



Lyonel-Feininger-Straße 1
99425 Weimar

☎ 03643 / 8334-0
📠 03643 / 8334-20
✉ info@ibb-weimar.de
🌐 www.ibb-weimar.de

DIPL.-ING. W. KRÜGER
Öffentlich bestellter und
vereidigter Sachverständiger
für Beton- und Stahlbetonbau

DIPL.-ING. K. BUNJE
Prüfingenieur für Massivbau
Sachverständiger für
Tragwerke und Bauschäden
Beratender Ingenieur

STATISCHE BERECHNUNG

- GENEHMIGUNGSPLANUNG -

Projektnummer: **18280**

Bauvorhaben: **Lutherhaus 2024**
Neubau Direktorenhaus

Bauherr: **Stiftung Luthergedenkstätten in Sachsen-Anhalt**
Collegienstraße 54
06886 Lutherstadt Wittenberg

Entwurfsverfasser: **A+I Planungsbüro V. Seidl & Dr. B. Heinecke PartG mbB**
Neuhaldensleber Straße 32
39340 Haldensleben

Tragwerksplaner: **IBB Ingenieurbüro Bauwesen**
Krüger, Jungmann und Partner GmbH
Lyonel-Feininger-Straße 1
99425 Weimar

Datum: Mai 2023

Bearbeiter: Dr.-Ing. H. Schröter



Die statische Berechnung umfasst 256 Seiten und 4 Positionspläne.



Inhalt

Inhalt.....	2
Vorbemerkungen	4
Abbruchkonzept	6
Lastzusammenstellung	8
Ständige Lasten	8
Veränderliche Lasten	9
Schneelasten	9
Windlasten	9
Nutzlasten	9
Feuerwiderstand der tragenden Bauteile.....	14
Aussteifung Anbau Achse A1 bis D4	15
0. Dachtragwerk.....	16
0.1. Sparren – Achse E – F	16
0.2. Mittelpfette.....	28
0.3. Sparren – Achse F – G.....	33
0.10. Sparren Glasdach Innenhof	43
0.11. Randträger – Achse 7	47
0.12. Randträger – Achse F.....	50
0.13. Randträger am Bestand.....	53
0.14. Stahlstütze Glasdach.....	56
1. Decken.....	60
1.1. Decke ü. OG – Achse 6 – 8.....	60
1.2. Decke ü. OG – Achse 3 – 6.....	62
1.10. Decke ü. EG – Achse 3 – 7.....	67
1.11. Decke ü. EG – Achse 6 – 8.....	69
1.12. Decke ü. EG – Achse E – F	74
1.13. Decke ü. EG – Achse F – G.....	79
2. Balken.....	83
2.1. ÜZ / UZ OG – Achse E.....	83
2.2. Fenstersturz OG – Achse F.....	90
2.3. Türsturz OG – Achse F.....	91
2.4. Türsturz OG – Achse 3.....	92
2.5. Fenstersturz OG – Achse 8	93
2.6. Fenstersturz OG – Achse 8	98
2.7. Ringbalken OG.....	100
2.10. Über- / Unterzug EG – Achse E	107



2.11.	UZ EG – Achse 3.....	114
2.12.	UZ EG – Achse F.....	120
2.13.	dgl UZ EG – Auflager Pos. 1.12.....	127
2.14.	dgl UZ EG – Auflager Pos. 1.12 und 6.1	132
2.15.	dgl. UZ EG – Achse F – G	137
3.	Stützen.....	138
3.1.	Stahlbetonstütze OG – Achse E.....	138
3.2.	Stahlbetonstütze OG – Achse E.....	145
3.3.	Stahlbetonstütze OG – Achse F.....	146
3.4.	Stahlbetonstütze OG – Achse F.....	147
3.5.	Stahlbetonstütze OG – Achse G.....	154
3.10.	Stahlbetonstütze EG – Achse F	161
4.	Stahlbetonwände	168
4.1.	WAT DG – Achse E – F.....	168
4.1.1.	Nachweis Endverankerung	175
4.2.	WAT EG – Achse E – F.....	176
5.	Mauerwerkswände	180
5.1.	Außenwand OG Achse 8.....	180
6.	Treppen / Laufsteg.....	185
6.1.	Treppelauf 18 Stg.....	185
6.2.	Treppelauf 8 Stg.....	193
6.3.	Zwischenpodest	200
6.3.1.	Zwischenpodest - Balken.....	201
6.3.2.	Zwischenpodest Platte.....	205
7.	Gründung.....	208
7.1.	Bodenplatten	208
7.1.1.	Achse E3 bis F8	208
7.2.	Pfahlkopfbalken.....	211
7.2.1.	Achse E.....	211
7.2.2.	Achse 3.....	219
7.2.3.	Achse F.....	226
7.2.4.	Achse 8.....	233
7.2.5.	Achse F7 – G7	241
7.2.6.	Achse F8 – G8	247
7.3.	Pfähle.....	253
7.4.	Einzelfundamente.....	254



Vorbemerkungen

Im Zuge der energetischen Sanierung des Lutherhauses soll das Direktorenhaus und ein Verbinder abgebrochen und durch einen 2-geschossigen Neubau mit ausgebautem Dachgeschoss ersetzt werden. Zudem wird auf der Südseite ein vollunterkellierter Flachbau für kulturelle Veranstaltungen angebaut.

Der Ersatzneubau des Direktorenhauses wird in Massivbauweise mit einem Satteldach in Holzbauweise errichtet. Der rechteckige Grundriss hat Hauptabmessungen von 12,2 x 13,3 m. Die Firsthöhe beträgt ca. 14,0 m über GOK. Das Satteldach wird als Pfettendach ohne Firstpfette ausgebildet. Die einachsig spannde Decke über OG wird an einen wandartigen Träger im Dachgeschoss angehängen und die Lasten werden über die Außenwände abgeleitet. Die einachsig spannde Decke über EG liegt auf den Außenwänden und einen wandartigen Träger im Erdgeschoss auf. Die Lasten werden über den wandartigen Träger und die Außenwände zu den Pfahlkopfbalken abgeleitet. Die nichttragende Bodenplatte wird von den Pfahlkopfbalken entkoppelt und über dem Kellergewölbe elastisch gebettet. Die Gründung des Ersatzneubaus erfolgt mittels Mikropfählen die außerhalb des Gewölbekellers angeordnet sind. Damit werden aus dem Ersatzneubau keine nennenswerten Lasten über das vorhandene Kellergewölbe abgetragen.

Der Ersatzneubau für den Verbinder wird ebenfalls in Massivbauweise mit einem Satteldach in Holzbauweise errichtet. Die Hauptabmessungen betragen 10,8 x 4,7 m. Die Firsthöhe beträgt ca. 9,2 m über GOK. Das Satteldach wird als Sparrendach ausgebildet. Die einachsig spannde Deckenplatte liegt auf den Außenwänden auf. Die Außenwände stehen auf Pfahlkopfbalken die mittels Mikropfählen gegründet sind.

Die Ersatzneubauten des Direktorenhauses und des Verbinders sind direkt miteinander verbunden. Die Aussteifung erfolgt über Langs- und Querwände die über Deckenscheiben miteinander verbunden sind.

Die Ersatzneubauten des Direktorenhauses und des Verbinders sollen eine vorgesetzte Klinkerfassade erhalten. Im Rahmen der vorliegenden statischen Berechnung werden die Lasten aus der Klinkerfassade für die Bemessung der tragenden Bauteile ermittelt. Die Bemessung und konstruktive Durchbildung der Klinkerfassade erfolgt im Zuge der Ausführungsplanung und ist nicht Gegenstand dieser statischen Berechnung.

Der sich aus den Ersatzneubauten des Direktorenhauses und des Verbinders sowie den vorhandenen Arkaden ergebende Innenhof soll mittels einer leichten Stahl-Glas-Konstruktion überdacht werden. Im Rahmen der vorliegenden statischen Berechnung werden die Lasten aus dieser Konstruktion für die Bemessung der Gründungsbauteile ermittelt. Die Bemessung und konstruktive Durchbildung der Innenhofüberdachung erfolgt im Rahmen der Ausführungsplanung.

Der südliche Anbau für kulturelle Veranstaltungen mit einem Unter- und einem Erdgeschoss hat einen unregelmäßigen Grundriss mit einer Gesamtfläche von ca. 290 m². Der Anbau wird in Massivbauweise mit einem Flachdach aus Stahlbeton errichtet. Das Flachdach und die Geschossdecke liegen auf Unter- und Überzügen, Stahlbetonstützen sowie Mauerwerks- und Stahlbetonwänden auf. Die Gründung erfolgt mittels elastisch gebetteter Bodenplatte. Die erdberührten Außenwände werden in Stahlbeton hergestellt und das gesamte Untergeschoss wird als WU-Konstruktion ausgeführt.

Die Stadtmauer, die zwischen dem Anbau für kulturelle Veranstaltungen und dem Ersatzneubau des Direktorenhauses verläuft soll im Zuge des Abbruchs des vorhandenen Direktorenhauses abgebaut und nach Fertigstellung des Rohbaus für den Anbau wieder aufgebaut werden.

Die historische Mauerwerkswand, die rechtwinklig zur Stadtmauer Richtung Süden verläuft, soll ebenso erhalten und in den neuen Anbau für kulturelle Veranstaltungen integriert werden. Dazu muss diese Wand unterfangen und während der Bauphase abgestützt werden. In der Wandachse wird eine Gebäudefuge im Anbau angeordnet, die im Untergeschoss als WU-Fuge ausgebildet werden muss.

Der Anbau und der Ersatzneubau des Direktorenhauses werden ebenfalls durch eine Gebäudefuge voneinander entkoppelt.

Lutherhaus 2024	Seite: 5a	INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI	
Genehmigungsplanung	Position:		

Der im Jahr 2001 zwischen Lutherhaus und Direktorenhaus errichtete Verbindungs- und Erschließungsbau muss zur Herstellung der Baugrube für das Untergeschoss des südlichen Anbau unterfangen werden. Ebenso muss die freistehende südliche Mauerwerkswand unterfangen werden. Zudem ist auf der Westseite ein Verbau zur Herstellung der Baugrube erforderlich.

Der vorhandene Verbindungs- und Erschließungsbau wurde als eigenständiges Gebäude mit vollständiger Windanströmung bemessen. Entsprechend der vorliegenden Unterlagen [3] besteht lediglich zwischen den Lutherhaus und dem Verbindungsbau eine konstruktive Verbindung. Das Direktorenhaus ist nicht mit dem Verbindungs- und Erschließungsbau verbunden.

Es liegt kein Baugrundgutachten für das Bauvorhaben vor. Die Bemessung der Gründungsbauteile und die Vorbemessung der Pfähle erfolgte anhand der Bodenkennwerte aus den vorliegenden Unterlagen [3] bis [5].

Unterlagen:

- [1] Entwurfsplanung vom 15.12.2022
A+I Planungsbüro V.Seidl & Dr. B. Heinecke PartG mbB
- [2] Brandschutznachweis vom 12.12.2022
A+I Planungsbüro V.Seidl & Dr. B. Heinecke PartG mbB
- [3] Statische Berechnung: Neubau Eingangsgebäude am Lutherhaus in Wittenberg vom Sept. 2001
Ingenieurbüro Martin Krone
- [4] Statische Berechnung: Umbau Direktorenhaus / Foyer vom Juni. 2000
Ingenieurbüro Martin Krone
- [5] Stellungnahme zu Baugrund- und Untergrundverhältnissen: Stützwand am Lutherhaus, Stützwand an der Gartenmauer vom 22.04.2005
Ingenieurbüro für Bodenmechanik und Grundbau
- [6] Geotechnischer Bericht (Hauptuntersuchung nach EC7)
Geotechnik Dr. Nottrodt Weimar GmbH vom 22.04.203

Berechnungsgrundlagen:

Den Berechnungen liegen die einschlägigen Normen und Baubestimmungen, Grundsätze und Richtlinien zugrunde, insbesondere:

DIN EN 1990 – EC0/NA	Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1991 – EC1/NA	Einwirkung auf Tragwerk
DIN EN 1992 – EC2/NA	Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
DIN EN 1993 – EC3/NA	Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
DIN EN 1995 – EC5/NA	Bemessung und Konstruktion von Holzbauten
DIN EN 1996 – EC6/NA	Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten
DIN EN 1997 – EC7/NA	Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik

Positionsnummern:

0.1 ... 0.X	Dachkonstruktion
1.1 ... 1.X	Decken
2.1 ... 2.X	Balken (Unter-/Überzüge)
3.1 ... 3.X	Stützen
4.1 ... 4.X	Stahlbetonwände
5.1 ... 5.X	Mauerwerkswände
6.1 ... 6.X	Treppen
7.1 ... 7.X	Gründung

Abbruchkonzept

Das Direktorenhaus sowie ein 2-geschossiger Verbinder sollen als erste Maßnahme für die energetische Sanierung und die touristische Erschließung des Lutherhauses in Wittenberg abgebrochen werden.

Das Direktorenhaus wurde mit einer Remise in den 30er Jahren auf der Westseite des historischen Lutherhauses errichtet. Im Jahr 2001 wurde die Remise abgebrochen und zwischen dem Direktorenhaus und dem historischen Lutherhaus ein dreigeschossiger Verbindungsbau errichtet. **Der Verbindungsbau wurde in Stahlbetonbauweise ausgeführt und ist statisch nicht mit dem Direktorenhaus verbunden.**

Das Direktorenhaus hat 2 Vollgeschosse sowie 2 Dachgeschosse und wurde auf einem Gewölbekeller errichtet. Es ist ein Mauerwerksbau mit Holzbalkendecken und zimmermannsmäßigem Dachstuhl. Der Verbinder wurde ebenfalls als Mauerwerksbau mit einer Steindecke mit Stahlträgern errichtet.

Der Abbruch erfolgt **ohne schweres Gerät** von oben nach unten:

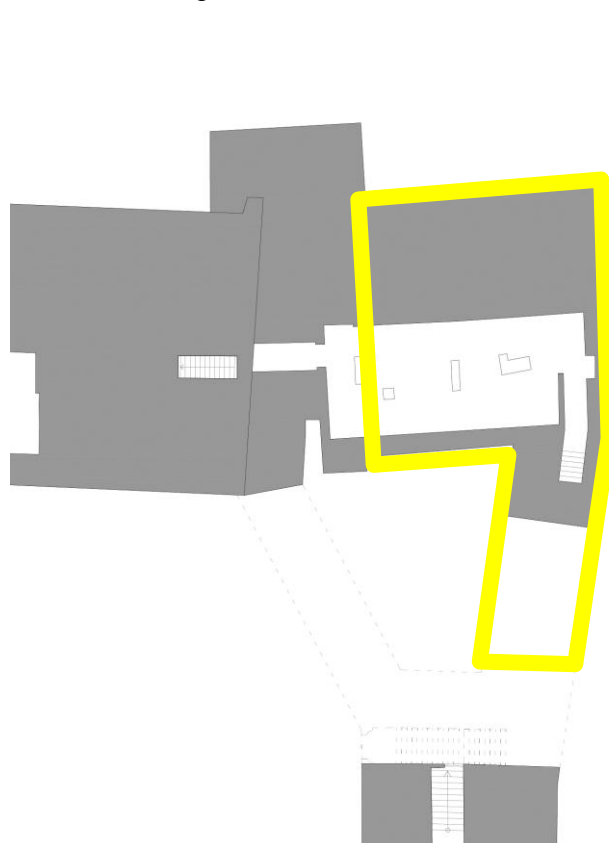
- Abbruch Dachstuhl Direktorenhaus
- Abbruch Wände im DG
- Abbruch Holzbalkendecke über OG
- Abbruch Dachstuhl Verbinder und Wände OG Direktorenhaus
- Abbruch Wände OG Verbinder und Decke über EG Direktorenhaus
- Abbruch Decke über EG Verbinder und Wände EG Direktorenhaus
- Abbruch Wände EG Verbinder

Der Bauschutt ist sukzessive mit den Abbrucharbeiten abzutransportieren. Auf dem Kellergewölbe darf kein Bauschutt gelagert und das Gewölbe darf nicht mit schwerem Gerät befahren werden.

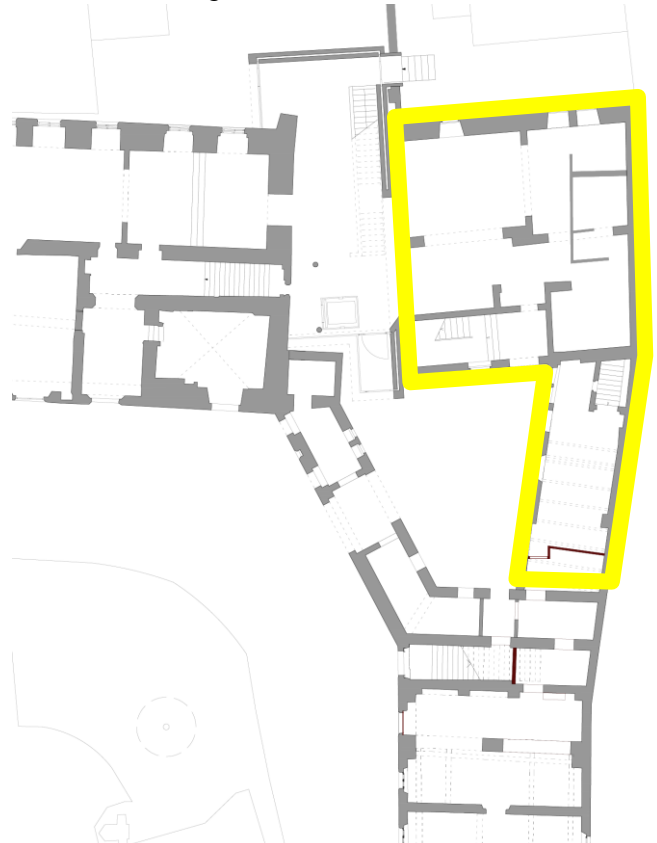
Die angrenzende Bebauung und die Anlagen auf dem Nachbargrundstück sind gegen herabfallende Bauteile zu schützen.

An den Wänden und Decken am südlichen Übergang Verbinder - Bestand sind vor Beginn der Abbrucharbeiten der Putz zu entfernen und in den Bestand durchlaufende Bauteile sind auf der Verbinderseite sorgfältig abzutrennen.

Grundriss Untergeschoss



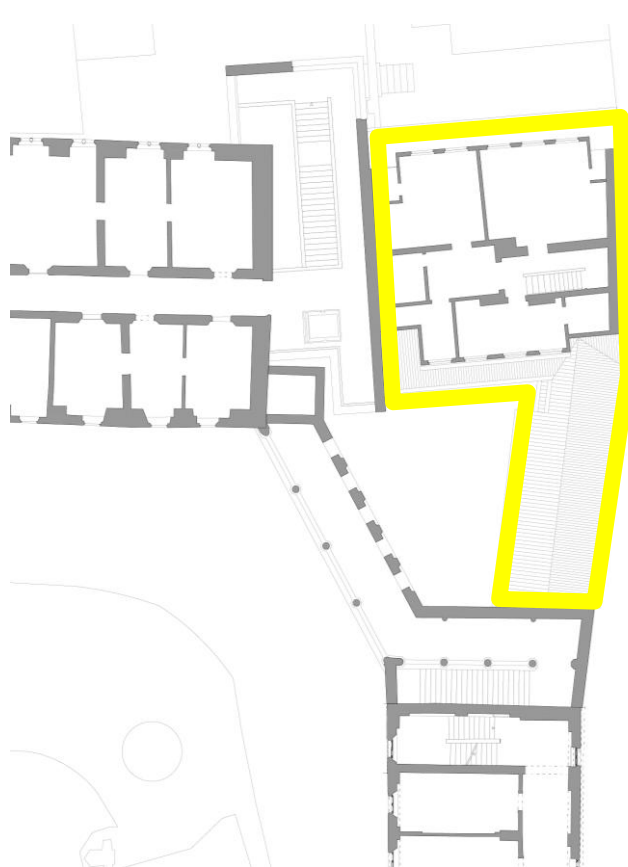
Grundriss Erdgeschoss



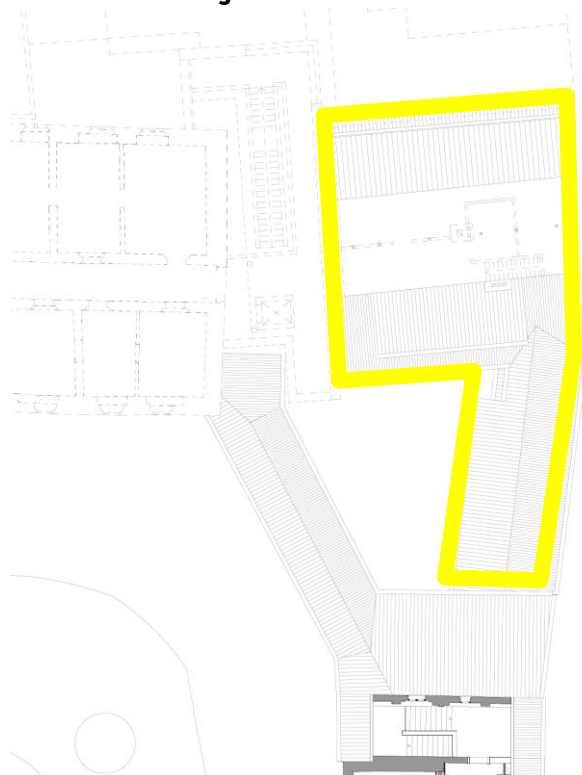
Grundriss 1. Obergeschoss



Grundriss 2. Obergeschoss



Grundriss 3. Obergeschoss





Lastzusammenstellung

Ständige Lasten

nach DIN EN 1991-1-1:2010-12, DIN EN 1991-1-1/NA: 2010-12

Ausbaulasten Dach	Dachdeckung (alternativ PV)	g	= 0,70 kN/m ²
	Dämmung und Dampfsperre	g	= 0,08 kN/m ²
	OSB-Platten t = 22 mm	g	= 0,12 kN/m ²
	Gipskartonplatten	<u>g</u>	= 0,25 kN/m ²
		Σg	= 1,15 kN/m ²
Ausbaulasten Flachdach Gründach	Gründach (extensiv)	g	= 1,50 kN/m ²
	Dämmung 20 cm	g	= 0,07 kN/m ²
	Dachdichtungsbahn 2-lagig	g	= 0,08 kN/m ²
	Abgehangene Decke	<u>g</u>	= 0,25 kN/m ²
		Σg	= 1,90 kN/m ²
Ausbaulasten Flachdach PV	PV-Anlage (incl. Ballastierung)	g	= 1,50 kN/m ²
	Dachdichtungsbahn 1-lagig	g	= 0,04 kN/m ²
	Dämmung 20 cm	g	= 0,07 kN/m ²
	Dachdichtungsbahn 2-lagig	g	= 0,08 kN/m ²
	Abgehangene Decke	<u>g</u>	= 0,25 kN/m ²
		Σg	= 2,00 kN/m ²
Ausbaulasten Decke ü. OG/EG	Bodenbelag	g	= 0,15 kN/m ²
	Zementestrich 7 cm	g	= 1,54 kN/m ²
	Trittschalldämmung	g	= 0,06 kN/m ²
	Abgehangene Decke	<u>g</u>	= 0,25 kN/m ²
		Σg	= 2,00 kN/m ²
Ausbaulasten Decke Treppenhaus	Bodenbelag	g	= 0,15 kN/m ²
	Zementestrich 7 cm	g	= 1,54 kN/m ²
	Trittschalldämmung	<u>g</u>	= 0,06 kN/m ²
		Σg	= 1,75 kN/m ²
Ausbaulasten Bodenplatte	Bodenbelag	g	= 0,15 kN/m ²
	Zementestrich 7 cm	g	= 1,54 kN/m ²
	Trittschalldämmung	<u>g</u>	= 0,06 kN/m ²
		Σg	= 1,75 kN/m ²



Veränderliche Lasten

Schneelasten

nach DIN EN 1991-1-3: 2010-12, DIN EN 1991-1-3/NA: 2010-12

SLZ II

Gelände $h \approx 160$ m ü. NN $\rightarrow$ Regelschneelast: $s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$

Schneeanwehung	Verbindungsbau	$h = 6,12 \text{ m}$	$s_2 = 2,0 \text{ kN/m}^2$
	Innenhofüberdachung	$h = 3,90 \text{ m}$	$s_2 = 0,9 \text{ kN/m}^2$

Windlasten

nach DIN EN 1991-1-4: 2010-12, DIN EN 1991-1-4/NA: 2010-12

WZ 2	$q_{b0} = 0,39 \text{ kN/m}^2$	
Gk: Binnenland	Firsthöhe über GOK ca. 14 m	$q_p = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Nutzlasten

nach DIN EN 1991-1-1: 2010-12, DIN EN 1991-1-1/NA: 2010-12

Museum	Kat. C3	$q = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Treppen	Kat. T2	$q = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Büro	Kat. B1 (incl. Trennwandzuschlag 3 bis 5 kN/m Wandlänge)	$q = 3,2 \text{ kN/m}^2$
Flure	Kat. B1	$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$
Treppen	Kat. T1	$q = 3,0 \text{ kN/m}^2$


Position: Schneeanwehung Verbindungsbau

Lasten aus Wind und Schnee (x64) LWS+ 01/23B (FRILO R-2023-1/P02)

System
Basiswerte

 Land Deutschland
 Schnee-Norm DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04

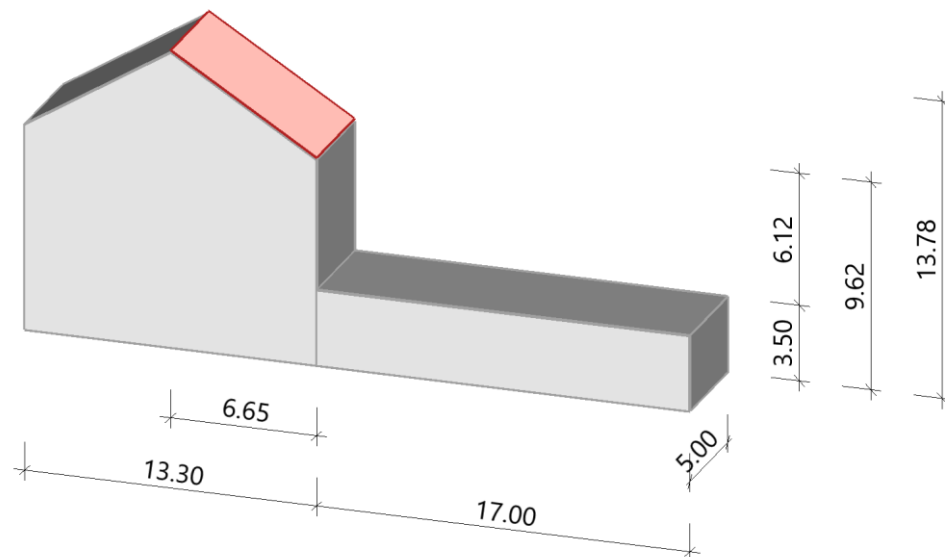
 Gemeinde 0688* Wittenberg (Lutherstadt)
 Geländehöhe $h_{NN} = 106.00$ m
 Klimaregion Zentral-Ost
 Schneezone 2

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

Beiwerte

 Faktor für Schneetraulast $k = 0.40$
Geometrie Höhengsprung

 Gebäudehöhe $h = 13.78$ m
 Gebäudebreite $b = 13.30$ m
 Gebäudelänge $l = 5.00$ m
 wirksame Breite $b_3 = 6.65$ m
 Dachneigung $\alpha_D = 32.0^\circ$
 Traufhöhe $h_t = 9.62$ m
 Anbauhöhe $h_2 = 3.50$ m
 Anbaubreite $b_2 = 17.00$ m
 Höhengsprung $h = 6.12$ m

Grafik

Lasten

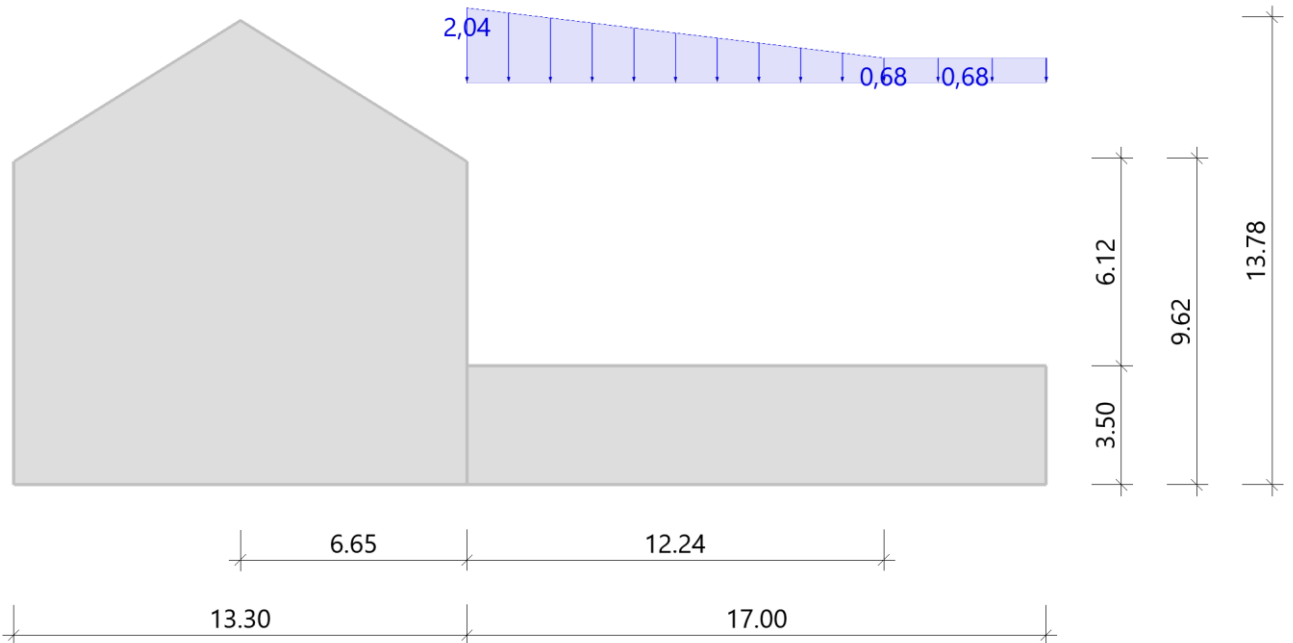
 Bodenschneelast $s_k = 0.85$ kN/m²



Ergebnisse

Schnee

Grafik



Tabelle

Sit	μ_s	μ_w	$\mu_2^{1)}$	μ_1	$s_2^{2)}$ [kN/m²]	s_1 [kN/m²]	$\Delta s_2^{3)}$ [kN/m²]	L_s [m]
P/T	0.43	2.48	2.40	0.80	2.04	0.68	1.36	12.24

Alle Werte sind charakteristische Werte.

Sit: P/T=persistent/transient, excp=exceptional

- 1 : $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$
- 2 : $s_2 = \mu_2 \cdot s_k$
- 3 : $\Delta s_2 = s_2 - s_1$

**Position: W+S 2 Schneeanwehung**

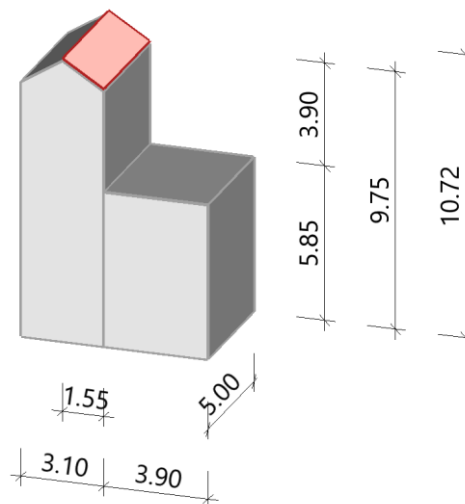
Lasten aus Wind und Schnee (x64) LWS+ 01/23B (FRILO R-2023-1/P02)

System**Basiswerte**Land Deutschland
Schnee-Norm DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04Gemeinde 0688* Wittenberg (Lutherstadt)
Geländehöhe $h_{NN} = 106.00$ m
Klimaregion Zentral-Ost
Schneezone 2

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

BeiwerteFaktor für Schneetraulast $k = 0.40$ **Geometrie Höhengsprung**

Gebäudehöhe	$h = 10.72$ m
Gebäudebreite	$b = 3.10$ m
Gebäudelänge	$l = 5.00$ m
wirksame Breite	$b_3 = 1.55$ m
Dachneigung	$\alpha_D = 32.0^\circ$
Traufhöhe	$h_t = 9.75$ m
Anbauhöhe	$h_2 = 5.85$ m
Anbaubreite	$b_2 = 3.90$ m
Höhensprung	$h = 3.90$ m

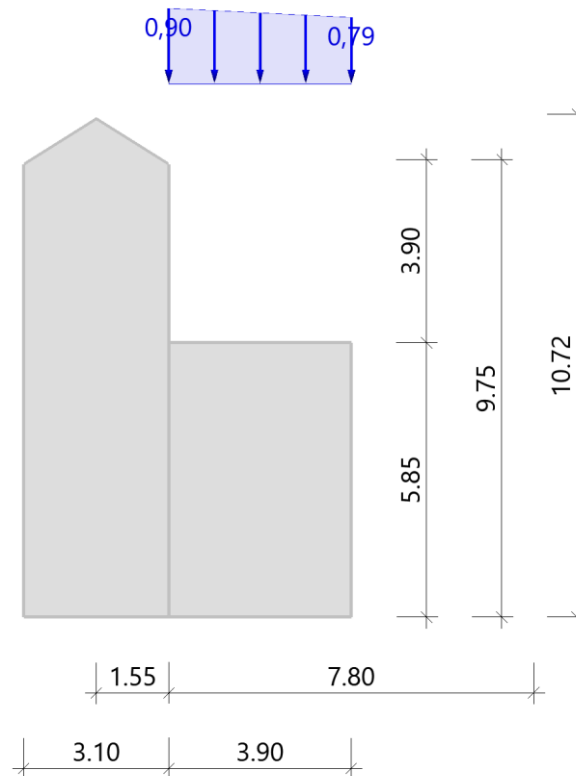
Grafik**Lasten**Bodenschneelast $s_k = 0.85$ kN/m²



Ergebnisse

Schnee

Grafik



Tabelle

Sit	μ_s	μ_w	$\mu_2^{1)}$	μ_1	$s_2^{2)}$ [kN/m²]	$s_b^{3)}$ [kN/m²]	s_1 [kN/m²]	$\Delta s_2^{4)}$ [kN/m²]	Δs_b [kN/m²]	L_s [m]
P/T	0.16	0.90	1.06	0.80	0.90	0.79	0.68	0.22	0.11	7.80

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

- 1 : $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$
- 2 : $s_2 = \mu_2 \cdot s_k$
- 3 : s_b = interpoliert zwischen s_2 und s_1
- 4 : $\Delta s_2 = s_2 - s_1$



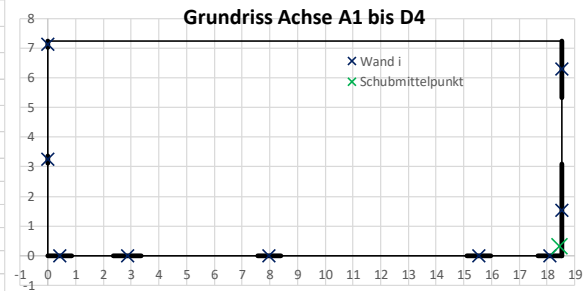
Feuerwiderstand der tragenden Bauteile

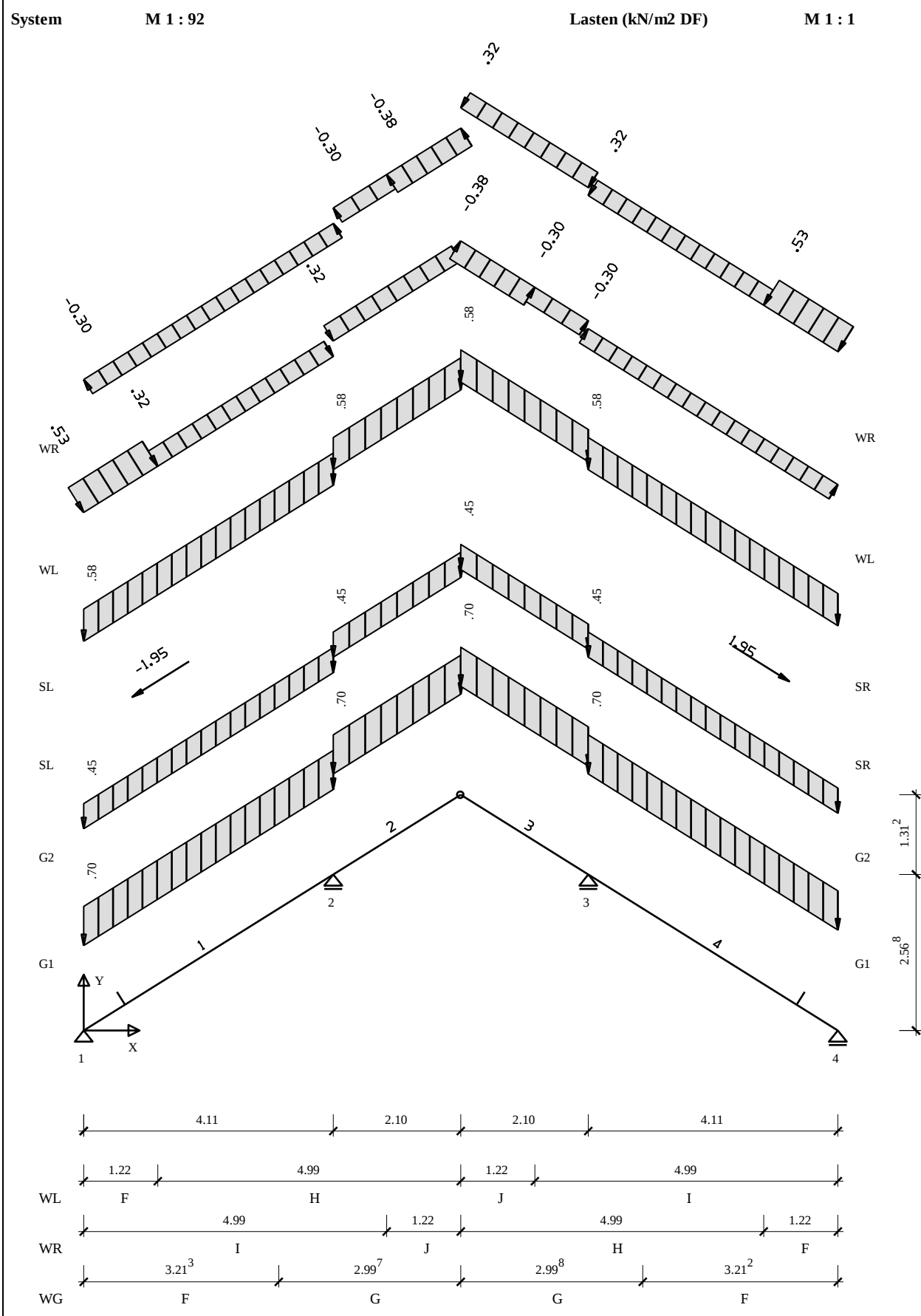
Bauteil	Anforderung nach [2]	erforderliche Ausführung		vorhandene Ausführung	
Spb.-Decken	F60 (R60)	Plattendicke	erf. $d \geq 8 \text{ cm}$	Nachweis siehe Statikposition	
		Achsabstand	erf. $a \geq 2,0 \text{ cm}$		
Stb.-Decken – einachsig	F60 (R60)	Plattendicke	erf. $d \geq 8 \text{ cm}$	Plattendicke	vorh. $d \geq 25 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 2,0 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 2,5 \text{ cm}$
Stb.-Decken – zweiachsig EG - DG	F60 (R60)	Plattendicke	erf. $d \geq 18 \text{ cm}$	Plattendicke	vorh. $d \geq 22 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 1,5 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 2,5 \text{ cm}$
Stb.-Decken UG	F90 (R90)	Plattendicke	erf. $d \geq 20 \text{ cm}$	Plattendicke	vorh. $d \geq 25 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 2,5 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 2,5 \text{ cm}$
Stb. UZ/ÜZ (stat. best.) EG - DG	F60 (R60)	Stegbreite	erf. $b_w \geq 20 \text{ cm}$	Stegbreite	vorh. $b_w = 24 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 3,0 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 3,5 \text{ cm}$
Stb. UZ/ÜZ (stat. best.) UG	F90 (R90)	Stegbreite	erf. $b_w \geq 20 \text{ cm}$	Stegbreite	vorh. $b_w = 24 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 4,5 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 4,5 \text{ cm}$
Stb. UZ/ÜZ (stat. unbest.) EG - DG	F60 (R60)	Stegbreite	erf. $b_w \geq 12 \text{ cm}$	Stegbreite	vorh. $b_w = 24 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 2,5 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 3,5 \text{ cm}$
Stb. UZ/ÜZ (stat. unbest.) UG	F90 (R90)	Stegbreite	erf. $b_w \geq 15 \text{ cm}$	Stegbreite	vorh. $b_w = 24 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 3,5 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 3,5 \text{ cm}$
Stb.-Stütze EG - DG	F60 (R30)	Nachweis siehe Statikposition			
Stb.-Stütze UG	F90 (R90)	Nachweis siehe Statikposition			
Stb.-Wand EG - DG	F60 (R30)	Wanddicke	erf. $b \geq 14 \text{ cm}$	Wanddicke	vorh. $b = 24 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 1,0 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 2,4 \text{ cm}$
Stb.-Wand UG	F90 (R90)	Wanddicke	erf. $b \geq 17 \text{ cm}$	Wanddicke	vorh. $b = 24 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 2,5 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 2,5 \text{ cm}$
Stb.-Treppen-lauf/-podest	B	nicht brennbar		Stahlbeton	
MW-Wand EG – DG	F60 (R60)	Wanddicke	erf. $t \geq 11,5 \text{ cm}$	Wanddicke	vorh. $t \geq 17,5 \text{ cm}$
MW-Wand KG	F90 (R90)	Wanddicke	erf. $t \geq 11,5 \text{ cm}$	Wanddicke	vorh. $t \geq 11,5 \text{ cm}$

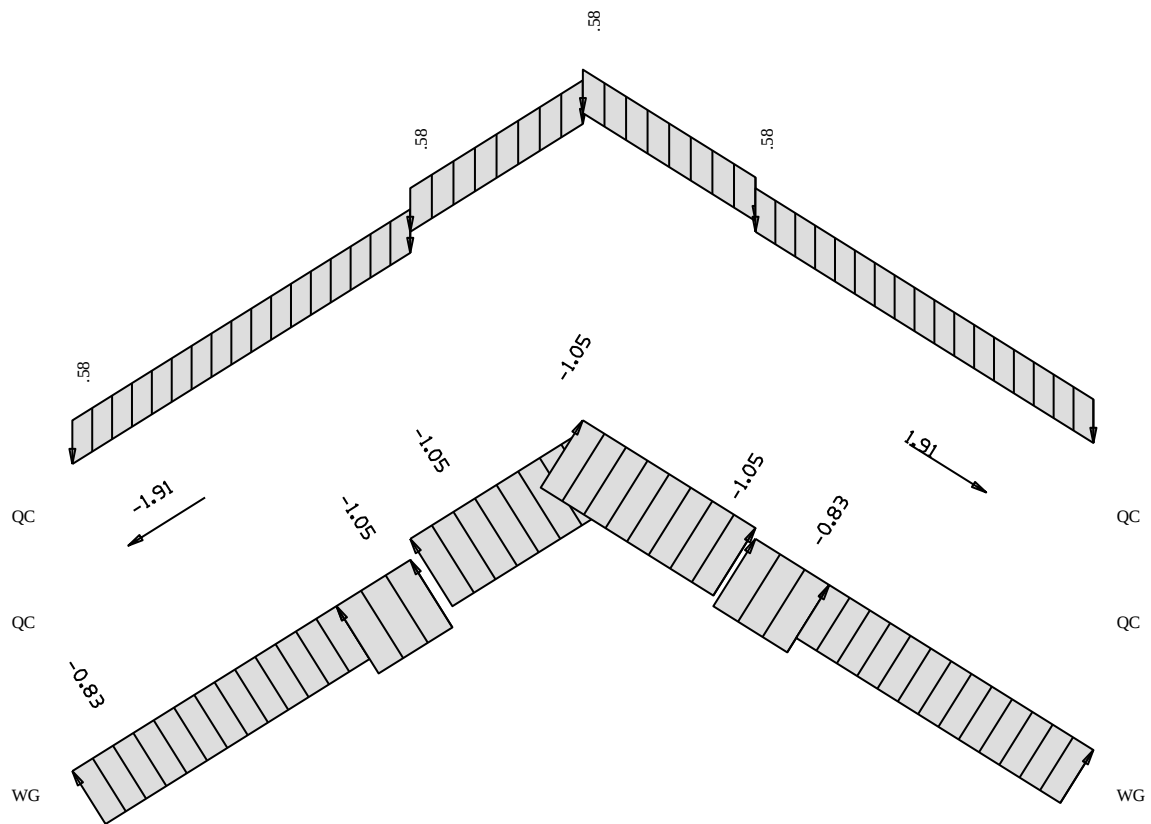


Aussteifung Anbau Achse A1 bis D4

Geometrie		Material		C25/30	
Länge L _x [m]	18,54	f _{ck} [N/mm ²]	25	Grundriss Achse A1 bis D4	
Breite L _y [m]	7,25	f _{cd} [N/mm ²]	14,17		
Höhe [m]	3,45	E _c [N/mm ²]	31.000		
n _s	1	μ	0,2		
x _{Geo} [m]	9,27	G _c [N/mm ²]	12.917		
y _{Geo} [m]	3,625				
Diag D [m]	19,91				
Imperfektion					
θ [rad]	5,38E-3				
Wind WZ 2 Binnenland					
q _b [kN/m ²]	0,75				
L _x [m]	18,54	h/d	0,19	D: c _{pe,10}	0,8
L _y [m]	7,25	h/d	0,48	E: c _{pe,10}	-0,5
H [m]	3,45	A	> 10 m ²	Σw [kN/m ²]	0,975
Lastzusammenstellung					
Geschoss	Höhe [m]	Fläche [m ²]	Wände	Decke	G _v [kN]
EG	3,4	134,415	467,67	1108,92	1576,59
Σ	3,4				1,577
N _{Ed} = N _G + N _Q [MN]				1,71	
Steifigkeiten					
Wand i	x _{i,a} [m]	x _{i,e} [m]	y _{i,a} [m]	y _{i,e} [m]	x _{m,i} [m]
A.1	0,00	0,00	3,13	3,37	0,00
A.2	0,00	0,00	7,01	7,25	0,00
1.1	0,00	0,85	0,00	0,00	0,43
1.2	2,37	3,37	0,00	0,00	2,87
1.3	7,56	8,41	0,00	0,00	7,99
1.4	15,11	15,96	0,00	0,00	15,54
1.5	17,66	18,54	0,00	0,00	18,10
D.1	18,54	18,54	5,33	7,25	18,54
D.2	18,54	18,54	0,00	3,08	18,54
					y _{m,i} [m]
					0,141
					0,36
					0,85
					1,00
					0,85
					0,00
					0,88
					0,24
					1,92
					3,08
					0,73
					0,07
					0,00
Schubsteifigkeiten			Wölbflächenmomente		
Wand i	I _{x,i}	I _{y,i}	I _{xy,i}	I _{x,y,i}	I _{y,x,i}
A.1	0,000	0,003	0,000	0,000	0,000
A.2	0,000	0,007	0,000	0,000	0,000
1.1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1.2	0,003	0,000	0,000	0,000	0,000
1.3	0,007	0,000	0,000	0,000	0,000
1.4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1.5	0,018	0,000	0,000	0,000	0,000
D.1	2,624	0,012	0,000	0,000	0,000
D.2	10,834	0,000	0,000	0,000	0,000
					13,49
					0,02
					0,00
					0,00
					0,04
					1,036
					0,111
					0,00
Labilitätszahl für Translation			Labilitätszahl für Torsion		
x-Richtung	0,01	<	0,12	c [m]	9,76
y-Richtung	0,00	<	0,12	79,17	>
			Schubmittelpunkt		
			x _M [m] : 18,454		
			y _M [m] : 0,326		
			Wölbflächenmoment		
			I _ω [m ⁶] : 1,15		
			Torsionsmoment		
Ausmitteln der H-Lasten mit I _{xy}					









SYSTEM: Allgemeines Dach Dachhöhe ges.H (m)= 3.88
 SPL, SPR: linker, rechter Sparren, KB1, KB2: Kehlbalken

Feld	Stab	Lx(m)	L(m)	Anz.	B / H	alpha(G)	Knoten	Auflager
*	*	*	*		*	*	1	1 X Y
SPL 1	1	4.110	4.846	1	10.0 / 24.0	32.00		
*	*	*	*		*	*	2	2 Y
SPL 2	2	2.100	2.476	1	10.0 / 24.0	32.00		
*	*	*	*		*	*	3	
*	*	*	*		*	*	3	
SPR 3	3	2.100	2.476	1	10.0 / 24.0	-32.00		
*	*	*	*		*	*	4	3 Y
SPR 4	4	4.110	4.846	1	10.0 / 24.0	-32.00		
*	*	*	*		*	*	5	4 Y

LASTEN: Nutzungsklasse 1 (DF: Dachfläche, GF: Grundfläche)

Generierung der Windlasten nach DIN EN 1991

Windzone 2 Typ: Satteldach Geländekategorie: Mischgebiet Binnenland
 Wind auf Traufseite: Lage A Ber.: F-H-J-I Gebäude Traufe Ly = 12.20 m
 Wind auf Giebelseite: Lage A Ber.: F-G-G-F Gebäude Giebel Lx = 12.85 m
 Gebäudehöhe H = 14.00 m

Generierung der Schneelasten nach DIN EN 1991

Schneelastzone 2 min.mue = 0.8* Geländehöhe A = 70.0 m
 (Kein Schneeüberhang an der Traufe.) Schneef.gitter a = 0.8 m

		Grundwert	LF	SPL	SPR
Eigenlast	(kN/m2 DF)	G1	1	0.700	0.700
Ausbau	(kN/m2 DF)	G2	2	0.450	0.450
Schnee	(kN/m2 GF)	sk 0.850	3-4	0.680*	0.680*
Wind von links	q	0.751		F H J I	
		cpe10+		0.700 0.427	-0.500 -0.400
	(kN/m2 DF)	we	5	0.526 0.320	-0.375 -0.300
Wind von rechts	q	0.751		I J H F	
		cpe10+		-0.400 -0.500	0.427 0.700
	(kN/m2 DF)	we	6	-0.300 -0.375	0.320 0.526
Wind auf Giebel				F G G F	
		cpe10		-1.100 -1.400	-1.400 -1.100
	(kN/m2 DF)	we	7	-0.826 -1.051	-1.051 -0.826

Zusätzliche Lasten Q1,Q2: Flächenlast FLA(kN/m2), Linienlast LIN(kN/m)
 LR: Lastrichtung, LR = S: senkrecht zum Dach

	LF	QG1	QG2	ART	LR	STAB	A(m)	B(m)	QR1	QR2
SPL 8		0.680	0.680	GF FLA	Y	GF 2	0.000	2.100	0.577	0.577
SPR 8		0.680	0.680	GF FLA	Y	GF 3	0.000	2.100	0.577	0.577



SPR	8	0.680	0.680	GF	FLA	Y	GF	4	0.000	4.110	0.577	0.577
SPL	8	0.680	0.680	GF	FLA	Y	GF	1	0.000	4.110	0.577	0.577
SPL	8	-1.910			LIN	P		1	0.800		-1.910	
SPR	8	1.910			LIN	P		4	3.310		1.910	

Generierte Lasten :

(LR = P: parallel, S: senkrecht zum Stab)

	Stab	LF	LR	ART	A(m)	B(m)	Q1	Q2
SPL	1	1	Y	FLA	0.000	4.846	0.700	0.700
SPL	2	1	Y	FLA	0.000	2.476	0.700	0.700
SPR	3	1	Y	FLA	0.000	2.476	0.700	0.700
SPR	4	1	Y	FLA	0.000	4.846	0.700	0.700
SPL	1	2	Y	FLA	0.000	4.846	0.450	0.450
SPL	2	2	Y	FLA	0.000	2.476	0.450	0.450
SPR	3	2	Y	FLA	0.000	2.476	0.450	0.450
SPR	4	2	Y	FLA	0.000	4.846	0.450	0.450
SPL	1	3	Y	FLA	0.000	4.846	0.577	0.577
SPL	1	3	P	EIN	0.943		-1.949	
SPL	2	3	Y	FLA	0.000	2.476	0.577	0.577
SPR	3	4	Y	FLA	0.000	2.476	0.577	0.577
SPR	4	4	Y	FLA	0.000	4.846	0.577	0.577
SPR	4	4	P	EIN	3.903		1.949	
SPL	1	5	S	FLA	0.000	1.439	0.526	0.526
SPL	1	5	S	FLA	1.439	3.408	0.320	0.320
SPL	2	5	S	FLA	0.000	2.476	0.320	0.320
SPR	3	5	S	FLA	0.000	1.439	-0.375	-0.375
SPR	3	5	S	FLA	1.439	1.038	-0.300	-0.300
SPR	4	5	S	FLA	0.000	4.846	-0.300	-0.300
SPL	1	6	S	FLA	0.000	4.846	-0.300	-0.300
SPL	2	6	S	FLA	0.000	1.038	-0.300	-0.300
SPL	2	6	S	FLA	1.038	1.439	-0.375	-0.375
SPR	3	6	S	FLA	0.000	2.476	0.320	0.320
SPR	4	6	S	FLA	0.000	3.408	0.320	0.320
SPR	4	6	S	FLA	3.408	1.439	0.526	0.526
SPL	1	7	S	FLA	0.000	3.788	-0.826	-0.826
SPL	1	7	S	FLA	3.788	1.058	-1.051	-1.051
SPL	2	7	S	FLA	0.000	2.476	-1.051	-1.051
SPR	3	7	S	FLA	0.000	2.476	-1.051	-1.051
SPR	4	7	S	FLA	0.000	1.058	-1.051	-1.051
SPR	4	7	S	FLA	1.058	3.788	-0.826	-0.826



	Stab	LF	LR	ART	A(m)	B(m)	Q1	Q2
SPL	1	8	Y	FLA	0.000	4.846	0.577	0.577
SPL	1	8	P	EIN	0.800		-1.910	
SPL	2	8	Y	FLA	0.000	2.476	0.577	0.577
SPR	3	8	Y	FLA	0.000	2.476	0.577	0.577
SPR	4	8	Y	FLA	0.000	4.846	0.577	0.577
SPR	4	8	P	EIN	3.310		1.910	

Summe der Lasten	LF	Rx(kN/m)	Ry(kN/m)
	1	0.000	10.252
	2	0.000	6.590
	3	1.653	5.256
	4	-1.653	5.256
	5	-2.622	0.283
	6	2.622	0.283
	7	0.000	-11.609
	8	0.000	10.470

Einwirkungsarten + Lastfälle:**Nutzungsklasse 1**

Einwirkung	LF	Alt.	LF-Bezeichnung
G1	1		Eigenlast, Dacheindeckung
G2	2		Dachausbau
S1	3		Schnee links
S1	4		Schnee rechts
W	5	A1	Wind links
W	6	A1	Wind rechts
W	7	A1	Wind auf Giebel
QC	8		Schnee beidseitig

Automatische Berücksichtigung der Kombinationsbeiwerte**DIN EN 1991**

P/T : Ständige, vorüberg. Bemessungssituationen

Ls: Lagesicherheit

A : Außergewöhnliche Bemessungssituationen

0 : Der Lastfall ist in der Kombination nicht enthalten

1 : Der Lastfall ist gamma*psi-fach enthalten

: bzw. wenn Eigenlast: gamma.inf

2 : Der Lastfall ist gamma-fach enthalten

: bzw. wenn Eigenlast: gamma.sup

Einw.		inf.gamma(P/T).sup	(A).sup	psi0	psi1	psi2	KLED	kmod	kdef
G1	Bs	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	ständig	0.60	0.60
G1	Ls	0.90	1.10						
G2	Bs	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	ständig	0.60	0.60
G2	Ls	0.90	1.10						
S1	Bs	0.00	1.50	1.00	0.50	0.20	kurz	0.90	0.60
S1	Ls	0.00	1.50						



Einw.		inf.gamma(P/T).sup		(A).sup	psi0	psi1	psi2	KLED	kmod	kdef
W	Bs	0.00	1.50	1.00	0.60	0.20	0.00	kurz	0.90	0.60
W	Ls	0.00	1.50							
QC	Bs	0.00	1.50	1.00	0.70	0.70	0.60	kurz	0.90	0.60
QC	Ls	0.00	1.50							

Automatische Ermittlung der
maßg. Einw.kombinationen Ek
Schnee nach DIN EN 1991 :

Grenzzustände
Grenzzustände
Lastbilder a, b und c

Gebrauchstauglichkeit:
Tragfähigkeit:

GZG
GZT

Querschnittskenngrößen für die endgültigen Abmessungen erf.B,H(cm):

	Qu.	Anz.	min.B	del.B	erf.B	A(cm2)	Jys(cm4)	Wys(cm3)
			min.H	del.H	erf.H	Skz(m)		
SPL	1	1	10.0	0.0	10.0	240.0	11520.0	960.0
			24.0	2.0	24.0			
SPR	2	1	10.0	0.0	10.0	240.0	11520.0	960.0
			24.0	2.0	24.0			

Querschnittsschwächung am Auflager: 2.0 cm

Sparrenabstand Es = 0.800 m

Festigkeitsklasse: C24

Steifigkeitskennwerte:

E0mean = 11000 N/mm2

E005 = 7333 N/mm2

Gmean = 690 N/mm2

G005 = 460 N/mm2

Rohdichte/Wichte:

rho = 350 kg/m3

gamma = 5.0 kN/m3

Festigkeitskennwerte:

fmk = 24.00 N/mm2

fvk = 4.00 N/mm2

ft0k = 14.00 N/mm2

ft90k = 0.40 N/mm2

gamma.m = 1.3

fc0k = 21.00 N/mm2

fc90k = 2.50 N/mm2

gamma.m = 1.0 außerg. Ek

AUFLAGERKRÄFTE:

Aufl.	Kn.	LF		Ax(kN/m)	Ay(kN/m)	Azs(kN/m)	Maßg. Überlagerungen
1	1	G1	1	0.000	1.253	1.063	
1	1	G2	2	0.000	0.806	0.683	
1	1	SL	3	1.653	2.117	0.919	
1	1	SR	4	-1.653	-1.612	-0.491	
1	1	WL	5	-2.622	-0.977	0.561	
1	1	WR	6	2.622	1.418	-0.187	
1	1	WG	7	0.000	-2.765	-2.345	
1	1	Q1	8	0.000	0.515	0.437	
1	1	max.Ayd		3.600	6.564	3.659	P/T 222c0101
1	1	min.Ayd		-0.620	-2.503	-1.794	P/T 11b10020
1	1	max.Axd		4.557	6.432	3.040	P/T 221c0201
1	1	min.Axd		-4.557	1.440	3.636	P/T 22b12001
1	1	min.Azsd		-0.620	-2.709	-1.969	Ls 11b10020
2	2	G1	1	0.000	3.872	3.284	



Aufl.	Kn.	LF		Ax(kN/m)	Ay(kN/m)	Azs(kN/m)	Maßg. Überlagerungen
2	2	G2	2	0.000	2.489	2.111	
2	2	SL	3	0.000	3.038	2.577	
2	2	SR	4	0.000	1.713	1.453	
2	2	WL	5	0.000	3.062	2.597	
2	2	WR	6	0.000	-3.220	-2.731	
2	2	WG	7	0.000	-3.040	-2.578	
2	2	Q1	8	0.000	4.719	4.002	
2	2	max.Ayd		0.000	22.142	18.777	P/T 222c1001
2	2	min.Ayd		0.000	1.531	1.299	P/T 11000200
2	2	min.Azsd		0.000	0.895	0.759	Ls 11000200
3	4	G1	1	0.000	3.872	3.284	
3	4	G2	2	0.000	2.489	2.111	
3	4	SL	3	0.000	0.152	0.129	
3	4	SR	4	0.000	4.599	3.900	
3	4	WL	5	0.000	-0.745	-0.631	
3	4	WR	6	0.000	0.586	0.497	
3	4	WG	7	0.000	-3.040	-2.578	
3	4	Q1	8	0.000	4.720	4.002	
3	4	max.Ayd		0.000	21.085	17.881	P/T 22b20101
3	4	min.Ayd		0.000	1.802	1.528	P/T 11000020
3	4	min.Azsd		0.000	1.166	0.989	Ls 11000020
4	5	G1	1	0.000	1.253	1.063	
4	5	G2	2	0.000	0.806	0.683	
4	5	SL	3	0.000	-0.051	-0.044	
4	5	SR	4	0.000	0.556	0.472	
4	5	WL	5	0.000	-1.058	-0.897	
4	5	WR	6	0.000	1.499	1.271	
4	5	WG	7	0.000	-2.765	-2.345	
4	5	Q1	8	0.000	0.515	0.437	
4	5	max.Ayd		0.000	5.967	5.061	P/T 22b10201
4	5	min.Ayd		0.000	-2.088	-1.771	P/T 11000020
4	5	min.Azsd		0.000	-2.294	-1.945	Ls 11000020
Summe		G1	1	0.000	10.252		
		G2	2	0.000	6.590		
		SL	3	1.653	5.256		
		SR	4	-1.653	5.256		
		WL	5	-2.622	0.283		
		WR	6	2.622	0.283		
		WG	7	0.000	-11.609		
		Q1	8	0.000	10.470		

**Längsspannungen (GZT):**
 sigd (N/mm²) mit Gleichung zu Interaktion IABs
 km=1.0, (Außergewöhl. Ek: Zusatz "A")

	Stab	Xs(m)	Nd(kN)	Md(kNm)	Qu.	kc	kmod	sigd	Gl.	IABs
	SPL 1	0.00	-5.82	0.00	1	0.551	0.90	-0.44		0.03
	SPL 1	4.85	9.86	-11.53	1		0.90	14.74	6.17	0.90
	SPL 2	0.00	0.89	-11.53	1		0.90	14.34	6.17	0.86
	SPL 2	2.48	5.67	0.00	1		0.90	0.24	6.1	0.02
	SPR 3	0.00	5.70	0.00	2		0.90	0.24	6.1	0.02
	SPR 3	2.48	1.91	-11.66	2		0.90	14.54	6.17	0.87
	SPR 4	0.00	9.46	-11.66	2		0.90	14.88	6.17	0.91
	SPR 4	4.85	-2.53	0.00	2	0.551	0.90	-0.19		0.01

Schubspannungen (GZT):
 taud (N/mm²) mit Gleichung zu Interaktion IABt
 (Außergewöhl. EK: Zusatz "A")

	Stab	Xs(m)	Vd(kN)	Qu.	kmod	taud	Gl.	IABt
	SPL 1	0.00	2.05					
	SPL 1	0.24	2.88	1	0.90	0.36	6.13a	0.13
	SPL 1	4.61	-7.26	1	0.90	0.91	6.13a	0.25
	SPL 1	4.85	-7.23					
	SPL 2	0.00	3.77					
	SPL 2	0.24	6.67	1	0.90	0.83	6.13a	0.23
	SPL 2	0.25	6.65	1	0.90	0.83	6.13a	0.23
	SPL 2	0.99	5.15	1	0.90	0.64	6.13a	0.23
	SPL 2	2.48	3.58	1	0.90	0.45	6.13a	0.16
	SPR 3	0.00	-3.53	2	0.90	0.44	6.13a	0.15
	SPR 3	2.23	-6.34	2	0.90	0.75	6.13a	0.28
	SPR 3	2.24	-6.36	2	0.90	0.75	6.13a	0.28
	SPR 3	2.48	-4.08					
	SPR 4	0.00	5.78					
	SPR 4	0.24	7.01	2	0.90	0.88	6.13a	0.31
	SPR 4	4.61	-3.48	2	0.90	0.43	6.13a	0.15
	SPR 4	4.85	1.42					

Durchbiegungen (GZG):
 char. Ek w.inst
 qu.st. Ek w.fin

 < L/300, Lk/150
 < L/200, Lk/100

 Tab 7.2
 Tab 7.2

	Stab	Xs(m)	Ek	N(kN)	M(kNm)	Qu.	w.inst	IABw	w.fin	IABw
	SPL 1	2.91	G	0.54	0.76	1	0.14		0.22	
	SPL 1	2.91	char.	-1.84	1.35	1	0.26	0.158		
	SPL 1	2.91	char.	4.10	-2.79	1	-0.56	0.345		
	SPL 1	2.91	qu.st.	0.54	0.76	1	0.14		0.34	0.139
	SPL 1	2.91	qu.st.	1.76	0.38	1	0.06		0.29	0.120
	SPL 2	2.48	G	0.00	0.00	1	0.32		0.52	
	SPL 2	2.48	char.	3.78	0.00	1	2.81	3.405		



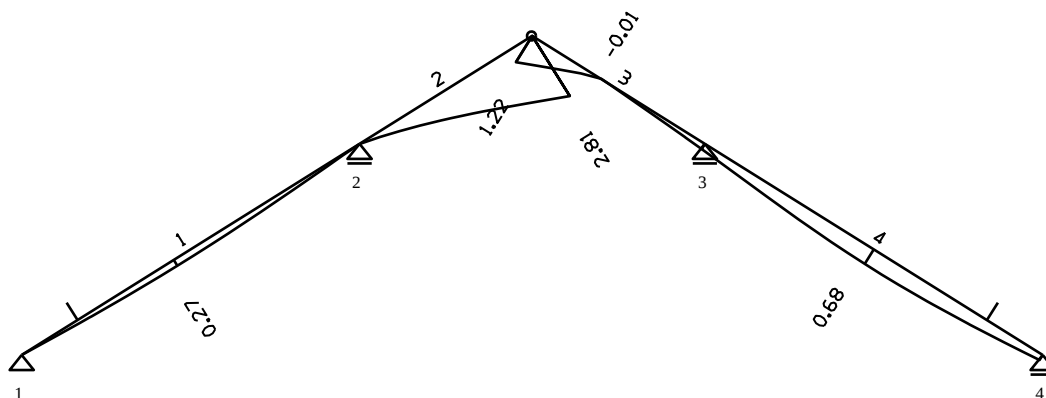
	Stab	Xs(m)	Ek	N(kN)	M(kNm)	Qu.	w.inst	IABw	w.fin	IABw
	SPL	2	2.48	char.	-1.02	0.00	1	-0.43	0.516	
	SPL	2	2.48	qu.st.	0.66	0.00	1	0.91	3.35	2.709
	SPL	2	2.48	qu.st.	0.00	0.00	1	0.32	3.00	2.426
	SPR	3	2.23	G	-1.09	-1.94	2	-0.17		-0.27
	SPR	3	2.23	char.	-1.97	-1.02	2	0.19	0.233	
	SPR	3	2.23	char.	2.06	-6.26	2	-1.39	1.689	
	SPR	3	2.23	qu.st.	-1.09	-1.94	2	-0.17	0.09	0.072
	SPR	3	2.23	qu.st.	-0.75	-3.44	2	-0.46	-0.09	0.070
	SPR	3	2.24	G	-1.09	-1.95	2	-0.17		-0.28
	SPR	3	2.24	char.	-1.97	-1.03	2	0.19	0.234	
	SPR	3	2.24	char.	2.06	-6.28	2	-1.40	1.697	
	SPR	3	2.24	qu.st.	-1.09	-1.95	2	-0.17	0.09	0.073
	SPR	3	2.24	qu.st.	-0.76	-3.46	2	-0.47	-0.09	0.069
	SPR	4	1.94	G	0.54	0.76	2	-0.04		-0.07
	SPR	4	1.94	char.	-0.09	2.12	2	0.65	0.400	
	SPR	4	1.94	char.	4.15	-2.65	2	-2.12	1.311	
	SPR	4	1.94	qu.st.	0.54	0.76	2	-0.04	0.62	0.256
	SPR	4	1.94	qu.st.	1.76	0.38	2	-0.45	0.37	0.155

	Stab	Xs(m)	Beanspruchungen	Maßg. Kombinationen	max.	IAB	
	SPL	2	2.48	Durchbiegung	00b10021	2.81	3.405
	SPR	4	0.00	Längsspannung	22b20011	14.88	0.914
	SPR	4	0.24	Schubspannung	22b20101	0.88	0.317

Durchbiegung an Kragarmen nicht als maßg. berücksichtigt

Durchbiegungen w.inst (cm) (GZG)

