



Tragwerksplanung – Tragfähigkeitsstudie Bestand - Index A

23-101

BAUVORHABEN : Sanierung Bürgerhaus Falkenstein
Scharderhohlweg 1, 61462 Königstein - Falkenstein

BAUHERR : Magistrat der Stadt Königstein
Burgweg 5, 61462 Königstein

PLANUNG : Kissler Effgen + Partner Architekten BDA
Wilhelmstraße 1a, 65193 Wiesbaden

AUFSTELLER :  **HAZ** Beratende Ingenieure
für das Bauwesen GmbH

Bahnhofstraße 33 B
D-35037 Marburg
Tel. 06421 – 690 578 0
Fax. 06421 – 690 578 90

SACHBEARBEITER : Dipl.-Ing. Hans-Peter Wilke



Inhaltsverzeichnis

POSITION	INHALT /BEZEICHNUNG	SEITE
	Vorbemerkung	1
	Hallendach	5
POS. 1.1	Dachbinder	6
	Bewertung Pos. 1.1 Hallenbinder	15
	Tieferliegende Dächer	17
POS. 2.1	Spannbeton-Hohlplatte	20
	Bewertung Pos. 2.1 Spannbeton-Hohlplatte	26
POS. 2.2	Decke über Foyer / Tagungsraum	27
	Bewertung Pos. 2.2 Gitterträger	32
POS. 5.1	Decke über der Gaststätte	33
	Bewertung Pos. 5.1 Gitterträger	38
	Deckenunterzüge	39
POS. 2.3	Pos. 2.3 Unterzug Halle Nebenräume	40
	Bewertung Pos. 2.3 Unterzug Halle Nebenräume	51
POS. 2.6	Fenstersturz	53
	Bewertung Pos. 2.6 Fenstersturz	66
	Stützen	67
POS. 4.2	Stütze	68
	Bewertung Pos. 4.2 Stütze	100
	Ergebnis	104A



Vorbemerkungen:

Das Bürgerhaus in Falkenstein, Scharderhohl Weg 1 in 61462 Königstein soll saniert werden.

In den nachfolgenden statischen Berechnungen wird geprüft, wie sich eine Lasterhöhung z.B. durch den Einbau einer Photovoltaik – Anlage auf die bestehende Baukonstruktion hinsichtlich der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auswirken kann.

Folgende Unterlagen haben zur statischen Bewertung der bestehenden Tragkonstruktion vorgelegen:

- Eine geprüfte statische Berechnung „Neubau Bürgerhaus Falkenstein“ aus dem Jahre 1971, aufgestellt vom Ingenieurbüro Gerd-Peter Krämer, Krofdorf-Gleiberg.
- Eine geprüfte statische Berechnung „Erneuerung der Dachdecke über dem Saal Bürgerhaus“ aus dem Jahre 1993, aufgestellt vom Ingenieurbüro für Bauwesen, Dipl.-Ing. Peter Jansen, Kriftel.
- Eine geprüfte statische Berechnung „Erweiterung des Geräteraums Bürgerhaus Falkenstein“ aus dem Jahre 1998, aufgestellt vom Ingenieurbüro Funcke Partner, Bad Vilbel.
- Eine ungeprüfte statische Berechnung „Spannbeton-Hohlplatten-Buderus – Bürgerhaus Falkenstein“ aus dem Jahre 1972, aufgestellt von Buderus'sche Eisenwerke Wetzlar, Wetzlar.
- Eine geprüfte statische Berechnung „Trigonit – Dachkonstruktion – Bürgerhaus Falkenstein“ aus dem Jahre 1973, aufgestellt von der Ingenieur- und Baugesellschaft m.b.H Coplan, Friedrichsdorf.
- Eine Bestandsplanung aus dem Jahre 2018 mit den Plänen B 135-06-BE 001, B 135-06-BE 009, B 135-06-BE 010 und B 135-06-BE 030, Verfasser AKS Architekturbüro, Bad Homburg.
- Skizze Dachkonstruktionen eingetragen auf Bestandsplan B 135-06-BE 010 von AKS.

Die nachfolgende statische Betrachtung setzt voraus, dass das Tragwerk des Bürgerhaus Falkenstein entsprechend den hier aufgeführten geprüften statischen Unterlagen erstellt wurde. Konstruktionszeichnungen zum Tragwerk liegen nicht vor.



Es wird vorausgesetzt, dass sich das Tragwerk des Bürgerhauses in einem einwandfreien Zustand hinsichtlich der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit befindet.

Eine örtliche Überprüfung der bestehenden Bauteile hinsichtlich der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ist zurzeit nicht Bestandteil der Beauftragung der HAZ GmbH.

Baukonstruktion:

Bei dem Bauwerk handelt es sich um einen eingeschossigen, teilunterkellerten Massivbau.

Das Dachtragwerk der Halle wird durch Stahlbetonbinder, welche auf Stahlbetonstützen aufgelagert sind, gebildet.

Die tieferliegenden Dächer wurden durch Konstruktionen in einer Trigonitbauweise (Gitterträger in Holz), Spannbeton-Hohlplatten und einer Stahlbetondecke realisiert.

Festzustellen ist, dass die Dachkonstruktionen der tieferliegenden Dächer in ihrer Ausführung offensichtlich anders ausgeführt wurden, wie diese in der ursprünglichen statischen Berechnung aus dem Jahre 1971 vom Ingenieurbüro Gerd-Peter Krämer geplant wurden.

Über diese geänderten Ausführungen, der Trigonitträger, liegen Unterlagen vom Büro Coplan vor. Weiter wurden Deckenbereiche welche ursprünglich in einer Trigonitbauweise geplant waren, mit Spannbeton-Hohldielen ausgeführt. Für diese geänderten Ausführungen liegen statische Unterlagen von den Buderus'sche Eisenwerke Wetzlar vor.

Da keine Konstruktionspläne vorliegen wird davon ausgegangen, dass das Tragwerk entsprechend den statischen Unterlagen jüngsten Datums ausgeführt wurden.

Lastannahmen:

Für eine energetische Sanierung der Dachkonstruktion und das Aufbringen einer PV-Anlage sind im Wesentlichen die ursprünglichen Lastannahmen auf die bestehenden Dächer maßgebend.

Primär sind hier die Lastannahmen der statischen Hauptberechnung aus dem Jahre 1971 vom Ingenieurbüro Gerd-Peter Krämer, weiter die Lastannahmen, von dem Büro Coplan und von der Fa. Buderus, maßgebend.



Bestandslasten:

Dachkonstruktion Halle + 6,57 aus dem Jahre 1971 Büro Krämer:

Ausbaulast ohne Eigenlast Binder $\Delta g_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$; Schneelasten $s_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Dachkonstruktion tieferliegendes Dach + 3,57 - 3,47 m aus dem Jahr 1971 Büro Krämer:

Ausbaulast mit Eigenlast Trigonit Träger $g_k = 1,70 \text{ kN/m}^2$; Schneelast $s_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Dachkonstruktion tieferliegendes Dach + 3,57 – 3,47 m aus dem Jahr 1973 Büro Coplan:

Ausbaulast mit Eigenlast Trigonit Träger $g_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$; Schneelast $s_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Dachkonstruktion tieferliegendes Dach + 3,57 – 3,47 m aus dem Jahr 1972:

Ausbaulast mit Eigenlast Spannbetonplatte $g_k = 3,35 \text{ kN/m}^2$; Schneelast $s_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Schneelasten:

In den vorliegenden Berechnungen wurde entsprechend den damals gültigen Vorschriften mit einer gleichmäßig verteilten Schneelast $s_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$ gerechnet.

Gemäß der zurzeit gültigen Norm für Schneelasten DIN EN 1991-1-3 „Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Schneelasten“ müssen an Höhengsprüngen von Dächern Schneeansammlungen durch Anwehen oder Abrutschen berücksichtigt werden.

In dem vorliegenden Fall haben wir zwischen den tieferliegenden Dächern und dem höherliegenden Hallendach einen Höhengsprung von ca. $h \approx 6,57 \text{ m} - 3,57 \text{ m} = 3,00 \text{ m}$ bis $h \approx 6,57 \text{ m} - 3,47 \text{ m} = 3,10 \text{ m}$.

Da das höherliegende Hallendach ein Flachdach ist, kann kein abrutschen von Schnee erfolgen. Eine mögliche Schneeansammlung kann daher nur durch ein Anwehen entstehen.

Grundparameter für die Schneelast:

Königstein Schneelastzone II, $A = 398 \text{ m}$ ü. NHN

$$s_k = 0,25 + 1,91 * ((398 + 140) / 760)^2 = 1,21 \text{ kN/m}^2 > 0,85 \text{ kN/m}^2$$

Im Bereich der PV-Anlage sind ebenfalls Schneeverwehungen anzusetzen.

Bei einer Annahme, dass die PV-Anlage eine Höhe von $h \leq 0,50 \text{ m}$ hat ist mit einem erhöhten Formbeiwert μ_5 zu rechnen.

$$\mu_5 = 2,00 \text{ kN/m}^3 * 0,50 \text{ m} / 1,21 \text{ kN/m}^2 = 0,83 \leq 1,00; \geq \mu_1 = 0,80$$



PV-Anlage:

Für eine mögliche PV-Anlage wird in der nachfolgenden Betrachtung eine Eigenlast der Anlage von $g_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Hier ist eine Unterkonstruktion berücksichtigt, eine eventuell erforderliche Ballastierung ist diesem Lastwert nicht enthalten und muss zusätzlich angesetzt werden.

Für eine Ballastierung werden ca. $0,30 \text{ kN/m}^2 - 0,40 \text{ kN/m}^2$ angenommen.

Statische Nachweise:

In den nachfolgenden statischen Betrachtungen wird anhand der vorliegenden statischen Unterlagen geprüft, ob die bestehende Tragkonstruktion für eine energetische Sanierung und dem Einbau einer PV-Anlage wahrscheinlich weiter tragfähig und gebrauchstauglich ist.

Folgende Bauteile werden betrachtet:

- Pos. 1.1 Dachbinder der Halle
- Pos. 2.1 Decke über den Nebenräumen
- Pos. 2.2 Decke über dem Foyer / Tagungsraum
- Pos. 5.1 Decke über der Gaststätte
- Pos. 2.3 Unterzug Halle unter Pos. 2.2 Gitterträger
- Pos. 2.6 Fenstersturz unter Pos. 2.2 Gitterträger
- Pos. 4.2 Stütze



Hallendach:

Betrachtet wird das Hallendach auf einer Gebäudehöhe + 6,57 m.



Pos. 1.1 Dachbinder:

Der bestehende Satteldachbinder aus Stahlbeton hat einen Querschnitt $b/h = 30 \text{ cm} / 100 \text{ cm}$ (Firstpunkt 125 cm).

Beton B 450; Betonstahl IIIb

Der Binderabstand beträgt $e = 5,70 \text{ m}$

Die ursprüngliche statische Berechnung, aufgestellt vom Ingenieurbüro Gerd- Peter Krämer aus Wettenberg, für den Dachbinder stammt aus dem Jahre 1971.

Im Jahre 1993 wurde vom Ingenieurbüro für Bauwesen, Dipl.-Ing. Peter Jansen aus Kriftel, die Dachkonstruktion der Halle mit einem Metaldach neu berechnet. In dieser statischen Berechnung wurde die Pos. 1.1 Dachbinder neu berechnet.

Folgende Lasten für die Dachkonstruktion wurden in der statischen Berechnung aus dem Jahre 1993 angesetzt:

Eigenlast + Ausbaulast: $g_k = 1,80 \text{ kN/m}^2$

Hier ist eine 15 cm starke Dämmung mit Polysterol mit $\Delta g_k = 0,06 \text{ kN/m}^2$ und eine Dachbegrünung mit $\Delta g_k = 1,44 \text{ kN/m}^2$ enthalten.

Schneelast: $s_k = 1,25 \text{ kN/m}^2$

Im Rahmen der Sanierung soll eine PV-Anlage auf das Hallendach aufgebracht werden. Da hier ein Metaldach vorhanden ist wird vorausgesetzt, dass keine Ballastierung für die PV-Anlage erforderlich ist.

Ansatz für die PV-Anlage: $\Delta g_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$ inkl. Unterkonstruktion ohne Ballastierung.

Durch eine mögliche PV-Anlage wird für die Schnelllast mit einer Schneeanammlung gerechnet.

Königstein: Schneelastzone II; Geländehöhe $A = 400 \text{ m NN}$

$$s_k = 0,25 + 1,91 * (400 + 140 / 760) ^2 = 1,21 \text{ kN/m}^2 > 0,85 \text{ kN/m}^2$$

Annahme Höhe der Anlage $h \leq 0,50 \text{ m}$.

$$\mu_5 = 2,00 \text{ kN/m}^3 * 0,50 \text{ m} / 1,21 \text{ kN/m}^2 = 0,83 \geq 0,80; \leq 1,00$$



$$s = 0,83 * 1,21 \text{ kN/m}^2 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

Zusammenstellung der Lasten:

Ständige Lasten:

$$g_k = (1,80 \text{ kN/m}^2 + 0,25 \text{ kN/m}^2) * 5,70 \text{ m} = 11,69 \text{ kN/m}$$

Gemäß der statischen Berechnung aus dem Jahre 1993 wurde noch eine abgehängte Decke mit einer ständigen Last von $\Delta g_k = 2,30 \text{ kN/m}$ für die Dachbinder angesetzt.

Die Eigenlast wird vom Programm berücksichtigt.

Schneelasten:

$$s_k = 1,00 \text{ kN/m}^2 * 5,70 \text{ m} = 5,70 \text{ kN/m}$$

Berechnung nächste Seite.

B 450; Ansatz C 30/37; BSt 420/500

Pos.: Pos. 1.1 Dachbinder Halle

- 8 -

Mehrfeldträger Stahlbeton (x64) BTM+ 02/23D (FRILO R-2023-2/P06)

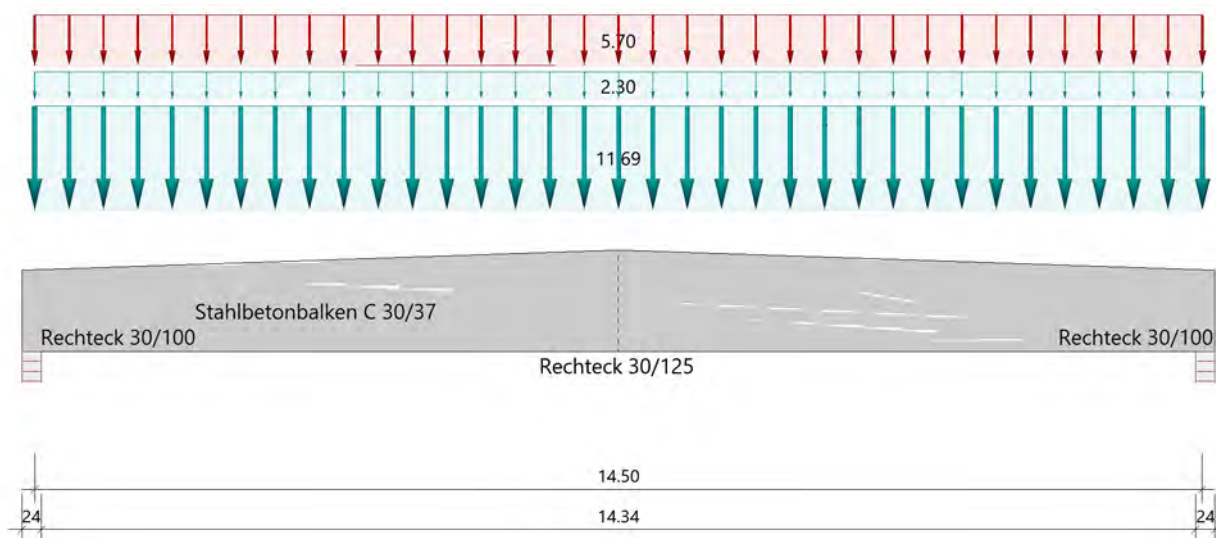
Grundparameter

Stahlbetonbalken $E = 33000 \text{ N/mm}^2$

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

System

Systembild



Material

Materialauswahl

Beton C 30/37 $f_{ck} = 30.00 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$
 Betonstahl BSt 420 S(A) $f_{yk} = 420.00 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
 $k(f_y/f_y) = 1.00$ $\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ ‰}$ (Bügel und Längsbewehrung)

Geometrie

Querschnitte

Nr	Art	b_o [cm]	h_o [cm]	b [cm]	h [cm]	b_u [cm]	h_u [cm]
1	Rechteck			30.0	100.0		
2	Rechteck			30.0	125.0		

Felder

Feld	Länge [m]	Abschnitte		Querschnitt	
		von [m]	bis [m]	Anfang	Ende
1	14.50	0.00	7.25	Rechteck 30/100	Rechteck 30/125
		7.25	14.50	Rechteck 30/125	Rechteck 30/100

Auflager (Lagerbedingungen)

- 9 -

Nr	x [m]	uy [kN/m]	uz [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	14.50	-1	-1	0.0	0.0	0.0

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

Lasten

Streckenlasten

Bezug	Nr	Art	A [m]	L1 [m]	L2 [m]	W1 [kN/m]	W2 [kN/m]	wirkt Feldweise	EG	Zus	Alt
System	1	GL		14.50		11.69		Nein	ständig		
	2	GL		14.50		2.30		Nein	ständig		
	3	GL		14.50		5.70		Ja	Schnee		

Bezug : Systembezogen (Vorderkante Träger) oder Feldlast
 Art : 1 - Gleichstreckenlast (GL), 4 - Trapezlast (TL), 5 - Dreiecklast (DL)
 A : Abstand zur Last von Feldanfang oder Vorderkante Träger
 EG : Lasteinwirkung
 Zus : Zusammengehörigkeitsgruppe
 Alt : Alternativgruppe

Eigengewicht

Gesamtgewicht = 12234 kg mit $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

Übersicht der verwendeten Einwirkungen

Einwirkungen

Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_{F,inf}$	$\gamma_{F,sup}$
ständig				1.00	1.35
Schnee H < 1000 m	0.50	0.20	0.00		1.50

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

Ergebnisse

Bemessungsparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
Basis	:	EN 1992-1-1:2004/A1:2014
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Schadensfolgeklasse	:	CC 2
$\psi_2 = 0.5$ für Schnee (AE)	:	nicht angesetzt
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Zugversteifung GZG	:	wird angesetzt

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

- 10 -

Betonangriff	X0	
Bewehrungskorrosion	XC1	
Mindestbetonklasse	C 16/20	
Bügel	$d_{s,b} = 8$ mm	
Längsbewehrung	$d_{s,l} = 12$ mm	
Vorhaltemaß	$\Delta C_{dev} = 10$ mm	
Bügel	$C_{min,b} = 10$ mm	
Betondeckung	$C_{nom,b} = 20$ mm	
Längsbewehrung	$C_{min,l} = 12$ mm	*5
Betondeckung	$C_{nom,l} = 28$ mm	*1
Verlegemaß Bügel	$C_{v,b} = 20$ mm	
zul. Rissbreite	$w_{max} = 0.40$ mm	

*1: mit $c_{min,b}$
*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl und Schwindmaß

Luftfeuchte	LU = 50 %	Zement Typ N,R
Normalbeton	$f_{ck} = 30$ N/mm ²	
Belastungsalter	$t_0 = 28$ Tage	t= unendlich
Kriechzahl	$\phi(t_0,t) = 2.30$	
Schwindmaß	$\epsilon_{cs}(t) = -0.44$ ‰	

Betondeckung

Betondeckung	unten = 2.0 cm	oben = 2.0 cm
	links = 2.0 cm	rechts = 2.0 cm
Bewehrungslagen	unten = 4.1 cm	oben = 4.1 cm
Abminderung der Stützmente	<= 15 %	

Bemessungseinstellungen

- Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.
- Grenze $k_x < .45$ wird eingehalten.
- Mitwirkende Plattenbreite wird bei der Bemessung berücksichtigt.
- Verankerung am Endauflager ist nur 50% von VEd an VK Endauflager.
- Verankerung am Endauflager von VEd an VK Endauflager mal $\cot(\Theta)/2$.

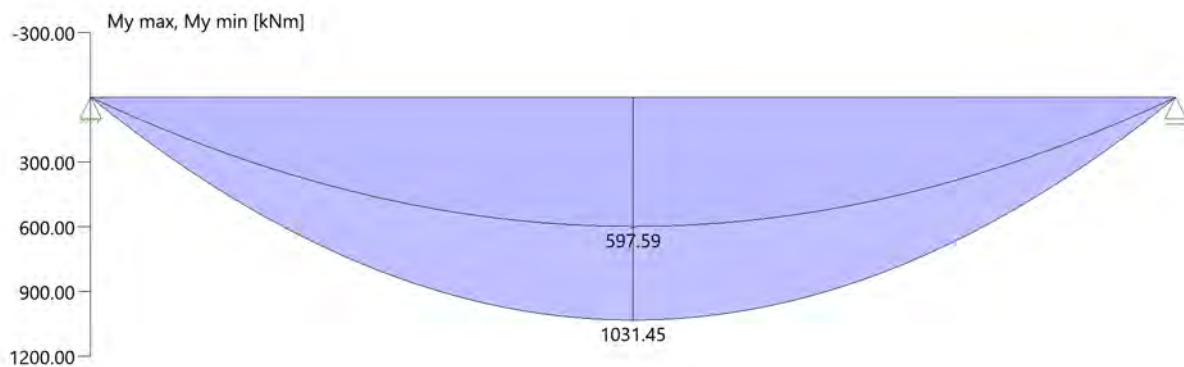
Auflagerbedingungen

Alle Auflager gleich : Mauerwerk $b = 24.0$ cm

Tragsicherheit - Lastkombination ständig/vorübergehend

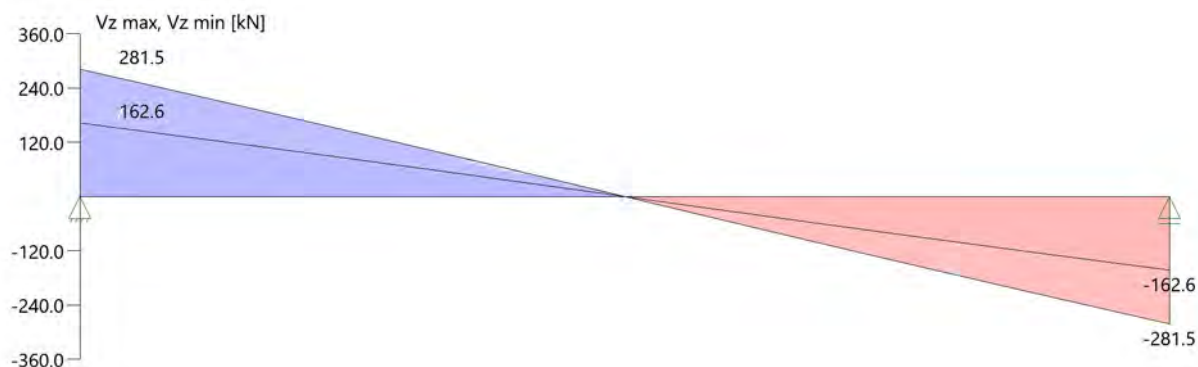
Schnittgrößen

Umhüllende der Momente



Umhüllende der Querkräfte

- 11 -



Schnittgrößen

Feld	x [m]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	Lk
Feld 1	0.00	0.00	281.5	1
	0.001	0.28	281.5	1
	0.08	22.40	278.5	1
	1.04	272.13	242.3	1
	2.00	486.98	205.7	1
	6.53	1020.94	29.0	1
	7.25	1031.45	0.0	1
	7.98	1020.94	-29.0	1
	12.50	486.98	-205.7	1
	13.46	272.13	-242.3	1
	14.42	22.40	-278.5	1
	14.50	0.28	-281.5	1

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1)

Querschnitt	min M_u [kNm]	erf $A_{s,u}$ [cm ²]	min M_o [kNm]	erf $A_{s,o}$ [cm ²]
30.0/100.0	144.82	4.0	-144.82	4.0
30.0/125.0	226.29	5.0	-226.29	5.0

Plattenbreite wurde für die Berechnung von W_y auf $3 \cdot b_0$ begrenzt.

