1	-170.0	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

Lfk	Bemessungssituation	[Lastfall:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1,35 + 1:1,35 + 2:1,50
5	charakteristisch	Eigengewicht: 1,00 + 1:1,00 + 2:1,00

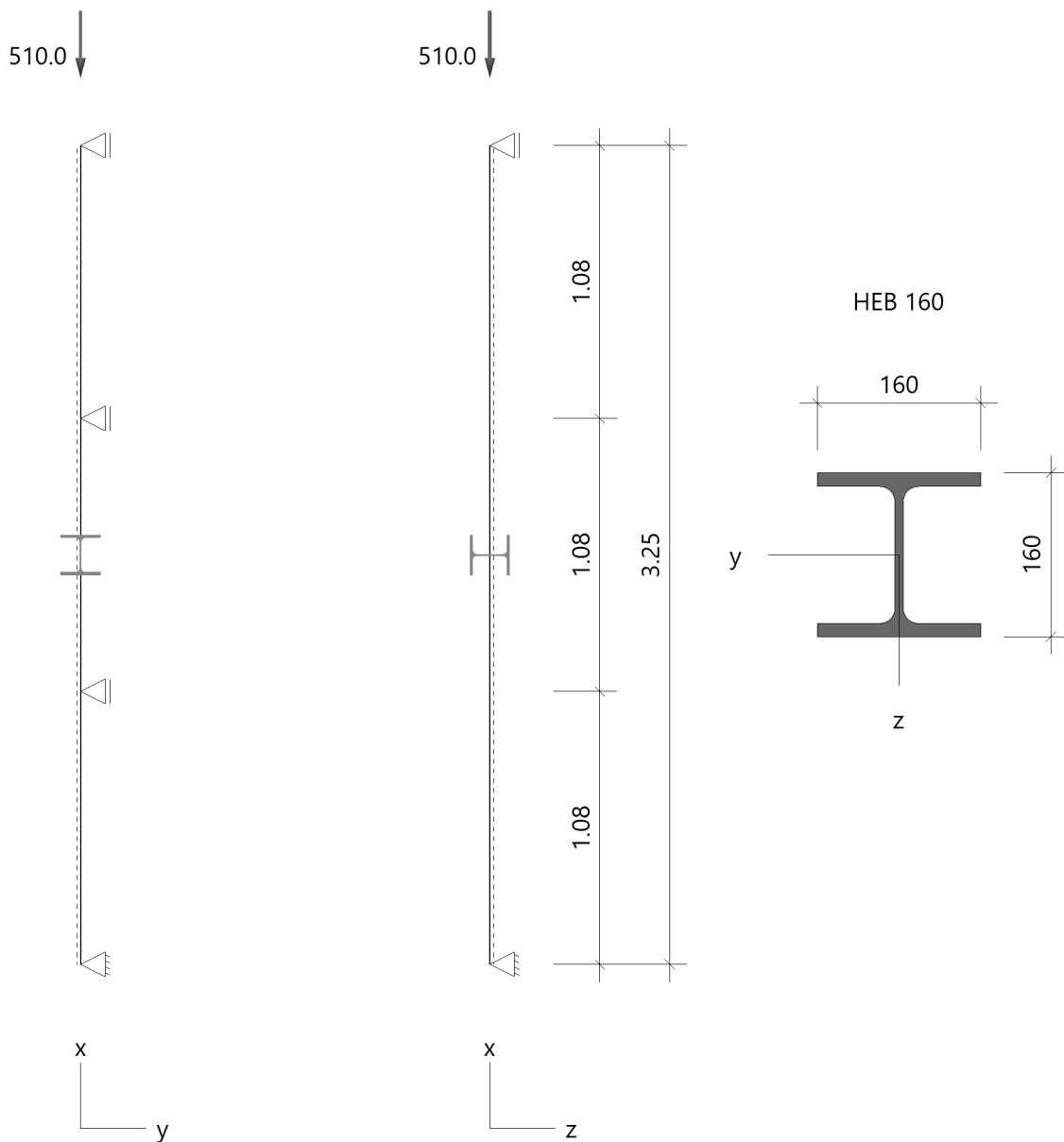
Pos. 002.2: Stützen Halle Achse C

Stahlstütze (x64) STS+ 01/2024 (FRILO R-2024-1/P08)

Grundparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Ψ_2 für Kranlasten	:	0.90
$\Psi_2 = 0.5$ für Schnee (AE)	:	nicht angesetzt
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang B
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	$\delta_{lim} =$	5.0 cm
Nachweis Relativverformung (Durchbiegung) mit	$\delta_{lim} =$	$l_{eff}/300$

System Pendelstütze



Stütze: Höhe = 3.25 m Material: S235 Querschnitt: HEB 160
Seitliche Halterung in y-Richtung : in den Drittelpunkten am Schubmittelpunkt

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen *)			Verdrehungen *)		
		ux [kN/m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	3.25	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0
10	1.08	0.00	-1	0.00	0.0	0.0	0.0
11	2.17	0.00	-1	0.00	0.0	0.0	0.0

*) -1 = starr, 0 = frei, > 0 = elastisch

Belastung

Einwirkungen(Ew)

Id	Typ	Bemessungssituation	Name	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
99	G	ständig/vorübergehend	ständig	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
1	Q	ständig/vorübergehend	Kat. A: Wohngebäude	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30

Lasten

Lastarten

Art 14 = Kopflast kN
Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	Ew
1	14	in x-Richtung	510.0	3.25		-	99
2	14	in x-Richtung	0.0	3.25		-	1

Ergebnisse

Zusammenfassung

Bemessungssituation	Lfk	Nachweis	η
ständig/vorübergehend	1	Querschnitt	0,54
ständig/vorübergehend	2	Stabilität	0,70
charakteristisch	5	Absolutverformung	0,03