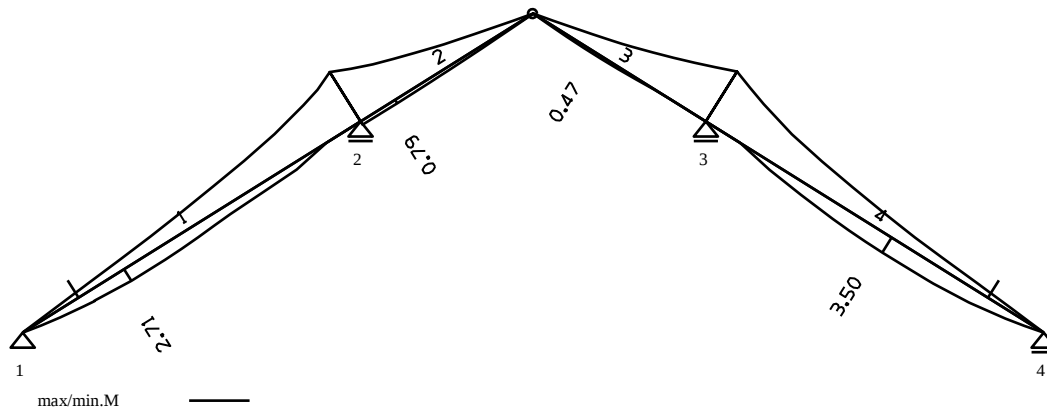
M 1 : 3





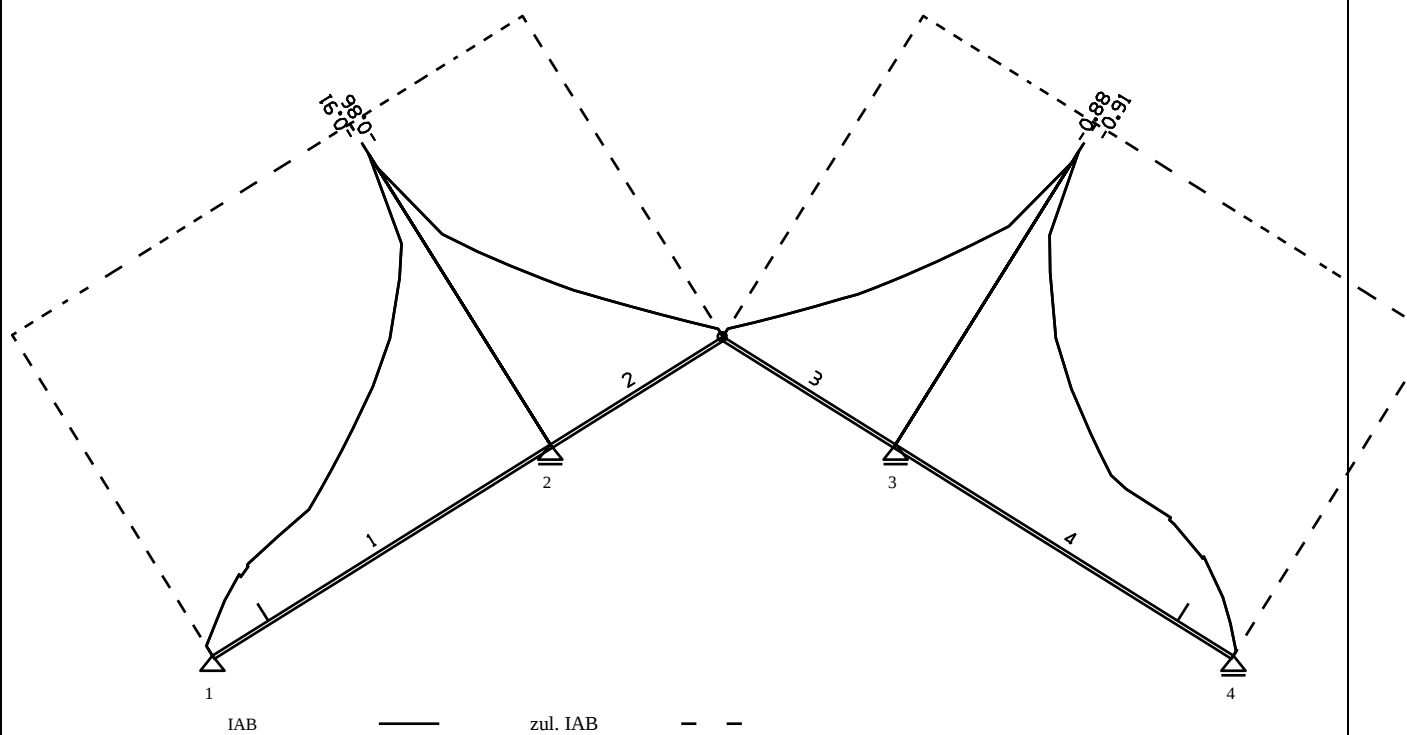
Momente M_d (kNm)

M 1 : 15



IABs zu N, M und sigd

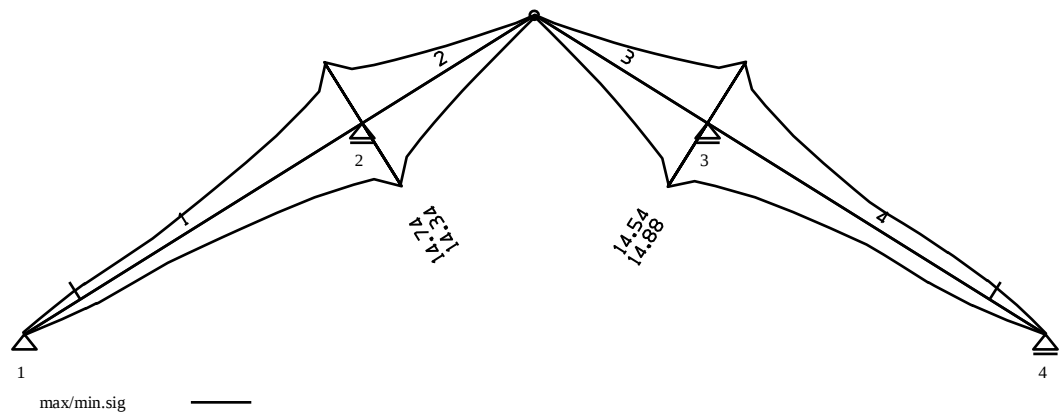
M 1 : 1





Längsspannungen sigd (N/mm²) (GZT)

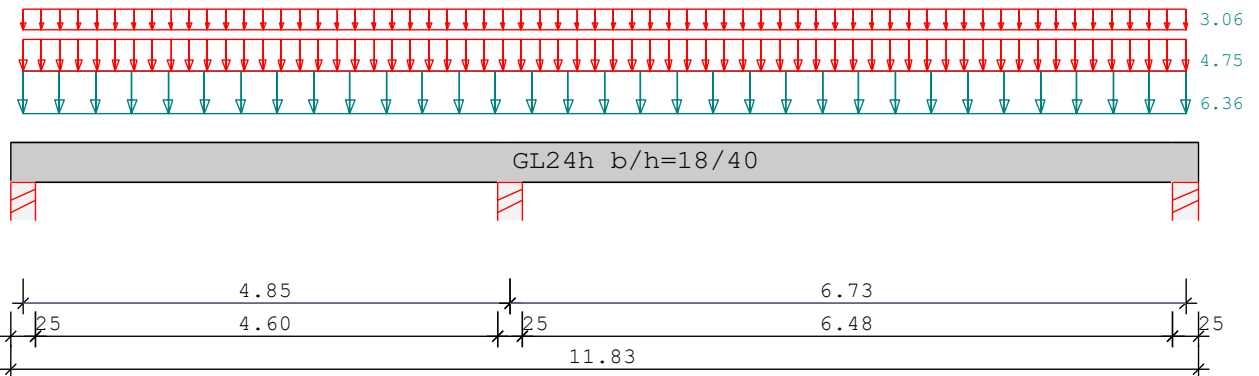
M 1 : 15



**Position: 0.2 Mittelpfette**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 75



Holzträger über 2 Felder GL24h					
System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	I _y (cm ⁴)
1	4.85	konstant	18.0	40.0	96000.0
2	6.73	konstant	18.0	40.0	96000.0

Trägerbezogene Lasten (kN,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			
Typ	EG	Gr	VK	g _I /r	q _I /r	Fak.	Abst. Lb/Lc
1	J			6.36	4.75	1.00	0.1
1	I			0.00	3.06	1.00	0.1

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 5.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:							
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	γ	KLED
I	4	Windlasten	0.60	0.20	0.00	1.50	kurz
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		M _f	M _{li}	M _{re}	V _{li}	V _{re}
1	x ₀ = 1.86	25.06	0.00	-40.00	26.99	-43.48
2	x ₀ = 3.94	56.61	-56.08	0.00	57.23	-40.56

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		M _{li}	M _{re}	V _{li}	V _{re}	max F
1		0.00	0.00	0.00	26.99	4.73
2		-65.70	-65.70	-48.78	58.66	107.44
3		0.00	0.00	-40.56	0.00	40.56



Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	10.03	16.96	-5.30	21.69	26.99	4.73
2	49.69	57.75	0.00	107.44	107.44	49.69
3	18.10	22.46	-1.43	39.13	40.56	16.67
Summe:	77.82	97.17	-6.73	168.26	174.99	71.09

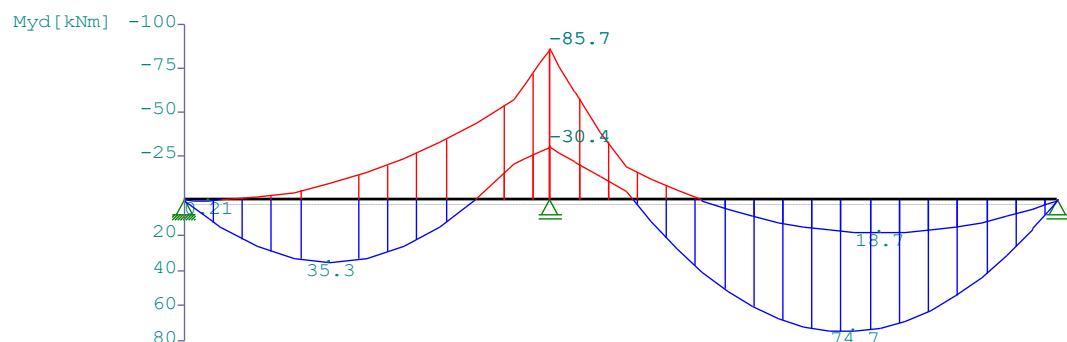
Auflagerkräfte (kN)						
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
	max	min	max	min	max	min
g	10.0	10.0	49.7	49.7	18.1	18.1
I	6.6	-2.1	22.6	0.0	8.8	-0.6
J	10.3	-3.2	35.1	0.0	13.7	-0.9
Sum	27.0	4.7	107.4	49.7	40.6	16.7

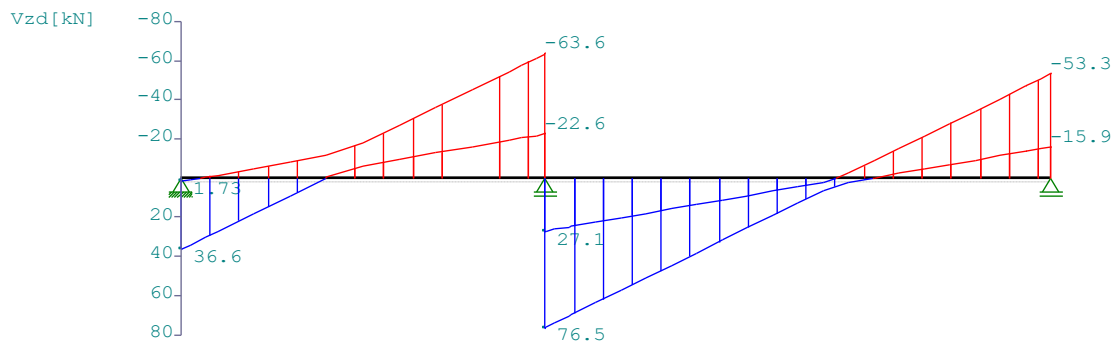
Ergebnisse für y-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Fi} = 1.35$ feldweise konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.93	35.31	0.00	-45.45	36.59	-55.33
2	x0 = 3.92	74.88	-70.63	0.00	74.27	-53.28

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	36.59	36.59	1.73
2	-85.69	-85.69	-63.63	76.50	140.13	49.69
3	0.00	0.00	-53.27	0.00	53.28	15.86

Maßstab 1 : 100

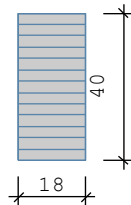




Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 GL24h
 basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 14080:2013

Nutzungsklasse 1 $k_{def} = 0.60$ $\gamma_M = 1.30$ $\gamma_M(A) = 1.00$



$E_{mean} = 1150 \text{ kN/cm}^2$ $G_{mean} = 65 \text{ kN/cm}^2$
 $f_{m,k}, M_y = 24.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{m,k}, M_z = 24.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_{v,k}, V_z = 3.5 \text{ N/mm}^2$ $f_{v,k}, V_y = 3.5 \text{ N/mm}^2$

Bei Kombinationen mit Wind als kürzester Einwirkung wird für k_{mod} das Mittel aus kurz und sehr kurz verwendet (Tab. NA1 b).

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)

Normalspannungen $b/h = 18/40$

Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.

Feld	x	My,d	σd,o	σd,ukcrit	kmod	σd/fm,d
Nr.	(m)	(kNm)	(N/mm2)			
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
	1.93	35.31	-7.36	7.36	1.00	1.00
	4.85	-85.69	17.85	-17.85	1.00	1.00
2	0.00	-85.69	17.85	-17.85	1.00	1.00
	3.92	74.88	-15.60	15.60	1.00	1.00
	6.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.60

Der Beiwert $k_h = 1.04$ nach EN 1995 3.3 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen $b/h = 18/40$

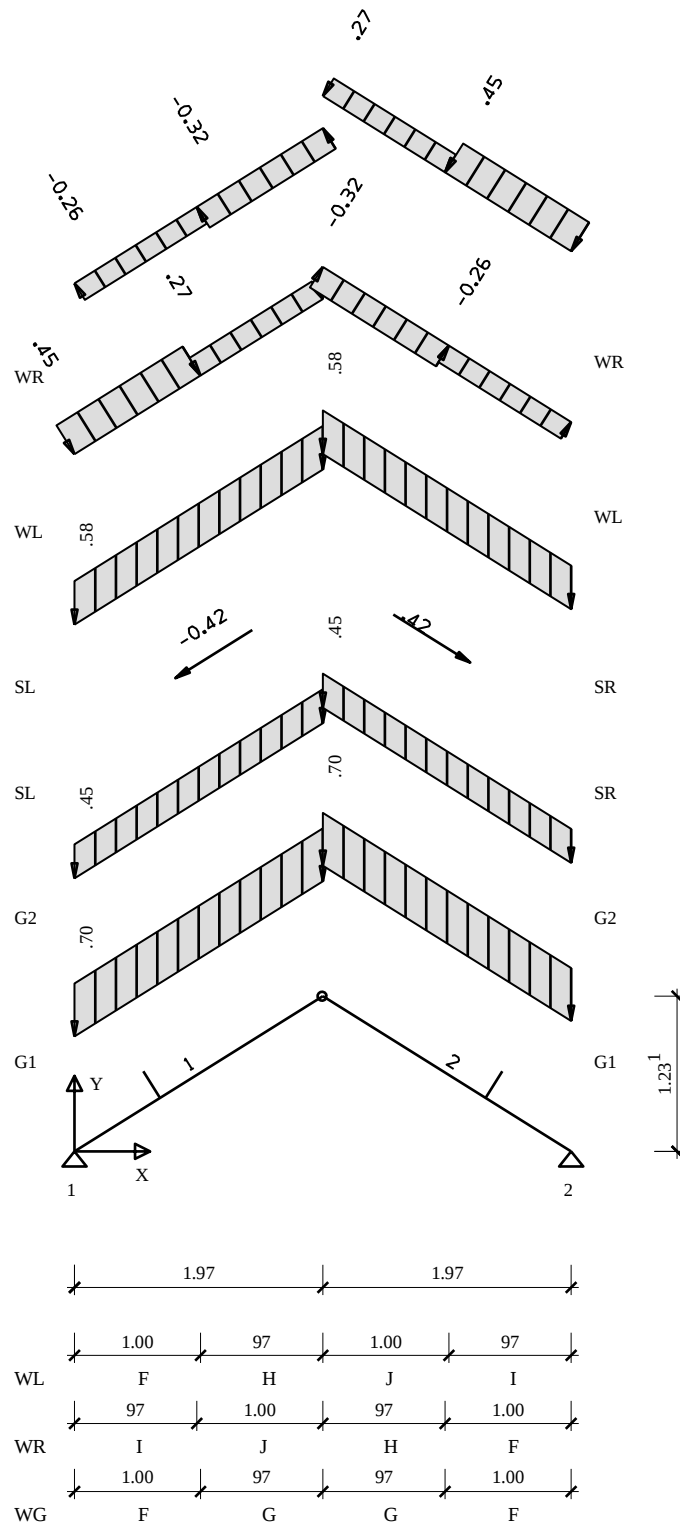
Stütze Nr.	x (m)	V _{z,d} (kN)	τ _{Dkmod} (N/mm ²)	τ _d /f _{v,d}	
1 re	0.525	26.64	0.55	1.00	0.29
2 li	0.525	-53.68	1.12	1.00	0.58
re	0.525	66.55	1.39	1.00	0.72
3 li	0.525	-43.33	0.90	1.00	0.47
EN 1995 6.1.7 : k _{cr} = 0.71					

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)	$f_{c,90,d}$	η
1	25.0	20.0	36.6	1.00	1.75	0.73	1.92	0.22
2	25.0	20.0	140.1	1.00	1.75	2.51	1.92	0.75
3	25.0	20.0	53.3	1.00	1.75	1.06	1.92	0.31

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	x1 (mm)		w _{gB} (	w _{qB} mm	w	zul w	η
1	1940	inst:	0.6	3.1	3.7	16.2	0.23
		fin:	1.0	3.1	4.1	24.3	0.17
		net:	1.0	0.0	1.0	16.2	0.06
2	3702	inst:	8.6	10.4	19.0	22.4	0.85
		fin:	13.8	10.4	24.2	33.7	0.72
		net:	13.8	0.0	13.8	22.4	0.61



System M 1 : 60 Lasten (kN/m² DF) M 1 : 1



$$H = 9.20 \text{ m}$$

**Generierung der Schneelasten nach DIN EN 1991**

Schneelastzone 2 min.mue = 0.8*

Geländehöhe A = 70.0 m

(Kein Schneeüberhang an der Traufe.)

Schneef.gitter a = 0.8 m

		Grundwert	LF	SPL	SPR		
Eigenlast	(kN/m2 DF)	G1	1	0.700	0.700		
Ausbau	(kN/m2 DF)	G2	2	0.450	0.450		
Schnee	(kN/m2 GF)	sk	0.850 3-4	0.680*	0.680*		
Wind von links		q	0.643	F	H	J	I
		cpe10+		0.700	0.427	-0.500	-0.400
	(kN/m2 DF)	we	5	0.450	0.274	-0.321	-0.257
Wind von rechts		q	0.643	I	J	H	F
		cpe10+		-0.400	-0.500	0.427	0.700
	(kN/m2 DF)	we	6	-0.257	-0.321	0.274	0.450
Wind auf Giebel				F	G	G	F
		cpe10		-1.100	-1.400	-1.400	-1.100
	(kN/m2 DF)	we	7	-0.707	-0.900	-0.900	-0.707

Zusätzliche Lasten			Q1,Q2:	Flächenlast		FLA(kN/m2),		Linienlast	LIN(kN/m)		
				LR:	Lastrichtung,	LR = S:		senkrecht zum Dach			
	LF	QG1	QG2		ART	LR	STAB	A(m)	B(m)	QR1	QR2
SPL	8	0.680	0.680	GF	FLA	Y	GF 1	0.000	1.970	0.577	0.577
SPR	8	0.680	0.680	GF	FLA	Y	GF 2	0.000	1.970	0.577	0.577
SPL	8	-0.420			LIN	P	1	0.800		-0.420	
SPR	8	0.420			LIN	P	2	1.523		0.420	

Summe der Lasten	LF	Rx(kN/m)	Ry(kN/m)
	1	0.000	3.252
	2	0.000	2.091
	3	0.358	1.563
	4	-0.358	1.563
	5	-0.804	0.145
	6	0.804	0.145
	7	0.000	-3.160
	8	0.000	3.124

Einwirkungsarten + Lastfälle:**Nutzungsklasse 1**

Einwirkung	LF	Alt.	LF-Bezeichnung
G1	1		Eigenlast, Dacheindeckung
G2	2		Dachausbau
S1	3		Schnee links
S1	4		Schnee rechts
W	5	A1	Wind links



Einwirkung	LF	Alt.	LF-Bezeichnung
W	6	A1	Wind rechts
W	7	A1	Wind auf Giebel
QC	8		Schnee beidseitig

Automatische Berücksichtigung der Kombinationsbeiwerte
DIN EN 1991

P/T : Ständige, vorüberg. Bemessungssituationen

Ls: Lagesicherheit

A : Außergewöhnliche Bemessungssituationen

0 : Der Lastfall ist in der Kombination nicht enthalten

 1 : Der Lastfall ist $\gamma \cdot \psi$ -fach enthalten

 : bzw. wenn Eigenlast: γ_{inf}

 2 : Der Lastfall ist γ -fach enthalten

 : bzw. wenn Eigenlast: γ_{sup}

Einw.		$\gamma_{inf}(P/T)$	γ_{sup}	(A) γ_{sup}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	KLED	k_{mod}	k_{def}
G1	Bs	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	ständig	0.60	0.60
G1	Ls	0.90	1.10							
G2	Bs	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	ständig	0.60	0.60
G2	Ls	0.90	1.10							
S1	Bs	0.00	1.50	1.00	0.50	0.20	0.00	kurz	0.90	0.60
S1	Ls	0.00	1.50							
W	Bs	0.00	1.50	1.00	0.60	0.20	0.00	kurz	0.90	0.60
W	Ls	0.00	1.50							
QC	Bs	0.00	1.50	1.00	0.70	0.70	0.60	kurz	0.90	0.60
QC	Ls	0.00	1.50							

 Automatische Ermittlung der
 maßg. Einw.kombinationen Ek
 Schnee nach DIN EN 1991 :

Grenzzustände

Grenzzustände

Lastbilder a, b und c

Gebrauchstauglichkeit:

Tragfähigkeit:

GZG

GZT

Querschnittskenngrößen für die endgültigen Abmessungen erf.B,H(cm):

	Qu.	Anz.	min.B min.H	del.B del.H	erf.B erf.H	A(cm ²)	Jys(cm ⁴)	Wys(cm ³)
SPL	1	1	8.0 20.0	0.0 2.0	8.0 20.0	160.0	5333.3	533.3
SPR	2	1	8.0 20.0	0.0 2.0	8.0 20.0	160.0	5333.3	533.3

Querschnittsschwächung am Auflager: 2.0 cm

 Sparrenabstand $E_s = 0.800$ m

Festigkeitsklasse: C24

Steifigkeitskennwerte:

 $E_{0mean} = 11000$ N/mm²
 $G_{mean} = 690$ N/mm²

Rohdichte/Wichte:

 $\rho = 350$ kg/m³

Festigkeitskennwerte:

 $f_{mk} = 24.00$ N/mm²
 $f_{t0k} = 14.00$ N/mm²
 $\gamma_m = 1.3$
 $f_{c0k} = 21.00$ N/mm²
 $E_{005} = 7333$ N/mm²
 $G_{005} = 460$ N/mm²
 $\gamma = 5.0$ kN/m³
 $f_{vk} = 4.00$ N/mm²
 $f_{t90k} = 0.40$ N/mm²
 $f_{c90k} = 2.50$ N/mm²



gamma.m = 1.0 außerg. Ek

AUFLAGERKRÄFTE:

Aufl.	Kn.	LF		Ax(kN/m)	Ay(kN/m)	Azs(kN/m)	Maßg. Überlagerungen
1	1	G1	1	1.301	1.626	0.690	
1	1	G2	2	0.836	1.045	0.443	
1	1	SL	3	0.893	1.228	0.568	
1	1	SR	4	0.536	0.335	0.000	
1	1	WL	5	-0.432	0.288	0.473	
1	1	WR	6	0.372	-0.143	-0.318	
1	1	WG	7	-0.876	-1.580	-0.876	
1	1	Q1	8	1.428	1.562	0.568	
1	1	max.Ayd		5.738	7.599	3.404	P/T 222c1001
1	1	min.Ayd		0.823	0.301	-0.181	P/T 11000020
1	1	max.Axd		6.529	7.591	2.978	P/T 22220001
1	1	min.Axd		0.823	0.301	-0.181	P/T 11000020
1	1	min.Azsd		0.609	0.034	-0.294	Ls 11000020
2	3	G1	1	-1.301	1.626	0.690	
2	3	G2	2	-0.836	1.045	0.443	
2	3	SL	3	-0.536	0.335	0.000	
2	3	SR	4	-0.893	1.228	0.568	
2	3	WL	5	-0.372	-0.143	-0.318	
2	3	WR	6	0.432	0.288	0.473	
2	3	WG	7	0.876	-1.580	-0.876	
2	3	Q1	8	-1.428	1.562	0.568	
2	3	max.Ayd		-5.738	7.599	3.404	P/T 22b20101
2	3	min.Ayd		-0.823	0.301	-0.181	P/T 11000020
2	3	max.Axd		-0.823	0.301	-0.181	P/T 11000020
2	3	min.Axd		-6.529	7.591	2.978	P/T 22220001
2	3	min.Azsd		-0.609	0.034	-0.294	Ls 11000020
Summe		G1	1	0.000	3.252		
		G2	2	0.000	2.091		
		SL	3	0.358	1.563		
		SR	4	-0.358	1.563		
		WL	5	-0.804	0.145		
		WR	6	0.804	0.145		
		WG	7	0.000	-3.160		
		Q1	8	0.000	3.124		

Längsspannungen (GZT):
 sigd (N/mm²) mit Gleichung zu Interaktion IABs
 km=1.0, (Außergewöhl. Ek: Zusatz "A")

Stab	Xs(m)	Nd(kN)	Md(kNm)	Qu.	kc	kmod	sigd	Gl.	IABs
SPL 1	0.00	-7.65	0.01	1	0.884	0.90	-0.55	6.2	0.03
SPL 1	1.16	-4.77	1.56	1	0.884	0.90	-3.26	6.23	0.19



	Stab	Xs(m)	Nd(kN)	Md(kNm)	Qu.	kc	kmod	sigd	Gl.	IABs
SPL	1	2.32	-3.81	0.01	1	0.884	0.90	-0.28	6.2	0.01
SPR	2	0.00	-3.81	0.01	2	0.884	0.90	-0.28	6.2	0.01
SPR	2	1.16	-4.77	1.56	2	0.884	0.90	-3.26	6.23	0.19
SPR	2	2.32	-7.65	0.01	2	0.884	0.90	-0.55	6.2	0.03

Schubspannungen (GZT):
 taud (N/mm²) mit Gleichung zu Interaktion IABt
 (Außergewöhl. EK: Zusatz "A")

	Stab	Xs(m)	Vd(kN)	Qu.	kmod	taud	Gl.	IABt
SPL	1	0.00	-0.14					
SPL	1	0.20	2.25	1	0.90	0.42	6.13a	0.15
SPL	1	2.32	-2.65	1	0.90	0.50	6.13a	0.17
SPR	2	0.00	2.65	2	0.90	0.50	6.13a	0.17
SPR	2	2.12	-2.25	2	0.90	0.42	6.13a	0.15
SPR	2	2.32	0.14					

Durchbiegungen (GZG):
 char. Ek w.inst
 qu.st. Ek w.fin

 < L/300, Lk/150
 < L/200, Lk/100

 Tab 7.2
 Tab 7.2

	Stab	Xs(m)	Ek	N(kN)	M(kNm)	Qu.	w.inst	IABw	w.fin	IABw
SPL	1	1.16	G	-2.02	0.53	1	0.05		0.08	
SPL	1	1.16	char.	-3.38	1.09	1	0.11	0.140		
SPL	1	1.16	char.	-0.75	0.09	1	0.01	0.013		
SPL	1	1.16	qu.st.	-2.62	0.68	1	0.07		0.15	0.129
SPL	1	1.16	qu.st.	-2.02	0.53	1	0.05		0.14	0.121
SPR	2	1.16	G	-2.02	0.53	2	0.05		0.08	
SPR	2	1.16	char.	-3.38	1.09	2	0.11	0.140		
SPR	2	1.16	qu.st.	-2.62	0.68	2	0.07		0.15	0.129
SPR	2	1.16	qu.st.	-2.02	0.53	2	0.05		0.14	0.121

	Stab	Xs(m)	Beanspruchungen	Maßg. Kombinationen	max.	IAB
SPL	1	1.16	Durchbiegung	002c1001	0.11	0.140
SPL	1	1.16	Längsspannung	222c1001	-3.26	0.199
SPL	1	2.32	Schubspannung	222c1001	0.50	0.179

Durchbiegung an Kragarmen nicht als maßg. berücksichtigt

Auflager 1:

Einschnitt ohne Knagge

LG	Ax(kN)	Ay(kN)	Nd(kN)	Vd(kN)	kmod	sig0d	sig90d	taud	max.IAB
1	0.66	0.24	-0.69	-0.14	0.90	-0.29	-0.29	0.02	0.13 s
2	5.17	5.77	-7.44	2.15	0.90	-3.10	-3.10	0.24	1.43 s
3	4.59	6.08	-7.11	2.72	0.90	-2.96	-2.96	0.30	1.37 s
4	1.71	2.14	-2.58	0.91	0.90	-1.08	-1.08	0.10	0.50 s
5	5.22	6.07	-7.65	2.38	0.90	-3.19	-3.19	0.26	1.47 s



LG	Ax(kN)	Ay(kN)	Nd(kN)	Vd(kN)	kmod	sig0d	sig90d	taud	max.IAB
6	2.35	2.54	-3.34	0.91	0.90	-1.39	-1.39	0.10	0.64 s
7	1.71	2.14	-2.58	0.91	0.60	-1.08	-1.08	0.10	0.75 s
8	2.31	2.89	-3.49	1.22	0.60	-1.45	-1.45	0.13	1.01 s

Maßg.LG: 5 Gl.(6.3) zul.: -14.54 -2.16 2.77

Kombin.: 22220001

Einschnittstiefe a1 = 3.0 cm

Fehler: Pressung an der Schwelle fc90d = -2.16

Auflager 2:

Einschnitt ohne Knagge

LG	Ax(kN)	Ay(kN)	Nd(kN)	Vd(kN)	kmod	sig0d	sig90d	taud	max.IAB
1	-0.66	0.24	-0.69	0.14	0.90	-0.29	-0.29	0.02	0.13 s
2	-5.17	5.77	-7.44	-2.15	0.90	-3.10	-3.10	0.24	1.43 s
3	-4.59	6.08	-7.11	-2.72	0.90	-2.96	-2.96	0.30	1.37 s
4	-1.71	2.14	-2.58	-0.91	0.90	-1.08	-1.08	0.10	0.50 s
5	-5.22	6.07	-7.65	-2.38	0.90	-3.19	-3.19	0.26	1.47 s
6	-2.35	2.54	-3.34	-0.91	0.90	-1.39	-1.39	0.10	0.64 s
7	-1.71	2.14	-2.58	-0.91	0.60	-1.08	-1.08	0.10	0.75 s
8	-2.31	2.89	-3.49	-1.22	0.60	-1.45	-1.45	0.13	1.01 s

Maßg.LG: 5 Gl.(6.3) zul.: -14.54 -2.16 2.77

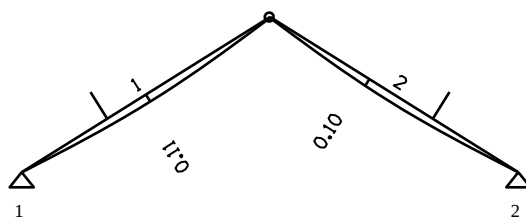
Kombin.: 22220001

Einschnittstiefe a1 = 3.0 cm

Fehler: Pressung an der Schwelle fc90d = -2.16

Durchbiegungen w.inst (cm) (GZG)

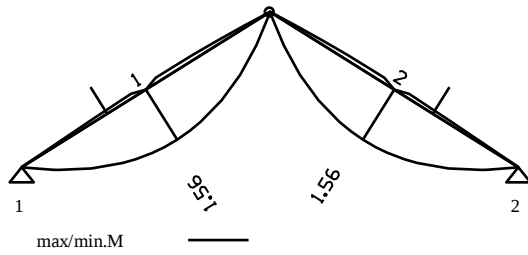
M 1 : 1





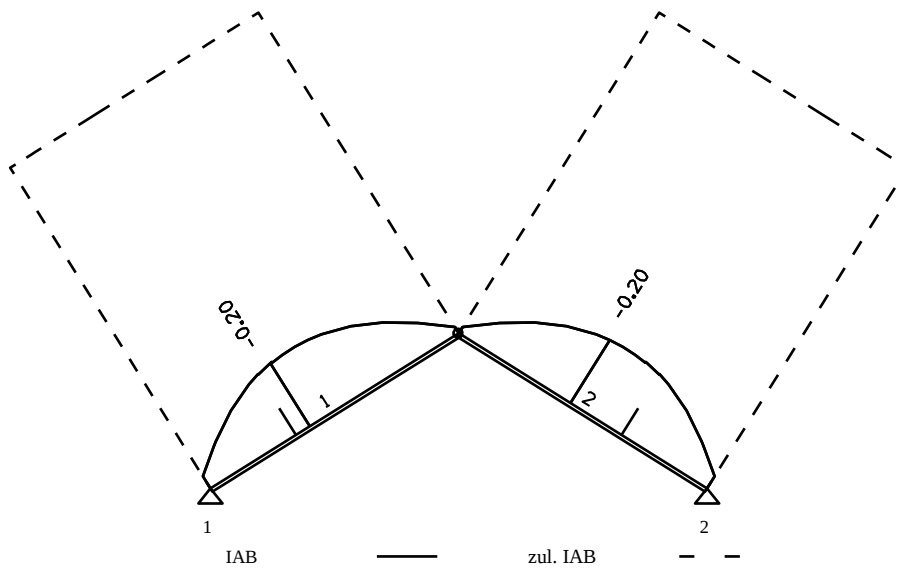
Momente M_d (kNm)

M 1 : 2



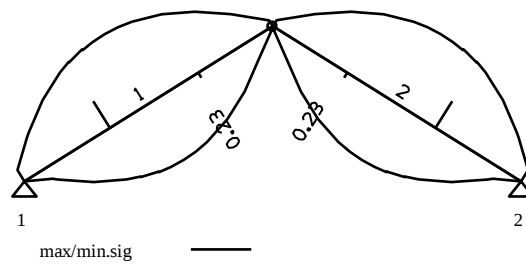
IABs zu N, M und sigd

M 1 : 1



Längsspannungen σ_{gd} (N/mm²) (GZT)

M 1 : 3



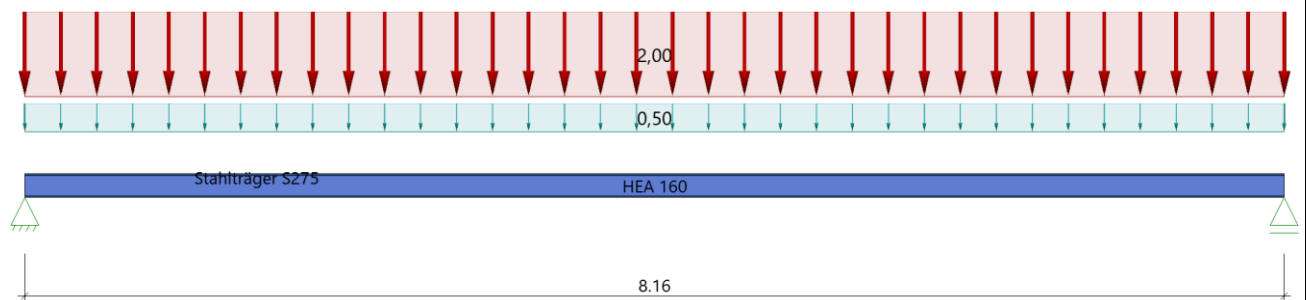
**Position: 0.10 Sparren Glasdach**

Durchlaufträger (neu) (x64) DLT+ 01/23C (FRILO R-2023-1/P02)

Grundparameter

Stahlträger, DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08

Stahlgüte: S275

System**Systembild****Geometrie****Querschnitte**

Name	I_y [cm ⁴]	I_z [cm ⁴]	W_y [cm ³]	W_z [cm ³]	A [cm ²]
HEA 160	1670	616	220	77	38.8

Querschnitt ist konstant über gesamte Trägerlänge.

Auflager (Lagerbedingungen)

Nr	x [m]	u_y [kN/m]	u_z [kN/m]	Verdrehungen*)		
				Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	8.16	-1	-1	0.0	0.0	0.0

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

Seitliche Halterung in y-Richtung : an den Lagern am Obergurt

Lasten**Streckenlasten**

Bezug	Nr	Art	A [m]	L1 [m]	L2 [m]	W1 [kN/m]	W2 [kN/m]	EG	Zus	Alt
System	1	GL		8.16		0.50		ständig		
	2	GL		8.16		2.00		Schnee		

EigengewichtGesamtgewicht = 249 kg mit Gamma = 78.50 kN/m³ berücksichtigt.

Lutherhaus 2024		Seite: 45		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI					
Genehmigungsplanung		Position: 0.10							
Übersicht der verwendeten Einwirkungen									
Einwirkungen									
Bezeichnung		ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_{F,inf}$	$\gamma_{F,sup}$			
ständig Schnee H < 1000 m		0.50	0.20	0.00	1.00	1.35 1.50			
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3									
Ergebnisse									
Bemessungsparameter									
Bemessungsnorm		:	DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08						
Basis		:	EN 1992-1-1:2004/A1:2014						
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik		:	DIN EN 1990/NA:2010-12						
Schadensfolgeklasse		:	CC 2						
Ψ_2 = 0.5 für Schnee (AE)		:	nicht angesetzt						
Kombination ständiger Lasten		:	alle gleiches $\gamma_F(\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf})$						
Querschnittsbemessung		:	plastisch						
Stabilitätsnachweis nach		:	6.3.3 - Anhang B						
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit		:	quasi-ständig						
Nachweis Absolutverformung mit		δ_{lim} =	5.0 cm						
Nachweis Relativverformung (Durchbiegung) mit		δ_{lim} =	Kragarm l_{eff} / 150						
		δ_{lim} =	Felder l_{eff} / 300						
Zusammenfassung									
Nachweis		Bemessungssituation		η_{QS}	η_{Stabi}	$\eta_{Verformung}$			
Tragfähigkeit Gebrauchstauglichkeit		ständig/vorübergehend quasi-ständig		0.50	0.96	0.49			
Tragsicherheit je Querschnitt (kompakt)									
Bemessungssituation		Querschnitt		Stelle		$V_{z,Ed}$ [kN]	$M_{v,Ed}$ [kNm]	η_{QS}	η_{Stabi}
ständig/vorübergehend		HEA 160		Feld 1, x = 4.08		0.0	34.01	0.50	0.96
Nachweis für maximale Auslastung bei x = 4.08 m Lk 1									
N_{pld} = 0.0 kN		N_{Rd} = 1067.0 kN							
N_{Ed} = 0.0 kN		η_N = 0.00							
$M_{v,pld}$ = 34.01 kNm		$M_{v,Rd}$ = 67.61 kNm							
$M_{v,Ed}$ = 34.01 kNm		η_{My} = 0.50							
$V_{z,pld}$ = 0.0 kN		$V_{z,Rd}$ = 210.2 kN							
$V_{z,Ed}$ = 0.0 kN		η_{Vz} = 0.00							
		η = 0.50							
Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination quasi-ständig									
Verformungsnachweis - Absolutverformung f_{Cd} = 5.0 cm									
Feld	x [m]	$f_{v,Ed}$ [cm]	$f_{z,Ed}$ [cm]	$f_{res,Ed}$ [cm]	η	Lfk			
Feld 1	4.08	0.0	-1.3	1.3	0.26	3			
Verformungsnachweis - Relativverformung in z f_{Cd} = $l_{eff}/300$									
Feld	x [m]	l_{eff} [m]	$l_{eff,x0}$ [m]	$l_{eff,x1}$ [m]	$f_{z,Ed}$ [cm]	$f_{z,Cd}$ [cm]	η	Lfk	
Feld 1	4.08	8.16	0.00	8.16	1.3	2.7	0.49	3	

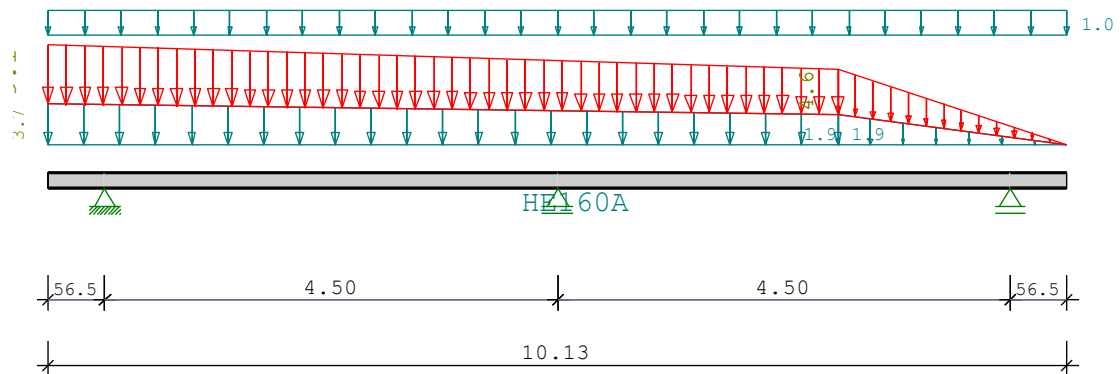
Auflagerkräfte
Auflagerkräfte - charakteristisch je Einwirkung

Nr	x [m]	Einwirkung	R _{z,min} [kN]	R _{z,max} [kN]	M _{v,min} [kNm]	M _{v,max} [kNm]
1	0.00	ständig Schnee H < 1000 m	3.3	3.3 8.2		
2	8.16	ständig Schnee H < 1000 m	3.3	3.3 8.2		

**Position: 0.11 unterer Randträger**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger über 2 Felder S275 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)	W _o (cm ³)	W _u (cm ³)	
1	4.500	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
2	4.500	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
Kragarm							
links	0.565	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
rechts	0.565	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			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	
4 J	0.000	3.700	9.100	1.000	0.000 7.850	0.10		
		1.900	4.600					
4 J	0.000	1.900	4.600	1.000	7.850 2.280	0.10		
		0.000	0.000					
1 J		1.000	0.000	1.000		Ausbau		

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

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
J 3		Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50

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

Querschnitte S275		$f_{yk} =$	275 N/mm ²			
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplyd	Vplyd
3	HE160A	1067	68	210	32	457


 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
Krli	0.000	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00
	0.565	1	-3.2	-11.3	24	12	1	0.09
1	0.000	1	-3.2	35.4	72	42	1	0.26
	1.870	1	30.7	-0.1	140	0	1	0.51
	4.500	1	-35.7	-44.2	165	15	1	0.60
2	0.000	1	-35.7	35.9	164	12	1	0.60
	2.510	1	18.4	0.0	84	0	1	0.30
	4.500	1	-0.4	-16.3	33	19	1	0.12
Krre	0.000	1	-0.4	1.7	3	2	1	0.01
	0.565	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00

 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
Krli	0.000	0.0	0.0	1	0.00	67.6	0.00
	0.565	-3.2	-11.3	1	0.00	67.6	0.05
1	0.000	-3.2	35.4	1	0.00	67.6	0.17
	1.870	30.7	-0.1	1	0.00	67.6	0.45
	4.500	-35.7	-44.2	1	0.00	67.6	0.53
2	0.000	-35.7	35.9	1	0.00	67.6	0.53
	2.510	18.4	0.0	1	0.00	67.6	0.27
	4.500	-0.4	-16.3	1	0.00	67.6	0.08
Krre	0.000	-0.4	1.7	1	0.00	67.6	0.01
	0.565	0.0	0.0	1	0.00	67.6	0.00

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.

Am Kragarm Wölbbehinderung angesetzt.

Feld Nr.	ME _{d,y} (kNm)	MR _{k,y} (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_{MEta}	
Krli	3.22	67.61	0.19	1.00	1.10	0.05
1	35.71	67.61	0.86	0.78	1.10	0.74
2	35.71	67.61	0.64	0.90	1.10	0.65
Krre	0.41	67.61	0.18	1.00	1.10	0.01

 Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul f = L / 300$
 quasi-ständige Kombination Kragarm $L / 150$

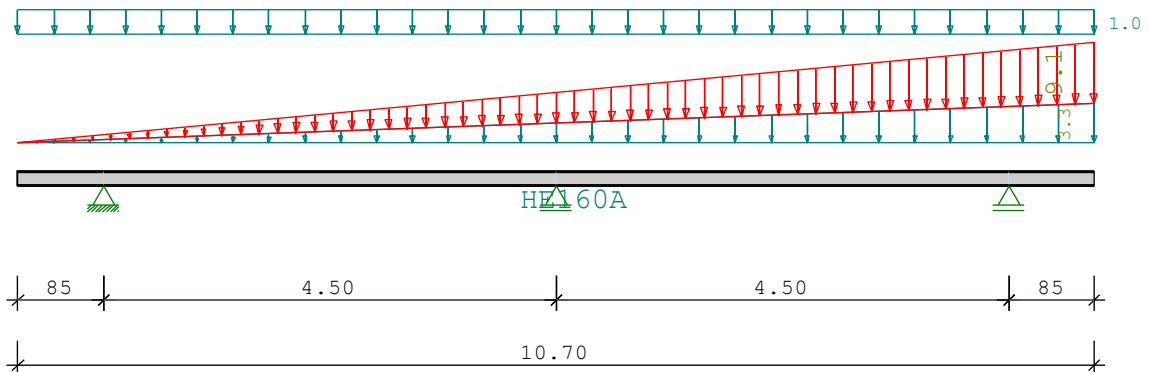
Feld Nr.	x (m)	f _g (cm)	f _{tot} (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	
Krli	0.000	-0.13	-0.13	-0.135	0.377	0.36	1
1	1.800	0.30	0.30	0.301	1.500	0.20	g
2	2.700	0.15	0.15	0.152	1.500	0.10	g
Krre	0.565	-0.07	-0.07	-0.073	0.377	0.19	1

Auflager:	Stütze 1:	Stütze 2:	Stütze 3:
	G = 4,4 kN	G = 15,9 kN	G = 11,4 kN
	S = 4,2 kN	S = 25,6 kN	S = 22,5 kN

**Position: 0.12 unterer Randträger**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger über 2 Felder S275 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)	W _o (cm ³)	W _u (cm ³)	
1	4.500	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
2	4.500	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
Kragarm							
links	0.850	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
rechts	0.850	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			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
4	J		0.000	0.000	0.000	1.000	0.000 10.700	0.10
				3.300	9.100			
1	J			1.000	0.000	1.000		Ausbau

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

Einwirkungen:						
Nr	KI	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50

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

Querschnitte S275		f _{yk} =	275 N/mm ²			
Art	Name	N _{pl}	M _{plyd}	V _{plzd}	M _{plzd}	V _{plyd}
3	HE160A	1067	68	210	32	457


 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
Krli	0.000	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00
	0.850	1	-0.8	-2.1	5	2	1	0.02
1	0.000	1	-0.8	10.1	21	12	1	0.08
	2.040	1	10.8	0.0	49	0	1	0.18
	4.500	1	-26.7	-24.4	122	8	1	0.44
2	0.000	1	-26.7	35.5	123	12	1	0.45
	2.630	1	26.3	0.0	120	0	1	0.44
	4.500	1	-7.0	-32.8	67	39	1	0.24
Krre	0.000	1	-7.0	16.3	38	18	1	0.14
	0.850	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00

 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
Krli	0.000	0.0	0.0	1	0.00	67.6	0.00
	0.850	-0.8	-2.1	1	0.00	67.6	0.01
1	0.000	-0.8	10.1	1	0.00	67.6	0.05
	2.040	10.8	0.0	1	0.00	67.6	0.16
	4.500	-26.7	-24.4	1	0.00	67.6	0.39
2	0.000	-26.7	35.5	1	0.00	67.6	0.39
	2.630	26.3	0.0	1	0.00	67.6	0.39
	4.500	-7.0	-32.8	1	0.00	67.6	0.16
Krre	0.000	-7.0	16.3	1	0.00	67.6	0.10
	0.850	0.0	0.0	1	0.00	67.6	0.00

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.

Am Kragarm Wölbbehinderung angesetzt.

Feld Nr.	ME _{d,y} (kNm)	MR _{k,y} (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_{MEta}	
Krli	0.81	67.61	0.26	1.00	1.10	0.01
1	26.65	67.61	0.56	0.94	1.10	0.46
2	26.27	67.61	0.97	0.72	1.10	0.60
Krre	7.00	67.61	0.27	1.00	1.10	0.11

 Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul f = L / 300$
 quasi-ständige Kombination Kragarm $L / 150$

Feld Nr.	x (m)	f _g (cm)	f _{tot} (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	
Krli	0.000	-0.06	-0.06	-0.057	0.567	0.10	1
1	1.800	0.08	0.08	0.083	1.500	0.06	g
2	2.250	0.25	0.25	0.246	1.500	0.16	g
Krre	0.850	-0.15	-0.15	-0.146	0.567	0.26	1

**0.13. Randträger am Bestand**

Parameter: System: Zweifeldträger
Abmessung: $L_{\text{ges}} = 10,55 \text{ m}$
Querschnitt: HEA 160
Material: S235

Belastung: ständige Lasten
Eigenlast
aus Pos. 0.10
Ausbaulast
programmiert
 $g(x = 4,15 \text{ m}) = 3,7 \text{ kN/m}$
 $g(x = 10,55 \text{ m}) = 1,9 \text{ kN/m}$
 $g = 1,0 \text{ kN/m}$
veränderliche Lasten
Schnee aus Pos. 0.10
 $s(x = 4,15 \text{ m}) = 9,1 \text{ kN/m}$
 $s(x = 10,55 \text{ m}) = 4,6 \text{ kN/m}$

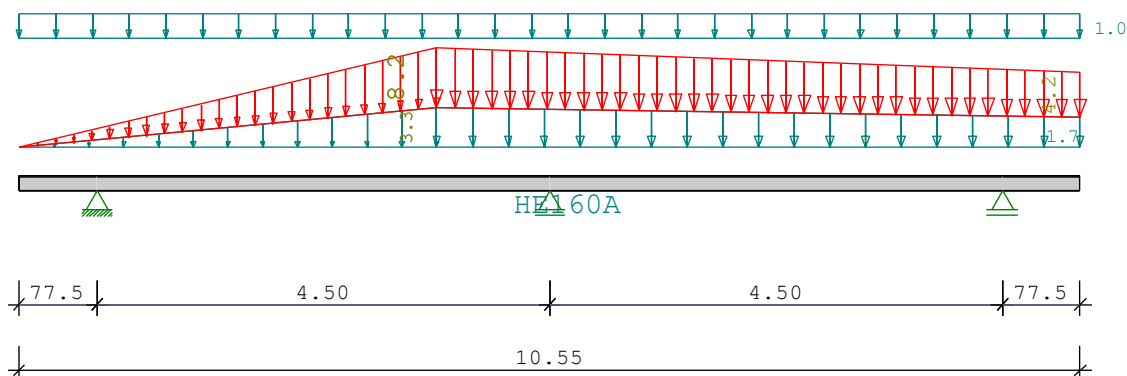
Nachweis: siehe Programmausdruck

Auflager: Stütze 1: Stütze 2: Stütze 3:
 $G = 6,3 \text{ kN}$ $G = 21,8 \text{ kN}$ $G = 8,6 \text{ kN}$
 $S = 9,0 \text{ kN}$ $S = 36,9 \text{ kN}$ $S = 14,7 \text{ kN}$

**Position: 0.13 oberer Randträger**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger über 2 Felder S275 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)	W _o (cm ³)	W _u (cm ³)	
1	4.500	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
2	4.500	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
Kragarm							
links	0.775	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
rechts	0.775	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			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
4	J		0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	4.150
				3.300	8.200			0.10
4	J		0.000	3.300	8.200	1.000	4.150	6.400
				1.700	4.200			0.10
1	J			1.000	0.000	1.000		Ausbau

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

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
J 3		Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50

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

Querschnitte S275		fyk =	275 N/mm ²			
Art	Name	N _{pl}	M _{plyd}	V _{plzd}	M _{plzd}	V _{plyd}
3	HE160A	1067	68	210	32	457

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
Krli	0.000	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00
	0.775	1	-0.8	-2.6	6	3	1	0.02
1	0.000	1	-0.8	19.3	40	23	1	0.14
	2.110	1	22.8	0.0	104	0	1	0.38
	4.500	1	-35.7	-43.0	164	15	1	0.60
2	0.000	1	-35.7	41.8	164	14	1	0.60
	2.540	1	23.9	-0.1	109	0	1	0.39
	4.500	1	-3.2	-25.3	52	30	1	0.19
Krre	0.000	1	-3.2	8.4	19	9	1	0.07
	0.775	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00

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
Krli	0.000	0.0	0.0	1	0.00	67.6	0.00
	0.775	-0.8	-2.6	1	0.00	67.6	0.01
1	0.000	-0.8	19.3	1	0.00	67.6	0.09
	2.110	22.8	0.0	1	0.00	67.6	0.34
	4.500	-35.7	-43.0	1	0.00	67.6	0.53
2	0.000	-35.7	41.8	1	0.00	67.6	0.53
	2.540	23.9	-0.1	1	0.00	67.6	0.35
	4.500	-3.2	-25.3	1	0.00	67.6	0.12
Krre	0.000	-3.2	8.4	1	0.00	67.6	0.05
	0.775	0.0	0.0	1	0.00	67.6	0.00

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.

Am Kragarm Wölbbehinderung angesetzt.

Feld Nr.	ME _{d,y} (kNm)	MR _{k,y} (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_{MEta}	
Krli	0,84	67,61	0,23	1,00	1,10	0,01
1	35,70	67,61	0,73	0,86	1,10	0,68
2	35,70	67,61	0,75	0,85	1,10	0,69
Krre	3,21	67,61	0,25	1,00	1,10	0,05

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul f = L / 300$
quasi-ständige Kombination Kragarm $L / 150$

Feld Nr.	x (m)	f _g (cm)	f _{tot} (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	
Krli	0,000	-0,13	-0,13	-0,128	0,517	0,25	1
1	1,800	0,21	0,21	0,210	1,500	0,14	g
2	2,700	0,21	0,21	0,212	1,500	0,14	g
Krre	0,775	-0,13	-0,13	-0,125	0,517	0,24	1

**0.14. Stahlstütze Glasdach**

Parameter: System: Pendelstütze
Abmessung: $L_{\text{ges}} = 5,65 \text{ m}$
Querschnitt: RO 90x90x5
Material: S235

Belastung: ständige Lasten
Eigenlast
aus Pos. 0.13
programmintern
G = 21,8 kN

veränderliche Lasten
Schnee aus Pos. 0.13
S = 36,9 kN/m

Nachweis: siehe Programmausdruck

Auflager: ständige Lasten G = 22,5 kN
Veränderliche Lasten Schnee S = 36,9 kN

Position: 0.14 Stahlstütze Glasdach

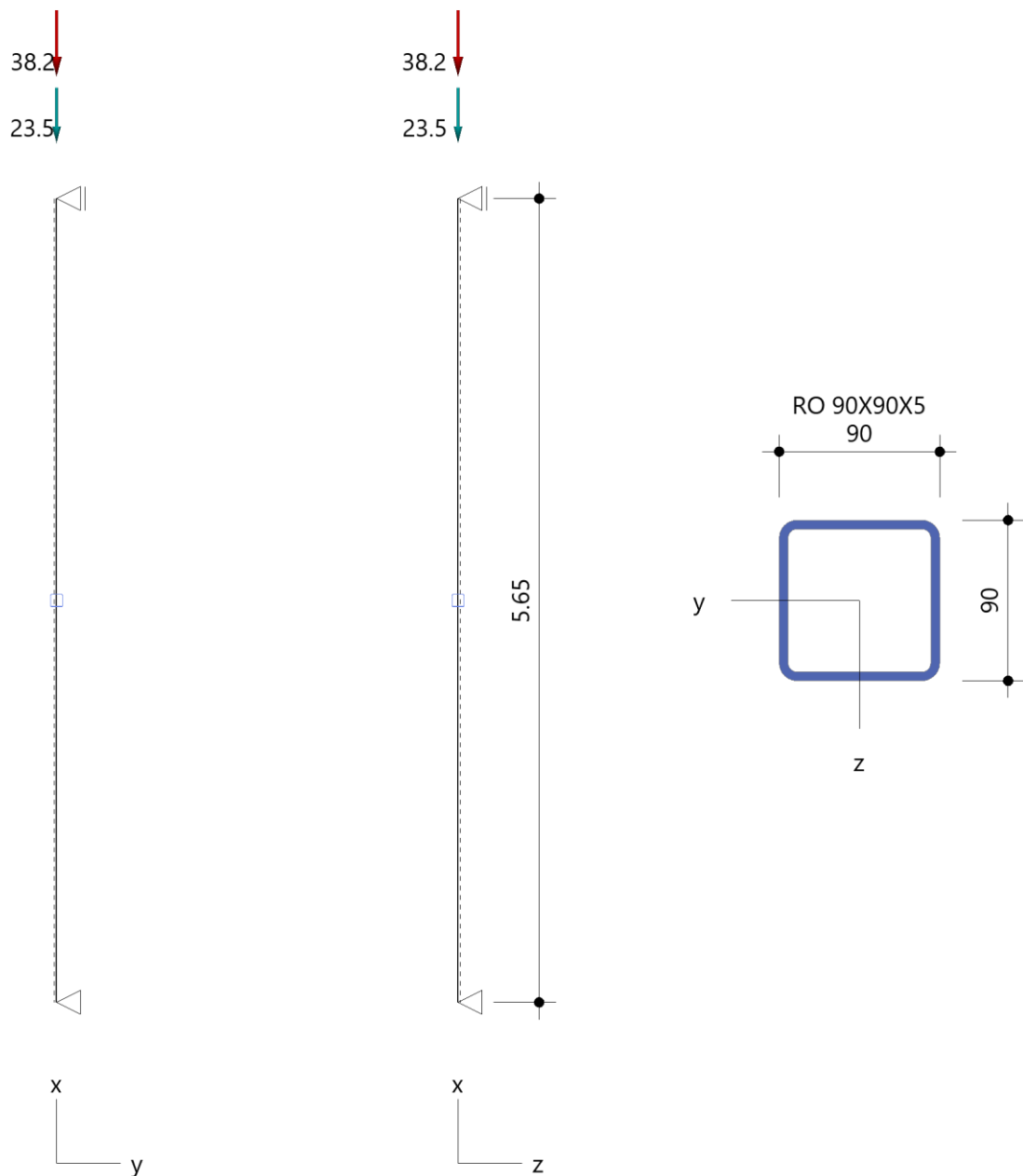
Stahlstütze (x64) STS+ 01/2023 (FRILO R-2023-1/P02)

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 δ_{lim}	=	5.0 cm
Nachweis Relativverformung (Durchbiegung) mit δ_{lim}	=	$l_{eff} / 300$



System Pendelstütze



Stütze: Höhe = 5.65 m Material: S235 Querschnitt: RO 90X90X5(warm)

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]
1001	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
1002	5.65	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

^{*)}-1 = starr, 0 = frei, > 0 = elastisch

Belastung

Einwirkungen(Ew)

Id	Typ	Bemessungssituation	Name	Y _{sup}	Y _{inf}	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
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	23.5	5.65		-	99
2	14	in x-Richtung	38.2	5.65		-	1

Ergebnisse

Es liegen keine Berechnungsergebnisse vor!



1. Decken

1.1. Decke ü. OG – Achse 6 – 8

<u>Parameter:</u>	System:	einachsig spannende Einfeldplatte
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 6,70 \text{ m}$
	Querschnitt:	Spannbetonhohldiele ELBE EMD 22 XC1 + F90 (VD5X)
	Material:	Beton $\geq \text{C45/55}$
		Betonstahl B500B
		Spannstahl entsprechend Werkplanung
	Expositionsklasse:	XC1, W0 $c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$ (Fertigteil)

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	g	= 5,5 kN/m ²
	Ausbaulast	g	= 2,0 kN/m ²
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast (Rollregale)	q	= 13,0 kN/m ²

Nachweis: Vorbemessung siehe Ausdruck

<u>Auflager:</u>	ständige Last	g	= 25,13 kN/m
	veränderliche Last	q	= 43,55 kN/m



Nachweis drucken

Fenster schließen

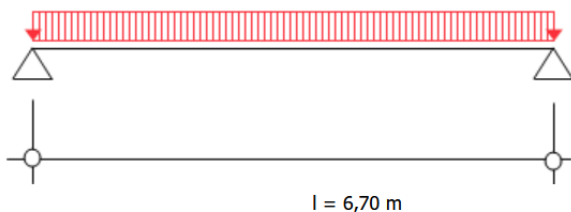
ELBE
 DECKEN
ELBE delcon GmbH

Griesener Straße 32a

D-06785 Oranienbaum-Wörlitz

Tel.: 034905 / 406 0 · Fax: 034905 / 406 30

www.elbedecken.de

System**Belastung**

Lastart	LF	Anfang a m	Länge b m	Last q kN/m ⁽²⁾
Eigengewicht	g _{k0}			5,50
Aufbau	g _{k1}			2,00
Nutzlast	q _{k1}			13,00

Nutzlastkategorie E Lagerräume

Querschnitt

Platte EMD 22 XC1+F90 (VD5X)

Deckenstärke $h = 22 \text{ cm}$ **Nachweis der Tragfähigkeit**

$$\text{Querkraft [kN/m]} \quad V_d / V_{Rd,ct1} = 99,24/280,10 = 0,35 \leq 1$$

$$\text{Querkraft im Brandfall [kN/m]} \quad V_{Ed,fi} / \text{Min}[0,6V_{Rd,ct2}; V_{Rd,c,fi}] = 64,32/117,24 = 0,55 \leq 1$$

$$\text{Feldmoment [kNm/m]} \quad M_d / M_{Rd,ULS} = 166,23/234,20 = 0,71 \leq 1$$

*Nachweise zur Tragfähigkeit sind erfüllt!***Nachweis der Dauerhaftigkeit**

$$\text{Feldmoment häufig mit } \psi_{s1} = 0,90 \quad M_d / M_{Rd,frequ} = 107,74/232,10 = 0,46 \leq 1$$

*Nachweise zur Dauerhaftigkeit sind erfüllt!***Überprüfung der Schlankheit**vorh $h/L = 1/30 \geq \text{empf } h/L = 1/40$ *Empfohlene maximale Schlankheit wird eingehalten!***Mindest Auflagertiefe****Auflager**

Lastfall	A kN/m	B kN/m
Ständig	25,13	25,13
Nutzlast	43,55	43,55
Summe 1,0-fach	68,68	68,68

 9,3 cm auf Mauerw./Beton
 8,8 cm auf Beton $\geq C30/37$
 8,8 cm auf Fertigteil
 8,3 cm auf Fertigteil $\geq C30/37$
 7,8 cm auf Stahl
Grundlage

DIN EN 1992-1-1



1.2. **Decke ü. OG – Achse 3 – 6**

<u>Parameter:</u>	System:	einachsig spannende Einfeldplatte
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 4,80 \text{ m}$
	Querschnitt:	Halbfertigteil (Filigran) $h = 22 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30 Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1, W0 $c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	g	= 5,5 kN/m ²
	Ausbaulast	g	= 2,0 kN/m ²
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	q	= 5,0 kN/m ²

Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	Achse 3:	Achse 6:
	$g = 17,5 \text{ kN/m}$	$g = 18,8 \text{ kN/m}$
	$q = 11,5 \text{ kN/m}$	$q = 12,6 \text{ kN/m}$

<u>Bewehrung:</u>	unter Lage	Ø10/10	vorh. $a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$	≥	erf. $A_s = 5,7 \text{ cm}^2/\text{m}$
	obere Lage	Ø8/15 #			



Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	17.47	11.65	0.00	29.12	29.12	17.47
2	18.83	12.55	0.00	31.38	31.38	18.83
Summe:	36.30	24.20	0.00	60.50	60.50	36.30

Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	17.5	17.5	18.8	18.8
E	11.6	0.0	12.6	0.0
Sum	29.1	17.5	31.4	18.8

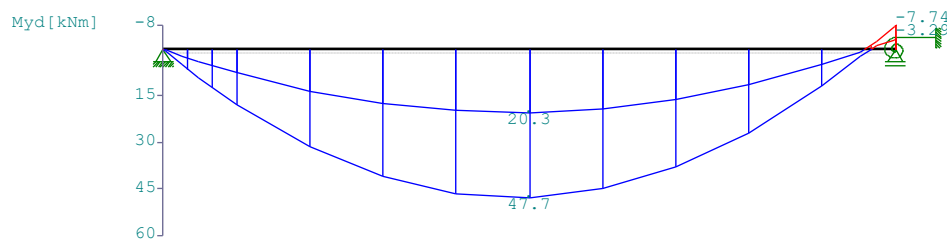
Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!						
Durchbiegungen maximale			minimale			
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)		
1	2.42	0.30	2	0.00	0.00	0

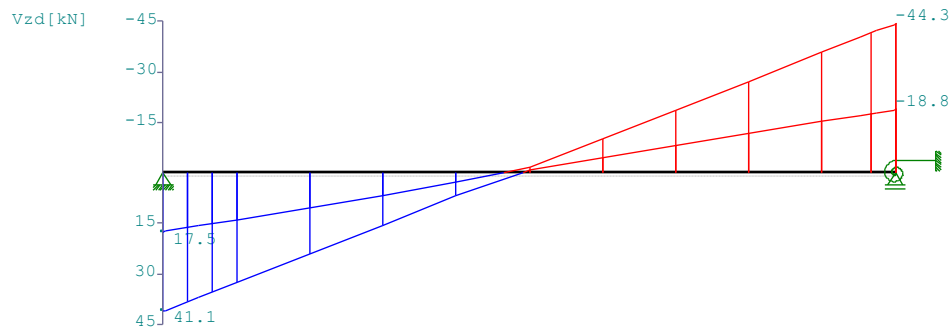
Ergebnisse für y-fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\text{Fi}} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.33	47.81	0.00	-7.74	41.05	-44.25

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	41.05	41.05
2		-7.74	0.00	-44.25	0.00	44.25

Maßstab 1 : 50





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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C25/30 B500A normalduktil

Betondeckung: o / u = 2.0 / 2.2 cm erfo / u = 2.0 / 2.0 cm

Bewehrungslage: do = 2.4 cm dB = 0 dS = 8
du = 2.7 cm dB = 0 dS = 10

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.85\epsilon_{cs} = 0.70 \%$ h0 = 18.00 cm

Auflagerbedingungen

Stütze Breite (cm) Lager Art

1 24.0 Mauer direkt

2 24.0 indirekt

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min Mu (kNm)	erf As (cm ²)	min Mo (kNm)	erf As (cm ²)	
1	20.69	2.38	-20.69	2.35	100.0/22.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1	2.33	47.8		19.3	0.12	5.7	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 2.9 cm² zu verankern.Am letzten Auflager sind mindestens 2.9 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)
1 re	0.00	0.0					
2 li	0.00	-7.7	-5.2	19.6	0.03	0.0	2.3 *

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



Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.85\epsilon_{cs} = 0.70 \text{ ‰}$
quasi-ständige Kombination

Feld	x	f _{El}	f _{El} φ	f _{El} φ _ε	f _{El} ,g	f _{El}	f _{El} φ	f _{El} φ _ε	f
1	2.42	0.26	0.73	0.88	0.17	0.80	1.20	1.42	1.42

Vorhandene Längsbewehrung

Feld	erf_A _{s,el}	A _{s,pl}	vorh_A _s
1	5.71		7.85 10Φ10
Stütze			
1	0.00		1.01 2Φ8
2	2.35		1.01 2Φ8



1.10. Decke ü. EG – Achse 3 – 7

<u>Parameter:</u>	System:	einachsig spannende Einfeldplatte
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 8,78 \dots 9,00 \text{ m}$
	Querschnitt:	Spannbetonhohldiele ELBE EMD 25 XC1 + F90
	Material:	Beton $\geq \text{C45/55}$
		Betonstahl B500B
		Spannstahl entsprechend Werkplanung
	Expositionsklasse:	XC1, W0 $c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$ (Fertigteil)

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	g	= 6,25 kN/m ²
	Ausbaulast	g	= 2,0 kN/m ²
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	q	= 5,0 kN/m ²

Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	ständige Last	g	= 27,45 kN/m
	veränderliche Last	q	= 22,50 kN/m



Nachweis drucken

Fenster schließen

ELBE

DECKEN

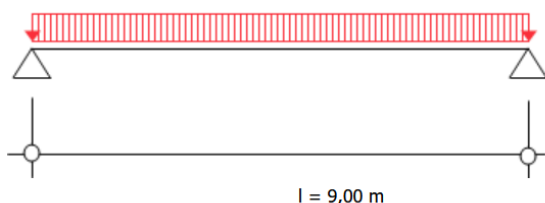
ELBE delcon GmbH

Griesener Straße 32a

D-06785 Oranienbaum-Wörlitz

Tel.: 034905 / 406 0 / Fax: 034905 / 406 30

www.elbedecken.de

System**Belastung**

Lastart	LF	Anfang a m	Länge b m	Last q kN/m ⁽²⁾
Eigengewicht	g _{k0}			4,10
Aufbau	g _{k1}			2,00
Nutzlast	q _{k1}			5,00

Nutzlastkategorie C/D Versammlungs-, Verkaufsräume

Querschnitt

Platte EFD 25 XC1+F90 (VD4Z)

Deckenstärke h = 25 cm

**Nachweis der Tragfähigkeit**

Auflast [kN/m ²]	$q_k / \text{zul } q_k =$	$5,00/12,50 = 0,40 \leq 1$
Querkraft [kN/m]	$V_d / V_{Rd,ct1} =$	$70,80/118,90 = 0,60 \leq 1$
Querkraft im Brandfall [kN/m]	$V_{Ed,fi} / \text{Min}[0,6V_{Rd,ct2}; V_{Rd,c,fi}] =$	$43,20/64,50 = 0,67 \leq 1$
Feldmoment [kNm/m]	$M_d / M_{Rd,ULS} =$	$159,30/179,70 = 0,89 \leq 1$

Nachweise zur Tragfähigkeit sind erfüllt!

Bei Querkraftausnutzung >50% biegeweiche Auflagerung nicht zulässig!

Nachweis der Dauerhaftigkeit

Feldmoment selten	$M_d / M_{Rd,rare} =$	$112,38/142,20 = 0,79 \leq 1$
Feldmoment häufig mit $\psi_1 = 0,70$	$M_d / M_{Rd,frequ} =$	$97,19/168,90 = 0,58 \leq 1$

Nachweise zur Dauerhaftigkeit sind erfüllt!