Feldbewehrung

Feld	x_{rel} [m]	x [m]	$M_{y,d}$ [kNm]	min $M_{y,d}$ [kNm]	d [cm]	k_x	$A_{s,u}$ [cm ²]	$A_{s,o}$ [cm ²]	Lk
1	7.25	7.25	1031.45	1031.45	120.9	0.19	25.3	0.0	1
	8.06	8.06	1018.34	1018.34	118.1	0.19	25.7	0.0	1
	13.70	13.70	213.15	213.15	98.7	0.07	6.1	0.0	1

Am ersten Auflager sind mindestens 11.4 cm² zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 11.4 cm² zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{y,Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Querkraftbewehrung

- 12 -

Stütze [Nr]		X _{rel} [m]	x [m]	kz	VE _d [kN]	θ [°]	VR _{d,c} [kN]	VR _{d,max} [kN]	a max [cm]	asw [cm ² /m]	Lk
1	rechts	0.08	0.08	0.94	277.7	18.4	126.1	1039.4	VR _{d,max} > VE _d		
	rechts	1.04	1.04	0.94	232.4 ¹	18.4	128.3	1077.4	30.0	3.31 ²	1
	*	2.00	2.00	0.95	188.3 ¹	18.4	130.4	1115.5	30.0	3.31 ²	1
2	links	0.08	14.42	0.94	-277.7	18.4	126.1	1039.4	VR _{d,max} > VE _d		
	links	1.04	13.46	0.94	-232.4 ¹	18.4	128.3	1077.4	30.0	3.31 ²	1
	*	2.00	12.50	0.95	-188.3 ¹	18.4	130.4	1115.5	30.0	3.31 ²	1

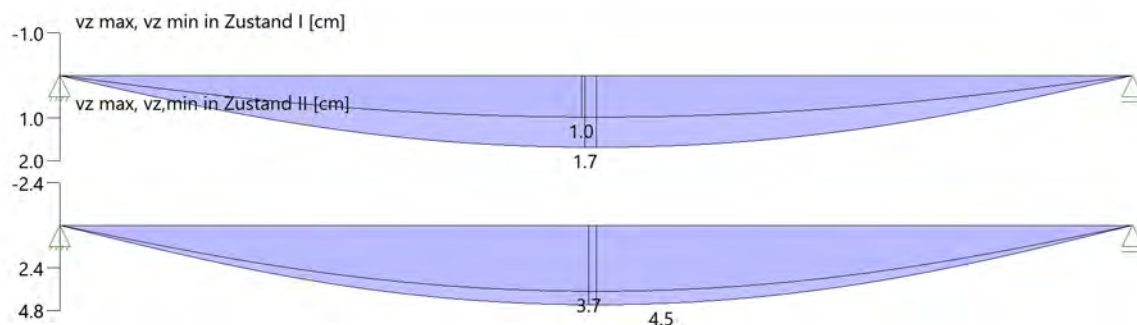
* Flächengleicher Einschnitt der Schublinie
Der max. Bügelabstand wird mit $\theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).

1 : Voute ist berücksichtigt
2 : Mindestbügelbewehrung

Gebrauchstauglichkeit

Grafik Verformungen

Umhüllende der Verformungen - Gebrauchstauglichkeit



Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch

Durchbiegungen Zustand I

Baugruppe	x [m]	f _{y,Ed} [cm]	f _{z,Ed} [cm]	Lfk
Feld 1	7.25	0.0	1.2	3

Durchbiegungen Zustand II

Berechnung mit effektiven Steifigkeiten und effektiver Kriechzahl: $\phi_{eff} = 1.84$ $\epsilon_{CS} = -0.44$ ‰

Kombination charakteristisch

Mit Nachweis der relativen Grenzverformung ($l_{eff} / 300$)

Feld	x [m]	f _{ElIz,g} [cm]	f _{ElIz,g} / l _{eff}	f _{ElIz,φε} [cm]	f _{ElIz,φε} / l _{eff}	f _{ElI,φε} [cm]	η
Feld 1	7.25	2.7	1/542	4.5	1/324	4.5	0.93

x : Stelle x
f_{ElIz,g} : Vertikale Durchbiegung im Zustand II infolge ständiger Lasten
f_{ElIz,φε} : Maßgebende vertikale Durchbiegung im Zustand II mit Kriechen und Schwinden
f_{ElI,φε} : maßgebende Durchbiegung

Spannungsbegrenzung

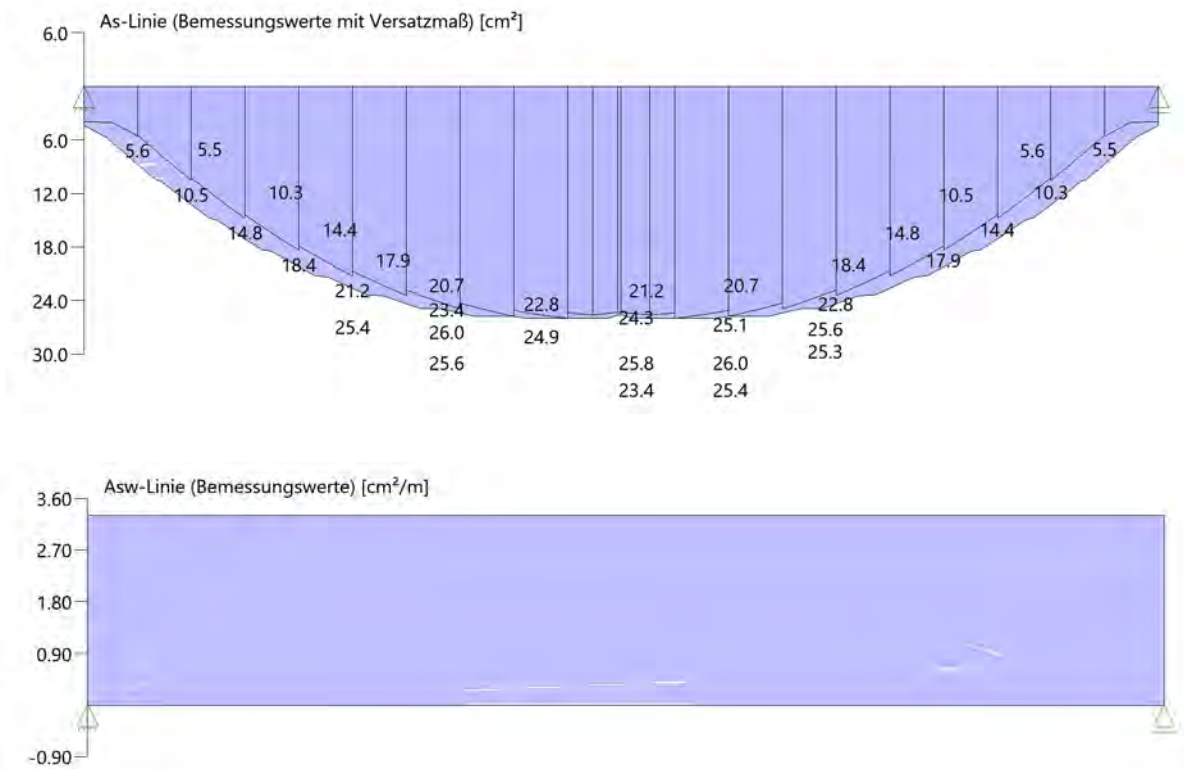
- 13 -

Nachweis Gebrauchstauglichkeit: quasi ständ. Kombination

Nachweis der Rissbreite: XC1/X0--> zul wk = 0.40 mm
nach EN2 7.2(3) sC = 0.45 * fck = 13.50 N/mm²

Feld	x [m]	My [kNm]	Asu [cm ²]	Aso [cm ²]	$\sigma_S(t=\infty)$ [N/mm ²]	$\sigma_C(t=0)$ [N/mm ²]	vorh ds [mm]	zul ds [mm]	Lfk
Feld 1	5.07	542.73	26.0		216.76	-12.00	12	100	4
	5.80	573.11	26.0		223.61	-12.20	12	100	4
	6.52	591.41	26.0		225.53	-12.20	12	100	4
	6.87	595.83	26.0		222.68	-11.90	12	100	4
	7.63	595.83	26.0		222.68	-11.90	12	100	4
	7.98	591.41	26.0		225.53	-12.20	12	100	4
	8.70	573.11	26.0		223.61	-12.20	12	100	4
	9.43	542.73	26.0		216.76	-12.00	12	100	4

As-Deckungslinien



Auflagerkräfte

Auflagerkräfte - charakteristisch je Einwirkung

Nr	x [m]	Einwirkung	R _{z,min} [kN]	R _{z,max} [kN]	M _{y,min} [kNm]	M _{y,max} [kNm]
1	0.00	ständig Schnee H < 1000 m	162.6	162.6 41.3		
2	14.50	ständig Schnee H < 1000 m	162.6	162.6 41.3		

Maßgebliche Kombinationen

- 14 -

In der folgende Tabelle sind die Lasten mit der internen Nummer angegeben. Die anschließende Tabelle der maßgeblichen Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

generierte Last	Feld	Ewg	orig. Last	W1	W2	A [m]	L [m]
L 1	*	ständig	1	11.69	11.69	0.00	14.50
L 2	*	ständig	1	2.30	2.30	0.00	14.50
L 3	1	Schnee	2	5.70	5.70	0.00	14.50

gen. Last	Lk 1	Lk 3	Lk 4	Lk 5
L 1	1.35	1.00	1.00	
L 2	1.35	1.00	1.00	
L 3	1.50	1.00		
Eigengewicht	1.35	1.00	1.00	



Bewertung Pos. 1.1 Dachbinder:

Der bestehende Dachbinder wurde mit den Lasten entsprechend der statischen Berechnungen aus dem Jahr 1993 berechnet. Zusätzlich wurde in der aktuellen Betrachtung eine Belastung für eine PV-Anlage angesetzt.

Für die Schneelast wurde ein erhöhter Wert infolge einer Schneeanammlung berücksichtigt.

Biegebewehrung:

erf. $A_s = 26,00 \text{ cm}^2 < \text{vorh. } A_s = 31,90 \text{ cm}^2$ gemäß der statischen Berechnung aus dem Jahr 1971

Querkraftbewehrung:

erf. $a_s = 3,31 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{vorh. } a_s = d_s 8 / 25 \text{ cm} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ gemäß der statischen Berechnung aus dem Jahr 1971

Auflagerkräfte:

Bestand:

$A_{vk} = B_{vk} = 216,50 \text{ kN}$

Neu:

$A_{gk} = B_{gk} = 162,60 \text{ kN}; A_{qk,1} = B_{qk,1} = 41,30 \text{ kN}$

$A_{vk} = B_{vk} = 162,60 \text{ kN} + 41,30 \text{ kN} = 203,90 \text{ kN} < 216,50 \text{ kN}$ Bestand

Die Tragfähigkeit des Dachbinders wäre somit auch mit der leichten Dacheindeckung aus dem Jahre 1993 und einer zusätzlichen PV-Anlage ohne Ballastierung gewährleistet.

Hintergrund ist hier, die ursprüngliche Dachlast von $\Delta g_{k+sk} = 3,75 \text{ kN/m}^2$ aus dem Jahre 1971 wurde im Jahr 1993 durch eine leichte Dachlast mit $\Delta g_k = 1,80 \text{ kN/m}^2$ ersetzt.

Zusätzlich wurde im Jahr 1993 eine Unterdecke mit einer Eigenlast von $\Delta g_k = 2,30 \text{ kN/m} / 5,70 \text{ m} = 0,40 \text{ kN/m}^2$ eingebaut.

Vergleich der Bemessungslasten ohne Bindereigenlast mit PV-Anlage zum Bestand Berechnung 1971:

$q_d = 1,35 * (3,75 \text{ kN/m}^2 - 0,75 \text{ kN/m}^2) + 1,50 * 0,75 \text{ kN/m}^2 = 5,18 \text{ kN/m}^2$

Neu nach Aufbau einer PV-Anlage:

$q_d = 1,35 * (1,80 \text{ kN/m}^2 + 0,40 \text{ kN/m}^2 + 0,25 \text{ kN/m}^2) + 1,50 * 1,00 \text{ kN/m}^2 = 4,80 \text{ kN/m}^2 \leq 5,18 \text{ kN/m}^2$

$\Delta g_k = (5,18 \text{ kN/m}^2 - 4,80 \text{ kN/m}^2) / 1,35 = 0,28 \text{ kN/m}^2$

Es besteht eine geringe Lastreserve bei den Dachlasten von $\Delta g_k = 0,28 \text{ kN/m}^2$.



Der bestehende Dachbinder mit der leichten Dachlast von $g_k = 1,80 \text{ kN/m}^2$ und einer Belastung für eine Unterdecke von $g_k = 0,40 \text{ kN/m}^2$ aus dem Jahre 1993, hat unter Ansatz einer PV-Anlage mit einer Eigenlast von $g_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$ eine mögliche Lastreserve von $\Delta g_k = 0,28 \text{ kN/m}^2$.



Tieferliegende Dächer:

Betrachtet werden die tieferliegenden Dächer auf einer Gebäudehöhe + 3,47 und 3,57 m.



Dachkonstruktion der tieferliegenden Räume:

Die Dachkonstruktion der Nebenräume, der Gaststätte, der Wohnung und der Küche liegen tiefer als die Dachkonstruktion der Halle.

Aus diesem geometrischen Höhenunterschied können sich Anhäufungen von Schneelasten auf der tieferliegenden Dachkonstruktion ergeben.

In der ursprünglichen statischen Berechnung aus dem Jahre 1971 wurden keine Schneeanlagerungen an den Höhensprüngen der Dächer berücksichtigt.

Die bestehenden tieferliegenden Dachkonstruktionen wurde mit einer Trigonit-Holzleimbauweise in der statischen Bestandsberechnung aus dem Jahr 1971 nachgewiesen.

In der nachfolgenden statischen Berechnung werden mögliche Schneeanlagerungen auf die bestehenden Trigonit-Gitterträger berücksichtigt.

Weiter wird die Möglichkeit einer PV-Anlage mit einer Eigenlast von $\Delta g_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$ ohne Ansatz einer zusätzliche Ballastierung geprüft. In dem Lastansatz aus dem Jahre 1971 ist eine Kiesschüttung mit einer Eigenlast von $g_k = 0,35 \text{ kN/m}^2$ enthalten, wir gehen davon aus, dass diese Last als Ballastierung genügen kann.

Im Jahre 1972 wurden Teilbereich der tieferliegenden Dachkonstruktion, welche ursprünglich als Trigonitträger-System berechnet worden war, in eine Decke mit Spannbeton-Hohlplatten umgeplant.

Für diese Dachbereiche wird eine Berechnung mit Spannbeton-Hohlplatten, von der Fa. Buderus Wetzlar, aus dem Jahre 1972 betrachtet.

Umgeplant in Spannbeton-Hohlplatten wurden die ursprünglichen Trigonitträger Positionen 2.1, 5.2 und 5.3 des Ingenieurbüros Gerd-Peter Krämer.

Stellvertretend für den gesamten Bereich der Spannbeton-Hohlplatten, wird hier die ursprüngliche Position 2.1 betrachtet.



Ständige Dachlasten:

Für die Dachlast wird entsprechend der statischen Berechnung aus dem Jahre 1971, eine Eigenlast ohne Schnee von $g_k = 2,45 \text{ kN/m}^2 - 0,75 \text{ kN/m}^2 = 1,70 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.

Unter Ansatz der PV-Anlage ergibt sich dann eine Dachlast von:
 $g_k = 1,70 \text{ kN/m}^2 + 0,25 \text{ kN/m}^2 = 1,95 \text{ kN/m}^2$

Für die Spannbeton-Hohlplatten Berechnung aus dem Jahre 1972 wird eine ständige Last von $g_k = 3,90 \text{ kN/m}^2$ inkl. Ballastierung und PV-Anlage angesetzt.
Zusammenstellung der Lasten siehe Nachweis Spannbeton-Hohlplatten.

Ermittlung der Schneelasten mit Anhäufung am Dachversprung:

Höhenversprung $\Delta h \approx 3,25 \text{ m}$

$s_k = 1,21 \text{ kN/m}^2$

Dachneigung $\alpha = 0,00^\circ$

$\mu_1 = 0,80; \mu_s = 0,00$

Da hier unter Ansatz einer Anhäufung von Schnee am Dachversprung gerechnet wird, wird auf eine Erhöhung der Schneelast im Bereich der PV-Anlage durch eine Verwehung verzichtet.

Die Schneelast wird in den einzelnen Bereichen in Abhängigkeit der veränderlichen Gebäudebreite b_2 ermittelt.



Nachweis Pos. 2.1 Decke Spannbeton-Hohlplatte:

Bestand mit Bestandslasten:

Von den Spannbeton-Hohlplatten, liegen Tragfähigkeitstabellen der Fa. Buderus vor. Zweifelsfrei erkennen lässt sich anhand der Unterlagen, dass die Eigenlast der Platten mit $g_k = 2,20$ kN/m² angesetzt wurden. Für die Ausbaulast wurde eine ständige Last von $\Delta g_k = 1,15$ kN/m² angesetzt. Weiter lässt sich erkennen, dass anscheinend der Plattentyp 7 mit einer Plattenstärke von $h = 12,00$ cm nachgewiesen und verbaut wurde.

Die Schneelast wurde mit $s_k = 0,75$ kN/m² angesetzt.

Es wird vorausgesetzt, dass diese Tragfähigkeitstabellen zutreffend sind und sich der Bestand in einem einwandfreien Zustand hinsichtlich der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit befinden.

Die Stützweite in diesem Deckenbereich beträgt ca. $l_{st} = 5,00$ m

Daraus ergeben sich folgende Schnittgrößen für den Bestand:

Biegemoment:

$$m_k = (2,20 \text{ kN/m}^2 + 1,15 \text{ kN/m}^2 + 0,75 \text{ kN/m}^2) * 5,00^2 / 8 = 12,81 \text{ kNm/m}$$

$\leq 17,20$ kNm/m Tragfähigkeitstabelle für die bestehende Spannbeton-Hohlplatte

Querkraft:

$$q_k = (2,20 \text{ kN/m}^2 + 1,15 \text{ kN/m}^2 + 0,75 \text{ kN/m}^2) * 5,00 / 2 = 10,25 \text{ kN/m}$$

$\leq 16,10$ kN/m Tragfähigkeitstabelle für die bestehende Spannbeton-Hohlplatte

Wie zu erwarten sind die bestehenden Spannbeton-Hohlplatten unter Ansatz der ursprünglichen Bestandslasten ausreichend bemessen.



Neuer Lastansatz unter modifizierten Lasten aus einer PV-Anlage und einer Schneensammlung:

Neue Ständige Dachlast:

Unterstellt man, dass die ständigen Eigenlasten und die Ausbaulasten durch eine PV-Anlage inkl. einer Ballastierung erhöht werden, ergeben sich folgende ständige Lasten:

Ansatz: Pv-Anlage $g_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$; Ballastierung $g_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$

$$g_k \approx 2,20 \text{ kN/m}^2 + 1,15 \text{ kN/m}^2 + 0,25 \text{ kN/m}^2 + 0,30 \text{ kN/m}^2 = 3,90 \text{ kN/m}^2$$

Schneelasten mit Schneensammlungen:

$$s_k = 1,21 \text{ kN/m}^2; \mu_1 = 0,80$$

Die Gebäudebreite des tieferliegenden Gebäudes beträgt hier $b_2 \approx 12,00 \text{ m}$

Damit ergibt sich in diesem Dachbereich ein Formbeiwert μ_w :

$$\mu_w \approx (14,45 \text{ m} + 12,00 \text{ m}) / (2 * 3,25 \text{ m}) = 4,07 \leq 2,00 \text{ kN/m}^3 * 3,25 \text{ m} / 1,21 \text{ kN/m}^2 = 5,37$$

$$\mu_w \approx 4,07;$$

$$s = 4,07 * 1,21 \text{ kN/m}^2 = 4,93 \text{ kN/m}^2 \gg 0,75 \text{ kN/m}^2 \text{ Lastansatz Schnee 1972}$$

Die Länge des Verwehungskeils beträgt $l_s = 2 * 3,25 \text{ m} = 6,50 \text{ m} \geq 5,00 \text{ m}; \leq 15,00 \text{ m}$

Schneelast am Dachversprung:

$$s_1 = 4,93 \text{ kN/m}^2$$

Am Ende des Verwehungskeils im Abstand $l_s = 6,50 \text{ m}$:

$$s_2 = 0,80 * 1,21 \text{ kN/m}^2 = 0,97 \text{ kN/m}^2$$

Zusammenstellung der Lasten:

Ständige Dachlast:

$$g_k = 3,90 \text{ kN/m}^2$$

Schneelast:

Am Dachversprung: $s_1 = 4,93 \text{ kN/m}^2$

Am Ende der Stützweite:

$$s_2 = ((4,93 \text{ kN/m}^2 - 0,97 \text{ kN/m}^2) / 6,50 \text{ m} * 1,50 \text{ m} + 0,97 \text{ kN/m}^2) = 1,88 \text{ kN/m}^2$$

Auflagerkräfte und Biegemomente siehe nächste Seite:

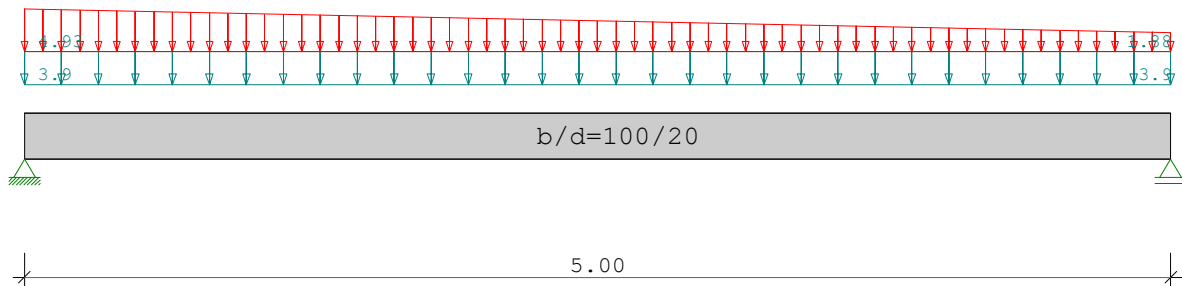
Siehe nächste Seite.