Tragfähigkeit ständig/vorübergehend

Schnittgrößen - Lfk 1

x [m]	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
0.00	-690.4	0.0	0.00	0.0	0.00
3.25	-688.5	0.0	0.00	0.0	0.00

Querschnittstragfähigkeit nach Abschnitt 6.2 ff - Lfk 1 $\gamma_{M0} = 1,00$

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.54
3.25	1	0.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.54

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	GI	η	Lfk
0.00	1	690.4	0.00	6.46	0.70	2

Gebrauchstauglichkeit

Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{cd} = 5.0 \text{ cm}$

x [m]	$f_{x,Ed}$ [cm]	$f_{y,Ed}$ [cm]	$f_{z,Ed}$ [cm]	$f_{res,Ed}$ [cm]	η	Lfk
3.25	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.03	5

Auflagerkräfte

Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall

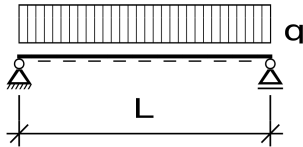
Lager	x [m]	Lf	Ew	R_x [kN]	R_z [kN]	M_y [kNm]	R_y [kN]	M_z [kNm]
Fuss	0.00	Eigengewicht	99	-1.4	-	-	-	-
		Lf 1	99	-510.0	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

Lfk	Bemessungssituation	[Lastfall:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1,35 + 1:1,35 + 2:1,50
2	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1,35 + 1:1,35
5	charakteristisch	Eigengewicht: 1,00 + 1:1,00 + 2:1,00

Pos. 003: Außenwandsturz Achse 1/B

System:



Stützweite $L \leq 1,80 \text{ m}$

In Achse 1 wird ein Wanddurchbruch durch die Außenwand angeordnet. Zur Aufnahme der Wand- und Deckenlasten aus den oberen Stockwerken wird ein Stahlsturz angeordnet.

Gemäß Brandschutzkonzept wird an das Bauteil die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (R 60)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

- | | |
|--|------------------------------|
| a. Eigengewicht | programmintern |
| b. aus Dach+Gaube | $g_k \leq 10,0 \text{ kN/m}$ |
| c. aus Decken ü. EG+1.OG (1 m Streifen) | $g_k \leq 6,60 \text{ kN/m}$ |
| d. aus Außenwand oberhalb ($h \leq 6,00 \text{ m}$; $g \leq 0,395 \times 16 + 1,0$) | $g_k \leq 45,0 \text{ kN/m}$ |

aus veränderlichen Lasten

- | | |
|---|------------------------------|
| a. aus Decken ü. EG+1.OG (1 m Streifen) | $q_k \leq 5,00 \text{ kN/m}$ |
| b. aus Schnee | $s_k \leq 2,00 \text{ kN/m}$ |

Schnittgrößen/Bemessung:

siehe EDV-Ausgabe

gewählt:

neuer Sturz Achse 1

2x HEA 160, S235

Kopfplatte an Auflagern

$t \geq 10 \text{ mm}$, Kehlnähte $a_w \geq 4 \text{ mm}$

Auflagertiefe auf MW

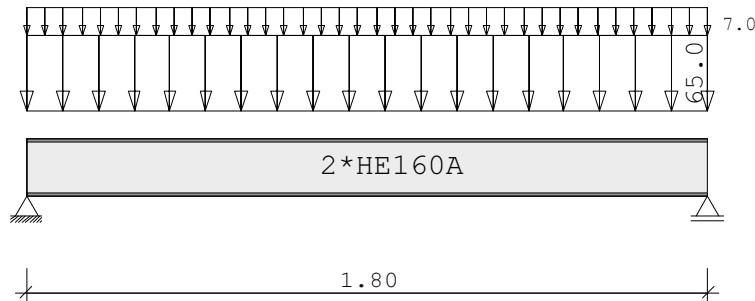
$A \geq 24 \text{ cm}$ in Mörtelbett mind. MGIII

Brandschutzbekleidung R 60 z.B. gemäß System Knauf K25S.de
mit 20 mm Knauf Fireboard

Pos. 003: Außenwandsturz Achse 1/B

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2024-1/P08)

Maßstab 1 : 20



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	1.800	konstant	1	3340.0	440.0	440.0

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand
1	1	E		65.000	7.000	1.000	

Eigengewicht des Trägers ist mit γ = 78.5 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:				ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
Nr	Kl	Bezeichnung					
E	1	Lagerräume		1.00	0.90	0.80	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten							
Feldmomente Maximum					(kNm , kN)		
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 0.900	29.41	0.00	0.00	65.35	-65.35	2

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)		
Stütze		M li	M re	V li	V re	max F	min F
1		0.00	0.00	0.00	65.35	65.35	59.05
2		0.00	0.00	-65.35	0.00	65.35	59.05

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	59.05	6.30	0.00	65.35	65.35	59.05
2	59.05	6.30	0.00	65.35	65.35	59.05
Summe:	118.10	12.60	0.00	130.70	130.70	118.10