Überprüfung der Schlankheitvorh $h/L = 1/36 \geq \text{empf } h/L = 1/40$

Empfohlene maximale Schlankheit wird eingehalten!

Mindest Auflagertiefe

Auflager

Lastfall	A kN/m	B kN/m
Ständig	27,45	27,45
Nutzlast	22,50	22,50
Summe 1,0-fach	49,95	49,95

11,2 cm auf Mauerw./Beton
 10,7 cm auf Beton $\geq C30/37$
 10,7 cm auf Fertigteil
 10,2 cm auf Fertigteil $\geq C30/37$
 9,7 cm auf Stahl

Grundlage

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.10-316 vom 01.09.2014

2019 Elbe Bemessung V 1.05
 DRAHEIM INGENIEURE
 Planungsgesellschaft mbH

ELBE delcon GmbH OT Vockerode
 Griesener Straße 32a · D-06785 Oranienbaum-Wörlitz
 Tel.: 034905 / 406 0 · Fax: 034905 / 406 30
 www.elbedecken.de

Impressum · Datenschutz · Disclaimer

ELBE
 DECKEN



1.11. Decke ü. EG – Achse 6 – 8

<u>Parameter:</u>	System:	einachsig spannende Einfeldplatte		
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 2,64 \text{ m}$		
	Querschnitt:	$h = 25 \text{ cm}$		
	Material:	Beton	C25/30	
		Betonstahl	B500B	
	Expositionsklasse:	XC1, W0	$c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$	

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast	g	$= 6,25 \text{ kN/m}^2$	
	Ausbaulast	g	$= 2,0 \text{ kN/m}^2$	
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	q	$= 5,0 \text{ kN/m}^2$	

Nachweis: siehe Programmausdruck

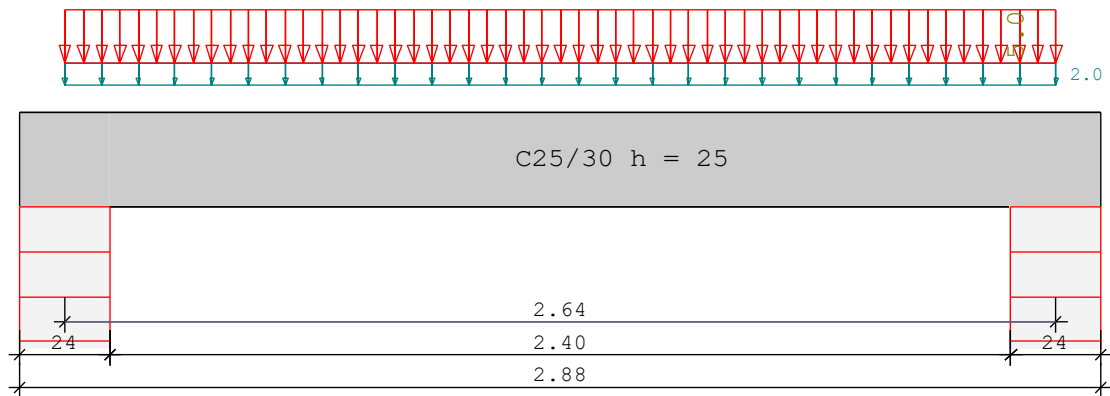
<u>Auflager:</u>	ständige Last	g	$= 10,9 \text{ kN/m}$	
	veränderliche Last	q	$= 6,6 \text{ kN/m}$	

<u>Bewehrung:</u>	untere Lage	Ø8/15 #	erf. $a_s = 2,63 \text{ cm}^2$	$\leq$	vorh. $A_s = 3,35 \text{ cm}^2$
	obere Lage	Ø8/15 #	erf. $a_s = 2,63 \text{ cm}^2$	$\leq$	vorh. $A_s = 3,35 \text{ cm}^2$

**Position: 1.11 Decke über EG Achse 6-8**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 20

Stahlbetonplatte C25/30 E = 31000 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	2.64	konstant	100.0	25.0

Trägerbezogene Lasten (kN,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

Typ	EG	Gr	VK	g _l /r	q _l /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	C			2.00	5.00	1.00			

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
C 1		Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50

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 = 1.32	11.54	0.00	0.00	17.49

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	17.49	17.49	10.89
2	0.00	0.00	-17.49	0.00	17.49	10.89



Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	10.89	6.60	0.00	17.49	17.49	10.89
2	10.89	6.60	0.00	17.49	17.49	10.89
Summe:	21.78	13.20	0.00	34.98	34.98	21.78

Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	10.9	10.9	10.9	10.9
C	6.6	0.0	6.6	0.0
Sum	17.5	10.9	17.5	10.9

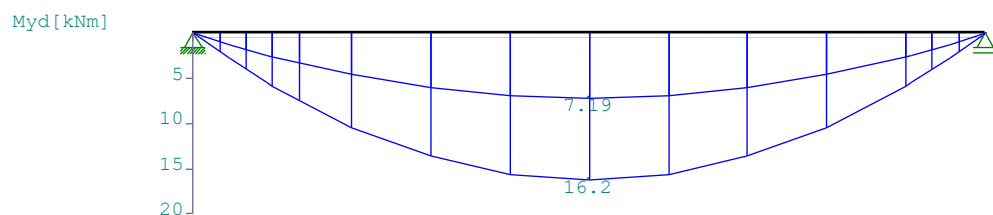
Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!						
Durchbiegungen maximale			minimale			
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb		x (m)	f (cm)	
1	1.32	0.02	2	2.64	0.00	0

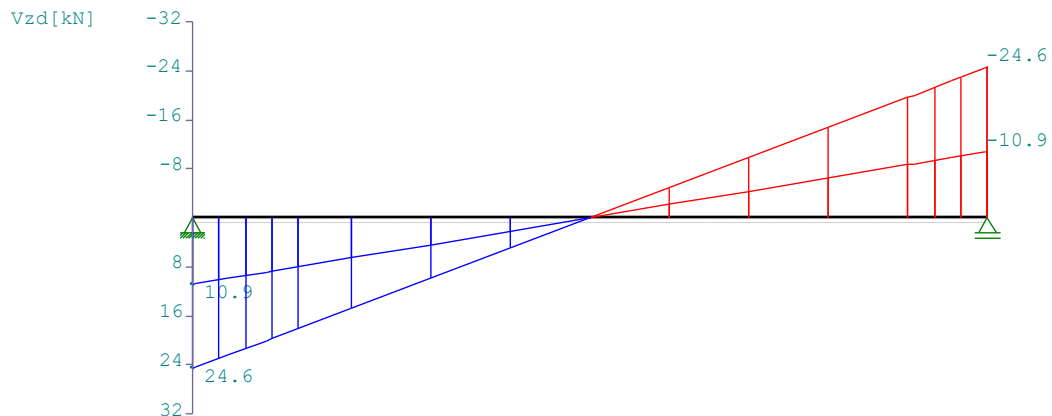
Ergebnisse für y-fache Lasten	
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant	

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.32	16.24	0.00	0.00	24.60	-24.60

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	24.60	10.89
2		0.00	0.00	-24.60	0.00	10.89

Maßstab 1 : 25





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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C25/30 B500A normalduktile

Betondeckung: $c_v = 2.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$

Bewehrungslage: $d_o = 2.4 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 8$

$d_u = 2.4 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 8$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf A_s enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Mauerwerk $b = 24.0 \text{ cm}$

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	26.72	2.63	-26.72	2.63	100.0/25.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1	1.32	16.2		22.6	0.05	2.6	0.0 *

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

Am ersten Auflager sind mindestens 2.6 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 2.6 cm² zu verankern.

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

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$

quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI $_{I,g}$	fEI $_{II}$	fEI $_{II}\phi$	fEI $_{II}\phi\epsilon$	f
1	1.32	0.02	0.06	0.07	0.01	0.02	0.06	0.08	0.08

Vorhandene Längsbewehrung			
Feld	erf_As,el	As,pl	vorh_As
1	2.63		3.02 6Ø8
Stütze			
1	0.00		1.01 2Ø8
2	0.00		1.01 2Ø8



1.12. Decke ü. EG – Achse E – F

<u>Parameter:</u>	System:	einachsig spannende Einfeldplatte		
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 4,68 \text{ m}$		
	Querschnitt:	$h = 25 \text{ cm}$		
	Material:	Beton	C25/30	
		Betonstahl	B500B	
	Expositionsklasse:	XC1, W0	$c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$	

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast	g	$= 6,25 \text{ kN/m}^2$	
	Ausbaulast	g	$= 1,75 \text{ kN/m}^2$	
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	q	$= 5,0 \text{ kN/m}^2$	

Nachweis: siehe Programmausdruck

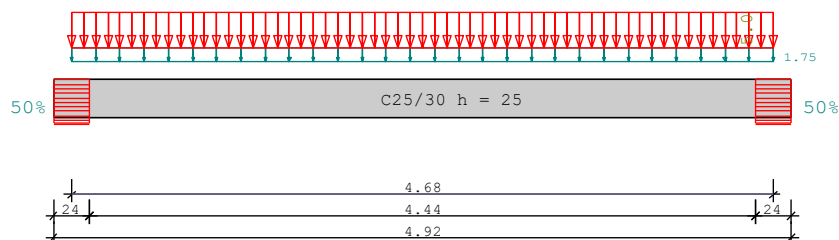
<u>Auflager:</u>	ständige Last	g	$= 18,7 \text{ kN/m}$	
	veränderliche Last	s	$= 11,7 \text{ kN/m}$	

<u>Bewehrung:</u>	untere Lage	Ø8/15 #	erf. $a_s = 3,0 \text{ cm}^2$	$\leq$	vorh. $A_s = 3,35 \text{ cm}^2$
	obere Lage	Ø8/15 #	erf. $a_s = 2,6 \text{ cm}^2$	$\leq$	vorh. $A_s = 3,35 \text{ cm}^2$

Position: 1.12 Decke über EG Achse E-F

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 50

Stahlbetonplatte C25/30 E = 31000 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	4.68	konstant	100.0	25.0

130208.3

Stützeinspannung an den Endauflagern

links : 50.0 %

rechts : 50.0 %

Trägerbezogene Lasten (kN,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

Typ	EG	Gr	VK	g _L /r	q _L /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	C			1.75	5.00	1.00			

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.**Einwirkungen:**

Nr	KI	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50

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 = 2.34	21.35	-14.24	-14.24	30.42

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	-14.24	0.00	30.42	30.42	18.72
2	-14.24	0.00	-30.42	0.00	30.42	18.72



Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	18.72	11.70	0.00	30.42	30.42	18.72
2	18.72	11.70	0.00	30.42	30.42	18.72
Summe:	37.44	23.40	0.00	60.84	60.84	37.44

Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	18.7	18.7	18.7	18.7
C	11.7	0.0	11.7	0.0
Sum	30.4	18.7	30.4	18.7

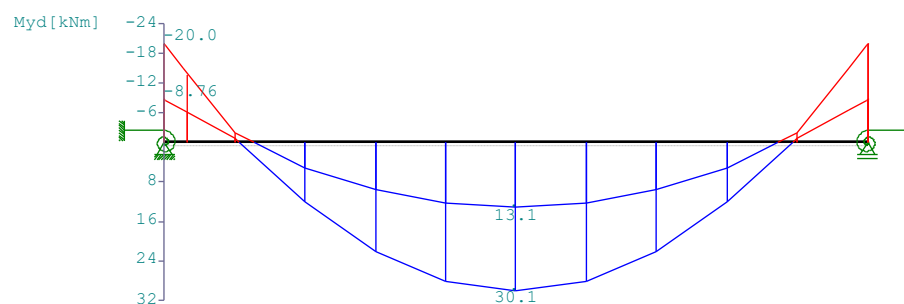
Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!						
Durchbiegungen maximale			minimale			
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)		
1	2.34	0.10	2	4.68	0.00	0

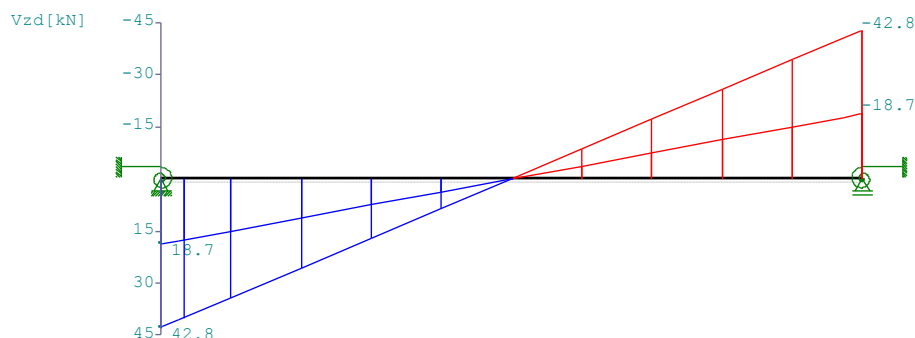
Ergebnisse für y-fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.34	30.06	-20.04	-20.04	42.82	-42.82

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	-20.04	0.00	42.82	42.82
2		-20.04	0.00	-42.82	0.00	42.82

Maßstab 1 : 50





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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C25/30 B500A normalduktile

Betondeckung: $c_v = 2.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$ Bewehrungslage: $d_o = 2.4 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 8$ $d_u = 2.4 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 8$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$ Alle Auflager gleich: indirekt $b = 24.0 \text{ cm}$ Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	26.72	2.63	-26.72	2.63	100.0/25.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)
1	2.34	30.1		22.6	0.07	3.0	0.0
	0.47	-2.0	-2.0	22.6	0.02	0.0	2.6 *

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

Am ersten Auflager sind mindestens 2.6 cm² zu verankern.Am letzten Auflager sind mindestens 2.6 cm² zu verankern.Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2$ 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)
1 re	0.00	-20.0	-17.6	22.6	0.05	0.0	2.6 *
2 li	0.00	-20.0	-17.6	22.6	0.05	0.0	2.6 *

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



Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90\epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$
quasi-ständige Kombination

Feld	x	f _{El}	f _{El} ϕ	f _{El} $\phi\epsilon$	f _{El,g}	f _{El}	f _{El} ϕ	f _{El} $\phi\epsilon$	f
1	2.34	0.09	0.19	0.22	0.06	0.09	0.20	0.22	0.22



1.13. Decke ü. EG – Achse F – G

<u>Parameter:</u>	System:	einachsig spannende Einfeldplatte
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 3,94 \text{ m}$
	Querschnitt:	$h = 20 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1, W0 $c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,2 \times 25$	$= 5,0 \text{ kN/m}^2$
	Ausbauast	g	$= 2,0 \text{ kN/m}^2$
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	q	$= 3,2 \text{ kN/m}^2$

Nachweis: siehe Programmausdruck

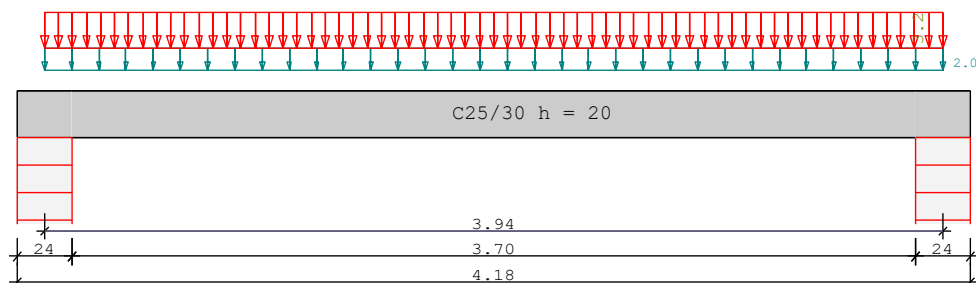
<u>Auflager:</u>	ständige Last	g	$= 13,8 \text{ kN/m}$
	veränderliche Last	s	$= 6,3 \text{ kN/m}$

<u>Bewehrung:</u>	untere Lage	$\emptyset 10/10$	erf. $a_s = 3,59 \text{ cm}^2$	$\leq$	vorh. $A_s = 7,85 \text{ cm}^2$
	obere Lage	$\emptyset 8/15$	erf. $a_s = 0,90 \text{ cm}^2$	$\leq$	vorh. $A_s = 3,35 \text{ cm}^2$

**Position: 1.14 Decke über EG Achse F-G**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 33

Stahlbetonplatte C25/30 E = 31000 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	3.94	konstant	100.0	20.0

Trägerbezogene Lasten (kN,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

Typ	EG	Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	E			2.00	3.20	1.00			

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
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

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 1.97	19.79	0.00	0.00	20.09

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	20.09	20.09	13.79
2	0.00	0.00	-20.09	0.00	20.09	13.79

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	13.79	6.30	0.00	20.09	20.09	13.79
2	13.79	6.30	0.00	20.09	20.09	13.79
Summe:	27.58	12.61	0.00	40.19	40.19	27.58



Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	13.8	13.8	13.8	13.8
E	6.3	0.0	6.3	0.0
Sum	20.1	13.8	20.1	13.8

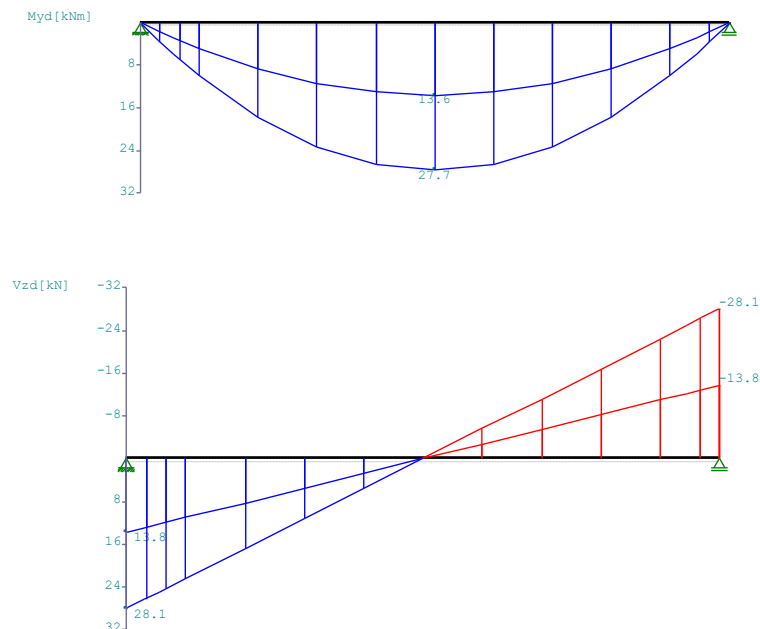
Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!					
Durchbiegungen		maximale		minimale	
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb		x (m)	f (cm)
1	1.97	0.15	2	0.00	0.00 0

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

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.97	27.65	0.00	0.00	28.07	-28.07

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F min F
1		0.00	0.00	0.00	28.07	28.07 13.79
2		0.00	0.00	-28.07	0.00	28.07 13.79

Maßstab 1 : 50





Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
 FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146
 C25/30 B500A normalduktil

Betondeckung: $c_v = 2.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
 Bewehrungslage: $d_o = 2.4 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 8$
 $d_u = 2.5 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 10$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
 Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Mauerwerk $b = 24.0 \text{ cm}$

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	17.10	2.17	-17.10	2.16	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)
1	1.97	27.7		17.5	0.09	3.6	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 2.2 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 2.2 cm² zu verankern.

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

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$
 quasi-ständige Kombination

Feld	x	f _{El}	f _{El} ϕ	f _{El} $\phi \epsilon$	f _{ElI,g}	f _{ElI}	f _{ElI} ϕ	f _{ElI} $\phi \epsilon$	f
1	1.97	0.14	0.45	0.56	0.10	0.17	0.66	0.87	0.87

Vorhandene Längsbewehrung

Feld	erf $A_{s,el}$	$A_{s,pl}$	vorh A_s
1	3.59		8.64 11 Φ 10
Stütze			
1	0.00		1.01 2 Φ 8
2	0.00		1.01 2 Φ 8



2. Balken

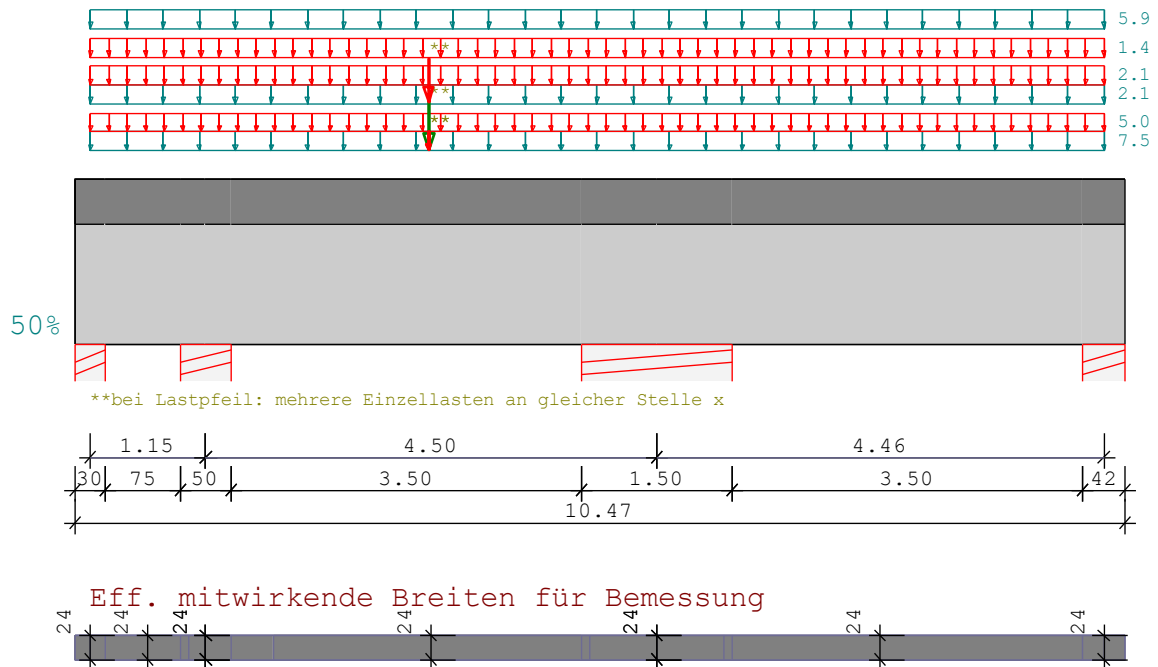
2.1. ÜZ / UZ OG – Achse E

<u>Parameter:</u>	System:	Durchlaufträger		
	Abmessung:	$L_{\text{eff},1} = 1,15 \text{ m}; L_{\text{eff},2} = 4,50 \text{ m}; L_{\text{eff},3} = 4,40 \text{ m}$		
	Querschnitt:	R-QS	$b / h = 24 / 165 \text{ cm}$	
		Arbeitsfuge bei UK Decke – Fugenausbildung rau		
	Material:	Beton	C25/30	
		Betonstahl	B500B	
	Expositionsklasse:	XC1	$c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$	
<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$g = 0,24 \times 1,8 \times 25$	= 10,8 kN/m
	aus Pos. 0.1		g	= 2,1 kN/m
	aus Pos. 1.1/1.2 (1m Streifen)		$g = 7,5 \times 1,0$	= 7,5 kN/m
	aus Pos. 4.1		G	= 428,8 kN
	Fassade		$g = (0,115 \times 20 + 0,5) \times 2,1$	= 5,9 kN
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 1.1/1.2 (1m Streifen)	$q = 5,0 \times 1,0$	= 5,0 kN/m
		aus Pos. 4.1	Q	= 340,9 kN
	Schnee	aus Pos. 0.1	s	= 2,1 kN/m
		aus Pos. 4.1	S	= 35,1 kN
	Wind	aus Pos. 0.1	w	= 1,4 kN/m
		aus Pos. 4.1	W	= 22,6 kN
<u>Modellbildung:</u>	Nachgiebigkeit Pos. 2.10	Auflager 2	$C = 6.452 \text{ MN/m}$	
		Auflager 3	$C = 32.258 \text{ MN/m}$	
<u>Nachweis:</u>	siehe Programmausdruck			
<u>Auflager:</u>	Aufl. 1:	Aufl. 2:	Aufl. 3:	Aufl. 4:
	$G = -20,5 \text{ kN}$	$G = 314,9 \text{ kN}$	$G = 381,0 \text{ kN}$	$G = 10,2 \text{ kN}$
	$Q = 5,0 \text{ kN}$	$Q = 222,5 \text{ kN}$	$Q = 220,7 \text{ kN}$	$Q = 9,7 \text{ kN}$
	$S = 2,1 \text{ kN}$	$S = 26,9 \text{ kN}$	$S = 31,3 \text{ kN}$	$S = 4,1 \text{ kN}$
	$W = 1,4 \text{ kN}$	$W = 17,4 \text{ kN}$	$W = 20,4 \text{ kN}$	$W = 2,7 \text{ kN}$
<u>Bewehrung:</u>	Feld 1 obere Lage	2x Ø14	vorh. $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$	≥ erf. $A_s = 5,90 \text{ cm}^2$
	untere Lage	3Ø14	vorh. $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$	≥ erf. $A_s = 0,00 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{\text{sw}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	≥ erf. $a_{\text{sw}} = 1,97 \text{ cm}^2$
	Feld 2 obere Lage	2x Ø14	vorh. $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$	≥ erf. $A_s = 5,55 \text{ cm}^2$
	untere Lage	3Ø25	vorh. $A_s = 14,73 \text{ cm}^2$	≥ erf. $A_s = 13,83 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/10	vorh. $a_{\text{sw}} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$	≥ erf. $a_{\text{sw}} = 8,17 \text{ cm}^2$
	Feld 3 obere Lage	2x Ø14	vorh. $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$	≥ erf. $A_s = 4,18 \text{ cm}^2$
	untere Lage	3Ø14	vorh. $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$	≥ erf. $A_s = 3,85 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{\text{sw}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	≥ erf. $a_{\text{sw}} = 1,97 \text{ cm}^2$

**Position: 2.1 ÜZ_UZ OG Achse E**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 25

Stahlbetonträger über 3 Felder C25/30 E = 31000 N/mm²

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

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.bo	ho	b0	h0	bu hu
1	1.15	konstant	1	24.0	46.0	24.0	165.0
2	4.50	konstant	1	24.0	46.0	24.0	165.0
3	4.46	konstant	1	24.0	46.0	24.0	165.0

Feld 1 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 2 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 3 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Querschnitte mit ArbeitsfugenQNr. 1 wirks. Fugenbreite bw = 24.0 cm $\mu=0.70$ $v = 0.50$ rau**Stützeinspannung an den Endauflagern**

links : 50.0 %

rechts : 0.0 %

Elastische Lager

Stütze Nr. 2 6450000.0 kN/m

Stütze Nr. 3 32300000.0 kN/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	E			7.50	5.00	1.00		1.1+1.2	
1	J			2.10	2.10	1.00		0.1	
1	I			0.00	1.40	1.00		0.1	
2	E		3.38	428.80	340.90	1.00	0.00	4.1	
2	J		3.38	0.00	35.10	1.00	0.00	4.1	
2	I		3.38	0.00	22.60	1.00	0.00	4.1	
1	E			5.90	0.00	1.00		Fassade	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
E	1	Lagerräume	1.00	0.90	0.80	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

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 0.00	-128.47	-128.47	-167.47	-19.31	-48.52
2	x0 = 2.23	678.15	-323.05	-353.54	486.88	-493.07
3	x0 = 3.67	10.51	-218.11	0.00	124.50	-26.69

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	-236.47	0.00	-55.80	-11.97	-63.14
2	-323.64	-323.64	-92.35	487.06	581.66	310.72
3	-364.33	-364.33	-496.10	157.28	653.39	380.99
4	0.00	0.00	-26.69	0.00	26.69	-22.63

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	-20.46	8.49	-42.68	-54.65	-11.97	-63.14
2	314.90	266.76	-4.18	577.48	581.66	310.72
3	380.99	272.39	0.00	653.39	653.39	380.99
4	10.16	16.54	-32.78	-6.09	26.69	-22.63
Summe:	685.59	564.18	-79.65	1170.13	1249.78	605.95



Auflagerkräfte (kN)									
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4		
	max	min	max	min	max	min	max	min	
g	-20.5	-20.5	314.9	314.9	381.0	381.0	10.2	10.2	
E	5.0	-36.5	222.5	-2.5	220.7	0.0	9.7	-27.5	
I	1.4	-2.4	17.4	-0.7	20.4	0.0	2.7	-2.1	
J	2.1	-3.8	26.9	-1.0	31.3	0.0	4.1	-3.2	
Sum	-12.0	-63.1	581.7	310.7	653.4	381.0	26.7	-22.6	

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!						
Durchbiegungen maximale			minimale			
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)		
1	1.15	0.01 4	0.00	0.00 6		
2	2.23	0.04 4	4.50	0.00 0		
3	0.00	0.00 10	1.78	-0.01 4		

Ergebnisse für y-fache Lasten

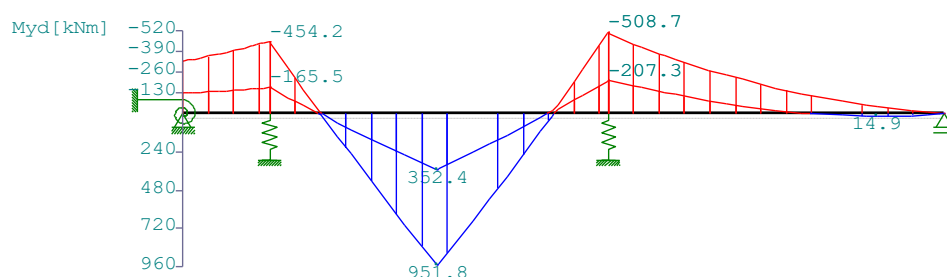
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{K_{Fi}} = 1.35$ über Trägerlänge konstant
 EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

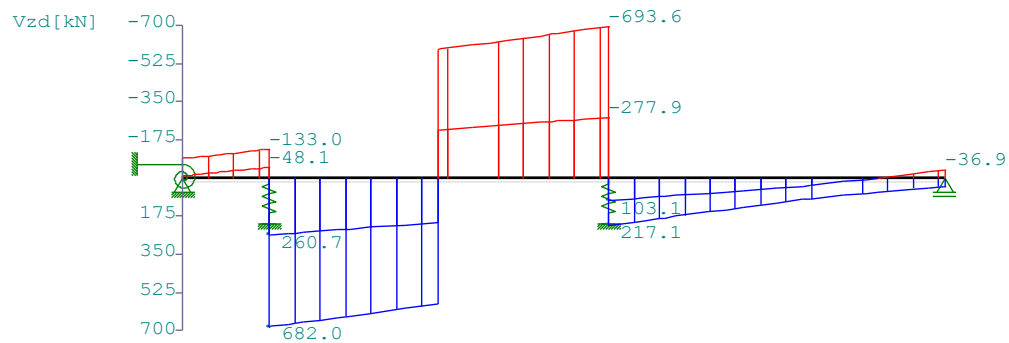
Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 0.00	-127.86	-127.86	-166.33	-18.85	-48.06
2	x0 = 2.23	951.79	-453.35	-493.64	681.78	-689.34
3	x0 = 3.57	14.89	-222.43	0.00	133.07	-33.33

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	-330.91	0.00	-79.91	-8.56*	-90.19*
2	-454.17	-454.17	-129.63	682.03	814.81*	309.04*
3	-508.75	-508.75	-693.59	217.10	910.68	380.99
4	0.00	0.00	-36.88	0.00	36.88	-37.77

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

Maßstab 1 : 100





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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C25/30 B500A normalduktil

Betondeckung: $c_v = 2.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$ Bewehrungslage: $d_o = 3.6 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 16$ $d_u = 3.6 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 16$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	30.0	Beton	direkt
2	50.0	Beton	direkt
3	150.0	Beton	direkt
4	42.0	Beton	direkt

Abminderung der Stützmomente $\leq 15 \%$ Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	279.32	3.85	-279.32	3.85	24.0/46.0/24.0/165.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)
1	0.00	-127.9		161.4			
	0.58	-385.3	-385.3	161.4	0.07	0.0	5.4
2	2.23	951.8		161.4	0.14	13.8	0.0
3	3.57	14.9		161.4	0.01	3.8	0.0 *
	1.78	-214.3	-214.3	161.4	0.05	0.0	3.8 *

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

Am ersten Auflager sind mindestens 3.8 cm² zu verankern.Am letzten Auflager sind mindestens 3.8 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	Aso (cm ²)
1 re	0.15	-330.9	-343.4	161.4	0.06	0.0	4.8
2 li	0.25	-454.2	-422.8	161.4	0.07	0.0	5.9
2 re	0.25	-453.3	-313.0*	161.4	0.06	0.0	4.3
3 li	0.75	-295.3	-398.5*	161.4	0.07	0.0	5.6
3 re	0.75	-493.6	-301.3	161.4	0.06	0.0	4.2
4 li	0.00	0.0					

* = Mindeststützmoment

Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
1 re	0.58	0.97	-109.9	18.4	79.2	1191.9	30.0	2.0~
1 *	0.58	0.97	-109.9	18.4	79.2	1191.9	30.0	2.0~
2 li	0.57	0.97	-110.3	18.4	81.8	1191.9	30.0	2.0~
2 *	0.58	0.97	-109.9	18.4	81.8	1191.9	30.0	2.0~
2 re	1.86	0.95	595.9	18.4	108.6	1178.9		~
2 re	1.86	0.95	367.0 #	18.4	108.6	1178.9	30.0	4.2x
2 *	2.25	0.94	-589.6	18.4	108.6	1163.7	30.0	2.1~
3 li	2.27	0.95	-588.7	18.4	108.6	1174.0		~
3 li	2.27	0.95	-286.5 #	18.4	108.6	1174.0	30.0	4.1x
3 li	2.24	0.95	-590.1	18.4	108.6	1175.1		~
3 li	2.24	0.95	-287.9 #	18.4	108.6	1175.1	30.0	4.2x
3 *	2.25	0.95	-589.6	18.4	108.6	1174.7	30.0	2.1~
3 re	2.23	0.97	114.1	18.4	76.1	1191.9	30.0	2.0~
3 *	2.23	0.97	114.1	18.4	76.1	1191.9	30.0	2.0~
4 li	1.82	0.97	96.8	18.4	76.1	1191.9	30.0	2.0~
4 *	2.23	0.97	114.1	18.4	76.1	1191.9	30.0	2.0~

Ved mit # -> abgeminderte Einzellast

x am Zeilenende: EN1992-1-1 Gl.6.19 massgebend (Auslegung NA Bau 2019)

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit Θ >= 40° ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Fugenbewehrung B500A cj = 0.40 μ = 0.70 v = 0.50 (rau)

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	bw (cm)	vEd (kN/m ²)	vRdj (kN/m ²)	vRdmax (kN/m ²)	asw (cm ² /m)
1 re	0.00	0.97	-90.2	24.0	241	407	3542	
2 li	0.00	0.97	-133.0	24.0	356	407	3542	
2 re	0.00	0.97	682.0	24.0	1824	407	3542	
	1.41	0.97	617.1	24.0	1650	407	3542	8.17
3 li	0.00	0.97	-693.5	24.0	1855	407	3542	
	1.91	0.96	-605.6	24.0	1636	407	3542	8.08
3 re	0.00	0.97	217.0	24.0	580	407	3542	
	1.91	0.97	129.1	24.0	345	407	3542	
4 li	0.00	1.00	37.8	24.0	98	407	3542	
	1.37	0.97	81.0	24.0	217	407	3542	

In der Fuge evtl. vorhandene Zugspannung ist nicht berücksichtigt !



Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$
quasi-ständige Kombination

Feld	x	f _{El}	f _{El} φ	f _{El} φ _ε	f _{ElI,g}	f _{ElI}	f _{ElI} φ	f _{ElI} φ _ε	f
1	1.15	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
2	2.25	0.03	0.08	0.10	0.02	0.07	0.13	0.15	0.15
3	1.81	-0.01	-0.03	-0.03	0.00	-0.01	-0.03	-0.04	-0.04



2.2. Fenstersturz OG – Achse F

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 1,70 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 24 / 119 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$g = 0,24 \times 1,19 \times 25$	$= 7,1 \text{ kN/m}$
	Wand im DG		$g = 0,24 \times 0,61 \times 25$	$= 3,7 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 0.1		g	$= 2,1 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.1/1.2 (1m Streifen)		$g = 7,5 \times 1,0$	$= 7,5 \text{ kN/m}$
	Fassade		$g = (0,115 \times 20 + 0,5) \times 2,1$	$= 5,9 \text{ kN}$
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 1.1/1.2 (1m Streifen)	$q = 5,0 \times 1,0$	$= 5,0 \text{ kN/m}$
	Schnee	aus Pos. 0.1	s	$= 2,1 \text{ kN/m}$
	Wind	aus Pos. 0.1	w	$= 1,4 \text{ kN/m}$

Nachweis: sehr geringe Beanspruchung → ohne weiteren Nachweis

<u>Auflager:</u>	Aufl. 1 = Aufl. 2:	$G = 22,4 \text{ kN}$
		$Q = 4,3 \text{ kN}$
		$S = 1,8 \text{ kN}$
		$W = 1,2 \text{ kN}$

<u>Bewehrung:</u>	untere Lage	3Ø12	vorh. $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$
	obere Lage	2Ø12	vorh. $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{\text{sw}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$



2.3. Türsturz OG – Achse F

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 2,38 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 24 / 151 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$g = 0,24 \times 1,51 \times 25$	$= 9,1 \text{ kN/m}$
	Wand im DG		$g = 0,24 \times 0,61 \times 25$	$= 3,7 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 0.1		g	$= 2,1 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.1/1.2 (1m Streifen)		$g = 7,5 \times 1,0$	$= 7,5 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 1.1/1.2 (1m Streifen)	$q = 5,0 \times 1,0$	$= 5,0 \text{ kN/m}$
	Schnee	aus Pos. 0.1	s	$= 2,1 \text{ kN/m}$
	Wind	aus Pos. 0.1	w	$= 1,4 \text{ kN/m}$

Nachweis: sehr geringe Beanspruchung → ohne weiteren Nachweis

<u>Auflager:</u>	Aufl. 1 = Aufl. 2:	$G = 26,7 \text{ kN}$
		$Q = 6,0 \text{ kN}$
		$S = 2,5 \text{ kN}$
		$W = 1,7 \text{ kN}$

<u>Bewehrung:</u>	untere Lage	3Ø12	vorh. $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$
	obere Lage	2Ø12	vorh. $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{\text{sw}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$



2.4. Türsturz OG – Achse 3

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 1,90 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 24 / 125 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,24 \times 1,25 \times 25$	$= 7,5 \text{ kN/m}$
	Wand im DG	$g = 0,24 \times (3,8 + 4,6) / 2 \times 20$	$= 20,2 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 0.2	$g = 10 / 2,0$	$= 5,0 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.2	g	$= 19,8 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	aus Pos. 1.2 q	$= 12,0 \text{ kN/m}$
	Schnee	aus Pos. 0.2 $s = 10,1 / 2,0$	$= 5,1 \text{ kN/m}$
	Wind	aus Pos. 0.2 $w = 6,6 / 2,0$	$= 3,3 \text{ kN/m}$

Nachweis: geringe Beanspruchung → ohne weiteren Nachweis

<u>Auflager:</u>	Aufl. 1 = Aufl. 2:	$G = 49,9 \text{ kN}$
		$Q = 11,4 \text{ kN}$
		$S = 4,8 \text{ kN}$
		$W = 3,1 \text{ kN}$

<u>Bewehrung:</u>	untere Lage	3Ø12	vorh. $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$
	obere Lage	2Ø12	vorh. $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{\text{sw}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$



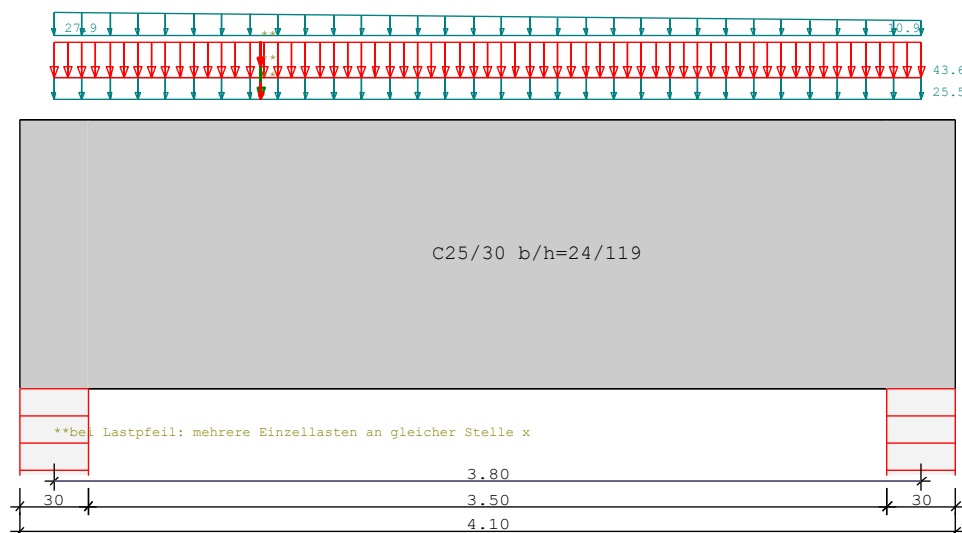
2.5. Fenstersturz OG – Achse 8

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger		
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 3,80 \text{ m}$		
	Querschnitt:	R-QS	$b / h = 24 / 119 \text{ cm}$	
	Material:	Beton	C25/30	
		Betonstahl	B500B	
	Expositionsklasse:	XC1	$c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$	
<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$g = 0,24 \times 1,19 \times 25 = 7,1 \text{ kN/m}$	
	Wand im DG		$g = (0,24 \times 20 + 0,115 \times 20 + 0,5) \times 1,43 = 10,9 \text{ kN/m}$	
			$g = (0,24 \times 20 + 0,115 \times 20 + 0,5) \times 3,67 = 27,9 \text{ kN/m}$	
	aus Pos. 0.2		G	= 18,1 kN
	aus Pos. 1.1		g	= 25,1 kN/m
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 1.1	q	= 43,6 kN/m
	Schnee	aus Pos. 0.2	S	= 13,7 kN
	Wind	aus Pos. 0.2	W	= 8,8 kN
<u>Nachweis:</u>	siehe Programmausdruck			
<u>Auflager:</u>	Achse E:	G = 97,8 kN Q = 82,8 kN S = 3,3 kN W = 2,1 kN	Achse F:	G = 118,0 kN Q = 82,8 kN S = 10,4 kN W = 6,7 kN
<u>Bewehrung:</u>	untere Lage	3Ø16	erf. $A_s = 5,35 \text{ cm}^2$	≤ vorh. $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$
	obere Lage	2Ø12	erf. $A_s = 1,34 \text{ cm}^2$	≤ vorh. $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20	erf. $a_{\text{sw}} = 1,97 \text{ cm}^2/\text{m}$	≤ vorh. $a_{\text{sw}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$

Position: 2.5 Fenstersturz OG Achse 8

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 33

Stahlbetonträger C25/30 E = 31000 N/mm² DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)	bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	3.80	konstant		24.0	119.0		

Trägerbezogene Lasten (kN,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			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 E		25.50	43.60	1.00		1.1	
4 E	0.00	27.90	0.00	1.00	0.00 3.80	Wand	
		10.90	0.00				
2 J	0.00	18.10	13.70	1.00	0.91	0.2	
2 I	0.00	0.00	8.80	1.00	0.91	0.2	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
E 1		Lagerräume	1.00	0.90	0.80	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_{FF} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 1.77	191.91	0.00	0.00	217.98
					-186.06


Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	217.98	217.98	118.02
2	0.00	0.00	-186.05	0.00	186.06	97.83

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	118.02	99.95	0.00	217.98	217.98	118.02
2	97.83	88.23	0.00	186.06	186.06	97.83
Summe:	215.85	188.18	0.00	404.03	404.03	215.85

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	118.0	118.0	97.8	97.8
E	82.8	0.0	82.8	0.0
I	6.7	0.0	2.1	0.0
J	10.4	0.0	3.3	0.0
Sum	218.0	118.0	186.1	97.8

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!
Durchbiegungen maximale minimale

Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)		
1	1.90	0.03	2	3.80	0.00	0

Ergebnisse für y-fache Lasten

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

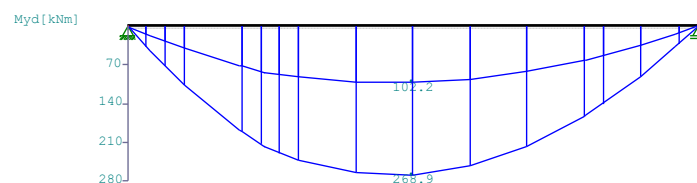
Feldmomente Maximum (kNm , kN)

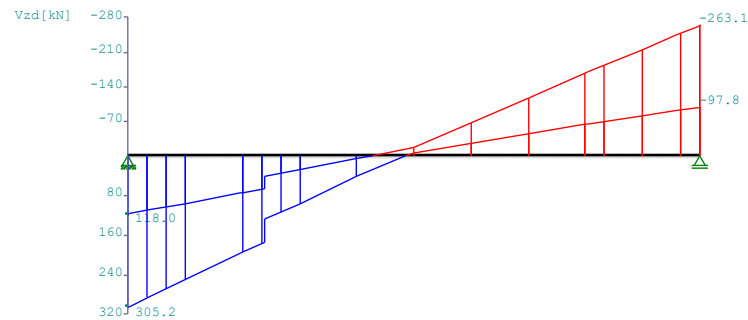
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 1.78	269.91	0.00	0.00	305.25	-263.14

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	305.24	305.25	118.02
2	0.00	0.00	-263.14	0.00	263.14	97.83

Maßstab 1 : 50





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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C25/30 B500A normalduktile

Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
 Bewehrungslage: $d_o = 4.4 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 12$
 $d_u = 4.6 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 16$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Mauerwerk $b = 30.0 \text{ cm}$

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	145.29	2.82	-145.29	2.82	24.0/119.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)
1	1.78	269.9		114.4	0.09	5.3	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 9.8 cm² zu verankern.
 Am letzten Auflager sind mindestens 8.4 cm² zu verankern.
 Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	k_z	V_{Ed} (kN)	Θ (°)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	a_{max} (cm)	a_{sw} (cm ² /m)
1 re	0.91	0.94	173.9	18.4	66.0	823.1		~
1 re	0.91	0.94	147.0 #	18.4	66.0	823.1	30.0	2.0~
1 re	1.29	0.94	73.8	18.4	66.0	823.1	30.0	2.0~
1 *	1.90	0.94	-16.3	18.4	66.0	823.1	30.0	2.0~
2 li	1.29	0.94	-97.4	18.4	66.0	823.1	30.0	2.0~
2 *	1.90	0.94	-16.3	18.4	66.0	823.1	30.0	2.0~

V_{Ed} mit # -> abgeminderte Einzellast

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).



Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90\epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$
quasi-ständige Kombination

Feld	x	f_{EI}	$f_{EI\phi}$	$f_{EI\phi\epsilon}$	$f_{EI,g}$	f_{EI}	$f_{EI\phi}$	$f_{EI\phi\epsilon}$	f
1	1.90	0.02	0.08	0.10	0.01	0.08	0.16	0.19	0.19



2.6. Fenstersturz OG – Achse 8

Parameter: System: Einfeldträger
 Abmessung: $L_{\text{eff}} = 1,40 \text{ m}$
 Querschnitt: 2x KS-Flachsturz $b / h = 2 \times 11,5 / 119 \text{ cm}$
 mind. 69,6 cm Übermauerung mit Stoßfugenvermörtelung
 Auflager: $t = 11,5 \text{ cm}$

Belastung: ständige Lasten
 Eigenlast (Bemessung) $g = 0,24 \times 1,19 \times 20 = 5,7 \text{ kN/m}$
 Wand im DG (Lastweiterleitung)
 $g = (0,24 \times 20 + 0,115 \times 20 + 0,5) \times 3,24 = 24,6 \text{ kN/m}$
 $g = (0,24 \times 20 + 0,115 \times 20 + 0,5) \times 2,25 = 17,1 \text{ kN/m}$
 aus Pos. 1.1 (Lastweiterleitung) $g = 25,1 \text{ kN/m}$
 veränderliche Lasten
 Nutzlast aus Pos. 1.1 (Lastweiterleitung) $q = 43,6 \text{ kN/m}$

Nachweis: Bemessungseinwirkung für Sturzbemessung
 $p_{\text{Ed}} = 1,35 \times 5,7 = 7,7 \text{ kN/m} < p_{\text{Rd}} = 21,95 \text{ kN/m}$

Auflager: Achse E: $G = 35,7 \text{ kN}$ $Q = 28,7 \text{ kN}$ Achse F: $G = 34,1 \text{ kN}$ $Q = 28,7 \text{ kN}$

Anlage 9 zur Typenstatik für KS-Flachstürze,
Formate NF, NF17.5, 2DF, 3DF, 4DF, 150, 200, 214

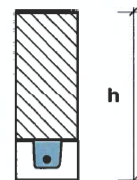
KS*STURZ
Sicherheit mit System

KS-Flachstürze *)

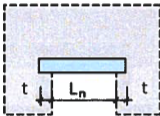
Anlage Nr.: 10 zum Bescheid

Prüf.-Nr.: 04/18 vom 9.04.2019

Antragsteller : Werbegemeinschaft KS-Sturz, Remsfeld
Steinformat : NF (Breite B = 11,5 cm)
Auflagertiefe : 11,5 bzw. 17,5 cm
Bewehrung : 1 Ø 10 – B500A oder B500B
Druckzone : Übermauerung mit **Vollsteinen** nach DIN EN 771-2:2015-11
in Verb. mit DIN 20000-402:2017-01
ausschließlich mit vermörtelten Stoß- und Lagerfugen !!
(auch bei Plansteinmauerwerk)
Mörtel : Normalmörtel (mind. MG IIa) oder Dünnbettmörtel

**Druckzone aus Mauerwerk**

Als Typenprüfung
in statischer Hinsicht geprüft
Hannover, den 9.04.2019
Landeshauptstadt Hannover
Prüfamt für Baustatik
Leiter: *Frank Kieß* Sachbearbeiter

	Bemessungswert der Beanspruchungen $e_d = g_d + q_d$ [kN/m] (Bemessungsgrößen)									
lichte Weite L_n [m]	Sturzhöhe h [cm]									
	19,6		32,1		44,6		57,1		69,6	
	Auflagertiefe t [cm]									
	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5
0,635	–	10,86	–	36,59	–	56,71	–	56,71	–	56,71
0,760	9,59	8,64	30,33	26,10	34,50	49,13	34,50	49,13	34,50	49,13
0,885	7,80	7,15	22,60	20,06	30,18	43,33	30,18	43,33	30,18	43,33
1,010	6,56	6,09	17,86	16,19	26,83	36,17	26,83	38,76	26,83	38,76
1,135	5,65	5,29	14,68	13,51	24,15	28,45	24,15	35,06	24,15	35,06
1,260	4,95	4,68	12,42	11,56	21,95	23,30	21,95	32,01	21,95	32,01
1,385	4,41	4,19	10,74	10,08	20,12	19,65	20,12	29,44	20,12	29,44
1,510	3,97	3,79	9,44	8,92	18,14	16,93	18,57	27,26	18,57	27,26
1,635	3,61	3,45	8,41	7,99	15,77	14,83	17,25	25,38	17,25	25,38
1,760	3,30	3,10	7,58	7,23	13,93	13,18	16,10	22,05	16,10	23,74
1,885	2,90	2,73	6,89	6,60	12,45	11,84	15,09	19,43	15,09	22,30
2,010	2,57	2,43	6,31	6,06	11,24	10,73	14,20	17,34	14,20	21,02
2,135	2,29	2,17	5,82	5,61	10,23	9,81	13,42	15,63	13,42	19,88
2,260	2,06	1,96	5,40	5,21	9,39	9,03	12,71	14,21	12,71	18,86
2,385	1,85	1,77	5,03	4,87	8,66	8,35	12,07	13,01	12,07	17,94
2,510	1,68	1,61	4,71	4,57	8,04	7,77	11,50	11,99	11,50	17,11
2,635	1,53	1,47	4,43	4,30	7,50	7,26	10,98	11,11	10,98	16,16
2,760	1,40	–	4,17	–	7,02	–	10,50	–	10,50	–

*) nach der "Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-17.1-978"

Nächster Sichtvermerk durch das
Prüfamt für Baustatik der
Landeshauptstadt Hannover ist
spätestens am 9.4.2026 erforderlich



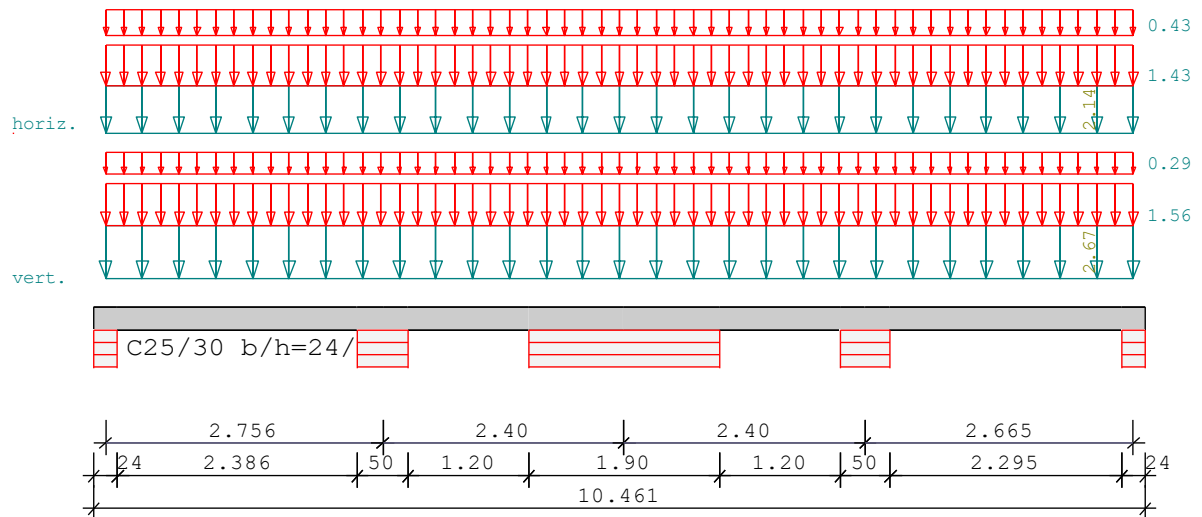
2.7. Ringbalken OG

<u>Parameter:</u>	System:	Durchlaufträger				
	Abmessung:	vertikal	$L_{eff,1} = 2,78 \text{ m}; L_{eff,2} = L_{eff,3} = 2,40 \text{ m}; L_{eff,4} = 2,65 \text{ m}$			
		horizontal	$L_{eff,1} = 5,18 \text{ m}; L_{eff,2} = 5,05 \text{ m}$			
	Querschnitt:	R-QS	$b / h = 24 / 24 \text{ cm}$			
	Material:	Beton	C25/30			
		Betonstahl	B500B			
	Expositionsklasse:	XC1	$c_{nom} = 3,0 \text{ cm}$			
<u>Belastung:</u>	ständige Lasten					
	Eigenlast			$g = 0,24 \times 0,24 \times 25$	$= 1,44 \text{ kN/m}$	
	aus Pos. 0.3			g_{vert}	$= 2,67 \text{ kN/m}$	
				g_{hor}	$= 2,14 \text{ kN/m}$	
	veränderliche Lasten					
	Schnee	aus Pos. 0.3		S_{vert}	$= 1,56 \text{ kN/m}$	
				S_{hor}	$= 1,43 \text{ kN/m}$	
	Wind	aus Pos. 0.3		W_{vert}	$= 0,29 \text{ kN/m}$	
				W_{hor}	$= 0,43 \text{ kN/m}$	
<u>Nachweis:</u>	siehe Programmausdruck					
<u>Auflager:</u>	Achse F:	Aufl. 2:	Aufl. 3:	Aufl. 4:	Achse G:	
	$G_{vert} = 4,5 \text{ kN}$	$G_{vert} = 12,4 \text{ kN}$	$G_{vert} = 8,5 \text{ kN}$	$G_{vert} = 12,2 \text{ kN}$	$G_{vert} = 4,4 \text{ kN}$	
	$G_{hor} = 4,2 \text{ kN}$	$G_{hor} = 0,0 \text{ kN}$	$G_{hor} = 13,7 \text{ kN}$	$G_{hor} = 0,0 \text{ kN}$	$G_{hor} = 4,0 \text{ kN}$	
	$S_{vert} = 1,7 \text{ kN}$	$S_{vert} = 4,7 \text{ kN}$	$S_{vert} = 3,2 \text{ kN}$	$S_{vert} = 4,6 \text{ kN}$	$S_{vert} = 1,7 \text{ kN}$	
	$S_{hor} = 2,8 \text{ kN}$	$S_{hor} = 0,0 \text{ kN}$	$S_{hor} = 9,1 \text{ kN}$	$S_{hor} = 0,0 \text{ kN}$	$S_{hor} = 2,7 \text{ kN}$	
	$W_{vert} = 0,3 \text{ kN}$	$W_{vert} = 0,9 \text{ kN}$	$W_{vert} = 0,6 \text{ kN}$	$W_{vert} = 0,9 \text{ kN}$	$W_{vert} = 0,3 \text{ kN}$	
	$W_{hor} = 0,8 \text{ kN}$	$W_{hor} = 0,0 \text{ kN}$	$W_{hor} = 2,7 \text{ kN}$	$W_{hor} = 0,0 \text{ kN}$	$W_{hor} = 0,8 \text{ kN}$	
<u>Bewehrung:</u>	innere Lage	3Ø12	vorh. $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 2,20 \text{ cm}^2$	
	äußere Lage	3Ø12	vorh. $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 2,2 \text{ cm}^2$	
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{sw} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{sw} = 1,97 \text{ cm}^2$	

**Position: 2.7 Ringbalken**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 75

Stahlbetonträger über 4 Felder 2-achsig C25/30 E = 31000 N/mm²

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

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)	bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	2.76	konstant		24.0	24.0		
2	2.40	konstant		24.0	24.0		
3	2.40	konstant		24.0	24.0		
4	2.67	konstant		24.0	24.0		

Elastische Lager	vert.	horiz.
Stütze Nr. 2	starr	0.0 kN/m
Stütze Nr. 4	starr	0.0 kN/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 J 1		2.67	1.56	1.00			
1 J 1		2.14	1.43	1.00			90.0
1 I 2		0.00	0.29	1.00			
1 I 2		0.00	0.43	1.00			90.0

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:						
Nr	KI	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
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

Ergebnisse für 1-fache Lasten

SCHNITTGRÖßEN max/min My

(kNm , kN)

Feld	x	maxMy	zugMz	zugVz	zugVy	minMy	zugMz	zugVz	zugVy
1	0.00	0.0	0.0	4.5	4.2	0.0	0.0	4.5	4.2
	0.12	0.7	0.9	5.9	7.3	0.5	0.5	4.0	3.9
	0.24	1.4	1.8	5.1	6.8	1.0	0.9	3.5	3.6
	1.10	3.6	6.1	0.0	3.4	2.5	3.3	0.0	1.8
	2.39	-0.9	3.8	-5.3	-0.9	-1.3	7.2	-7.7	-1.8
	2.51	-1.6	3.7	-5.8	-1.2	-2.3	6.9	-8.4	-2.2
	2.76	-3.1	3.3	-6.8	-1.7	-4.5	6.2	-9.9	-3.2
2	0.00	-3.1	3.3	5.6	-1.7	-4.5	6.2	8.2	-3.2
	0.25	-1.8	2.8	4.6	-2.3	-2.7	5.3	6.7	-4.2
	0.37	-1.3	2.6	4.1	-2.5	-1.9	4.8	6.0	-4.7
	1.33	1.1	-1.6	0.3	-8.6	0.7	-0.9	0.2	-4.6
	1.45	1.1	-2.7	-0.5	-9.0	0.7	-1.4	-0.3	-4.8
	2.40	-1.4	-7.0	-4.2	-6.9	-2.1	-13.1	-6.1	-12.8
3	0.00	-1.4	-7.0	4.3	6.8	-2.1	-13.1	6.2	12.7
	0.95	1.1	-2.8	0.6	8.9	0.8	-1.5	0.4	4.8
	1.07	1.2	-1.8	-0.2	8.4	0.8	-0.9	-0.1	4.5
	2.03	-1.2	2.4	-4.1	2.5	-1.7	4.5	-5.9	4.6
	2.15	-1.7	2.7	-4.6	2.2	-2.5	5.0	-6.6	4.1
	2.40	-3.0	3.2	-5.6	1.7	-4.3	5.9	-8.1	3.1
4	0.00	-3.0	3.2	6.6	1.7	-4.3	5.9	9.6	3.1
	0.25	-1.5	3.5	5.6	1.1	-2.1	6.6	8.1	2.1
	0.37	-0.8	3.6	5.1	0.9	-1.2	6.8	7.4	1.6
	1.60	3.3	5.8	0.0	-3.3	2.3	3.1	0.0	-1.8
	2.43	1.3	1.7	-4.9	-6.6	0.9	0.9	-3.4	-3.5
	2.55	0.7	0.9	-5.6	-7.1	0.5	0.5	-3.9	-3.8
	2.67	0.0	0.0	-4.4	-4.0	0.0	0.0	-4.4	-4.0

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	z	4.53	2.04	0.00	6.57	6.57
	y	4.16	3.62	0.00	7.78	7.78
2	z	12.44	5.60	0.00	18.04	18.04
	y	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	z	8.51	3.83	0.00	12.34	12.34
	y	13.67	11.88	0.00	25.56	25.56
4	z	12.17	5.48	0.00	17.65	17.65
	y	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	z	4.36	1.96	0.00	6.32	6.32
	y	4.04	3.51	0.00	7.55	7.55



Auflagerkräfte (kN)									
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4		
	max	min	max	min	max	min	max	min	
g z	4.5	4.5	12.4	12.4	8.5	8.5	12.2	12.2	
y	4.2	4.2	0.0	0.0	13.7	13.7	0.0	0.0	
l z	0.3	0.0	0.9	0.0	0.6	0.0	0.9	0.0	
y	0.8	0.0	0.0	0.0	2.7	0.0	0.0	0.0	
J z	1.7	0.0	4.7	0.0	3.2	0.0	4.6	0.0	
y	2.8	0.0	0.0	0.0	9.1	0.0	0.0	0.0	
Sumz	6.6	4.5	18.0	12.4	12.3	8.5	17.7	12.2	
y	7.8	4.2	0.0	0.0	25.6	13.7	0.0	0.0	

Auflagerkräfte (kN)									
EG	Stütze 5								
	max	min							
g z	4.4	4.4							
y	4.0	4.0							
l z	0.3	0.0							
y	0.8	0.0							
J z	1.7	0.0							
y	2.7	0.0							
Sumz	6.3	4.4							
y	7.6	4.0							

Durchbiegungen				
Feld	x	f	f _y	f _{Res}
Nr.		(cm)	(cm)	(cm)
1	2.20	0.01	0.18	0.18
2	0.00	0.00	0.17	0.17
3	2.40	0.00	0.15	0.15
4	0.53	0.01	0.16	0.16

Ergebnisse für y-fache Lasten									
SCHNITTGRÖßEN max/min My (kNm , kN)									
Feld	x	maxMy	zugMz	zugVz	zugVy	minMy	zugMz	zugVz	zugVy
1	0.00	0.0	0.0	6.1	5.6	0.0	0.0	6.1	5.6
	0.12	1.0	1.2	8.0	9.9	0.5	0.5	4.0	3.9
	0.24	1.9	2.4	7.0	9.2	1.0	0.9	3.5	3.6
	1.10	4.9	8.3	0.0	4.6	2.5	3.3	0.0	1.8
	2.39	-0.9	3.8	-5.3	-0.9	-1.8	9.7	-10.5	-2.4
	2.51	-1.6	3.7	-5.8	-1.2	-3.1	9.4	-11.4	-3.0
	2.76	-3.1	3.3	-6.8	-1.7	-6.2	8.5	-13.5	-4.4
2	0.00	-3.1	3.3	5.6	-1.7	-6.2	8.5	11.2	-4.4
	0.25	-1.8	2.8	4.6	-2.3	-3.7	7.2	9.1	-5.8
	0.37	-1.3	2.6	4.1	-2.5	-2.6	6.5	8.2	-6.4
	1.33	1.5	-2.2	0.3	-11.6	0.7	-0.9	0.2	-4.6
	1.45	1.4	-3.6	-0.6	-12.3	0.7	-1.4	-0.3	-4.8
	2.40	-1.4	-7.0	-4.2	-6.9	-2.8	-17.7	-8.4	-17.4
3	0.00	-1.4	-7.0	4.3	6.8	-2.8	-17.7	8.5	17.2
	0.95	1.6	-3.8	0.8	12.1	0.8	-1.5	0.4	4.8
	1.07	1.6	-2.4	-0.2	11.4	0.8	-0.9	-0.1	4.5
	2.03	-1.2	2.4	-4.1	2.5	-2.4	6.1	-8.0	6.2
	2.15	-1.7	2.7	-4.6	2.2	-3.4	6.8	-9.0	5.6
	2.40	-3.0	3.2	-5.6	1.7	-5.9	8.0	-11.1	4.2



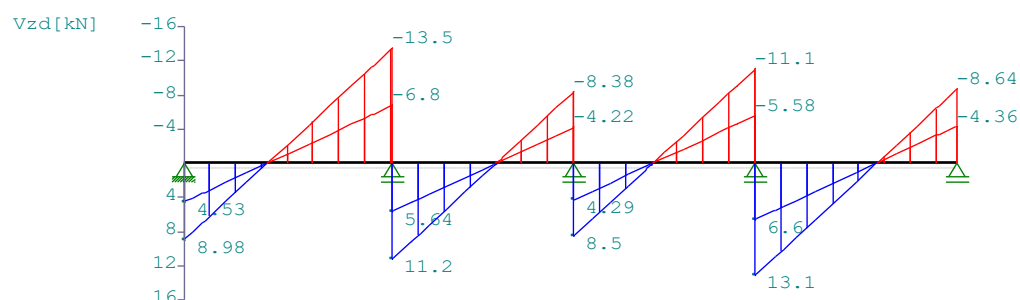
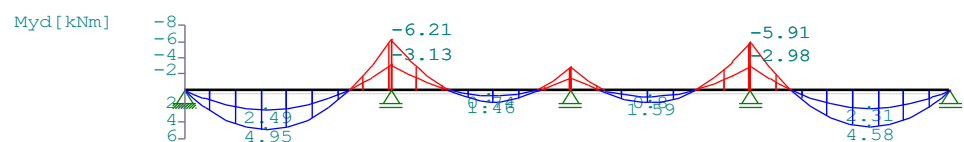
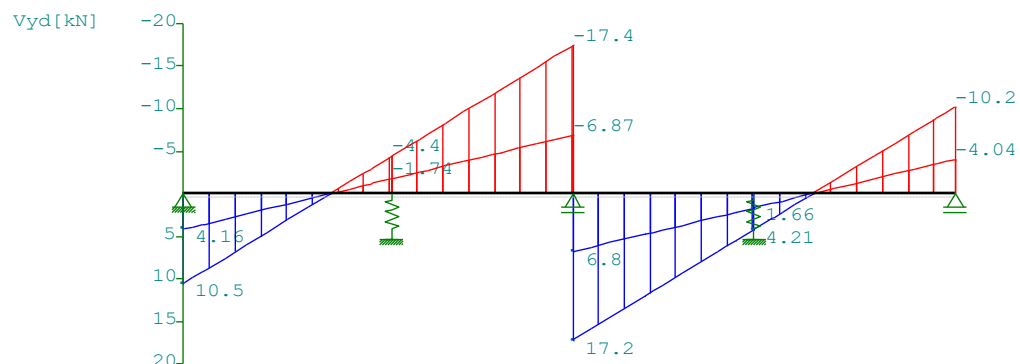
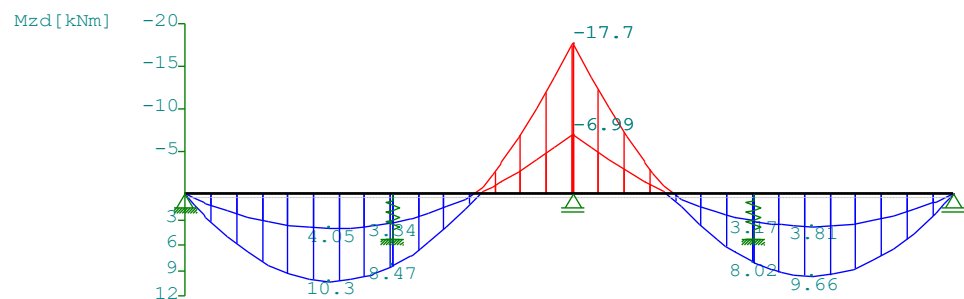
Ergebnisse für y-fache Lasten

SCHNITTGRÖßEN max/min My

(kNm , kN)

Feld	x	maxMy	zugMz	zugVz	zugVy	minMy	zugMz	zugVz	zugVy
4	0.00	-3.0	3.2	6.6	1.7	-5.9	8.0	13.1	4.2
	0.25	-1.5	3.5	5.6	1.1	-2.9	8.9	11.0	2.9
	0.37	-0.8	3.6	5.1	0.9	-1.6	9.2	10.1	2.2
	1.60	4.6	7.8	0.0	-4.5	2.3	3.1	0.0	-1.8
	2.43	1.8	2.3	-6.7	-8.9	0.9	0.9	-3.4	-3.5
	2.55	1.0	1.2	-7.7	-9.6	0.5	0.5	-3.9	-3.8
	2.67	0.0	0.0	-5.9	-5.5	0.0	0.0	-5.9	-5.5

Maßstab 1 : 100





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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C25/30 B500A normalduktile

 Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$

 Bewehrungslage: $d_1 = 4.4 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 12$
 $b_1 = 4.4 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 12$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

 Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$
Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	24.0	Mauer	direkt
2	50.0	Mauer	direkt
3	190.0	Mauer	direkt
4	50.0	Mauer	direkt
5	24.0	Mauer	direkt

Abminderung der Stützmomente nicht berücksichtigt.