Pos.: Schnittgrößen Spannbeton

- 22 -

Durchlaufträger DLT10 02/2022/C (FRIL0 R-2023-2/P07)

Maßstab 1 : 33



Durchlaufträger
E-Modul $E = 30000 \text{ N/mm}^2$

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)	b (cm)	d (cm)	I (cm ⁴)	
1	5.00	konstant	100.0	20.0	66666.7

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L		2=Einzellast bei a						
		3=Einzelmoment bei a		4=Trapezlast von a - a+b		6=Trapezlast über L				
Feld	Typ	EG	Gr	$g_{l/r}$	$p_{l/r}$	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	4			3.90	4.93	1.00	0.00	5.00		
				3.90	1.88					

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

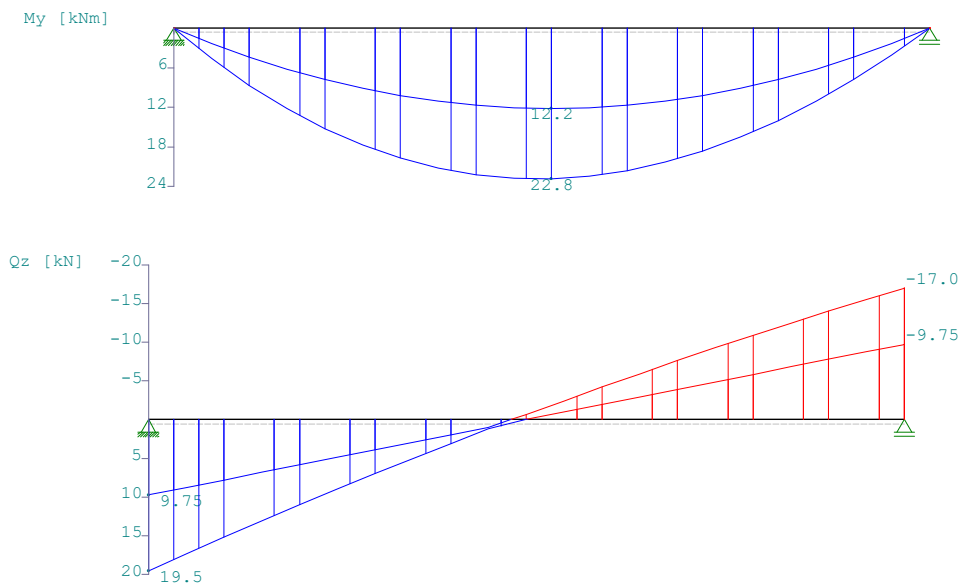
Feldmomente Maximum							(kNm , kN)	
Feld		Mf	M li	M re	Q li	Q re	komb	
1	x0 =	2.41	22.86	0.00	0.00	19.53	-16.99	2

Stützmomente Maximum							(kNm , kN)	
Stütze	M li	M re	Q li	+	Q re	= max V	min V	komb
1	0.00	0.00	0.00		19.53	19.53	9.75	2
2	0.00	0.00	-16.99		0.00	16.99	9.75	2

Auflagerkräfte							(kN)	
Stütze	aus g	max p	min p	Vollast	max	min		
1	9.75	9.78	0.00	19.53	19.53	9.75		
2	9.75	7.24	0.00	16.99	16.99	9.75		
Summe:	19.50	17.03	0.00	36.53	36.53	19.50		

Maßstab 1 : 50

- 23 -



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

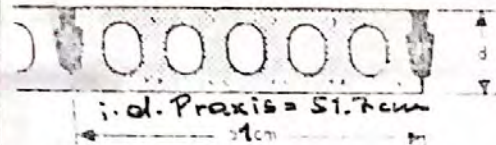
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L				2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
		g1	p1	g2	p2	Faktor	Abstand	Länge
1	1 4 1	3.90	4.93	3.90	1.88	1.00	0.00	5.00

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last	K1	K2
1	g	g
	.	x

Buderus'sche Eisenwerke Wetzlar

Spannbeton-Hohlplatten - Buderus



g-Nr.: BP.....
über .Erdgeschoß. - Dach

Auftraggeber: KNORR GmbH, 6300 Gries-
- Bauherr: sen. 2. Postfach 2664
PLZ-Ort-Str.:
Bauvorhaben: BURGERHAUS in Falken-
stein/TG

s.	L.W.	St.W.	g+p+Belag (Sonst.)=q kp/qm				Mmax mm	Qmax kp	Platten - Bedarf		
			V.K.L. g =	Belag p =	Zu- Putz	q sonlag			Typ i Nr.	St. Länge m	
I								22	4.23	47.70	
I-1								1x0,25	4,23	1.08	
II								23	3.67	43.05	
II-a								4	2.06	4.20	
II-b								12 7	4	0.56	1.14
III								7	3.62	12.92	
III-1								1x0,25	3.62	1.85	
IV								aus rollerplatte	9	1.86	8.54
IV-1								2x0,25	1.86	0.95	
V								12 8	8	4.80	19.58
V-a								4	1.87	3.81	
V-b	4.66	4.78	220	75	115	-	410	1171	980	3.81	
V-1	inzw. mit k-D Zulage								12	1.92	11.75
VII	4.67	4.72	q = 4,10 x 1,5m = 615 kp/m						3	3.82	5.84
VII-a								1	2.43	1.34	
VIII								4	4.84	9.27	
IX								14	4.77	34.06	
IX-a								12 7	2	4.62	4.71
X								14	4.32	30.84	
X-1								1x0,25	4.32	1.08	
Xa								1	3.46	1.72	
Xb								10	2.48	12.52	
Xc								4	0.71	1.42	
XII								8	1.48	6.04	
XIII								10	2.24	11.42	
XIV								2	4.09	4.17	
XV	5.01	5.13	220	75	115	-	410	1349	1052	42.51	

Auswechslungseisen: (Kamine-Sonst.)
Für 1 Platte = 0,50 m ... 2 St. K-B
2 Platten = 1,00 m ... 1.0 St. K-D
Drahtschlaufen f. Putzträger in Pos.
Deckenaussparung: Länge 3 ~~mm~~ schnitte: 3
..... 5.9 7 St. 3
in Pos. gem. Aufmaße 2.820 1/2m
an d. Baustelle

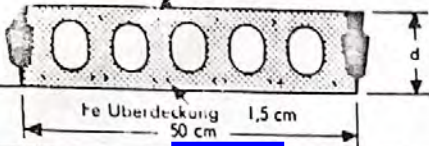
Plattenbedarf insgesamt 1327,75

Stat.Nr. Aufgestellt: am 5.5.1972
6666/72 Basel, Ing.
Tel.:

Bus'sche Eisenwerke Wetzlar



Fe' Oberdeckung = 2,0 cm



Spannbeton-Hohlplatten - Buderus -

Gemäß Zulassungsbescheid Der Hessische Minister des Innern
Az. VA 2 - 64 b u 8/11 - 30/68 vom 5. September 1968

Diese Zulassung ist bei Planung und Ausführung zu beachten
- Zusammenfassung der statischen Werte -

Fe- Spannstahl St. 145/160 Fe' St. III; St. IV b	d (cm)	g (kp/m ²)	8		10		12		14		16		18		20	
			Typ	130	Typ	190	Typ	220	Typ	250	Typ	280	Typ	310	Typ	330
Fe- Spannstahl St. 145/160 Fe' St. III; St. IV b	B 450	Fe'	0,504	0,504	0,56	0,784	0,952	1,132	1,32	1,540	1,76	1,992	2,200	2,448	2,704	2,960
		Fe	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800
		Mzul. Qzul.	939 1110	1322 1340	1720 1610	2115 1860	2517 2095	2919 2300	3320 2490	3721 2490	4122 2300	4523 2300	4924 2300	5325 2300	5726 2300	6127 2300
	B 600	Fe'	0,504	0,504	0,756	0,996	1,176	1,228	1,540	1,698	1,992	2,200	2,448	2,606	2,814	3,022
		Fe	2,100	2,600	2,200	2,200	2,200	2,200	2,200	2,200	2,200	2,200	2,200	2,200	2,200	2,200
		Mzul. Qzul.	1104 1250	1884 1505	2060 1610	2539 1860	3024 2095	3509 2300	3994 2300	4479 2300	4964 2300	5449 2300	5934 2300	6419 2300	6904 2300	7389 2300
Fe- Spannstahl St. 150/170 Fe' St. III; St. IV b	B 450	Fe'	0,504	0,504	0,834	1,132	1,428	1,698	1,992	2,200	2,448	2,606	2,814	3,022	3,230	
		Fe	1,224	1,224	1,224	1,224	1,224	1,224	1,224	1,224	1,224	1,224	1,224	1,224	1,224	
		Mzul. Qzul.	707 1110	992 1340	1287 1610	1579 1860	1875 2095	2171 2300	2467 2300	2763 2300	3059 2300	3355 2300	3651 2300	3947 2300	4243 2300	
	B 600	Fe'	0,504	0,504	0,556	0,784	0,952	1,132	1,32	1,540	1,76	1,992	2,200	2,448	2,704	
		Fe	2,040	2,040	2,040	2,040	2,040	2,040	2,040	2,040	2,040	2,040	2,040	2,040	2,040	
		Mzul. Qzul.	1119 1110	1579 1340	2055 1610	2531 1860	3013 2095	3495 2300	3977 2300	4459 2300	4941 2300	5423 2300	5905 2300	6387 2300	6869 2300	
	B 450	Fe'	0,504	0,504	0,834	1,132	1,328	1,540	1,698	1,992	2,200	2,448	2,606	2,814	3,022	
		Fe	2,264	2,448	2,417	2,448	2,448	2,448	2,448	2,448	2,448	2,448	2,448	2,448	2,448	
		Mzul. Qzul.	1226 1110	1855 1340	2417 1610	2982 1860	3553 2095	4127 2300	4701 2300	5276 2300	5851 2300	6426 2300	7001 2300	7576 2300	8151 2300	
	B 600	Fe'	0,504	0,504	0,952	1,132	1,328	1,540	1,698	1,992	2,200	2,448	2,606	2,814	3,022	
		Fe	2,606	2,830	2,830	2,830	2,830	2,830	2,830	2,830	2,830	2,830	2,830	2,830	2,830	
		Mzul. Qzul.	1383 1110	2167 1505	2824 1810	3478 2090	4132 2355	4786 2355	5440 2355	6094 2355	6748 2355	7402 2355	8056 2355	8710 2355	9364 2355	

Die Typen in den weißen Feldern sind lieferbar

Kragplatten d = 12 und 16 cm Fe' und Fe Spannstahl	Ausführung		12		16	
	d (cm)	g (kp/m ²)	Typ		Typ	
			12	16	12	16
Fe' und Fe Spannstahl St 145/160 für Typ K-603 Fe' und Fe Spannstahl 150/170 für alle anderen Platten Fe' und Fe auf 50 cm Breite Mzul. in kpm auf 1,0 m Breite (zulässiges Stützmoment) MFzul. in kpm auf 1,0 m Breite (zulässiges Feldmoment) Qzul. in kp auf 1,0 m Breite	B 450	Fe'	1,224	1,176	1,394	1,586
		Fe	1,224	1,500	1,586	1,930
		Mzul. Qzul.	910 1620	1100 2160	1340 1880	1580 2160
	B 600	Fe'	1,698	1,698	2,000	2,000
		Fe	1,698	1,698	1,698	1,698
		Mzul. Qzul.	1170 1400	1400 2110	1830 2070	2000 2920

Der Nachweis der Deckung der schrägen Hauptzugspannungen gilt als geführt, wenn bei gleichmäßig verteilter Belastung die angegebenen Werte Qzul. nicht überschritten werden.
Als Typenprüfung anerkannt gem. Erlaß des Hess. Minister des Innern Va-64a 14/13-2/55 vom 30. 11. 1955

Aufgestellt:
Dr.-Ing. e. h. Georg Ehlers
Dipl.-Ing. Ludwig Cezanne
Beratende Ingenieure für Bauwesen VBI

Geprüft:
Prof. Dr.-Ing. Alfred Mehmel
Prüfingenieur für Baustatik

Handwritten signature
Dormstadt, den 17. 11. 1968



Bewertung der bestehenden Spannbeton-Hohlplatten mit den neuen Lasten:

Neue charakteristische Schnittgrößen:

$m_k = 22,86 \text{ kNm/m} \geq 17,20 \text{ kNm/m}$ (Tragfähigkeit)

Abweichung: 33 %

Das bestehende zulässige charakteristische Feldmoment ist um ca. 33 % überschritten.

$q_k = 19,53 \text{ kN/m} \geq 16,10 \text{ kN/m}$ (Tragfähigkeit)

Abweichung: 21 %

Die bestehende zulässige charakteristische Querkraft ist um ca. 21 % überschritten.

Unter Ansatz möglicher neuen Belastungen aus einer PV-Anlage und einer Schneeverwehung, sind die zulässigen charakteristischen Schnittgrößen überschritten.

Mit diesem Ergebnis darf man davon ausgehen, dass die bestehenden Spannbeton-Hohlplatten unter den neuen Lasten nicht mehr ausreichend tragfähig.



Nachweis Pos. 2.2 Decke über dem Foyer / Tagungsraum:

Die Pos. 2.2 wurde in der Bestandsberechnung aus dem Jahre 1971 mit einer maximalen Spannweite von ca. $l_f = 7,25$ m statisch nachgewiesen.

Der vorhandene Gitterträger hat nach der Bestandsstatik ein Trägheitsmoment von 26133 cm^4
Für den Nachweis der Verformung wird mit einem Vergleichsquerschnitt gerechnet:

$$26133 \text{ cm}^4 = 20 \text{ cm} * h^3 / 12; h = 25,00 \text{ cm}$$
$$b/h = 20,00 \text{ cm} / 25,00 \text{ cm}$$

Ständige Dachlast:

$$g_k = 1,95 \text{ kN/m}^2$$

Schneelasten:

$$s_k = 1,21 \text{ kN/m}^2; \mu_1 = 0,80$$

Diese Spannweite verläuft rechtwinklig zum Dachversprung.
Die Träger haben einen Abstand von $e = 0,70$ m

Die Länge des tieferliegenden Daches beträgt ca. $b_2 \approx 7,50$ m

Damit ergibt sich in diesem Dachbereich ein Formbeiwert μ_w :

$$\mu_w \approx (14,45 \text{ m} + 7,50 \text{ m}) / (2 * 3,25 \text{ m}) = 3,38 \leq 2,00 \text{ kN/m}^3 * 3,25 \text{ m} / 1,21 \text{ kN/m}^2 = 5,37$$

$$\mu_w \approx 3,38; s = 3,38 * 1,21 \text{ kN/m}^2 = 4,09 \text{ kN/m}^2 \gg 0,75 \text{ kN/m}^2 \text{ Lastansatz Schnee 1972}$$

Schneelast am Dachversprung:

$$s_1 = 4,09 \text{ kN/m}^2$$

Am Ende des Verwehungskeils im Abstand $l_s = 6,50$ m:

$$s_2 = 0,80 * 1,21 \text{ kN/m}^2 = 0,97 \text{ kN/m}^2$$



Zusammenstellung der Lasten:

Die Lasten werden für eine Einflussbreite von $e = 0,70$ m ermittelt.

Ständige Dachlast:

$$g_k = 1,95 \text{ kN/m}^2 * 0,70 \text{ m} = 1,37 \text{ kN/m}$$

Schneelast:

$$\text{Am Dachversprung: } s_1 = 4,09 \text{ kN/m}^2 * 0,70 \text{ m} = 2,86 \text{ kN/m}$$

$$\text{Am Ende des Verwehungskeils: } s_2 = 0,97 \text{ kN/m}^2 * 0,70 \text{ m} = 0,68 \text{ kN/m}$$

Auflagerkräfte mit einer Spannweite von $l_f = 7,25$ m:

Siehe nächste Seite.

Pos.: 2.2 Gitterträger

- 29 -

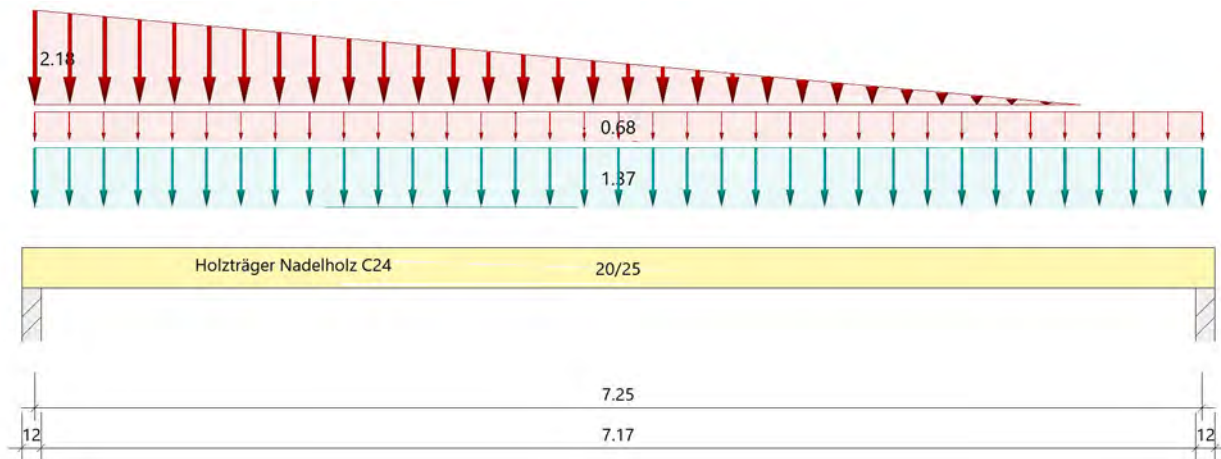
Mehrfeldträger Holz (x64) HTM+ 02/23D (FRILO R-2023-2/P06)

Grundparameter

Holzträger Nadelholz C24 DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08

System

Systembild



Material

Nadelholz C24, gemäß EN 338:2016

$f_{m,k}$ $f_{v,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,0,k}$ $f_{c,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,90,k}$ $f_{c,90,k}$ [N/mm ²]	$E_{0,mean}$ $E_{0,05}$ [N/mm ²]	$E_{90,mean}$ $E_{90,05}$ [N/mm ²]	G_{mean} G_{05} [N/mm ²]	ρ_k ρ_m [kg/m ³]
24.00 4.00	14.50 21.00	0.40 2.50	11000 7400	370 247	690 460	350 420

- $f_{m,k}$: charakteristischer Wert der Biegefestigkeit
- $f_{t,0,k}$: charakteristischer Wert der Zugfestigkeit parallel zur Faser
- $f_{t,90,k}$: charakteristischer Wert der Zugfestigkeit senkrecht zur Faser
- $E_{0,mean}$: Mittelwert des Elastizitätsmoduls parallel zur Faser
- $E_{90,mean}$: Mittelwert des Elastizitätsmoduls senkrecht zur Faser
- G_{mean} : Mittelwert des Schubmoduls
- ρ_k : charakteristischer Wert der Rohdichte
- $f_{v,k}$: charakteristischer Wert der Schubfestigkeit
- $f_{c,0,k}$: charakteristischer Wert der Druckfestigkeit parallel zur Faser
- $f_{c,90,k}$: charakteristischer Wert der Druckfestigkeit senkrecht zur Faser
- $E_{0,05}$: 5%-Fraktilewert des Elastizitätsmoduls parallel zur Faser
- $E_{90,05}$: 5%-Fraktilewert des Elastizitätsmoduls senkrecht zur Faser
- G_{05} : 5%-Fraktilewert des Schubmoduls
- ρ_m : Mittelwert der Rohdichte

Geometrie

Querschnitte

Name	I_y [cm ⁴]	I_z [cm ⁴]	W_y [cm ³]	W_z [cm ³]	A [cm ²]
20/25	26042	16667	2083	1667	500.0

Querschnitt ist konstant über gesamte Trägerlänge.

Auflager (Lagerbedingungen)

- 30 -

Nr	x [m]	Breite [cm]	Tiefe [cm]	k _{c90}	u _y [kN/m]	u _z [kN/m]	Verdrehungen *)		
							Φ _x [kNm/rad]	Φ _y [kNm/rad]	Φ _z [kNm/rad]
1	0.00	12.0	12.0	1.00	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	7.25	12.0	12.0	1.00	-1	-1	0.0	0.0	0.0

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

Lasten

Streckenlasten

Bezug	Nr	Art	A [m]	L1 [m]	L2 [m]	W1 [kN/m]	W2 [kN/m]	wirkt Feldweise	EG	Zus	Alt
System	1	GL		7.25		1.37		Nein	ständig		
	2	GL		7.25		0.68		Ja	Schnee		
	3	TL		6.50		2.18		Ja	Schnee		

Bezug : Systembezogen (Vorderkante Träger) oder Feldlast
 Art : 1 - Gleichstreckenlast (GL), 4 - Trapezlast (TL), 5 - Dreiecklast (DL)
 A : Abstand zur Last von Feldanfang oder Vorderkante Träger
 EG : Lasteinwirkung
 Zus : Zusammengehörigkeitsgruppe
 Alt : Alternativgruppe

Übersicht der verwendeten Einwirkungen

Einwirkungen

Bezeichnung	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	γ _{F,inf}	γ _{F,sup}	KLED
ständig Schnee H < 1000 m	0.50	0.20	0.00	1.00	1.35 1.50	kurz

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

Ergebnisse

Bemessungsparameter

Bemessungsnorm : DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
 Basis : EN 1995-1-1/A2:2014
 Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik : DIN EN 1990/NA:2010-12
 Schadensfolgeklasse : CC 2
 ψ₂ = 0.5 für Schnee (AE) : nicht angesetzt
 Kombination ständiger Lasten : alle gleiches γ_F (γ_{G,sup} oder γ_{G,inf})
 KLED bei Wind : Mittelwert aus kurz und sehr kurz

Nutzungsklasse 1 : geschlossen und beheizt
 Schubspannungen = Tau mit red. Q
 Anfangsdurchbiegung W_{inst} = l/300
 Enddurchbiegung W_{net,fin} = l/300
 W_{fin} = l/200

Zusammenfassung

Nachweis	Bemessungssituation	η Biegung	η Schub	η _{c,90}	η Stabi	η Verformung
Tragfähigkeit	ständig/vorübergehend	0.82	0.35	0.57	1)	
Gebrauchstauglichkeit	charakteristisch					1.57!

1) Stabilitätsnachweis wurde nicht geführt weil Obergurt kontinuierlich gehalten.

Tragfähigkeit des Gitterträgers maßgebend!

Tragsicherheit je Querschnitt (kompakt)

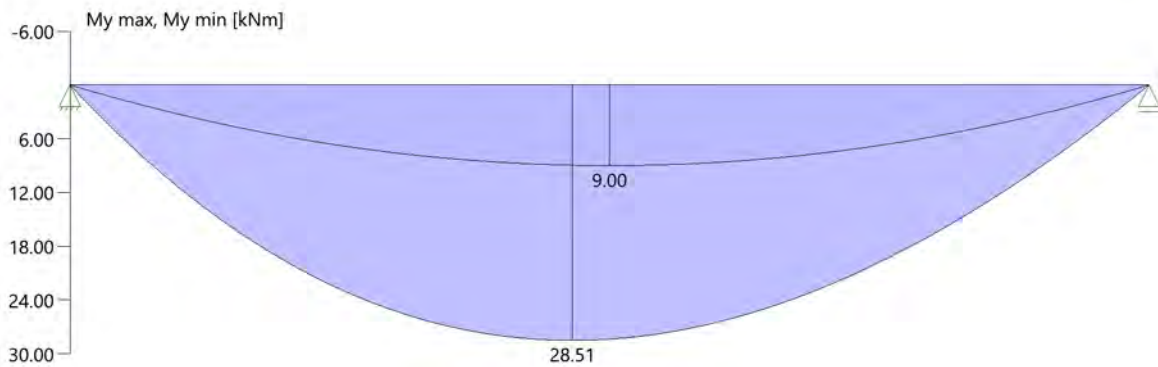
- 31 -

Bemessungssituation	Querschnitt	$V_{z,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	η Schub	η Biegung	η Stabi
ständig/vorübergehend	20/25	16.1	28.51	0.35	0.82	

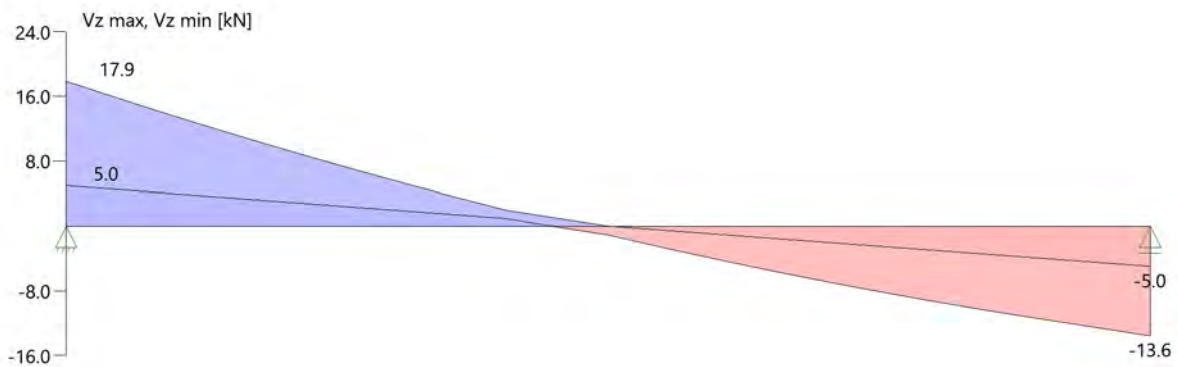
Tragsicherheit - Lastkombination ständig/vorübergehend

Schnittgrößen

Umhüllende der Momente



Umhüllende der Querkräfte



Auflagerkräfte

Auflagerkräfte pro [m] - charakteristisch je Einwirkung

Nr	x [m]	Einwirkung	$R_{z,min}$ [kN/m]	$R_{z,max}$ [kN/m]	$M_{y,min}$ [kNm/m]	$M_{y,max}$ [kNm/m]
1	0.00	ständig Schnee H < 1000 m	4.97	4.97 7.43		
2	7.25	ständig Schnee H < 1000 m	4.97	4.97 4.58		



Bewertung Pos. 2.2 Gitterträger:

Vergleich der Auflagerkräfte:

Auflagerkraft aus Bestand:

$$ak = bk = 8,90 \text{ kN/m}; Ak = Bk = 8,90 \text{ kN/m} * 0,70 \text{ m} = 6,23 \text{ kN}$$

Neue Auflagerkraft:

$$Agk = 4,97 \text{ kN}; Bgk = 4,97 \text{ kN}$$

$$Aqk,1 = 7,43 \text{ kN}; Bqk,1 = 4,58 \text{ kN}$$

$$Ak = 12,40 \text{ kN}; Bk = 9,55 \text{ kN}$$

Auflagerkraft Ak hat eine Erhöhung von ca. 100 %

Auflagerkraft Bk hat eine Erhöhung von ca. 53 %

Trägerbemessung:

Entsprechend der Seite 7 der statischen Berechnung aus dem Jahre 1971 wurde ein Träger Trigonit Gitterträger Profil T9, Profilhöhe $h = 40 \text{ cm}$ im Abstand $e = 70 \text{ cm}$ gewählt.

Die Tragfähigkeit wurde hier mit $QA = 7,50 \text{ kN}$ angegeben.

$$QA = 7,50 \text{ kN} < QA_{\text{neu}} = 12,40 \text{ kN}$$

Die Überschreitung beträgt 65 %

Durchbiegung:

Die zu erwartende Verformung wurde mit einem Vergleichsquerschnitt und gleichem Trägheitsmoment ermittelt.

Die zulässige Verformung für den Gitterträger ist hier unter Ansatz der Schneelast und der PV-Anlage um ca. 57 % überschritten.

Der Träger im Bereich Pos. 2.2 sind unter Ansatz einer Schneeverwehung und einer PV-Anlage nicht mehr ausreichend tragfähig.