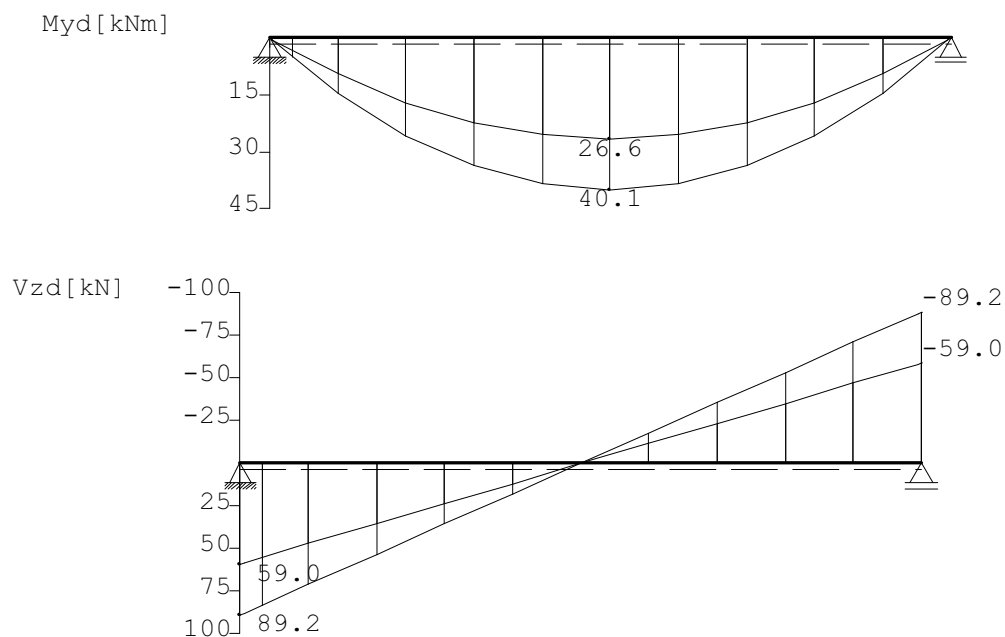
Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	59.0	59.0	59.0	59.0
E	6.3	0.0	6.3	0.0
Sum	65.3	59.0	65.3	59.0

Ergebnisse für γ -fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re komb
1	x0 = 0.900	40.12	0.00	0.00	89.17	-89.17 E 2

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F min F komb
1		0.00	0.00	0.00	89.16	89.17 59.05 E 2
2		0.00	0.00	-89.16	0.00	89.17 59.05 E 2

Maßstab 1 : 20



Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplyd	Vplyd
3	HE160A	912	58	180	28	391

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	89.2	94	54	1	0.40	E	2
	0.900	1	40.1	0.0	91	0	1	0.39	E	2
	1.800	1	0.0	-89.2	94	54	1	0.40	E	2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2)								$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	89.2	1	0.00	57.8	0.25	E	2
	0.900	40.1	0.0	1	0.00	57.8	0.35	E	2
	1.800	0.0	-89.2	1	0.00	57.8	0.25	E	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 Gl.6.54, Anhang B

Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.

Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

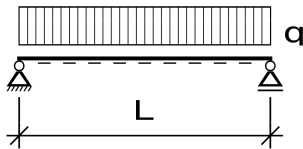
Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb	
1	20.06	57.78	0.48	0.97	1.10	0.39	E	2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 500
charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	f _g (cm)	f _{tot} (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb	
1	0.900	0.13	0.14	0.141	0.360	0.39	2	

Pos. 004: neue Türstürze Achse B

System:



Stützweiten	L1	≤	2,00 m
	L2	≤	1,35 m

Im EG werden teilweise neue Türöffnungen erstellt. Über diesen sind neue Türstürze anzuordnen. Maßgebend neue Türstürze in Achse B'.

Gemäß Brandschutzkonzept wird an das Bauteil die brandschutztechnische Anforderung *hochfeuerhemmend (R 60)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

- Eigengewicht
- aus Übermauerung ($h \leq 6,00$ m)
- aus Decke ü. 1.OG ($b_{\text{eff}} \leq 4,25 \times 1,25 = 5,35$ m)
- aus Decke ü. EG ($b_{\text{eff}} \leq 4,25 \times 1,25 = 5,35$ m)

programmintern

$g_k \leq$	30,0 kN/m
$g_k \leq$	6,60 kN/m ²
$g_k \leq$	6,60 kN/m ²

aus veränderlichen Lasten

- aus Decken ü. 1.OG
- aus Decken ü. EG

$q_k \leq$	2,80 kN/m ²
$q_k \leq$	2,80 kN/m ²

Schnittgrößen/Bemessung:

L1: konstruktiv gewählt: Sturz HEB 180, Stützen HEA 120

a. M_{Ed}	$\leq (1,35 \times (30 + 2 \times 6,6 \times 5,35) + 1,5 \times 2 \times 2,8 \times 5,35) \times 2,0^2 / 8$	=	90,40 kNm
b. $M_{\text{pl,y,Rd}}$	$\geq 113,1$ kNm	=	113,1 kNm
c. A_d	$\leq (1,35 \times (30 + 2 \times 6,6 \times 5,35) + 1,5 \times 2 \times 2,8 \times 5,35) \times 2 / 2$	=	181,0 kN
d. $N_{\text{b,Rd}}$	≥ 274 kN	=	274,0 kN

L2: konstruktiv gewählt: Sturz 2x HEB 100

a. M_{Ed}	$\leq (1,35 \times (30 + 2 \times 6,6 \times 5,35) + 1,5 \times 2 \times 2,8 \times 5,35) \times 1,35^2 / 8$	=	41,20 kNm
b. $M_{\text{pl,y,Rd}}$	$\geq 2 \times 24,5$ kNm	=	49,00 kNm

gewählt:

neue Türstürze EG (L2)	2x HEB 100, S235
neuer Türsturz Achse B' (L1)	HEB 180, S235
mit Stützen an Auflagern	HEA 120, S235

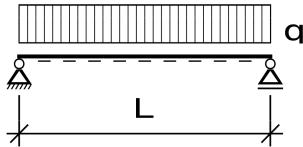
Kopfplatte an Auflagern $t \geq 10$ mm, Kehlnähte $a_w \geq 4$ mm
Auflagertiefe auf MW $A \geq 24$ cm in Mörtelbett mind. MGIII

Brandschutzbekleidung R 60 z.B. gemäß System Knauf K25S.de
mit 20 mm Knauf Fireboard

5. Untergeschoss

Pos. U01: neue Stb.-Decke Zugang Aufzug

System:



Spannweite $L \leq 1,50 \text{ m}$

Zur Ermöglichung eines barrierefreien Zugangs zum Aufzug wird in Achse eine neue Wandöffnung neben Achse B erstellt. Die Decke über KG wird in dem zwischen der Außenwand und dem Aufzugschacht liegenden Raum entfernt und eine neue Stb.-Decke auf Höhe der GOK erstellt. Diese wird auf neben den vorhandenen Wänden neu aufgemauerten Wänden aufgelegt.