Längsbewehrung: in den Ecken konzentriert

Regeln für Mindestfeldmomente und -stützmomente sind nicht geprüft.

Feld	x (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	erfAs (cm ²)	μ (%)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000
	0.12	0.00	1.02	1.23	0.24	0.042
	1.10	0.00	4.95	8.33	1.94	0.337
	1.65	0.00	3.70	10.02	2.31	0.401
	1.93	0.00	2.15	10.25	2.30	0.399
	2.51	0.00	-3.09	9.40	2.11	0.367
2	2.76	0.00	-6.21	8.47	2.06	0.358
	0.00	0.00	-6.21	8.47	2.06	0.358
	0.25	0.00	-3.67	7.20	1.61	0.279
	1.33	0.00	1.46	-2.18	0.43	0.074
	1.45	0.00	1.44	-3.61	0.71	0.123
	2.40	0.00	-2.84	-17.70	4.40	0.764
3	0.00	0.00	-2.84	-17.70	4.40	0.764
	0.95	0.00	1.56	-3.79	0.74	0.129
	1.07	0.00	1.59	-2.38	0.47	0.081
	2.15	0.00	-3.40	6.80	1.50	0.260
	2.40	0.00	-5.91	8.02	1.94	0.337
	0.00	0.00	-5.91	8.02	1.94	0.337
4	0.25	0.00	-2.90	8.91	1.98	0.343
	0.80	0.00	1.94	9.66	2.13	0.370
	1.07	0.00	3.40	9.43	2.14	0.371
	1.60	0.00	4.58	7.83	1.80	0.313
	2.55	0.00	0.98	1.19	0.23	0.040
	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000



Querkraftbewehrung:

Feld Nr.	x1 (m)	kz	Nd (kN)	Vedz (kN)	Θ (°)	Vrd,c (kN)	c Vrd,max (kN)	a_max (cm)	aswz (cm ² /m)
1	0.00	0.85	0.0	6.1	18.4	17.2	127.4	16.8	1.97
	0.12	0.85	0.0	5.4	18.4	17.2	127.4	16.8	1.97
	2.51	0.85	0.0	-7.8	18.4	17.2	127.4	16.8	1.97
	2.76	0.85	0.0	-9.2	19.4	17.2	133.3	16.8	1.97
2	0.00	0.85	0.0	7.6	18.4	21.4	127.4	16.8	1.97
	0.25	0.85	0.0	6.2	18.4	21.4	127.4	16.8	1.97
	1.45	0.85	0.0	-0.4	18.4	21.4	127.4	16.8	1.97
	2.40	0.85	0.0	-5.7	19.4	21.4	133.3	16.8	1.97
3	0.00	0.85	0.0	5.8	18.4	21.4	127.4	16.8	1.97
	0.95	0.85	0.0	0.5	18.4	21.4	127.4	16.8	1.97
	2.15	0.85	0.0	-6.1	18.4	21.4	127.4	16.8	1.97
	2.40	0.85	0.0	-7.5	19.4	21.4	133.3	16.8	1.97
4	0.00	0.85	0.0	8.9	18.4	16.8	127.4	16.8	1.97
	0.25	0.85	0.0	7.5	18.4	16.8	127.4	16.8	1.97
	2.55	0.85	0.0	-5.2	18.4	16.8	127.4	16.8	1.97
	2.67	0.85	0.0	-5.9	19.4	16.8	133.3	16.8	1.97

Feld Nr.	x1 (m)	kz	Nd (kN)	Vedy (kN)	Θ (°)	Vrd,c (kN)	c Vrd,max (kN)	a_max (cm)	aswy (cm ² /m)
1	0.00	0.85	0.0	5.6	18.4	17.2	127.4	16.8	1.97
	0.12	0.85	0.0	5.3	18.4	17.2	127.4	16.8	1.97
	2.51	0.85	0.0	-1.6	18.4	17.2	127.4	16.8	1.97
	2.76	0.85	0.0	-2.3	19.4	17.2	133.3	16.8	1.97
2	0.00	0.85	0.0	-2.3	18.4	21.4	127.4	16.8	1.97
	0.25	0.85	0.0	-3.1	18.4	21.4	127.4	16.8	1.97
	1.45	0.85	0.0	-6.5	18.4	21.4	127.4	16.8	1.97
	2.40	0.85	0.0	-9.3	19.4	21.4	133.3	16.8	1.97
3	0.00	0.85	0.0	9.2	18.4	21.4	127.4	16.8	1.97
	0.95	0.85	0.0	6.4	18.4	21.4	127.4	16.8	1.97
	2.15	0.85	0.0	3.0	18.4	21.4	127.4	16.8	1.97
	2.40	0.85	0.0	2.2	19.4	21.4	133.3	16.8	1.97
4	0.00	0.85	0.0	2.2	18.4	16.8	127.4	16.8	1.97
	0.25	0.85	0.0	1.5	18.4	16.8	127.4	16.8	1.97
	2.55	0.85	0.0	-5.1	18.4	16.8	127.4	16.8	1.97
	2.67	0.85	0.0	-5.5	19.4	16.8	133.3	16.8	1.97

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$ Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90\epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$

quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI η_g	fEI η	fEI $\eta\phi$	fEI $\eta\phi\epsilon$	f
1	1.102z	0.02	0.06	0.08	0.02	0.07	0.07		
	y	0.01	0.03	0.04	0.01	0.03	0.03	0.07	
2	1.440z	0.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01		
	y	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
3	0.960z	0.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01		
	y	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	
4	1.599z	0.02	0.05	0.07	0.02	0.06	0.06		
	y	0.01	0.03	0.03	0.01	0.03	0.03	0.06	



2.10. Über- / Unterzug EG – Achse E

<u>Parameter:</u>	System:	Durchlaufträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff},1} = 4,8 \text{ m}; L_{\text{eff},2} = 2,7 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 24 / 250 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30 Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,24 \times 2,5 \times 25$	$= 15,0 \text{ kN/m}$
	Fassade	$g = (0,115 \times 20 + 0,5) \times 2,5$	$= 7,0 \text{ kN/m}$
	Fenster	g	$= 2,0 \text{ kN/m}$
	Wand	$g = (0,24 \times 25 + 0,115 \times 20 + 0,5) \times 2,26$	$= 19,9 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.10 (1m Streifen)	$g = 8,25 \times 1,0$	$= 8,3 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 2.1	$g_1 = -20,5 / 1,26$	$= -16,3 \text{ kN/m}$
		$g_2 = 314,9 / 0,5$	$= 629,8 \text{ kN/m}$
		$g_3 = 381,0 / 1,5$	$= 254,0 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	aus Pos. 1.10 (1m Streifen)	$q = 5,0 \times 1,0 = 5,0 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 2.1	$q_1 = 5,0 / 1,26 = 4,0 \text{ kN/m}$
			$q_2 = 222,5 / 0,5 = 445,0 \text{ kN/m}$
			$q_3 = 220,7 / 1,5 = 147,1 \text{ kN/m}$
	Schnee	aus Pos. 2.1	$s_1 = 2,1 / 1,26 = 1,7 \text{ kN/m}$
			$s_2 = 26,9 / 0,5 = 53,8 \text{ kN/m}$
			$s_3 = 31,3 / 1,5 = 20,9 \text{ kN/m}$
	Wind	aus Pos. 2.1	$w_1 = 1,4 / 1,26 = 1,1 \text{ kN/m}$
			$w_2 = 17,4 / 0,5 = 34,8 \text{ kN/m}$
			$w_3 = 20,4 / 1,5 = 13,6 \text{ kN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	Achse 5:	$G = 214,4 \text{ kN}$ $Q = 117,8 \text{ kN}$ $S = 13,4 \text{ kN}$ $W = 8,8 \text{ kN}$	Achse 6:	$G = 567,7 \text{ kN}$ $Q = 291,6 \text{ kN}$ $S = 40,5 \text{ kN}$ $W = 13,6 \text{ kN}$	Achse 7:	$G = 190,2 \text{ kN}$ $Q = 152,5 \text{ kN}$ $S = 31,3 \text{ kN}$ $W = 0,0 \text{ kN}$
------------------	----------	---	----------	--	----------	---

<u>Bewehrung:</u>	Feld 1	obere Lage	2x 2Ø14	vorh. $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 5,80 \text{ cm}^2$
		untere Lage	3Ø14	vorh. $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 7,33 \text{ cm}^2$
		Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{\text{sw}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 6,54 \text{ cm}^2$
	Feld 2	obere Lage	2x 2Ø14	vorh. $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 5,80 \text{ cm}^2$
		untere Lage	3Ø25	vorh. $A_s = 14,73 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 5,80 \text{ cm}^2$
		Bügel	Ø8/10	vorh. $a_{\text{sw}} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 1,97 \text{ cm}^2$



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	C			8.30	5.00	1.00		1.3	
1	C			7.00	0.00	1.00		Fassade	
4	C		0.00	19.90	0.00	1.00	0.00	1.26	Wand
				19.90	0.00				
4	C		0.00	2.00	0.00	1.00	1.26	0.63	Fenster
				2.00	0.00				
4	C		0.00	19.90	0.00	1.00	1.89	0.50	Wand
				19.90	0.00				
4	C		0.00	2.00	0.00	1.00	2.39	3.50	Fenster
				2.00	0.00				
4	C		0.00	19.90	0.00	1.00	5.89	1.50	Wand
				19.90	0.00				
4	C		0.00	2.00	0.00	1.00	7.39	0.11	Fenster
				2.00	0.00				
4	C		0.00	0.00	4.00	1.00	0.00	1.26	2.1
				0.00	9.20				
4	J		0.00	0.00	1.70	1.00	0.00	1.26	2.1
				0.00	1.60				
4	I		0.00	0.00	1.10	1.00	0.00	1.26	2.1
				0.00	1.00				
4	C		0.00	629.80	445.00	1.00	1.89	0.50	2.1
				634.40	473.80				
4	J		0.00	0.00	53.80	1.00	1.89	0.50	2.1
				0.00	52.60				
4	I		0.00	0.00	34.80	1.00	1.89	0.50	2.1
				0.00	34.80				
4	C		0.00	254.00	147.10	1.00	5.89	1.50	2.1
				220.20	158.70				
4	J		0.00	0.00	20.90	1.00	5.89	1.50	2.1
				0.00	19.00				
4	J		0.00	0.00	13.60	1.00	5.89	1.50	2.1
				0.00	12.70				

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	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

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 2.09	585.98	0.00	-463.06	354.32	-457.69
2	x0 = 1.81	186.45	-338.55	0.00	388.18	-374.03


Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	354.32	354.32	206.67
2	-499.99	-499.99	-465.38	447.97	913.35	567.73
3	0.00	0.00	-374.03	0.00	374.03	130.42

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	214.36	139.97	-7.69	346.63	354.32	206.67
2	567.73	345.62	0.00	913.35	913.35	567.73
3	190.21	183.82	-59.79	314.24	374.03	130.42
Summe:	972.30	669.40	-67.48	1574.22	1641.71	904.82

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
	max	min	max	min	max	min
g	214.4	214.4	567.7	567.7	190.2	190.2
C	117.8	-6.4	291.6	0.0	152.5	-50.6
I	8.8	0.0	13.6	0.0	0.0	-3.6
J	13.4	-1.3	40.5	0.0	31.3	-5.5
Sum	354.3	206.7	913.4	567.7	374.0	130.4

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!

Durchbiegungen maximale minimale

Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)
1	2.14	0.01 2	0.00	0.00 3
2	1.65	0.00 3	0.81	0.00 2

Ergebnisse für y-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)

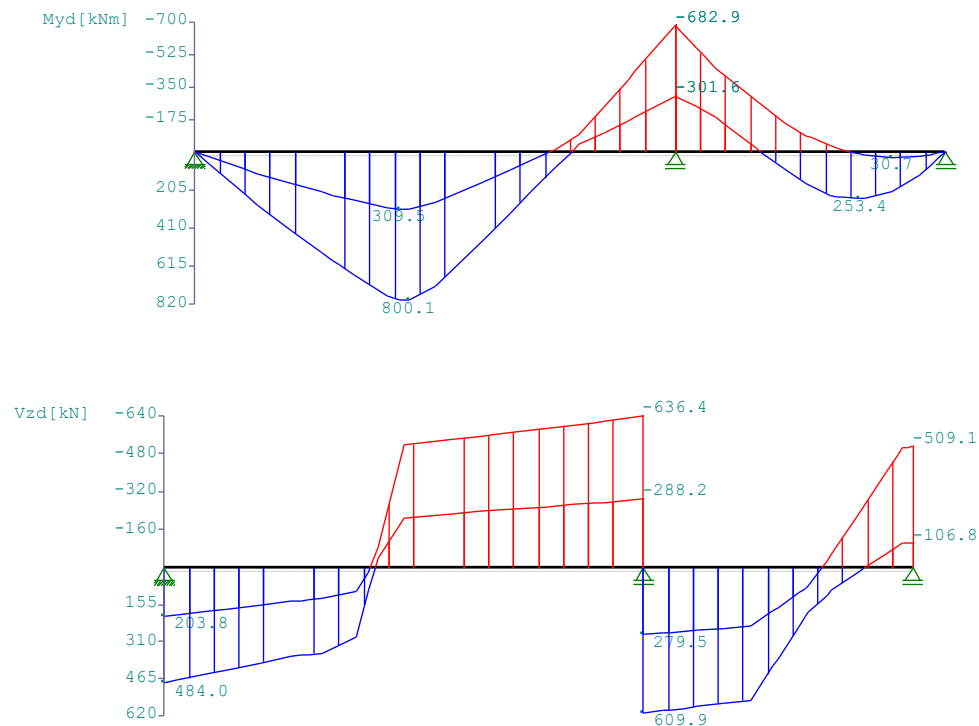
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 2.09	801.86	0.00	-632.28	484.00	-625.89
2 x0 = 1.81	253.79	-457.80	0.00	526.57	-509.05

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	483.99	484.00	203.82
2	-682.89	-682.89	-636.43	609.93	1246.37	567.73
3	0.00	0.00	-509.05	0.00	509.05	106.85



Maßstab 1 : 75



Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146
C25/30 B500A normalduktile

Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
Bewehrungslage: $d_o = 4.4 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 12$
 $d_u = 4.4 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 12$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	26.0	Mauer	direkt
2	80.0	Mauer	direkt
3	30.0	Mauer	direkt

Abminderung der Stützmomente $\leq 15 \text{ ‰}$

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	641.24	5.80	-641.24	5.80	24.0/120.0/24.0/250.0



Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1	2.09	801.9		245.6	0.06	7.3	0.0
	3.60	84.8	84.8	245.6	0.02	5.8	0.0 *
	3.60	-15.7	-15.7	245.6	0.01	0.0	5.8 *
2	1.81	253.8		245.6	0.03	5.8	0.0 *
	1.08	87.6	87.6	245.6	0.02	5.8	0.0 *
	1.08	-160.2	-160.2	245.6	0.03	0.0	5.8 *

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

Am ersten Auflager sind mindestens 17.7 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 16.5 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)
1 re	0.00	0.0					
2 li	0.00	-632.3	-511.2	245.6	0.05	0.0	5.8 *
2 re	0.00	-682.9	-470.1	245.6	0.05	0.0	5.8 *
3 li	0.00	0.0					

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

Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
1 re	2.40	0.97	-513.8	18.4	110.6	1826.8	30.0	2.0~
1 *	2.40	0.97	-513.8	18.4	110.6	1826.8	30.0	2.0~
2 li	2.39	0.97	-514.3	18.4	110.6	1826.8	30.0	2.0~
2 *	2.40	0.97	-513.8	18.4	110.6	1826.8	30.0	2.0~
2 re	1.35	0.97	382.1	18.4	107.4	1826.8	30.0	2.0~
2 *	1.35	0.97	382.1	18.4	107.4	1826.8	30.0	2.0~
3 li	1.34	0.97	375.5	18.4	107.4	1826.8	30.0	2.0~
3 *	1.35	0.97	382.1	18.4	107.4	1826.8	30.0	2.0~

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Fugenbewehrung B500A $c_j = 0.20$ $\mu = 0.60$ $v = 0.20$ (glatt)

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	bw (cm)	vEd (kN/m ²)	vRdj (kN/m ²)	vRdmax (kN/m ²)	asw (cm ² /m)
1 r e	0.00	0.97	483.9	13.0	1559	203	1417#	
	1.39	0.97	367.4	13.0	1184	203	1417	4.07
	2.39	0.97	-508.1	13.0	1637	203	1417#	5.95
2 l i	0.00	0.97	-636.4	13.0	2050	203	1417#	
	1.66	0.97	-551.8	13.0	1777	203	1417#	6.54
2 r e	0.00	0.97	609.9	13.0	1965	203	1417#	
3 l i	0.00	0.97	-509.0	13.0	1640	203	1417#	

In der Fuge evtl. vorhandene Zugspannung ist nicht berücksichtigt !

am Zeilenende: $VRd,max < VEd,max$!!



2.11. UZ EG – Achse 3

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 6,785 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 24 / 130 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$g = 1,3 \times 0,24 \times 25$	$= 7,8 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 0.2		$g = 10 / 4,735$	$= 2,3 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.2		g	$= 17,5 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.10		g	$= 27,5 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 2.4		$g = 49,9 / 0,705$	$= 70,8 \text{ kN/m}$
			$g = 49,9 / (3,26 / \tan 60^\circ)$	$= 26,5 \text{ kN/m}$
	Giebelwand ($H = 3,11 \dots 4,58 \dots 1,82$)		$g(x=0) = (0,24 \times 20 + 0,5) \times 3,11$	$= 16,5 \text{ kN/m}$
			$g(x=0,705) = (0,24 \times 20 + 0,5) \times 3,55$	$= 18,8 \text{ kN/m}$
			$g(x=2,405) = (0,24 \times 20 + 0,5) \times 4,43$	$= 23,5 \text{ kN/m}$
			$g(x=4,92) = (0,24 \times 20 + 0,5) \times 1,82$	$= 9,6 \text{ kN/m}$
	Wand im OG		$g = (0,24 \times 25 + 0,5) \times 4,4$	$= 28,6 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 1.2	q	$= 11,5 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 1.10	q	$= 22,5 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 2.4	$q = 11,4 / 0,705$	$= 16,2 \text{ kN/m}$
			$q = 11,4 / (3,26 / \tan 60^\circ)$	$= 6,1 \text{ kN/m}$
	Schnee	aus Pos. 0.2	$s = 10,3 / 4,375$	$= 2,3 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 2.4	$s = 4,8 / 0,705$	$= 6,8 \text{ kN/m}$
			$s = 4,8 / (3,26 / \tan 60^\circ)$	$= 2,6 \text{ kN/m}$
	Wind	aus Pos. 0.2	$w = 6,6 / 4,375$	$= 1,5 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 2.4	$w = 3,1 / 0,705$	$= 4,4 \text{ kN/m}$
			$w = 3,1 / (3,26 / \tan 60^\circ)$	$= 1,7 \text{ kN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	Achse F:	G = 351,5 kN	Achse E:	G = 393,5 kN
		Q = 133,5 kN		Q = 155,3 kN
		S = 10,2 kN		S = 9,5 kN
		W = 6,6 kN		W = 6,2 kN

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	3Ø20	vorh. $A_s = 9,42 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 7,46 \text{ cm}^2$
	untere Lage	4Ø25	vorh. $A_s = 19,64 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 15,72 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{\text{sw}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 4,31 \text{ cm}^2$



Position: 2.11 UZ EG Achse 5

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)
Maßstab 1 : 50



Stahlbetonträger C25/30 E = 31000 N/mm² DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System Länge Querschnittswerte

Feld	L (m)	bo	ho	b0	h0	bu	hu
------	-------	----	----	----	----	----	----

1	6.79	konstant		24.0	130.0		
---	------	----------	--	------	-------	--	--

Stützeinspannung an den Endauflagern

links : 50.0 %

rechts : 50.0 %

Lutherhaus 2024				Seite: 116		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI			
Genehmigungsplanung				Position: 2.11					

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	E			27.50	22.50	1.00		1.10	
4	E		0.00	17.50	11.50	1.00	0.00 0.71	1.2	
				17.50	11.50				
4	E		0.00	17.50	12.00	1.00	2.41 4.38	1.2	
				17.50	12.00				
4	E		0.00	17.50	12.00	1.00	2.41 4.38	1.2	
				17.50	12.00				
4	E		0.00	70.80	16.20	1.00	0.00 0.71	2.4	
				70.80	16.20				
4	E		0.00	26.50	6.10	1.00	2.41 1.88	2.4	
				26.50	6.10				
4	J	1	0.00	0.00	6.80	1.00	0.00 0.71	2.4	
				0.00	6.80				
4	J	1	0.00	0.00	2.60	1.00	2.41 1.88	2.4	
				0.00	2.60				
4	I	2	0.00	0.00	4.40	1.00	0.00 0.71	2.4	
				0.00	4.40				
4	I	2	0.00	0.00	1.70	1.00	2.41 1.88	2.4	
				0.00	1.70				
4	J		0.00	2.30	2.30	1.00	2.41 4.38	0.2	
				2.30	2.30				
4	I		0.00	0.00	1.50	1.00	2.41 4.38	0.2	
				0.00	1.50				
4	E		0.00	16.50	0.00	1.00	0.00 0.71	W DG	
				18.80	0.00				
4	E		0.00	23.50	0.00	1.00	2.41 4.38	W DG	
				9.60	0.00				
4	E		0.00	28.60	0.00	1.00	0.00 0.71	W OG	
				28.60	0.00				
4	E		0.00	28.60	0.00	1.00	2.41 4.38	W OG	
				28.60	0.00				

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma		= 25.0 kN/m3 berücksichtigt.
--	--	------------------------------

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
E	1	Lagerräume	1.00	0.90	0.80	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	

Ergebnisse für 1-fache Lasten						
Feldmomente Maximum				(kNm , kN)		
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	3.55	578.77	-347.16	-378.01	501.77 -564.95



Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	-347.16	0.00	501.77	501.77	351.47
2	-378.01	0.00	-564.95	0.00	564.95	393.85

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	351.47	150.30	0.00	501.77	501.77	351.47
2	393.85	171.10	0.00	564.95	564.95	393.85
Summe:	745.32	321.40	0.00	1066.72	1066.72	745.32

Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	351.5	351.5	393.9	393.9
E	133.5	0.0	155.3	0.0
I	6.6	0.0	6.2	0.0
J	10.2	0.0	9.5	0.0
Sum	501.8	351.5	565.0	393.9

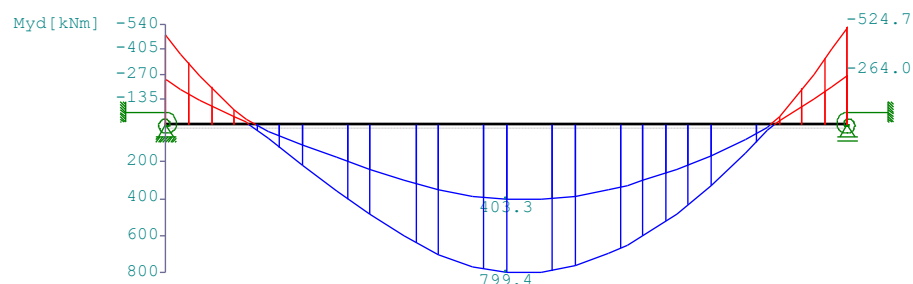
Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!					
Durchbiegungen maximale			minimale		
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)	
1	3.39	0.17	2	0.00	0.00 0

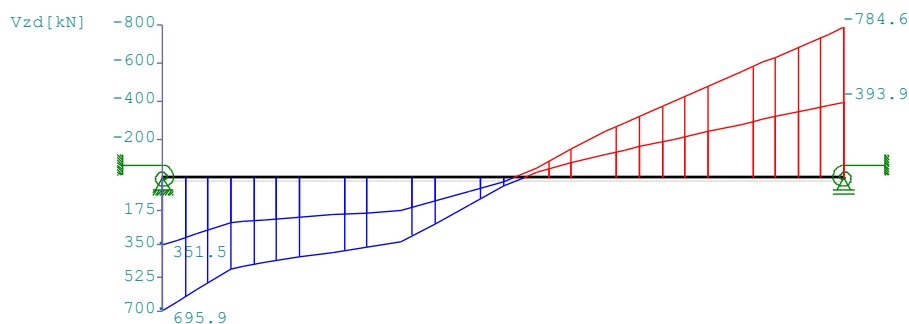
Ergebnisse für y-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G} * K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)					
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 3.55	802.97	-481.98	-524.71	695.95	-784.62

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	-481.98	0.00	695.95	695.95	351.47
2	-524.71	0.00	-784.62	0.00	784.62	393.85

Maßstab 1 : 75





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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C25/30 B500B hochduktil

Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$ Bewehrungslage: $d_o = 4.8 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$ $d_u = 5.1 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 25$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$ Alle Auflager gleich : Beton $b = 30.0 \text{ cm}$ Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	173.39	3.08	-173.39	3.08	24.0/130.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)
1	3.55	803.0		124.9	0.20	15.8	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 17.2 cm² zu verankern.Am letzten Auflager sind mindestens 18.1 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)
1 re	0.15	-482.0	-381.2	125.2	0.10	0.0	6.9
2 li	0.15	-524.7	-409.5	125.2	0.10	0.0	7.5

Querkraftbewehrung B500B DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	k_z	V_{Ed} (kN)	Θ (°)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	a_{max} (cm)	a_{sw} (cm ² /m)
1 re	1.40	0.95	414.5	23.4	106.6	1098.8	30.0	3.5
1 *	2.65	0.93	260.8	23.4	106.6	1078.9	30.0	2.2
2 li	1.40	0.95	-466.2	25.5	106.6	1171.4	30.0	4.3
2 *	2.65	0.92	-167.8	25.5	106.6	1140.6	30.0	2.2~

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).



Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
 Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
 Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90\epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$
 quasi-ständige Kombination

Feld	x	f _{El}	f _{El} φ	f _{El} φ _ε	f _{ElI,g}	f _{ElI}	f _{ElI} φ	f _{ElI} φ _ε	f
1	3.39	0.14	0.27	0.30	0.19	0.27	0.36	0.41	0.41

Vorhandene Längsbewehrung

Feld	erf_A _{s,el}	A _{s,pl}	vorh_A _s
1	15.76		19.64 4Φ25
Stütze			
1	6.94		9.42 3Φ20
2	7.48		9.42 3Φ20

Vorhandene Schubbewehrung

Feld		erf_a _{sw}	vorh_a _{sw}	d	e	s
1	links	3.5	3.6	8	28.0	2
	mitte		3.4	8	30.0	2
	rechts	4.3	4.4	8	23.0	2



2.12. UZ EG – Achse F

<u>Parameter:</u>	System:	Zweifeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff},1} = 2,20 \text{ m}; L_{\text{eff},2} = 4,57 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 24 / 200 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 2,0 \times 0,24 \times 25$	= 12,0 kN/m
	aus Pos. 1.10 (1m Streifen)	$g = 8,25 \times 1,0$	= 8,3 kN/m
	aus Pos. 2.2	$g = 22,4 / 0,65$	= 34,5 kN/m
	aus Pos. 3.3	$g = 57,6 / 0,5$	= 115,2 kN/m
	aus Pos. 3.4	$g = 499,1 / 1,0$	= 499,1 kN/m
	Fassade	$g = (0,115 \times 20 + 0,5) \times 2,0$	= 5,6 kN/m
	Fenster	g	= 2,0 kN/m
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	aus Pos. 1.10 (1m Streifen)	$q = 5 \times 1,0$ = 5,0 kN/m
		aus Pos. 2.2	$q = 4,3 / 0,65$ = 6,6 kN/m
		aus Pos. 3.3	$q = 8,6 / 0,5$ = 17,2 kN/m
		aus Pos. 3.4	$q = 349,5 / 1,0$ = 349,5 kN/m
	Schnee	aus Pos. 2.2	$s = 1,8 / 0,65$ = 2,8 kN/m
		aus Pos. 3.3	$s = 3,6 / 0,5$ = 7,2 kN/m
		aus Pos. 3.4	$s = 38,7 / 1,0$ = 38,7 kN/m
	Wind	aus Pos. 2.2	$w = 1,2 / 0,65$ = 1,8 kN/m
		aus Pos. 3.3	$w = 2,4 / 0,5$ = 4,8 kN/m
		aus Pos. 3.4	$w = 25,0 / 1,0$ = 25,0 kN/m

Nachweis: siehe Programmausdruck

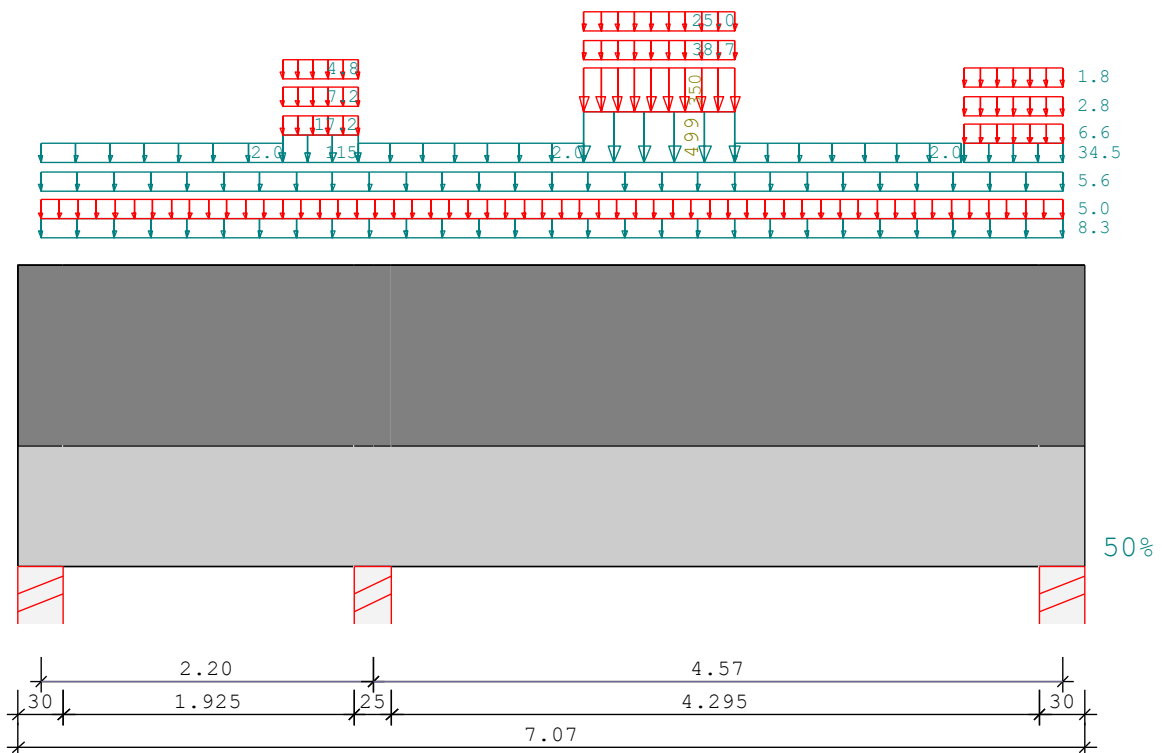
<u>Auflager:</u>	Achse 5:	$G = -92,1 \text{ kN}$	Achse 6:	$G = 589,3 \text{ kN}$	Achse 7:	$G = 266,4 \text{ kN}$
		$Q = 6,0 \text{ kN}$		$Q = 323,1 \text{ kN}$		$Q = 147,1 \text{ kN}$
		$S = 0,4 \text{ kN}$		$S = 35,9 \text{ kN}$		$S = 16,3 \text{ kN}$
		$W = 0,3 \text{ kN}$		$W = 23,3 \text{ kN}$		$W = 10,5 \text{ kN}$

<u>Bewehrung:</u>	Feld 1	obere Lage	2x 2Ø14	vorh. $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 7,39 \text{ cm}^2$
		untere Lage	3Ø14	vorh. $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 0,00 \text{ cm}^2$
		Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{\text{sw}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 3,08 \text{ cm}^2$
	Feld 2	obere Lage	2x 2Ø14	vorh. $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 7,39 \text{ cm}^2$
		untere Lage	3Ø25	vorh. $A_s = 14,73 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 9,31 \text{ cm}^2$
		Bügel	Ø8/10	vorh. $a_{\text{sw}} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 11,17 \text{ cm}^2$


Position: 2.12 UZ EG Achse F

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 50



Eff. mitwirkende Breiten für Bemessung

Stahlbetonträger über 2 Felder C25/30 E = 31000 N/mm²

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

System Länge

Querschnittswerte

Feld	L (m)		QNr.	bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	2.20	konstant	1	24.0	120.0	24.0	200.0		
2	4.57	konstant	1	24.0	120.0	24.0	200.0		

Feld 1 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 2 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Querschnitte mit Arbeitsfugen

QNr. 1 wirks. Fugenbreite bw = 13.0 cm $\mu=0.70$ v = 0.50 rau

Stützeinspannung an den Endauflagern

links : 0.0 %

rechts : 50.0 %



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	E			8.30	5.00	1.00		1.10	
4	E		0.00	115.20	17.20	1.00	1.60 0.50	3.3	
				115.20	17.20				
4	J		0.00	0.00	7.20	1.00	1.60 0.50	3.3	
				0.00	7.20				
4	I		0.00	0.00	4.80	1.00	1.60 0.50	3.3	
				0.00	4.80				
4	E		0.00	499.10	349.50	1.00	3.60 1.00	3.4	
				499.10	349.50				
4	J		0.00	0.00	38.70	1.00	3.60 1.00	3.4	
				0.00	38.70				
4	I		0.00	0.00	25.00	1.00	3.60 1.00	3.4	
				0.00	25.00				
4	E		0.00	34.50	6.60	1.00	6.12 0.65	2.2	
				34.50	6.60				
4	J		0.00	0.00	2.80	1.00	6.12 0.65	2.2	
				0.00	2.80				
4	I		0.00	0.00	1.80	1.00	6.12 0.65	2.2	
				0.00	1.80				
4	E		0.00	2.00	0.00	1.00	0.00 1.60	Fenster	
				2.00	0.00				
4	E		0.00	2.00	0.00	1.00	2.10 1.50	Fenster	
				2.00	0.00				
4	E		0.00	2.00	0.00	1.00	4.60 1.50	Fenster	
				2.00	0.00				
1	E			5.60	0.00	1.00		Fassade	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
E 1		Lagerräume	1.00	0.90	0.80	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

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 0.00	0.00	0.00	-289.92	-92.09	-210.07
2	x0 = 2.04	572.65	-495.53	-314.87	648.56	-440.46



Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	-185.55	-85.38	-185.55
2	-497.98	-497.98	-322.42	649.25	971.67	589.33
3	-314.87	0.00	-440.46	0.00	440.46	265.74

Auflagerkräfte						(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	-92.09	6.71	-93.46	-178.84	-85.38	-185.55
2	589.33	382.33	0.00	971.67	971.67	589.33
3	266.43	174.03	-0.69	439.77	440.46	265.74
Summe:	763.67	563.08	-94.15	1232.60	1326.74	669.52

Auflagerkräfte						(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
EG	max	min	max	min	max	min
g	-92.1	-92.1	589.3	589.3	266.4	266.4
E	6.0	-79.5	323.1	0.0	147.1	-0.5
I	0.3	-5.5	23.3	0.0	10.5	-0.1
J	0.4	-8.5	35.9	0.0	16.3	-0.1
Sum	-85.4	-185.5	971.7	589.3	440.5	265.7

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!					
Durchbiegungen maximale			minimale		
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)	
1	2.20	0.00 8	1.32	0.00	3
2	2.29	0.02 3	4.57	0.00	2

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

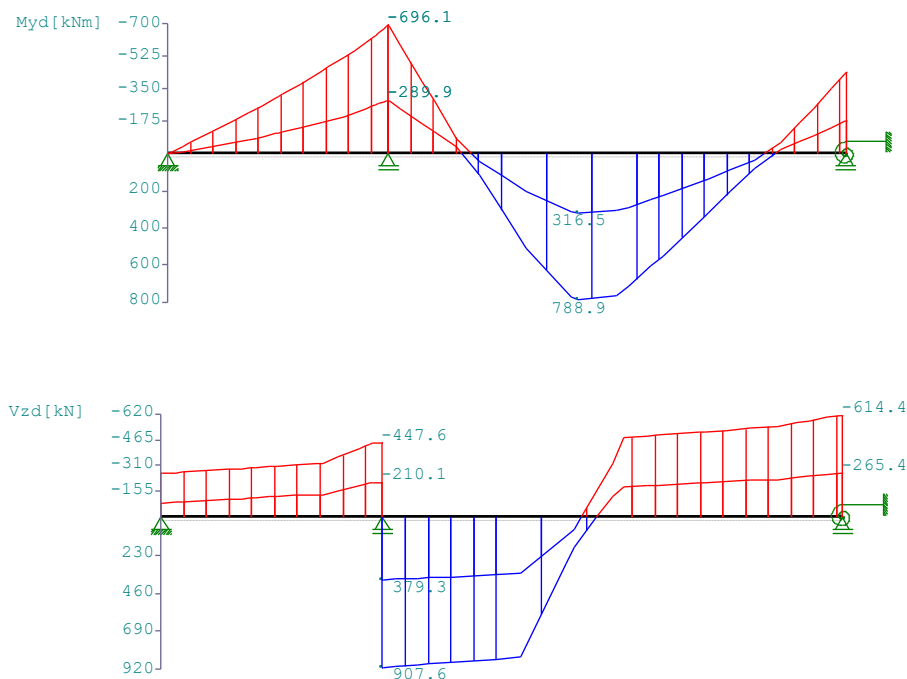
Feldmomente Maximum (kNm , kN)					
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 0.00	0.00	0.00	-391.40	-124.32	-283.59
2 x0 = 2.04	801.57	-692.57	-440.30	906.58	-614.39

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	-261.22	-82.19*	-261.22*
2	-696.11	-696.11	-447.55	907.57	1355.13	589.33
3	-440.30	0.00	-614.39	0.00	614.39	265.43

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



Maßstab 1 : 75



Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146
C25/30 B500B hochduktil

Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
Bewehrungslage: $d_o = 4.5 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 14$
 $d_u = 4.8 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$
Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.
Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	30.0	Beton	direkt
2	25.0	Beton	direkt
3	30.0	Beton	direkt

Abminderung der Stützmomente $\leq 30 \text{ ‰}$

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	410.39	4.67	-410.39	4.67	24.0/120.0/24.0/200.0



Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1	0.00	0.0		195.2			
	1.10	-217.1	-217.1	195.5	0.04	0.0	4.7 *
2	2.04	801.6		195.2	0.09	9.3	0.0

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)
 Am ersten Auflager sind mindestens 10.4 cm² zu verankern.
 Am letzten Auflager sind mindestens 20.8 cm² zu verankern.
 Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2$ 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)
1 re	0.00	0.0					
2 li	0.12	-692.6	-444.4	195.5	0.06	0.0	5.1
2 re	0.12	-692.6	-640.6*	195.5	0.08	0.0	7.4
3 li	0.15	-440.3	-349.3	195.5	0.05	0.0	4.7 *

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

Stützbewehrung:Nachweis EN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
2	0.00	-696.1	-675.2	-620.9	0.07	9.3	7.2

Stütze Nr.	Myd,l,el (kNm)	Myd,r,el (kNm)	Myd,pl (kNm)	Vd,l,el (kN)	Vd,l,pl (kN)	Vd,r,el (kN)	Vd,r,pl (kN)
1	0.0	0.0	0.0	0	0	-261	-242
2	-696.1	-696.1	-675.2	-448	-438	908	903
3	-440.3	-440.3	0.0	-614	-618	0	0

Stützbewehrung:Nachweis der RotationsfähigkeitEN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	Øvorh. (rad*1000)	Øzul (rad*1000)
2	0.00	-696.11	-675.22	-620.88	0.00	3.69

Querkraftbewehrung B500B DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
1 re	1.10	0.97	-302.6	18.4	88.9	1443.6	30.0	2.0~
1 *	1.10	0.97	-302.6	18.4	88.9	1443.6	30.0	2.0~
2 li	1.09	0.97	-303.0	18.4	88.9	1443.6	30.0	2.0~
2 *	1.10	0.97	-302.6	18.4	88.9	1443.6	30.0	2.0~
2 re	2.08	0.97	-55.0	18.4	105.5	1441.3	30.0	2.0~
2 *	2.29	0.97	-325.8	18.4	105.5	1441.3	30.0	2.0~
3 li	2.11	0.97	-484.2	18.4	105.5	1441.3	30.0	2.0
3 *	2.29	0.97	-329.4	18.4	105.5	1441.3	30.0	2.0~

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).


 Fugenbewehrung B500B $c_j = 0.40$ $\mu = 0.70$ $v = 0.50$ (rau)

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	bw (cm)	vEd (kN/m ²)	vRdj (kN/m ²)	vRdmax (kN/m ²)	asw (cm ² /m)
1 r e	0.00	0.97	-261.3	13.0	1065	407	3542	
	0.90	0.97	-295.2	13.0	1203	407	3542	2.84
2 l i	0.00	0.97	-447.5	13.0	1824	407	3542	
	0.88	0.97	-311.9	13.0	1271	407	3542	3.08
2 r e	0.00	0.97	907.5	13.0	3700	407	3542#	
	0.88	0.97	867.9	13.0	3544	407	3542#	11.17
	1.88	0.97	212.9	13.0	869	407	3542	1.65
3 l i	0.00	0.97	-614.3	13.0	2504	407	3542	
	0.90	0.97	-534.9	13.0	2184	407	3542	6.33
	1.90	0.97	-489.8	13.0	2000	407	3542	5.67

In der Fuge evtl. vorhandene Zugspannung ist nicht berücksichtigt !

am Zeilenende: vRd,max < vEdmax !!

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

 Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

 Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$

quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI η_g	fEI η	fEI $\eta\phi$	fEI $\eta\phi\epsilon$	f
1	1.31	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.01
2	2.24	0.01	0.04	0.05	0.01	0.02	0.06	0.06	0.06


2.13. dgl UZ EG – Auflager Pos. 1.12

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 2,64 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 25 / 25 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,25 \times 0,25 \times 25$	$= 1,6 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.12	g	$= 18,7 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	$q = 2,0 \times 0,25$	$= 0,13 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.12	q	$= 11,7 \text{ kN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

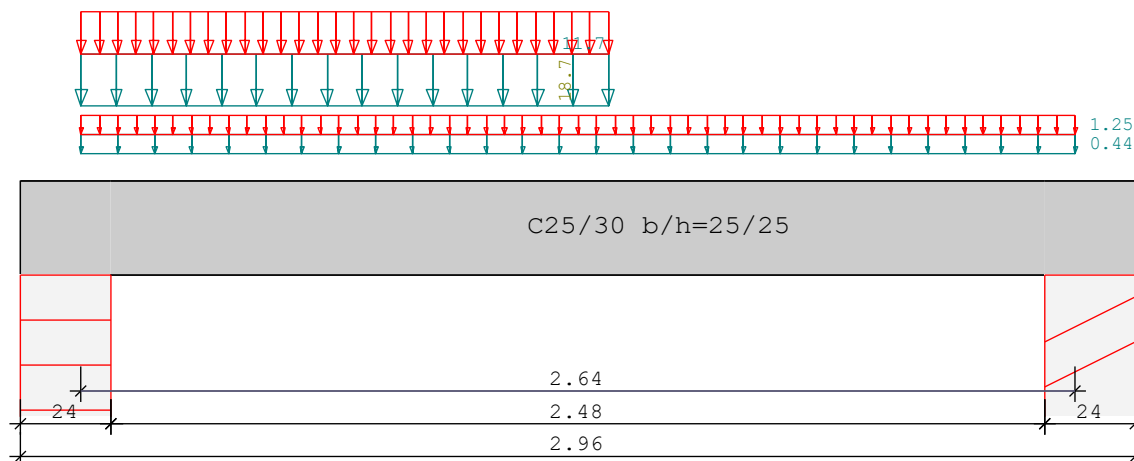
<u>Auflager:</u>	Achse 7:	$G = 21,9 \text{ kN}$	Achse 8:	$G = 9,6 \text{ kN}$
		$Q = 13,7 \text{ kN}$		$Q = 6,0 \text{ kN}$

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	2Ø10	vorh. $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 0,81 \text{ cm}^2$
	untere Lage	3Ø14	vorh. $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 3,24 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/15, n=1	vorh. $a_{\text{sw}} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 2,05 \text{ cm}^2/\text{m}$

Position: 2.13 dgl. UZ

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 20

Stahlbetonträger C25/30 E = 31000 N/mm² DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)	bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	2.64	konstant		25.0	25.0		

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 E		1.75	5.00	0.25			
4 E	0.00	18.70	11.70	1.00	0.00	1.40	1.12
		18.70	11.70				

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
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

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld	Mf	M li	M re	V li	V re	
1 x0 = 1.06	18.79	0.00	0.00	35.57	-15.57	

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	35.56	35.57	21.88
2	0.00	0.00	-15.57	0.00	15.57	9.58



Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	21.88	13.69	0.00	35.57	35.57	21.88
2	9.58	5.99	0.00	15.57	15.57	9.58
Summe:	31.46	19.68	0.00	51.14	51.14	31.46

Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	21.9	21.9	9.6	9.6
E	13.7	0.0	6.0	0.0
Sum	35.6	21.9	15.6	9.6

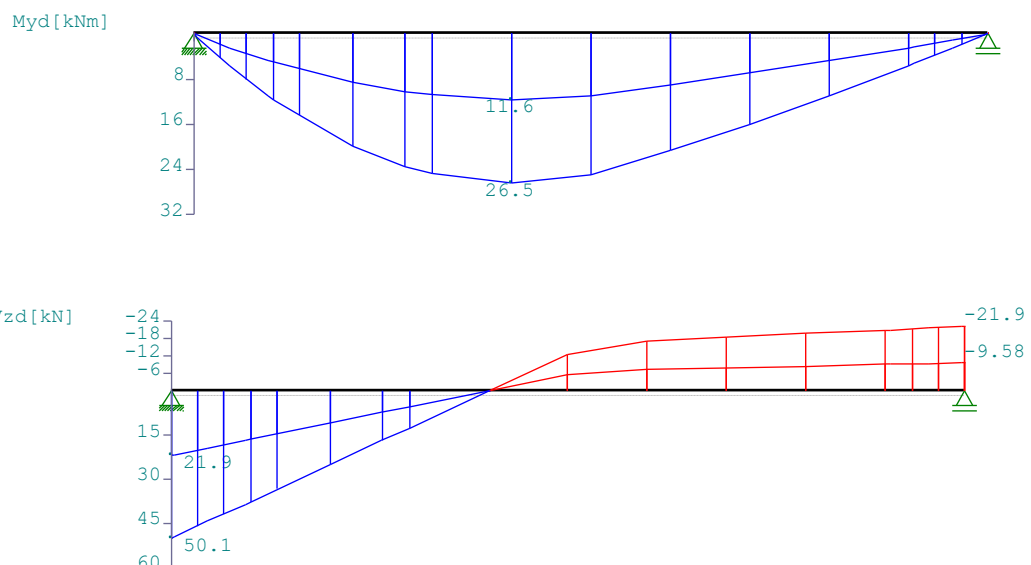
Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!						
Durchbiegungen maximale			minimale			
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)		
1	1.32	0.12	2	2.64	0.00	0

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

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld	x0 =	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	1.06	26.46	0.00	0.00	50.07	-21.93

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	50.07	50.07	21.88
2	0.00	0.00	-21.92	0.00	21.93	9.58

Maßstab 1 : 25





Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
 FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146
 C25/30 B500B hochduktil

Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
 Bewehrungslage: $d_o = 4.4 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 12$
 $d_u = 4.5 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 14$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
 Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	24.0	Mauer	direkt
2	24.0	Beton	direkt

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	6.68	0.72	-6.68	0.72	25.0/25.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)
1	1.06	26.5		20.5	0.24	3.2	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 1.6 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 0.8 cm² zu verankern.

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

Querkraftbewehrung B500B DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	k_z	V_{Ed} (kN)	Θ (°)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	a_{max} (cm)	a_{sw} (cm ² /m)
1 re	0.29	0.67	36.6	18.4	28.8	109.2	17.5	2.1~
1 *	0.49	0.67	26.9	18.4	28.8	109.2	17.5	2.1~
2 li	0.29	0.67	-20.6	18.4	28.8	109.2	17.5	2.1~
2 *	0.49	0.67	-19.7	18.4	28.8	109.2	17.5	2.1~

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$
 quasi-ständige Kombination

Feld	x	f_{EI}	$f_{EI\phi}$	$f_{EI\phi\epsilon}$	$f_{EI\ell,g}$	$f_{EI\ell}$	$f_{EI\ell\phi}$	$f_{EI\ell\phi\epsilon}$	f
1	1.32	0.11	0.32	0.40	0.21	0.39	0.60	0.74	0.74

Vorhandene Längsbewehrung

Feld	erf $A_{s,el}$	$A_{s,pl}$	vorh A_s
1	3.24		4.62 3Φ14
Stütze			
1	0.00		2.26 2Φ12
2	0.00		2.26 2Φ12



Vorhandene Schubbewehrung

	Feld	erf_asw	vorh_asw	d	e	s
1	links	2.1	5.9	8	17.0	2
	mitte		5.9	8	17.0	2
	rechts	2.1	5.9	8	17.0	2


2.14. dgl UZ EG – Auflager Pos. 1.12 und 6.1

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 2,4 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 50 / 25 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,25 \times 0,25 \times 25$	$= 1,6 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.12	g	$= 18,7 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 6.1	g	$= 28,5 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	$q = 2,0 \times 0,25$	$= 0,13 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.12	q	$= 11,7 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 6.1	q	$= 13,5 \text{ kN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

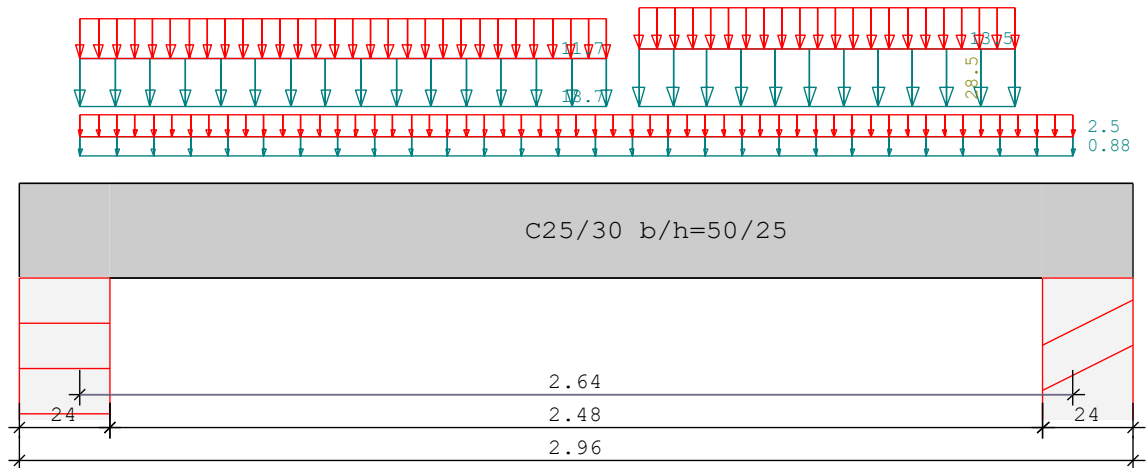
<u>Auflager:</u>	Achse 7:	$G = 31,6 \text{ kN}$	Achse 8:	$G = 33,7 \text{ kN}$
		$Q = 18,7 \text{ kN}$		$Q = 17,8 \text{ kN}$

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	2Ø10	$\text{vorh. } A_s = 1,57 \text{ cm}^2$	$\geq$	$\text{erf. } A_s = 1,45 \text{ cm}^2$
	untere Lage	6Ø14	$\text{vorh. } A_s = 9,24 \text{ cm}^2$	$\geq$	$\text{erf. } A_s = 5,80 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/15	$\text{vorh. } a_{\text{sw}} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	$\text{erf. } a_{\text{sw}} = 4,10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Position: 2.14 dgl. UZ

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 20

Stahlbetonträger C25/30 E = 31000 N/mm² DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System Länge Querschnittswerte

Feld	L (m)	bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	2.64	konstant		50.0	25.0		

Trägerbezogene Lasten (kN,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
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 E		1.75	5.00	0.50			
4 E	0.00	18.70	11.70	1.00	0.00	1.40	1.12
		18.70	11.70				
4 E	0.00	28.50	13.50	1.00	1.49	1.00	6.1
		28.50	13.50				

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
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

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re
1 x0 = 1.36	34.25	0.00	0.00	50.28	-51.44

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	50.28	50.28	31.59
2	0.00	0.00	-51.44	0.00	51.44	33.65



Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	31.59	18.69	0.00	50.28	50.28	31.59
2	33.65	17.79	0.00	51.44	51.44	33.65
Summe:	65.24	36.48	0.00	101.72	101.72	65.24

Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	31.6	31.6	33.7	33.7
E	18.7	0.0	17.8	0.0
Sum	50.3	31.6	51.4	33.7

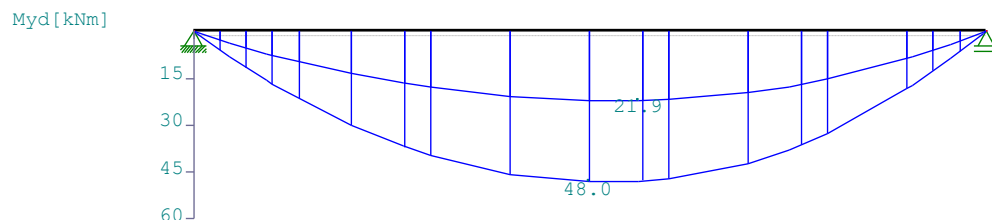
Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!						
Durchbiegungen maximale			minimale			
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb		x (m)	f (cm)	
1	1.32	0.12	2	0.00	0.00	0

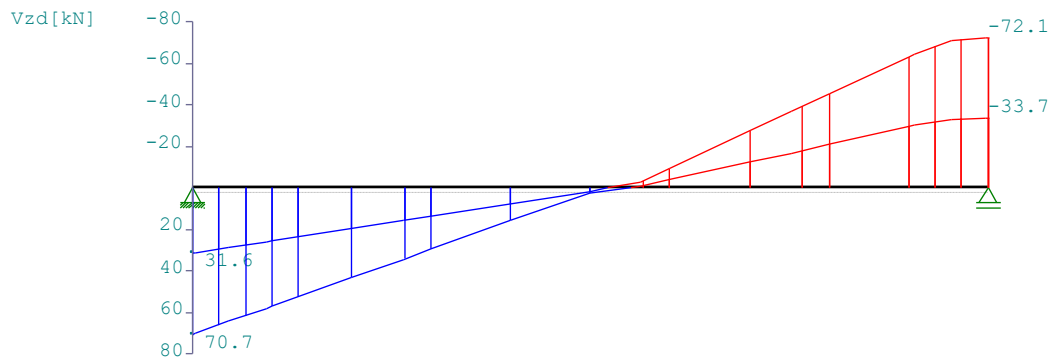
Ergebnisse für y-fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{F_i} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.36	48.08	0.00	0.00	70.68	-72.12

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	70.67	70.68
2		0.00	0.00	-72.12	0.00	72.12

Maßstab 1 : 25





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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C25/30 B500B hochduktil

Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$

Bewehrungslage: $d_o = 4.3 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 10$

$d_u = 4.5 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 14$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf A_s enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	24.0	Mauer	direkt
2	24.0	Beton	direkt

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	13.36	1.45	-13.36	1.43	50.0/25.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)
1	1.36	48.1		20.5	0.22	5.8	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 2.3 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.

Querkraftbewehrung B500B DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	k_z	V_{Ed} (kN)	Θ (°)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	a_{max} (cm)	a_{sw} (cm ² /m)
1 re	0.29	0.67	55.9	18.4	57.5	218.3	17.5	4.1~
1 *	0.49	0.67	45.2	18.4	57.5	218.3	17.5	4.1~
2 li	0.29	0.67	-61.9	18.4	57.5	218.3	17.5	4.1~
2 *	0.49	0.67	-48.0	18.4	57.5	218.3	17.5	4.1~

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).



Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
 Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
 Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$
 quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI l_g	fEI l	fEI $l\phi$	fEI $l\phi\epsilon$	f
1	1.32	0.11	0.34	0.43	0.23	0.40	0.62	0.78	0.78

Vorhandene Längsbewehrung

Feld	erf_A _{s,el}	A _{s,pl}	vorh_A _s
1	5.81		9.24 6 Φ 14
Stütze			
1	0.00		1.57 2 Φ 10
2	0.00		1.57 2 Φ 10

Vorhandene Schubbewehrung

Feld		erf_a _{sw}	vorh_a _{sw}	d	e	s
1	links	4.1	11.8	8	17.0	4
	mitte		11.8	8	17.0	4
	rechts	4.1	11.8	8	17.0	4


2.15. dgl. UZ EG – Achse F – G

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 1,4 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 25 / 25 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,25 \times 0,25 \times 25$	$= 1,6 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.13	g	$= 13,8 \text{ kN/m}$
	Brüstung OG	$g = (0,24 \times 20 + 0,115 \times 20 + 0,5) \times 0,95$	$= 7,2 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	aus Pos. 1.13	$q = 6,3 \text{ kN/m}$

Nachweis: geringe Beanspruchung → ohne weiteren Nachweis

<u>Auflager:</u>	ständige Last	G	$= 15,8 \text{ kN}$
	veränderliche Last	Q	$= 4,4 \text{ kN/m}$

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	2Ø10	vorh. $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$
	untere Lage	3Ø12	vorh. $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/15	vorh. $a_{\text{sw}} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$



3. Stützen

3.1. Stahlbetonstütze OG – Achse E

<u>Parameter:</u>	System:	Pendelstütze		
	Abmessung:	L = 4,25 m		
	Querschnitt:	b/h = 50/24		
	Material:	Beton	C25/30	
		Betonstahl	B500B	
	Expositionsklasse:	XC1	$c_{nom} = 3,0$ cm	
<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$G = 0,5 \times 0,24 \times 4,25 \times 25$	= 12,8 kN
	aus Pos. 2.1		G	= 314,9 kN
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 2.1	Q	= 222,5 kN
	Schnee	aus Pos. 2.1	S	= 26,9 kN
	Wind	aus Pos. 2.1	W	= 17,4 kN
<u>Nachweis:</u>	siehe Programmausdruck			
<u>Auflager:</u>	ständige Lasten		G = 327,7 kN	
	Veränderliche Lasten	Nutzlast	Q = 222,5 kN	
		Schnee	S = 26,9 kN	
		Wind	W = 17,4 kN	
<u>Bewehrung:</u>	Längs	6Ø12	vorh. $A_s = 6,79$ cm ²	≥ erf. $A_s = 2,85$ cm ²
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{sw} = 5,03$ cm ² /m	≥ erf. $a_{sw} = 2,0$ cm ²



Position: 3.1 Stütze OG Achse E

Stahlbetonstütze (x64) B5+ 01/23A (FRILO R-2023-1/P02)

Grundparameter

Berechnungsgrundlagen

- Pendelstütze in z-Richtung (einachsige Berechnung), Rechteck, in z-Richtung beansprucht
- Materialien C 25/30, B500A

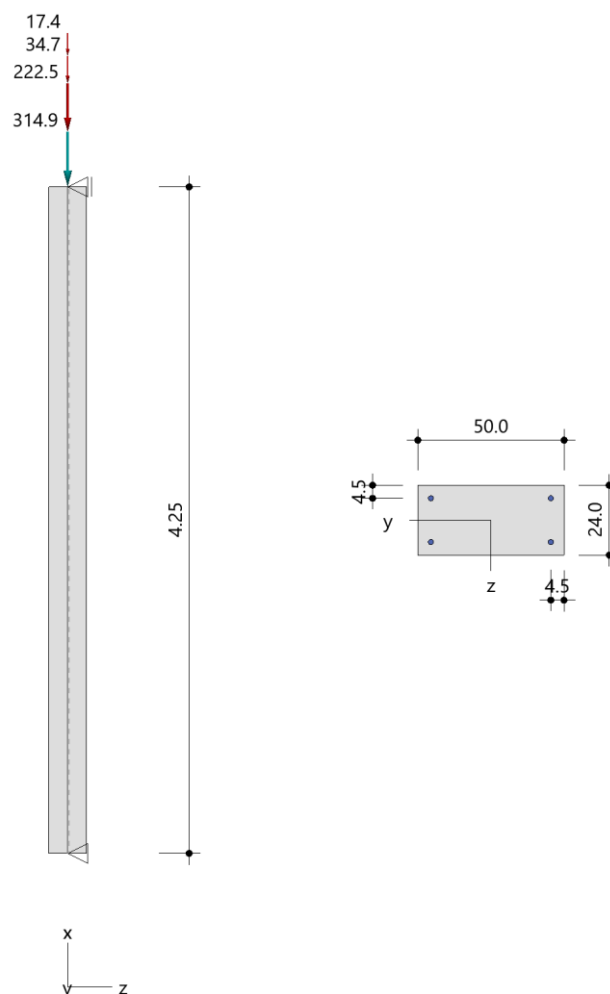
Norm und Sicherheitskonzept

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 $\gamma_{G,inf}$)

System

Systemgrafik 2D

Maßstab 1 : 48.6



Lutherhaus 2024

Genehmigungsplanung

Seite: 140

Position: 3.1

INGENIEURBÜRO BAUWESEN

Krüger, Jungmann und Partner GmbH

Beratende Ingenieure VBI

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff

X0

Bewehrungskorrosion

XC1

Mindestbetonklasse

C 16/20

Bügel

$d_{s,b} = 8 \text{ mm}$

Längsbewehrung

$d_{s,l} = 14 \text{ mm}$

Vorhaltemaß

$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$

Bügel

$c_{min,b} = 10 \text{ mm}$

Betondeckung

$c_{nom,b} = 20 \text{ mm}$

Längsbewehrung

$c_{min,l} = 14 \text{ mm} \cdot 5$

Betondeckung

$c_{nom,l} = 28 \text{ mm} \cdot 1$

Verlegemaß Bügel

$c_{v,b} = 20 \text{ mm}$

zul. Rissbreite

$w_{max} = 0.40 \text{ mm}$

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

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl

Umgebungsbedingungen:

Luftfeuchte

LU = 50 %

Zementtyp ZEM_N_R

Belastungsalter

$t_0 = 28 \text{ Tage}$

Endkriechzahl

$\phi(t_0, \infty) = 2.72$

Materialauswahl

Beton C 25/30

$f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$

$E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl B500A

$f_{yk} = 500.00 \text{ N/mm}^2$

$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

$k(f_t/f_y) = 1.05$

$\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ ‰}$

Bügel und Längsbewehrung

Material Bemessungswerte

Bemessungssituation	Beton C 25/30			Betonstahl B500A		
	$\alpha_{cc} = 0.85 \alpha_{ct} = 0.85$					
	γ_c	f_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	γ_s	f_{vd} [N/mm ²]	$f_{td} = f_{tk,cal}/\gamma_s$ [N/mm ²]
ständig/vorübergehend	1.50	14.17	1.02	1.15	434.78	456.52

Systemkennwerte

Abmessungen / statisches System

Pendelstütze in z-Richtung (einachsige Berechnung)

Stützhöhe

$l = 4.25 \text{ m}$

Querschnitt

$b_v/d_z = 50.0/24.0 \text{ cm}$

$b_1/d_1 = 4.5/4.5 \text{ cm}$

Bewehrungsanordnung (kalt)

1/4 je Ecke

Bewehrungsanordnung (Brand)

wie Bewehrungsbild

Lagerbedingungen

Lage	u_z [kN/m]	ϕ_z [kNm/rad]
Kopfpunkt	starr	
Fußpunkt	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. E: Lagerflächen	1.00	0.90	0.80		1.500
Windlasten	0.60	0.20	0.00		1.500
Schnee H < 1000 m	0.50	0.20	0.00		1.500
ständig				1.000	1.350

Lutherhaus 2024			Seite: 141		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI					
Genehmigungsplanung			Position: 3.1							

Punktlasten									
Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e _z [cm]	F _z [kN]	M _v [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
1	Stützenkopf		314.9				ständig Kat. E Schnee Wind		
2	Stützenkopf		222.5						
3	Stützenkopf		17.4						
4	Stützenkopf		34.7						

Punktlasten (Stützeigengewicht)									
Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e _z [cm]	F _z [kN]	M _v [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
*	Stützenkopf		12.8				ständig		

Berechnungsoptionen

Berechnungsoptionen

- Ansatz Eigengewicht am Stützenabschnittskopf
- Jeder Stützenabschnitt wird intern in 6 Unterelemente unterteilt
- Es wird ausschließlich das Ausweichen in globaler z-Richtung untersucht

Bemessungsoptionen

- Lastniveau für Kriecheffekte: quasi-ständige Bemessungssituation
- Langzeitauswirkungen werden über Ansatz des irreversiblen Anteils der Kriechbiegelinie als spannungsfreie Anfangsverformung erfasst
- Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (über Arbeitslinie Stahl, basierend auf f_{ct,m}) wird im GZG berücksichtigt
- 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 bei kleinen Bewehrungsgraden ist aktiviert

Ergebnisse

Kleinste Lastverzweigungsfaktoren

min N_{cr}/N = 11,60 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
Stützeigengewicht	1.35	1.00	1.35
V = 314,9 kN (ständig)	1.35	1.00	1.35
V = 222,5 kN (Kat. E)	1.50		
V = 17,4 kN (Schnee)	0.75		
V = 34,7 kN (Wind)	1.50		

Schlankheiten, Ausmitten und Kriecheffekte

LK	Abschnitt	Art	s _{k,z} [m]	λ _z	λ _{lim,z}	e _{i,z} [cm]	φ _∞	f _{red}
1	1	Stütze	4.25	61.3	25.0	1.0	2.723	0.686

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

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm ²]	Versagensart
1	4.25	-841.2	0.00	0.24	2.9 ¹⁾	Querschnitt
	3.54	-841.2	6.71	0.24	2.9 ¹⁾	
	2.83	-841.2	11.67	0.24	2.9 ¹⁾	
	2.13	-841.2	13.27	0.24	2.9 ¹⁾	
	1.42	-841.2	11.67	0.24	2.9 ¹⁾	
	0.71	-841.2	6.71	0.24	2.9 ¹⁾	
	0.00	-841.2	0.00	0.24	2.9 ¹⁾	

Lutherhaus 2024				Seite: 142		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI			
Genehmigungsplanung				Position: 3.1					

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm²]	Versagensart	
1 : Mindestlängsbewehrung nach EN 1992-1-1, 9.5.2 (2)							

Auflagerreaktionen - Extremwerte aus allen berechneten Überlagerungen (ständig/vorübergehend)						
Lager	Höhe [m]	A _{d,v} [kN]	H _{d,z} [kN]	M _{d,v} [kNm]	LK	
Abschnitt 1	4.25		0.02	0.00	2	
Fußpunkt	0.00	327.6	0.0	0.00	2	
		841.2	0.0	0.00	1	
		442.3	0.0	0.00	3	

Gebrauchstauglichkeit - Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6)	
Angesetzte Bewehrungsflächen für die Nachweise im GZG	
Abschnitt	angenommen A _s [cm²]
1	2.9

Untersuchte Lastkombinationen (charakteristische Bemessungssituation)			
Last	LK 1	LK 2	
Stützeigengewicht	1.00	1.00	
V = 314,9 kN (ständig)	1.00	1.00	
V = 222,5 kN (Kat. E)	1.00		
V = 17,4 kN (Schnee)	0.50		
V = 34,7 kN (Wind)	1.00		

Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = ∞)							
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	f _z [cm]	f _{z,lim} [cm]	η	
1	4.25	-593.6	0.00	0.0			
1	3.54	-593.5	0.00	0.0			
1	2.83	-593.6	0.00	0.0			
1	2.13	-593.6	0.00	0.0			
1	1.42	-593.6	0.00	0.0			
1	0.71	-593.6	0.00	0.0			
1	0.00	-593.6	0.00	0.0			

Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = 0)							
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	f _z [cm]	f _{z,lim} [cm]	η	
1	4.25	-593.6	0.00	0.0			
1	3.54	-593.5	0.00	0.0			
1	2.83	-593.6	0.00	0.0			
1	2.13	-593.6	0.00	0.0			
1	1.42	-593.6	0.00	0.0			
1	0.71	-593.6	0.00	0.0			
1	0.00	-593.6	0.00	0.0			

Begrenzung der Stahlzugspannung - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = ∞)								
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	Φ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm²]	η
1	4.25	-593.6	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00
1	3.54	-593.5	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00
1	2.83	-593.6	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00
1	2.13	-593.6	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00



	LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	ϕ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm ²]	n
	1	1.42	-593.6	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00
	1	0.71	-593.6	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00
	1	0.00	-593.6	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00

1 : $\sigma_{s,lim} = 0,80 * f_{y,k}$ (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 _{v,d} [kNm]	ϕ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm ²]	η
1	4.25	-593.6	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00
1	3.54	-593.5	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00
1	2.83	-593.6	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00
1	2.13	-593.6	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00
1	1.42	-593.6	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00
1	0.71	-593.6	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00
1	0.00	-593.6	0.00	0.00	-0.157	-31.35	400.00	0.00

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

Untersuchte Lastkombinationen (quasi-ständige Bemessungssituation)

Last	LK 1	LK 2
Stützeigengewicht	1.00	1.00
V = 314,9 kN (ständig)	1.00	1.00
V = 222,5 kN (Kat. E)	0.80	
V = 17,4 kN (Schnee)		
V = 34,7 kN (Wind)		

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

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	ε _c [‰]	σ _c [N/mm ²]	σ _{c,lim} ¹⁾ [N/mm ²]	vorh f _{φ,nl}	erf f _{φ,nl}	n
1	4.25	-505.7	0.00	-0.135	-4.17	-11.25	1.00		0.37
1	3.54	-505.7	0.00	-0.135	-4.17	-11.25	1.00		0.37
1	2.83	-505.7	0.00	-0.135	-4.17	-11.25	1.00		0.37
1	2.13	-505.7	0.00	-0.135	-4.17	-11.25	1.00		0.37
1	1.42	-505.7	0.00	-0.135	-4.17	-11.25	1.00		0.37
1	0.71	-505.7	0.00	-0.135	-4.17	-11.25	1.00		0.37
1	0.00	-505.7	0.00	-0.135	-4.17	-11.25	1.00		0.37

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

**Brandwiderstand nach EN 1992-1-2, Methode A, Abs. 5.3.2**Überlagerung: $1,00 \cdot g + 1,00 \cdot L1 + 0,80 \cdot L2 + 0,20 \cdot L4$

$$\begin{aligned} A_{s,kalt} &= 2.9 \text{ cm}^2 & R(A_{s,kalt}) &= 106 \text{ min} \\ N_{Ed} &= -512.6 \text{ kN} & \mu_{fi} &= 0.583 \\ N_{Rd} &= -878.8 \text{ kN} \\ M_{Ryd} &= 44.96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\beta_{sk,fi} = 0.500$$

Der folgende Nachweis der Brandwiderstandsdauer gilt für $A_{s,fi} = 2.9 \text{ cm}^2$.**Brandschutz: R 90, Branddauernachweis nach Gleichung 5.7**

$$\begin{aligned} \omega &= A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) &= 2.90 \cdot 43.48 / (1200.00 \cdot 1.42) &= 0.07 \\ b' &= 1.2 \cdot \min(b, h) &= 1.2 \cdot 240.0 &= 288.0 \text{ mm} \\ a_{cc} &= \text{Abminderungsfaktor} &= 0.85 \\ l_{0,fi,max} &= \text{Ersatzlänge; } 2m \leq l_{0,fi,max} \leq 6 \text{ m} &= 2.13 \text{ m} \\ R_{\eta fi} &= 83 \cdot [1.00 - \mu_{fi} \cdot (1 + \omega) / ((.85 / \alpha_{cc}) + \omega)] &= 83 \cdot [1.00 - 0.58 \cdot (1 + 0.07) / ((.85 / 0.85) + 0.07)] &= 34.6 \\ R_a &= 1.60(a - 30) &= 1.60 \cdot (45 - 30) &= 24.0 \text{ mm} \\ R_l &= 9.60(5 - l_{0,fi}) &= 9.60 \cdot (5 - 2.13) &= 27.60 \text{ mm} \\ R_b &= 0.09 \cdot b' &= 0.09 \cdot 288.00 &= 25.9 \text{ mm} \\ R_n &= \text{nur 4 Eckstäbe vorhanden} &= 0 \\ R &= 120 \cdot [R_{\eta fi} R_a + R_l + R_b + R_n] / 120^{1.8} &= 120 \cdot [(34.6 + 24.0 + 27.60 + 25.92 + 0) / 120]^{1.8} &= 106.2 \text{ min} \end{aligned}$$

Stützenlänge	$l = 2.13 \text{ m} \leq l_{max} = 6.00 \text{ m}$	$\eta = 0.35 \checkmark$
Achsabstand	$a = 4.5 \text{ cm} \leq a_{max} = 8.0 \text{ cm}$	$\eta = 0.56 \checkmark$
Verhältnis	$b/h = 2.08 \leq b/h_{max} = 4.00$	$\eta = 0.52 \checkmark$
Verhältnis	$A_s/A_c = 0.002 < A_s/A_{c,max} = 0.04$	$\eta = 0.06 \checkmark$
$1.2 \cdot \min(b, h)$	$b' = 288 \text{ mm} \leq b'_{max} = 450 \text{ mm}$	$\eta = 0.64 \checkmark$
Branddauer	$R = 106.2 \text{ min} \geq R_{min} = 90 \text{ min}$	$\eta = 0.85 \checkmark$

Die Stütze kann in die Feuerwiderstandsklasse R 90 eingestuft werden.