Nachweis Pos. 5.1 Decke über der Gaststätte:

Die Pos. 5.1 wurde in der Bestandsberechnung aus dem Jahre 1971 mit einer maximalen Spannweite von ca. $l_f = 9,00$ m statisch nachgewiesen.

Der vorhandene Gitterträger hat nach der Bestandsstatik ein Trägheitsmoment von 52266 cm^4
Für den Nachweis der Verformung wird mit einem Vergleichsquerschnitt gerechnet:

$$52266 \text{ cm}^4 = 20 \text{ cm} \cdot h^3 / 12; h = 22,90 \text{ cm} \approx 31,50 \text{ cm}$$
$$b/h = 20,00 \text{ cm} / 31,50 \text{ cm}$$

Ständige Dachlast:

$$g_k = 1,95 \text{ kN/m}^2$$

Schneelasten:

$$s_k = 1,21 \text{ kN/m}^2; \mu_1 = 0,80$$

Die Gebäudebreite des tieferliegenden Gebäudes beträgt hier $b_2 \approx 10,00$ m bis $12,00$ m

Damit ergibt sich in diesem Dachbereich ein Formbeiwert μ_w :

$$\mu_w \approx (14,45 \text{ m} + 10,00 \text{ m}) / (2 \cdot 3,25 \text{ m}) = 3,76 \leq 2,00 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,25 \text{ m} / 1,21 \text{ kN/m}^2 = 5,37$$

$$\mu_w \approx 3,76;$$

$$s = 3,76 \cdot 1,21 \text{ kN/m}^2 = 4,55 \text{ kN/m}^2 \gg 0,75 \text{ kN/m}^2 \text{ Lastansatz Schnee 1972}$$

Die Länge des Verwehungskeils beträgt $l_s = 2 \cdot 3,25 \text{ m} = 6,50 \text{ m} \geq 5,00 \text{ m}; \leq 15,00 \text{ m}$

In dem Restbereich des Trägers $l = 9,00 \text{ m} - 3,70 \text{ m} = 5,30 \text{ m}$ kann eine Verwehchung durch eine PV-Anlage entstehen.

Ansatz Höhe der Anlage $h \leq 0,50 \text{ m}$

$$\mu_5 = 2,00 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,50 \text{ m} / 1,21 \text{ kN/m}^2 = 0,83$$

$$s_2 = 0,83 \cdot 1,21 \text{ kN/m}^2 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

Schneelast am Trägeranfang:

$$s_1 = (4,55 \text{ kN/m}^2 - 1,00 \text{ kN/m}^2) / 6,50 \text{ m} \cdot 3,70 \text{ m} + 1,00 \text{ kN/m}^2 = 3,02 \text{ kN/m}^2$$

Schneelast am Ende des Verwehungskeils:

$$s_2 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$



Es werden folgende Lasten angesetzt:

Ständige Lasten:

$$g_k = 0,70 \text{ m} * 1,95 \text{ kN/m}^2 = 1,37 \text{ kN/m}$$

Schneelasten:

$$x = 0,00 \text{ m}: s_1 = 0,70 \text{ m} * 3,02 \text{ kN/m}^2 = 2,11 \text{ kN/m}$$

$$x = 3,70 \text{ m}: s_2 = 0,70 \text{ m} * 1,00 \text{ kN/m}^2 = 0,70 \text{ kN/m}$$

Berechnung der Auflagerkräfte siehe nächste Seite.

Pos.: 5.1 Gitterträger

- 35 -

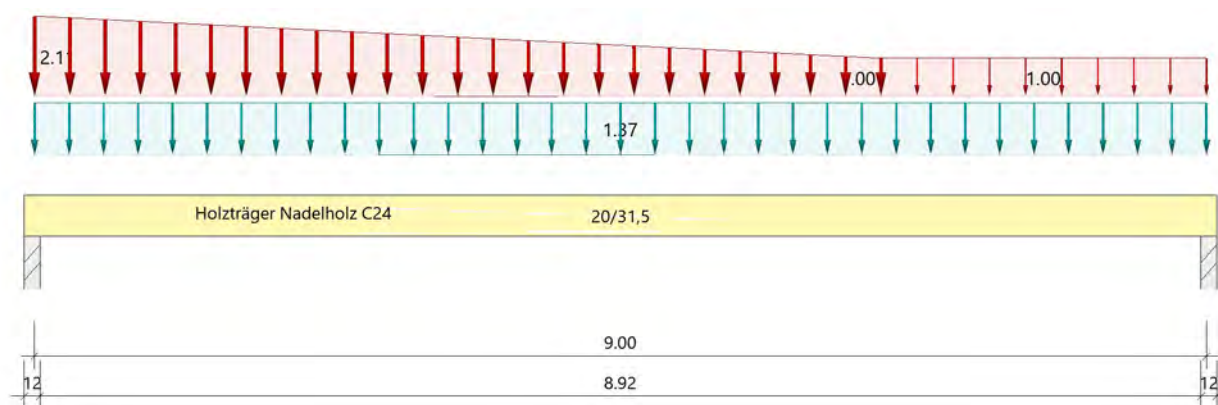
Mehrfeldträger Holz (x64) HTM+ 02/23D (FRILO R-2023-2/P06)

Grundparameter

Holzträger Nadelholz C24 DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08

System

Systembild



Material

Nadelholz C24, gemäß EN 338:2016

$f_{m,k}$ $f_{v,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,0,k}$ $f_{c,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,90,k}$ $f_{c,90,k}$ [N/mm ²]	$E_{0,mean}$ $E_{0,05}$ [N/mm ²]	$E_{90,mean}$ $E_{90,05}$ [N/mm ²]	G_{mean} G_{05} [N/mm ²]	ρ_k ρ_m [kg/m ³]
24.00 4.00	14.50 21.00	0.40 2.50	11000 7400	370 247	690 460	350 420

- $f_{m,k}$: charakteristischer Wert der Biegefestigkeit
- $f_{t,0,k}$: charakteristischer Wert der Zugfestigkeit parallel zur Faser
- $f_{t,90,k}$: charakteristischer Wert der Zugfestigkeit senkrecht zur Faser
- $E_{0,mean}$: Mittelwert des Elastizitätsmoduls parallel zur Faser
- $E_{90,mean}$: Mittelwert des Elastizitätsmoduls senkrecht zur Faser
- G_{mean} : Mittelwert des Schubmoduls
- ρ_k : charakteristischer Wert der Rohdichte
- $f_{v,k}$: charakteristischer Wert der Schubfestigkeit
- $f_{c,0,k}$: charakteristischer Wert der Druckfestigkeit parallel zur Faser
- $f_{c,90,k}$: charakteristischer Wert der Druckfestigkeit senkrecht zur Faser
- $E_{0,05}$: 5%-Fraktilewert des Elastizitätsmoduls parallel zur Faser
- $E_{90,05}$: 5%-Fraktilewert des Elastizitätsmoduls senkrecht zur Faser
- G_{05} : 5%-Fraktilewert des Schubmoduls
- ρ_m : Mittelwert der Rohdichte

Geometrie

Querschnitte

Name	I_y [cm ⁴]	I_z [cm ⁴]	W_y [cm ³]	W_z [cm ³]	A [cm ²]
20/31,5	52093	21000	3308	2100	630.0

Querschnitt ist konstant über gesamte Trägerlänge.

Auflager (Lagerbedingungen)

- 36 -

Nr	x [m]	Breite [cm]	Tiefe [cm]	k _{c90}	u _y [kN/m]	u _z [kN/m]	Verdrehungen *)		
							Φ _x [kNm/rad]	Φ _y [kNm/rad]	Φ _z [kNm/rad]
1	0.00	12.0	12.0	1.00	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	9.00	12.0	12.0	1.00	-1	-1	0.0	0.0	0.0

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

Lasten

Streckenlasten

Bezug	Nr	Art	A [m]	L1 [m]	L2 [m]	W1 [kN/m]	W2 [kN/m]	wirkt Feldweise	EG	Zus	Alt
System	1	GL		9.00		1.37		Nein	ständig		
	2	TL		6.50		2.11	1.00	Ja	Schnee		
	3	TL	6.50	2.50		1.00	1.00	Ja	Schnee		

Bezug : Systembezogen (Vorderkante Träger) oder Feldlast
 Art : 1 - Gleichstreckenlast (GL), 4 - Trapezlast (TL), 5 - Dreiecklast (DL)
 A : Abstand zur Last von Feldanfang oder Vorderkante Träger
 EG : Lasteinwirkung
 Zus : Zusammengehörigkeitsgruppe
 Alt : Alternativgruppe

Übersicht der verwendeten Einwirkungen

Einwirkungen

Bezeichnung	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	γ _{F,inf}	γ _{F,sup}	KLED
ständig Schnee H < 1000 m	0.50	0.20	0.00	1.00	1.35 1.50	kurz

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

Ergebnisse

Bemessungsparameter

Bemessungsnorm : DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
 Basis : EN 1995-1-1/A2:2014
 Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik : DIN EN 1990/NA:2010-12
 Schadensfolgeklasse : CC 2
 ψ₂ = 0.5 für Schnee (AE) : nicht angesetzt
 Kombination ständiger Lasten : alle gleiches γ_F (γ_{G,sup} oder γ_{G,inf})
 KLED bei Wind : Mittelwert aus kurz und sehr kurz

Nutzungsklasse 1 : geschlossen und beheizt
 Schubspannungen = Tau mit red. Q
 Anfangsdurchbiegung W_{inst} = l/300
 Enddurchbiegung W_{net,fin} = l/300
 W_{fin} = l/200

Zusammenfassung

Nachweis	Bemessungssituation	η Biegung	η Schub	η c,90	η Stabi	η Verformung
Tragfähigkeit	ständig/vorübergehend	0.72	0.30	0.62	1)	
Gebrauchstauglichkeit	charakteristisch					1.36!

1) Stabilitätsnachweis wurde nicht geführt weil Obergurt kontinuierlich gehalten.

Maßgebend ist hier die Tragfähigkeit des Gitterträgers.

Tragsicherheit je Querschnitt (kompakt)

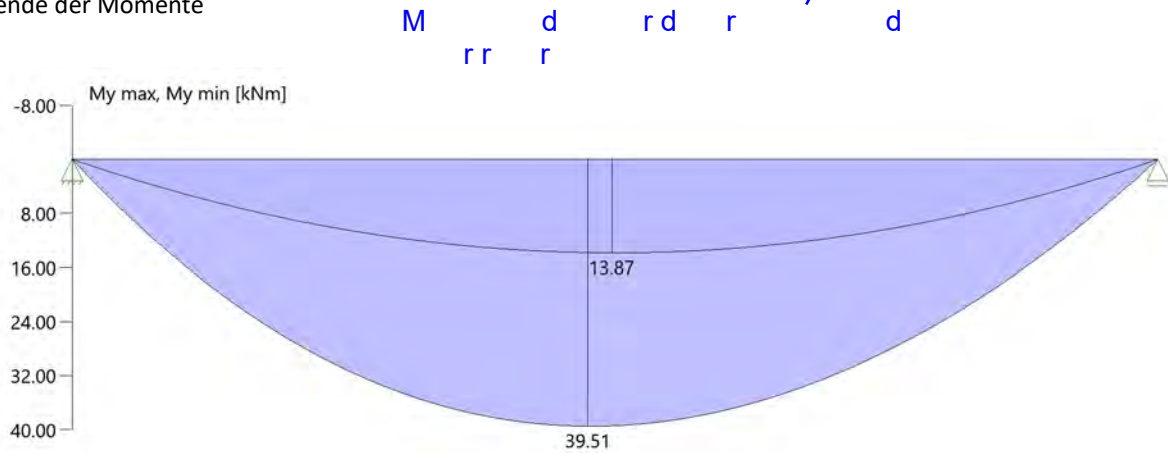
- 37 -

Bemessungssituation	Querschnitt	$V_{z,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	η Schub	η Biegung	η Stabi
ständig/vorübergehend	20/31,5	17.4	39.51	0.30	0.72	

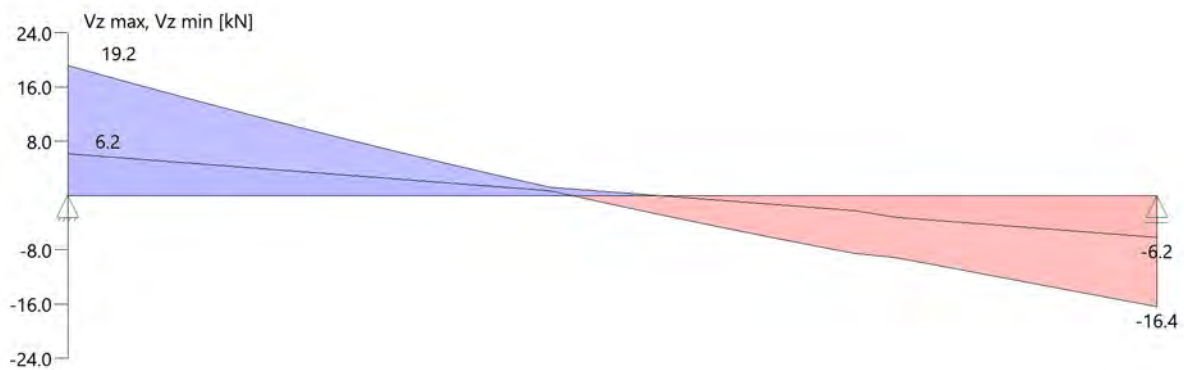
Tragsicherheit - Lastkombination ständig/vorübergehend

Schnittgrößen

Umhüllende der Momente



Umhüllende der Querkräfte



Auflagerkräfte

Auflagerkräfte pro [m] - charakteristisch je Einwirkung

Nr	x [m]	Einwirkung	$R_{z,min}$ [kN/m]	$R_{z,max}$ [kN/m]	$M_{y,min}$ [kNm/m]	$M_{y,max}$ [kNm/m]
1	0.00	ständig Schnee H < 1000 m	6.17	6.17 7.24		
2	9.00	ständig Schnee H < 1000 m	6.17	6.17 5.37		



Bewertung Pos. 5.1 Gitterträger:

Vergleich der Auflagerkräfte:

Auflagerkraft aus Bestand:

$$a_k = b_k = 11,00 \text{ kN/m}; A_k = B_k = 11,00 \text{ kN/m} \cdot 0,70 \text{ m} = 7,70 \text{ kN}$$

Neue Auflagerkraft:

$$A_{gk} = 6,17 \text{ kN}; B_{gk} = 6,17 \text{ kN}$$

$$A_{qk,1} = 7,24 \text{ kN}; B_{qk,1} = 5,37 \text{ kN}$$

$$A_k = 13,41 \text{ kN}; B_k = 11,54 \text{ kN}$$

Auflagerkraft A_k hat eine Erhöhung von ca. 74 %

Auflagerkraft B_k hat eine Erhöhung von ca. 50 %

Trägerbemessung:

Entsprechend der Seite 38 der statischen Berechnung aus dem Jahre 1971 wurde ein Träger Trigonit Gitterträger Profil T9z, Profilhöhe $h = 40 \text{ cm}$ im Abstand $e = 70 \text{ cm}$ gewählt.

Die Tragfähigkeit wurde hier mit $Q_A = 15,00 \text{ kN}$ angegeben.

$$Q_A = 15,00 \text{ kN} > 13,41 \text{ kN}$$

Der Träger im Bereich Gastraum müsste hinsichtlich der Querkraft noch ausreichend sein.

Durchbiegung:

Die zu erwartende Verformung wurde mit einem Vergleichsquerschnitt und gleichem Trägheitsmoment ermittelt.

Die zulässige Verformung für den Gitterträger ist hier unter Ansatz der Schneelast und der PV-Anlage um ca. 37 % überschritten.

Der Träger im Bereich Pos. 5.1 sind unter Ansatz einer Schneeverwehung und einer PV-Anlage nicht mehr ausreichend gebrauchstauglich.



Deckenunterzüge:

Die Deckenunterzüge werden durch die erhöhten Belastungen aus einer Schneeanwehung und einer PV-Anlage höher belastet.

In der nachfolgenden statischen Betrachtung werden die bestehenden Deckenunterzüge mit der höheren Belastung aus Schnee und PV-Anlage neu berechnet.



Nachweis Pos. 2.3 Unterzug Halle Nebenräume (Unter Pos. 2.2 Gitterträger):

Der bestehende Unterzug wird mit den neuen Lasten aus einer möglichen Schneeverwehung und einer PV-Anlage berechnet.

Querschnitt: b/h = 20 cm / 60 cm; B 225 (Ansatz C 20/25); BSt 420
Linienkonsole: b/h = 15 cm / 10 cm

Stützweite: l = 5,70 m

Belastungen:

Ständige Lasten:		
Eigenlast: $(0,20 * 0,60 + 0,15 * 0,10) * 25,00$ kN/m ³	3,38	kN/m
Fenster:	1,00	kN/m
Aus Pos. 2.2 Gitterträger: 4,97 kN / 0,70 m	7,10	kN/m
Summe ständige Lasten:	11,48	kN/m
Veränderliche Lasten:		
Aus Pos. 2.2 Gitterträger: 7,43 kN / 0,70 m	10,61	kN/m
Summe der veränderlichen Lasten:	10,61	kN/m

Gesamtlast:

$$q_k = 11,48 \text{ kN/m} + 10,61 \text{ kN/m} = 22,09 \text{ kN/m}$$

Belastung aus dem Jahre 1971:

$$q_k = 13,40 \text{ kN/m}$$

Erhöhung der Last um 65 %

Infolge der Linienkonsole erfolgt die Lasteinleitung mit einer Ausmitte:

$$e \approx 0,075 \text{ m} + 0,100 \text{ m} = 0,175 \text{ m}$$

Aus dieser Ausmitte entstehen Torsionsmomente:

$$m_{gk} = 11,48 \text{ kN/m} * 0,175 \text{ m} = 2,00 \text{ kNm/m}$$

$$m_{qk,1} = 10,61 \text{ kN/m} * 0,175 \text{ m} = 1,86 \text{ kNm/m}$$

Diese Torsionsmomente wurden in der Berechnung aus dem Jahre 1971 nicht angesetzt.

Nachweise: siehe nächste Seite

Pos.: 2.3 Unterzug

- 41 -

Mehrfeldträger Stahlbeton (x64) BTM+ 02/23D (FRILO R-2023-2/P06)

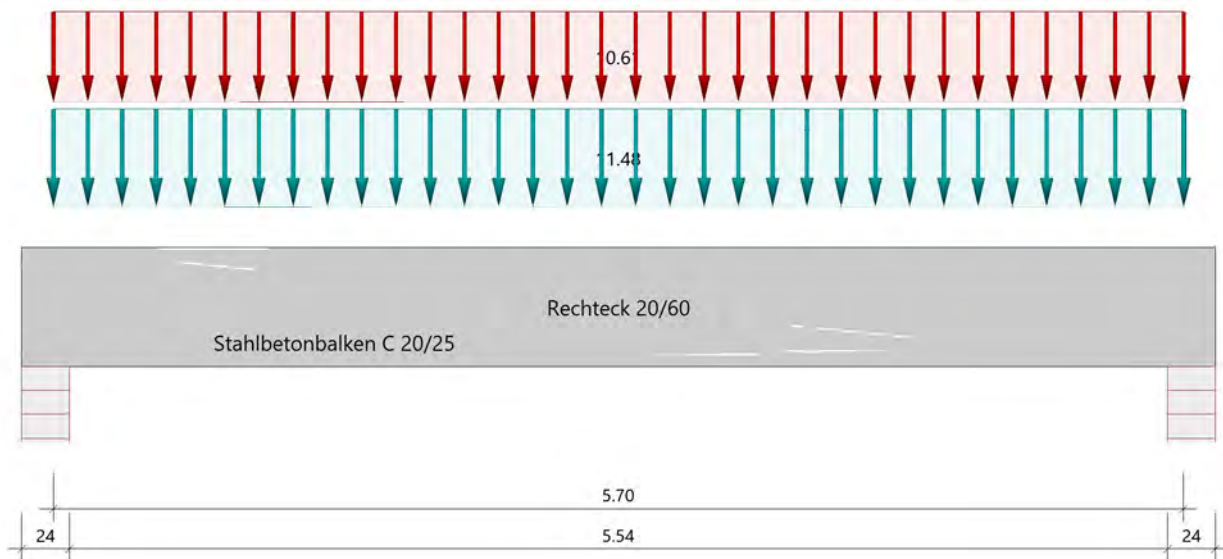
Grundparameter

Stahlbetonbalken $E = 30000 \text{ N/mm}^2$

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

System

Systembild



Material

Materialauswahl

Beton C 20/25 $f_{ck} = 20.00 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 30000 \text{ N/mm}^2$
 Betonstahl BSt 420 S(A) $f_{yk} = 420.00 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
 $k(f_y/f_y) = 1.00$ $\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ ‰}$ (Bügel und Längsbewehrung)

Geometrie

Querschnitte

Nr	Art	b_o [cm]	h_o [cm]	b [cm]	h [cm]	b_u [cm]	h_u [cm]
1	Rechteck			20.0	60.0		

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	5.70	-1	-1	0.0	0.0	0.0

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

Lasten

- 42 -

Streckenlasten

Bezug	Nr	Art	A [m]	L1 [m]	L2 [m]	W1 [kN/m]	W2 [kN/m]	wirkt Feldweise	EG	Zus	Alt
System	1	GL		5.70		11.48		Nein	ständig Kat. H		
	2	GL		5.70		10.61		Ja			

Bezug : Systembezogen (Vorderkante Träger) oder Feldlast
 Art : 1 - Gleichstreckenlast (GL), 4 - Trapezlast (TL), 5 - Dreiecklast (DL)
 A : Abstand zur Last von Feldanfang oder Vorderkante Träger
 EG : Lasteinwirkung
 Zus : Zusammengehörigkeitsgruppe
 Alt : Alternativgruppe

Eigengewicht

Gesamtgewicht = 1710 kg mit $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

Übersicht der verwendeten Einwirkungen

Einwirkungen

Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_{F,inf}$	$\gamma_{F,sup}$
ständig Kat. H: Dächer				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 1992-1-1/NA/A1:2015-12
 Basis : EN 1992-1-1:2004/A1:2014
 Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik : DIN EN 1990/NA:2010-12
 Schadensfolgeklasse : CC 2
 $\psi_2 = 0.5$ für Schnee (AE) : nicht angesetzt
 Kombination ständiger Lasten : alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
 Zugversteifung GZG : wird angesetzt

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff X0
 Bewehrungskorrosion XC1
 Mindestbetonklasse C 16/20
 Bügel $d_{s,b} = 8 \text{ mm}$
 Längsbewehrung $d_{s,l} = 12 \text{ mm}$
 Vorhaltemaß $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$
 Bügel $c_{min,b} = 10 \text{ mm}$
 Betondeckung $c_{nom,b} = 20 \text{ mm}$
 Längsbewehrung $c_{min,l} = 12 \text{ mm} \quad *5$
 Betondeckung $c_{nom,l} = 28 \text{ mm} \quad *1$
 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 und Schwindmaß

Luftfeuchte LU = 50 % Zement Typ N,R
 Normalbeton $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$
 Belastungsalter $t_0 = 28 \text{ Tage}$ $t = \text{unendlich}$
 Kriechzahl $\phi(t_0, t) = 2.99$
 Schwindmaß $\epsilon_{cs}(t) = -0.53 \text{ ‰}$

Die Kriechzahl wurde in Folge nichtlineares Kriechens erhöht!

- 43 -

Kriechzahl, nichtlinear $\phi_n(t_0, t) = 2.44$; resultiert aus effektiver Kriechzahl $\phi_{eff} = 1.73$ und dem Erhöhungsfaktor 1.41

Betondeckung

Betondeckung unten = 3.0 cm oben = 3.0 cm
 links = 3.0 cm rechts = 3.0 cm
 Bewehrungslagen unten = 4.5 cm oben = 4.5 cm
 Abminderung der Stützmomente $\leq 15 \%$

Bemessungseinstellungen

- Die Feldbewehrung ist gestaffelt.
- Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.
- Grenze $k_x < .45$ wird eingehalten.
- Mitwirkende Plattenbreite wird bei der Bemessung berücksichtigt.
- Verankerung am Endauflager ist nur 50% von VEd an VK Endauflager.
- Verankerung am Endauflager von VEd an VK Endauflager mal $\cot(\Theta)/2$.