Gemäß Brandschutzkonzept wird an das Bauteil die brandschutztechnische Anforderung *feuerbeständig (REI 90)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

a. aus Eigengewicht (0,18 x 25)

$$g \leq 4,50 \text{ kN/m}^2$$

b. aus Ausbaulasten

$$g \leq 2,00 \text{ kN/m}^2$$

aus veränderlichen Lasten

a. aus Nutzlasten

$$q \leq 5,00 \text{ kN/m}^2$$

Schnittgrößen/Bemessung:

konstruktiv gewählt

$$\text{a. } M_{Ed} \leq (1,35 \times 6,5 + 1,50 \times 5) \times 1,50^2 / 8$$

$$= 4,60 \text{ kNm}$$

$$\text{b. } a_{s, \text{unten, erf}} \geq (4,60 \text{ kNm} / 0,135 \text{ m}) / 43,5 \text{ kN/cm}^2 = 34,1 / 43,5$$

$$= 0,78 \text{ cm}^2$$

gewählt:

neue Stb.-Decke Eingang Aufzug

$d \geq 18 \text{ cm}$, C25/30

Bewehrung

unten

Q335A

oben

Q335A

Rand

Stecker Ø8/25 cm + 2Ø12 längs

Auflager aus Mauerwerk

$d \geq 17,5 \text{ cm}$, KS-12-1,2 o. glw.

Brandschutz REI 90 gem. DIN EN 1992-1-2+NA Tabelle 5.8

Mindestabmessungen

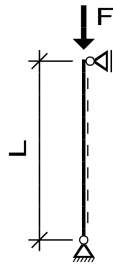
$$d_{\min} \geq 100 \text{ mm}$$

Mindestachsabstand

$$a_{\min} \geq 30 \text{ mm}$$

Pos. U02: Nachrechnung Stb.-Stützen u. Halle KG

System:



Stützenlänge $L \leq 2,50 \text{ m}$

Im Hallenbereich des Untergeschosses sind in den Achsen E und D Stb.-Stützen zur Aufnahme der Deckenlasten UG sowie der darüber liegenden Geschosse angeordnet. Durch die Umbaumaßnahmen kommt es im Wesentlichen zu Änderungen der Ausbaulasten sowie zum Entfernen von Wänden in den darüber liegenden Geschossen. Durch die Anordnung der Rahmen im DG und 1. OG werden die entsprechenden Geschosslasten direkt in die Stützenachsen geführt. Diese wurden im Bestand bisher über die Decken dorthin geführt.

Gemäß Brandschutzkonzept wird an das Bauteil die brandschutztechnische Anforderung *feuerbeständig (R 90)* gestellt.

Belastung:

Bestandsstatik 1954:

a. Achse E (Bes.-Pos. 49 aus Statik 1954, Seite 34)

$$P_{k,D+E} \leq 616,0 \text{ kN}$$

Achse E nach Umbau:

b. aus Pos. D03

$$G \leq 37,10 \text{ kN}$$

c. aus Pos. D03 [$A_d=100 \text{ kN} \rightarrow P_k \leq (100-(37,1 \times 1,35))/1,50$]

$$Q \leq 33,30 \text{ kN}$$

d. aus Pos. 104

$$G \leq 128,7 \text{ kN}$$

e. aus Pos. 104

$$Q \leq 63,60 \text{ kN}$$

f. aus Pos. 001 ($g_k \leq 24,5 \text{ kN/m}$; $b_{\text{eff}} \leq 5,85 \text{ m}$)

$$G \leq 143,4 \text{ kN}$$

g. aus Pos. 001 ($q_k \leq 12,5 \text{ kN/m}$; $b_{\text{eff}} \leq 5,85 \text{ m}$)

$$Q \leq 73,10 \text{ kN}$$

h. aus Decke KG (wie 001: $g_k \leq 24,5 \text{ kN/m}$; $b_{\text{eff}} \leq 5,85 \text{ m}$)

$$G \leq 143,4 \text{ kN}$$

i. aus Decke KG (wie 001: $q_k \leq 12,5 \text{ kN/m}$; $b_{\text{eff}} \leq 5,85 \text{ m}$)

$$Q \leq 73,10 \text{ kN}$$

$$G_{\text{ges}} \leq 455,0 \text{ kN}$$

Abminderung Q über $\alpha_n = 0,7+0,6/3 = 0,90$

$$0,9 \times Q \leq 220,0 \text{ kN}$$

$$\text{Summe: } 675,0 \text{ kN}$$

Schnittgrößen/Bemessung:

siehe EDV-Ausgabe

gewählt:

Stb.-Stützen Achsen E & D

$a/b \geq 30/30 \text{ cm}$ (Bestand), 4Ø16 mm

ggf. Ertüchtigung

2xUPE 330 die Stütze einfassend
mit Kopf- und Fußplatte (kraftschlüssig)

Brandschutzbekleidung R 90 z.B. gemäß System Knauf K25.de
mit 25 mm Knauf Fireboard

Pos. U02: Nachrechnung Stb.-Stützen u. Halle KG

Stahlbetonstütze (x64) B5+ 01/24C (FRILO R-2024-1/P08)