3.2. Stahlbetonstütze OG – Achse E

<u>Parameter:</u>	System:	Pendelstütze		
	Abmessung:	L = 4,25 m		
	Querschnitt:	b/h = 150/24		
	Material:	Beton	C25/30	
		Betonstahl	B500B	
	Expositionsklasse:	XC1	$c_{nom} = 3,0 \text{ cm}$	
<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$G = 1,5 \times 0,24 \times 4,25 \times 25$	= 38,3 kN
	aus Pos. 2.1		G	= 381,0 kN
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 2.1	Q	= 220,7 kN
	Schnee	aus Pos. 2.1	S	= 31,3 kN
	Wind	aus Pos. 2.1	W	= 20,4 kN
<u>Nachweis:</u>	siehe Pos. 3.4			
<u>Auflager:</u>	ständige Lasten		G = 419,3 kN	
	Veränderliche Lasten	Nutzlast	Q = 220,7 kN	
		Schnee	S = 31,3 kN	
		Wind	W = 20,4 kN	
<u>Bewehrung:</u>	Längs	10Ø12	vorh. $A_s = 11,31 \text{ cm}^2$	$\geq$ erf. $A_s = 2,85 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{sw} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$ erf. $a_{sw} = 2,0 \text{ cm}^2$



3.3. Stahlbetonstütze OG – Achse F

<u>Parameter:</u>	System:	Pendelstütze		
	Abmessung:	L = 4,25 m		
	Querschnitt:	b/h = 50/24		
	Material:	Beton	C25/30	
		Betonstahl	B500B	
	Expositionsklasse:	XC1	$c_{nom} = 3,0$ cm	
<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$G = 0,5 \times 0,24 \times 4,25 \times 25$	= 12,8 kN
	aus Pos. 2.2		$G = 2 \times 22,4$	= 44,8 kN
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 2.2	$Q = 2 \times 4,3$	= 8,6 kN
	Schnee	aus Pos. 2.2	$S = 2 \times 1,8$	= 3,6 kN
	Wind	aus Pos. 2.2	$W = 2 \times 1,2$	= 2,4 kN
<u>Nachweis:</u>	siehe Pos. 3.1			
<u>Auflager:</u>	ständige Lasten		$G = 57,6$ kN	
	Veränderliche Lasten	Nutzlast	$Q = 8,6$ kN	
		Schnee	$S = 3,6$ kN	
		Wind	$W = 2,4$ kN	
<u>Bewehrung:</u>	Längs	6Ø12	vorh. $A_s = 6,79$ cm ²	≥ erf. $A_s = 4,52$ cm ²
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{sw} = 5,03$ cm ² /m	≥ erf. $a_{sw} = 2,0$ cm ²



3.4. Stahlbetonstütze OG – Achse F

<u>Parameter:</u>	System:	Pendelstütze
	Abmessung:	L = 4,25 m
	Querschnitt:	b/h = 100/24
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{nom} = 3,0$ cm

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$G = 1,0 \times 0,24 \times 4,25 \times 25$	= 25,5 kN
	aus Pos. 2.2		$G = 2 \times 22,4$	= 44,8 kN
	aus Pos. 4.1		G	= 428,8 kN
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 2.2	$Q = 2 \times 4,3$	= 8,6 kN
		aus Pos. 4.1	Q	= 340,9 kN
	Schnee	aus Pos. 2.2	$S = 2 \times 1,8$	= 3,6 kN
		aus Pos. 4.1	S	= 35,1 kN
	Wind	aus Pos. 2.2	$W = 2 \times 1,2$	= 2,4 kN
		aus Pos. 4.1	W	= 22,6 kN

Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	ständige Lasten		G = 499,1 kN
	Veränderliche Lasten	Nutzlast	Q = 349,5 kN
		Schnee	S = 38,7 kN
		Wind	W = 25,0 kN

<u>Bewehrung:</u>	Längs	10Ø12	vorh. $A_s = 11,31 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 6,91 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{sw} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{sw} = 2,0 \text{ cm}^2$



Position: 3.4 Stütze OG Achse F

Stahlbetonstütze (x64) B5+ 01/23A (FRILO R-2023-1/P02)

Grundparameter

Berechnungsgrundlagen

- Pendelstütze in z-Richtung (einachsige Berechnung), Rechteck, in z-Richtung beansprucht
- Materialien C 25/30, B500A

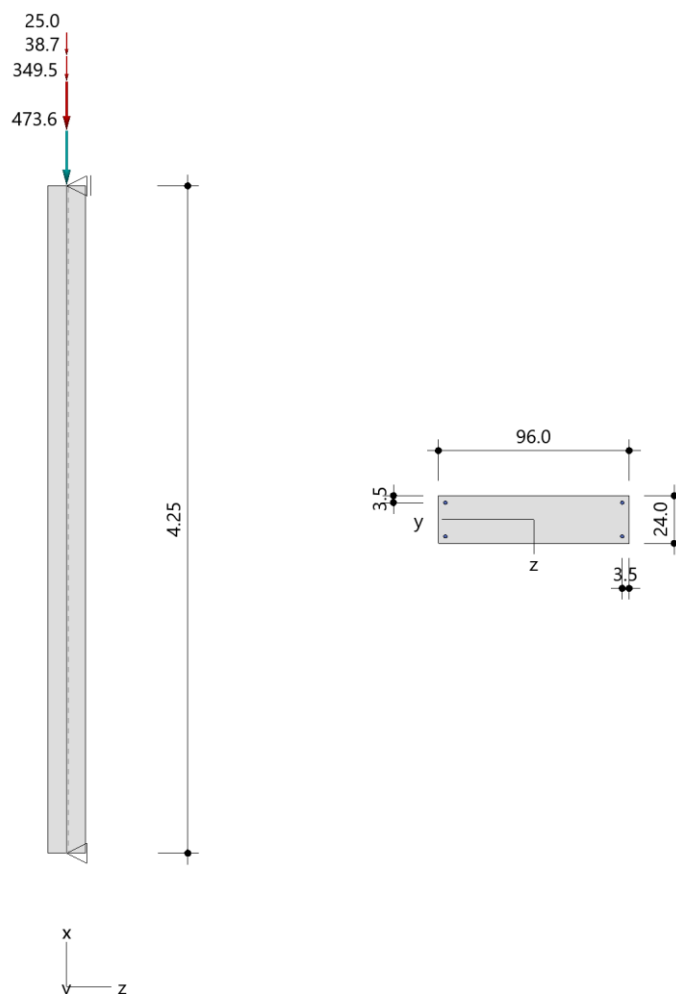
Norm und Sicherheitskonzept

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 $\gamma_{G,inf}$)

System

Systemgrafik 2D

Maßstab 1 : 48.6



**Anforderungen Dauerhaftigkeit:**

Betonangriff	X0
Bewehrungskorrosion	XC1
Mindestbetonklasse	C 16/20
Bügel	$d_{s,b} = 8 \text{ mm}$
Längsbewehrung	$d_{s,l} = 14 \text{ mm}$
Vorhaltemaß	$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$
Bügel	$c_{min,b} = 10 \text{ mm}$
Betondeckung	$c_{nom,b} = 20 \text{ mm}$
Längsbewehrung	$c_{min,l} = 14 \text{ mm} \cdot 5$
Betondeckung	$c_{nom,l} = 28 \text{ mm} \cdot 1$
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b} = 20 \text{ mm}$
zul. Rissbreite	$w_{max} = 0.40 \text{ mm}$

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

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl

Umgebungsbedingungen:

Luftfeuchte LU = 50 % Zementtyp ZEM_N_R

Belastungsalter $t_0 = 28 \text{ Tage}$ Endkriechzahl $\phi(t_0, \infty) = 2.65$ **Materialauswahl**

Beton C 25/30	$f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$	$E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2$	
Betonstahl B500A	$f_{yk} = 500.00 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$	
	$k(f_t/f_y) = 1.05$	$\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ ‰}$	Bügel und Längsbewehrung

Material Bemessungswerte

Bemessungssituation	Beton C 25/30			Betonstahl B500A		
	$\alpha_{cc} = 0.85 \alpha_{ct} = 0.85$					
	γ_c	f_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	γ_s	f_{yd} [N/mm ²]	$f_{td} = f_{tk,cal}/\gamma_s$ [N/mm ²]
ständig/vorübergehend	1.50	14.17	1.02	1.15	434.78	456.52

Systemkennwerte**Abmessungen / statisches System**

Pendelstütze in z-Richtung (einachsige Berechnung)

Stützhöhe $l = 4.25 \text{ m}$ Querschnitt $b_v/d_z = 96.0/24.0 \text{ cm}$ $b_1/d_1 = 3.5/3.5 \text{ cm}$

Bewehrungsanordnung (kalt) 1/4 je Ecke

Bewehrungsanordnung (Brand) wie Bewehrungsbild

Lagerbedingungen

Lage	u_z [kN/m]	ϕ_z [kNm/rad]
Kopfpunkt	starr	
Fußpunkt	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. E: Lagerflächen	1.00	0.90	0.80		1.500
Windlasten	0.60	0.20	0.00		1.500
Schnee H < 1000 m	0.50	0.20	0.00		1.500
ständig				1.000	1.350

Lutherhaus 2024				Seite: 150		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI					
Genehmigungsplanung				Position: 3.4							
Punktlasten											
Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e _z [cm]	F _z [kN]	M _v [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp		
1	Stützenkopf		473.6				ständig Kat. E Schnee Wind				
2	Stützenkopf		349.5								
3	Stützenkopf		25.0								
4	Stützenkopf		38.7								
Punktlasten (Stützeigengewicht)											
Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e _z [cm]	F _z [kN]	M _v [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp		
*	Stützenkopf		24.5				ständig				
Berechnungsoptionen											
Berechnungsoptionen											
- Ansatz Eigengewicht am Stützenabschnittskopf - Jeder Stützenabschnitt wird intern in 6 Unterelemente unterteilt - Es wird ausschließlich das Ausweichen in globaler z-Richtung untersucht											
Bemessungsoptionen											
- Lastniveau für Kriecheffekte: quasi-ständige Bemessungssituation - Langzeitauswirkungen werden über Ansatz des irreversiblen Anteils der Kriechbiegelinie als spannungsfreie Anfangsverformung erfasst - Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (über Arbeitslinie Stahl, basierend auf f_{ct,m}) wird im GZG berücksichtigt - 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 bei kleinen Bewehrungsgraden ist aktiviert											
Ergebnisse											
Kleinste Lastverzweigungsfaktoren											
min N _{cr} /N = 14,71 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			
Stützeigengewicht						1.35	1.00	1.35			
V = 473,6 kN (ständig)						1.35	1.00	1.35			
V = 349,5 kN (Kat. E)						1.50					
V = 25,0 kN (Schnee)						0.75					
V = 38,7 kN (Wind)						1.50					
Schlankheiten, Ausmitten und Kriecheffekte											
LK	Abschnitt	Art	S _{k,z} [m]	λ _z	λ _{lim,z}	e _{i,z} [cm]	φ _∞	f _{red}			
1	1	Schlanke Wand	4.25	61.3	25.6	1.0	2.650	0.686			
Schnittgrößen und Biegebemessung nach Th. II. O. mit e _i (ständige/vorübergehende Bemessungssituation)											
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm²]	Versagensart					
1	4.25	-1273.4	0.00	0.30	6.9 ¹⁾	Querschnitt					
	3.54	-1273.5	8.75	0.30	6.9 ¹⁾						
	2.83	-1273.5	14.47	0.30	6.9 ¹⁾						
	2.13	-1273.5	16.69	0.30	6.9 ¹⁾						
	1.42	-1273.5	14.47	0.30	6.9 ¹⁾						
	0.71	-1273.4	8.75	0.30	6.9 ¹⁾						
	0.00	-1273.4	0.00	0.30	6.9 ¹⁾						

Lutherhaus 2024				Seite: 151		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI			
Genehmigungsplanung				Position: 3.4					

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{lv,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm²]	Versagensart	
1 : Mindestlängsbewehrung nach EN 1992-1-1, 9.6.2 (1)							

Auflagerreaktionen - Extremwerte aus allen berechneten Überlagerungen (ständig/vorübergehend)						
Lager	Höhe [m]	A _{d,v} [kN]	H _{d,z} [kN]	M _{d,v} [kNm]	LK	
Abschnitt 1	4.25		0.03	0.00	2	
Fußpunkt	0.00	498.1 1273.5	0.0 0.0	0.00 0.00	2 1	

Gebrauchstauglichkeit - Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6)	
Angesetzte Bewehrungsflächen für die Nachweise im GZG	
Abschnitt	angenommen A _s [cm²]
1	6.9

Untersuchte Lastkombinationen (charakteristische Bemessungssituation)			
Last	LK 1	LK 2	
Stützeigengewicht	1.00	1.00	
V = 473,6 kN (ständig)	1.00	1.00	
V = 349,5 kN (Kat. E)	1.00		
V = 25,0 kN (Schnee)	0.50		
V = 38,7 kN (Wind)	1.00		

Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = ∞)							
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	f _z [cm]	f _{z,lim} [cm]	ρ	
1	4.25	-898.8	0.00	0.0			
1	3.54	-898.8	0.00	0.0			
1	2.83	-898.8	0.00	0.0			
1	2.13	-898.8	0.00	0.0			
1	1.42	-898.8	0.00	0.0			
1	0.71	-898.8	0.00	0.0			
1	0.00	-898.8	0.00	0.0			

Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = 0)							
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	f _z [cm]	f _{z,lim} [cm]	ρ	
1	4.25	-898.8	0.00	0.0			
1	3.54	-898.8	0.00	0.0			
1	2.83	-898.8	0.00	0.0			
1	2.13	-898.8	0.00	0.0			
1	1.42	-898.8	0.00	0.0			
1	0.71	-898.8	0.00	0.0			
1	0.00	-898.8	0.00	0.0			

Begrenzung der Stahlzugspannung - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = ∞)								
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{lv,d} [kNm]	Φ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm²]	ρ
1	4.25	-898.8	0.00	0.00	-0.123	-24.66	400.00	0.00
1	3.54	-898.8	0.00	0.00	-0.123	-24.66	400.00	0.00
1	2.83	-898.8	0.00	0.00	-0.123	-24.66	400.00	0.00
1	2.13	-898.8	0.00	0.00	-0.123	-24.66	400.00	0.00
1	1.42	-898.8	0.00	0.00	-0.123	-24.66	400.00	0.00

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


Brandwiderstand nach EN 1992-1-2, Methode A, Abs. 5.3.2

 Überlagerung: $1,00 \cdot g + 1,00 \cdot L1 + 0,80 \cdot L2 + 0,20 \cdot L4$

$$\begin{aligned}
 A_{s,kalt} &= 6.9 \text{ cm}^2 & R(A_{s,kalt}) &= 121 \text{ min} \\
 N_{Ed} &= -785.4 \text{ kN} & \mu_{fi} &= 0.431 \\
 N_{Rd} &= -1820.2 \text{ kN} \\
 M_{Rd} &= 83.06 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\beta_{sk,fi} = 0.500$$

 Der folgende Nachweis der Brandwiderstandsdauer gilt für $A_{s,fi} = 6.9 \text{ cm}^2$.

Brandschutz: R 90, Branddauernachweis nach Gleichung 5.7

$$\begin{aligned}
 \omega &= A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) &= 6.91 \cdot 43.48 / (2304.00 \cdot 1.42) &= 0.09 \\
 b' &= 1.2 \cdot \min(b, h) &= 1.2 \cdot 240.0 &= 288.0 \text{ mm} \\
 a_{cc} &= \text{Abminderungsfaktor} &= 0.85 \\
 l_{0,fi,max} &= \text{Ersatzlänge; } 2m \leq l_{0,fi,max} \leq 6 \text{ m} &= 2.13 \text{ m} \\
 R_{\eta fi} &= 83 \cdot [1.00 - \mu_{fi} \cdot (1 + \omega) / ((.85 / \alpha_{cc}) + \omega)] &= 83 \cdot [1.00 - 0.43 \cdot (1 + 0.09) / ((.85 / 0.85) + 0.09)] &= 47.2 \\
 R_a &= 1.60(a - 30) &= 1.60 \cdot (35 - 30) &= 8.0 \text{ mm} \\
 R_l &= 9.60(5 - l_{0,fi}) &= 9.60 \cdot (5 - 2.13) &= 27.60 \text{ mm} \\
 R_b &= 0.09 \cdot b' &= 0.09 \cdot 288.00 &= 25.9 \text{ mm} \\
 R_n &= \text{mehr als 4 Eckstäbe vorhanden} &= 12 \\
 R &= 120 \cdot [R_{\eta fi} R_a + R_l + R_b + R_n] / 120^{1.8} &= 120 \cdot [(47.2 + 8.0 + 27.60 + 25.92 + 12) / 120]^{1.8} &= 121.3 \text{ min}
 \end{aligned}$$

Stützenlänge	$l = 2.13 \text{ m} \leq$	$l_{max} = 6.00 \text{ m}$	$\eta = 0.35 \checkmark$
Achsabstand	$a = 3.5 \text{ cm} \leq$	$a_{max} = 8.0 \text{ cm}$	$\eta = 0.44 \checkmark$
Verhältnis	$b/h = 4.00 \leq$	$b/h_{max} = 4.00$	$\eta = 1.00 \checkmark$
Verhältnis	$A_s/A_c = 0.003 <$	$A_s/A_{c,max} = 0.04$	$\eta = 0.08 \checkmark$
$1.2 \cdot \min(b, h)$	$b' = 288 \text{ mm} \leq$	$b'_{max} = 450 \text{ mm}$	$\eta = 0.64 \checkmark$
Branddauer	$R = 121.3 \text{ min} \geq$	$R_{min} = 90 \text{ min}$	$\eta = 0.74 \checkmark$

Die Stütze kann in die Feuerwiderstandsklasse R 90 eingestuft werden.



3.5. Stahlbetonstütze OG – Achse G

<u>Parameter:</u>	System:	Kragstütze
	Abmessung:	L = 2,80 m
	Querschnitt:	b/h = 24/24
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{nom} = 3,0$ cm

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$G = 0,24^2 \times 2,9 \times 25$	= 4,2 kN
	aus Pos. 2.7		G	= 4,4 kN
	veränderliche Lasten			
	Schnee	aus Pos. 2.7	S	= 1,7 kN
	Wind	aus Pos. 2.7	W	= 0,3 kN
		$q_p(z=9,2m) = 1,7 \times 0,39 \times (9,2 / 10)^{0,37} = 0,64$ kN/m ²		
		$w_{Sog,B} = 0,8 \times 0,64 = 0,51$ kN/m ²		
			$w = 0,51 \times 2,0$	= 1,0 kN/m

Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	ständige Lasten		G = 8,6 kN
	Veränderliche Lasten	Schnee	S = 1,7 kN
		Wind	$V_W = 0,3$ kN
			$H_W = 2,8$ kN
			$M_W = 3,9$ kNm

<u>Bewehrung:</u>	Längs	4Ø14	vorh. $A_s = 6,16$ cm ²	≥	erf. $A_s = 4,52$ cm ²
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{sw} = 5,03$ cm ² /m	≥	erf. $a_{sw} = 2,0$ cm ²


Position: 3.5 Stütze OG Achse G

Stahlbetonstütze (x64) B5+ 01/23A (FRILO R-2023-1/P02)

Grundparameter
Berechnungsgrundlagen

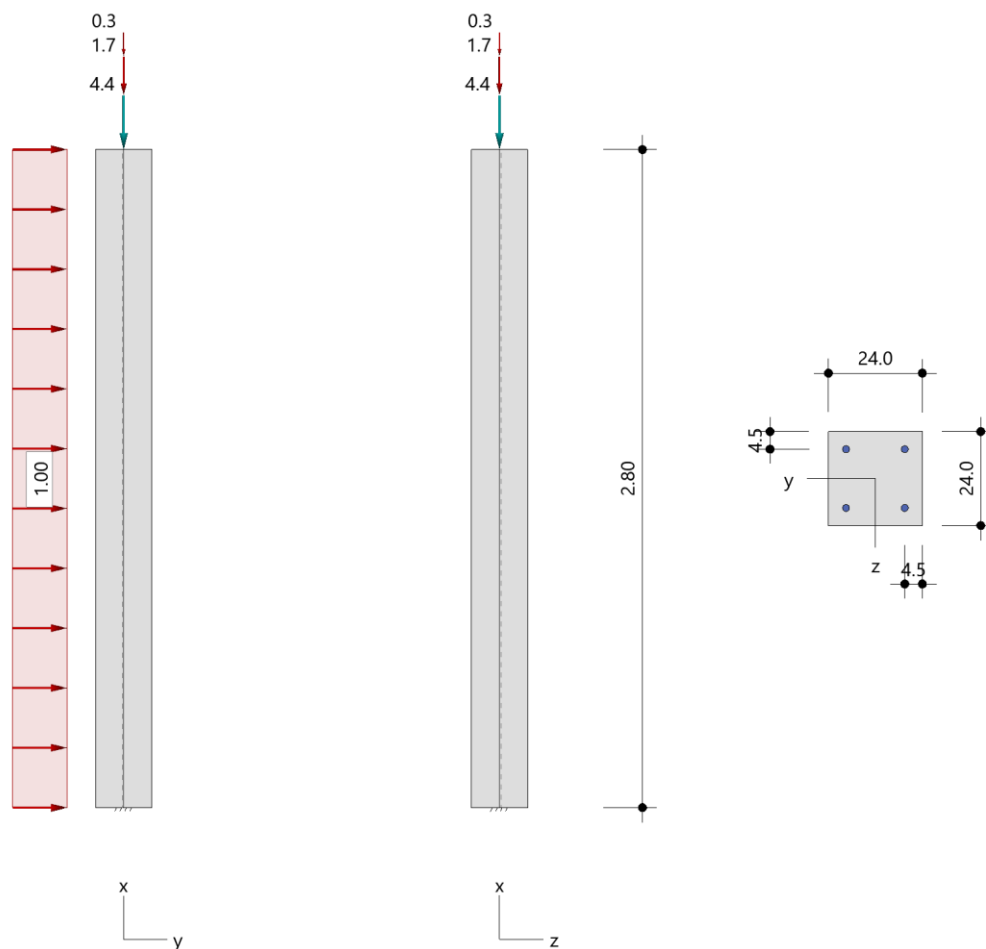
- Kragstütze in y- und z-Richtung, Rechteck, 2-achsig beansprucht
- Materialien C 25/30, B500A

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 $\gamma_{G,inf}$)

System
Systemgrafik 2D

Maßstab 1 : 32



**Anforderungen Dauerhaftigkeit:**

Betonangriff	X0
Bewehrungskorrosion	XC1
Mindestbetonklasse	C 16/20
Bügel	$d_{s,b} = 8 \text{ mm}$
Längsbewehrung	$d_{s,l} = 14 \text{ mm}$
Vorhaltemaß	$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$
Bügel	$c_{min,b} = 10 \text{ mm}$
Betondeckung	$c_{nom,b} = 20 \text{ mm}$
Längsbewehrung	$c_{min,l} = 14 \text{ mm} \cdot 5$
Betondeckung	$c_{nom,l} = 28 \text{ mm} \cdot 1$
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b} = 20 \text{ mm}$
zul. Rissbreite	$w_{max} = 0.40 \text{ mm}$

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

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl

Umgebungsbedingungen:

Luftfeuchte LU = 50 % Zementtyp ZEM_N_R

Belastungsalter $t_0 = 28 \text{ Tage}$ Endkriechzahl $\phi(t_0, \infty) = 2.86$ **Materialauswahl**Beton C 25/30 $f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2$ Betonstahl B500A $f_{yk} = 500.00 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ $k(f_t/f_y) = 1.05$ $\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ ‰}$ Bügel und Längsbewehrung**Material Bemessungswerte**

Bemessungssituation	Beton C 25/30			Betonstahl B500A		
	$\alpha_{cc} = 0.85\alpha_{ct} = 0.85$					
	γ_c	f_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	γ_s	f_{vd} [N/mm ²]	$f_{td} = f_{tk,cal}/\gamma_s$ [N/mm ²]
ständig/vorübergehend	1.50	14.17	1.02	1.15	434.78	456.52

Systemkennwerte**Abmessungen / statisches System**

Kragstütze in y- und z-Richtung

Stützhöhe $l = 2.80 \text{ m}$ Querschnitt $b_v/d_z = 24.0/24.0 \text{ cm}$ $b_1/d_1 = 4.5/4.5 \text{ cm}$

Bewehrungsanordnung 1/4 je Ecke

Lagerbedingungen

Lage	u_v [kN/m]	ϕ_z [kNm/rad]	u_z [kN/m]	ϕ_v [kNm/rad]
Fußpunkt	starr	starr	starr	starr

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

Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_{F,inf}$	$\gamma_{F,sup}$
Windlasten	0.60	0.20	0.00		1.500
Schnee H < 1000 m	0.50	0.20	0.00		1.500
ständig				1.000	1.350

Lutherhaus 2024

Genehmigungsplanung

Seite: 157

Position: 3.5

INGENIEURBÜRO BAUWESEN

Krüger, Jungmann und Partner GmbH

Beratende Ingenieure VBI

Punktlasten

Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e _v [cm]	e _z [cm]	F _v [kN]	F _z [kN]	M _v [kNm]	M _z [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
1	Stützenkopf		4.4							ständig Schnee Wind		
2	Stützenkopf		1.7									
3	Stützenkopf		0.3									

Verteilte Lasten

Nr.	Bauteil	Richtung	Abstand [m]	p _{Anf} [kN/m]	Länge [m]	p _{End} [kN/m]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
4	Stütze	in y		1.00	2.80	1.00	Wind		

Punktlasten (Stützeineigengewicht)

Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e _v [cm]	e _z [cm]	F _v [kN]	F _z [kN]	M _v [kNm]	M _z [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
*	Stützenkopf		4.0							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 Kriechbiegeline als spannungsfreie Anfangsverformung erfasst
- Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (über Arbeitslinie Stahl, basierend auf f_{ct,m}) wird im GZG berücksichtigt
- 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 bei kleinen Bewehrungsgraden ist aktiviert

Ergebnisse

Kleinste Lastverzweigungsfaktoren

min N_{cr}/N = 189,92 in y- / 189,92 in z-Richtung (nur Betonquerschnitt)

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

Untersuchte Lastkombinationen (ständige/vorübergehende Bemessungssituation)

Teil 1 - Lastkombinationen 1 - 8

Last	LK 1 ¹⁾	LK 2 ¹⁾	LK 3 ¹⁾	LK 4 ¹⁾	LK 5 ¹⁾	LK 6 ¹⁾	LK 7 ¹⁾	LK 8 ¹⁾
Stützeineigengewicht	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35
V = 4,4 kN (ständig)	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35
V = 1,7 kN (Schnee)	0.75		0.75		1.50	1.50	1.50	
V = 0,3 kN (Wind)	1.50			1.50	0.90	0.90	0.90	
py = 1,00 kN/m (Wind)	1.50	1.50	1.50	1.50	0.90			

1 : keine Berechnung nach Th. II. Ordnung, da λ ≤ λ_{lim} nach EN 1992-1-1, 5.8.3.1

Teil 2 - Lastkombinationen 9 - 9

Last	LK 9 ¹⁾
Stützeineigengewicht	1.00
V = 4,4 kN (ständig)	1.00
V = 1,7 kN (Schnee)	
V = 0,3 kN (Wind)	
py = 1,00 kN/m (Wind)	

1 : keine Berechnung nach Th. II. Ordnung, da λ ≤ λ_{lim} nach EN 1992-1-1, 5.8.3.1

Lutherhaus 2024				Seite: 158		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI						
Genehmigungsplanung				Position: 3.5								
Schlankheiten, Ausmitten und Kriecheffekte												
LK	Abschnitt	Art	S _{k,v} [m]	S _{k,z} [m]	λ _v	λ _z	λ _{lim,v}	λ _{lim,z}	e _{i,v} [cm]	e _{i,z} [cm]	φ _∞	f _{red}
3	1	Stütze	5.60	5.60	80.8	80.8	128.5	128.5	0.0	0.0	2.862	0.664
Schnittgrößen und Biegebemessung nach Th. II. O. mit e _i (ständige/vorübergehende Bemessungssituation)												
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm²]	Versagensart					
3	2.80	-12.7	0.00	0.00	0.17	1.0	Querschnitt					
	2.33	-12.7	0.00	0.16	0.17	1.0						
	1.87	-12.7	0.00	0.65	0.17	1.0						
	1.40	-12.7	0.00	1.47	0.17	1.0						
	0.93	-12.7	0.00	2.61	0.17	1.0						
	0.47	-12.7	0.00	4.08	0.17	1.0						
	0.00	-12.7	0.00	5.88	0.17	1.0						
Auflagerreaktionen - Extremwerte aus allen berechneten Überlagerungen (ständig/vorübergehend)												
Lager	Höhe [m]	A _{d,v} [kN]	H _{d,v} [kN]	M _{d,z} [kNm]	H _{d,z} [kN]	M _{d,v} [kNm]	LK					
Fußpunkt	0.00	8.4	0.0	0.00	0.0	0.00	9					
		14.2	2.5	3.53	0.0	0.00		5				
		11.8	4.2	5.88	0.0	0.00						
Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6) - Lagerkräfte												
Auflagerreaktionen - charakteristische Werte (Th. I. O.) je Last												
Lager	Höhe [m]	A _v [kN]	H _v [kN]	M _z [kNm]	H _z [kN]	M _v [kNm]	Last	Einwirkung				
Fußpunkt	0.00	4.0	0.0	0.00	0.0	0.00	Stützeigengewicht	ständig ständig Schnee Wind Wind				
		4.4	0.0	0.00	0.0	0.00	Last 1					
		1.7	0.0	0.00	0.0	0.00	Last 2					
		0.3	0.0	0.00	0.0	0.00	Last 3					
		0.0	2.8	3.92	0.0	0.00	Last 4					
Gebrauchstauglichkeit - Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6)												
Angesetzte Bewehrungsflächen für die Nachweise im GZG												
Abschnitt		angenommen A _s [cm²]										
1		1.0										
Untersuchte Lastkombinationen (charakteristische Bemessungssituation)												
Last			LK 1 ¹⁾	LK 2 ¹⁾	LK 3 ¹⁾	LK 4 ¹⁾	LK 5 ¹⁾	LK 6 ¹⁾	LK 7 ¹⁾			
Stützeigengewicht			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
V = 4,4 kN (ständig)			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
V = 1,7 kN (Schnee)			0.50		0.50		1.00	1.00				
V = 0,3 kN (Wind)			1.00			1.00	0.60	0.60				
p _y = 1,00 kN/m (Wind)			1.00	1.00	1.00	1.00	0.60					
1 : keine Berechnung nach Th. II. Ordnung, da λ ≤ λ _{lim} nach EN 1992-1-1, 5.8.3.1												
Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = ∞)												
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _v [cm]	f _z [cm]	f _{v,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	η			
2	2.80	-9.6	0.00	0.00	0.3	0.0						
2	2.33	-9.6	0.00	0.11	0.2	0.0						
2	1.87	-9.6	0.00	0.44	0.2	0.0						
2	1.40	-9.6	0.00	0.99	0.1	0.0						



LK	Höhe [m]	N _d [kNm]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _v [cm]	f _z [cm]	f _{v,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	n
2	0.93	-9.6	0.00	1.76	0.05	0.0			
2	0.47	-9.6	0.00	2.74	0.01	0.0			
1	0.00	-9.6	0.00	3.94	0.0	0.0			

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

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _v [cm]	f _z [cm]	f _{v,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	n
2	2.80	-9.6	0.00	0.00	0.3	0.0			
2	2.33	-9.6	0.00	0.11	0.2	0.0			
2	1.87	-9.6	0.00	0.44	0.2	0.0			
2	1.40	-9.6	0.00	0.99	0.1	0.0			
2	0.93	-9.6	0.00	1.76	0.05	0.0			
2	0.47	-9.6	0.00	2.74	0.01	0.0			
1	0.00	-9.6	0.00	3.94	0.0	0.0			

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

	LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ϕ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm²]	η
	2	2.80	-8.4	0.00	0.00	0.00	0.002	0.33	400.00	0.00
	5	2.33	-10.3	0.00	0.07	0.00	0.006	1.28	400.00	0.00
	2	1.87	-8.4	0.00	0.44	0.00	0.007	1.50	400.00	0.00
	2	1.40	-8.4	0.00	0.99	0.00	0.090	17.96	400.00	0.04
	2	0.93	-8.4	0.00	1.76	0.00	0.467	93.41	400.00	0.23
	2	0.47	-8.4	0.00	2.74	0.00	0.987	197.36	400.00	0.49
	2	0.00	-8.4	0.00	3.94	0.00	1.625	324.93	400.00	0.81

1 : $\sigma_{s,lim} = 0,80 * f_{y,k}$ (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 _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ϕ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm²]	η
	2	2.80	-8.4	0.00	0.00	0.00	0.002	0.33	400.00	0.00
	5	2.33	-10.3	0.00	0.07	0.00	0.006	1.28	400.00	0.00
	2	1.87	-8.4	0.00	0.44	0.00	0.007	1.50	400.00	0.00
	2	1.40	-8.4	0.00	0.99	0.00	0.090	17.96	400.00	0.04
	2	0.93	-8.4	0.00	1.76	0.00	0.467	93.41	400.00	0.23
	2	0.47	-8.4	0.00	2.74	0.00	0.987	197.36	400.00	0.49
	2	0.00	-8.4	0.00	3.94	0.00	1.625	324.93	400.00	0.81

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

Untersuchte Lastkombinationen (quasi-ständige Bemessungssituation)

Last	LK 1 ¹⁾
Stützeigengewicht	1.00
V = 4,4 kN (ständig)	1.00
V = 1,7 kN (Schnee)	
V = 0,3 kN (Wind)	
py = 1,00 kN/m (Wind)	

1 : keine Berechnung nach Th. II. Ordnung, da $\lambda \leq \lambda_{lim}$ nach EN 1992-1-1, 5.8.3.1



3.10. Stahlbetonstütze EG – Achse F

<u>Parameter:</u>	System:	Pendelstütze
	Abmessung:	L = 3,70 m
	Querschnitt:	Kreis Ø 25
	Material:	Beton C35/45
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{nom} = 3,0$ cm

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$G = 0,125^2 \times \pi \times 3,7 \times 25 = 4,5$ kN	
	aus Pos. 2.12	G	= 589,3 kN
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	aus Pos. 2.12	Q = 323,1 kN
	Schnee	aus Pos. 2.12	S = 35,9 kN
	Wind	aus Pos. 2.12	W = 23,3 kN

Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	ständige Lasten		G = 593,8 kN
	Veränderliche Lasten	Nutzlast	Q = 323,1 kN
		Schnee	S = 35,8 kN
		Wind	W = 23,3 kN

<u>Bewehrung:</u>	Längs	10Ø14	vorh. $A_s = 15,4$ cm ²	≥	erf. $A_s = 13,6$ cm ²
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{sw} = 5,03$ cm ² /m	≥	erf. $a_{sw} = 2,0$ cm ²


Position: 3.10 Stütze EG Achse F

Stahlbetonstütze (x64) B5+ 01/23A (FRILO R-2023-1/P02)

Grundparameter
Berechnungsgrundlagen

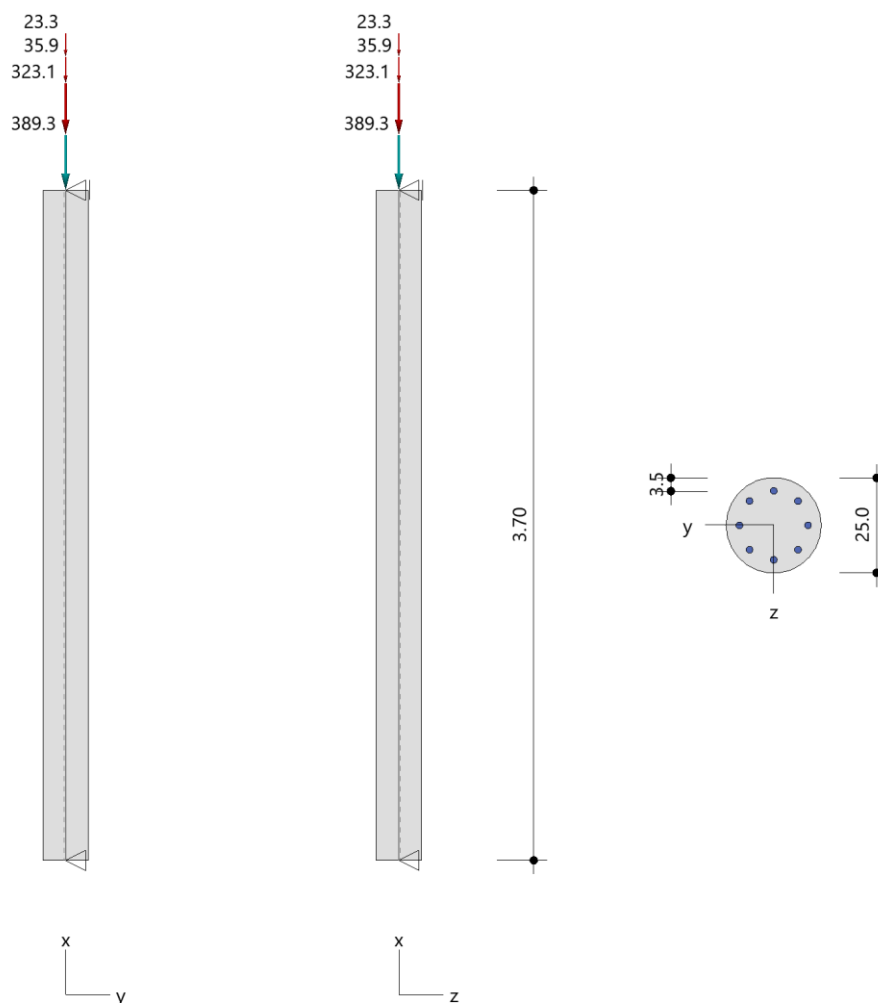
- Pendelstütze in y- und z-Richtung, Kreis, 2-achsig beansprucht
- Materialien C 35/45, B500B

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 $\gamma_{G,inf}$)

System
Systemgrafik 2D

Maßstab 1 : 42.3



Lutherhaus 2024

Genehmigungsplanung

Seite: 163

Position: 3.10

INGENIEURBÜRO BAUWESEN

Krüger, Jungmann und Partner GmbH

Beratende Ingenieure VBI

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff

X0

Bewehrungskorrosion

XC1

Mindestbetonklasse

C 16/20

Bügel

$d_{s,b} = 8 \text{ mm}$

Längsbewehrung

$d_{s,l} = 14 \text{ mm}$

Vorhaltemaß

$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$

Bügel

$c_{min,b} = 10 \text{ mm}$

Betondeckung

$c_{nom,b} = 20 \text{ mm}$

Längsbewehrung

$c_{min,l} = 14 \text{ mm} \cdot 5$

Betondeckung

$c_{nom,l} = 28 \text{ mm} \cdot 1$

Verlegemaß Bügel

$c_{v,b} = 20 \text{ mm}$

zul. Rissbreite

$w_{max} = 0.40 \text{ mm}$

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

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl

Umgebungsbedingungen:

Luftfeuchte

LU = 50 %

Zementtyp ZEM_N_R

Belastungsalter

$t_0 = 28 \text{ Tage}$

Endkriechzahl

$\phi(t_0, \infty) = 2.23$

Materialauswahl

Beton C 35/45

$f_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$

$E_{cm} = 34000 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl B500B

$f_{yk} = 500.00 \text{ N/mm}^2$

$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

$k(f_t/f_y) = 1.08$

$\epsilon_{uk} = 50.0 \text{ ‰}$

Bügel und Längsbewehrung

Material Bemessungswerte

Bemessungssituation	Beton C 35/45			Betonstahl B500B		
	$\alpha_{cc} = 0.85 \alpha_{ct} = 0.85$					
	γ_c	f_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	γ_s	f_{vd} [N/mm ²]	$f_{td} = f_{tk,cal}/\gamma_s$ [N/mm ²]
ständig/vorübergehend	1.50	19.83	1.27	1.15	434.78	456.52

Systemkennwerte

Abmessungen / statisches System

Pendelstütze in y- und z-Richtung

Stützenhöhe

$l = 3.70 \text{ m}$

Querschnitt

$d = 25.0 \text{ cm}$

$d_1 = 3.5 \text{ cm}$

Bewehrungsanordnung (kalt)

umfangsverteilt

Bewehrungsanordnung (Brand)

wie Bewehrungsbild

Lagerbedingungen

Lage	u_v [kN/m]	ϕ_z [kNm/rad]	u_z [kN/m]	ϕ_y [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. E: Lagerflächen	1.00	0.90	0.80		1.500
Windlasten	0.60	0.20	0.00		1.500
Schnee H < 1000 m	0.50	0.20	0.00		1.500
ständig				1.000	1.350



LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm²]	Versagensart
1	3.70	-1087.6	0.00	0.00	2.77	13.6	Querschnitt
	3.08	-1087.6	11.19	-11.19	2.77	13.6	
	2.47	-1087.7	19.45	-19.45	2.77	13.6	
	1.85	-1087.7	22.57	-22.57	2.77	13.6	
	1.23	-1087.6	19.45	-19.45	2.77	13.6	
	0.62	-1087.6	11.19	-11.19	2.77	13.6	
	0.00	-1087.6	0.00	0.00	2.77	13.6	

Lutherhaus 2024		Seite: 165		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI					
Genehmigungsplanung		Position: 3.10							

Auflagerreaktionen - Extremwerte aus allen berechneten Überlagerungen (ständig/vorübergehend)							
Lager	Höhe [m]	A _{d,v} [kN]	H _{d,v} [kN]	M _{d,z} [kNm]	H _{d,z} [kN]	M _{d,v} [kNm]	LK
Abschnitt 1	3.70		0.01 0.01	0.00 0.00	0.01 0.01	0.00 0.00	3 2
Fußpunkt	0.00	393.8 1087.7	0.0 0.0	0.00 0.00	0.0 0.0	0.00 0.00	2 1

Gebrauchstauglichkeit - Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6)	
Angesetzte Bewehrungsflächen für die Nachweise im GZG	
Abschnitt	angenommen A _s [cm²]
1	13.6

Untersuchte Lastkombinationen (charakteristische Bemessungssituation)		
Last	LK 1	LK 2
Stützeigengewicht	1.00	1.00
V = 389,3 kN (ständig)	1.00	1.00
V = 323,1 kN (Kat. E)	1.00	
V = 23,3 kN (Schnee)	0.50	
V = 35,9 kN (Wind)	1.00	

Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = ∞)									
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _v [cm]	f _z [cm]	f _{v,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	η
1	3.70	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	3.08	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	2.47	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	1.85	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	1.23	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.62	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.00	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			

Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = 0)									
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _v [cm]	f _z [cm]	f _{v,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	η
1	3.70	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	3.08	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	2.47	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	1.85	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	1.23	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.62	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.00	-764.5	0.00	0.00	0.0	0.0			

Begrenzung der Stahlzugspannung - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = ∞)									
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ϕ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm²]	η
1	3.70	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00
1	3.08	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00
1	2.47	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00
1	1.85	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00
1	1.23	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00
1	0.62	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00
1	0.00	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00



LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ϕ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm ²]	n
----	-------------	------------------------	---------------------------	---------------------------	------------------	-----------------------	--	--	---

1 : $\sigma_{s,lim} = 0,80 * f_{y,k}$ (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 _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ϕ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm ²]	η
	1	3.70	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00
	1	3.08	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00
	1	2.47	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00
	1	1.85	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00
	1	1.23	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00
	1	0.62	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00
	1	0.00	-764.5	0.00	0.00	0.00	-0.385	-76.92	400.00	0.00

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

Untersuchte Lastkombinationen (quasi-ständige Bemessungssituation)

Last	LK 1	LK 2
Stützeigengewicht	1.00	1.00
V = 389,3 kN (ständig)	1.00	1.00
V = 323,1 kN (Kat. E)	0.80	
V = 23,3 kN (Schnee)		
V = 35,9 kN (Wind)		

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

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,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}	n
1	3.70	-652.3	0.00	0.00	-0.351	-11.94	-15.75	1.00		0.76
1	3.08	-652.3	0.00	0.00	-0.351	-11.94	-15.75	1.00		0.76
1	2.47	-652.3	0.00	0.00	-0.351	-11.94	-15.75	1.00		0.76
1	1.85	-652.3	0.00	0.00	-0.351	-11.94	-15.75	1.00		0.76
1	1.23	-652.3	0.00	0.00	-0.351	-11.94	-15.75	1.00		0.76
1	0.62	-652.3	0.00	0.00	-0.351	-11.94	-15.75	1.00		0.76
1	0.00	-652.3	0.00	0.00	-0.351	-11.94	-15.75	1.00		0.76

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


Brandwiderstand nach EN 1992-1-2, Methode A, Abs. 5.3.2

 Überlagerung: $1,00 \cdot g + 1,00 \cdot L1 + 0,80 \cdot L2 + 0,20 \cdot L4$

$$\begin{aligned}
 A_{s,kalt} &= 13.6 \text{ cm}^2 & R(A_{s,kalt}) &= 99 \text{ min} \\
 N_{Ed} &= -659.5 \text{ kN} & \mu_{fi} &= 0.557 \\
 N_{Rd} &= -1184.5 \text{ kN} \\
 M_{Ryd} &= 26.61 \text{ kNm} & M_{Rzd} &= -26.61 \text{ kNm} \\
 \beta_{sk,fi} &= 0.500
 \end{aligned}$$

 Der folgende Nachweis der Brandwiderstandsdauer gilt für $A_{s,fi} = 13.6 \text{ cm}^2$.

Brandschutz: R 90, Branddauernachweis nach Gleichung 5.7

$$\begin{aligned}
 \omega &= A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) &= 13.60 \cdot 43.48 / (490.87 \cdot 1.98) &= 0.61 \\
 b' &= \varnothing_{col} &= 250.0 \text{ mm} \\
 a_{cc} &= \text{Abminderungsfaktor} &= 0.85 \\
 l_{0,fi,max} &= \text{Ersatzlänge; } 2m \leq l_{0,fi,max} \leq 6 \text{ m} &= 2.00 \text{ m} \\
 R_{\eta fi} &= 83 \cdot [1.00 - \mu_{fi} \cdot (1 + \omega) / ((.85 / \alpha_{cc}) + \omega)] &= 83 \cdot [1.00 - 0.56 \cdot (1 + 0.61) / ((.85 / 0.85) + 0.61)] &= 36.8 \\
 R_a &= 1.60(a - 30) &= 1.60 \cdot (35 - 30) &= 8.0 \text{ mm} \\
 R_l &= 9.60(5 - l_{0,fi}) &= 9.60 \cdot (5 - 2.00) &= 28.80 \text{ mm} \\
 R_b &= 0.09 \cdot b' &= 0.09 \cdot 250.00 &= 22.5 \text{ mm} \\
 R_n &= \text{mindestens 6 Stäbe vorhanden} &= 12 \\
 R &= 120 \cdot [R_{\eta fi} R_a + R_l + R_b + R_n] / 120^{1.8} &= 120 \cdot [(36.8 + 8.0 + 28.80 + 22.50 + 12) / 120]^{1.8} &= 99.4 \text{ min} \\
 \text{Stützenlänge } l &= 1.85 \text{ m} \leq l_{max} = 5.00 \text{ m} & \eta &= 0.37 \checkmark \\
 \text{Achsabstand } a &= 3.5 \text{ cm} \leq a_{max} = 8.0 \text{ cm} & \eta &= 0.44 \checkmark \\
 \text{Verhältnis } A_s / A_c &= 0.028 < A_s / A_{c,max} = 0.04 & \eta &= 0.69 \checkmark \\
 \varnothing_{col} \quad b' &= 250 \text{ mm} \leq b'_{max} = 450 \text{ mm} & \eta &= 0.56 \checkmark \\
 \text{Branddauer } R &= 99.4 \text{ min} \geq R_{min} = 90 \text{ min} & \eta &= 0.91 \checkmark
 \end{aligned}$$

Die Stütze kann in die Feuerwiderstandsklasse R 90 eingestuft werden.



4. Stahlbetonwände

4.1. WAT DG – Achse E – F

<u>Parameter:</u>	System:	wandartiger Träger
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 12,12 \text{ m}$; $H_{\text{Aufl}} = 0,7 \text{ m}$; $H_{\text{First}} = 4,54 \text{ m}$
	Querschnitt:	$b = 25 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30 Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1, W0 $c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast		$g_{\text{Aufl}} = 0,25 \times 0,7 \times 25 = 4,4 \text{ kN/m}$
			$g_{\text{First}} = 0,25 \times 4,54 \times 25 = 28,4 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 0.2	G	= 49,7 kN
	aus Pos. 1.1	g	= 25,1 kN/m
	aus Pos. 1.2	g	= 18,8 kN
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	aus Pos. 1.1	q = 43,6 kN/m
		aus Pos. 1.2	q = 12,6 kN/m
	Schnee	aus Pos. 0.2	S = 35,1 kN
	Wind	aus Pos. 0.2	W = 22,6 kN

Nachweis: siehe Programmausdruck

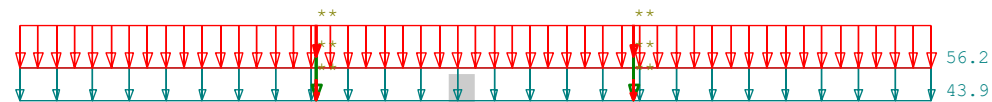
<u>Auflager:</u>	ständige Last		G = 428,8 kN
	veränderliche Last	Nutzlast	Q = 340,9 kN
		Schnee	S = 35,1 kN
		Wind	W = 22,6 kN

<u>Bewehrung:</u>	Zugband	6Ø25	vorh. $A_s = 29,45 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 25,75 \text{ cm}^2$
	Aufhängebewehrung		erf. $a_s = (1,35 \times 43,9 + 1,5 \times 56,2) / 43,5 = 3,30 \text{ cm}^2/\text{m}$		
		Ø8/15, n = 2	vorh. $a_s = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_s = 3,30 \text{ cm}^2/\text{m}$
	neben Öffnung		erf. $A_s = 3,3 \times 1,15 / 2 = 1,9 \text{ cm}^2$		
		2Ø14	vorh. $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 1,9 \text{ cm}^2$
	Oberflächenbewehr.	Ø8/15 #			

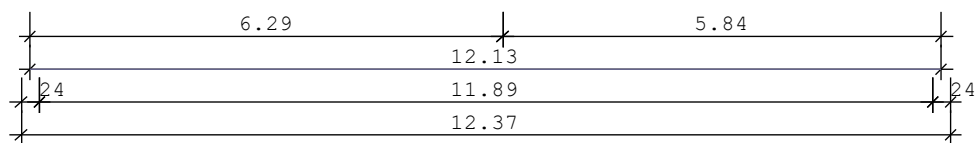
Position: 4.1 WAT OG

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

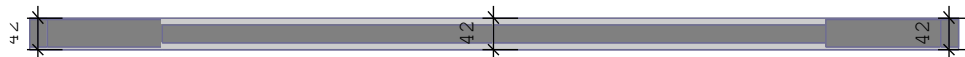
Maßstab 1 : 100



**bei Lastspitze: mehrere Einzellasten an gleicher Stelle x



Eff. mitwirkende Breiten für Bemessung

Stahlbetonträger C25/30 E = 31000 N/mm² DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System Länge

Querschnittswerte

Feld	L (m)	QNr.bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	12.13	x = 0.00 1		35.0	85.0	42.0	20.0
		x = 1.65 2		35.0	195.2	42.0	20.0
		x = 1.65 3		24.0	195.2	42.0	20.0
		x = 6.07 4		24.0	470.0	42.0	20.0
		x = 10.48 3		24.0	195.2	42.0	20.0
		x = 10.48 2		35.0	195.2	42.0	20.0
		x = 12.13 1		35.0	85.0	42.0	20.0

Feld 1 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Vouten sind mit linearisierten Querschnittsabmessungen gerechnet.

Querschnitte mit Arbeitsfugen

QNr. 1	wirks. Fugenbreite bw	=	35.0	cm	μ=0.90	v = 0.70	verzahnt
QNr. 2	wirks. Fugenbreite bw	=	35.0	cm	μ=0.90	v = 0.70	verzahnt
QNr. 3	wirks. Fugenbreite bw	=	24.0	cm	μ=0.70	v = 0.50	rau
QNr. 4	wirks. Fugenbreite bw	=	24.0	cm	μ=0.70	v = 0.50	rau

Lutherhaus 2024				Seite: 170		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI			
Genehmigungsplanung				Position: 4.1					

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 E		43.90	56.20	1.00		1.1+1.2	
2 J	0.00	49.70	35.10	1.00	3.96	0.2	
2 I	0.00	0.00	22.60	1.00	3.96	0.2	
2 J	0.00	49.70	35.10	1.00	8.18	0.2	
2 I	0.00	0.00	22.60	1.00	8.18	0.2	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma		= 25.0 kN/m3 berücksichtigt.
--	--	------------------------------

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
E 1		Lagerräume	1.00	0.90	0.80	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	

Ergebnisse für 1-fache Lasten						
Feldmomente Maximum				(kNm , kN)		
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	6.07	2667.14	0.00	0.00	827.39
	x =	1.65	1213.57		zug V =	641.49
	x =	1.65	1214.34		zug V =	641.35
	x =	6.06	2667.14		zug V =	0.08
	x =	6.07	2667.14		zug V =	-0.08
	x =	6.87	2626.11		zug V =	-102.16
	x =	10.48	1214.34		zug V =	-641.35
	x =	10.48	1213.57		zug V =	-641.49

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		M li	M re	V li	V re	max F
1		0.00	0.00	0.00	827.39	827.39
2		0.00	0.00	-827.39	0.00	827.39

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	428.83	398.55	0.00	827.39	827.39	428.83
2	428.83	398.55	0.00	827.39	827.39	428.83
Summe:	857.67	797.11	0.00	1654.77	1654.77	857.67


Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	428.8	428.8	428.8	428.8
E	340.9	0.0	340.9	0.0
I	22.6	0.0	22.6	0.0
J	35.1	0.0	35.1	0.0
Sum	827.4	428.8	827.4	428.8

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!

Durchbiegungen maximale minimale

Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)		
1	6.06	0.18	2	12.13	0.00	0

Ergebnisse für y-fache Lasten

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

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

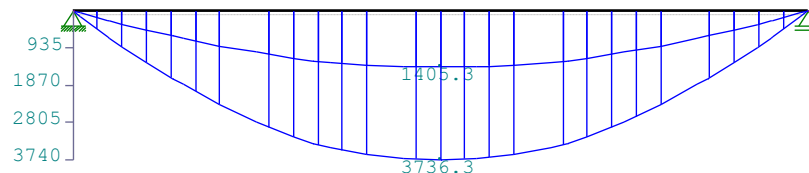
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	
1	x0 =	6.07	3736.28	0.00	0.00	1163.19	-1163.19
	x =	1.65	1703.09		zug V =	898.33	898.33
	x =	1.65	1704.16		zug V =	898.13	898.13
	x =	6.06	3736.28		zug V =	0.11	0.11
	x =	6.07	3736.28		zug V =	-0.11	-0.11
	x =	6.87	3678.20		zug V =	-144.67	-144.67
	x =	10.48	1704.16		zug V =	-898.13	-898.13
	x =	10.48	1703.09		zug V =	-898.33	-898.33

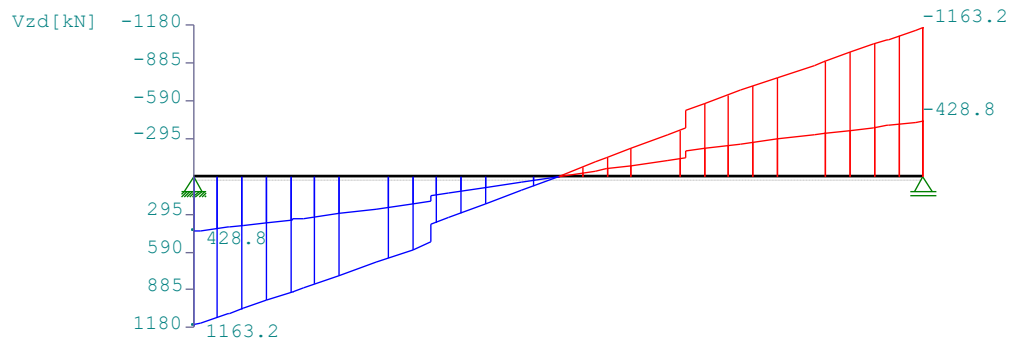
Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	1163.19	1163.19	428.83
2	0.00	0.00	-1163.19	0.00	1163.19	428.83

Maßstab 1 : 125

Myd [kNm]





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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C25/30 B500A normalduktil

 Betondeckung: $c_v = 2.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$

 Bewehrungslage: $d_o = 3.2 \text{ cm}$ $d_B = 16$ $d_S = 8$
 $d_u = 3.5 \text{ cm}$ $d_B = 16$ $d_S = 25$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

 Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf A_s enthalten.

 Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

 Alle Auflager gleich : Beton $b = 24.0 \text{ cm}$

 Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	121.07	3.30	-113.02	3.07	35.0/85.0/42.0/20.0
2	608.75	7.06	-587.19	6.80	35.0/195.2/42.0/20.0
3	489.96	5.68	-430.97	4.99	24.0/195.2/42.0/20.0
4	2534.35	12.07	-2388.57	11.37	24.0/470.0/42.0/20.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1	6.07	3736.3		466.5	0.08	18.1	0.0
	1.65	1703.1	1703.1	191.6	0.12	20.5	0.0
	1.65	1704.2	1704.2	191.7	0.18	21.5	0.0
	3.03	2789.7	2789.7	277.7	0.14	23.5	0.0
	6.06	3736.3	3736.3	466.5	0.08	18.1	0.0
	6.07	3736.3	3736.3	466.5	0.08	18.1	0.0
	6.87	3678.2	3678.2	416.7	0.09	20.0	0.0
	10.48	1704.2	1704.2	191.7	0.18	21.5	0.0
	10.48	1703.1	1703.1	191.6	0.12	20.5	0.0

 Am ersten Auflager sind mindestens 35.9 cm² zu verankern.

 Am letzten Auflager sind mindestens 35.9 cm² zu verankern.

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



Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
1 re	1.01	0.95	484.0 *	18.4	149.6	1574.7	30.0	2.9~
1 *	1.91	0.93	233.6 *	18.4	139.1	1473.7	30.0	2.0~
2 li	1.01	0.95	-484.0 *	18.4	149.6	1574.7	30.0	2.9~
2 *	1.91	0.93	-233.6 *	18.4	139.1	1473.7	30.0	2.0~

Ved mit * -> Voute ist berücksichtigt.

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Fugenbewehrung B500A Beiwerte siehe Systemdaten

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	bw (cm)	vEd (kN/m ²)	vRdj (kN/m ²)	vRdmax (kN/m ²)	asw (cm ² /m)
1 r e	0.00	0.92	1163.0	35.0	4433	509	4958	
	0.29	0.93	1118.8	35.0	3401	509	4958	21.56
	1.29	0.95	958.5	35.0	1728	509	4958	9.09
	2.29	0.93	795.1	24.0	1537	407	3542	7.43
	3.29	0.95	628.8	24.0	944	407	3542	3.53
2 l i	4.29	0.96	317.3	24.0	389	407	3542	
	0.00	0.92	-1163.0	35.0	4433	509	4958	
	0.29	0.93	-1118.8	35.0	3401	509	4958	21.56
	1.29	0.95	-958.5	35.0	1728	509	4958	9.09
	2.29	0.93	-795.1	24.0	1537	407	3542	7.43
	3.29	0.95	-628.8	24.0	944	407	3542	3.53
	4.29	0.96	-317.3	24.0	387	407	3542	

In der Fuge evtl. vorhandene Zugspannung ist nicht berücksichtigt !