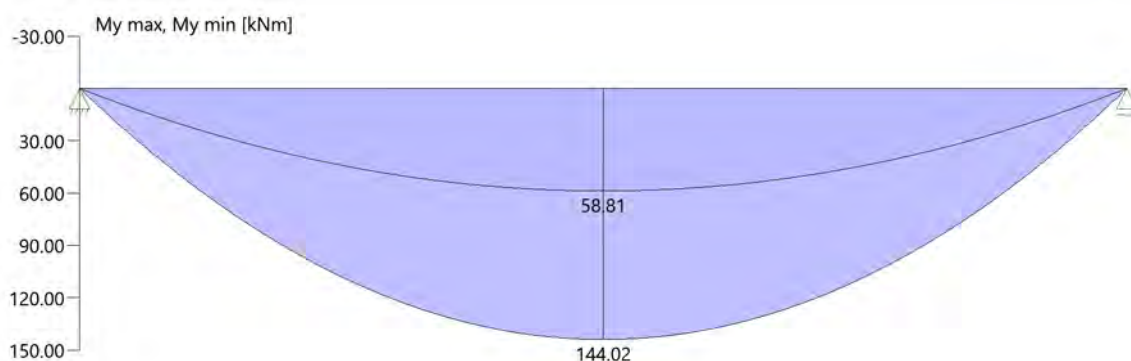
Auflagerbedingungen

Alle Auflager gleich : Mauerwerk $b = 24.0$ cm

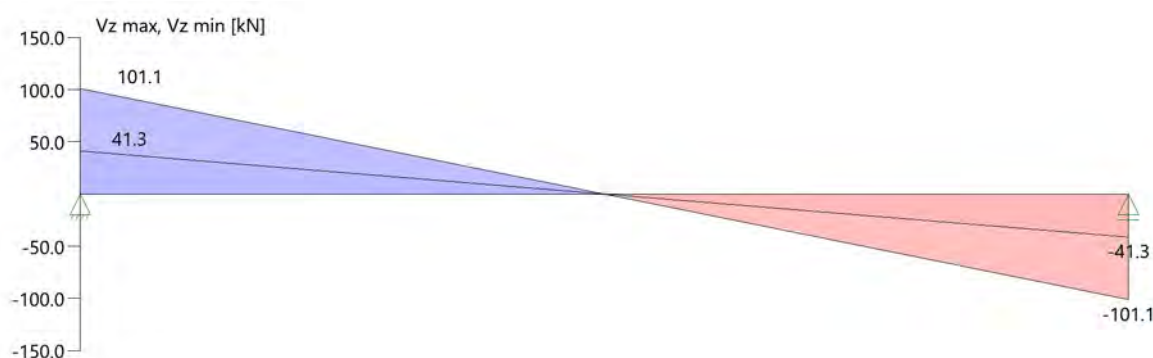
Tragsicherheit - Lastkombination ständig/vorübergehend

Schnittgrößen

Umhüllende der Momente



Umhüllende der Querkräfte



Schnittgrößen

- 44 -

Feld	x [m]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	Lk
Feld 1	0.001	0.10	101.0	1
	0.08	7.97	98.2	1
	0.64	57.03	78.6	1
	1.19	95.16	58.9	1
	2.85	144.02	0.0	1
	4.51	95.16	-58.9	1
	5.07	57.03	-78.6	1
	5.62	7.97	-98.2	1
	5.62	7.97	-98.2	1
	5.70	0.10	-101.0	1

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1)

Querschnitt	min M_u [kNm]	erf $A_{s,u}$ [cm ²]	min M_o [kNm]	erf $A_{s,o}$ [cm ²]
20.0/60.0	26.53	1.3	-26.53	1.3

Plattenbreite wurde für die Berechnung von W_y auf $3 \cdot b_0$ begrenzt.

Feldbewehrung

Feld	x_{rel} [m]	x [m]	$M_{y,d}$ [kNm]	min $M_{y,d}$ [kNm]	d [cm]	k_x	$A_{s,u}$ [cm ²]	$A_{s,o}$ [cm ²]	Lk
1	2.85	2.85	144.02	144.02	55.5	0.29	8.1	0.0	5
	5.34	5.34	34.09	34.09	55.5	0.07	1.7	0.0	5

Am ersten Auflager sind mindestens 4.0 cm^2 zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 4.0 cm^2 zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Querkraftbewehrung

Stütze [Nr]		x_{rel} [m]	x [m]	k_z	V_{Ed} [kN]	θ [°]	$VR_{d,c}$ [kN]	$VR_{d,max}$ [kN]	a max [cm]	asw [cm ² /m]	Lk
1	rechts	0.08	0.08	0.88	98.2	18.4	35.2	248.4	VR _{d,max} > V _{Ed}		
	rechts	0.64	0.64	0.88	78.6	18.4	35.2	248.4	30.0	1.68 ¹	5
	*	1.19	1.19	0.88	58.9	18.4	37.2	248.4	30.0	1.68 ¹	5
2	links	0.08	5.62	0.88	-98.2	18.4	35.2	248.4	VR _{d,max} > V _{Ed}		
	links	0.64	5.07	0.88	-78.6	18.4	35.2	248.4	30.0	1.68 ¹	5
	*	1.19	4.51	0.88	-58.9	18.4	37.2	248.4	30.0	1.68 ¹	5

* Flächengleicher Einschnitt der Schublinie
Der max. Bügelabstand wird mit $\theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).

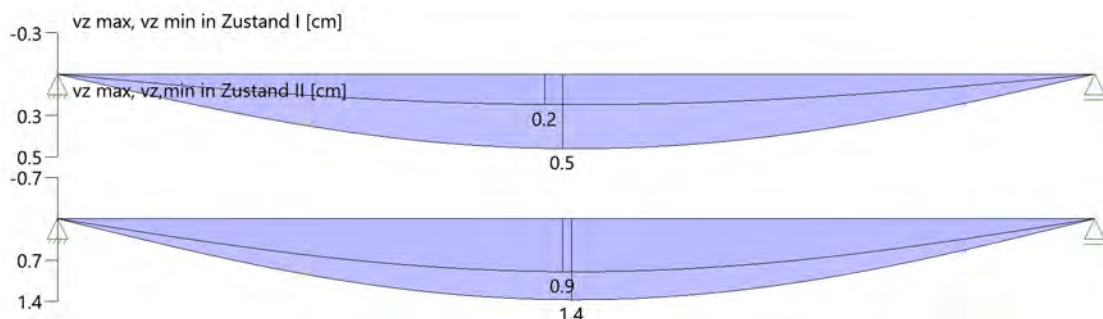
1 : Mindestbügelbewehrung

Gebrauchstauglichkeit

- 45 -

Grafik Verformungen

Umhüllende der Verformungen - Gebrauchstauglichkeit



Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch

Durchbiegungen Zustand I

Baugruppe	x [m]	$f_{y,Ed}$ [cm]	$f_{z,Ed}$ [cm]	Lfk
Feld 1	2.85	0.0	0.3	3

Durchbiegungen Zustand II

Berechnung mit effektiven Steifigkeiten und nichtlinearer Kriechzahl: $\phi_n(t_0,t) = 2.44$ $\epsilon_{cs} = -0.53$ ‰

Resultierend aus effektiver Kriechzahl $\phi_{eff} = 1.73$ und dem Erhöhungsfaktor 1.41

Kombination charakteristisch

Mit Nachweis der relativen Grenzverformung ($l_{eff} / 300$)

Feld	x [m]	$f_{EII,z,g}$ [cm]	$f_{EII,z,g} / l_{eff}$	$f_{EII,z,\phi\epsilon}$ [cm]	$f_{EII,z,\phi\epsilon} / l_{eff}$	$f_{EII,\phi\epsilon}$ [cm]	η
Feld 1	2.85	0.5	1/1107	1.4	1/415	1.4	0.72

x : Stelle x
 $f_{EII,z,g}$: Vertikale Durchbiegung im Zustand II infolge ständiger Lasten
 $f_{EII,z,\phi\epsilon}$: Maßgebende vertikale Durchbiegung im Zustand II mit Kriechen und Schwinden
 $f_{EII,\phi\epsilon}$: maßgebende Durchbiegung

Spannungsbegrenzung

Nachweis Gebrauchstauglichkeit: quasi ständ. Kombination

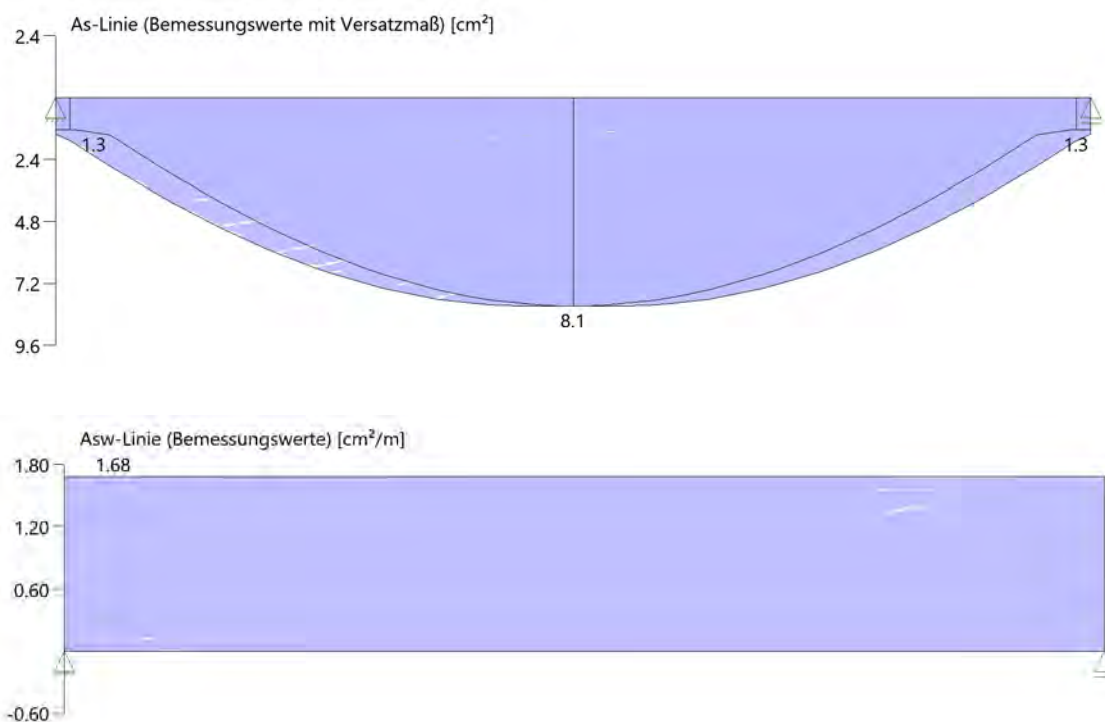
Nachweis der Rissbreite: XC1/X0-- > zul wk = 0.40 mm
 nach EN2 7.2(3) $s_c = 0.45 * f_{ck} = 9.00$ N/mm²

Feld	x [m]	M_y [kNm]	A_{su} [cm ²]	A_{so} [cm ²]	$\sigma_s(t=\infty)$ [N/mm ²]	$\phi_n(t_0,t)$	vorh ds [mm]	zul ds [mm]	Lfk
Feld 1	2.40	57.34	8.1		153.60	2.44	12	100	4
	2.85	58.80	8.1		157.52	2.44	12	100	4
	3.00	58.64	8.1		157.09	2.44	12	100	4

In Folge nichtlinearen Kriechen wurde nach EN1992-1-1, 3.1.4(4), Gl. 3.7 die Kriechzahl erhöht.

As-Deckungslinien

- 46 -



Auflagerkräfte

Auflagerkräfte - charakteristisch je Einwirkung

Nr	x [m]	Einwirkung	R _{z,min} [kN]	R _{z,max} [kN]	M _{y,min} [kNm]	M _{y,max} [kNm]
1	0.00	ständig Kat. H: Dächer	41.3	41.3 30.2		
2	5.70	ständig Kat. H: Dächer	41.3	41.3 30.2		

Maßgebliche Kombinationen

In der folgende Tabelle sind die Lasten mit der internen Nummer angegeben. Die anschließende Tabelle der maßgeblichen Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

generierte Last	Feld	Ewg	orig. Last	W1	W2	A [m]	L [m]
L 1	*	ständig	1	11.48	11.48	0.00	5.70
L 2	1	Kat. H	2	10.61	10.61	0.00	5.70
gen. Last			Lk 1	Lk 3	Lk 4	Lk 5	
L 1			1.35	1.00	1.00		
L 2			1.50	1.00			
Eigengewicht			1.35	1.00	1.00		

Pos.: 2.3 Unterzug mit Torsion

- 47 -

Stahlbetonbemessung (x64) B2 02/23 (FRILO R-2023-2/P06)
Tragfähigkeit am Stahlbetonquerschnitt

Norm: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 + EN 1992-1-1:2004/A1:2014

GZT: ständige/vorübergehende Bemessungssituation

Längsbewehrung BSt 420 S(A) $\gamma_s = 1.150$ $f_{yd} = 365.2 \text{ N/mm}^2$
 $k = 1.000$ $\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ o/oo}$

Bügelbewehrung=Längsbewehrung

Beton C20/25 $\gamma_c = 1.50$ $f_{cd} = 11.33 \text{ N/mm}^2$
 $\alpha_{cc} = 0.85$ $E_{cm} = 30000 \text{ N/mm}^2$

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff WO
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 $c_{min,l} = 14 \text{ mm} \text{ *5}$
Betondeckung $c_{nom,l} = 28 \text{ mm} \text{ *1}$
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 und Schwindmaß

wirksame Bauteildicke $h_0 = 15.0 \text{ cm}$
Luftfeuchte LU = 50 % Zement Typ N,R
Normalbeton $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$
Belastungsalter $t_0 = 28 \text{ Tage}$ $t = \text{unendlich}$
Kriechzahl $\phi(t_0, t) = 2.99$
Schwindmaß $\epsilon_{cs}(t) = -0.53 \text{ ‰}$

QUERSCHNITT

Rechteck $b = 20.0 \text{ cm}$ $h = 60.0 \text{ cm}$
Bewehrung $d_{ob} = 5.0 \text{ cm}$ $d_{un} = 5.0 \text{ cm}$

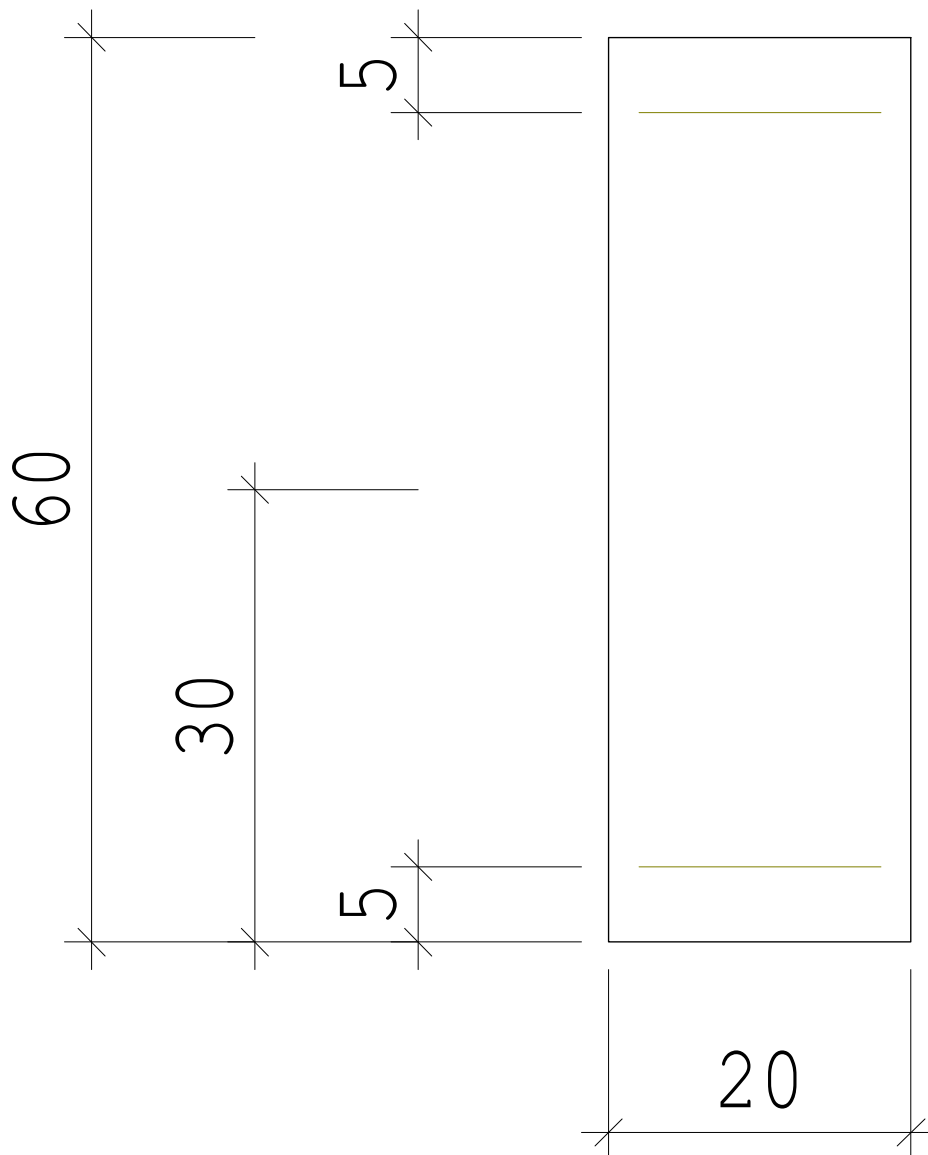
Bruttoquerschnittswerte
 $z_u = 30.0 \text{ cm}$ $A_c = 0.1200 \text{ m}^2$ $I_c = 0.00360000 \text{ m}^4$

Druckkräfte und Druckspannungen sind negativ soweit im Nachweis nicht anders definiert

Maßstab 1:5

- 48 -

XC1/W0



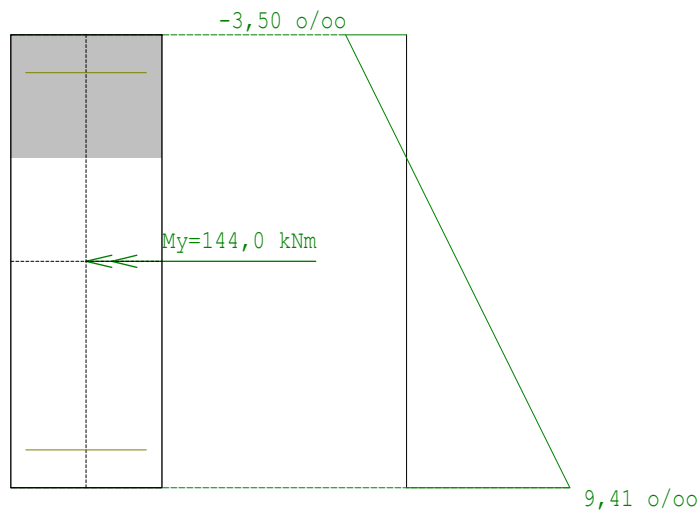
XC1/W0

BIEGEBEMESSUNG		kd- Verfahren ($x/d < 0.450$)			
$N_{xd} =$	0.00 kN	$M_{yd} =$	144.02 kNm		
$\epsilon_{1} =$	-3.50 o/oo	$\epsilon_{2s} =$	8.33 o/oo		
$x/d =$	0.30	$z/d =$	0.88	$kd =$	2.05
erforderlich:		$A_{su} =$	8.18 cm ²	$A_{so} =$	0.00 cm ²
		$\mu =$	0.68 %		

- 49 -

Maßstab 1 : 10

XC1/W0



XC1/W0

SCHUBBEMESSUNG - QUERKRAFT					
Schubbügel rechtwinklig zur Bauteilachse					
$V_{Ed} =$	101.10 kN	$z/d =$	0.877		
$CR_{d,c} =$	0.10	$k_1 =$	0.12	$\sigma_{cp} =$	-0.00 N/mm ²
$kv_{min} =$	0.035	$v_{min} =$	0.32		
$k =$	1.60	$VR_{d,c} =$	34.95 kN (6.2b)		
$As_z =$	8.18 cm ²	$VR_{d,c} =$	43.36 kN (6.2a) maßgebend		
$VR_{d,cc} =$	62.84 kN	$o_{cd} =$	-0.00 N/mm ²		
$\cot \theta =$	3.00 (18.43 Grd, maßgebend jedoch θ aus Torsion)				
$v_1 =$	0.750	$\alpha_{cw} =$	1.00		
$VR_{d,max} =$	369.80 kN	$as_wV =$	3.62 cm ² /m		
$sl_{max} =$	30.00 cm	$as_wMin =$	1.68 cm ² /m < as_wV		

SCHUBBEMESSUNG - TORSION

- 50 -

teff	=	10.00 cm	Ak	=	0.05000 m ²
uk	=	120.0 cm			
v	=	0.525	α _{cw}	=	1.00
TE _d	=	15.7 kNm	z _i	=	50.00 cm
TE _d	>	4.49 kNm (6.31DE)			
VE _{d,V+T}	=	128.80 kN	VR _{d,cc}	=	31.42 kN
cot θ	=	1.59 (32.21 Grd.)			
TR _{d,max}	=	26.84 kNm			
as _{wT}	=	5.40 cm ² /m	As _l	=	8.16 cm ²
IA _{akt}	=	0.41 (6.29a)	as _{wT+V}	=	9.02 cm ² /m

Der Wert von as_{wT} ist auf zweischnittige Bügel bezogen.



Bewertung Pos. 2.3 Unterzug Halle Nebenräume (Unter Pos. 2.2 Gitterträger):

Auflagerkräfte:

Auflagerkräfte Bestand aus dem Jahre 1971:

$$A_k = B_k = 36,20 \text{ kN}$$

Auflagerkräfte neu mit Schneeverwehung und PV-Anlage:

$$A_{gk} = B_{gk} = 41,30 \text{ kN}$$

$$A_{qk,1} = B_{qk,1} = 30,20 \text{ kN}$$

$$A_k = B_k = 41,30 \text{ kN} + 30,20 \text{ kN} = 71,50 \text{ kN}$$

Abweichung: ca. 98 %

Die neuen Auflagerkräfte sind ca. 98 % höher als die Auflagerkräfte aus dem Jahr 1971.

Biegebemessung:

Feldebewehrung aus dem Jahre 1971:

$$A_s = 4 \text{ ds } 14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

erf. A_s mit Schneeverwehung und PV-Anlage:

$$\text{erf. } A_s = 8,10 \text{ cm}^2$$

Abweichung: ca. 30 %

Die erforderliche Feldebewehrung unter Ansatz einer Schneeverwehung und einer PV-Anlage ist ca. 30 % größer als die zu erwartende Bewehrung gemäß der Berechnung aus dem Jahre 1971.

Querkraftbewehrung:

Querkraftbewehrung aus dem Jahre 1971:

$$a_{sw} = ds \ 8 / 25 \text{ cm} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Querkraftbewehrung mit einer Schneeverwehung und einer PV-Anlage:

$$\text{erf. } a_{sw} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Querkraftbewehrung mit einer Schneeverwehung, einer PV-Anlage, einer ausmittigen Krafteinleitung aus der Decke und einer Aufnahme der Torsion an den Auflagern:

$$\text{erf. } a_{sw} = 9,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Für den Fall, dass eine Torsion durch eine ausmittige Deckenauflagerung entsteht, wäre die erforderliche Bügelbewehrung um ca. 125 % unterschritten.

Für den Fall, dass keine Torsion entsteht, wäre die vorhandene Bügelbewehrung ausreichend.



Unabhängig davon zeigt sich, dass der vorhandene Querschnitt in der Feldbewehrung ertüchtigt werden müsste.

Auflagerung des Unterzugs:

Gemäß der vorliegenden Berechnung aus dem Jahre 1971 wurde der Unterzug mit einem hochgezogenen Auflager an den Stützen aufgelagert.

Die Geometrie des hochgezogenen Auflagers ist nicht bekannt. Unterstellt man eine Druckstrebenneigung von ca. 45 ° am hochgezogenen Lager, ergibt sich folgende erforderliche Bewehrung am Auflager:

$$V_{ed} = 1,35 * 41,30 \text{ kN} + 1,50 * 30,20 \text{ kN} = 101,06 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } A_s = 101,60 \text{ kN} * 1,15 / 42,00 \text{ kN/cm}^2 = 2,80 \text{ cm}^2$$

Gemäß der statischen Berechnung aus dem Jahre 1971 sind hier 2 ds 14 = 3,08 cm² vorhanden. Damit wäre die untere Zugbandbewehrung am Auflager ausreichend.

Für die Hochhängung der Auflagerkraft ist eine Bewehrung von $A_s = 1,15 * 101,06 \text{ kN} / 42,00 \text{ kN/cm}^2 = 2,76 \text{ cm}^2$ erforderlich.

In diesem Bereich sind nach der statischen Berechnung aus dem Jahre 1971, 2 Bügel ds 8 vorhanden. $A_s = 2 * 2 * 0,50 = 2,00 \text{ cm}^2$

Die erforderliche Hochhängebewehrung wäre daher mit ca. 38 % unterschritten.

Da auch zurzeit nicht klar ist ob mögliche Torsionsmoment am Auflager aufgenommen werden können, müssen die Lagerpunkt in der weiteren Planung untersucht werden.