Grundparameter

Berechnungsgrundlagen

- Pendelstütze in y- und z-Richtung, Rechteck, 2-achsig beansprucht
- Materialien C 20/25, B500A

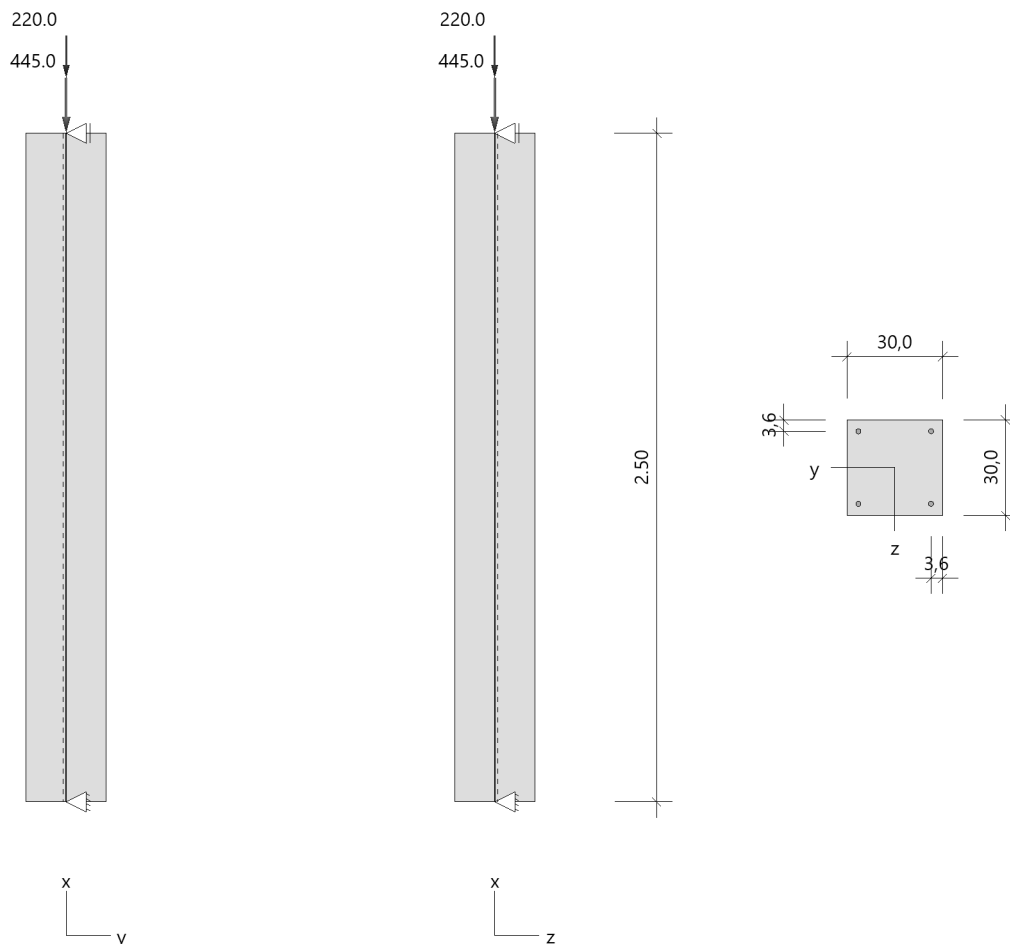
Norm und Sicherheitskonzept

Bemessungsnormen	:	DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
	:	DIN EN 1992-1-2/NA/A1:2015-09
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Ψ_2 für Kranlasten	:	0.90
$\Psi_2 = 0.5$ für Schnee (AE)	:	nicht angesetzt
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,int}$)

System

Systemgrafik 2D

Maßstab 1 : 28.6



Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff	X0
Bewehrungskorrosion	XC1
Mindestbetonklasse	C 16/20
Bügel	$d_{s,b} = 8$ mm
Längsbewehrung	$d_{s,l} = 16$ mm
Vorhaltemaß	$\Delta C_{dev} = 10$ mm
Bügel	$C_{min,b} = 10$ mm
Betondeckung	$C_{nom,b} = 20$ mm
Längsbewehrung	$C_{min,l} = 16$ mm *5
Betondeckung	$C_{nom,l} = 28$ mm *1
Verlegemaß Bügel	$C_{v,b} = 20$ mm
zul. Rissbreite	$W_{max} = 0.40$ mm

*1: mit $c_{min,b}$

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl

Umgebungsbedingungen:

Luffeuchte	LU = 50 %	Zementtyp ZEM_N_R
Belastungsalter	$t_0 = 28$ Tage	
Endkriechzahl	$\phi(t_0, \infty) = 2.99$	

Materialauswahl

Beton C 20/25	$f_{ck} = 20.00$ N/mm ²	$E_{cm} = 30000$ N/mm ²	
Betonstahl B500A	$f_{yk} = 500.00$ N/mm ²	$E_s = 200000$ N/mm ²	
	$k(f/f_y) = 1.05$	$\epsilon_{uk} = 25.0$ ‰	(Bügel und Längsbewehrung)

Material Bemessungswerte

Bemessungssituation	Beton C 20/25			Betonstahl B500A		
	$\alpha_{cc} = 0.85$	$\alpha_{ct} = 0.85$		γ_s	f_{yd}	$f_{td} = f_{tk,cal} / \gamma_s$
	γ_c	f_{cd}	f_{ctd}		[N/mm ²]	[N/mm ²]
ständig/vorübergehend	1.50	11.33	0.88	1.15	434.78	456.52

Systemkennwerte

Abmessungen / statisches System

Pendelstütze in y- und z-Richtung

Stützenhöhe	$l = 2.50$ m
Querschnitt	$b_y/d_z = 30.0/30.0$ cm
	$b_1/d_1 = 3.6/3.6$ cm
Bewehrungsanordnung	1/4 je Ecke