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$ Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$

quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI η, g	fEI η	fEI $\eta\phi$	fEI $\eta\phi\epsilon$	f
1	6.07	0.15	0.47	0.59	0.18	0.69	1.01	1.19	1.19

Vorhandene Längsbewehrung

Feld	erf_As,el	As,pl	vorh_As
1	23.52		19.24 2Φ25 3Φ20
Stütze			
1	0.00		1.01 2Φ8
2	0.00		1.01 2Φ8

Vorhandene Schubbewehrung

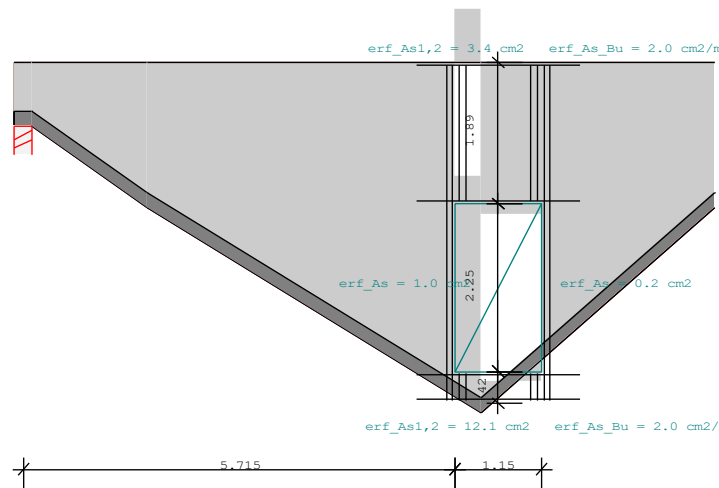
Feld		erf_asw	vorh_asw	d	e	s
1	links	21.6	10.6	8	9.5	2
	mitte		3.4	8	30.0	2
	rechts	21.6	42.3	16	9.5	2



Aussparung Nr 1 : in Feld 1 Länge / Höhe = 115.0 / 225.0 cm

 Nachweis nach Heft 399 DAfStb S. 43 ff
 Abstand bis Achse a = 6.290 m
 Abstand der Gurte z = 343.4 cm

Maßstab 1 : 100



Myd= 3731.7 kNm	Ved = 41.2 kN	(max M / zug V)
Myd= 1403.5 kNm	Ved = 16.4 kN	(min M / zug V)
Myd= 3443.0 kNm	Ved = 41.0 kN	(max V / zug M)
Druckgurt oben :	d0 = 189.0 cm	Ved = 37.1 kN (VRd,max=1279)
Myd= 21.3 kNm	d1 = 3.2 cm	VRd,c = 201.6 kN
Nd = -1086.7 kN		Theta = 18.435
erfAs1 = erfAs2 = 3.4 cm²		erfasB = 2.0 cm²/m
Zuggurt unten :	d0 = 42.0 cm	Ved = 4.1 kN (VRd,max=414)
Myd= 2.4 kNm	d1 = 3.5 cm	VRd,c = -37.3 kN
Nd = 1086.7 kN		Theta = 45.000
erfAs1 = erfAs2 = 12.1 cm²		erfasB = 2.0 cm²/m

Aufhängebewehrung:

ZQ_1 = 45.5 kN	erf_Asv.li = 1.0 cm²
ZQ_2 = 8.0 kN	erf_Asv.re = 0.2 cm²

nach 'Leonhardt' je Seite mindestens für 0,8 * maxQ bemessen:

ZQ_3 = 32.8 kN	erf_Asv.re = 0.8 cm²
----------------	----------------------



4.1.1. Nachweis Endverankerung

Nachweis der Verankerung

Einwirkung

V_{ed} [kN] : 1.163,19
 N_{ed} [kN] : 0

Material

Beton : C25/30
 f_{ck} [N/mm²] : 25
 Betonstahl : B500
 f_{yk} [N/mm²] : 500

Geometrie

h [cm] : 85
 b_w [cm] : 35
 d_{1u} [cm] : 7,1
 d [cm] : 78,0
 c_{nom} [cm] : 2,5

Bewehrung

1.Lage

$\varnothing_{s,L}^{1.Lage}$ [mm] : 25
 $n_{s,L}^{1.Lage}$ [Stk] : 4
 $d_{1u}^{1.Lage}$ [cm] : 4,55
 $A_{s,L}^{1.Lage}$ [cm²] : 19,63
 $A_{s,L}^{ges}$ [cm²] : 39,3

2.Lage

$\varnothing_{s,L}^{2.Lage}$ [mm] : 25
 $n_{s,L}^{2.Lage}$ [Stk] : 4
 $d_{1u}^{2.Lage}$ [cm] : 9,55
 $A_{s,L}^{2.Lage}$ [cm²] : 19,63

3.Lage

$\varnothing_{s,L}^{3.Lage}$ [mm] : 25
 $n_{s,L}^{3.Lage}$ [Stk] : 0
 $d_{1u}^{3.Lage}$ [cm] : 14,55
 $A_{s,L}^{3.Lage}$ [cm²] : 0,00

$\varnothing_{s,w}$ [mm] : 8
 $s_{s,w}$ [cm] : 9
 $n_{s,w}$ [-] : 4
 α [°] : 90
 $a_{s,w}$ [cm²/m] : 22,34

Schnittigkeit

Randzugkraft

z [cm] : 70,2
 $V_{Rd,cc}$ [kN] : 172,3
 $\cot \theta$ [-] : 1,71
 a_l [cm] : 59,88
 F_{ed} [kN] : 992,78
 $erf A_s$ [cm²] : 22,83
 F_{Rd} [kN] : 382,01

Verankerung

Verbund : 2 1 = guter Verbund, 2 = mäßiger Verbund
 Lagerung : 1 1 = direkte Lagerung, 2 = indirekte Lagerung
 f_{bd} [N/mm²] : 1,89
 α [-] : 1 Verankerungsbeiwert
 $l_{b,rqd}$ [cm] : 144,1
 $l_{b,min}$ [cm] : 28,8
 l_{bd} [cm] : 55,9 > vorh. l_b [cm] : 21,5

Zulage

$\varnothing_{s,L}^{Zulage}$ [mm] : 14
 $n_{s,L}^{Zulage}$ [Stk] : 16
 $A_{s,L}^{Zulage}$ [cm²] : 24,63

F_{ed} [kN] : 610,77
 $erf A_s$ [cm²] : 14,05

α [-] : 0,7 Verankerungsbeiwert
 Verbund : 1 1 = guter Verbund, 2 = mäßiger Verbund
 $l_{b,rqd}$ [cm] : 80,7
 $l_{b,min}$ [cm] : 11,3
 l_{bd} [cm] : 21,5 < vorh. l_b [cm] : 21,5



4.2. WAT EG – Achse E – F

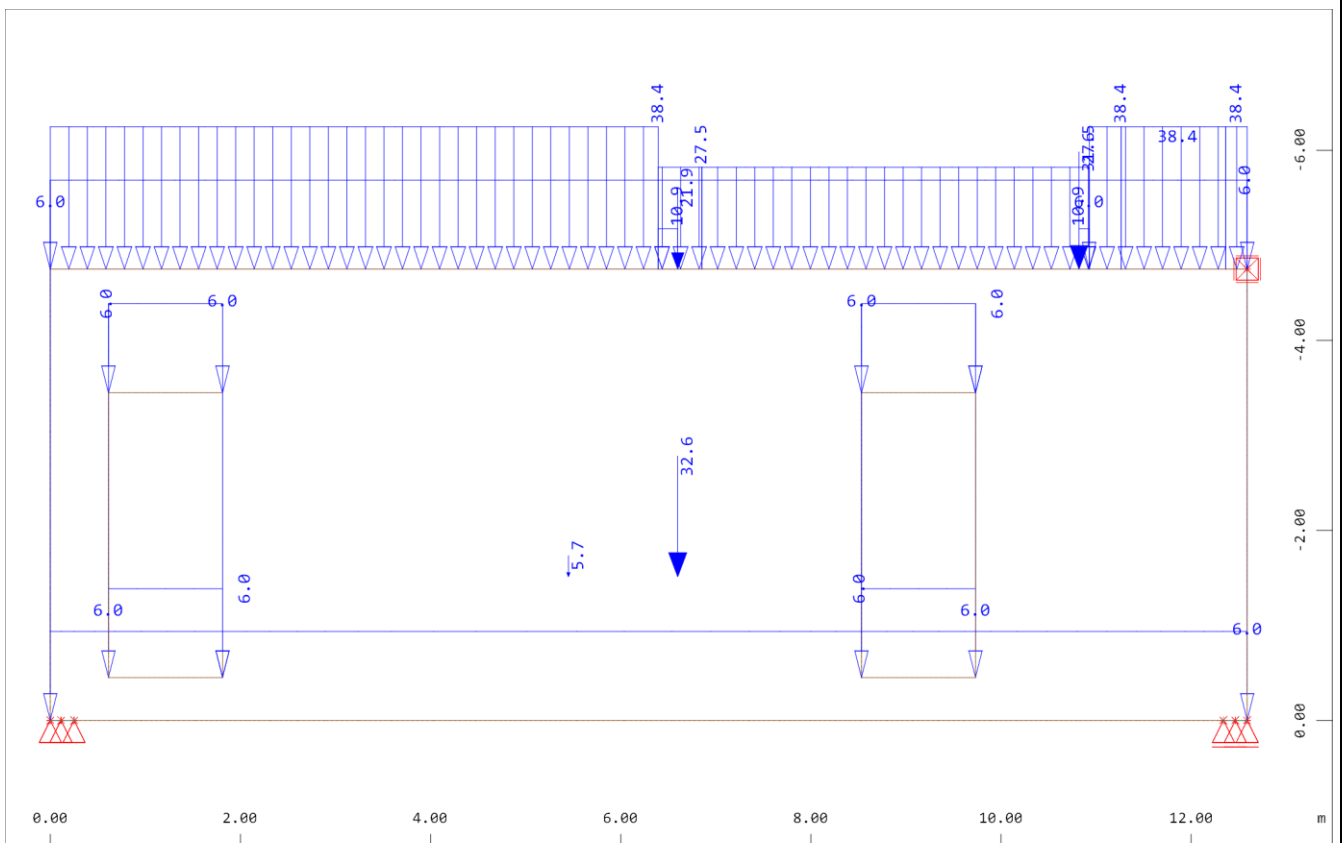
<u>Parameter:</u>	System:	wandartiger Träger
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 12,35 \text{ m}; H = 4,75 \text{ m}$
	Querschnitt:	$b = 24 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1, W0 $c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast	$g = 4,75 \times 0,24 \times 25$	=	28,5 kN/m
	aus Pos. 1.10	g	=	27,5 kN/m
	aus Pos. 1.11	g	=	10,9 kN/m
	aus Pos. 2.13	G	=	21,9 kN
	aus Pos. 2.14	G	=	31,6 kN
	aus Pos. 6.3	G	=	32,6 kN
		G	=	5,7 kN
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 1.10	q	= 22,5 kN/m
		aus Pos. 1.11	q	= 6,6 kN/m
		aus Pos. 2.13	Q	= 13,7 kN
		aus Pos. 2.14	Q	= 18,7 kN
		aus Pos. 6.3	Q	= 15,4 kN
			Q	= 3,0 kN

Nachweis: siehe Programmausdruck

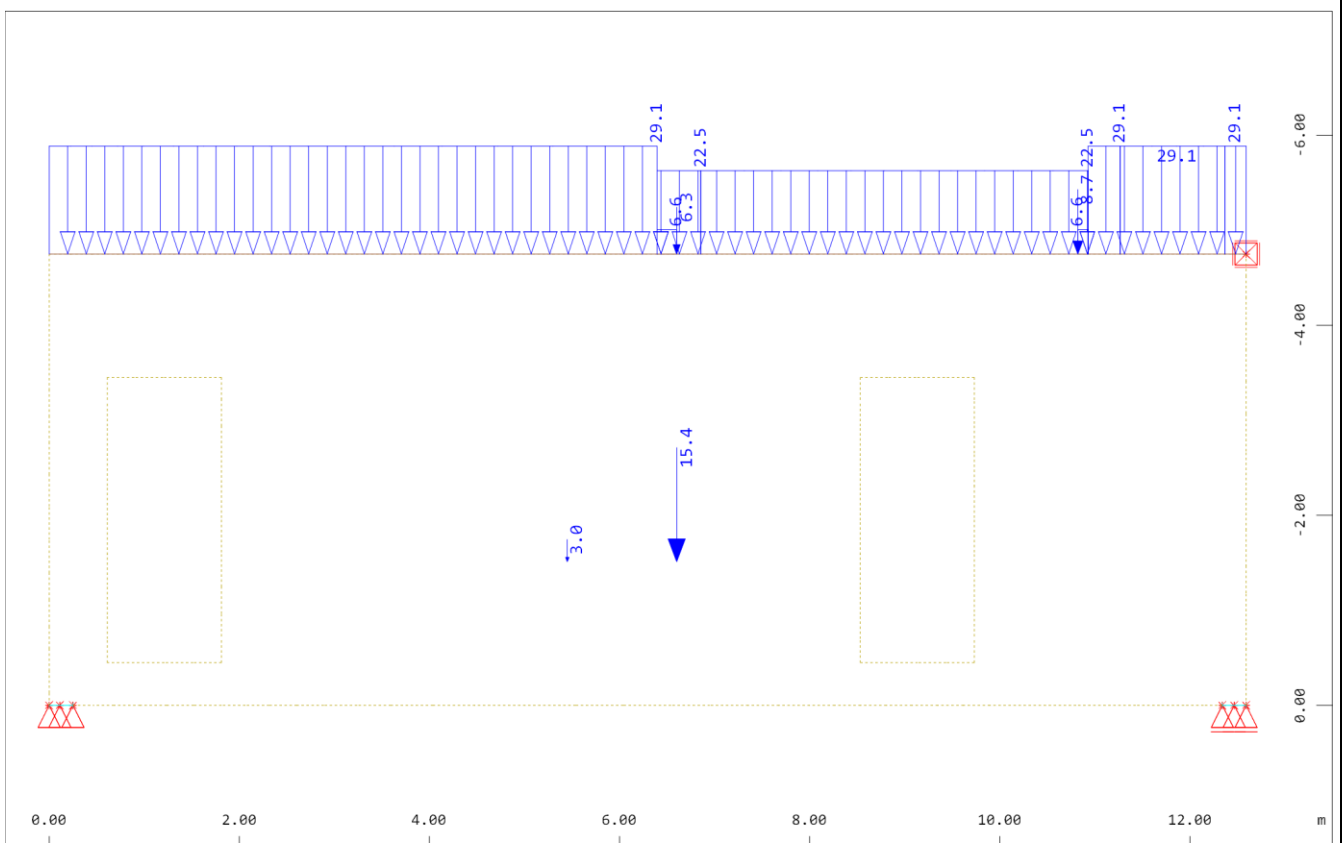
<u>Auflager:</u>	Achse E:	G = 416 kN	Achse F:	G = 429 kN
		Q = 188 kN		Q = 184 kN

<u>Bewehrung:</u>	Zugband	4Ø25	vorh. $A_s = 19,64 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 11,26 \text{ cm}^2$
	Oberflächenbewehr.	Ø8/15 #			
	Zulagen Öffnung Achse E	2x 3Ø25 vertikal, 3Ø25 horizontal			
	Zulagen Öffnung Achse F	2x 3Ø20 vertikal, 3Ø20 horizontal			



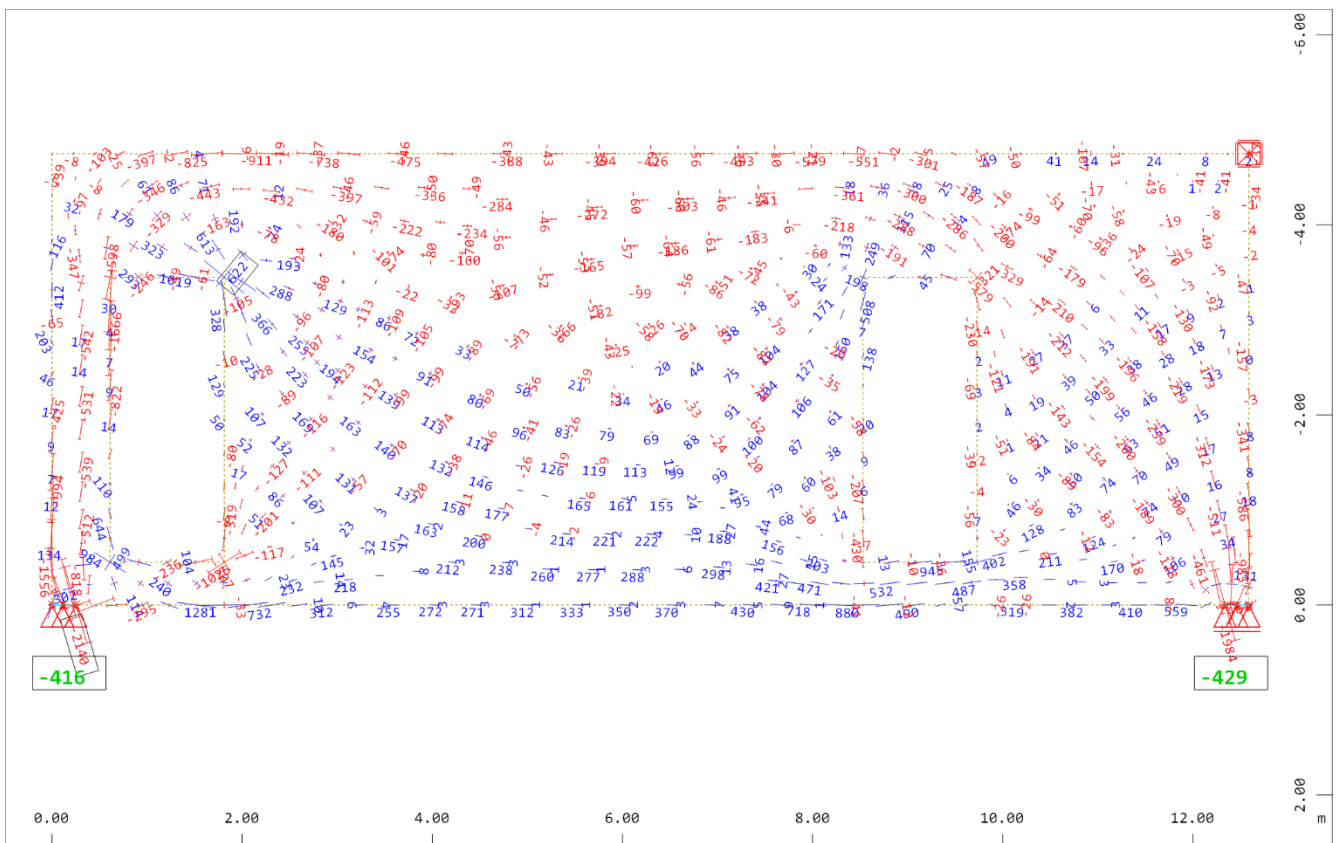
Alle Lasten, Lastfall 1 g , (1 cm im Raum = Unit) Freie Einzellast (Kraft) Vektor
(Unit=20.0 kN, Max=32.6 $\blacktriangleright$), Freie Linienlast (Kraft) in global Z (Unit=20.0
kN/m, Max=38.4 $\blacktriangleright$), QUAD-Flächeneigengewicht in global Z im Element (Unit=5.0

M 1 : 78



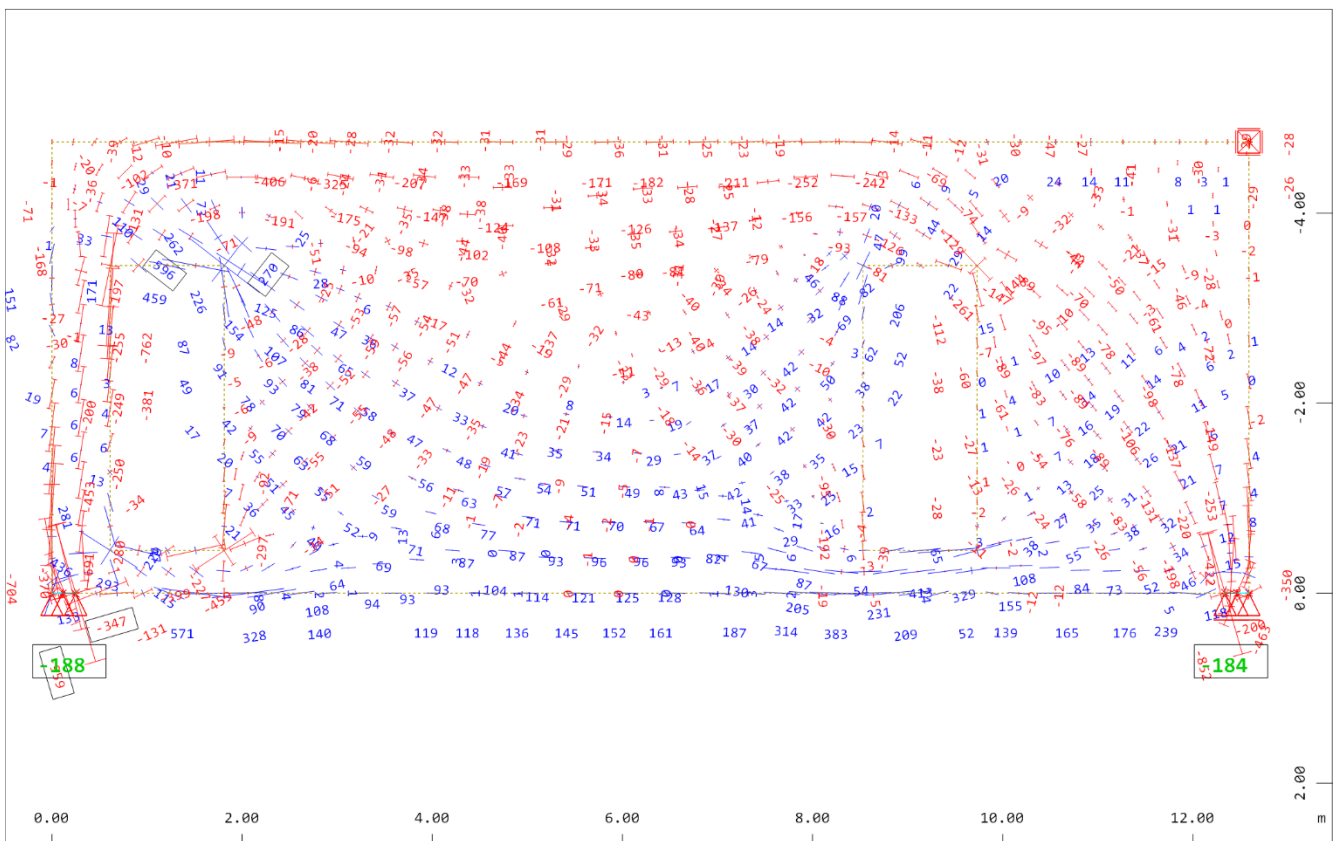
Alle Lasten, Lastfall 2 q , (1 cm im Raum = Unit) Freie Einzellast (Kraft) Vektor
(Unit=10.0 kN, Max=15.4 $\blacktriangleright$), Freie Linienlast (Kraft) in global Z (Unit=20.0
kN/m, Max=29.1 $\blacktriangleright$)

M 1 : 78



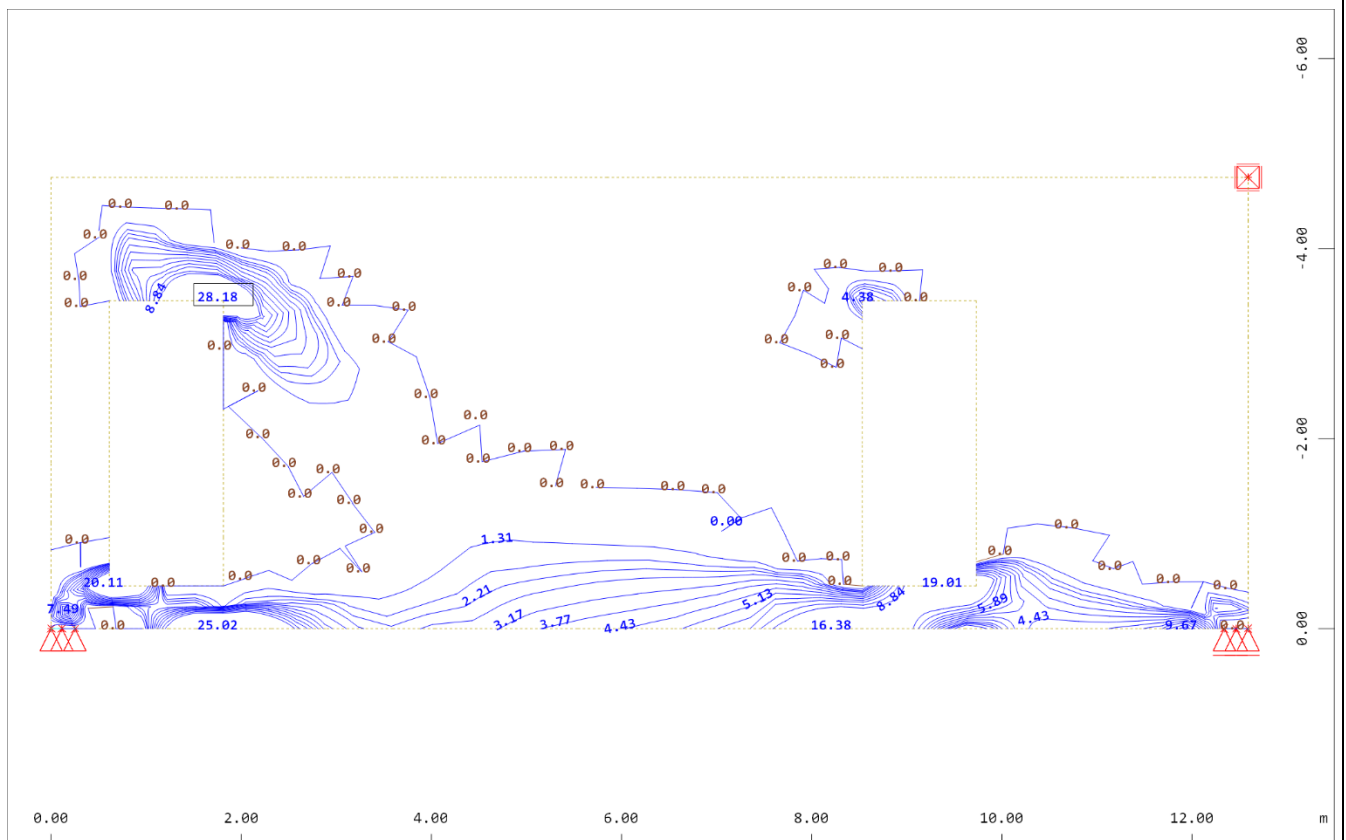
Hauptmembrankräfte im Knoten, Lastfall 1 g , 1 cm im Raum = 2000.0 kN/m
Y X
Z
(Min=-2140) (Max=1366)
Summe Randauflagerkraft in global Z in kN, Lastfall 1 g (Min=-429) (Max=-416) (Summe: -429)

M 1 : 78



Hauptmembrankräfte im Knoten, Lastfall 2 q , 1 cm im Raum = 500.0 kN/m
Y X
Z
(Min=-959) (Max=596)
Summe Randauflagerkraft in global Z in kN, Lastfall 2 q (Min=-188) (Max=-184) (Summe: -188)

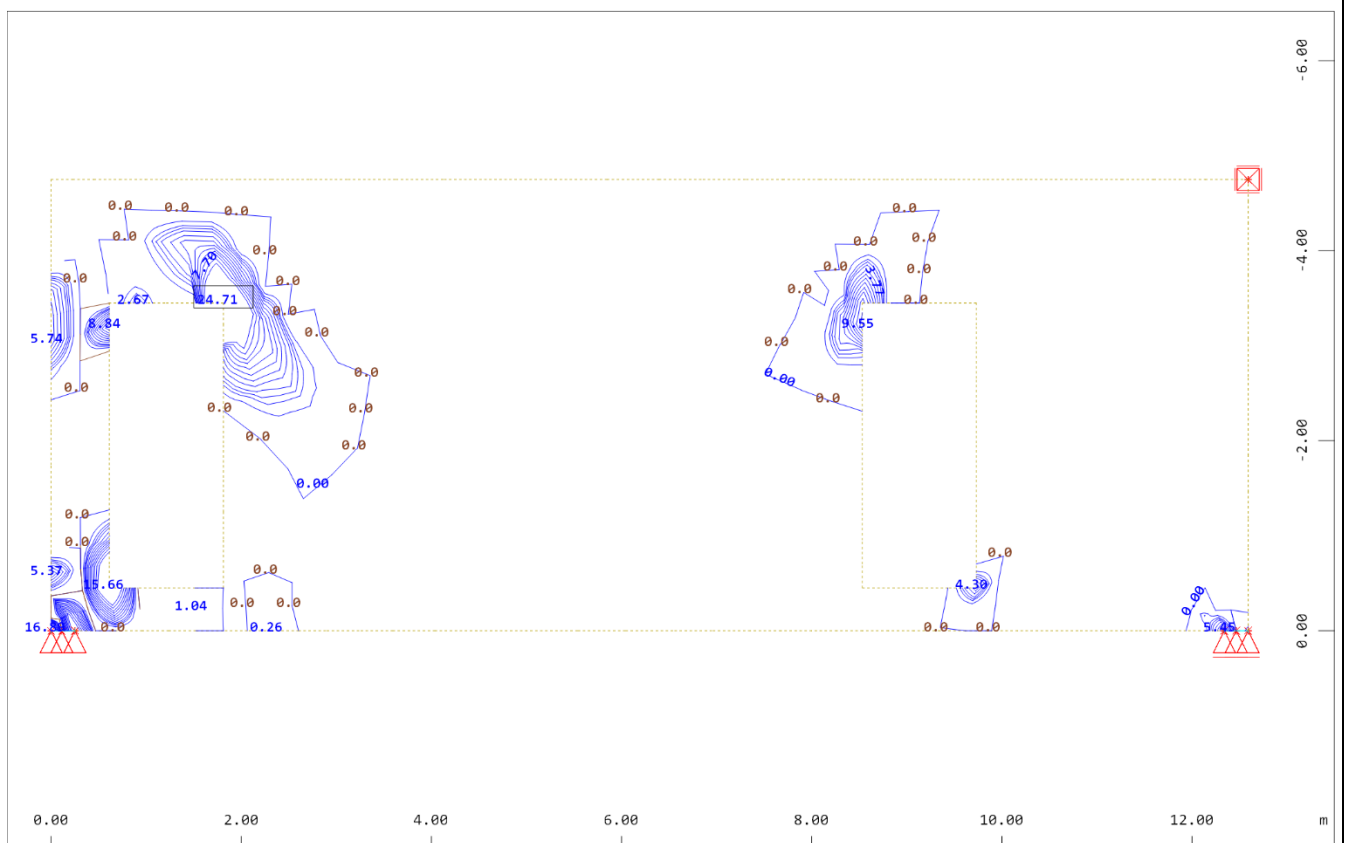
M 1 : 78



Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten
Y-X
Z , Differenzen zu 3.35, von 0.00 bis 28.18 cm2/m

↔, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT

M 1 : 78



Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten
Y-X
Z , Differenzen zu 3.35, von 0.00 bis 24.71 cm2/m

↔, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT

M 1 : 78



5. Mauerwerkswände

5.1. Außenwand OG Achse 8

Parameter: System: zweiseitig gehaltene Wand
 Abmessung: H = 4,42 m
 Querschnitt: t = 24 cm
 Material: KS P 20 2.0 DM

Belastung: ständige Lasten

aus Pos. 1.1	g	= 25,13 kN/m
aus Pos. 2.5	G	= 118,0 kN
aus Pos. 2.6	G	= 35,7 kN

Wand im DG (incl. Fassade)

$g_{\text{Achse E}} = (0,24 \times 20 + 0,115 \times 20 + 0,5) \times 3,67$	= 27,9 kN/m
$g_{\text{First}} = (0,24 \times 20 + 0,155 \times 20 + 0,5) \times 4,58$	= 34,8 kN/m
$g_{\text{Achse F}} = (0,24 \times 20 + 0,115 \times 20 + 0,5) \times 3,24$	= 24,6 kN/m
$g = [(24,6 + 34,8) / 2 \times 2,23 + (34,8 + 27,9) / 2 \times 1,52] / 3,75$	= 30,4 kN/m

veränderliche Lasten

Nutzlast	aus Pos. 1.1	q	= 43,6 kN/m
	aus Pos. 2.5	Q	= 82,8 kN
	aus Pos. 2.6	Q	= 28,7 kN
Schnee	aus Pos. 2.5	S	= 10,4 kN
Wind	aus Pos. 2.5	W	= 6,7 kN

Nachweis: siehe Programmausdruck

Lutherhaus 2024

Genehmigungsplanung

Seite: 182

Position: 5.1

INGENIEURBÜRO BAUWESEN

Krüger, Jungmann und Partner GmbH

Beratende Ingenieure VBI

Wände

Eb.	Typ	MatNr.	Lagerung	h _s [m]	d ₀ [cm]	l ₀ [m]	g ₀ [kN/m ²]	g _z [kN/m ²]
1	einschalige Außenwand	1	zweiseitig	4.42	24.0	3.85	4.80	0.50

Eb. : Ebene, unterste Wand = 1

h_s : lichte Wandhöhe

d₀ : Wanddicke bzw. Dicke der Tragschicht bei mehrschichtigem Wandaufbau

l₀ : rechnerische Wandlänge

g₀ : Wandeigengewicht

g_z : Eigengewichtszuschlag für Putz, Wandverkleidung etc.

Geschossdecken

Eb.	Typ	E-Modul [N/mm ²]	d ₀ [cm]	Seite	a [cm]	l [m]	b [m]	Lagerung
1	einseitig	36000	22.0	rechts	24.0	6.58	3.85	gelenkig

Typ : Deckenart (einseitig/beidseitig)

d₀ : Dicke der Geschossdecke

a : Deckenaufлагertiefe

l : Spannweite

b : Einflussbreite der Geschossdecke

Lasten

Vertikale Wandlasten

Einzellasten

Nr.	Eb.	G [kN]	Q [kN]	ay [m]	az [m]	d ₁ [cm]	d ₂ [cm]	Einwirkung
2	1	118.0	82.8	0.15	1.19	30.0	24.0	Kat. E: Lagerflächen
3	1	0.0	10.4	0.15	1.19	30.0	24.0	Schnee H < 1000 m
4	1	0.0	6.7	0.15	1.19	30.0	24.0	Windlasten
5	1	35.7	28.7	3.79	1.19	11.5	24.0	Kat. E: Lagerflächen

Eb. : Ebene, unterste Wand = 1

G : ständiger Lastanteil

Q : veränderlicher Lastanteil

ay : Abstand der Einzellast bzw. des Lastanfang in Wandlängsrichtung

az : Abstand des Lastangriffspunkts vom Wandkopf

d₁ : Ausdehnung der Lastaufstandsfläche in Wandlängsrichtung

d₂ : Ausdehnung der Lastaufstandsfläche in Wanddickenrichtung

Einwirkung : Einwirkung des veränderlichen Lastanteils

Linienlasten

Nr.	Eb.	Typ	g ₀ [kN/m]	q ₀ [kN/m]	Einwirkung
1	1	Gleichlast	33.60	0.00	Kat. E: Lagerflächen

g₀ : ständiger Lastanteil der Linienlast (bei Trapezlasten Ordinate am Lastanfang)

q₀ : veränderlicher Lastanteil der Linienlast (bei Trapezlasten Ordinate am Lastanfang)

Deckenlasten

Nr.	Eb.	Typ	Durchlaufwirkung	g [kN/m ²]	q [kN/m ²]	A _g [kN/m]	A _q [kN/m]	Einwirkung
6	1	Gleichlast	Deckengeometrie	7.50	13.00	25.13	43.55	Kat. E: Lagerflächen

Eb. : Ebene, unterste Decke = 1

Durchlaufwirkung : Bestimmung der Deckenaufлагerkraft

g : ständiger Lastanteil

q : veränderlicher Lastanteil

A_g : Auflagerkraft auf Wand infolge ständigem Lastanteil

A_q : Auflagerkraft auf Wand infolge veränderlichem Lastanteil

Einwirkung : Einwirkung des veränderlichen Lastanteils



Ergebnisse

Lastfallkombinationen

Lastkombination nach EN 1990, Gl. (6.10 a/b)

Nr.	Typ	K ₀	K ₂	K ₅	zugehörige Last
1	Gv	1.35	1.00	1.00	Gv (Lasten 1, 2, 5, 6)
2	Qv	1.50	0.00	0.00	Lasten 2,5
3	Qv	0.90	0.00	0.00	Last 4
4	Qv	1.50	0.00	0.00	Last 3
5	Qv	1.50	1.50	0.00	Qv, re-> Decke 1 (Last 6)

Gv: ständige Anteile vertikaler Lasten

Qv: veränderliche Anteile vertikaler Lasten

Typ : Lastfallart

K₀ : Drucknachweis

K₂ : Nachweis Plattenschub

K₅ : Nachweis klaffende Fuge in Dickenrichtung (Begrenzung der Exzentrizität)

Begrenzung der Knotenmomente (Anwendung Rücksatzregel)

In mindestens einer der untersuchten Lastfallkombinationen wurde am Wandkopf eine Begrenzung der Knotenmomente entspr. EN 1996-1-1, Anhang C(4) vorgenommen. Eventuellen Rissabzeichnungen sollte durch geeignete konstruktive Maßnahmen vorgebeugt werden.

Begrenzung der planmäßigen Exzentrizität

Nachweis nach DIN EN 1996:2019, nach NCI zu 7.2

z [m]	e _d [cm]	zul e _d [cm]	η
4.42	8.0	8.0	1.00
2.21	0.2	8.0	0.03
0.74	3.0	8.0	0.38
0.00	2.8	8.0	0.34

z : Nachweisstelle, gemessen vom Fußpunkt

e_d : max. Exzentrizität in Wandickenrichtung (Betrag)

zul e_d : zulässige Exzentrizität in Wandickenrichtung

η : Auslastung

Nachweis bei (ex-)zentr. Druckbeanspruchung

Nachweis nach DIN EN 1996:2019, Abs. 6.1.2

Knicklänge

$$h_{ef} = 4.42 \text{ m}$$

Knickschlankheit

$$\lambda_c = 18.42$$

Wandquerschnitt

$$A_w = 9240.0 \text{ cm}^2$$

Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit

$$f_d = 4.31 \text{ N/mm}^2$$

z [m]	y [m]	t _{cal} [cm]	N _{Ed} [kN/m]	e _{i/mk} [cm]	Φ _{i/m}	N _{Rd} [kN/m]	η
4.42	0.15	24.0	144.60	10.3	0.14	144.60	1.00 ⁽¹⁾
2.21	0.15	24.0	503.68	-1.3	0.58	598.47	0.84
0.74	1.93	24.0	170.96	-5.8	0.43	446.95	0.38
0.00	0.15	24.0	317.18	-4.7	0.61	627.81	0.51

⁽¹⁾η= 1.0 verfahrensbedingt

(Rücksatzregel, DIN EN 1996-1-1, Anh. C(5), zeigt nicht die Grenztraglast des Wandsystems an!)

z : Nachweisstelle, gemessen vom Fußpunkt

y : Vertikalschnitt, gemessen vom Wandanfang (y=0)

t_{cal} : rechnerische Wanddicke

N_{Ed} : Bemessungswert der einwirkenden Drucknormalkraft

e_{i/mk} : Ausmitte in Wandickenrichtung (inkl. e_{int} und e_e)

Φ_{i/m} : Abminderungsfaktor infolge Lastausmitte und Schlankheit (Φ_i für Wandkopf/-Fuß, Φ_m für Wandmitte)

N_{Rd} : Bemessungswert der aufnehmbaren Drucknormalkraft

η : Auslastung

**Nachweis Teilflächenpressung**

Nachweis nach DIN EN 1996:2019, Abs. 6.1.3

Nr.	a_1 [m]	h_c [m]	A_b [cm ²]	l_{efm} [m]	β	N_{Edc} [kN]	N_{Rdc} [kN]	η
2	0.00	3.23	720.0	1.23	1.00	283.5	310.1	0.91
3	0.00	3.23	720.0	1.23	1.00	15.6	310.1	0.05
4	0.00	3.23	720.0	1.23	1.00	10.1	310.1	0.03
5	0.00	3.23	276.0	1.05	1.00	91.2	118.9	0.77

Nr. : Lastnummer
 a_1 : maßgebender Randabstand der Lastaufstandsfläche
 h_c : Höhe der Lasteintragung
 A_b : Übertragungsfläche
 l_{efm} : wirksame Länge des lastabtragenden Bereichs in halber Wandhöhe
 β : Erhöhungsfaktor für Teilflächenpressung
 N_{Edc} : Bemessungswert der Auflagerkraft in der Lagerfuge
 N_{Rdc} : Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft in der Lagerfuge

Schubnachweis – Plattenschub

Nachweis nach DIN EN 1996:2019, Abs. 6.2

Haftscherfestigkeit (unvermörtelte Stoßfugen) $f_{vk0} = 0.11 \text{ N/mm}^2$

z [m]	y [m]	V_{Ed} [kN/m]	d_c [cm]	σ_d [N/mm ²]	f_{vd} [N/mm ²]	V_{Rd} [kN/m]	η
4.42	0.15	6.05	4.3	2.87	1.25	35.90	0.17
2.21	0.15	6.05	24.0	1.12	0.55	87.25	0.07
0.00	0.15	6.05	19.7	1.02	0.51	66.71	0.09

z : Nachweisstelle, gemessen vom Fußpunkt
 y : Vertikalschnitt, gemessen vom Wandanfang ($y=0$)
 V_{Ed} : Bemessungswert der Querkraft
 d_c : überdrückte Wanddicke
 σ_d : mittlere Druckspannung
 f_{vd} : Bemessungswert der Schubfestigkeit
 V_{Rd} : Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft
 η : Auslastung



6. Treppen / Laufsteg

6.1. Treppelauf 18 Stg.

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{hor}} = 5,41 \text{ m}$, $B = 1,0 \text{ m}$, $\Delta H = 3,24 \text{ m}$ (18 Stg. 18/28)
	Querschnitt:	$h = 25 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1, FT $c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,25 / \cos 32,7^\circ \times 25$	= 7,43 kN/m
	Stufenkeil	$g = 0,18 / 2 \times 25$	= 2,25 kN/m
	Belag	g	= 1,00 kN/m
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	q	= 5,0 kN/m

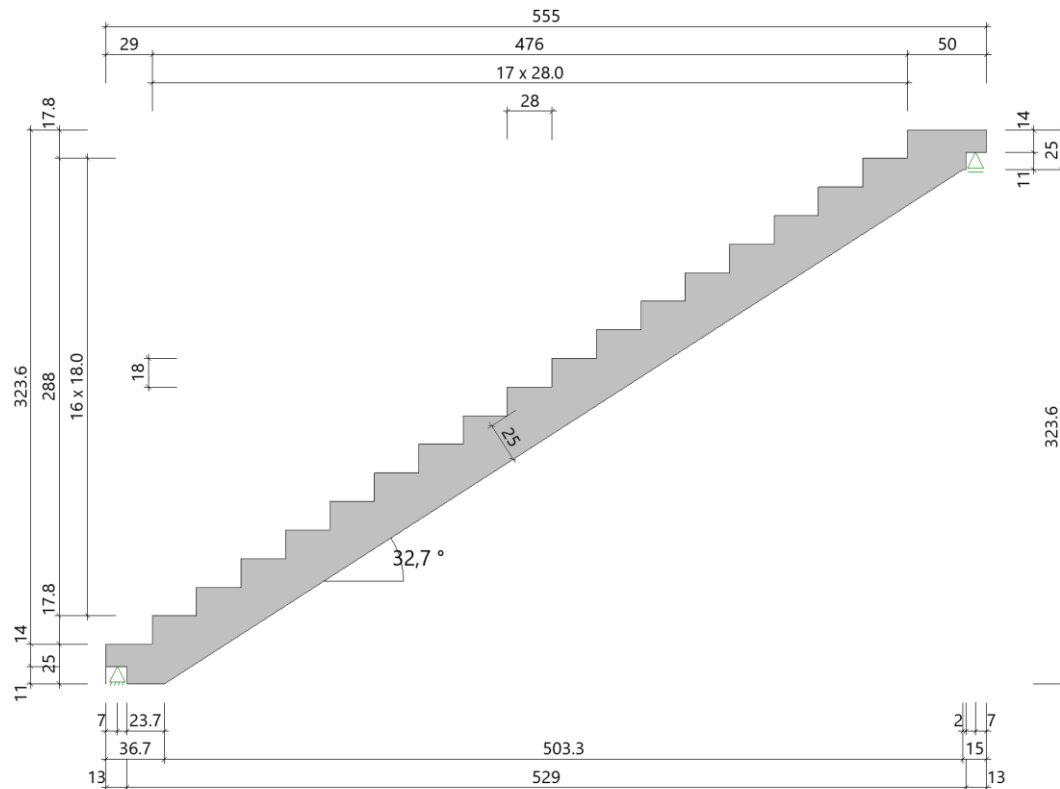
Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	ständige Last	g	= 28,5 kN/m
	veränderliche Last	q	= 13,5 kN/m

Einbauteil Schöck Tronsole 2x Typ F

Position: 6.1 Treppenlauf 18 Stg.

Treppenlauf (x64) B7+ 01/23 (FRILO R-2023-1/P02)

System**Systemgrafik****Geometrie**

Rfb Podest oben - Rfb Podest unten	$H_1 =$	323.6 cm
Länge vom 1. bis zum letzten Antritt	$L_1 =$	476.0 cm
Länge unteres Podest bis VK Auflager	$L_2 =$	29.0 cm
Länge oberes Podest bis VK Auflager	$L_3 =$	50.0 cm
Laufbreite	$B_1 =$	100.0 cm
Belagbreite	$B_2 =$	100.0 cm
Verkehrslastbreite	$B_3 =$	100.0 cm
Anzahl der Steigungen	$n_s =$	18
Antrittshöhe unten	$H_u =$	17.8 cm
Antrittshöhe oben	$H_o =$	17.8 cm
Treppenstufen	$H_s / L_s =$	18.0 / 28.0 cm
Unterschneidung	$u =$	0.0 cm
Treppenlaufdicke	$D_1 =$	25.0 cm
Dicke unteres Podest	$D_2 =$	25.0 cm
Dicke oberes Podest	$D_3 =$	25.0 cm
Länge der Laufuntersicht im Grundriß	$L_4 =$	503.4 cm
Abstand 1. Antritt bis zum Knickpunkt unten	$L_5 =$	7.7 cm

Lutherhaus 2024

Genehmigungsplanung

Seite: 187

Position: 6.1

INGENIEURBÜRO BAUWESEN

Krüger, Jungmann und Partner GmbH

Beratende Ingenieure VBI

Länge der unteren Auflagerkonsole

$L_6 = 13.0 \text{ cm}$

Länge der oberen Auflagerkonsole

$L_7 = 13.0 \text{ cm}$

Dicke der unteren Auflagerkonsole

$D_6 = 14.0 \text{ cm}$

Dicke der oberen Auflagerkonsole

$D_7 = 14.0 \text{ cm}$

Abstand unteres Auflager vom Konsolenende

$L_{14} = 7.0 \text{ cm}$

Abstand oberes Auflager vom Konsolenende

$L_{15} = 7.0 \text{ cm}$

Lagerung

unten: gelenkig mit Konsole

oben: gelenkig mit Konsole

Auflager

Ort [-]	horizontal [kN/m]	vertikal [kN/m]	drehend [kNm/rad]
links	starr	starr	frei
rechts	frei	starr	frei

Dauerhaftigkeit

Anforderungen Dauerhaftigkeit

Betonangriff

X0

Bewehrungskorrosion

XC1

Mindestbetonklasse

C 16/20

Längsbewehrung

$d_{s,l} = 10 \text{ mm}$

Vorhaltemaß

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Längsbewehrung

$c_{min,l} = 10 \text{ mm} \cdot 5$

Betondeckung

$c_{nom,l} = 20 \text{ mm}$

Verlegemaß Bügel

$c_{v,b} = 20 \text{ mm}$

zul. Rissbreite

$w_{max} = 0.40 \text{ mm}$

*5: Verbund maßgebend

Kriechen

Kriechzahl und Schwindmaß

wirksame Bauteildicke

$h_0 = 17.1 \text{ cm}$

Luftfeuchte

LU = 50 %

Zement Typ RS

Normalbeton

$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Belastungsalter

$t_0 = 28 \text{ Tage}$

$t = \text{unendlich}$

Kriechzahl

$\phi(t_0, t) = 2.34$

Schwindmaß

$\epsilon_{cs}(t) = -0.64 \text{ ‰}$

Lasten

Sicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Einwirkungsgruppe	γ_G	γ_Q	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kat. C: Versammlungsbereiche	1,35	1,5	0,7	0,7	0,6

Belastung

Ort [-]	Typ [-]	g [kN/m ²]	q [kN/m ²]
unteres Podest/ Konsole	Belag	1.00	
	Verkehr	-	5.00
Treppenlauf	Belag	1.00	
	Verkehr	-	5.00
oberes Podest/ Konsole	Belag	1.00	
	Verkehr	-	5.00

Lutherhaus 2024

Genehmigungsplanung

Seite: 188

Position: 6.1

INGENIEURBÜRO BAUWESEN

Krüger, Jungmann und Partner GmbH

Beratende Ingenieure VBI

Resultierende Belastung (bezogen auf die horizontale Fläche)

Ort [-]	Typ [-]	γ_g [kN/m ²]	γ_q [kN/m ²]
unteres Podest/ Konsole	Eigengewicht	6.25	
	Belag	1.00	
	Verkehr	-	5.00
	Summe	7.25	5.00
Treppenlauf	Eigengewicht	9.68	
	Belag	1.00	
	Verkehr	-	5.00
	Summe	10.68	5.00
oberes Podest/ Konsole	Eigengewicht	6.25	
	Belag	1.00	
	Verkehr	-	5.00
	Summe	7.25	5.00

Das Eigengewicht ist mit $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

Norm, Materialien und Bewehrungslage

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

Baustoffe: Beton (Fertigteil) C30/37

Stahl B500A

$\gamma_c = 1.50$
 $\gamma_s = 1.15$

$f_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yk} = 500.0 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = 17.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$

Einzellängen (bezogen auf die Stabachsen)

	unteres Podest	Treppenlauf	oberes Podest
Abmessung	0.26 m	5.03 m (L_{hor}) 3.24 m (L_{vert}) 5.98 m (L_{ges})	0.12 m

Bewehrungslage unten $d_1 = 3.0 \text{ cm}$

Bewehrungslage oben $d_2 = 3.0 \text{ cm}$

Ergebnisse Treppe

Biegebemessung

Alle Bemessungsergebnisse je m Treppenbreite!

Biegebewehrung

Ort [-]	h [cm]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	erf. a_{su} [cm ² /m]	erf. a_{so} [cm ² /m]	Info [-]
unteres Podest, untere Bewehrung	25.0	14.51	0.0	3.0	0.0	*
Treppenlauf, untere Bewehrung	25.0	80.04	0.8	8.4	0.0	
oberes Podest, untere Bewehrung	25.0	6.72	0.0	3.0	0.0	*

*) Mindestlängsbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 9.2.1.1 (1) ist maßgebend.

vorh. Bewehrung

untere Bewehrung 10 Ø 12 / 10.0 cm

(Programmvorschlag für Anzahl Ø)

vorh. $a_{su} = 11.31 \text{ cm}^2/\text{m}$

Hinweis: vorh. a_s (bezogene Bewehrung) = vorh. A_s (absolute Bewehrung) / B_1 (Laufbreite).

**Schubbemessung****Schubbewehrung B500A**

Ort [-]	V_{Ed} [kN/m]	N_{Ed} [kN/m]	k_z [-]	θ [Grad]	a_{sL} [cm ² /m]	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	$V_{Rd,max}$ [kN/m]	erf. $a_{sBü}$ [cm ² /m ²]	Info [-]
unteres Podest links	58.1	0.0	0.82	18.4	0.0	115.1	688.5	9.3	*
unteres Podest rechts	53.6	0.0	0.82	18.4	3.0	115.1	688.5	9.3	*
Treppenlauf links	45.1	-29.0	0.82	18.4	3.0	118.2	688.5	9.3	*
Treppenlauf rechts	-47.7	30.7	0.82	18.4	3.2	111.9	688.5	9.3	*
oberes Podest links	-56.7	0.0	0.82	18.4	3.0	115.1	688.5	9.3	*
oberes Podest rechts	-58.7	0.0	0.82	18.4	0.0	115.1	688.5	9.3	*

*) Mindestschubbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 9.2.2 (5) ist maßgebend.

Rissbreitennachweis

Der Nachweis erfolgt mit der quasiständigen Einwirkungskombination bei Berücksichtigung des Kriechens ($\phi = 2,34$).

Rissbreitenbegrenzung Treppe:

Ort [-]	h [cm]	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	vorh. A_{su} [cm ²]	vorh. A_{so} [cm ²]	UWK [-]	$d_{s,vorh}$ [mm]	$d_{s,Grenz}$ [mm]	vorh. w [mm]	zul. w [mm]
Treppenlauf, untere Seite	25.0	49.95	0.5	11.3	0.0	XC1	12	39	0.12	0.40

Verformung

Die Berechnung erfolgt mit der quasiständigen Einwirkungskombination für den Zustand I bei Berücksichtigung des Kriechens ($E_{c,eff} = 9873 \text{ N/mm}^2$).

max. $f = 1.6 \text{ cm}$ (im Treppenlauf bei $x = 2.84 \text{ m}$)

Hinweis: Der Durchbiegungswert ist senkrecht zur entsprechenden Bauteilachse zu verstehen. Der x -Wert bezieht sich auf den Bauteilanzfang (Anfang unteres Podest, Treppenlauf, oberes Podest usw.) und verläuft in Richtung der Bauteilachse.

Auflagerkräfte**Definition Auflagerkräfte**

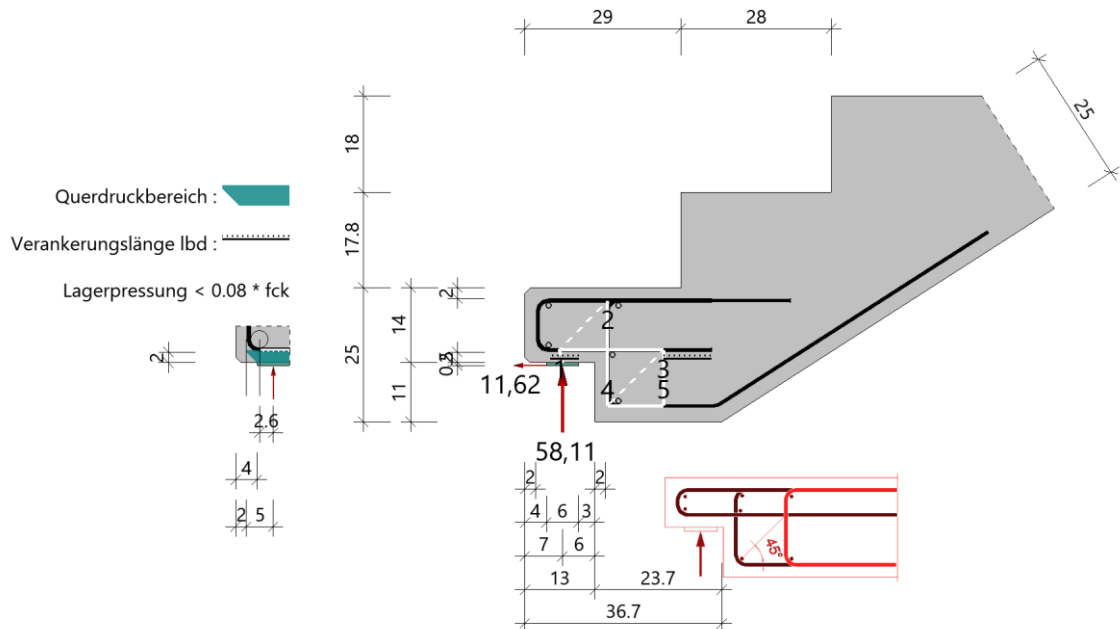
(A) linkes Auflager (v) vertikale Auflagerkraft
 (B) rechtes Auflager (h) horizontale Auflagerkraft

Auflagerkräfte je m Treppenbreite

	A_v [kN/m]	A_h [kN/m]	B_v [kN/m]	B_h [kN/m]
$\gamma = 1.0$				
gesamt	41.5	0.0	42.0	0.0
aus g	28.0	0.0	28.5	0.0
aus q	13.5	0.0	13.5	0.0
γ-fach				
gesamt	58.1	0.0	58.7	0.0
aus g	37.8	0.0	38.4	0.0
aus q	20.3	0.0	20.3	0.0

Treppeneigengewicht

Das Treppeneigengewicht (ohne Belag) G_k beträgt 51.1 kN

Konsole unten**Grafik Konsole unten****Ergebnisse****Eingaben:**

Streifenlager:	Breite = 6.0 cm	Dicke = 0.5 cm	Tiefe = 100.0 cm
Betondeckung Konsole:	$C_{v,oben} = 2.0$ cm	$C_{v,unten} = 2.0$ cm	$C_{v,links} = 2.0$ cm
Aufhängebewehrung:	$C_{v,unten} = 2.6$ cm	$C_{v,links} = 2.0$ cm	

Horizontallast $H_{Ed} = 11.62$ kN/m (20 % aus $F_{Ed} = 58.11$ kN/m)

Ergebnisse

Neigung der Druckstreben: Winkel₂₁₃ $\Theta_1 = 45.7^\circ$ Winkel₂₄₃ $\Theta_2 = 45.0^\circ$

$$\begin{aligned} \sigma_{Rd,max} &= k_2 \cdot v' \cdot f_{cd} = 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.85 \cdot 30 / 1.50 = 12.75 \text{ N/mm}^2 \\ v &= 0.7 - f_{ck} / 200 = 0.7 - 30.00 / 200 = 0.550 \\ V_{Rd,max} &= 0.5 \cdot v \cdot b \cdot z_k \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.5 \cdot 0.550 \cdot 100.0 \cdot 9.20 \cdot 3.00 / 1.50 = 506.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lagerpressung:

$$\sigma_{ld} = F_{Ed} / (b \cdot t) = 58.11 / (6.0 \cdot 100.0) = 0.97 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.08$$

Druckstrebe:

$$\begin{aligned} a_1 &= 2 \cdot d_{Konsole,un} = 2 \cdot 2.4 = 4.8 \text{ cm} \\ a_2 &= (a_1 \cdot a_v / z_k + l_p) \cdot \sin(\Theta_1) = (4.80 \cdot 8.98 / 9.20 + 6.0) \cdot 0.7156 = 7.6 \text{ cm} \\ \sigma_{cd} &= F_{cd,12} / (a_2 \cdot t) = 81.2 / (7.65 \cdot 100.0) = 1.06 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.08 \end{aligned}$$

$$a_c / h_c = 0.43$$

$V_{Rd,c} = 62.90 > F_{Ed} = 58.11$ und $a_c / h_c \leq 0.5 \Rightarrow$ es ist kein zweiter Bügel notwendig.

$$\begin{aligned} a_H &= h_{stl} + d_{Konsole,un} = 0.5 + 2.4 = 2.9 \text{ cm} \\ \Delta a_c &= H_{Ed} / F_{Ed} \cdot a_H = 11.62 / 58.11 \cdot 2.9 = 0.6 \text{ cm} \\ a_v &= d_{aufh,un} + a_c + \Delta a_c = 2.4 + 6.0 + 0.58 = 9.0 \text{ cm} \\ z_k &= h_c - d_{konsole,ob} - d_{konsole,un} = 14.0 - 2.4 - 2.4 = 9.2 \text{ cm} \\ z &= d_{Podest} - d_{Konsole,ob} - d_{aufh,un} = 25.0 - 2.4 - 3.0 = 19.6 \text{ cm} \\ F_{cd(1,2)} &= -F_{Ed} / \sin \Theta_1 = -58.1 / 0.7156 = -81.2 \text{ kN} \\ F_{td(1,3)} &= F_{Ed} \cdot a_v / z_k + H_{Ed} = 58.1 \cdot 8.98 / 9.20 + 11.6 = 68.3 \text{ kN} \\ F_{td(2,4)} &= F_{Ed} + H_{Ed} \cdot z_k / z \cdot \cot \Theta_2 = 58.1 + 11.6 \cdot 9.20 / 19.60 \cdot 1.00 = 63.6 \text{ kN} \\ F_{cd(3,4)} &= -F_{td(2,4)} / \cos(\Theta_2) = -63.6 / 0.7071 = -89.9 \text{ kN} \\ F_{td(4,5)} &= F_{cd(3,4)} \cdot \cos(\Theta_2) = 89.9 \cdot 0.7071 = 63.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Konsolenbewehrung

$$a_{s, \text{erf}} = F_{td(1,3)} / f_{yd} = 68.3 / 43.48 = 1.57 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{gewählt } \emptyset 8 / 10 = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \eta = 0.31$$

Aufhängebewehrung

$$a_{s, \text{erf}} = F_{td(2,4)} / f_{yd} = 63.6 / 43.48 = 1.46 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{gewählt } \emptyset 8 / 10 = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \eta = 0.29$$

Zweiter Aufhängerbügel ist erforderlich, Schubbewehrung im Podest.

Verankerung am Konsolenende

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.14 = 0.304$$

$$l_{b, \text{rqd}} = \emptyset / 4 \cdot f_{yd} / f_{bd} = 0.8 / 4 \cdot 43.48 / 0.304 = 28.6 \text{ cm}$$

$$c_d = 2.0 \text{ cm}, \emptyset 8 \text{ mm}, p = 0.97 \text{ N/mm}^2, A_{s, \text{erf}} / A_{s, \text{vorh}} = 1.6 \text{ cm}^2 / 5.0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_1 = 0.7 \quad \alpha_2 = 1.0 \quad \alpha_3 = 1.0 \quad \alpha_4 = 1.0 \quad \alpha_5 = 0.67 \quad (\text{Formeln ohne } \alpha_i = 1.0)$$

$$l_{b, \text{min}} = \max\{(0.3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{b, \text{rqd}} \cdot 2/3); (6.7 \cdot \emptyset)\} = \max\{(0.3 \cdot 0.7 \cdot 28.6 \cdot 2/3); (6.7 \cdot 0.8)\} = 5.3 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b, \text{rqd}} \cdot A_{s, \text{erf}} / A_{s, \text{vorh}} = 0.7 \cdot 0.67 \cdot 28.6 \cdot 1.57 / 5.03 = 4.2 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = \max(l_{bd}; l_{b, \text{min}}) = \max(4.2; 5.3) = 5.3 \text{ cm}$$

$$l_{b, \text{vorh}} = 8.0 \text{ cm} \geq l_{bd} = 5.3 \text{ cm} \quad \checkmark$$

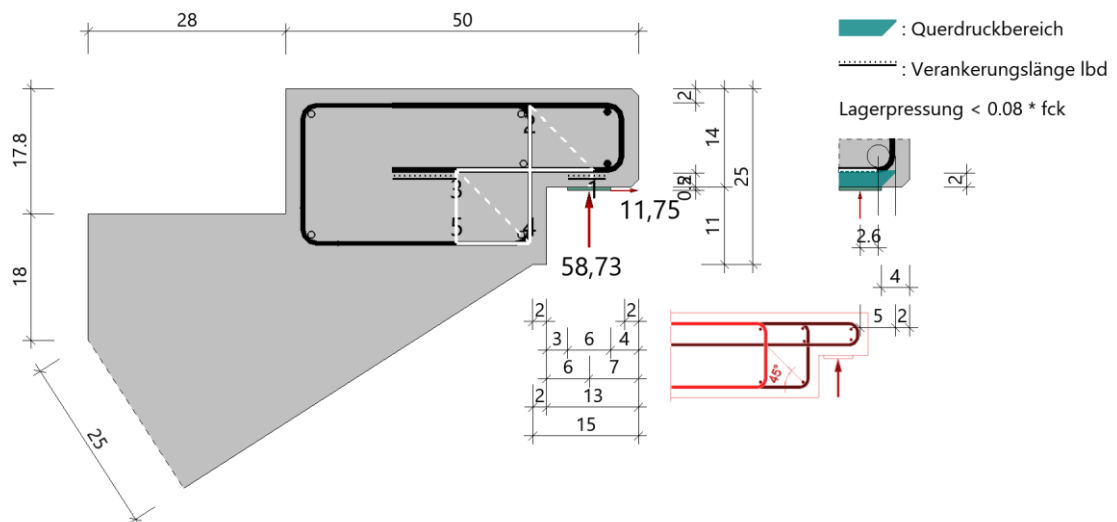
Verankerung im Podest

$$\alpha_1 = 1.0 \quad \alpha_2 = 1.0 \quad \alpha_3 = 1.0 \quad \alpha_4 = 1.0 \quad \alpha_5 = 1.0 \quad (\text{Formeln ohne } \alpha_i = 1.0)$$

$$l_{b, \text{min}} = \max\{(0.3 \cdot l_{b, \text{rqd}}); (10 \cdot \emptyset)\} = \max\{(0.3 \cdot 28.6); (10 \cdot 0.8)\} = 8.6 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = l_{b, \text{rqd}} \cdot A_{s, \text{erf}} / A_{s, \text{vorh}} = 28.6 \cdot 1.57 / 5.03 = 8.9 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = \max(l_{bd}; l_{b, \text{min}}) = \max(8.9; 8.6) = 8.9 \text{ cm}$$

Konsole oben**Grafik Konsole oben****Ergebnisse****Eingaben:**

Streifenlager:	Breite = 6.0 cm	Dicke = 0.5 cm	Tiefe = 100.0 cm
Betondeckung Konsole:	$c_{v, \text{oben}} = 2.0 \text{ cm}$	$c_{v, \text{unten}} = 2.0 \text{ cm}$	$c_{v, \text{rechts}} = 2.0 \text{ cm}$
Aufhängebewehrung:	$c_{v, \text{unten}} = 2.6 \text{ cm}$	$c_{v, \text{rechts}} = 2.0 \text{ cm}$	

$$\text{Horizontallast } H_{Ed} = 11.75 \text{ kN/m} \quad (20 \% \text{ aus } F_{Ed} = 58.73 \text{ kN/m})$$

Ergebnisse

$$\text{Neigung der Druckstreben: Winkel}_{213} \quad \Theta_1 = 45.7^\circ \quad \text{Winkel}_{243} \quad \Theta_2 = 45.0^\circ$$



$$\begin{aligned}\sigma_{Rd,max} &= k_2 \cdot v' \cdot f_{cd} &= 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.85 \cdot 30 / 1.50 &= 12.75 \text{ N/mm}^2 \\ v &= 0.7 - f_{ck} / 200 &= 0.7 - 30.00 / 200 &= 0.550 \\ V_{Rd,max} &= 0.5 \cdot v \cdot b \cdot z_k \cdot f_{ck} / \gamma_c &= 0.5 \cdot 0.550 \cdot 100.0 \cdot 9.20 \cdot 3.00 / 1.50 &= 506.0 \text{ kN}\end{aligned}$$

Lagerpressung:

$$\sigma_{ld} = F_{Ed} / (b \cdot t) = 58.73 / (6.0 \cdot 100.0) = 0.98 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.08$$

Druckstrebe:

$$\begin{aligned}a_1 &= 2 \cdot d_{\text{Konssole,un}} &= 2 \cdot 2.4 &= 4.8 \text{ cm} \\ a_2 &= (a_1 \cdot a_v / z_k + l_p) \cdot \sin(\Theta_1) &= (4.80 \cdot 8.98 / 9.20 + 6.0) \cdot 0.7156 &= 7.6 \text{ cm} \\ \sigma_{cd} &= F_{cd,12} / (a_2 \cdot t) &= 82.1 / (7.65 \cdot 100.0) &= 1.07 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.08\end{aligned}$$

$$a_c / h_c = 0.43$$

$V_{Rd,c} = 62.90 > F_{Ed} = 58.73$ und $a_c / h_c \leq 0.5 \Rightarrow$ es ist kein zweiter Bügel notwendig.

$$\begin{aligned}a_H &= h_{stl} + d_{\text{Konssole,un}} &= 0.5 + 2.4 &= 2.9 \text{ cm} \\ \Delta a_c &= H_{Ed} / F_{Ed} \cdot a_H &= 11.75 / 58.73 \cdot 2.9 &= 0.6 \text{ cm} \\ a_v &= d_{\text{aufh,un}} + a_c + \Delta a_c &= 2.4 + 6.0 + 0.58 &= 9.0 \text{ cm} \\ z_k &= h_c - d_{\text{Konssole,ob}} - d_{\text{Konssole,un}} &= 14.0 - 2.4 - 2.4 &= 9.2 \text{ cm} \\ z &= d_{\text{Podest}} - d_{\text{Konssole,ob}} - d_{\text{aufh,un}} &= 25.0 - 2.4 - 3.0 &= 19.6 \text{ cm} \\ F_{cd(1,2)} &= -F_{Ed} / \sin \Theta_1 &= -58.7 / 0.7156 &= -82.1 \text{ kN} \\ F_{td(1,3)} &= F_{Ed} \cdot a_v / z_k + H_{Ed} &= 58.7 \cdot 8.98 / 9.20 + 11.7 &= 69.1 \text{ kN} \\ F_{td(2,4)} &= F_{Ed} + H_{Ed} \cdot z_k / z \cdot \cot \Theta_2 &= 58.7 + 11.7 \cdot 9.20 / 19.60 \cdot 1.00 &= 64.2 \text{ kN} \\ F_{cd(3,4)} &= -F_{td(2,4)} / \cos(\Theta_2) &= -64.2 / 0.7071 &= -90.8 \text{ kN} \\ F_{td(4,5)} &= F_{cd(3,4)} \cdot \cos(\Theta_2) &= 90.8 \cdot 0.7071 &= 64.2 \text{ kN}\end{aligned}$$

Konsolenbewehrung

$$a_{s,erf} = F_{td(1,3)} / f_{yd} = 69.1 / 43.48 = 1.59 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{gewählt } \emptyset 8 / 10 = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \eta = 0.32$$

Aufhängebewehrung

$$a_{s,erf} = F_{td(2,4)} / f_{yd} = 64.2 / 43.48 = 1.48 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{gewählt } \emptyset 8 / 10 = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \eta = 0.29$$

Zweiter Aufhängerbügel ist erforderlich, Schubbewehrung im Podest.

Verankerung am Konsolenende

$$\begin{aligned}f_{bd} &= 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} &= 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.14 &= 0.304 \\ l_{b,rqd} &= \emptyset / 4 \cdot f_{yd} / f_{bd} &= 0.8 / 4 \cdot 43.48 / 0.304 &= 28.6 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$c_d = 2.0 \text{ cm}, \emptyset 8 \text{ mm}, p = 0.01 \text{ N/mm}^2, A_{s,erf} / A_{s,vorh} = 1.6 \text{ cm}^2 / 5.0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_1 = 0.7 \quad \alpha_2 = 1.0 \quad \alpha_3 = 1.0 \quad \alpha_4 = 1.0 \quad \alpha_5 = 0.67 \quad (\text{Formeln ohne } \alpha_i = 1.0)$$

$$\begin{aligned}l_{b,min} &= \max\{(0.3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \cdot 2/3); (6.7 \cdot \emptyset)\} &= \max\{(0.3 \cdot 0.7 \cdot 28.6 \cdot 2/3); (6.7 \cdot 0.8)\} &= 5.3 \text{ cm} \\ l_{bd} &= \alpha_1 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh} &= 0.7 \cdot 0.67 \cdot 28.6 \cdot 1.59 / 5.03 &= 4.2 \text{ cm} \\ l_{bd} &= \max(l_{bd}; l_{b,min}) &= \max(4.2; 5.3) &= 5.3 \text{ cm} \\ l_{b,vorh} &= 8.0 \text{ cm} \geq l_{bd} = 5.3 \text{ cm} \quad \checkmark\end{aligned}$$

Verankerung im Podest

$$\alpha_1 = 1.0 \quad \alpha_2 = 1.0 \quad \alpha_3 = 1.0 \quad \alpha_4 = 1.0 \quad \alpha_5 = 1.0 \quad (\text{Formeln ohne } \alpha_i = 1.0)$$

$$\begin{aligned}l_{b,min} &= \max\{(0.3 \cdot l_{b,rqd}); (10 \cdot \emptyset)\} &= \max\{(0.3 \cdot 28.6); (10 \cdot 0.8)\} &= 8.6 \text{ cm} \\ l_{bd} &= l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh} &= 28.6 \cdot 1.59 / 5.03 &= 9.0 \text{ cm} \\ l_{bd} &= \max(l_{bd}; l_{b,min}) &= \max(9.0; 8.6) &= 9.0 \text{ cm} \\ l_{b,vorh} &= 22.3 \text{ cm} \geq l_{bd} = 9.0 \text{ cm} \quad \checkmark\end{aligned}$$



6.2. Treppelauf 8 Stg.

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	L = 2,62 m, B = 1,00 m, ΔH = 1,44 m (8 Stg. 18/28)
	Querschnitt:	h = 20 cm
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{nom} = 2,0$ cm

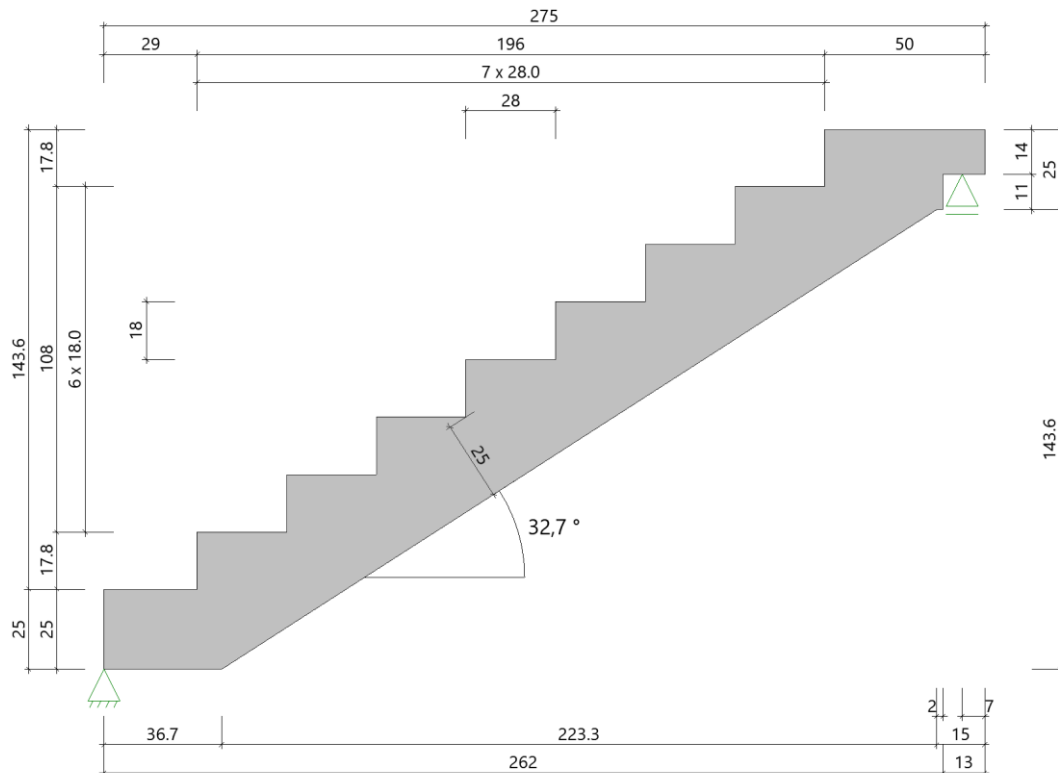
<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast	$g = 0,25 / \cos 32,7^\circ \times 25$	=	7,43 kN/m
	Stufenkeil	$g = 0,18 / 2 \times 25$	=	2,25 kN/m
	Belag		g	= 1,00 kN/m
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast		q	= 5,0 kN/m ²

Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	ständige Last	g	=	13,9 kN/m
	veränderliche Last	q	=	4,0 kN/m
	Einbauteil	Schöck Tronsole 1x Typ B, 1x Typ F		

Position: 6.2 Treppenlauf 8 Stg.