Eine abschließende Aussage zur Tragfähigkeit der Lager ist zurzeit nicht möglich, gegebenenfalls sind hier Verstärkungsmaßnahmen erforderlich.



Nachweis Pos. 2.6 Fenstersturz (Unter Pos. 2.2 Gitterträger):

Der bestehende Unterzug wird mit den neuen Lasten aus einer möglichen Schneeverwehung und einer PV-Anlage berechnet.

Querschnitt: b/h = 14 cm / 60 cm; B 225 (Ansatz C 20/25); BSt 420
Linienkonsole: b/h = 10 cm / 10 cm

Stützweite: l = 3,20 m

Belastungen:

Ständige Lasten:		
Eigenlast: $(0,14 * 0,60 + 0,10 * 0,10) * 25,00 \text{ kN/m}^3$	2,35	kN/m
Vorsatzschale: $0,06 * 0,60 * 25,00 \text{ kN/m}^3$	0,90	kN/m
Aus Pos. 2.2 Gitterträger: 4,97 kN / 0,70 m	7,10	kN/m
Summe ständige Lasten:	10,35	kN/m
Veränderliche Lasten:		
Aus Pos. 2.2 Gitterträger: 4,58 kN / 0,70 m	6,54	kN/m
Summe der veränderlichen Lasten:	6,54	kN/m

Gesamtlast:

$$q_k = 10,35 \text{ kN/m} + 6,54 \text{ kN/m} = 16,89 \text{ kN/m}$$

Belastung aus dem Jahre 1971:

$$q_k = 12,40 \text{ kN/m}$$

Erhöhung der Last um 36 %

Infolge der Linienkonsole erfolgt die Lasteinleitung mit einer Ausmitte:

$$e \approx 0,05 \text{ m} + 0,07 \text{ m} = 0,12 \text{ m}$$

Aus dieser Ausmitte entstehen Torsionsmomente:

$$m_{gk} = 10,35 \text{ kN/m} * 0,12 \text{ m} = 1,24 \text{ kNm/m}$$

$$m_{qk,1} = 6,54 \text{ kN/m} * 0,12 \text{ m} = 0,78 \text{ kNm/m}$$

Die Vorsatzschale welche ebenfalls mit einer Ausmitte am System befestigt ist wirkt entgegen:

$$e = 0,03 + 0,04 + 0,07 = 0,14 \text{ m}$$

$$m_{gk} = 0,90 \text{ kN/m} * 0,14 \text{ m} = 0,13 \text{ kNm/m}$$



$$\begin{aligned} \text{MTd} &= (1,35 * 1,24 \text{ kN/m} - 0,90 * 0,13 \text{ kNm/m} + 1,50 * 0,78 \text{ kNm/m}) * 3,20 \text{ m/2} \\ &= 4,36 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Diese Torsionsmomente wurden in der Berechnung aus dem Jahre 1971 nicht angesetzt.

Nachweise: siehe nächste Seite

Pos.: Pos. 2.6 Unterzug

- 55 -

Mehrfeldträger Stahlbeton (x64) BTM+ 02/23E (FRILO R-2023-2/P07)

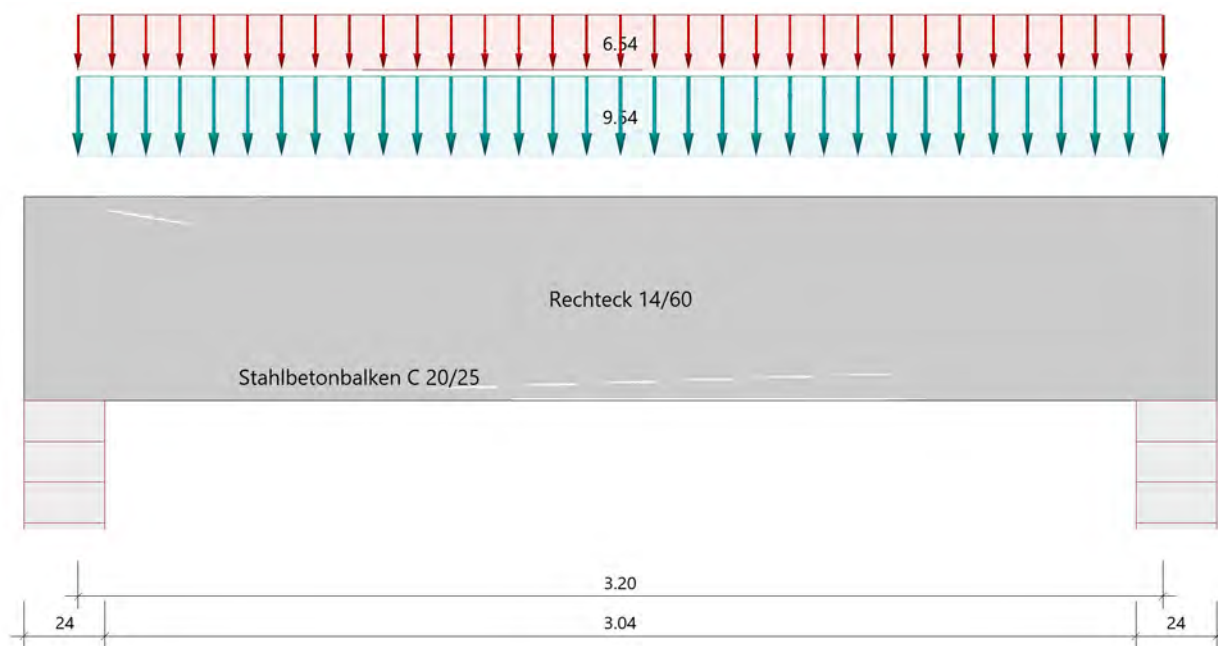
Grundparameter

Stahlbetonbalken $E = 30000 \text{ N/mm}^2$

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

System

Systembild



Material

Materialauswahl

Beton C 20/25 $f_{ck} = 20.00 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 30000 \text{ N/mm}^2$
 Betonstahl BSt 420 S(A) $f_{yk} = 420.00 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
 $k(f_y/f_y) = 1.00$ $\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ ‰}$ (Bügel und Längsbewehrung)

Geometrie

Querschnitte

Nr	Art	b_o [cm]	h_o [cm]	b [cm]	h [cm]	b_u [cm]	h_u [cm]
1	Rechteck			14.0	60.0		

Auflager (Lagerbedingungen)

- 56 -

Nr	x [m]	uy [kN/m]	uz [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	3.20	-1	-1	0.0	0.0	0.0

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

Lasten

Streckenlasten

Bezug	Nr	Art	A [m]	L1 [m]	L2 [m]	W1 [kN/m]	W2 [kN/m]	wirkt Feldweise	EG	Zus	Alt
System	1	GL		3.20		9.54		Nein	ständig		
	2	GL		3.20		6.54		Ja	Kat. H		

Bezug : Systembezogen (Vorderkante Träger) oder Feldlast
 Art : 1 - Gleichstreckenlast (GL), 4 - Trapezlast (TL), 5 - Dreiecklast (DL)
 A : Abstand zur Last von Feldanfang oder Vorderkante Träger
 EG : Lasteinwirkung
 Zus : Zusammengehörigkeitsgruppe
 Alt : Alternativgruppe

Eigengewicht

Gesamtgewicht = 672 kg mit $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

Übersicht der verwendeten Einwirkungen

Einwirkungen

Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_{F,inf}$	$\gamma_{F,sup}$
ständig Kat. H: Dächer				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 1992-1-1/NA/A1:2015-12
Basis	:	EN 1992-1-1:2004/A1:2014
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Schadensfolgeklasse	:	CC 2
$\psi_2 = 0.5$ für Schnee (AE)	:	nicht angesetzt
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Zugversteifung GZG	:	wird angesetzt

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

- 57 -

Betonangriff	X0	
Bewehrungskorrosion	XC1	
Mindestbetonklasse	C 16/20	
Bügel	$d_{s,b} = 8$ mm	
Längsbewehrung	$d_{s,l} = 12$ mm	
Vorhaltemaß	$\Delta C_{dev} = 10$ mm	
Bügel	$C_{min,b} = 10$ mm	
Betondeckung	$C_{nom,b} = 20$ mm	
Längsbewehrung	$C_{min,l} = 12$ mm	*5
Betondeckung	$C_{nom,l} = 28$ mm	*1
Verlegemaß Bügel	$C_{v,b} = 20$ mm	
zul. Rissbreite	$w_{max} = 0.40$ mm	

*1: mit $c_{min,b}$
*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl und Schwindmaß

Luftfeuchte	LU = 50 %	Zement Typ N,R
Normalbeton	$f_{ck} = 20$ N/mm ²	
Belastungsalter	$t_0 = 28$ Tage	t= unendlich
Kriechzahl	$\phi(t_0,t) = 3.14$	
Schwindmaß	$\epsilon_{cs}(t) = -0.56$ ‰	

Betondeckung

Betondeckung	unten = 3.5 cm	oben = 3.5 cm
	links = 3.0 cm	rechts = 3.0 cm
Bewehrungslagen	unten = 4.9 cm	oben = 4.9 cm
Abminderung der Stützmomente	<= 15 %	

Bemessungseinstellungen

- Die Feldbewehrung ist gestaffelt.
- Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.
- Grenze $k_x < .45$ wird eingehalten.
- Mitwirkende Plattenbreite wird bei der Bemessung berücksichtigt.
- Verankerung am Endauflager ist nur 50% von VEd an VK Endauflager.
- Verankerung am Endauflager von VEd an VK Endauflager mal $\cot(\Theta)/2$.

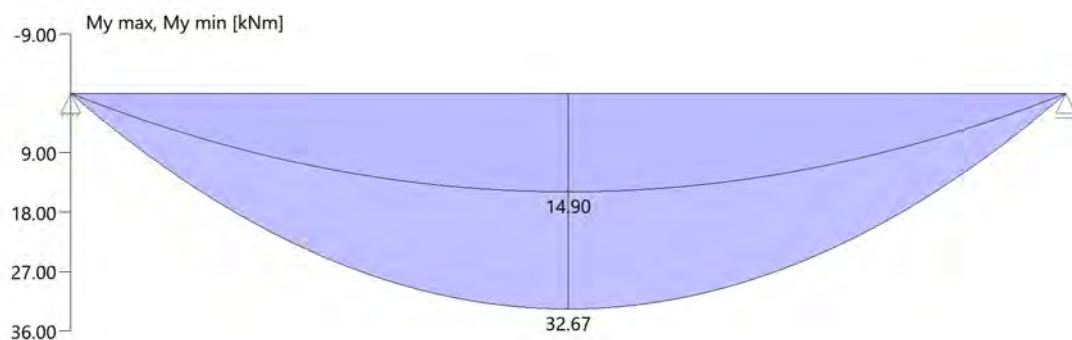
Auflagerbedingungen

Alle Auflager gleich : Mauerwerk $b = 24.0$ cm

Tragsicherheit - Lastkombination ständig/vorübergehend

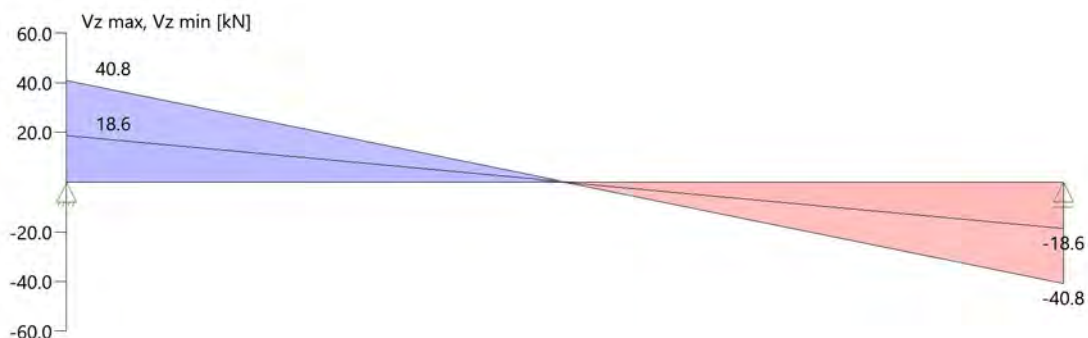
Schnittgrößen

Umhüllende der Momente



Umhüllende der Querkräfte

- 58 -



Schnittgrößen

Feld	x [m]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	Lk
Feld 1	0.001	0.04	40.8	1
	0.08	3.19	38.8	1
	0.63	20.69	24.7	1
	1.18	30.44	10.7	1
	1.60	32.67	0.0	1
	2.02	30.44	-10.7	1
	2.57	20.69	-24.7	1
	3.12	3.19	-38.8	1
	3.20	0.04	-40.8	1

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1)

Querschnitt	min M_u [kNm]	erf A_{su} [cm ²]	min M_o [kNm]	erf A_{so} [cm ²]
14.0/60.0	18.57	0.9	-18.57	0.9

Plattenbreite wurde für die Berechnung von W_y auf $3 \cdot b_0$ begrenzt.

Feldbewehrung

Feld	x_{rel} [m]	x [m]	M_{yd} [kNm]	min M_{yd} [kNm]	d [cm]	k_x	A_{su} [cm ²]	A_{so} [cm ²]	Lk
Feld 1	1.60	1.60	32.67	32.67	55.1	0.09	1.7	0.0	1
	2.97	2.97	8.89	8.89	55.1	0.04	0.9	0.0	1

Am ersten Auflager sind mindestens 1.6 cm^2 zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 1.6 cm^2 zu verankern.
Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{z,Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

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

Querkraftbewehrung

- 59 -

Stütze [Nr]		X _{rel} [m]	x [m]	kz	VE _d [kN]	θ [°]	VR _{d,c} [kN]	VR _{d,max} [kN]	a max [cm]	asw [cm ² /m]	Lk
1	rechts	0.08	0.08	0.87	38.8	18.4	24.5	170.6	VR _{d,max} > VE _d		
	rechts	0.63	0.63	0.87	24.7	18.4	24.5	170.6	30.0	1.18 ¹	1
	*	1.18	1.18	0.87	10.7	18.4	24.5	170.6	30.0	1.18 ¹	1
2	links	0.08	3.12	0.87	-38.8	18.4	24.5	170.6	VR _{d,max} > VE _d		
	links	0.63	2.57	0.87	-24.7	18.4	24.5	170.6	30.0	1.18 ¹	1
	*	1.18	2.02	0.87	-10.7	18.4	24.5	170.6	30.0	1.18 ¹	1

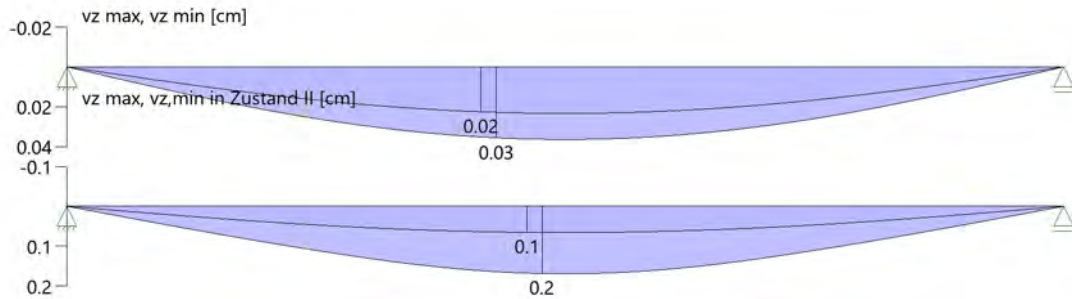
* Flächengleicher Einschnitt der Schublinie
Der max. Bügelabstand wird mit $\theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).

1 : Mindestbügelbewehrung

Gebrauchstauglichkeit

Grafik Verformungen

Umhüllende der Verformungen - Gebrauchstauglichkeit



Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch

Durchbiegungen Zustand I

Baugruppe	x [m]	f _{y,Ed} [cm]	f _{z,Ed} [cm]	Lfk
Feld 1	1.60	0.0	0.03	3

Durchbiegungen Zustand II

Berechnung mit effektiven Steifigkeiten und effektiver Kriechzahl: $\phi_{eff} = 2.01$ $\epsilon_{cs} = -0.56 \text{ ‰}$

Kombination charakteristisch

Mit Nachweis der relativen Grenzverformung ($l_{eff} / 300$)

Feld	x [m]	f _{ElIz,g} [cm]	f _{ElIz,g} / l _{eff}	f _{ElIz,φε} [cm]	f _{ElIz,φε} / l _{eff}	f _{ElI,φε} [cm]	η
Feld 1	1.60	0.02	1/15578	0.2	1/1573	0.2	0.19

x : Stelle x
f_{ElIz,g} : Vertikale Durchbiegung im Zustand II infolge ständiger Lasten
f_{ElIz,φε} : Maßgebende vertikale Durchbiegung im Zustand II mit Kriechen und Schwinden
f_{ElI,φε} : maßgebende Durchbiegung

Spannungsbegrenzung

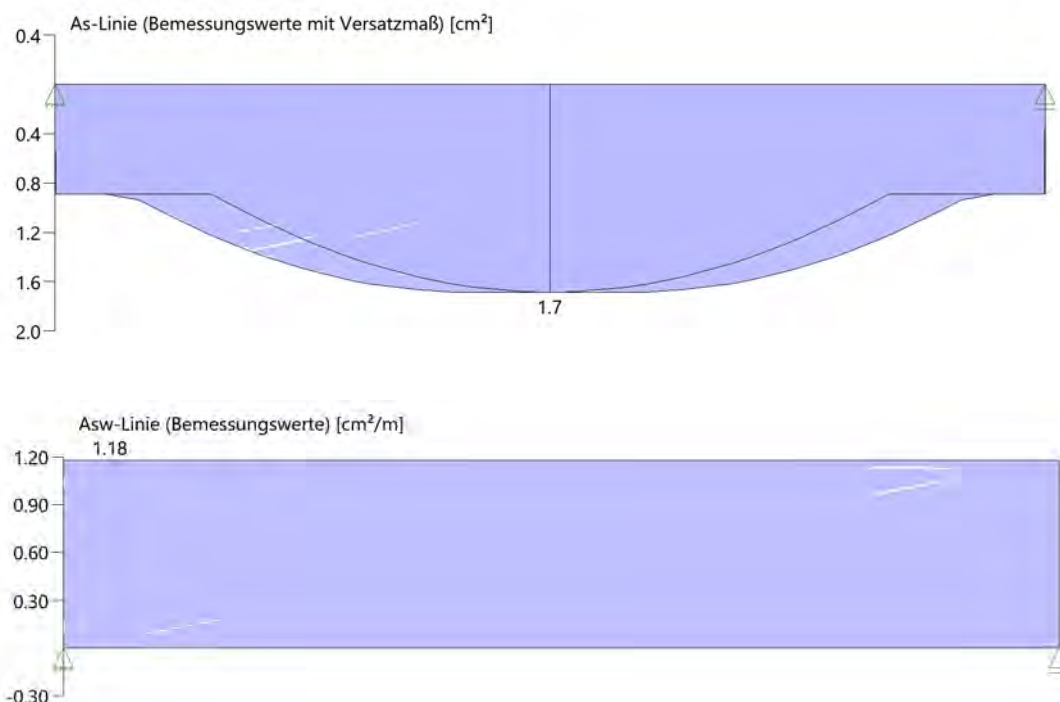
- 60 -

Nachweis Gebrauchstauglichkeit: quasi ständ. Kombination

Nachweis der Rissbreite: XC1/X0-- > zul wk = 0.40 mm
nach EN2 7.2(3) sC = 0.45 * fck = 9.00 N/mm²

Feld	x [m]	My [kNm]	Asu [cm ²]	Aso [cm ²]	$\sigma_S(t=\infty)$ [N/mm ²]	$\sigma_C(t=0)$ [N/mm ²]	vorh ds [mm]	zul ds [mm]	Lfk
Feld 1	1.35	14.53	1.7		173.18	-4.60	12	35	4
	1.60	14.90	1.7		177.61	-4.72	12	34	4
	1.85	14.53	1.7		173.18	-4.60	12	35	4

As-Deckungslinien



Auflagerkräfte

Auflagerkräfte - charakteristisch je Einwirkung

Nr	x [m]	Einwirkung	R _{z,min} [kN]	R _{z,max} [kN]	M _{y,min} [kNm]	M _{y,max} [kNm]
1	0.00	ständig Kat. H: Dächer	18.6	18.6 10.5		
2	3.20	ständig Kat. H: Dächer	18.6	18.6 10.5		

Maßgebliche Kombinationen

- 61 -

In der folgende Tabelle sind die Lasten mit der internen Nummer angegeben. Die anschließende Tabelle der maßgeblichen Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

generierte Last	Feld	Ewg	orig. Last	W1	W2	A [m]	L [m]
L 1	*	ständig	1	9.54	9.54	0.00	3.20
L 2	1	Kat. H	2	6.54	6.54	0.00	3.20

gen. Last	Lk 1	Lk 3	Lk 4	Lk 5
L 1	1.35	1.00	1.00	
L 2	1.50	1.00		
Eigengewicht	1.35	1.00	1.00	

Pos.: 2.6 Unterzug mit Torsion

- 62 -

Stahlbetonbemessung (x64) B2 02/23A (FRILO R-2023-2/P07)
Tragfähigkeit am Stahlbetonquerschnitt

Norm: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 + EN 1992-1-1:2004/A1:2014

GZT: ständige/vorübergehende Bemessungssituation

MATERIAL

Längsbewehrung BSt 420 S(A)	$\gamma_s =$	1.150	$f_{yd} =$	365.2 N/mm ²
	$k =$	1.000	$\epsilon_{uk} =$	25.0 o/oo
Bügelbewehrung=Längsbewehrung				
Beton	C20/25	$\gamma_c =$	1.50	$f_{cd} =$
		$\alpha_{cc} =$	0.85	$E_{cm} =$
				11.33 N/mm ² 30000 N/mm ²

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

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

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

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl und Schwindmaß

wirksame Bauteildicke	$h_0 =$	11.4 cm	
Luftfeuchte	LU =	50 %	Zement Typ N,R
Normalbeton	$f_{ck} =$	20 N/mm ²	
Belastungsalter	$t_0 =$	28 Tage	$t =$ unendlich
Kriechzahl	$\phi(t_0,t) =$	3.14	
Schwindmaß	$\epsilon_{cs}(t) =$	-0.56 ‰	

QUERSCHNITT

Rechteck	$b =$	14.0 cm	$h =$	60.0 cm
Bewehrung	$d_{ob} =$	5.5 cm	$d_{un} =$	5.5 cm

Bruttoquerschnittswerte

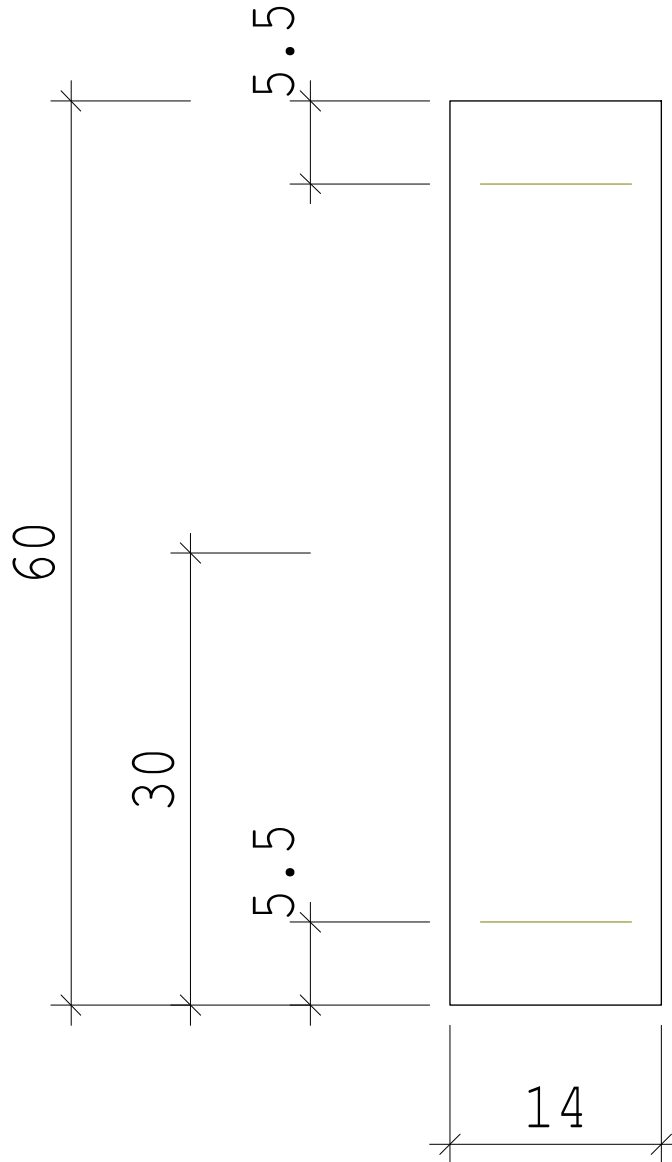
$z_u =$	30.0 cm	$A_c =$	0.0840 m ²	$I_c =$	0.00252000 m ⁴
---------	---------	---------	-----------------------	---------	---------------------------