Lagerbedingungen

Lage	u_y	ϕ_z	u_z	ϕ_y
	[kN/m]	[kNm/rad]	[kN/m]	[kNm/rad]
Kopfpunkt	starr		starr	
Fußpunkt	starr		starr	

Lasten

Übersicht der verwendeten Einwirkungen (für STR und P/T)

Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_{F,inf}$	$\gamma_{F,sup}$
Kat. B: Bürogebäude	0.70	0.50	0.30		1.500
ständig				1.000	1.350

Punktlasten

Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e_y [cm]	e_z [cm]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
1	Stützenkopf		445.0							ständig		
2	Stützenkopf		220.0							Kat. B		

Punktlasten (Stützeigengewicht)

Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e _y [cm]	e _z [cm]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
*	Stützenkopf		5.6							ständig		

Berechnungsoptionen

Berechnungsoptionen

- Ansatz Eigengewicht am Stützenabschnittskopf
- Jeder Stützenabschnitt wird intern in 6 Unterelemente unterteilt

Bemessungsoptionen

- Lastniveau für Kriecheffekte: quasi-ständige Bemessungssituation
- Langzeitauswirkungen werden über Ansatz des irreversiblen Anteils der Kriechbiegelinie als spannungsfreie Anfangsverformung erfasst
- Ansatz der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen über mod. Stahlarbeitslinie im GZG ($\bar{\epsilon}_{t,m}$)
- Mindestausmitten nach EN 1992-1-1, 6.1 (4) werden - sofern maßgebend - angesetzt
- Die Mindestbewehrung für Balken nach EN 1992, Abs. 9.2.1, wird nicht überprüft
- Die zusätzliche Abminderung der Steifigkeiten (f_{red}) bei kleinen Bewehrungsgraden ist aktiviert

Ergebnisse

Kleinste Lastverzweigungsfaktoren

min $N_{cr}/N = 34,08$ in y- / $34,08$ in z-Richtung (nur Betonquerschnitt)

Tragfähigkeit - ständig/vorübergehend - Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6)

Untersuchte Lastkombinationen (ständige/vorübergehende Bemessungssituation)

Last	LK 1	LK 2	LK 3	LK 4
Stützeigengewicht	1.35	1.00	1.00	1.35
V = 445,0 kN (ständig)	1.35	1.00	1.00	1.35
V = 220,0 kN (Kat. B)	1.50		1.50	

Schlankheiten, Ausmitten und Kriecheffekte

LK	Abschnitt	Art	S _{k,y} [m]	S _{k,z} [m]	λ_y	λ_z	$\lambda_{lim,y}$	$\lambda_{lim,z}$	e _{i,y} [cm]	e _{i,z} [cm]	φ_{∞}	f _{red}
1	1	Stütze	2.50	2.50	28.9	28.9	25.0	25.0	0.6	0.6	2.994	0.837

Schnittgrößen und Biegebemessung nach Th. II. O. mit e_i (ständige/vorübergehende Bemessungssitu)

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm ²]	A _{s,vorh} [cm ²]	Versagensart
1	2.50	-938.3	0.00	0.00	0.89	8.0	8.0	Querschnitt
	2.08	-938.3	3.08	-3.08	0.89	8.0	8.0	
	1.67	-938.3	5.36	-5.36	0.89	8.0	8.0	
	1.25	-938.3	6.25	-6.25	0.89	8.0	8.0	
	0.83	-938.3	5.36	-5.36	0.89	8.0	8.0	
	0.42	-938.3	3.08	-3.08	0.89	8.0	8.0	
	0.00	-938.3	0.00	0.00	0.89	8.0	8.0	

Auflagerreaktionen - Extremwerte aus allen berechneten Überlagerungen (ständig/vorübergehend)

Lager	Höhe [m]	A _{d,v} [kN]	H _{d,y} [kN]	M _{d,z} [kNm]	H _{d,z} [kN]	M _{d,y} [kNm]	LK
Abschnitt 1	2.50		0.0	0.00	0.0	0.00	1
			0.0	0.00	0.0	0.00	4
Fußpunkt	0.00	450.6	0.0	0.00	0.0	0.00	2
		938.3	0.0	0.00	0.0	0.00	1
		608.3	0.0	0.00	0.0	0.00	4

Gebrauchstauglichkeit - Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6)

Angesetzte Bewehrungsflächen für die Nachweise im GZG

Abschnitt	angenommen As [cm ²]
1	8.0

Untersuchte Lastkombinationen (charakteristische Bemessungssituation)

Last	LK 1	LK 2
Stützeigengewicht	1.00	1.00
V = 445,0 kN (ständig)	1.00	1.00
V = 220,0 kN (Kat. B)	1.00	

Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für $t = \infty$)

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _y [cm]	f _z [cm]	f _{y,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	η
1	2.50	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	2.08	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	1.67	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	1.25	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.83	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.42	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.00	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			

Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für $t = 0$)

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _y [cm]	f _z [cm]	f _{y,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	η
1	2.50	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	2.08	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	1.67	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	1.25	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.83	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.42	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.00	-670.6	0.00	0.00	0.0	0.0			

Begrenzung der Stahlzugspannung - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für $t = \infty$)

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	φ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹ [N/mm ²]	η
1	2.50	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00
1	2.08	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00
1	1.67	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00
1	1.25	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00
1	0.83	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00
1	0.42	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00
1	0.00	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00

1 : σ_{s,lim} = 0,80 * f_{y,k} (EN 1992-1-1, 7.2 (5))

Begrenzung der Stahlzugspannung - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für $t = 0$)

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	φ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹ [N/mm ²]	η
1	2.50	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00
1	2.08	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00
1	1.67	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00
1	1.25	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00
1	0.83	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00
1	0.42	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00
1	0.00	-670.6	0.00	0.00	0.00	-0.234	-46.80	400.00	0.00