Treppenlauf (x64) B7+ 01/23 (FRILO R-2023-1/P02)

System**Systemgrafik****Geometrie**

Rfb Podest oben - Rfb Podest unten	$H_1 =$	143.6 cm
Länge vom 1. bis zum letzten Antritt	$L_1 =$	196.0 cm
Länge unteres Podest bis VK Auflager	$L_2 =$	29.0 cm
Länge oberes Podest bis VK Auflager	$L_3 =$	50.0 cm
Laufbreite	$B_1 =$	100.0 cm
Belagbreite	$B_2 =$	100.0 cm
Verkehrslastbreite	$B_3 =$	100.0 cm
Anzahl der Steigungen	$n_s =$	8
Antrittshöhe unten	$H_u =$	17.8 cm
Antrittshöhe oben	$H_o =$	17.8 cm
Treppenstufen	$H_s/L_s =$	18.0 / 28.0 cm
Unterschneidung	$u =$	0.0 cm
Treppenlaufdicke	$D_1 =$	25.0 cm
Dicke unteres Podest	$D_2 =$	25.0 cm
Dicke oberes Podest	$D_3 =$	25.0 cm
Länge der Laufuntersicht im Grundriß	$L_4 =$	223.4 cm
Abstand 1. Antritt bis zum Knickpunkt unten	$L_5 =$	7.7 cm
Länge der oberen Auflagerkonsole	$L_7 =$	13.0 cm

Lutherhaus 2024

Genehmigungsplanung

Seite: 195

Position: 6.2

INGENIEURBÜRO BAUWESEN

Krüger, Jungmann und Partner GmbH

Beratende Ingenieure VBI

Dicke der oberen Auflagerkonsole

$D_7 = 14.0 \text{ cm}$

Abstand oberes Auflager vom Konsolenende

$L_{15} = 7.0 \text{ cm}$

Lagerung

unten: gelenkig ohne Konsole

oben: gelenkig mit Konsole

Auflager

Ort [-]	horizontal [kN/m]	vertikal [kN/m]	drehend [kNm/rad]
links	starr	starr	frei
rechts			

Dauerhaftigkeit

Anforderungen Dauerhaftigkeit

Betonangriff

X0

Bewehrungskorrosion

XC1

Mindestbetonklasse

C 16/20

Längsbewehrung

$d_{s,l} = 10 \text{ mm}$

Vorhaltemaß

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Längsbewehrung

$c_{min,l} = 10 \text{ mm} \cdot 5$

Betondeckung

$c_{nom,l} = 20 \text{ mm}$

Verlegemaß Bügel

$c_{v,b} = 20 \text{ mm}$

zul. Rissbreite

$w_{max} = 0.40 \text{ mm}$

*5: Verbund maßgebend

Kriechen

Kriechzahl und Schwindmaß

wirksame Bauteildicke

$h_0 = 17.1 \text{ cm}$

Luftfeuchte

$LU = 50 \%$

Zement Typ N,R

Normalbeton

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Belastungsalter

$t_0 = 28 \text{ Tage}$

$t = \text{unendlich}$

Kriechzahl

$\phi(t_0, t) = 2.70$

Schwindmaß

$\epsilon_{cs}(t) = -0.49 \%$

Lasten

Sicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Einwirkungsgruppe	γ_G	γ_Q	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kat. C: Versammlungsbereiche	1,35	1,5	0,7	0,7	0,6

Belastung

Ort [-]	Typ [-]	g [kN/m ²]	q [kN/m ²]
unteres Podest/ Konsole	Belag	1.00	3.00
	Verkehr	-	
Treppenlauf	Belag	1.00	3.00
	Verkehr	-	
oberes Podest/ Konsole	Belag	1.00	3.00
	Verkehr	-	


Resultierende Belastung (bezogen auf die horizontale Fläche)

Ort [-]	Typ [-]	g [kN/m ²]	q [kN/m ²]
unteres Podest/ Konsole	Eigengewicht	6.25	
	Belag	1.00	
	Verkehr	-	3.00
	Summe	7.25	3.00
Treppenlauf	Eigengewicht	9.68	
	Belag	1.00	
	Verkehr	-	3.00
	Summe	10.68	3.00
oberes Podest/ Konsole	Eigengewicht	6.25	
	Belag	1.00	
	Verkehr	-	3.00
	Summe	7.25	3.00

Das Eigengewicht ist mit $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

Norm, Materialien und Bewehrungslage

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

Baustoffe: Beton (Fertigteil) C25/30 Stahl B500A

$\gamma_c = 1.50$ $\gamma_s = 1.15$

$f_{ck} = 25.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} = 500.0 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = 14.2 \text{ N/mm}^2$ $f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$

Einzellängen (bezogen auf die Stabachsen)

	unteres Podest	Treppenlauf	oberes Podest
Abmessung	0.33 m	2.23 m (L_{hor}) 1.44 m (L_{vert}) 2.66 m (L_{ges})	0.12 m

Bewehrungslage unten $d_1 = 3.0 \text{ cm}$
 Bewehrungslage oben $d_2 = 3.0 \text{ cm}$

Ergebnisse Treppe
Biegebemessung

Alle Bemessungsergebnisse je m Treppenbreite!

Biegebewehrung

Ort [-]	h [cm]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	erf. a_{su} [cm ² /m]	erf. a_{so} [cm ² /m]	Info [-]
unteres Podest, untere Bewehrung	25.0	7.11	0.0	2.7	0.0	*
Treppenlauf, untere Bewehrung	25.0	2.78	12.5	2.8	0.0	*
oberes Podest, untere Bewehrung	25.0	2.78	0.0	2.7	0.0	*

*) Mindestlängsbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 9.2.1.1 (1) ist maßgebend.

vorh. Bewehrung

untere Bewehrung 10 $\emptyset 8$ / 10.0 cm (Anzahl $\emptyset$ vom Anwender gewählt)
 vorh. $a_{su} = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m}$

Hinweis: vorh. a_s (bezogene Bewehrung) = vorh. A_s (absolute Bewehrung) / B_1 (Laufbreite).

**Schubbemessung****Schubbewehrung B500A**

Ort [-]	V_{Ed} [kN/m]	N_{Ed} [kN/m]	k_z [-]	θ [Grad]	a_{sL} [cm ² /m]	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	$V_{Rd,max}$ [kN/m]	erf. $a_{sBü}$ [cm ² /m ²]	Info [-]
unteres Podest links	23.9	0.0	0.82	18.4	0.0	105.1	573.8	8.2	*
unteres Podest rechts	19.2	0.0	0.82	18.4	2.7	105.1	573.8	8.2	*
Treppenlauf links	16.1	-10.4	0.82	18.4	2.7	106.2	573.8	8.2	*
Treppenlauf rechts	-19.4	12.5	0.82	18.4	2.8	103.8	573.8	8.2	*
oberes Podest links	-23.1	0.0	0.82	18.4	2.7	105.1	573.8	8.2	*
oberes Podest rechts	-24.7	0.0	0.82	18.4	0.0	105.1	573.8	8.2	*

*) Mindestschubbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 9.2.2 (5) ist maßgebend.

Rissbreitennachweis

Der Nachweis erfolgt mit der quasiständigen Einwirkungskombination bei Berücksichtigung des Kriechens ($\phi = 2,7$).

Rissbreitenbegrenzung Treppe:

Ort [-]	h [cm]	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	vorh. A_{su} [cm ²]	vorh. A_{so} [cm ²]	UWK [-]	$d_{s,vorh}$ [mm]	$d_{s,Grenz}$ [mm]	vorh. w [mm]	zul. w [mm]
Treppenlauf, untere Seite	25.0	11.10	-0.2	5.0	0.0	XC1	8	100	0.03	0.40

Verformung

Die Berechnung erfolgt mit der quasiständigen Einwirkungskombination für den Zustand I bei Berücksichtigung des Kriechens ($E_{c,eff} = 8379 \text{ N/mm}^2$).

max. $f = 0.1 \text{ cm}$ (im Treppenlauf bei $x = 1.18 \text{ m}$)

Hinweis: Der Durchbiegungswert ist senkrecht zur entsprechenden Bauteilachse zu verstehen. Der x -Wert bezieht sich auf den Bauteilanzfang (Anfang unteres Podest, Treppenlauf, oberes Podest usw.) und verläuft in Richtung der Bauteilachse.

Auflagerkräfte**Definition Auflagerkräfte**

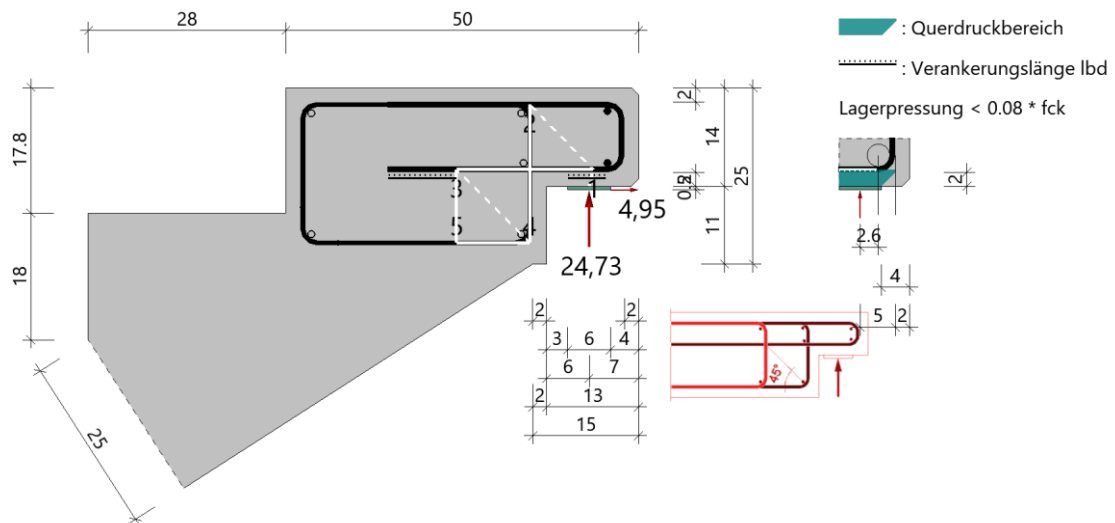
(A) linkes Auflager (v) vertikale Auflagerkraft
 (B) rechtes Auflager (h) horizontale Auflagerkraft

Auflagerkräfte je m Treppenbreite

	A_v [kN/m]	A_h [kN/m]	B_v [kN/m]	B_h [kN/m]
$\gamma = 1.0$				
gesamt	17.3	0.0	17.9	0.0
aus g	13.2	0.0	13.9	0.0
aus q	4.0	0.0	4.0	0.0
γ-fach				
gesamt	23.9	0.0	24.7	0.0
aus g	17.9	0.0	18.7	0.0
aus q	6.0	0.0	6.0	0.0

Treppeneigengewicht

Das Treppeneigengewicht (ohne Belag) G_k beträgt 24.4 kN

Konsole oben**Grafik Konsole oben****Ergebnisse****Eingaben:**

Streifenlager:	Breite = 6.0 cm	Dicke = 0.5 cm	Tiefe = 100.0 cm
Betondeckung Konsole:	$c_{v,oben} = 2.0$ cm	$c_{v,unten} = 2.0$ cm	$c_{v,rechts} = 2.0$ cm
Aufhängebewehrung:	$c_{v,unten} = 2.6$ cm	$c_{v,rechts} = 2.0$ cm	

Horizontallast $H_{Ed} = 4.95$ kN/m (20 % aus $F_{Ed} = 24.73$ kN/m)

Ergebnisse

Neigung der Druckstreben: Winkel₂₁₃ $\Theta_1 = 45.7^\circ$ Winkel₂₄₃ $\Theta_2 = 45.0^\circ$

$$\begin{aligned}\sigma_{Rd,max} &= k_2 \cdot v' \cdot f_{cd} = 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.85 \cdot 25 / 1.50 = 10.63 \text{ N/mm}^2 \\ v &= 0.7 - f_{ck} / 200 = 0.7 - 25.00 / 200 = 0.575 \\ V_{Rd,max} &= 0.5 \cdot v \cdot b \cdot z_k \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.5 \cdot 0.575 \cdot 100.0 \cdot 9.20 \cdot 2.50 / 1.50 = 440.8 \text{ kN}\end{aligned}$$

Lagerpressung:

$$\sigma_{ld} = F_{Ed} / (b \cdot t) = 24.73 / (6.0 \cdot 100.0) = 0.41 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.04$$

Druckstrebe:

$$\begin{aligned}a_1 &= 2 \cdot d_{Konsole,un} = 2 \cdot 2.4 = 4.8 \text{ cm} \\ a_2 &= (a_1 \cdot a_v / z_k + l_p) \cdot \sin(\Theta_1) = (4.80 \cdot 8.98 / 9.20 + 6.0) \cdot 0.7156 = 7.6 \text{ cm} \\ \sigma_{cd} &= F_{cd,12} / (a_2 \cdot t) = 34.6 / (7.65 \cdot 100.0) = 0.45 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.04\end{aligned}$$

$$a_c / h_c = 0.43$$

$V_{Rd,c} = 57.42 > F_{Ed} = 24.73$ und $a_c / h_c \leq 0.5 \Rightarrow$ es ist kein zweiter Bügel notwendig.

$$\begin{aligned}a_H &= h_{stl} + d_{Konsole,un} = 0.5 + 2.4 = 2.9 \text{ cm} \\ \Delta a_c &= H_{Ed} / F_{Ed} \cdot a_H = 4.95 / 24.73 \cdot 2.9 = 0.6 \text{ cm} \\ a_v &= d_{aufh,un} + a_c + \Delta a_c = 2.4 + 6.0 + 0.58 = 9.0 \text{ cm} \\ z_k &= h_c - d_{Konsole,ob} - d_{Konsole,un} = 14.0 - 2.4 - 2.4 = 9.2 \text{ cm} \\ z &= d_{Podest} - d_{Konsole,ob} - d_{aufh,un} = 25.0 - 2.4 - 3.0 = 19.6 \text{ cm} \\ F_{cd(1,2)} &= -F_{Ed} / \sin \Theta_1 = -24.7 / 0.7156 = -34.6 \text{ kN} \\ F_{td(1,3)} &= F_{Ed} \cdot a_v / z_k + H_{Ed} = 24.7 \cdot 8.98 / 9.20 + 4.9 = 29.1 \text{ kN} \\ F_{td(2,4)} &= F_{Ed} + H_{Ed} \cdot z_k / z \cdot \cot \Theta_2 = 24.7 + 4.9 \cdot 9.20 / 19.60 \cdot 1.00 = 27.1 \text{ kN} \\ F_{cd(3,4)} &= -F_{td(2,4)} / \cos(\Theta_2) = -27.1 / 0.7071 = -38.3 \text{ kN} \\ F_{td(4,5)} &= F_{cd(3,4)} \cdot \cos(\Theta_2) = 38.3 \cdot 0.7071 = 27.1 \text{ kN}\end{aligned}$$

Konsolenbewehrung

$$a_{s,erf} = F_{td(1,3)} / f_{yd} = 29.1 / 43.48 = 0.67 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{gewählt } \emptyset 8 / 10 = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \eta = 0.13$$

**Aufhängebewehrung**

$$a_{s, \text{erf}} = F_{td(2,4)} / f_{yd} = 27.1 / 43.48 = 0.62 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{gewählt } \emptyset 8 / 10 = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \eta = 0.12$$

Zweiter Aufhängerbügel ist erforderlich, Schubbewehrung im Podest.

Verankerung am Konsolenende

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.12 = 0.269$$

$$l_{b, \text{rqd}} = \emptyset / 4 \cdot f_{yd} / f_{bd} = 0.8 / 4 \cdot 43.48 / 0.269 = 32.3 \text{ cm}$$

$$c_d = 2.0 \text{ cm}, \emptyset 8 \text{ mm}, p = 0.004 \text{ N/mm}^2, A_{s, \text{erf.}} / A_{s, \text{vorh.}} = 0.7 \text{ cm}^2 / 5.0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_1 = 0.7 \quad \alpha_2 = 1.0 \quad \alpha_3 = 1.0 \quad \alpha_4 = 1.0 \quad \alpha_5 = 0.67 \quad (\text{Formeln ohne } \alpha_i = 1.0)$$

$$l_{b, \text{min}} = \max\{(0.3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{b, \text{rqd}} \cdot 2/3); (6.7 \cdot \emptyset)\} = \max\{(0.3 \cdot 0.7 \cdot 32.3 \cdot 2/3); (6.7 \cdot 0.8)\} = 5.3 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b, \text{rqd}} \cdot A_{s, \text{erf}} / A_{s, \text{vorh}} = 0.7 \cdot 0.67 \cdot 32.3 \cdot 0.67 / 5.03 = 2.0 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = \max(l_{bd}; l_{b, \text{min}}) = \max(2.0; 5.3) = 5.3 \text{ cm}$$

$$l_{b, \text{vorh}} = 8.0 \text{ cm} \geq l_{bd} = 5.3 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Verankerung im Podest

$$\alpha_1 = 1.0 \quad \alpha_2 = 1.0 \quad \alpha_3 = 1.0 \quad \alpha_4 = 1.0 \quad \alpha_5 = 1.0 \quad (\text{Formeln ohne } \alpha_i = 1.0)$$

$$l_{b, \text{min}} = \max\{(0.3 \cdot l_{b, \text{rqd}}); (10 \cdot \emptyset)\} = \max\{(0.3 \cdot 32.3); (10 \cdot 0.8)\} = 9.7 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = l_{b, \text{rqd}} \cdot A_{s, \text{erf}} / A_{s, \text{vorh}} = 32.3 \cdot 0.67 / 5.03 = 4.3 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = \max(l_{bd}; l_{b, \text{min}}) = \max(4.3; 9.7) = 9.7 \text{ cm}$$

$$l_{b, \text{vorh}} = 22.3 \text{ cm} \geq l_{bd} = 9.7 \text{ cm} \quad \checkmark$$



6.3. Zwischenpodest

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 2,4 \text{ m}$
	Querschnitt:	$h = 25 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,25 \times 25$	$= 6,25 \text{ kN/m}^2$
	Ausbau	g	$= 1,0 \text{ kN/m}^2$
	aus Pos. 6.1	g	$= 28,5 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 6.2	g	$= 13,9 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	q	$= 5,0 \text{ kN/m}^2$
	aus Pos. 6.1	q	$= 13,5 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 6.2	q	$= 4,0 \text{ kN/m}$

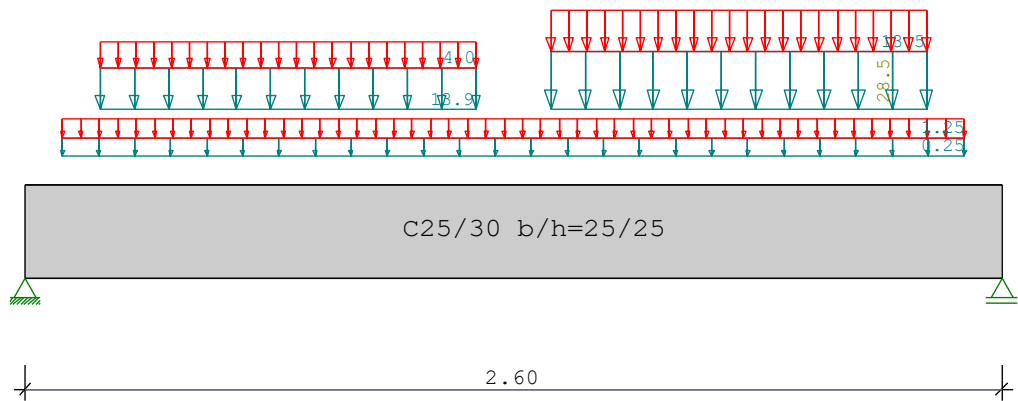
Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	ständige Last	$G_1/G_3 = 26,9 + 11,4/2 = 32,6 \text{ kN}$	$G_2/G_4 = 11,4/2 = 5,7 \text{ kN}$
	veränderliche Last	$Q_1/Q_3 = 12,4 + 6,0/2 = 15,4 \text{ kN}$	$Q_2/Q_4 = 6,0/2 = 3,0 \text{ kN}$
	Bemessungswert	$V_{\text{Ed}} = 67,1 \text{ kN}$	$V_{\text{Ed}} = 12,2 \text{ kN}$
	Einbauteil	Schöck Tronsole 2x Typ Z-V, 2x Typ Z-V+V	
	Nachweis	$V_{\text{Ed}} = 67,1 \text{ kN} < V_{\text{Rd}} = 75 \text{ kN}$	

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	2Ø10	vorh. $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 1,05 \text{ cm}^2$
	untere Lage	4Ø14	vorh. $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 4,19 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/15, n=1	vorh. $a_{\text{sw}} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$		

6.3.1. Zwischenpodest - Balken

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)
 Maßstab 1 : 20



Stahlbetonplatte C25/30 E = 31000 N/mm2 DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12								
System	Länge		Querschnittswerte					
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	I(cm4)			
1	2.60	konstant	25.0	25.0	32552.1			
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
4 C	0.00	1.00	5.00	0.25	0.10	2.40		
		1.00	5.00					
4 C	0.00	13.90	4.00	1.00	0.20	1.00		6.2
		13.90	4.00					
4 C	0.00	28.50	13.50	1.00	1.40	1.00		6.1
		28.50	13.50					
Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma				=	25.0 kN/m3 berücksichtigt.			
Einwirkungen:								
Nr	Kl	Bezeichnung		ψ0	ψ1	ψ2	γ	
C 1	Versammlungsräume			0.70	0.70	0.60	1.50	
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 =	1.54	24.60	0.00	0.00	28.22	-39.34	
Stützmomente Maximum							(kNm , kN)	
Stütze		M li	M re	V li	V re	max F	min F	
1		0.00	0.00	0.00	28.22	28.22	20.16	
2		0.00	0.00	-39.34	0.00	39.34	26.90	



Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	20.16	8.06	0.00	28.22	28.22	20.16
2	26.90	12.44	0.00	39.34	39.34	26.90
Summe:	47.06	20.50	0.00	67.56	67.56	47.06

Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	20.2	20.2	26.9	26.9
C	8.1	0.0	12.4	0.0
Sum	28.2	20.2	39.3	26.9

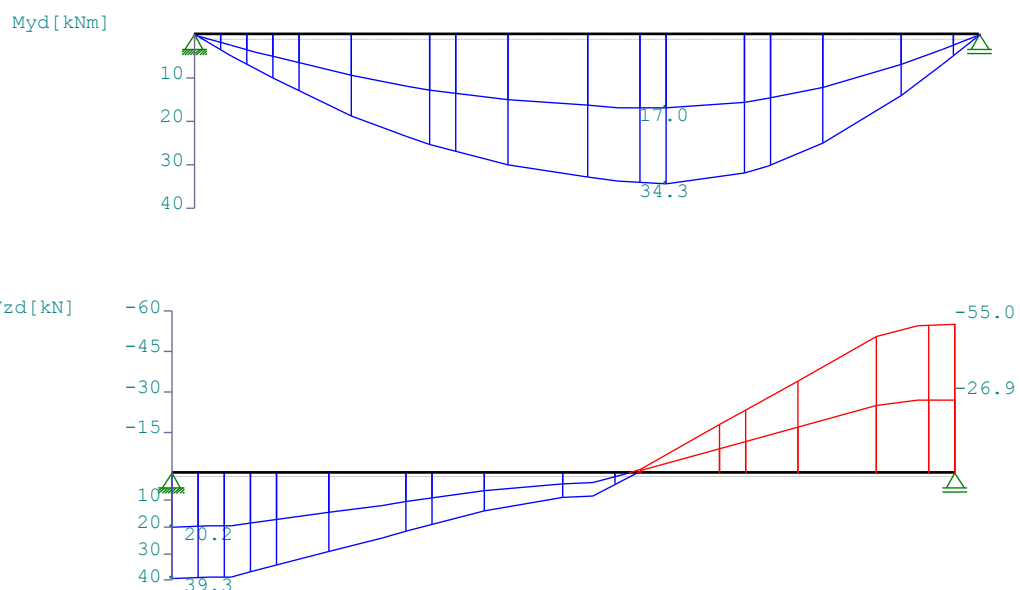
Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!						
Durchbiegungen maximale			minimale			
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)		
1	1.30	0.17	2	0.00	0.00	0

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

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.54	34.36	0.00	0.00	39.31	-54.98

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	39.31	39.31
2		0.00	0.00	-54.98	0.00	54.98

Maßstab 1 : 25





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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C25/30 B500A normalduktil

 Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$

 Bewehrungslage: $d_o = 3.5 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 10$
 $d_u = 3.7 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 14$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

 Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf A_s enthalten.

 Kriechbeiwert: $\phi = 2.70 \epsilon_{cs} = 0.49 \text{ ‰}$ $h_0 = 17.10 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Schneidenlager

 Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	6.68	0.70	-6.68	0.69	25.0/25.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su}	A_{so} (cm ²)
1	1.54	34.4		21.3	0.30	4.2	0.0

 Am ersten Auflager sind mindestens 2.1 cm² zu verankern.

 Am letzten Auflager sind mindestens 2.1 cm² zu verankern.

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

Querkraftbewehrung B500A

Stütze Nr.	Abst (m)	A_{sL} (cm ²)	k_z	V_{Ed} (kN)	$V_{Rd,ca}$ (kN)	$V_{Rd,cb}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	a_{sw} (cm ² /m)
1 re	0.21	6.2	0.72	38.3	32.2	25.7	121.9	1.92
1 *	0.43	6.2	0.72	32.1	32.2	25.7	121.9	0.96
2 li	0.21	6.2	0.72	-53.5	32.2	25.7	144.0	3.34
2 *	0.43	6.2	0.72	-40.1	32.2	25.7	144.0	2.50

* -> Bemessung an Einschnittstelle

Stütze Nr.	Abst (m)	A_{sL} (cm ²)	k_z	V_{Ed} (kN)	Θ (Grad)	$\cot(\Theta)$	$V_{ed}/V_{Rd,max}$ (-)
1 re	0.21	6.2	0.72	38.3	18.4	3.00	0.31
1 *	0.43	6.2	0.72	32.1	18.4	3.00	0.26
2 li	0.21	6.2	0.72	-53.5	22.6	2.41	0.37
2 *	0.43	6.2	0.72	-40.1	22.6	2.41	0.28

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

 Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

 Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.70 \epsilon_{cs} = 0.49 \text{ ‰}$

quasi-ständige Kombination

Feld	x	f_{EI}	$f_{EI}\phi$	$f_{EI}\phi\epsilon$	$f_{EI,lg}$	f_{EI}	$f_{EI}\phi$	$f_{EI}\phi\epsilon$	f
1	1.30	0.13	0.37	0.46	0.30	0.40	0.60	0.78	0.78

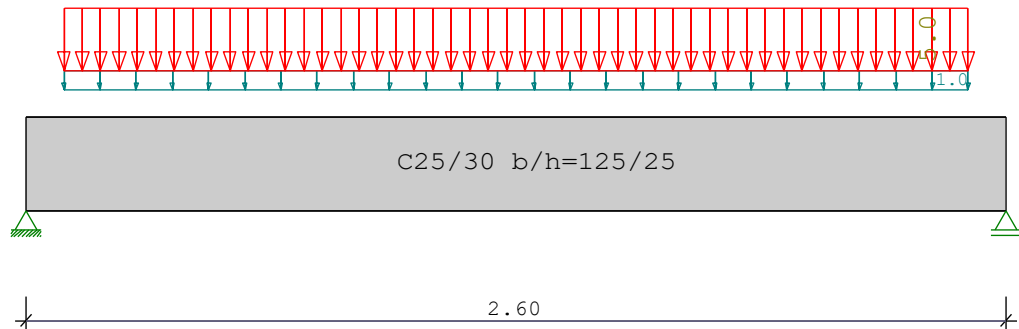
Vorhandene Längsbewehrung			
Feld	erf_As,el	As,pl	vorh_As
1	4.19		6.16 4Φ14
Stütze			
1	0.00		0.00
2	0.00		0.00
Verankerung am 1. Auflager durch Schlaufen o.ä.			
Verankerung am letzten Auflager durch Schlaufen o.ä.			



6.3.2. Zwischenpodest Platte

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 20



Stahlbetonplatte C25/30 E = 31000 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	2.60	konstant	125.0	25.0	162760.4

Trägerbezogene Lasten (kN,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

Typ	EG	Gr	VK	g _L /r	q _L /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
4	C		0.00	1.00	5.00	1.00	0.10	2.40	
				1.00	5.00				

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
C 1		Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FF}= 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 = 1.30	11.64	0.00	0.00	17.36	-17.36

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	17.36	17.36	11.36
2	0.00	0.00	-17.36	0.00	17.36	11.36

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	11.36	6.00	0.00	17.36	17.36	11.36
2	11.36	6.00	0.00	17.36	17.36	11.36
Summe:	22.71	12.00	0.00	34.71	34.71	22.71



Auflagerkräfte (kN)				
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast
Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	11.4	11.4	11.4	11.4
C	6.0	0.0	6.0	0.0
Sum	17.4	11.4	17.4	11.4

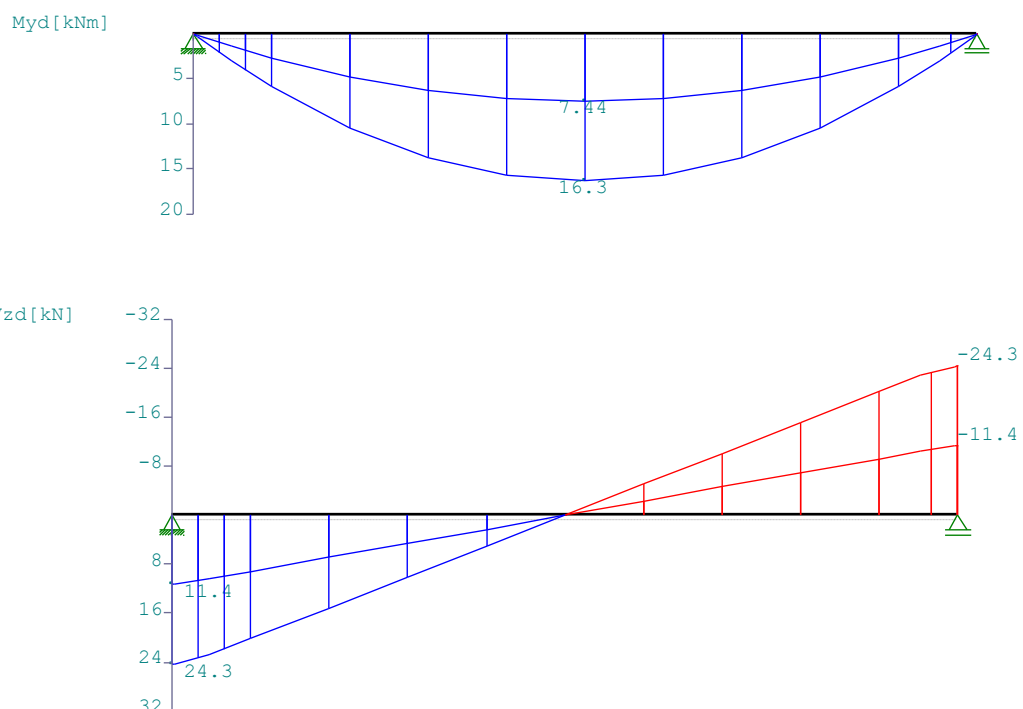
Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!					
Durchbiegungen maximale			minimale		
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)	
1	1.30	0.02	2	2.60	0.00

Ergebnisse für y-fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{F_i} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)					
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li
1	x0 = 1.30	16.35	0.00	0.00	24.33

Stützmomente Maximum (kNm , kN)					
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre
1		0.00	0.00	0.00	24.33
2		0.00	0.00	-24.33	0.00

Maßstab 1 : 25





Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
 FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146
 C25/30 B500A normalduktil

Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
 Bewehrungslage: $d_o = 3.4 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 10$
 $d_u = 3.4 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 14$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
 Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.70 \epsilon_{cs} = 0.49 \text{ ‰}$ $h_0 = 17.10 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Schneidenlager

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	33.40	3.44	-33.40	3.44	125.0/25.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su}	A_{so} (cm ²)
1	1.30	16.3		21.6	0.04	3.4	0.0 *

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)
 Am ersten Auflager sind mindestens 3.4 cm² zu verankern.
 Am letzten Auflager sind mindestens 3.4 cm² zu verankern.
 Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} * \cot(\theta) / 2$ berücksichtigt.

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
 Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.70 \epsilon_{cs} = 0.49 \text{ ‰}$
 quasi-ständige Kombination

Feld	x	f_{EI}	$f_{EI}\phi$	$f_{EI}\phi\epsilon$	$f_{EI,lg}$	f_{EI}	$f_{EI}\phi$	$f_{EI}\phi\epsilon$	f
1	1.30	0.01	0.04	0.05	0.01	0.01	0.04	0.10	0.10

Vorhandene Längsbewehrung

Feld	erf $A_{s,el}$	$A_{s,pl}$	vorh A_s
1	3.44		15.40 10Φ14
Stütze			
1	0.00		0.00
2	0.00		1.57 2Φ10

Verankerung am 1. Auflager durch Schlaufen o.ä.
 Verankerung am letzten Auflager durch Schlaufen o.ä.



7. Gründung

7.1. Bodenplatten

7.1.1. Achse E3 bis F8

<u>Parameter:</u>	System:	elastisch gebettete Bodenplatte
	Abmessung:	$L_x = 11,4 \text{ m}$, $L_y = 11,7 \text{ m}$
	Querschnitt:	$h = 25 \text{ cm}$
	Material:	Beton C35/45
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC2, XA2, WF $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,25 \times 25$	$= 6,25 \text{ kN/m}^2$
	Ausbau	g	$= 2,0 \text{ kN/m}^2$
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	q	$= 5,0 \text{ kN/m}^2$

Nachweis: $\sigma_{\text{Ed}} = 1,35 \times 8,25 + 1,5 \times 5,0 = 18,6 \text{ kN/m}^2 \ll \sigma_{\text{Rd}} = 200 \text{ kN/m}^2$

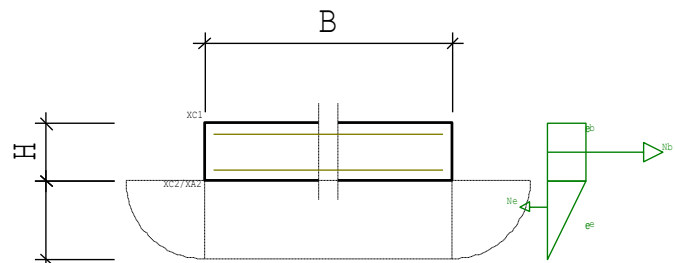
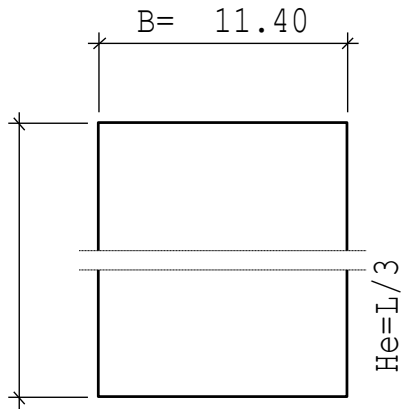
Rissweitennachweis siehe Programmausdruck

<u>Bewehrung:</u>	unter Lage	Q524 bzw. Ø10/15 #	vorh. $a_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_s = 3,84 \text{ cm}^2/\text{m}$
	obere Lage	Q335 bzw. Ø8/15 #	vorh. $a_s = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_s = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}$

Position: 7.1.1 Bodenplatte Achse E3-F8

Rissbreitennachweis (x64) B11 01/23 (Frilo R-2023-1/P02)

Maßstab 1 : 33

**RISSBREITENNACHWEIS nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12**

Betonstahl	B500B	
Beton	C 35/45	
	$t = 3 \dots 5d$ (normale Erh.)	
Betonzugfestigkeit	$kF_{ct}(t) = 0.65$ (nutzerdef.)	$f_{cteff} = 2.09 \text{ N/mm}^2$
E-Modul Beton	$\alpha E = 1.00$ (Zuschlagstoffe)	
	$kE_c(t) = 0.90$ (nutzerdef.)	$E_{cm} = 30600 \text{ N/mm}^2$

KRIECHZAHL

junger Beton	$\phi t = 0.36$ (nutzerdefiniert)
--------------	-----------------------------------

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

	oben	unten
Betonangriff	W0	XA2/WA
Bewehrungskorrosion	XC1	XC2
Mindestbetonklasse	C 16/20	C 35/45
Längsbewehrung	$d_{s,l} = 8 \text{ mm}$	$d_{s,l} = 10 \text{ mm}$
Vorhaltemaß	$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$	$\Delta C_{dev} = 15 \text{ mm}$
reduziertes c_{min}		$\geq C 16/20$
Längsbewehrung	$c_{min,l} = 10 \text{ mm}$	$c_{min,l} = 15 \text{ mm}$
Betondeckung	$c_{nom,l} = 20 \text{ mm}$	$c_{nom,l} = 30 \text{ mm}$
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b} = 20 \text{ mm}$	$c_{v,b} = 30 \text{ mm}$
zul. Rissbreite	$w_{max} = 0.40 \text{ mm}$	$w_{max} = 0.30 \text{ mm}$

BODENPLATTE

Abmessungen	B = 11.40 m	H = 0.25 m
	L = 11.70 m	
Bewehrung	$d_{ob} = 4.3 \text{ cm}$	$d_{un} = 4.5 \text{ cm}$

ZWANG AUS HYDRATATION (FRÜHER ZWANG)

Es wird die in Richtung der Seite L verlaufende Zwangskraft bestimmt.

Verfahren nach DAfStb Heft 466

Bodenplatte:

 $\Delta T = -25.00K$ $\alpha T = 10.00 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ $\epsilon_b = -0.2500$ $\sigma_{Cb} = 7.6500 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}$

Baugrund:

**ZWANG AUS HYDRATATION (FRÜHER ZWANG)**

$E_e = 80.00 \text{ MN/m}^2$ $C_e = 2.4155e+06 \text{ KN}$
 kein Unterbeton
 $N_{zw} = 51.54 \text{ kN/m}$
 Zwang aus Bodenreibung (oberer Grenzwert):
 $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ $q = 1.00 \text{ kN/m}^2$
 $\mu = 0.99$ Reibungsbeiwert nutzerdefiniert
 $\gamma_R = 1.35$ $\mu_d = 1.34$
 $N_{zw} = 56.68 \text{ kN/m}$
 maßgebend: $N_{zw} = 51.54 \text{ kN/m}$

NACHWEIS RISSBREITE

$w_{\max} = 0.30 \text{ mmds} = 10.0 \text{ mm}$
 Zwang aus Hydratation (kurzzeitige Einwirkung $k_t = 0.6$)
 Biegezwang $N_x = 51.54 \text{ kN/m}$ $M_y = 19.59 \text{ kNm/m}$
 gewählt: $A_{so} = 3.35 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Dehnung mit $\phi = 0.36$ $\epsilon_1 = -0.270/00$ $\epsilon_2 = 2.130/00$
 Druckzonenhöhe $X = 28.3 \text{ mm}$
 $\epsilon_{2s} = 1.680/00$ $F_s = 129.0 \text{ kN/m}$
 $h_{eff} = 7.4 \text{ cm}$ $F_{cre} = 154.2 \text{ kN/m}$
 erforderlich: $A_{su} = 3.84 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Die Bewehrung ist über die Seite B zu verteilen.
 Es ist zu prüfen, ob ein Nachweis für späten Zwang maßgebend wird.

NACHWEIS RISSBREITE

$w_{\max} = 0.40 \text{ mmds} = 8.0 \text{ mm}$
 Zwang aus Hydratation (kurzzeitige Einwirkung $k_t = 0.6$)
 Biegezwang $N_x = 51.54 \text{ kN/m}$ $M_y = -19.59 \text{ kNm/m}$
 gewählt: $A_{su} = 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Dehnung mit $\phi = 0.36$ $\epsilon_1 = -0.320/00$ $\epsilon_2 = 2.690/00$
 Druckzonenhöhe $X = 26.7 \text{ mm}$
 $\epsilon_{2s} = 2.170/00$ $F_s = 124.8 \text{ kN/m}$
 $h_{eff} = 7.4 \text{ cm}$ $F_{cre} = 155.3 \text{ kN/m}$
 erforderlich: $A_{so} = 2.88 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Die Bewehrung ist über die Seite B zu verteilen.
 Es ist zu prüfen, ob ein Nachweis für späten Zwang maßgebend wird.



7.2. Pfahlkopfbalken

7.2.1. Achse E

<u>Parameter:</u>	System:	Durchlaufträger
	Abmessung:	$L_{\text{ges}} = 11,92 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 50 / 100 \text{ cm}$
	Material:	Beton C35/45
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC2, XF1, XA2 $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$g = 1,0 \times 0,5 \times 25$	$= 12,5 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 2.1		$g = 10,2 / 3,96$	$= 2,6 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 2.10		$g = 214,4 / 0,74$	$= 289,7 \text{ kN/m}$
			$g = 567,7 / 0,8$	$= 709,6 \text{ kN/m}$
			$g = 190,2 / 3,2$	$= 59,4 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 4.2		$g = 416 / 2,36$	$= 176,3 \text{ kN/m}$
	Wand im EG		$g = 4,73 \times 0,24 \times 25$	$= 28,4 \text{ kN/m}$
	Fenster		g	$= 2,0 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 2.1	$q = (9,7 + 4,1 + 2,7) / 3,96$	$= 4,2 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 2.10	$q = (117,8 + 13,4 + 8,8) / 0,74$	$= 189,2 \text{ kN/m}$
			$q = (291,6 + 40,5 + 13,6) / 0,8$	$= 432,1 \text{ kN/m}$
			$q = (152,5 + 31,3 + 0) / 3,2$	$= 57,4 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 4.2	$q = 188,0 / 2,36$	$= 79,7 \text{ kN/m}$

Modellbildung: Nachgiebigkeit Pos. 7.3 $R_k = 600 \text{ kN}$, $s = 1,5 \text{ cm}$ $C = 40 \text{ MN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

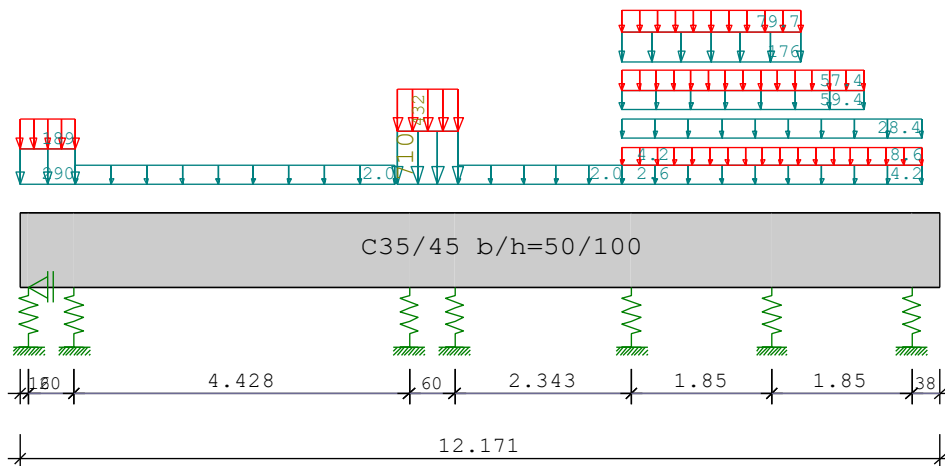
<u>Auflager:</u>	E.1	E.2	E.3	E.4	E.5	E.6	E.7
G [kN]	91,7	197,8	292,1	300,4	321,6	322	153,4
Q [kN]	52,4	111,5	155,8	159,4	166,1	162,5	75,1

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	4Ø16	vorh. $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 6,26 \text{ cm}^2$
	untere Lage	2Ø20 + 2Ø16	vorh. $A_s = 10,30 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 7,21 \text{ cm}^2$
		Zulagen zw. E.5 und E.6	2Ø20		
	Bügel	Ø8/15, $n = 2$	vorh. $a_{\text{sw}} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 5,14 \text{ cm}^2$

**Position: 7.2.1 Pfahlkopfbalken Achse E**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 100



Stahlbetonträger über 6 Felder C35/45 E = 34000 N/mm²
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge		Querschnittswerte					
Feld	L (m)		bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	0.60	konstant			50.0	100.0		
2	4.43	konstant			50.0	100.0		
3	0.60	konstant			50.0	100.0		
4	2.34	konstant			50.0	100.0		
5	1.85	konstant			50.0	100.0		
6	1.85	konstant			50.0	100.0		
Kragarm								
links	0.12	konstant			50.0	100.0		
rechts	0.38	konstant			50.0	100.0		

Feld 1 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 3 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 4 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 5 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 6 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Elastische Lager

Stütze Nr.	1	20000.0 kN/m
Stütze Nr.	2	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	3	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	4	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	5	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	6	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	7	20000.0 kN/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
4	E	1	0.00	2.60 4.20	4.20 8.60	1.00	7.96 3.96	2.1	
4	E	1	0.00	289.70 289.70	189.20 189.20	1.00	0.00 0.74	2.10	
4	E	1	0.00	709.60 709.60	432.10 432.10	1.00	5.00 0.80	2.10	
4	E	1	0.00	59.40 59.40	57.40 57.40	1.00	7.96 3.20	2.10	
4	E	1	0.00	176.30 176.30	79.70 79.70	1.00	7.96 2.36	4.2	
4	E	1	0.00	28.40 28.40	0.00 0.00	1.00	7.96 3.96	Wand	
4	E	1	0.00	2.00 2.00	0.00 0.00	1.00	0.74 4.23	Fenster	
4	E	1	0.00	2.00 2.00	0.00 0.00	1.00	5.80 2.17	Fenster	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
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

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 0.17	3.83	-3.54	-40.92	85.11	-209.73
2	x0 = 4.30	212.42	-40.92	202.90	99.69	-148.36
3	x0 = 0.26	241.77	202.90	174.88	299.56	-392.96
4	x0 = 0.92	182.18	174.88	163.85	66.80	-73.94
5	x0 = 0.99	367.07	163.85	207.76	413.74	-367.14
6	x0 = 0.28	224.01	207.76	-1.24	117.34	-218.45

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-3.54	-3.54	-58.97	85.11	144.08	91.65
2	-40.92	-40.92	-209.73	99.69	309.42	197.93
3	119.61	119.61	-106.17	185.93	447.92	292.10
4	101.19	101.19	-247.33	53.06	459.76	300.38
5	106.30	106.30	-48.85	272.74	487.69	321.59
6	132.57	132.57	-244.57	77.44	484.48	322.01
7	-1.24	-1.24	-218.45	10.05	228.50	153.38



Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	91.65	52.43	0.00	144.08	144.08	91.65
2	197.93	111.49	0.00	309.42	309.42	197.93
3	292.10	155.82	0.00	447.92	447.92	292.10
4	300.38	159.37	0.00	459.76	459.76	300.38
5	321.59	166.10	0.00	487.69	487.69	321.59
6	322.01	162.47	0.00	484.48	484.48	322.01
7	153.38	75.12	0.00	228.50	228.50	153.38
Summe:	1679.05	882.80	0.00	2561.86	2561.86	1679.05

Auflagerkräfte (kN)								
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
	max	min	max	min	max	min	max	min
g	91.7	91.7	197.9	197.9	292.1	292.1	300.4	300.4
E	52.4	0.0	111.5	0.0	155.8	0.0	159.4	0.0
Sum	144.1	91.7	309.4	197.9	447.9	292.1	459.8	300.4

Auflagerkräfte (kN)						
EG	Stütze 5		Stütze 6		Stütze 7	
	max	min	max	min	max	min
g	321.6	321.6	322.0	322.0	153.4	153.4
E	166.1	0.0	162.5	0.0	75.1	0.0
Sum	487.7	321.6	484.5	322.0	228.5	153.4

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!						
Durchbiegungen maximale			minimale			
Feld Nr.	x (m)	f (cm)	Komb	x (m)	f (cm)	
1	0.60	0.77	2	0.00	0.46	0
2	4.43	1.12	2	0.00	0.49	0
3	0.60	1.15	2	0.00	0.73	0
4	2.34	1.22	2	0.00	0.75	0
5	0.74	1.23	2	0.00	0.80	0
6	0.00	1.21	2	1.85	0.77	0
Kragarme						
Krli	0.12	0.72	2	0.00	0.45	0
Krre	0.00	1.14	2	0.50	0.00	0

Ergebnisse für y-fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	
1	x0 = 0.17	5.31	-4.98	-57.89	119.36	-295.70
2	x0 = 4.31	299.55	-57.89	286.41	138.74	-206.62
3	x0 = 0.26	341.13	286.41	247.14	421.45	-552.34
4	x0 = 0.86	256.19	247.14	229.84	92.24	-103.59
5	x0 = 0.99	514.69	229.84	291.76	579.71	-514.02
6	x0 = 0.28	314.53	291.76	-1.69	164.40	-306.01



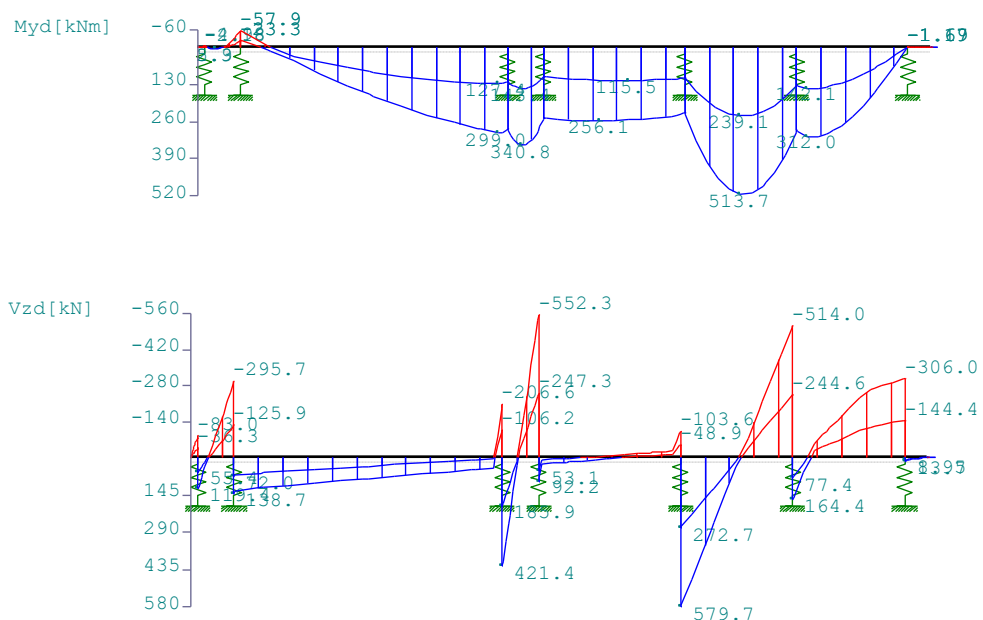
Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-4.98	-4.98	-83.01	119.36	202.37	91.65
2	-57.89	-57.89	-295.70	138.74	434.45	197.93
3	119.61	119.61	-106.17	185.93	628.07*	292.10*
4	101.19	101.19	-247.33	53.06	644.58*	300.38*
5	106.30	106.30	-48.85	272.74	683.29*	321.59*
6	132.57	132.57	-244.57	77.44	678.42*	322.01*
7	-1.69	-1.69	-306.01	13.74	319.75	153.38

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

Maßstab 1 : 125



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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C35/45 B500B hochduktil

Betondeckung: $c_v = 3.5 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$ Bewehrungslage: $d_o = 5.1 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 16$ $d_u = 5.3 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.28 \epsilon_{cs} = 0.38 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Schneidenlager

Abminderung der Stützmomente $\leq 15 \text{ ‰}$ Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min μ (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)
1	267.50	6.28	-267.50	6.26

50.0/100.0



Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)	
1	0.17	5.3		94.7	0.01	6.3	0.0	*
2	4.31	299.5		94.7	0.06	7.1	0.0	
3	0.26	341.1		94.7	0.06	8.1	0.0	
4	0.86	256.2		94.7	0.05	6.3	0.0	*
5	0.99	514.7		94.7	0.08	12.3	0.0	
6	0.28	314.5		94.7	0.06	7.4	0.0	

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)
 Am ersten Auflager sind mindestens 6.3 cm2 zu verankern.
 Am letzten Auflager sind mindestens 10.6 cm2 zu verankern.
 Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Bem. Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)	
1 li	0.00	-5.0	-5.0	94.9	0.01	0.0	6.3	*
1 re	0.00	-5.0	-5.0	94.9	0.01	0.0	6.3	*
2 li	0.00	-57.9	-57.9	94.9	0.02	0.0	6.3	*
2 re	0.00	-57.9	-57.9	94.9	0.02	0.0	6.3	*
3 li	0.00	0.0						
3 re	0.00	0.0						
4 li	0.00	0.0						
4 re	0.00	0.0						
5 li	0.00	0.0						
5 re	0.00	0.0						
6 li	0.00	0.0						
6 re	0.00	0.0						
7 li	0.00	-1.7	-1.7	94.9	0.00	0.0	6.3	*
7 re	0.00	-1.7	-1.7	94.9	0.00	0.0	6.3	*

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

Stützbewehrung: Nachweis EN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
2	0.00	-57.9	-57.3	-57.3	0.02	6.3	6.3
3	0.00	119.6	0.0	0.0	0.00	9.4	0.0

Stütze Nr.	Myd,l,el (kNm)	Myd,r,el (kNm)	Myd,pl (kNm)	Vd,l,el (kN)	Vd,l,pl (kN)	Vd,r,el (kN)	Vd,r,pl (kN)
1	-5.0	-5.0	0.0	-83	0	119	0
2	-57.9	-57.9	0.0	-296	0	139	0
3	119.6	119.6	0.0	-106	0	186	0
4	101.2	101.2	0.0	-247	0	53	0
5	106.3	106.3	0.0	-49	0	273	0
6	132.6	132.6	0.0	-245	0	77	0
7	-1.7	-1.7	0.0	-306	0	14	0



Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 3.2 \text{ N/mm}^2$
Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.28\epsilon_{cs} = 0.38 \text{ ‰}$
quasi-ständige Kombination

Feld	x	f _{El}	f _{El} φ	f _{El} φε	f _{ElI,g}	f _{ElI}	f _{ElI} φ	f _{ElI} φε	f
Krli	0.12	0.67	0.62	0.62	0.46	0.66	0.62	0.61	0.67
Krre	0.00	1.07	0.95	0.92	0.77	1.01	0.93	0.92	1.07



7.2.2. Achse 3

<u>Parameter:</u>	System:	Durchlaufträger
	Abmessung:	$L_{\text{ges}} = 12,39 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 80 / 60 \dots 100 \text{ cm}$
	Material:	Beton C35/45
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC2, XF1, XA2 $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 1,0 \times 0,8 \times 25$	= 20,0 kN/m
	aus Pos. 1.2	g	= 17,5 kN/m
	aus Pos. 1.10	g	= 27,5 kN/m
	aus Pos. 2.11	$g = 393,5 / 1,89$	= 208,2 kN/m
		$g = 351,5 / 3,72$	= 94,5 kN/m
	Giebelwand ($H = 0,81 \dots 1,82 \dots 3,11$)	$g(x=0) = (0,24 \times 20 + 0,25) \times 0,81$	= 4,1 kN/m
		$g(x=1,62) = (0,24 \times 20 + 0,25) \times 1,82$	= 9,2 kN/m
		$g(x=8,40) = (0,24 \times 20 + 0,25) \times 3,11$	= 15,7 kN/m
		$g(x=11,90) = (0,24 \times 20 + 0,25) \times 0,81$	= 4,1 kN/m
	Wand im OG	$g = (0,24 \times 25 + 0,25) \times 4,4$	= 27,5 kN/m
	Wand im EG	$g = (0,24 \times 25 + 0,25) \times 4,75$	= 29,7 kN/m
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	aus Pos. 1.2	q = 11,5 kN/m
		aus Pos. 1.10	q = 22,5 kN/m
		aus Pos. 2.11	$q = (155,3 + 9,5 + 6,2) / 1,89$ = 90,5 kN/m
			$q = (133,5 + 10,2 + 6,6) / 3,72$ = 40,4 kN/m

Modellbildung: Nachgiebigkeit Pos. 7.3 $R_k = 600 \text{ kN}$, $s = 1,5 \text{ cm}$ $C = 40 \text{ MN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

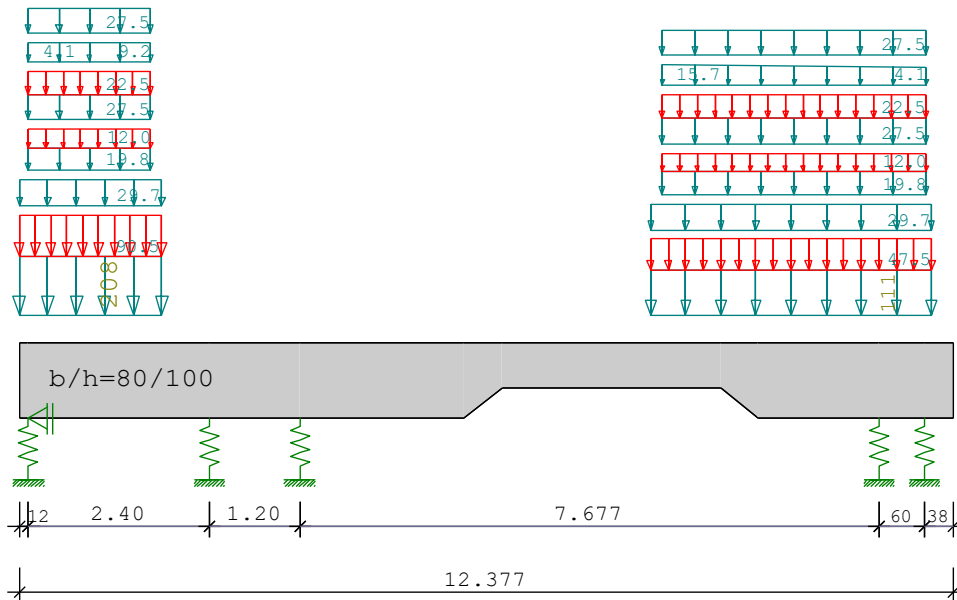
<u>Auflager:</u>	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5
G [kN]	171,1	374,2	404,3	459,3	212,1
Q [kN]	63,1	122,1	125,2	145,5	68,5

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	6Ø16	vorh. $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 10,02 \text{ cm}^2$
		Zulagen von 3.2 und 3.3	5Ø25		
	untere Lage	6Ø16	vorh. $A_s = 12,09 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 10,04 \text{ cm}^2$
		Zulagen zw. 3.4 und 3.5	7Ø28		
	Bügel	Ø8/25, $n = 4$	vorh. $a_{\text{sw}} = 10,06 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 8,22 \text{ cm}^2$

Position: 7.2.2 Pfahlkopfbalken Achse 3

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 100

Stahlbetonträger über 4 Felder C35/45 E = 34000 N/mm²

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

System Länge Querschnittswerte

Feld	L (m)		bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	2.40	konstant			80.0	100.0		
2	1.20	konstant			80.0	100.0		
3	7.68	x = 0.00			80.0	100.0		
		x = 2.18			80.0	100.0		
		x = 2.68			80.0	60.0		
		x = 5.58			80.0	60.0		
		x = 6.08			80.0	100.0		
		x = 7.68			80.0	100.0		
4	0.60	konstant			80.0	100.0		
Kragarm								
links	0.12	konstant			80.0	100.0		
rechts	0.38	konstant			80.0	100.0		

Feld 1 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 2 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 4 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Vouten sind mit linearisierten Querschnittsabmessungen gerechnet.

Elastische Lager

Stütze Nr.	1	20000.0 kN/m
Stütze Nr.	2	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	3	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	4	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	5	20000.0 kN/m



Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a
(kN,m) 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b
5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
4	E	1	0.00	19.80	12.00	1.00	0.12	1.62	1.2
				19.80	12.00				
4	E	1	0.00	19.80	12.00	1.00	8.52	3.50	1.2
				19.80	12.00				
4	E	1	0.00	27.50	22.50	1.00	0.12	1.62	1.10
				27.50	22.50				
4	E	1	0.00	27.50	22.50	1.00	8.52	3.50	1.10
				27.50	22.50				
4	E	1	0.00	208.20	90.50	1.00	0.00	1.89	2.11
				208.20	90.50				
4	E	1	0.00	110.80	47.50	1.00	8.37	3.72	2.11
				110.80	47.50				
4	E	1	0.00	4.10	0.00	1.00	0.12	1.62	W DG
				9.20	0.00				
4	E	1	0.00	15.70	0.00	1.00	8.52	3.50	W DG
				4.10	0.00				
4	E	1	0.00	27.50	0.00	1.00	0.12	1.62	W OG
				27.50	0.00				
4	E	1	0.00	27.50	0.00	1.00	8.52	3.50	W OG
				27.50	0.00				
4	E	1	0.00	29.70	0.00	1.00	0.00	1.89	W EG
				29.70	0.00				
4	E	1	0.00	29.70	0.00	1.00	8.37	3.72	W EG
				29.70	0.00				

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	KI	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
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

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 0.42	37.52	-2.51	-776.57	192.38	-624.73
2	x0 = 0.00	-569.68	-569.68	-688.06	-86.66	-110.66
3	x0 = 5.64	768.97	-945.11	91.45	377.09	-664.24
4	x0 = 0.00	91.45	91.45	-2.29	-59.39	-252.88

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-2.51	-2.51	-41.81	192.38	234.19	171.12
2	-776.57	-776.57	-624.73	-128.45	496.28	374.21
3	-945.11	-945.11	-152.45	377.09	529.54	404.32
4	68.46	68.46	-504.62	-45.32	604.84	459.30
5	-2.29	-2.29	-252.88	27.69	280.57	212.08



Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	171.12	63.07	0.00	234.19	234.19	171.12
2	374.21	122.07	0.00	496.28	496.28	374.21
3	404.32	125.22	0.00	529.54	529.54	404.32
4	459.30	145.54	0.00	604.84	604.84	459.30
5	212.08	68.49	0.00	280.57	280.57	212.08
Summe:	1621.03	524.38	0.00	2145.41	2145.41	1621.03

Auflagerkräfte (kN)								
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
	max	min	max	min	max	min	max	min
g	171.1	171.1	374.2	374.2	404.3	404.3	459.3	459.3
E	63.1	0.0	122.1	0.0	125.2	0.0	145.5	0.0
Sum	234.2	171.1	496.3	374.2	529.5	404.3	604.8	459.3

Auflagerkräfte (kN)		
EG	Stütze 5	
	max	min
g	212.1	212.1
E	68.5	0.0
Sum	280.6	212.1

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!						
Durchbiegungen maximale			minimale			
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)		
1	2.40	1.24 2	0.00	0.86	0	
2	1.20	1.32 2	0.00	0.94	0	
3	4.80	1.89 2	0.00	1.01	0	
4	0.00	1.51 2	0.60	1.06	0	
Kragarme						
Krli	0.12	1.17 2	0.00	0.85	0	
Krre	0.00	1.40 2	0.50	0.00	0	

Ergebnisse für y-fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

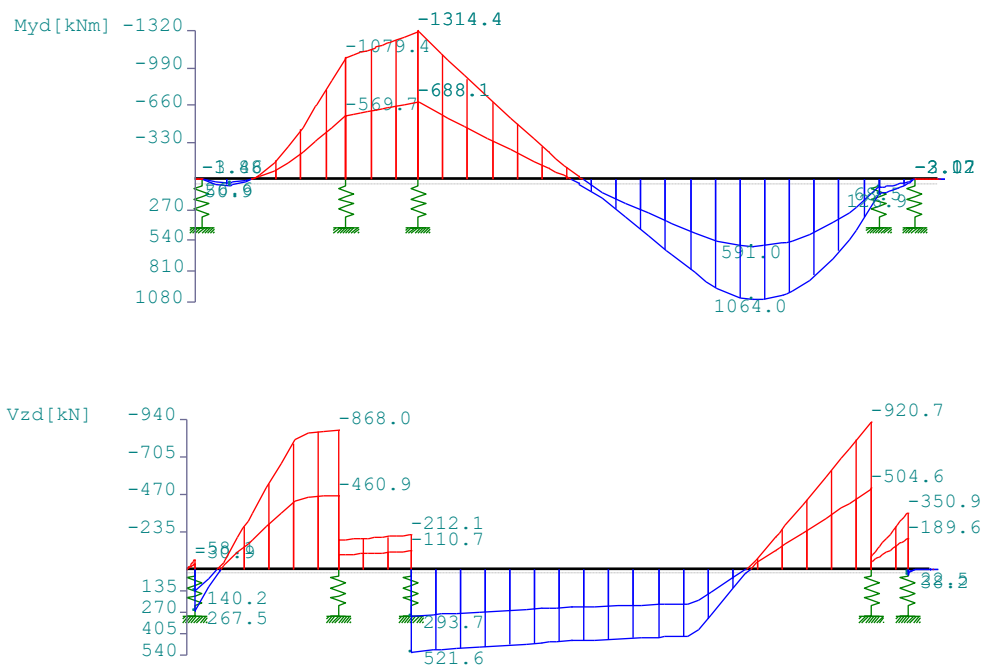
Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 0.42	52.19	-3.48	-1079.40	267.54	-867.96
2	x0 = 0.00	-569.68	-569.68	-688.06	-86.66	-110.66
3	x0 = 5.64	1064.82	-1314.45	126.91	521.58	-920.66
4	x0 = 0.00	126.91	126.91	-3.12	-82.29	-350.87



Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-3.48	-3.48	-58.07	267.54	325.61	171.12
2	-1079.40	-1079.40	-867.96	-179.68	688.28	374.21
3	-1314.45	-1314.45	-212.08	521.58	733.66	404.32
4	68.46	68.46	-504.62	-45.32	838.37*	459.30*
5	-3.12	-3.12	-350.87	38.17	389.04	212.08

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

Maßstab 1 : 125



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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C35/45 B500B hochduktil

Betondeckung: $c_v = 3.5 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
 Bewehrungslage: $d_o = 5.1 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 16$
 $d_u = 5.3 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
 Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf A_s enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.28 \epsilon_{cs} = 0.38 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Schneidenlager

Abminderung der Stützmomente $\leq 15 \text{ ‰}$ Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	428.00	10.04	-428.00	10.02	80.0/100.0
2	154.08	6.26	-154.08	6.24	80.0/60.0



Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)	
1	0.42	52.2		94.7	0.02	10.0	0.0	*
2	0.00	-569.7		94.7				
	0.60	-1013.3	-1013.3	94.9	0.10	0.0	24.3	
3	5.64	1064.8		59.5	0.26	45.4	0.0	
	5.58	1063.9	1063.9	54.7	0.32	51.0	0.0	
4	0.00	126.9		94.7	0.03	10.0	0.0	*
	0.30	82.0	82.0	94.7	0.02	10.0	0.0	*

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)
 Am ersten Auflager sind mindestens 11.9 cm² zu verankern.
 Am letzten Auflager sind mindestens 12.1 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)	
1 li	0.00	-3.5	-3.5	94.9	0.00	0.0	10.0	*
1 re	0.00	-3.5	-3.5	94.9	0.00	0.0	10.0	*
2 li	0.00	-1079.4	-1079.4	94.9	0.10	0.0	26.0	
2 re	0.00	-1079.4	-917.5	94.9	0.09	0.0	22.0	
3 li	0.00	-1314.4	-1117.3	94.9	0.11	0.0	26.9	
3 re	0.00	-1314.4	-1314.4	94.9	0.12	0.0	31.9	
4 li	0.00	0.0						
4 re	0.00	0.0						
5 li	0.00	-3.1	-3.1	94.9	0.00	0.0	10.0	*
5 re	0.00	-3.1	-3.1	94.9	0.00	0.0	10.0	*

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

Stützbewehrung:Nachweis EN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
2	0.00	-1079.4	-1068.6	-1068.6	0.10	0.0	25.7
3	0.00	-1314.4	-1301.3	-1301.3	0.12	45.4	31.6
4	0.00	68.5	0.0	0.0	0.00	10.0	0.0

Stütze Nr.	Myd,l,el (kNm)	Myd,r,el (kNm)	Myd,pl (kNm)	Vd,l,el (kN)	Vd,l,pl (kN)	Vd,r,el (kN)	Vd,r,pl (kN)
1	-3.5	-3.5	0.0	-58	0	268	0
2	-1079.4	-1079.4	0.0	-868	0	-180	0
3	-1314.4	-1314.4	0.0	-212	0	522	0
4	68.5	68.5	0.0	-505	0	-45	0
5	-3.1	-3.1	0.0	-351	0	38	0

Stützbewehrung:Nachweis der RotationsfähigkeitEN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	Θvorh. (rad*1000)	Θzul,kx
2	0.00	-1079.40	-1068.60	-1068.60	0.00	7.64
3	0.00	-1314.45	-1301.30	-1301.30	0.00	11.60
4	0.00	68.46	0.00	0.00	0.00	0.00


Querkraftbewehrung B500B DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
1 li	0.08	0.92	-19.4	18.4	197.9	3127.3	30.0	8.2~
1 *	0.11	0.92	-4.8	18.4	197.9	3127.3	30.0	8.2~
1 re	0.12	0.92	190.5	18.4	197.6	3120.2	30.0	8.2~
1 re	0.95	0.92	-343.8	18.4	197.9	3127.3	30.0	8.2~
1 *	1.20	0.92	-506.1	18.4	197.9	3127.3	30.0	8.2~
2 li	0.95	0.92	-668.7	18.4	253.5	3127.3	30.0	8.2~
2 *	1.20	0.92	-506.1	18.4	253.5	3127.3	30.0	8.2~
2 re	0.60	0.92	-195.9	18.4	262.4	3127.3	30.0	8.2~
2 *	0.60	0.92	-195.9	18.4	262.4	3127.3	30.0	8.2~
3 li	0.59	0.92	-196.1	18.4	262.5	3127.3	30.0	8.2~
3 *	0.60	0.92	-195.9	18.4	262.4	3127.3	30.0	8.2~
3 re	0.95	0.92	496.0	18.4	271.5	3127.3	30.0	8.2~
3 *	1.90	0.92	470.3	18.4	271.5	3127.3	30.0	8.2~
4 li	0.95	0.92	-493.5	18.4	305.0	3120.2	30.0	8.2~
4 *	1.89	0.90	-1351.0 *	30.4	263.8	3306.0	30.0	28.7
4 re	0.30	0.92	-216.8	18.4	197.6	3120.2	30.0	8.2~
4 *	0.30	0.92	-216.8	18.4	197.6	3120.2	30.0	8.2~
5 li	0.29	0.92	-221.3	18.4	197.6	3120.2	30.0	8.2~
5 *	0.30	0.92	-216.8	18.4	197.6	3120.2	30.0	8.2~
5 re	0.34	0.92	1.1	18.4	197.9	3127.3	30.0	8.2~
5 *	0.37	0.85	0.3	18.4	197.9	2879.7	30.0	8.2~

Ved mit * -> Voute ist berücksichtigt.