Druckkräfte und Druckspannungen sind negativ soweit im Nachweis nicht anders definiert

Maßstab 1:5

- 63 -

XC1/W0

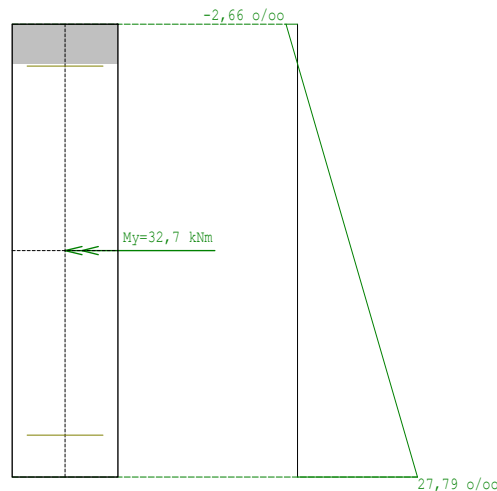


XC1/W0

BIEGEBEMESSUNG		kd- Verfahren ($x/d < 0.450$)			
$N_{xd} =$	0.00 kN	$M_{yd} =$	32.67 kNm		
$\epsilon_{1} =$	-2.66 o/oo	$\epsilon_{2s} =$	25.00 o/oo		
$x/d =$	0.10	$z/d =$	0.96	$kd =$	3.57
erforderlich:		$A_{su} =$	1.71 cm ²	$A_{so} =$	0.00 cm ²
		$\mu =$	0.20 %		

Maßstab 1 : 10

XC1/W0



XC1/W0

SCHUBBEMESSUNG - QUERKRAFT					
Schubbügel rechtwinklig zur Bauteilachse					
$VE_{d,c} =$	40.80 kN	$z/d =$	0.897 ($z < d-2 \cdot C_{v0,I}; C_{v0,I}=C_{nomo,I}$)		
$CR_{d,c} =$	0.10	$k_1 =$	0.12	$\sigma_{cp} =$	-0.00 N/mm ²
$kv_{min} =$	0.035	$v_{min} =$	0.32		
$k =$	1.61	$VR_{d,c} =$	20.19 kN (6.2a)		
$As_z =$	1.71 cm ²	$VR_{d,c} =$	24.30 kN (6.2b) maßgebend		
$VR_{d,cc} =$	44.60 kN	$\sigma_{cd} =$	-0.00 N/mm ²		
$\cot \Theta =$	3.00 (18.43 Grd, maßgebend jedoch Θ aus Torsion)				
$v_1 =$	0.750	$\alpha_{cw} =$	1.00		
$VR_{d,max} =$	229.86 kN	$asw_V =$	1.12 cm ² /m		
$sl_{max} =$	30.00 cm	$asw_{Min} =$	1.18 cm ² /m < asw_V		

SCHUBBEMESSUNG - TORSION			
$t_{eff} =$	7.00 cm	$A_k =$	0.03430 m ²
$u_k =$	112.0 cm		
$v =$	0.525	$\alpha_{cw} =$	1.00
$TE_{d,c} =$	4.4 kNm	$z_i =$	53.00 cm
$TE_{d,c} >$	1.27 kNm (6.31DE)		
$VE_{d,V+T} =$	54.09 kN	$VR_{d,cc} =$	22.30 kN

SCHUBBEMESSUNG - TORSION

- 65 -

cot Θ = 2.04 (26.09 Grd.)
TRd,max= 11.29 kNm
aswT = 1.70 cm²/m Asl = 3.98 cm²
IAkt = 0.18 (6.29a) aswT+V= 2.82 cm²/m
Der Wert von aswT ist auf zweischnittige Bügel bezogen.



Bewertung Pos. 2.6 Fenstersturz (Unter Pos. 2.2 Gitterträger):

Auflagerkräfte:

Auflagerkräfte Bestand aus dem Jahre 1971:

$$A_k = B_k = 19,90 \text{ kN}$$

Auflagerkräfte neu mit Schneeverwehung und PV-Anlage:

$$A_{gk} = B_{gk} = 18,60 \text{ kN}$$

$$A_{qk,1} = B_{qk,1} = 10,50 \text{ kN}$$

$$A_k = B_k = 18,60 \text{ kN} + 10,50 \text{ kN} = 29,10 \text{ kN}$$

Abweichung: ca. 177 %

Die neuen Auflagerkräfte sind ca. 177 % höher als die Auflagerkräfte aus dem Jahr 1971.

Biegebemessung:

Feldebewehrung aus dem Jahre 1971:

$$A_{su} = 2 \text{ ds } 14 = 3,08 \text{ cm}^2; A_{so} = 2 \text{ bds } 14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

erf. As mit Schneeverwehung und PV-Anlage:

$$\text{erf. } A_s = 1,70 \text{ cm}^2 \leq 3,08 \text{ cm}^2$$

Unter Ansatz einer Torsion ist eine Längsbewehrung von $A_{sl} = 3,98 \text{ cm}^2$ erforderlich.

$$\text{erf. } A_{sl} = 3,98 \text{ cm}^2 \leq 2 * 3,08 \text{ cm}^2 = 6,16 \text{ cm}^2$$

Die vorhandene Bewehrung aus dem Jahre 1971 ist auch für den Fall der Schneeverwehung und dem Einbau einer PV-Anlage ausreichend.

Querkraftbewehrung:

Querkraftbewehrung aus dem Jahre 1971:

$$a_{sw} = ds \ 8 / 20 \text{ cm} = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Querkraftbewehrung mit einer Schneeverwehung und einer PV-Anlage:

$$\text{erf. } a_{sw} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Querkraftbewehrung mit einer Schneeverwehung, einer PV-Anlage, einer ausmittigen Krafteinleitung aus der Decke und einer Aufnahme der Torsion an den Auflagern:

$$\text{erf. } a_{sw} = 2,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Damit ist die vorhandene Bügelbewehrung auch für den Fall Querkraft + Torsion unter einer Schneeverwehung und einer PV-Anlage ausreichend.



Stützen:

Die Gebäudestützen erhalten aus der möglichen Schneeansammlung und einer PV-Anlage erhöhte Lasten. In der Bestandsberechnung wurde keine Heißbemessung für die Stütze durchgeführt. Weiter ist keine Aussage zur Feuerwiderstandsdauer der Stütze in den Bestandsunterlagen enthalten.

In der nachfolgenden Betrachtung wird die Stütze unter Ansatz der erhöhten Lasten, einer Vorverformung bemessen. Ergänzend wird eine Heißbemessung für die Feuerwiderstandsdauer R 90 durchgeführt.



Nachweis Pos. 4.2 Stütze

Die bestehende Stütze Pos. 4.2 wird mit den Lasten aus einer möglichen Schneeverwehung und PV-Anlage nachgewiesen. Ergänzend wird eine Heißbemessung F 90 durchgeführt.

System: Kragstütze welche sich in den Keller einspannt.
Kraglänge: $l_k = 5,00 \text{ m}$
Einspannlänge im Keller: $l = 3,00 \text{ m}$

Querschnitt: $b/h = 30 \text{ cm} / 35 \text{ cm}$
B 450; Ansatz C 30/37
Statische Höhe $d = 31,70 \text{ cm}$

Belastung: Eigenlast wird vom Programm ermittelt.

Aus Pos. 1.1 Dachbinder:

$G_k = 162,60 \text{ kN}$

$Q_{k,1} = 41,30 \text{ kN}$

Aus Pos. 1.2 Attika:

$G_k = 2 \times 40,60 \text{ kN} = 81,20 \text{ kN}$

Aus Wind:

Auf Stützenkopf: $H_w \approx 0,50 \text{ kN/m}^2 * 0,80 * 1,65 \text{ m} * 5,70 \text{ m} = 3,76 \text{ kN}$

Aus Wind auf Stütze oberhalb der Decke Nebenraum bis zum Stützenkopf:

$w_k \approx 0,50 \text{ kN/m}^2 * 0,80 * 5,70 \text{ m} = 2,30 \text{ kN/m}$

Aus Pos. 2.3 Unterzug:

$G_k = 2 \times 41,30 \text{ kN} = 82,60 \text{ kN}$

$Q_{k,1} = 2 \times 30,20 \text{ kN} = 60,40 \text{ kN}$

Infolge der Auflagerung mit einer Konsole und einem hochgezogenen Auflager entsteht eine Ausmitte. Diese Ausmitte ist zurzeit nicht näher bekannt.

Annahme $e_y \approx 0,15 \text{ m} + 0,125 \text{ m} = 0,28 \text{ m}$

Nachweis: siehe nächste Seite

Pos.: 4.2 Stütze Tragfähigkeit

- 69 -

Stahlbetonstütze (x64) B5+ 02/23B (FRILO R-2023-2/P07)

Grundparameter

Berechnungsgrundlagen

- Mehrfeldstütze mit auskragendem Ende, 2-achsig beansprucht
- Materialien C 30/37, BSt 420 S(A)

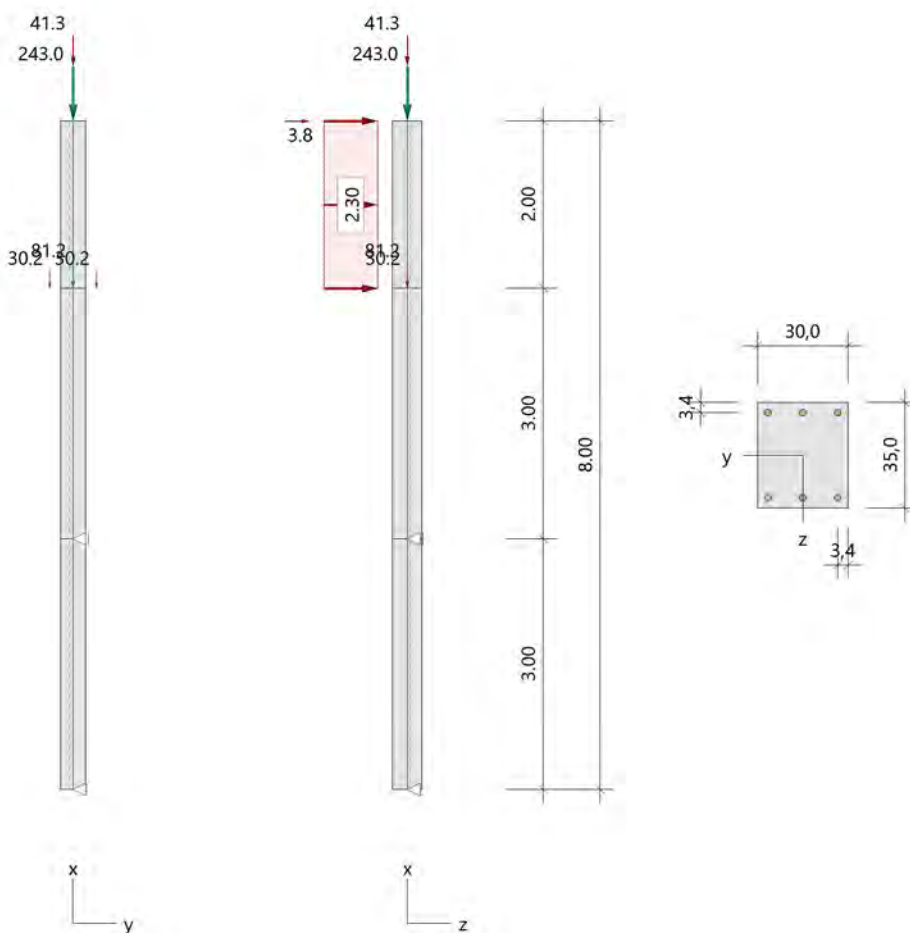
Norm und Sicherheitskonzept

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 : 91.4



Anforderungen Dauerhaftigkeit:

- 70 -

Betonangriff	X0
Bewehrungskorrosion	XC1
Mindestbetonklasse	C 16/20
Bügel	$d_{s,b} = 8 \text{ mm}$
Längsbewehrung	$d_{s,l} = 22 \text{ mm}$
Vorhaltemaß	$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$
Bügel	$c_{min,b} = 10 \text{ mm}$
Betondeckung	$c_{nom,b} = 20 \text{ mm}$
Längsbewehrung	$c_{min,l} = 22 \text{ mm} \quad *5$
Betondeckung	$c_{nom,l} = 32 \text{ mm}$
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b} = 24 \text{ mm}$
zul. Rissbreite	$w_{max} = 0.40 \text{ mm}$

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl

Endkriechzahl $\phi(t_0, \infty) = 2.85$ (Benutzervorgabe für alle Stützenabschnitte)

Materialauswahl

Beton C 30/37	$f_{ck} = 30.00 \text{ N/mm}^2$	$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$
Betonstahl BSt 420 S(A)	$f_{yk} = 420.00 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
	$k(f_y/f_y) = 1.00$	$\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ ‰}$ (Bügel und Längsbewehrung)

Material Bemessungswerte

Bemessungssituation	Beton C 30/37 $\alpha_{cc} = 0.85 \quad \alpha_{ct} = 0.85$			Betonstahl BSt 420 S(A)		
	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	17.00	1.15	1.15	365.22	365.22

Stützenabschnitte

Abschn.	Länge [m]	Querschnitt	e_y [cm]	e_z [cm]	b_y [cm]	d_z [cm]	$b_{i,y}$ [cm]	$d_{i,z}$ [cm]	b_1 [cm]	d_1 [cm]	Bewehrung	$A_{s,vorh}$ [cm ²]	$A_{s,erf}$ [cm ²]
3	2.00	Rechteck			30.0	35.0			3.4	3.4	umfangsverteilt	22.8	22.8
2	3.00	Rechteck			30.0	35.0			3.4	3.4	umfangsverteilt	22.8	22.8
1	3.00	Rechteck			30.0	35.0			3.4	3.4	umfangsverteilt	22.8	22.8

Lagerbedingungen

Lage	u_y [kN/m]	ϕ_z [kNm/rad]	u_z [kN/m]	ϕ_y [kNm/rad]
Kopfpunkt Abschnitt 1	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. H: Dächer	0.00	0.00	0.00		1.500
Windlasten	0.60	0.20	0.00		1.500
ständig				1.000	1.350

Punktlasten

- 71 -

Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e _y [cm]	e _z [cm]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
1	Stützenkopf		243.0							ständig		
2	Abschnitt 2 - Kopf		81.2							ständig		
3	Abschnitt 2 - Kopf		30.2	28.0						Kat. H		
4	Abschnitt 2 - Kopf		30.2	-28.0						Kat. H		
6	Stützenkopf						3.8			Wind		
7	Stützenkopf		41.3							Kat. H		

Verteilte Lasten

Nr.	Bauteil	Richtung	Abstand [m]	p _{Anf} [kN/m]	Länge [m]	p _{End} [kN/m]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
5	Abschnitt 3	in z		2.30	2.00	2.30	Wind		

Verteilte Lasten (Stützeigengewicht)

Nr.	Bauteil	Richtung	Abstand [m]	p _{Anf} [kN/m]	Länge [m]	p _{End} [kN/m]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
*	Abschnitt 3	in x		-2.63	2.00	-2.63	ständig		
*	Abschnitt 2	in x		-2.63	3.00	-2.63	ständig		
*	Abschnitt 1	in x		-2.63	3.00	-2.63	ständig		

Bezeichnungen der Lasten

- Last 1: Kopflast ständig

Berechnungsoptionen

Berechnungsoptionen

- kontinuierlicher Ansatz Eigengewichts
- Jeder Stützenabschnitt wird intern in 6 Unterelemente unterteilt

Bemessungsoptionen

- Lastniveau für Kriecheffekte: quasi-ständige Bemessungssituation
- Ansatz der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen über mod. Stahlarbeitslinie im GZG ($f_{ct,m}$)
- Mindestausmitten nach EN 1992-1-1, 6.1 (4) werden - sofern maßgebend - angesetzt
- Die Mindestbewehrung für Balken nach EN 1992, Abs. 9.2.1, wird nicht überprüft
- Die zusätzliche Abminderung der Steifigkeiten bei kleinen Bewehrungsgraden ist aktiviert

Ergebnisse

Kleinste Lastverzweigungsfaktoren

min $N_{cr}/N = 3,70$ in y- / $5,04$ 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	LK 2	LK 3	LK 4	LK 5	LK 6	LK 7	LK 8
Stützeigengewicht	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.00
Kopflast ständig	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.00
V = 81,2 kN (ständig)	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.00
V = 30,2 kN / e _y = 28,0 cm (Kat. H)				1.50	1.50	1.50		
V = 30,2 kN / e _y = -28,0 cm (Kat. H)			1.50		1.50			
p _z = 2,30 kN/m (Wind)	1.50	1.50						
F _z = 3,8 kN (Wind)	1.50	1.50						
V = 41,3 kN (Kat. H)			1.50	1.50	1.50		1.50	

Teil 2 - Lastkombinationen 9 - 9

- 72 -

Last	LK 9
Stützeigengewicht	1.35
Kopflast ständig	1.35
V = 81,2 kN (ständig)	1.35
V = 30,2 kN / e _y = 28,0 cm (Kat. H)	
V = 30,2 kN / e _y = -28,0 cm (Kat. H)	
p _z = 2,30 kN/m (Wind)	
F _z = 3,8 kN (Wind)	
V = 41,3 kN (Kat. H)	

Schlankheiten, Ausmitten und Kriecheffekte

LK	Abschnitt	Art	s _{k,y} [m]	s _{k,z} [m]	λ _y	λ _z	λ _{lim,y}	λ _{lim,z}	e _{i,y} [cm]	e _{i,z} [cm]	φ ^{eff}	f _{red}
1	3	Stütze	12.94	12.94	149.4	128.0	36.9	36.9	-2.3	2.3	0.510	1.000
1	2	Stütze	11.11	11.11	128.3	110.0	31.7	31.7	-1.0	1.0	0.370	1.000
1	1	Stütze	10.98	10.98	126.8	108.7	31.3	31.3	0.1	-0.1	0.370	1.000

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

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm ²]	A _{s,vorh} [cm ²]	Versagensart
1	8.00	-328.0	0.00	0.00	2.17	22.8	22.8	Querschnitt
	7.67	-329.2	-5.22	-1.32	2.17	22.8	22.8	
	7.33	-330.4	-10.82	-2.64	2.17	22.8	22.8	
	7.00	-331.6	-16.78	-3.94	2.17	22.8	22.8	
	6.67	-332.8	-23.09	-5.22	2.17	22.8	22.8	
	6.33	-334.0	-29.73	-6.47	2.17	22.8	22.8	
	6.00	-335.1	-36.69	-7.69	2.17	22.8	22.8	
1	6.00	-444.8	-36.69	-7.69	2.17	22.8	22.8	Querschnitt
	5.50	-446.5	-48.48	-9.84	2.17	22.8	22.8	
	5.00	-448.3	-59.91	-11.82	2.17	22.8	22.8	
	4.50	-450.1	-70.84	-13.58	2.17	22.8	22.8	
	4.00	-451.8	-81.13	-15.07	2.17	22.8	22.8	
	3.50	-453.6	-90.65	-16.27	2.17	22.8	22.8	
	3.00	-455.4	-99.25	-17.13	2.17	22.8	22.8	
1	3.00	-455.4	-99.25	-17.13	2.17	22.8	22.8	Querschnitt
	2.50	-457.2	-84.12	-14.82	2.17	22.8	22.8	
	2.00	-458.9	-68.17	-12.21	2.17	22.8	22.8	
	1.50	-460.7	-51.59	-9.35	2.17	22.8	22.8	
	1.00	-462.5	-34.60	-6.33	2.17	22.8	22.8	
	0.50	-464.2	-17.36	-3.19	2.17	22.8	22.8	
	0.00	-466.0	0.00	0.00	2.17	22.8	22.8	

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

Lager	Höhe [m]	A _{d,v} [kN]	H _{d,y} [kN]	M _{d,z} [kNm]	H _{d,z} [kN]	M _{d,y} [kNm]	LK
Abschnitt 1	3.00		-19.6	0.00	-6.2	0.00	3
			-5.6	0.00	45.5	0.00	1
			3.8	0.00	3.0	0.00	6
			19.6	0.00	-6.2	0.00	4
			-4.4	0.00	-6.9	0.00	3
Fußpunkt	0.00	345.2	3.2	0.00	-22.0	0.00	2
		618.6	10.2	0.00	-6.7	0.00	5
		345.2	3.3	0.00	-28.3	0.00	2

Lager	Höhe [m]	$A_{d,v}$ [kN]	$H_{d,y}$ [kN]	$M_{d,z}$ [kNm]	$H_{d,z}$ [kN]	$M_{d,y}$ [kNm]	3 - LK
		573.3	-19.7	0.00	6.3	0.00	4
		573.3	19.7	0.00	6.3	0.00	3
		466.0	5.7	0.00	-33.1	0.00	1
		573.3	4.4	0.00	6.9	0.00	3

Gebrauchstauglichkeit - Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6)

Angesetzte Bewehrungsflächen für die Nachweise im GZG

Abschnitt	angenommen A_s [cm ²]
3	22.8
2	22.8
1	22.8

Untersuchte Lastkombinationen (charakteristische Bemessungssituation)

Last	LK 1	LK 2	LK 3	LK 4	LK 5	LK 6	LK 7
Stützeigengewicht	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Kopflast ständig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$V = 81,2$ kN (ständig)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$V = 30,2$ kN / $e_y = 28,0$ cm (Kat. H)			1.00	1.00	1.00		
$V = 30,2$ kN / $e_y = -28,0$ cm (Kat. H)		1.00			1.00		
$p_z = 2,30$ kN/m (Wind)	1.00						
$F_z = 3,8$ kN (Wind)	1.00						
$V = 41,3$ kN (Kat. H)		1.00	1.00		1.00		1.00

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

LK	Höhe [m]	N_d [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	f_y [cm]	f_z [cm]	$f_{y,lim}$ [cm]	$f_{z,lim}$ [cm]	η
2, 1	8.00	-243.0	0.00	0.00	-0.5	1.4			
3, 1	7.67	-243.9	-1.66	0.13	0.5	1.3			
3, 1	7.33	-244.8	-3.58	0.25	0.4	1.2			
3, 1	7.00	-245.6	-5.76	0.38	0.4	1.0			
2, 1	6.67	-246.5	-8.18	-0.51	-0.3	0.9			
3, 1	6.33	-247.4	-10.86	0.64	0.3	0.8			
3, 1	6.00	-248.3	-13.79	0.76	0.3	0.7			
3, 1	6.00	-329.5	-13.79	9.22	0.3	0.7			
3, 1	5.50	-330.8	-18.48	9.47	0.2	0.5			
3, 1	5.00	-332.1	-23.14	9.69	0.1	0.4			
2, 1	4.50	-333.4	-27.76	-9.87	-0.1	0.3			
2, 1	4.00	-334.7	-32.31	-10.03	-0.1	0.2			
2, 1	3.50	-336.0	-36.80	-10.15	-0.02	0.1			
2, 1	3.00	-337.3	-41.21	-10.24	0.0	0.0			
2, 1	3.00	-337.3	-41.21	-10.24	0.0	0.0			
2, 1	2.50	-338.6	-34.48	-8.58	0.01	-0.04			
2, 1	2.00	-340.0	-27.67	-6.90	0.02	-0.1			
2, 1	1.50	-341.3	-20.80	-5.20	0.02	-0.1			
2, 1	1.00	-342.6	-13.89	-3.47	0.02	-0.05			
2, 1	0.50	-343.9	-6.95	-1.74	0.01	-0.02			
2, 1	0.00	-345.2	0.00	0.00	0.0	0.0			