1 : σ_{s,lim} = 0,80 * f_{y,k} (EN 1992-1-1, 7.2 (5))

Untersuchte Lastkombinationen (quasi-ständige Bemessungssituation)

Last	LK 1	LK 2
Stützeigengewicht	1.00	1.00
V = 445,0 kN (ständig)	1.00	1.00
V = 220,0 kN (Kat. B)	0.30	

Überprüfung der Gültigkeit des linearen Kriechansatzes - Th. II. O. (quasi-ständige Bemessungssituation)

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ε _c [‰]	σ _c [N/mm ²]	σ _{c,lim} ¹ [N/mm ²]	vorh f _{φ,nl}	erf f _{φ,nl}	η
1	2.50	-516.6	0.00	0.00	-0.181	-5.44	-9.00	1.00		0.60
1	2.08	-516.6	0.00	0.00	-0.181	-5.44	-9.00	1.00		0.60
1	1.67	-516.6	0.00	0.00	-0.181	-5.44	-9.00	1.00		0.60
1	1.25	-516.6	0.00	0.00	-0.181	-5.44	-9.00	1.00		0.60
1	0.83	-516.6	0.00	0.00	-0.181	-5.44	-9.00	1.00		0.60
1	0.42	-516.6	0.00	0.00	-0.181	-5.44	-9.00	1.00		0.60
1	0.00	-516.6	0.00	0.00	-0.181	-5.44	-9.00	1.00		0.60

1 : σ_{c,lim} = 0,45 * f_{c,k} (EN 1992-1-1, 7.2 (2))

Bewehrungsanordnung

Gewählte Bewehrungsanordnung

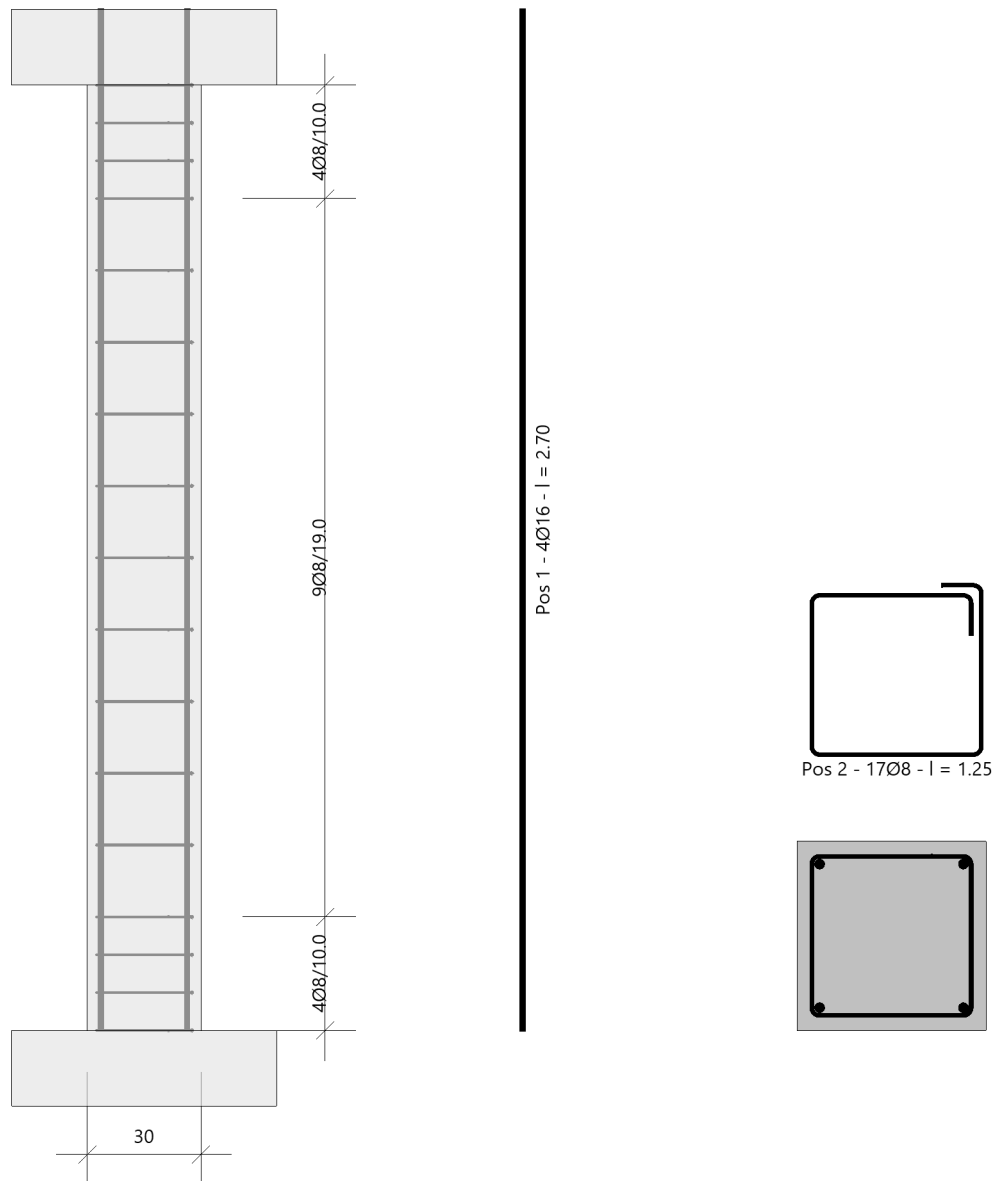
Stützenabschnitt	Stabnummer	Ø [mm]	Fläche [cm ²]	y [cm]	z [cm]
Abschnitt 1 Bügel: 17Ø8 mm	1	16	2.0	-11.4	-11.4
	2	16	2.0	11.4	-11.4
	3	16	2.0	11.4	11.4
	4	16	2.0	-11.4	11.4
			8.0		