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 3.2 \text{ N/mm}^2$

Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.28\epsilon_{cs} = 0.38 \text{ ‰}$

quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI l_g	fEI l	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	f
1	2.40	1.18	1.15	1.14	0.90	1.24	1.24	1.20	1.24
2	1.20	1.26	1.29	1.30	1.01	1.23	1.26	1.31	1.31
3	5.00	1.76	2.40	2.63	2.03	2.61	3.14	3.51	3.51
4	0.00	1.44	1.49	1.51	1.20	1.52	1.57	1.60	1.60
Kragarme									
Krli	0.12	1.11	1.11	1.12	0.90	1.25	1.25	1.21	1.25
Krre	0.00	1.34	1.23	1.19	0.97	1.22	1.12	1.05	1.34



7.2.3. Achse F

<u>Parameter:</u>	System:	Durchlaufträger
	Abmessung:	$L_{\text{ges}} = 9,50 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 50 / 100 \text{ cm}$
	Material:	Beton C35/45
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC2, XF1, XA2 $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast	$g = 1,0 \times 0,5 \times 25$	$= 12,5 \text{ kN/m}$	
	aus Pos. 0.1	g	$= 2,1 \text{ kN/m}$	
	aus Pos. 0.12	$G = 15,9 + 0,7$	$= 16,6 \text{ kN}$	
		$G = 11,4 + 0,7$	$= 12,1 \text{ kN}$	
	aus Pos. 2.12	$g = -92,1 / 0,63$	$= -146,2 \text{ kN/m}$	
		$g = 266,4 / 2,27$	$= 161,4 \text{ kN/m}$	
	aus Pos. 3.10	G	$= 593,8 \text{ kN}$	
	aus Pos. 4.2	$g = 429 / 1,2$	$= 357,5 \text{ kN/m}$	
	Wand	$g = (0,24 \times 25 + 0,115 \times 20 + 0,5) \times (4,75 + 4,4 + 0,61)$	$= 85,9 \text{ kN/m}$	
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 0.1	$q = 2,1 + 1,4$	$= 3,5 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 0.12	Q	$= 25,6 \text{ kN}$
			Q	$= 22,5 \text{ kN}$
		aus Pos. 2.1	$q = (26,4 + 4,5 + 3,0) / 3,96$	$= 8,6 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 2.12	$q = (6,0 + 0,4 + 0,3) / 0,63$	$= 10,6 \text{ kN/m}$
			$q = (147,1 + 16,3 + 10,2) / 2,27$	$= 76,5 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 3.10	$Q = 323,1 + 35,8 + 23,3$	$= 382,2 \text{ kN}$
		aus Pos. 4.2	$q = 184,0 / 1,2$	$= 153,3 \text{ kN/m}$

Modellbildung: Nachgiebigkeit Pos. 7.3 $R_k = 600 \text{ kN}$, $s = 1,5 \text{ cm}$ $C = 40 \text{ MN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

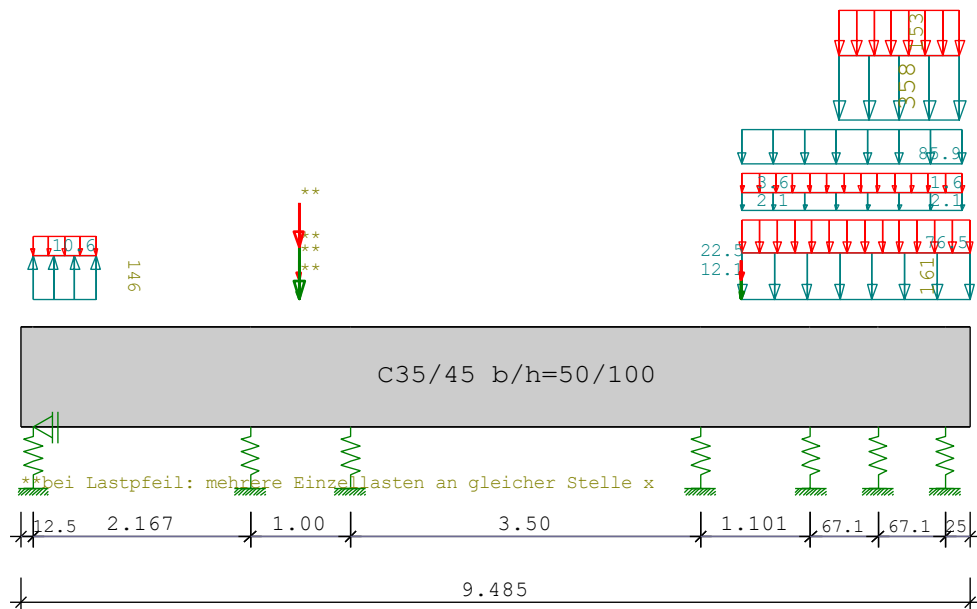
<u>Auflager:</u>	F.1	F.2	F.3	F.4	F.5	F.6	F.7
G [kN]	56,2	191,2	217,7	270,4	288,8	301,1	313,5
Q [kN]	67,5	144	142,9	118,6	112,3	109,2	106,2

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	4Ø16	vorh. $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 7,46 \text{ cm}^2$
	untere Lage	5Ø20	vorh. $A_s = 15,71 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 13,21 \text{ cm}^2$
		Zulagen von E.2 bis F.3	2Ø25		
	Bügel	Ø8/15, $n = 2$	vorh. $a_{\text{sw}} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 5,14 \text{ cm}^2$

Position: 7.2.3 Pfahlkopfbalken Achse F

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 75



Stahlbetonträger über 6 Felder C35/45 E = 34000 N/mm²
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)	bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	2.17	konstant		50.0	100.0		
2	1.00	konstant		50.0	100.0		
3	3.50	konstant		50.0	100.0		
4	1.10	konstant		50.0	100.0		
5	0.67	konstant		50.0	100.0		
6	0.67	konstant		50.0	100.0		
Kragarm							
links	0.13	konstant		50.0	100.0		
rechts	0.25	konstant		50.0	100.0		

Feld 1 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 2 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 4 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 5 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Feld 6 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Elastische Lager

Stütze Nr.	1	20000.0 kN/m
Stütze Nr.	2	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	3	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	4	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	5	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	6	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	7	40000.0 kN/m



Trägerbezogene Lasten (kN,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

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
4	E	1	0.00	-146.20	10.60	1.00	0.12	0.63	2.12
				-146.20	10.60				
4	E	1	0.00	161.40	76.50	1.00	7.21	2.28	2.12
				161.40	76.50				
2	E	1	0.00	16.60	25.60	1.00	2.79		0.12
2	E	1	0.00	593.80	382.20	1.00	2.79		3.10
4	E	1	0.00	357.50	153.30	1.00	8.18	1.20	4.2
				357.50	153.30				
2	E	1	0.00	12.10	22.50	1.00	7.21		0.12
4	E	1	0.00	2.10	3.60	1.00	7.21	2.20	0.1
				2.10	1.60				
4	E	1	0.00	85.90	0.00	1.00	7.21	2.20	Wand
				85.90	0.00				

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
E	1	Lagerräume	1.00	0.90	0.80	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FF}= 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 = 2.17	393.70	-0.10	393.70	122.74	180.40
2	x0 = 0.50	648.62	393.70	391.92	515.61	-515.09
3	x0 = 0.00	391.92	391.92	-225.68	-154.58	-198.33
4	x0 = 0.88	-70.31	-149.15	-78.23	132.14	-64.81
5	x0 = 0.54	-6.88	-78.23	-13.25	223.98	-89.03
6	x0 = 0.36	27.94	-25.94	-14.34	302.91	-268.28

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-0.10	-0.10	-0.89	122.74	123.62	56.15
2	259.89	259.90	119.61	310.79	335.20	191.18
3	258.01	258.01	-312.11	-94.46	360.51	217.65
4	-225.68	-225.68	-198.33	190.64	388.98	270.35
5	-124.58	-124.58	-83.54	317.59	401.14	288.79
6	-25.94	-25.94	-107.41	302.91	410.32	301.12
7	-14.34	-14.34	-268.28	151.38	419.66	313.49



Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	56.15	67.47	0.00	123.62	123.62	56.15
2	191.18	144.03	0.00	335.20	335.20	191.18
3	217.65	142.86	0.00	360.51	360.51	217.65
4	270.35	118.62	0.00	388.98	388.98	270.35
5	288.79	112.34	0.00	401.14	401.14	288.79
6	301.12	109.20	0.00	410.32	410.32	301.12
7	313.49	106.17	0.00	419.66	419.66	313.49
Summe:	1638.74	800.70	0.00	2439.44	2439.44	1638.74

Auflagerkräfte (kN)								
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
	max	min	max	min	max	min	max	min
g	56.2	56.2	191.2	191.2	217.7	217.7	270.4	270.4
E	67.5	0.0	144.0	0.0	142.9	0.0	118.6	0.0
Sum	123.6	56.2	335.2	191.2	360.5	217.7	389.0	270.4

Auflagerkräfte (kN)						
EG	Stütze 5		Stütze 6		Stütze 7	
	max	min	max	min	max	min
g	288.8	288.8	301.1	301.1	313.5	313.5
E	112.3	0.0	109.2	0.0	106.2	0.0
Sum	401.1	288.8	410.3	301.1	419.7	313.5

Ergebnisse für y-fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G = 1.35$ über Trägerlänge konstant

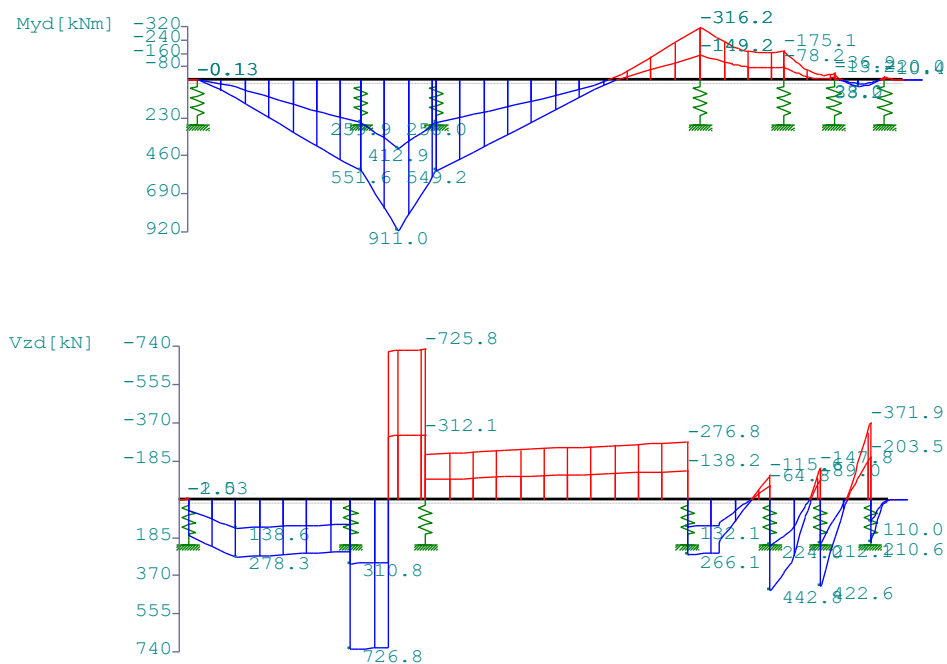
Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.17	551.56	-0.13	551.56	175.81	252.66
2	x0 = 0.50	910.98	551.56	549.18	726.79	-725.82
3	x0 = 0.00	549.18	549.18	-316.15	-217.71	-276.77
4	x0 = 0.88	-70.31	-149.15	-78.23	132.14	-64.81
5	x0 = 0.54	-6.88	-78.23	-13.25	223.98	-89.03
6	x0 = 0.36	38.46	-36.92	-19.96	422.56	-371.90

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		-0.13	-0.13	-1.20	175.81	177.01
2		259.89	259.90	119.61	310.79	474.13*
3		258.01	258.01	-312.11	-94.46	508.12*
4		-316.15	-316.15	-276.77	266.14	542.91
5		-175.14	-175.14	-115.59	442.79	558.39
6		-36.92	-36.92	-147.76	422.56	570.32
7		-19.96	-19.96	-371.90	210.57	582.47

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



Maßstab 1 : 100



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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C35/45 B500B hochduktil

Betondeckung: $c_v = 3.5 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$ Bewehrungslage: $d_o = 5.1 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 16$ $d_u = 5.3 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.28 \epsilon_{cs} = 0.38 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Schneidenlager

Abminderung der Stützmomente $\leq 15 \text{ ‰}$ Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	267.50	6.28	-267.50	6.26	50.0/100.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)
1	2.17	551.6		94.7	0.09	13.2	0.0
	1.08	267.9	267.9	94.7	0.06	6.3	0.0
2	0.50	911.0		94.7	0.13	22.4	0.0
3	0.00	549.2		94.7	0.09	13.2	0.0
4	1.75	142.4	142.4	94.7	0.04	6.3	0.0 *
	0.88	-70.3		94.7			
	0.55	-155.7	-155.7	94.9	0.04	0.0	6.3 *



Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)	
5	0.54	-6.9		94.7				
	0.34	-45.9	-45.9	94.9	0.02	0.0	6.3	*
6	0.36	38.5		94.7	0.02	6.3	0.0	*

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)
 Am ersten Auflager sind mindestens 9.4 cm² zu verankern.
 Am letzten Auflager sind mindestens 12.8 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)	
1	li	0.00	-0.1	-0.1	94.9	0.00	0.0	6.3	*
1	re	0.00	-0.1	-0.1	94.9	0.00	0.0	6.3	*
2	li	0.00	0.0						
2	re	0.00	0.0						
3	li	0.00	0.0						
3	re	0.00	0.0						
4	li	0.00	-316.2	-316.2	94.9	0.06	0.0	7.5	
4	re	0.00	-316.2	-268.7	94.9	0.06	0.0	6.3	
5	li	0.00	-175.1	-148.9	94.9	0.04	0.0	6.3	*
5	re	0.00	-175.1	-148.9	94.9	0.04	0.0	6.3	*
6	li	0.00	-36.9	-31.4	94.9	0.02	0.0	6.3	*
6	re	0.00	-36.9	-36.9	94.9	0.02	0.0	6.3	*
7	li	0.00	-20.0	-20.0	94.9	0.01	0.0	6.3	*
7	re	0.00	-20.0	-20.0	94.9	0.01	0.0	6.3	*

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

Stützbewehrung: Nachweis EN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
2	0.00	259.9	0.0	0.0	0.00	22.4	0.0

Stütze Nr.	Myd,l,el (kNm)	Myd,r,el (kNm)	Myd,pl (kNm)	Vd,l,el (kN)	Vd,l,pl (kN)	Vd,r,el (kN)	Vd,r,pl (kN)
1	-0.1	-0.1	0.0	-1	0	176	0
2	259.9	259.9	0.0	120	0	311	0
3	258.0	258.0	0.0	-312	0	-94	0
4	-316.2	-316.2	0.0	-277	0	266	0
5	-175.1	-175.1	0.0	-116	0	443	0
6	-36.9	-36.9	0.0	-148	0	423	0
7	-20.0	-20.0	0.0	-372	0	211	0

Stützbewehrung: Nachweis der Rotationsfähigkeit EN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	Θ _{vorh.} (rad*1000)	Θ _{zul} (rad*1000)
2	0.00	259.89	0.00	0.00	0.00	0.00


Querkraftbewehrung B500B DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
---------------	-------------	----	-------------	----------	---------------	---------	---------------	-----------------------------

1	li	0.09	0.92	-0.7	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
1	*	0.12	0.92	-0.2	18.4	123.5	1950.1	30.0	5.1~
1	re	0.12	0.92	196.4	18.4	147.7	1950.1	30.0	5.1~
1	re	0.95	0.92	273.2	18.4	147.7	1950.1	30.0	5.1~
1	*	1.08	0.92	270.9	18.4	147.7	1950.1	30.0	5.1~
2	li	0.95	0.92	268.6	18.4	147.7	1950.1	30.0	5.1~
2	*	1.08	0.92	270.9	18.4	147.7	1950.1	30.0	5.1~
2	re	0.50	0.92	718.4	18.4	176.2	1950.1		~
2	re	0.50	0.92	141.9 #	18.4	176.2	1950.1	30.0	8.2x
2	re	0.50	0.92	-717.4	18.4	176.2	1950.1		~
2	re	0.50	0.92	-227.2 #	18.4	176.2	1950.1	30.0	8.6x
2	*	0.50	0.92	-717.4	18.4	176.2	1950.1	30.0	5.1~
3	li	0.50	0.92	-717.4	18.4	176.2	1950.1		~
3	li	0.50	0.92	-237.0 #	18.4	176.2	1950.1	30.0	8.2x
3	li	0.49	0.92	-717.6	18.4	176.2	1950.1		~
3	li	0.49	0.92	-237.2 #	18.4	176.2	1950.1	30.0	8.6x
3	*	0.50	0.92	-717.4	18.4	176.2	1950.1	30.0	5.1~
3	re	0.95	0.92	-233.7	18.4	147.5	1950.1	30.0	5.1~
3	*	1.75	0.92	-247.2	18.4	147.5	1950.1	30.0	5.1~
4	li	0.95	0.92	-260.8	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
4	*	1.75	0.92	-247.2	18.4	147.5	1950.1	30.0	5.1~
4	re	0.41	0.92	259.1	18.4	123.7	1954.6		~
4	re	0.41	0.92	244.4 #	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
4	re	0.55	0.92	144.9	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
4	*	0.55	0.92	144.9	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
5	li	0.69	0.92	209.0	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
5	li	0.54	0.92	140.1	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
5	*	0.55	0.92	144.9	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
5	re	0.34	0.92	249.7	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
5	*	0.34	0.92	249.7	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
6	li	0.33	0.92	237.8	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
6	*	0.34	0.92	249.7	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
6	re	0.34	0.92	25.3	18.4	123.5	1950.1	30.0	5.1~
6	*	0.34	0.92	25.3	18.4	123.5	1950.1	30.0	5.1~
7	li	0.33	0.92	14.1	18.4	123.5	1950.1	30.0	5.1~
7	*	0.34	0.92	25.3	18.4	123.5	1950.1	30.0	5.1~
7	re	0.21	0.92	13.0	18.4	123.7	1954.6	30.0	5.1~
7	*	0.24	0.85	2.5	18.4	123.7	1799.8	30.0	5.1~

Ved mit # -> abgeminderte Einzellast

x am Zeilenende: EN1992-1-1 Gl.6.19 massgebend (Auslegung NA Bau 2019)

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAFStb).



7.2.4. Achse 8

<u>Parameter:</u>	System:	Durchlaufträger
	Abmessung:	$L_{\text{ges}} = 12,765 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 50 / 60 \text{ cm}$
	Material:	Beton C35/45
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC2, XF1, XA2 $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,6 \times 0,5 \times 25$	$= 7,5 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 0.2	$g = 2 \times 18,1 / 12,74$	$= 2,8 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.1	g	$= 25,1 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.11	$g = 10,9 \times (1,77 + 6,51) / 12,74$	$= 7,1 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 2.13	$g = 9,6 / (2 \times 4,5)$	$= 1,1 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 2.14	$g = 33,7 / (4,5 + 1,77)$	$= 5,4 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 6.3	$g = (32,6 + 5,7) / 4,0$	$= 9,6 \text{ kN/m}$
	Giebelwand ($H = 0,81 \dots 4,58 \dots 0,8$)	$g(x=0) = (0,24 \times 20 + 0,25) \times 0,81$	$= 4,1 \text{ kN/m}$
		$g(x=6,38) = (0,24 \times 20 + 0,25) \times 4,58$	$= 23,1 \text{ kN/m}$
		$g(x=12,77) = (0,24 \times 20 + 0,25) \times 0,81$	$= 4,1 \text{ kN/m}$
	Wand EG und OG	$g = (0,24 \times 20 + 0,25) \times 4,4 + (0,24 \times 25 + 0,25) \times 4,5$	$= 50,4 \text{ kN/m}$
	Fassade ($H = 10,20 \dots 13,58 \dots 10,20$)	$g(x=0) = (0,115 \times 20 + 0,25) \times 10,2$	$= 26,0 \text{ kN/m}$
		$g(x=6,38) = (0,115 \times 20 + 0,25) \times 13,58$	$= 34,6 \text{ kN/m}$
		$g(x=12,77) = (0,115 \times 20 + 0,25) \times 10,2$	$= 26,0 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	aus Pos. 0.2	$q = 2 \times (13,7 + 8,8) / 12,74$
		aus Pos. 1.1	q
		aus Pos. 1.11	$q = 6,6 \times (1,77 + 6,51) / 12,74$
		aus Pos. 2.13	$q = 6,0 / (2 \times 4,5)$
		aus Pos. 2.14	$q = 17,8 / (4,5 + 1,77)$
		aus Pos. 6.3	$q = (15,4 + 3,0) / 4,0$

Modellbildung: Nachgiebigkeit Pos. 7.3 $R_k = 600 \text{ kN}$, $s = 1,5 \text{ cm}$ $C = 40 \text{ MN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

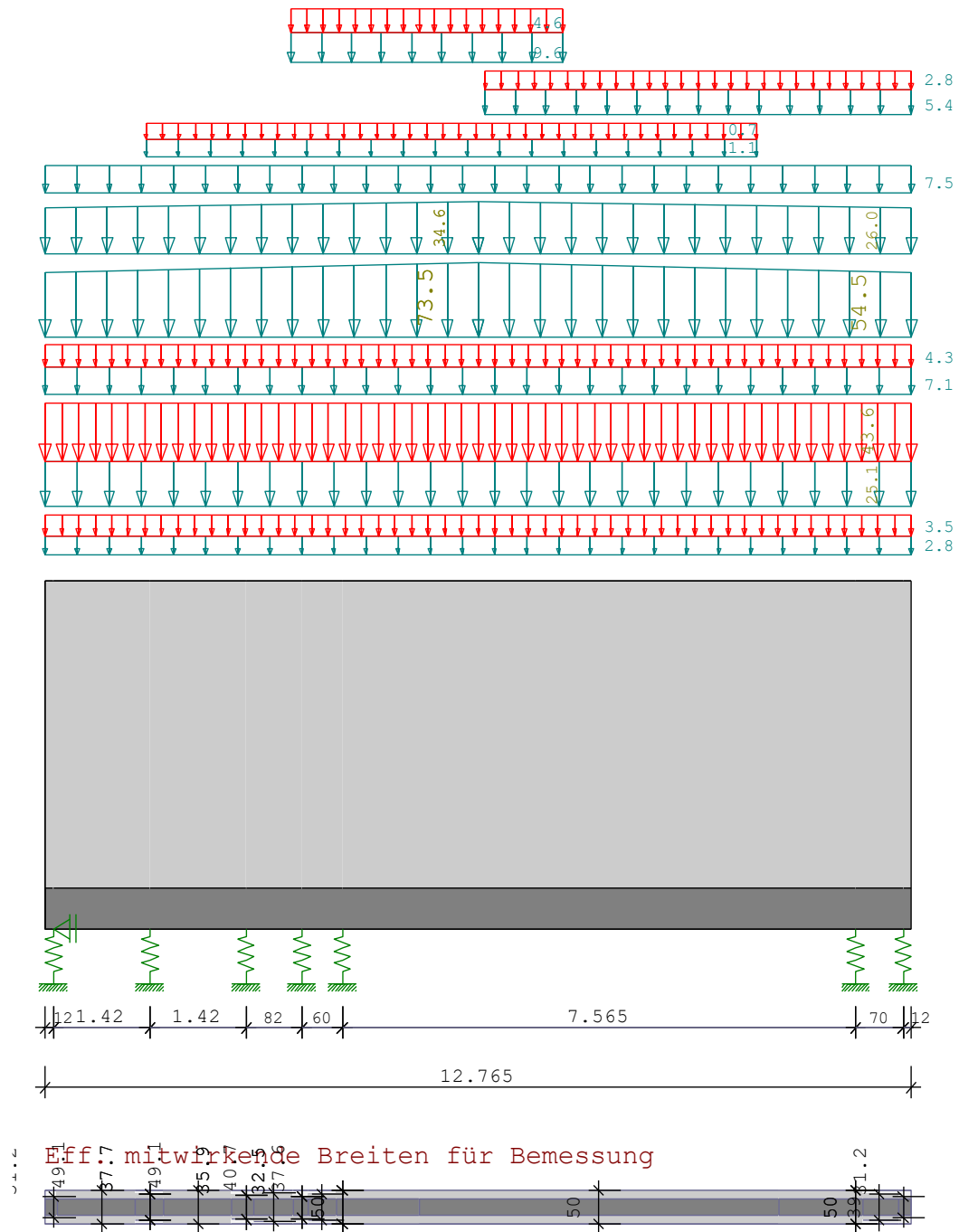
<u>Auflager:</u>	8.1	8.2	8.3	8.4	8.5	8.6	8.7
G [kN]	112,6	240,4	255,6	264,3	270,7	339,7	345,1
Q [kN]	42,8	91,5	97,4	100,8	103,2	130,3	132,4

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	4Ø16	vorh. $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 2,94 \text{ cm}^2$
	untere Lage	5Ø20	vorh. $A_s = 15,71 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 11,76 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20, $n = 2$	vorh. $a_{\text{sw}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 2,47 \text{ cm}^2$

Position: 7.2.4 Pfahlkopfbalken Achse 8

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 100



Fehler bei Umlagerung plastisch!!!



Stahlbetonträger über 6 Felder C35/45 E = 34000 N/mm²
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)	bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	1.42	konstant		24.0	510.0	50.0	60.0
2	1.42	konstant		24.0	510.0	50.0	60.0
3	0.82	konstant		24.0	510.0	50.0	60.0
4	0.60	konstant		24.0	510.0	50.0	60.0
5	7.57	konstant		24.0	510.0	50.0	60.0
6	0.70	konstant		24.0	510.0	50.0	60.0
Kragarm							
links	0.12	konstant		24.0	510.0	50.0	60.0
rechts	0.12	konstant		24.0	510.0	50.0	60.0

Feld 1 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.
Feld 2 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.
Feld 3 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.
Feld 4 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.
Feld 5 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.
Feld 6 muß ggf. zusätzlich als Scheibe nachgewiesen werden.

Querschnitte mit eff. mitwirkender Breite

x (m)	bo (cm)	ho (cm)	b0 (cm)	h0 (cm)	bu (cm)	hu (cm)	W _{yu} (m ³)	W _{yo} (m ³)
0.00			24.0	510.0	31.2	60.0	1.1586	1.0909
0.12			24.0	510.0	31.2	60.0	1.1586	1.0909
0.18			24.0	510.0	31.2	60.0	1.1586	1.0909
0.18			24.0	510.0	49.1	60.0	1.4481	1.1930
1.33			24.0	510.0	49.1	60.0	1.4481	1.1930
1.33			24.0	510.0	37.7	60.0	1.2648	1.1316
1.54			24.0	510.0	37.7	60.0	1.2648	1.1316
1.75			24.0	510.0	37.7	60.0	1.2648	1.1316
1.75			24.0	510.0	49.1	60.0	1.4481	1.1930
2.75			24.0	510.0	49.1	60.0	1.4481	1.1930
2.75			24.0	510.0	35.9	60.0	1.2356	1.1208
2.96			24.0	510.0	35.9	60.0	1.2356	1.1208
3.08			24.0	510.0	35.9	60.0	1.2356	1.1208
3.08			24.0	510.0	40.7	60.0	1.3128	1.1486
3.66			24.0	510.0	40.7	60.0	1.3128	1.1486
3.66			24.0	510.0	32.5	60.0	1.1802	1.0995
3.78			24.0	510.0	32.5	60.0	1.1802	1.0995
3.87			24.0	510.0	32.5	60.0	1.1802	1.0995
3.87			24.0	510.0	37.6	60.0	1.2629	1.1309
4.29			24.0	510.0	37.6	60.0	1.2629	1.1309
4.29			24.0	510.0	50.0	60.0	1.4628	1.1975
4.38			24.0	510.0	50.0	60.0	1.4628	1.1975
5.51			24.0	510.0	50.0	60.0	1.4628	1.1975
10.81			24.0	510.0	50.0	60.0	1.4628	1.1975
11.94			24.0	510.0	50.0	60.0	1.4628	1.1975
12.05			24.0	510.0	50.0	60.0	1.4628	1.1975
12.05			24.0	510.0	39.0	60.0	1.2856	1.1391
12.58			24.0	510.0	39.0	60.0	1.2856	1.1391
12.59			24.0	510.0	31.2	60.0	1.1586	1.0909
12.64			24.0	510.0	31.2	60.0	1.1586	1.0909

Lutherhaus 2024				Seite: 236		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI			
Genehmigungsplanung				Position: 7.2					

Querschnitte mit eff. mitwirkender Breite								
x (m)	bo (cm)	ho (cm)	b0 (cm)	h0 (cm)	bu (cm)	hu (cm)	Wyu (m3)	Wyo (m3)
12.76			24.0	510.0	31.2	60.0	1.1586	1.0909

Elastische Lager			
Stütze Nr.	1	20000.0	kN/m
Stütze Nr.	2	40000.0	kN/m
Stütze Nr.	3	40000.0	kN/m
Stütze Nr.	4	40000.0	kN/m
Stütze Nr.	5	40000.0	kN/m
Stütze Nr.	6	40000.0	kN/m
Stütze Nr.	7	40000.0	kN/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 E 1		2.80	3.50	1.00			0.2	
1 E 1		25.10	43.60	1.00			1.1	
1 E 1		7.10	4.30	1.00			1.11	
4 E 1	0.00	1.10	0.70	1.00	1.49	9.00	2.13	
		1.10	0.70					
4 E 1	0.00	5.40	2.80	1.00	6.49	6.28	2.14	
		5.40	2.80					
4 E 1	0.00	9.60	4.60	1.00	3.63	4.00	6.3	
		9.60	4.60					
4 E 1	0.00	54.50	0.00	1.00	0.00	6.38	Wand	
		73.50	0.00					
4 E 1	0.00	73.50	0.00	1.00	6.38	6.38	Wand	
		54.50	0.00					
4 E 1	0.00	26.00	0.00	1.00	0.00	6.38	Fassade	
		34.60	0.00					
4 E 1	0.00	34.60	0.00	1.00	6.38	6.38	Fassade	
		26.00	0.00					
1 E 1		7.50	0.00	1.00			Eigen	

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
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						
--	--	--	--	--	--	--

Ergebnisse für 1-fache Lasten						
Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 0.76	50.08	-1.26	11.23	134.44	-118.40
2	x0 = 1.16	134.75	11.23	127.99	213.51	-50.51
3	x0 = 0.82	311.91	127.99	311.91	302.47	143.84
4	x0 = 0.60	579.91	311.91	579.91	508.94	384.12
5	x0 = 3.50	1917.26	579.91	272.52	758.04	-796.36
6	x0 = 0.00	272.52	272.52	-1.32	-326.39	-455.64


Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-1.26	-1.26	-20.96	134.44	155.40	112.59
2	11.23	11.23	-118.40	213.51	331.91	240.40
3	102.39	102.39	-31.65	223.95	352.98	255.60
4	239.49	239.49	108.75	373.09	365.10	264.34
5	436.18	436.18	282.28	552.98	373.92	270.70
6	198.03	198.03	-578.09	-238.40	469.97	339.69
7	-1.32	-1.32	-455.64	21.94	477.58	345.15

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	112.59	42.81	0.00	155.40	155.40	112.59
2	240.40	91.51	0.00	331.91	331.91	240.40
3	255.60	97.38	0.00	352.98	352.98	255.60
4	264.34	100.76	0.00	365.10	365.10	264.34
5	270.70	103.23	0.00	373.92	373.92	270.70
6	339.69	130.28	0.00	469.97	469.97	339.69
7	345.15	132.44	0.00	477.58	477.58	345.15
Summe:	1828.47	698.41	0.00	2526.87	2526.87	1828.47

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
EG	max	min	max	min	max	min	max	min
g	112.6	112.6	240.4	240.4	255.6	255.6	264.3	264.3
E	42.8	0.0	91.5	0.0	97.4	0.0	100.8	0.0
Sum	155.4	112.6	331.9	240.4	353.0	255.6	365.1	264.3

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 5		Stütze 6		Stütze 7	
EG	max	min	max	min	max	min
g	270.7	270.7	339.7	339.7	345.1	345.1
E	103.2	0.0	130.3	0.0	132.4	0.0
Sum	373.9	270.7	470.0	339.7	477.6	345.1

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!
Durchbiegungen maximale minimale

Feld Nr.	x (m)	f (cm)	Komb	x (m)	f (cm)
1	1.42	0.83	2	2.55	0.00
2	1.42	0.88	2	2.55	0.00
3	0.82	0.91	2	2.55	0.00
4	0.60	0.93	2	2.55	0.00
5	7.56	1.17	2	0.00	0.68
6	0.70	1.19	2	2.55	0.00
Kragarme					
Krli	0.12	0.78	2	0.00	0.56
Krre	0.12	1.20	2	2.55	0.00

Ergebnisse für y-fache Lasten

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

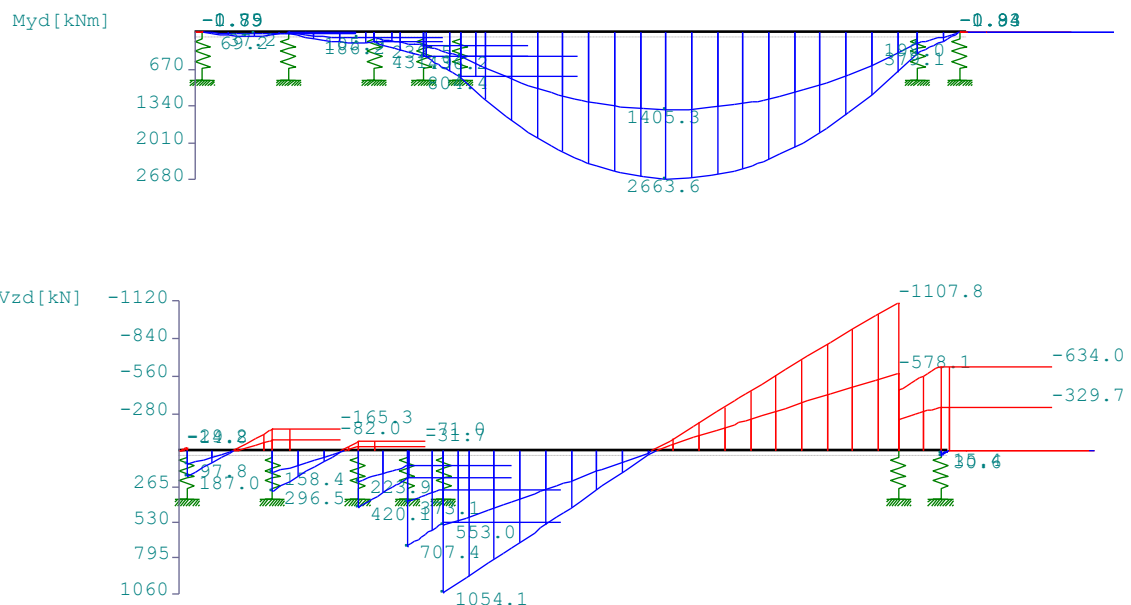


Feldmomente Maximum		(kNm , kN)				
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 0.76	69.51	-1.75	15.14	186.99	-165.30
2	x0 = 1.15	186.23	15.14	176.63	296.51	-71.02
3	x0 = 0.82	431.94	176.63	431.94	420.12	199.45
4	x0 = 0.60	804.43	431.94	804.43	707.45	533.83
5	x0 = 3.50	2665.04	804.43	379.07	1054.11	-1107.83
6	x0 = 0.00	379.07	379.07	-1.84	-453.83	-634.00

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-1.75	-1.75	-29.22	186.99	216.21	112.59
2	11.15	11.15	-136.59	241.07	461.81*	240.40*
3	102.39	102.39	-31.65	223.95	491.13*	255.60*
4	239.49	239.49	108.75	373.09	508.00*	264.34*
5	436.18	436.18	282.28	552.98	520.28*	270.70*
6	198.03	198.03	-578.09	-238.40	654.00*	339.69*
7	-1.84	-1.84	-634.00	30.60	664.60	345.15

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

Maßstab 1 : 125



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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C35/45 B500B hochduktil

Betondeckung: $c_v = 3.5 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
 Bewehrungslage: $d_o = 5.3 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$
 $d_u = 5.3 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist zusätzlich nachzuweisen.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.28 \epsilon_{cs} = 0.38 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$



Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146
C35/45 B500B hochduktil

Alle Auflager gleich : Schneidenlager

Abminderung der Stützmomente $\leq 15\%$

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min μ (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	4695.66	20.68	-3843.89	16.92	24.0/510.0/50.0/60.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1	0.76	69.5		504.7	0.01	0.3	0.0
2	1.15	186.2		504.7	0.01	0.8	0.0
3	0.82	431.9		504.7	0.02	1.9	0.0
	0.41	326.7	326.7	504.7	0.02	1.4	0.0
4	0.60	804.4		504.7	0.02	3.5	0.0
	0.30	631.2	631.2	504.7	0.02	2.8	0.0
5	3.50	2665.0		504.7	0.05	11.8	0.0
6	0.00	379.1		504.7	0.02	1.7	0.0
	0.35	204.4	204.4	504.7	0.01	0.9	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 6.5 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 21.9 cm² zu verankern.

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

Stützbewehrung:Nachweis EN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
2	0.00	11.2	0.0	0.0	0.00	3.5	0.0

Stütze Nr.	Myd,l,el (kNm)	Myd,r,el (kNm)	Myd,pl (kNm)	Vd,l,el (kN)	Vd,l,pl (kN)	Vd,r,el (kN)	Vd,r,pl (kN)
1	-1.8	-1.8	0.0	-29	0	187	0
2	11.2	11.2	0.0	-137	0	241	0
3	102.4	102.4	0.0	-32	0	224	0
4	239.5	239.5	0.0	109	0	373	0
5	436.2	436.2	0.0	282	0	553	0
6	198.0	198.0	0.0	-578	0	-238	0
7	-1.8	-1.8	0.0	-634	0	31	0

Stützbewehrung:Nachweis der RotationsfähigkeitEN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	$\Theta_{vorh.}$ (rad*1000)	Θ_{zul} kx
2	0.00	11.15	0.00	0.00	0.00	0.00



Querkraftbewehrung B500B DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
---------------	-------------	----	-------------	----------	---------------	---------	---------------	-----------------------------

1	li	0.08	0.99	-9.7	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
1	*	0.11	0.99	-2.4	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
1	re	0.12	0.99	157.7	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
1	re	0.71	0.99	12.4	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
1	*	0.71	0.99	12.4	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
2	li	0.70	0.99	10.5	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
2	*	0.71	0.99	12.4	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
2	re	0.71	0.99	114.2	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
2	*	0.71	0.99	114.2	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
3	li	0.70	0.99	111.6	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
3	*	0.71	0.99	114.2	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
3	re	0.41	0.99	311.8	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
3	*	0.41	0.99	311.8	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
4	li	0.40	0.99	309.2	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
4	*	0.41	0.99	311.8	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
4	re	0.30	0.99	620.9	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
4	*	0.30	0.99	620.9	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
5	li	0.29	0.99	618.0	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
5	*	0.30	0.99	620.9	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
5	re	3.78	0.98	-78.9	18.4	235.2	5317.1	30.0	2.5~
5	*	3.78	0.98	-78.9	18.4	235.2	5317.1	30.0	2.5~
6	li	3.77	0.98	-81.7	18.4	235.2	5317.1	30.0	2.5~
6	*	3.78	0.98	-78.9	18.4	235.2	5317.1	30.0	2.5~
6	re	0.35	0.99	-544.3	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
6	*	0.35	0.99	-544.3	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
7	li	0.34	0.99	-546.8	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
7	*	0.35	0.99	-544.3	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
7	re	0.08	0.99	10.2	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~
7	*	0.11	0.99	2.5	18.4	235.2	5327.2	30.0	2.5~

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 3.2 \text{ N/mm}^2$ Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.28\epsilon_{cs} = 0.38 \text{ ‰}$

quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI ϕ_g	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	f
1	1.42	0.78	0.78	0.77	0.54	0.70	0.69	0.78
2	1.42	0.83	0.84	0.84	0.66	0.86	0.86	0.87
3	0.82	0.86	0.87	0.87	0.73	0.95	0.96	0.98
4	0.60	0.88	0.90	0.90	0.78	1.02	1.03	1.06
5	7.57	1.11	1.11	1.11	0.97	1.26	1.29	1.36
6	0.70	1.13	1.12	1.12	0.85	1.11	1.11	1.13
Kragarme								
Krli	0.12	0.73	0.71	0.71	0.41	0.54	0.52	0.73
Krre	0.12	1.13	1.12	1.12	0.81	1.06	1.05	1.13



7.2.5. Achse F7 – G7

<u>Parameter:</u>	System:	Durchlaufträger
	Abmessung:	$L_{\text{ges}} = 10,70 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 50 / 60 \text{ cm}$
	Material:	Beton C35/45
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC2, XF1, XA2 $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$g = 0,6 \times 0,5 \times 25$	$= 7,5 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 0.3		g	$= 2,7 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 0.11		$G = 11,1 + 0,7$	$= 11,8 \text{ kN}$
			$G = 21,1 + 0,7$	$= 21,8 \text{ kN}$
			$G = 5,2 + 0,7$	$= 5,9 \text{ kN}$
	aus Pos. 1.13		g	$= 13,8 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 2.7		$g = (4,5 + 12,4 + 8,5 + 12,2 + 4,4) / 10,7$	$= 3,9 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 2.15		$g = 15,8 / 2,4 / \tan 60^\circ$	$= 11,4 \text{ kN/m}$
	Wand EG und OG		$g = (0,24 \times 20 + 0,25) \times (0,95 + 4,92)$	$= 29,6 \text{ kN/m}$
	Fassade		$g = (0,115 \times 20 + 0,25) \times 8,3$	$= 21,2 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 0.3	$q = 1,56 + 0,29$	$= 1,9 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 0.11	Q	$= 21,2 \text{ kN}$
			Q	$= 34,5 \text{ kN}$
			Q	$= 7,3 \text{ kN}$
		aus Pos. 1.13	q	$= 6,3 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 2.7	$q = (1,7 + 4,7 + 3,2 + 4,6 + 1,7 +$	
			$0,3 + 0,9 + 0,6 + 0,9 + 0,3) / 10,7$	$= 1,8 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 2.15	$q = 4,4 / 2,4 / \tan 60^\circ$	$= 1,1 \text{ kN/m}$

Modellbildung: Nachgiebigkeit Pos. 7.3 $R_k = 600 \text{ kN}$, $s = 1,5 \text{ cm}$ $C = 40 \text{ MN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

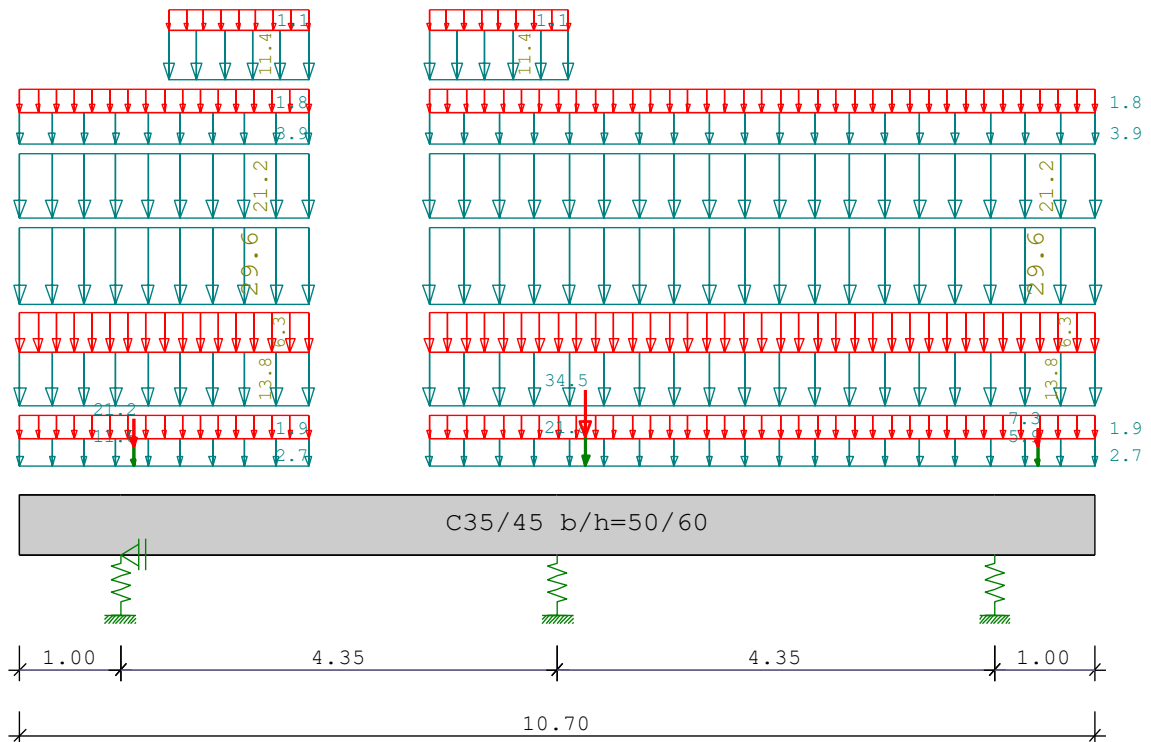
<u>Auflager:</u>	7.1	7.2	7.3
G [kN]	238	332,1	257,7
Q [kN]	50,2	67	43,8

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	4Ø14	vorh. $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 3,91 \text{ cm}^2$
	untere Lage	4Ø16	vorh. $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 5,97 \text{ cm}^2$
		Zulagen von 7.2 bis 7.3	1Ø16		
	Bügel	Ø8/15, $n = 2$	vorh. $a_{\text{sw}} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 5,14 \text{ cm}^2$



Position: 7.2.5 Pfahlkopfbalken Achse F7 - G7

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)
Maßstab 1 : 75



Stahlbetonträger über 2 Felder C35/45 E = 34000 N/mm²
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)	bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	4.35	konstant		50.0	60.0		
2	4.35			50.0	60.0		
Kragarm							
links	1.00	konstant		50.0	60.0		
rechts	1.00			50.0	60.0		

Elastische Lager

Stütze Nr.	1	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	2	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	3	40000.0 kN/m

Lutherhaus 2024				Seite: 243		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI			
Genehmigungsplanung				Position: 7.2					

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	
4 E 1	0.00	2.70	1.90	1.00	0.00	2.87	0.3	
		2.70	1.90					
4 E 1	0.00	2.70	1.90	1.00	4.07	6.63	0.3	
		2.70	1.90					
4 E 1	0.00	13.80	6.30	1.00	0.00	2.87	1.13	
		13.80	6.30					
4 E 1	0.00	13.80	6.30	1.00	4.07	6.63	1.13	
		13.80	6.30					
4 E 1	0.00	11.40	1.10	1.00	1.48	1.39	2.15	
		11.40	1.10					
4 E 1	0.00	11.40	1.10	1.00	4.07	1.39	2.15	
		11.40	1.10					
4 E 1	0.00	29.60	0.00	1.00	0.00	2.87	Wand	
		29.60	0.00					
4 E 1	0.00	29.60	0.00	1.00	4.07	6.63	Wand	
		29.60	0.00					
4 E 1	0.00	21.20	0.00	1.00	0.00	2.87	Fassade	
		21.20	0.00					
4 E 1	0.00	21.20	0.00	1.00	4.07	6.63	Fassade	
		21.20	0.00					
2 E 1	0.00	11.80	21.20	1.00	1.14		0.11	
2 E 1	0.00	21.80	34.50	1.00	5.64		0.11	
2 E 1	0.00	5.90	7.30	1.00	10.14		0.11	
4 E 1	0.00	3.90	1.80	1.00	0.00	2.87	2.7	
		3.90	1.80					
4 E 1	0.00	3.90	1.80	1.00	4.07	6.63	2.7	
		3.90	1.80					

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma	= 25.0 kN/m3 berücksichtigt.
--	------------------------------

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
E	1	Lagerräume	1.00	0.90	0.80	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K _F = 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 = 1.70	105.74	-44.35	-36.90	199.53	-155.25
2	x0 = 2.10	174.62	-36.90	-50.09	243.86	-199.66

Stützmomente Maximum (kNm , kN)							
Stütze		M li	M re	V li	V re	max F	min F
1		-44.35	-44.35	-88.70	199.53	288.23	238.01
2		-39.73	-39.73	-139.84	192.28	399.11	332.12
3		-50.09	-50.09	-199.66	101.90	301.56	257.72



Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	238.01	50.23	0.00	288.23	288.23	238.01
2	332.12	66.99	0.00	399.11	399.11	332.12
3	257.72	43.84	0.00	301.56	301.56	257.72
Summe:	827.84	161.06	0.00	988.90	988.90	827.84

Auflagerkräfte (kN)						
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
	max	min	max	min	max	min
g	238.0	238.0	332.1	332.1	257.7	257.7
E	50.2	0.0	67.0	0.0	43.8	0.0
Sum	288.2	238.0	399.1	332.1	301.6	257.7

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!						
Durchbiegungen maximale				minimale		
Feld Nr.	x (m)	f (cm)	Komb	x (m)	f (cm)	
1	4.35	1.00	2	0.00	0.60	0
2	0.87	1.01	2	4.35	0.64	0
Kragarme						
Krli	1.00	0.72	2	0.00	0.51	0
Krre	0.00	0.75	2	1.00	0.54	0

Ergebnisse für y-fache Lasten

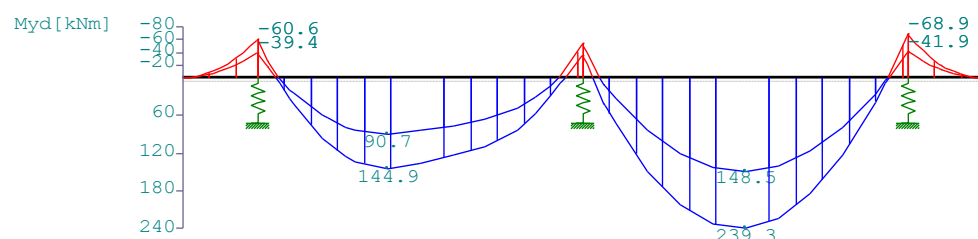
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

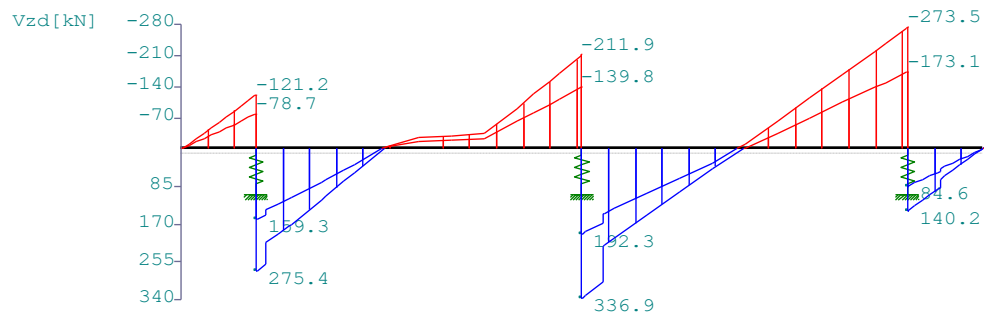
Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.71	144.99	-60.62	-49.40	275.40	-211.89
2	x0 = 2.10	239.68	-49.40	-68.85	336.95	-273.52

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		-60.62	-60.62	-121.25	275.40	396.65
2		-53.64	-53.64	-188.78	259.58	548.84*
3		-68.85	-68.85	-273.52	140.16	413.68

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

Maßstab 1 : 100





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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C35/45 B500B hochduktil

 Betondeckung: $c_v = 3.5 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$

 Bewehrungslage: $d_o = 5.3 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$
 $d_u = 5.3 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

 Kriechbeiwert: $\phi = 2.28 \epsilon_{cs} = 0.38 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Schneidenlager

 Abminderung der Stützmomente $\leq 15 \text{ ‰}$

 Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	96.30	3.91	-96.30	3.91	50.0/60.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)
1	1.71	145.0		54.7	0.07	6.0	0.0
2	2.10	239.7		54.7	0.11	10.0	0.0

 Am ersten Auflager sind mindestens 9.5 cm² zu verankern.

 Am letzten Auflager sind mindestens 9.4 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)
1 li	0.00	-60.6	-60.6	54.7	0.04	0.0	3.9 *
1 re	0.00	-60.6	-60.6	54.7	0.04	0.0	3.9 *
2 li	0.00	-49.4	-49.4	54.7	0.04	0.0	3.9 *
2 re	0.00	-49.4	-49.4	54.7	0.04	0.0	3.9 *
3 li	0.00	-68.9	-68.9	54.7	0.05	0.0	3.9 *
3 re	0.00	-68.9	-68.9	54.7	0.05	0.0	3.9 *

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



Stützbewehrung:Nachweis EN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	kx	Asu (cm ²)	Aso
2	0.00	-53.6	-53.1	-53.1	0.04	10.0	3.9

Stütze Nr.	Myd,l,el (kNm)	Myd,r,el (kNm)	Myd,pl (kNm)	Vd,l,el (kN)	Vd,l,pl (kN)	Vd,r,el (kN)	Vd,r,pl (kN)
1	-60.6	-60.6	0.0	-121	-121	275	215
2	-53.6	-53.6	-53.1	-189	-189	260	259
3	-68.9	-68.9	0.0	-274	-234	140	140

Stützbewehrung:Nachweis der RotationsfähigkeitEN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	Θvorh. (rad*1000)	Θzul _{kx}
2	0.00	-53.64	-53.10	-53.10	8.92	3.13 0.04

Querkraftbewehrung B500B DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a _{max} (cm)	asw (cm ² /m)
1 li	0.55	0.87	-54.9	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
1 *	0.99	0.85	-1.2	18.4	115.1	1037.4	30.0	5.1~
1 re	0.13	0.87	259.0	18.4	115.1	1057.6		~
1 re	0.13	0.87	227.0 #	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
1 re	0.55	0.87	160.2	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
1 *	1.09	0.87	84.6	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
2 li	0.55	0.87	-136.3	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
2 *	1.09	0.87	-60.6	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
2 re	0.28	0.87	300.5	18.4	115.1	1057.6		~
2 re	0.28	0.87	251.7 #	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
2 re	0.55	0.87	187.6	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
2 *	1.09	0.87	121.3	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
3 li	0.55	0.87	-207.2	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
3 *	1.09	0.87	-140.9	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
3 re	0.43	0.87	87.4	18.4	115.1	1057.6		~
3 re	0.43	0.87	76.0 #	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
3 re	0.55	0.87	54.9	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
3 *	0.99	0.85	1.2	18.4	115.1	1037.4	30.0	5.1~

Ved mit # -> abgeminderte Einzellast

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 3.2 \text{ N/mm}^2$ Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.28\epsilon_{cs} = 0.38 \text{ ‰}$

quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI ϕ ,g	fEI ϕ	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	f
1	4.35	0.96	1.03	1.04	0.88	1.04	1.04	1.06	1.06
2	0.87	0.98	1.11	1.15	1.00	1.18	1.34	1.36	1.36
Kragarme									
Krli	1.00	0.70	0.66	0.66	0.57	0.66	0.66	0.65	0.70
Krre	0.00	0.73	0.70	0.69	0.62	0.69	0.70	0.68	0.73



7.2.6. Achse F8 – G8

<u>Parameter:</u>	System:	Durchlaufträger
	Abmessung:	$L_{\text{ges}} = 10,80 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 50 / 60 \text{ cm}$
	Material:	Beton C35/45
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC2, XF1, XA2 $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$g = 0,6 \times 0,5 \times 25$	$= 7,5 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 0.3		g	$= 2,7 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.13		g	$= 13,8 \text{ kN/m}$
	Wand EG und OG		$g = (0,24 \times 20 + 0,25) \times (2,9 + 4,92)$	$= 39,5 \text{ kN/m}$
	Fassade		$g = (0,115 \times 20 + 0,25) \times 8,3$	$= 21,2 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	aus Pos. 0.3	$q = 1,56 + 0,29$	$= 1,9 \text{ kN/m}$
		aus Pos. 1.13	q	$= 6,3 \text{ kN/m}$

Modellbildung: Nachgiebigkeit Pos. 7.3 $R_k = 600 \text{ kN}$, $s = 1,5 \text{ cm}$ $C = 40 \text{ MN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

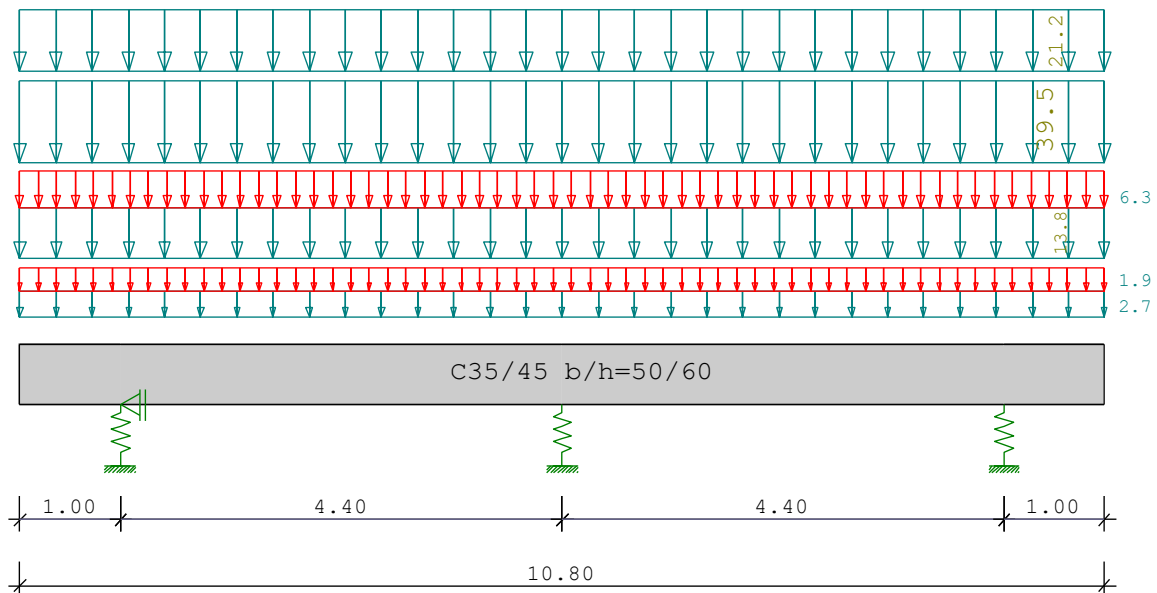
<u>Auflager:</u>	8.8	8.9	8.10
G [kN]	238	332,1	257,7
Q [kN]	50,2	67	43,8

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	4Ø14	vorh. $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 3,91 \text{ cm}^2$
	untere Lage	4Ø20	vorh. $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 9,83 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/15, $n = 2$	vorh. $a_{\text{sw}} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 5,14 \text{ cm}^2$

Position: 7.2.6 Pfahlkopfbalken Achse F8 - G8

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 75

Stahlbetonträger über 2 Felder C35/45 E = 34000 N/mm²

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

System	Länge		Querschnittswerte					
Feld	L (m)		bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	4.40	konstant			50.0	60.0		
2	4.40	konstant			50.0	60.0		
Kragarm								
links	1.00	konstant			50.0	60.0		
rechts	1.00	konstant			50.0	60.0		

Elastische Lager

Stütze Nr.	1	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	2	40000.0 kN/m
Stütze Nr.	3	40000.0 kN/m

Trägerbezogene Lasten (kN,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				
Typ	EG	Gr	VK	g _I /r	q _I /r	Fak.	Abst.	Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	E	1		2.70	1.90	1.00			0.3	
1	E	1		13.80	6.30	1.00			1.13	
1	E	1		39.50	0.00	1.00			Wand	
1	E	1		21.20	0.00	1.00			Fassade	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.



Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
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

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 2.17	172.06	-46.45	-59.16	201.49	-207.27
2	x0 = 2.23	172.06	-59.16	-46.45	207.27	-201.49

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-46.45	-46.45	-92.90	201.49	294.39	268.41
2	-59.16	-59.16	-207.27	207.27	414.54	377.95
3	-46.45	-46.45	-201.49	92.90	294.39	268.41

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	268.41	25.98	0.00	294.39	294.39	268.41
2	377.95	36.59	0.00	414.54	414.54	377.95
3	268.41	25.98	0.00	294.39	294.39	268.41
Summe:	914.76	88.56	0.00	1003.32	1003.32	914.76

Auflagerkräfte

(kN)

	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
EG	max	min	max	min	max	min
g	268.4	268.4	377.9	377.9	268.4	268.4
E	26.0	0.0	36.6	0.0	26.0	0.0
Sum	294.4	268.4	414.5	377.9	294.4	268.4

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!

Durchbiegungen maximale minimale

Feld Nr.	x (m)	f (cm)	Komb	x (m)	f (cm)
1	3.96	1.04	2	0.00	0.67
2	0.44	1.04	2	4.40	0.67
Kragarme					
Krli	1.00	0.74	2	0.00	0.55
Krre	0.00	0.74	2	1.00	0.55

Ergebnisse für y-fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert γ_G * K_{fi} = 1.35 über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.17	234.55	-63.32	-80.66	274.68	-282.56
2	x0 = 2.23	234.55	-80.66	-63.32	282.56	-274.68

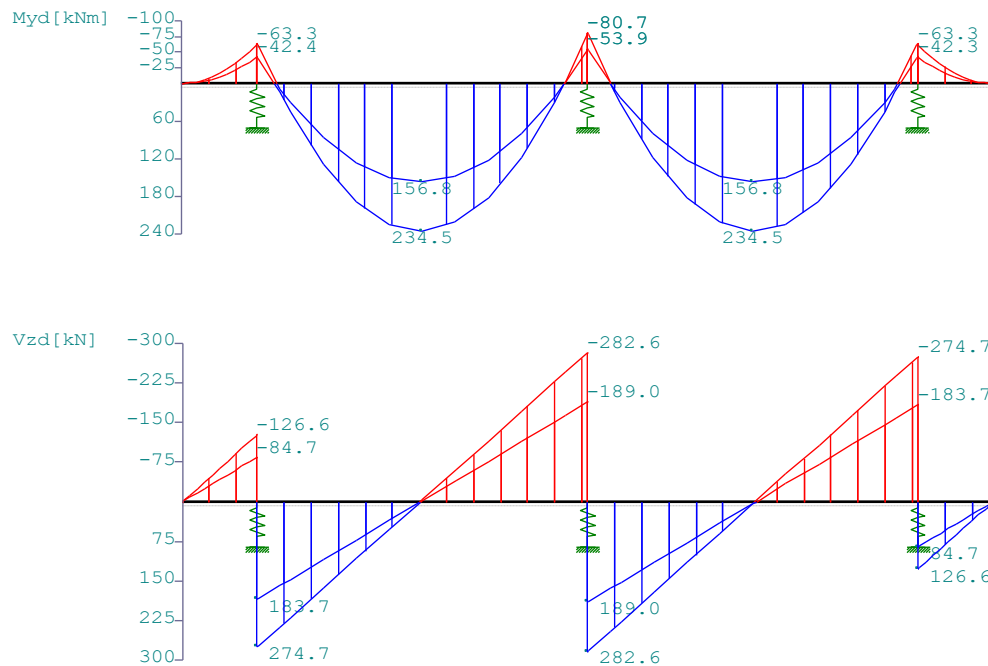


Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-63.32	-63.32	-126.65	274.68	401.32	268.41
2	-80.66	-80.66	-282.56	282.56	565.12	377.95
3	-63.32	-63.32	-274.68	126.64	401.32	268.41

Maßstab 1 : 100



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

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C35/45 B500B hochduktile

Betondeckung: $c_v = 3.5 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$ Bewehrungslage: $d_o = 5.3 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$ $d_u = 5.3 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.28 \epsilon_{cs} = 0.38 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Alle Auflager gleich : Schneidenlager

Abminderung der Stützmomente $\leq 15 \text{ ‰}$ Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min μ_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min μ_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	96.30	3.91	-96.30	3.91	50.0/60.0



Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
1	2.17	234.6		54.7	0.11	9.8	0.0
2	2.23	234.6		54.7	0.11	9.8	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 9.5 cm2 zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 9.5 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 (cm2)	Aso (cm2)
1 li	0.00	-63.3	-63.3	54.7	0.05	0.0	3.9 *
1 re	0.00	-63.3	-63.3	54.7	0.05	0.0	3.9 *
2 li	0.00	-80.7	-80.7	54.7	0.05	0.0	3.9 *
2 re	0.00	-80.7	-80.7	54.7	0.05	0.0	3.9 *
3 li	0.00	-63.3	-63.3	54.7	0.05	0.0	3.9 *
3 re	0.00	-63.3	-63.3	54.7	0.05	0.0	3.9 *

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

Feldbewehrung: Nachweis EN 1992-1 5.6.3

Feld Nr.	x (m)	Myd,el (kNm)	Myd,pl (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
1	2.17	234.6	234.9	54.7	0.11	9.8	0.0
2	2.23	234.6	234.9	54.7	0.11	9.8	0.0

Stützbewehrung: Nachweis EN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
2	0.00	-80.7	-79.8	-79.8	0.05	9.8	3.9

Stütze Nr.	Myd,l,el (kNm)	Myd,r,el (kNm)	Myd,pl (kNm)	Vd,l,el (kN)	Vd,l,pl (kN)	Vd,r,el (kN)	Vd,r,pl (kN)
1	-63.3	-63.3	0.0	-127	-127	275	275
2	-80.7	-80.7	-79.8	-283	-282	283	282
3	-63.3	-63.3	0.0	-275	-275	127	127

Stützbewehrung: Nachweis der Rotationsfähigkeit EN 1992-1 5.6.3

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Myd' (kNm)	Myd,Bem (kNm)	Øvorh. (rad*1000)	Øzul (kx)
2	0.00	-80.66	-79.85	-79.85	12.89	3.88 0.05

Querkraftbewehrung B500B DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm2/m)
1 li	0.55	0.87	-57.4	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
1 *	0.99	0.85	-1.3	18.4	115.1	1037.4	30.0	5.1~
1 re	0.55	0.87	205.6	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
1 *	1.09	0.87	136.3	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
2 li	0.55	0.87	-213.3	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
2 *	1.09	0.87	-144.0	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
2 re	0.55	0.87	213.3	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
2 *	1.09	0.87	144.0	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
3 li	0.55	0.87	-205.6	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~


Querkraftbewehrung B500B DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
---------------	-------------	----	-------------	-----------------	---------------	---------	---------------	-----------------------------

3 *	1.09	0.87	-136.3	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
-----	------	------	--------	------	-------	--------	------	------

3 re	0.55	0.87	57.4	18.4	115.1	1057.6	30.0	5.1~
------	------	------	------	------	-------	--------	------	------

3 *	0.99	0.85	1.3	18.4	115.1	1037.4	30.0	5.1~
-----	------	------	-----	------	-------	--------	------	------

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).
Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 3.2 \text{ N/mm}^2$ Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.28\epsilon_{cs} = 0.38 \text{ ‰}$

quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI η_g	fEI η	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	f
------	---	-----	------------	--------------------	--------------	------------	------------	--------------------	---

1	3.96	1.02	1.13	1.16	1.10	1.19	1.28	1.26	1.28
---	------	------	------	------	------	------	------	------	------

2	0.44	1.02	1.13	1.16	1.10	1.19	1.28	1.26	1.28
---	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Kragarme

Krli	1.00	0.72	0.68	0.68	0.64	0.69	0.67	0.66	0.72
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Krre	0.00	0.72	0.68	0.68	0.64	0.69	0.67	0.66	0.72
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

[illegible]



7.4. Einzelfundamente

Parameter: System: unbewehrtes Einzelfundament
 Abmessung: $L \times B \times H = 0,75 \times 0,75 \times 0,8 \text{ m}$
 Einbindetiefe: $t \geq 1,0 \text{ m}$
 Material: Beton C35/45

Belastung: ständige Lasten
 Eigenlast $G = 0,75 \times 0,75 \times 0,8 \times 25 = 11,3 \text{ kN}$
 aus Pos. 0.14 $G = 22,5 \text{ kN}$

 veränderliche Lasten
 Nutzlast aus Pos. 0.14 $S = 36,9 \text{ kN}$

Bemessung: $N_{Ed} = 1,35 \times (11,3 + 22,5) + 1,5 \times 36,9 = 101 \text{ kN}$
 $\sigma_{Ed} = 101 / (0,75 \times 0,75) = \mathbf{179,5 \text{ kN/m}^2}$ $< \sigma_{Rd} = 1,4 \times 270 = \mathbf{378 \text{ kN/m}^2}$

Lutherhaus 2024 Genehmigungsplanung	Seite:	255	INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI 
	Position:	7.4	