Realisierte Betondeckung

Stützenabschnitt	erf. C _{nom,L} [cm]	erf. C _{nom,B} [cm]	vorh. C _{nom,L} [cm]	vorh. C _{nom,B} [cm]
Abschnitt 1	2.8	2.0	2.8	2.0

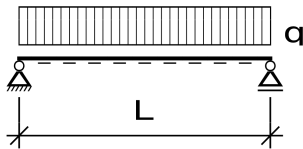
Bewehrungsbilder

Maßstab 1 : 20



Pos. U03: neue Türstürze Achse B

System:



Stützweiten $L \leq 1,35 \text{ m}$

Im UG werden teilweise neue Türöffnungen erstellt. Über diesen sind neue Türstürze anzuordnen. Maßgebend neue Türstürze in Achse B'.

Gemäß Brandschutzkonzept wird an das Bauteil die brandschutztechnische Anforderung *feuerbeständig (R 90)* gestellt.

Belastung:

aus ständigen Lasten

- a. Eigengewicht
- b. aus Übermauerung ($h \leq 9,00 \text{ m}$)
- c. aus Decke ü. 1.OG ($b_{\text{eff}} \leq 4,25 \times 1,25 = 5,35 \text{ m}$)
- d. aus Decke ü. EG ($b_{\text{eff}} \leq 4,25 \times 1,25 = 5,35 \text{ m}$)
- e. aus Decke ü. KG ($b_{\text{eff}} \leq 4,25 \times 1,25 = 5,35 \text{ m}$)
- f.

programmintern

- $$\begin{aligned} g_k &\leq 45,0 \text{ kN/m} \\ g_k &\leq 6,60 \text{ kN/m}^2 \\ g_k &\leq 6,60 \text{ kN/m}^2 \\ g_k &\leq 6,60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

aus veränderlichen Lasten

- a. aus Decken ü. 1.OG
- b. aus Decken ü. EG
- c. aus Decken ü. KG

- $$\begin{aligned} q_k &\leq 2,80 \text{ kN/m}^2 \\ q_k &\leq 2,80 \text{ kN/m}^2 \\ q_k &\leq 2,80 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Schnittgrößen/Bemessung:

konstruktiv gewählt: Sturz HEB 200, Stützen HEA 160

- a. $M_{\text{Ed}} \leq (1,35 \times (45 + 3 \times 6,6 \times 5,35) + 1,5 \times 3 \times 2,8 \times 5,35) \times 1,35^2 / 8 = 61,80 \text{ kNm}$
- b. $M_{\text{pl,y,Rd}} \geq 151 \text{ kNm} = 151,0 \text{ kNm}$
- c. $A_d = V_{\text{z,d}} \leq (1,35 \times (45 + 3 \times 6,6 \times 5,35) + 1,5 \times 3 \times 2,8 \times 5,35) \times 1,35 / 2 = 185,0 \text{ kN}$
- d. $V_{\text{z,pl,Rd}} \geq 337,2 \text{ kN} = 337,2 \text{ kN}$
- e. Stütze: $N_{\text{b,Rd}} \geq 547 \text{ kN} = 547,0 \text{ kN}$

gewählt:

neue Türstürze UG
Stützen

HEB 200, S235
HEA 160, S235

Kopfplatte an Auflagern
Auflagertiefe auf MW

$t \geq 10 \text{ mm}$, Kehlnähte $a_w \geq 4 \text{ mm}$
 $A \geq 20 \text{ cm}$ auf Betonpolster $b \geq 30 \text{ cm}$

Brandschutzbekleidung R 90 z.B. gemäß System Knauf K25S.de
Türstürze mit 20 mm Knauf Fireboard
Stützen mit 35 mm Knauf Fireboard

6. Gründung

Pos. G02: Nachrechnung Einzelfundamente Achsen E & D

System:

Fundamentabmessungen $a/b \leq 1,80 \text{ m} / 1,80 \text{ m}$

In den Achsen E und D sind unter den Stb.-Stützen Einzelfundamente (Bes.-Pos. 50) zur Aufnahme der Stützenlasten angeordnet.

Gemäß Bestandsstatik beträgt die zul. Bodenpressung $\sigma_{zul} \leq 2,5 \text{ kg/cm}^2 \sim 250 \text{ kN/m}^2$.

Belastung:

Achse E nach Umbau:

a. aus Eigengewicht (0,3x0,3x2,5x25+1,8x1,8x0,8x25)	$G \leq 70,00 \text{ kN}$
b. aus Pos. U02	$G \leq 455,0 \text{ kN}$
Abminderung Q über $\alpha_n = 0,7+0,6/3 = 0,90$	$0,9 \times Q \leq 220,0 \text{ kN}$
Summe:	745,0 kN

Schnittgrößen/Bemessung:

Pressung unter maßgebenden Einzelfundament

$$\sigma_{vorh} \leq 745 / (1,80 \times 1,80) \leq 230 \text{ kN/m}^2$$

$$\leq \sigma_{zul} = 250,00 \text{ kN/m}^2$$

gewählt:

Einzelfundamente unter Stb.-Stützen	$a/b/t \geq 1,80/1,80/0,80\text{m}$ (Bestand)
-------------------------------------	---

Schlussseite

Aufgestellt:

Hannover, April 2024

(Stefan Sandbrink, M.Sc.)

(Robert Bernstein, M. Eng.)

(Geschäftsführer)

shl ingenieure GmbH
Lange Laube 19
30159 Hannover

Tel.: 0511/123566 -60
Durchwahl: -73
Fax: -80