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

- 74 -

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _y [cm]	f _z [cm]	f _{y,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	η
2,1	8.00	-243.0	0.00	0.00	-0.5	1.4			
3,1	7.67	-243.9	-1.66	0.13	0.5	1.3			
3,1	7.33	-244.8	-3.58	0.25	0.4	1.2			
3,1	7.00	-245.6	-5.76	0.38	0.4	1.0			
2,1	6.67	-246.5	-8.18	-0.51	-0.3	0.9			
3,1	6.33	-247.4	-10.86	0.64	0.3	0.8			
3,1	6.00	-248.3	-13.79	0.76	0.3	0.7			
3,1	6.00	-329.5	-13.79	9.22	0.3	0.7			
3,1	5.50	-330.8	-18.48	9.47	0.2	0.5			
3,1	5.00	-332.1	-23.14	9.69	0.1	0.4			
2,1	4.50	-333.4	-27.76	-9.87	-0.1	0.3			
2,1	4.00	-334.7	-32.31	-10.03	-0.1	0.2			
2,1	3.50	-336.0	-36.80	-10.15	-0.02	0.1			
2,1	3.00	-337.3	-41.21	-10.24	0.0	0.0			
2,1	3.00	-337.3	-41.21	-10.24	0.0	0.0			
2,1	2.50	-338.6	-34.48	-8.58	0.01	-0.04			
2,1	2.00	-340.0	-27.67	-6.90	0.02	-0.1			
2,1	1.50	-341.3	-20.80	-5.20	0.02	-0.1			
2,1	1.00	-342.6	-13.89	-3.47	0.02	-0.05			
2,1	0.50	-343.9	-6.95	-1.74	0.01	-0.02			
2,1	0.00	-345.2	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 _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	φ ^{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹ [N/mm ²]	η
1	8.00	-243.0	0.00	0.00	0.00	-0.062	-12.34	336.00	0.00
1	7.67	-243.9	-1.66	0.00	0.00	-0.057	-11.39	336.00	0.00
1	7.33	-244.8	-3.58	0.00	0.00	-0.052	-10.39	336.00	0.00
1	7.00	-245.6	-5.76	0.00	0.00	-0.045	-9.05	336.00	0.00
1	6.67	-246.5	-8.18	0.00	0.00	-0.038	-7.54	336.00	0.00
1	6.33	-247.4	-10.86	0.00	0.00	-0.029	-5.88	336.00	0.00
1	6.00	-248.3	-13.79	0.00	0.00	-0.020	-4.06	336.00	0.00
1	6.00	-329.5	-13.79	0.00	0.00	-0.041	-8.21	336.00	0.00
1	5.50	-330.8	-18.48	0.00	0.00	-0.026	-5.28	336.00	0.00
1	5.00	-332.1	-23.14	0.00	0.00	-0.012	-2.33	336.00	0.00
1	4.50	-333.4	-27.76	0.00	0.00	0.007	1.33	336.00	0.00
1	4.00	-334.7	-32.31	0.00	0.00	0.032	6.48	336.00	0.02
1	3.50	-336.0	-36.80	0.00	0.00	0.065	12.96	336.00	0.04
1	3.00	-337.3	-41.21	0.00	0.00	0.102	20.39	336.00	0.06
1	3.00	-337.3	-41.21	0.00	0.00	0.102	20.39	336.00	0.06
1	2.50	-338.6	-34.48	0.00	0.00	0.046	9.12	336.00	0.03
1	2.00	-340.0	-27.67	0.00	0.00	0.004	0.78	336.00	0.00
1	1.50	-341.3	-20.80	0.00	0.00	-0.022	-4.34	336.00	0.00
1	1.00	-342.6	-13.89	0.00	0.00	-0.044	-8.81	336.00	0.00
1	0.50	-343.9	-6.95	0.00	0.00	-0.066	-13.30	336.00	0.00
1	0.00	-345.2	0.00	0.00	0.00	-0.088	-17.56	336.00	0.00

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

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

- 75 -

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	φ ^{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹ [N/mm ²]	η
1	8.00	-243.0	0.00	0.00	0.00	-0.062	-12.34	336.00	0.00
1	7.67	-243.9	-1.66	0.00	0.00	-0.057	-11.39	336.00	0.00
1	7.33	-244.8	-3.58	0.00	0.00	-0.052	-10.39	336.00	0.00
1	7.00	-245.6	-5.76	0.00	0.00	-0.045	-9.05	336.00	0.00
1	6.67	-246.5	-8.18	0.00	0.00	-0.038	-7.54	336.00	0.00
1	6.33	-247.4	-10.86	0.00	0.00	-0.029	-5.88	336.00	0.00
1	6.00	-248.3	-13.79	0.00	0.00	-0.020	-4.06	336.00	0.00
1	6.00	-329.5	-13.79	0.00	0.00	-0.041	-8.21	336.00	0.00
1	5.50	-330.8	-18.48	0.00	0.00	-0.026	-5.28	336.00	0.00
1	5.00	-332.1	-23.14	0.00	0.00	-0.012	-2.33	336.00	0.00
1	4.50	-333.4	-27.76	0.00	0.00	0.007	1.33	336.00	0.00
1	4.00	-334.7	-32.31	0.00	0.00	0.032	6.48	336.00	0.02
1	3.50	-336.0	-36.80	0.00	0.00	0.065	12.96	336.00	0.04
1	3.00	-337.3	-41.21	0.00	0.00	0.102	20.39	336.00	0.06
1	3.00	-337.3	-41.21	0.00	0.00	0.102	20.39	336.00	0.06
1	2.50	-338.6	-34.48	0.00	0.00	0.046	9.12	336.00	0.03
1	2.00	-340.0	-27.67	0.00	0.00	0.004	0.78	336.00	0.00
1	1.50	-341.3	-20.80	0.00	0.00	-0.022	-4.34	336.00	0.00
1	1.00	-342.6	-13.89	0.00	0.00	-0.044	-8.81	336.00	0.00
1	0.50	-343.9	-6.95	0.00	0.00	-0.066	-13.30	336.00	0.00
1	0.00	-345.2	0.00	0.00	0.00	-0.088	-17.56	336.00	0.00

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

Untersuchte Lastkombinationen (quasi-ständige Bemessungssituation)

Last	LK 1
Stützeigengewicht	1.00
Kopflast ständig	1.00
V = 81,2 kN (ständig)	1.00
V = 30,2 kN / e _y = 28,0 cm (Kat. H)	
V = 30,2 kN / e _y = -28,0 cm (Kat. H)	
p _z = 2,30 kN/m (Wind)	
F _z = 3,8 kN (Wind)	
V = 41,3 kN (Kat. H)	

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

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ε _c [‰]	σ _c [N/mm ²]	σ _{c,lim} ¹ [N/mm ²]	vorh f _{φ,nl}	erf f _{φ,nl}	η
1	8.00	-243.0	0.00	0.00	-0.062	-2.06	-13.50	1.00		0.15
1	7.67	-243.9	0.00	0.00	-0.063	-2.07	-13.50	1.00		0.15
1	7.33	-244.8	0.00	0.00	-0.063	-2.08	-13.50	1.00		0.15
1	7.00	-245.6	0.00	0.00	-0.063	-2.08	-13.50	1.00		0.15
1	6.67	-246.5	0.00	0.00	-0.063	-2.09	-13.50	1.00		0.15
1	6.33	-247.4	0.00	0.00	-0.064	-2.10	-13.50	1.00		0.16
1	6.00	-248.3	0.00	0.00	-0.064	-2.10	-13.50	1.00		0.16
1	6.00	-329.5	0.00	0.00	-0.085	-2.79	-13.50	1.00		0.21
1	5.50	-330.8	0.00	0.00	-0.085	-2.80	-13.50	1.00		0.21
1	5.00	-332.1	0.00	0.00	-0.085	-2.81	-13.50	1.00		0.21
1	4.50	-333.4	0.00	0.00	-0.086	-2.82	-13.50	1.00		0.21
1	4.00	-334.7	0.00	0.00	-0.086	-2.83	-13.50	1.00		0.21
1	3.50	-336.0	0.00	0.00	-0.086	-2.84	-13.50	1.00		0.21
1	3.00	-337.3	0.00	0.00	-0.087	-2.86	-13.50	1.00		0.21

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ε _c [‰]	σ _c [N/mm ²]	σ _{c,lim} ¹ [N/mm ²]	vorh f _{φ,nl}	erf f _{φ,nl}	7/6 - η
1	3.00	-337.3	0.00	0.00	-0.087	-2.86	-13.50	1.00		0.21
1	2.50	-338.6	0.00	0.00	-0.087	-2.87	-13.50	1.00		0.21
1	2.00	-340.0	0.00	0.00	-0.087	-2.88	-13.50	1.00		0.21
1	1.50	-341.3	0.00	0.00	-0.088	-2.89	-13.50	1.00		0.21
1	1.00	-342.6	0.00	0.00	-0.088	-2.90	-13.50	1.00		0.21
1	0.50	-343.9	0.00	0.00	-0.088	-2.91	-13.50	1.00		0.22
1	0.00	-345.2	0.00	0.00	-0.089	-2.92	-13.50	1.00		0.22

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

Bewehrungsanordnung

Gewählte Bewehrungsanordnung

Stützenabschnitt	Stabnummer	∅ [mm]	Fläche [cm ²]	y [cm]	z [cm]
Abschnitt 3 Bügel: 12∅8 mm	1	22	3.8	-11.6	-14.1
	2	22	3.8	11.6	-14.1
	3	22	3.8	11.6	14.1
	4	22	3.8	-11.6	14.1
	5	22	3.8	0.0	-14.1
	6	22	3.8	0.0	14.1
			22.8		
Abschnitt 2 Bügel: 16∅8 mm	1	22 ¹	3.8	-11.6	-14.1
	2	22 ¹	3.8	11.6	-14.1
	3	22 ¹	3.8	11.6	14.1
	4	22 ¹	3.8	-11.6	14.1
	5	22 ¹	3.8	0.0	-14.1
	6	22 ¹	3.8	0.0	14.1
			22.8		
Abschnitt 1 Bügel: 16∅8 mm	1	22 ¹	3.8	-11.6	-14.1
	2	22 ¹	3.8	11.6	-14.1
	3	22 ¹	3.8	11.6	14.1
	4	22 ¹	3.8	-11.6	14.1
	5	22 ¹	3.8	0.0	-14.1
	6	22 ¹	3.8	0.0	14.1
			22.8		

1 : benutzerdefinierter Bewehrungsdurchmesser

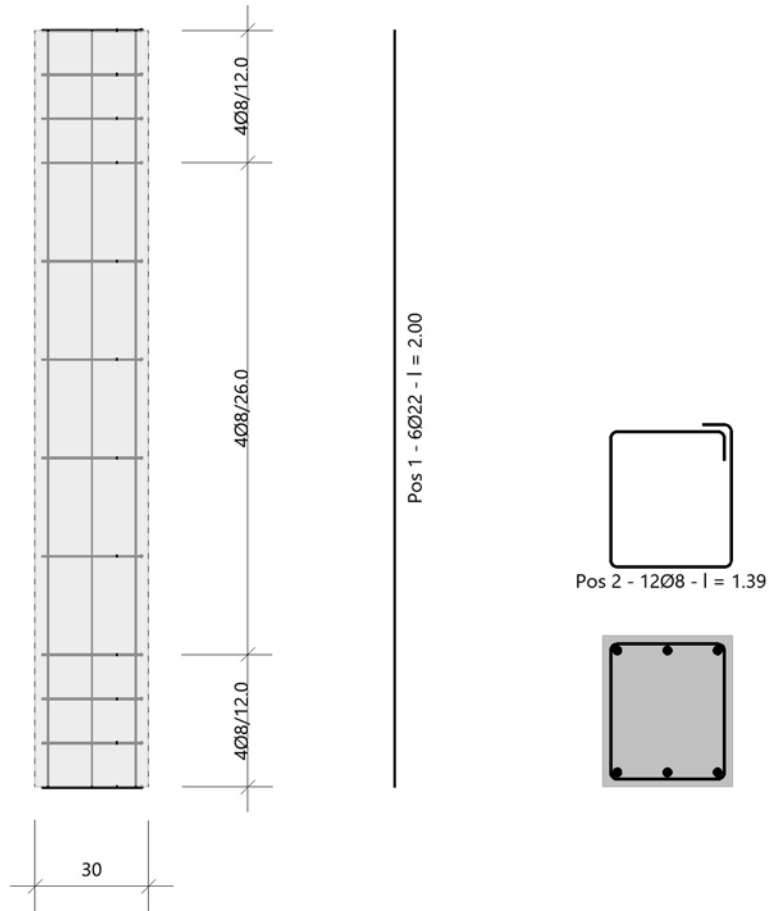
Realisierte Betondeckung

Stützenabschnitt	erf. c _{nom,L} [cm]	erf. c _{nom,B} [cm]	vorh. c _{nom,L} [cm]	vorh. c _{nom,B} [cm]
Abschnitt 3	3.2	2.0	2.3 !!!	1.5 !!!
Abschnitt 2	3.2	2.0	2.3 !!!	1.5 !!!
Abschnitt 1	3.2	2.0	2.3 !!!	1.5 !!!

Bewehrungsbilder

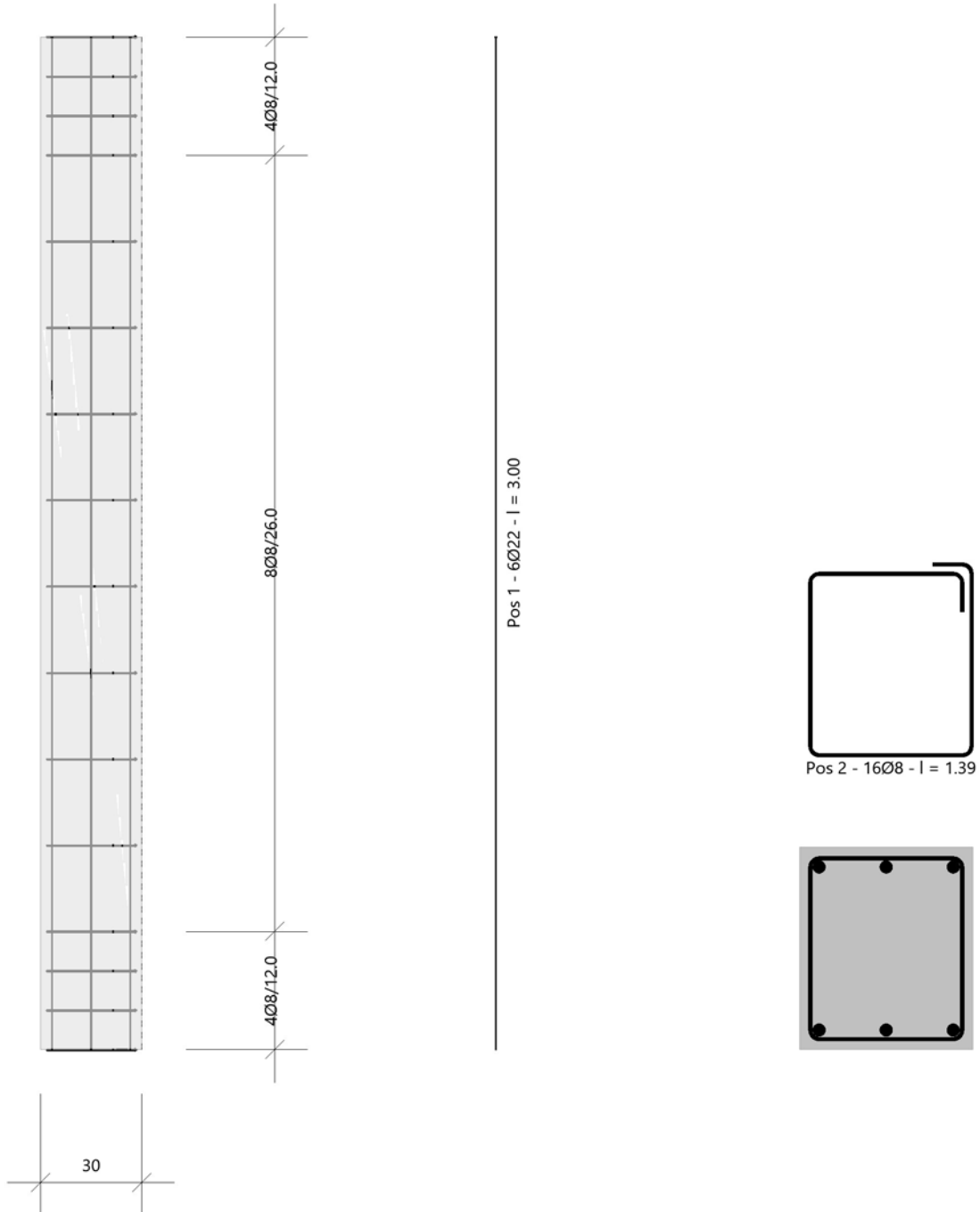
Abschnitt 3
Maßstab 1 : 20

- 77 -



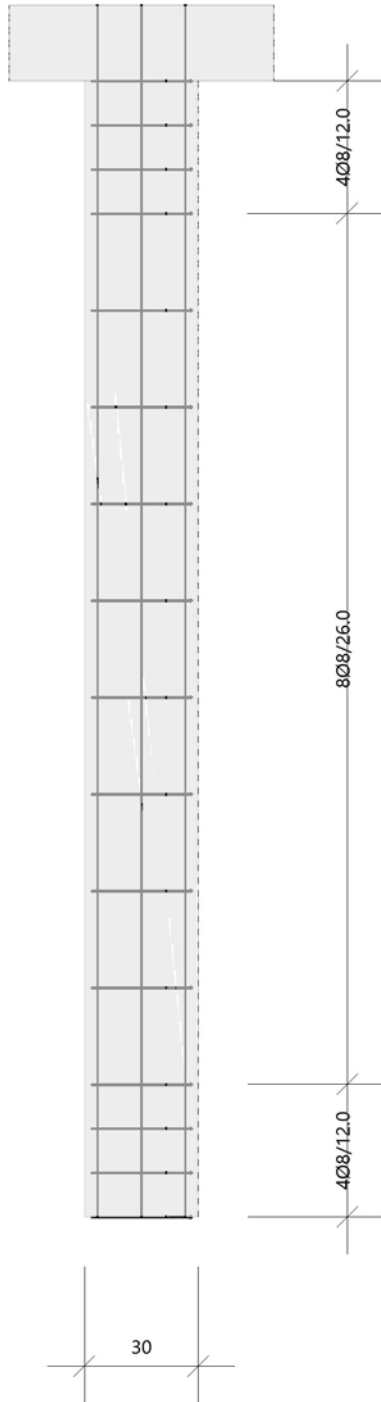
Abschnitt 2
Maßstab 1 : 20

- 78 -

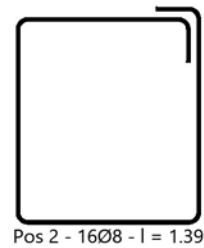


Abschnitt 1
Maßstab 1 : 20

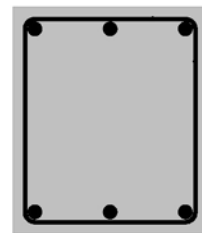
- 79 -



Pos 1 - 6Ø22 - l = 3.20



Pos 2 - 16Ø8 - l = 1.39



Pos.: 4.2 Stütze Brandschutz

- 80 -

Stahlbetonstütze (x64) B5+ 02/23B (FRILO R-2023-2/P07)

Grundparameter

Berechnungsgrundlagen

- Mehrfeldstütze mit auskragendem Ende, 2-achsig beansprucht
- Materialien C 30/37, BSt 420 S(A)

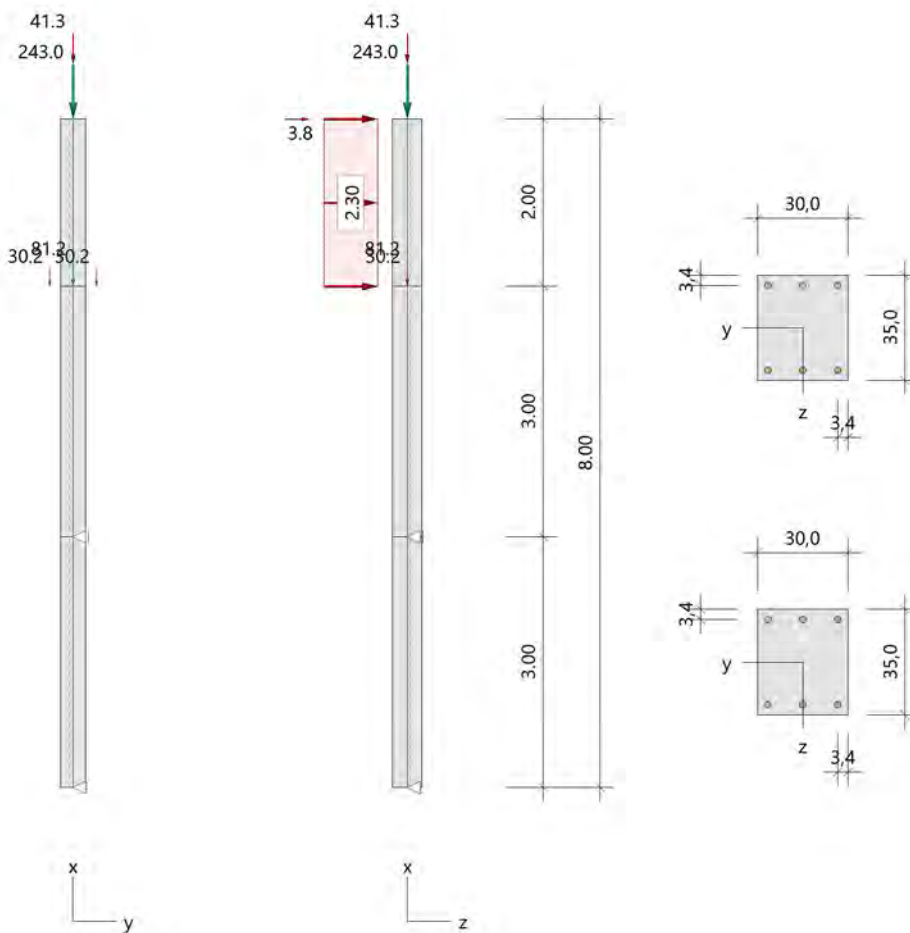
Norm und Sicherheitskonzept

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 : 91.4



Anforderungen Dauerhaftigkeit:

- 81 -

Betonangriff	X0
Bewehrungskorrosion	XC1
Mindestbetonklasse	C 16/20
Bügel	$d_{s,b} = 8$ mm
Längsbewehrung	$d_{s,l} = 22$ mm
Vorhaltemaß	$\Delta C_{dev} = 10$ mm
Bügel	$c_{min,b} = 10$ mm
Betondeckung	$c_{nom,b} = 20$ mm
Längsbewehrung	$c_{min,l} = 22$ mm *5
Betondeckung	$c_{nom,l} = 32$ mm
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b} = 24$ mm
zul. Rissbreite	$w_{max} = 0.40$ mm

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl

Endkriechzahl $\phi(t_0, \infty) = 2.85$ (Benutzervorgabe für alle Stützenabschnitte)

Materialauswahl

Beton C 30/37	$f_{ck} = 30.00$ N/mm ²	$E_{cm} = 33000$ N/mm ²
Betonstahl BSt 420 S(A)	$f_{yk} = 420.00$ N/mm ²	$E_s = 200000$ N/mm ²
	$k(f_y/f_y) = 1.00$	$\epsilon_{uk} = 25.0$ ‰ (Bügel und Längsbewehrung)

Material Bemessungswerte

Bemessungssituation	Beton C 30/37 $\alpha_{cc} = 0.85$ $\alpha_{ct} = 0.85$			Betonstahl BSt 420 S(A)		
	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	17.00	1.15	1.15	365.22	365.22

Stützenabschnitte

Abschn.	Länge [m]	Querschnitt	e_y [cm]	e_z [cm]	b_y [cm]	d_z [cm]	$b_{i,y}$ [cm]	$d_{i,z}$ [cm]	b_1 [cm]	d_1 [cm]	Bewehrung	$A_{s,vorh}$ [cm ²]	$A_{s,erf}$ [cm ²]
3	2.00	Rechteck			30.0	35.0			3.4	3.4	umfangsverteilt	22.8	22.8
2	3.00	Rechteck			30.0	35.0			3.4	3.4	umfangsverteilt	22.8	22.8
1	3.00	Rechteck			30.0	35.0			3.4	3.4	umfangsverteilt	22.8	22.8

Lagerbedingungen

Lage	u_y [kN/m]	ϕ_z [kNm/rad]	u_z [kN/m]	ϕ_y [kNm/rad]
Kopfpunkt Abschnitt 1	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. H: Dächer	0.00	0.00	0.00		1.500
Windlasten	0.60	0.20	0.00		1.500
ständig				1.000	1.350

Punktlasten

- 82 -

Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e _y [cm]	e _z [cm]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
1	Stützenkopf		243.0							ständig		
2	Abschnitt 2 - Kopf		81.2							ständig		
3	Abschnitt 2 - Kopf		30.2	28.0						Kat. H		
4	Abschnitt 2 - Kopf		30.2	-28.0						Kat. H		
6	Stützenkopf						3.8			Wind		
7	Stützenkopf		41.3							Kat. H		

Verteilte Lasten

Nr.	Bauteil	Richtung	Abstand [m]	p _{Anf} [kN/m]	Länge [m]	p _{End} [kN/m]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
5	Abschnitt 3	in z		2.30	2.00	2.30	Wind		

Verteilte Lasten (Stützeigengewicht)

Nr.	Bauteil	Richtung	Abstand [m]	p _{Anf} [kN/m]	Länge [m]	p _{End} [kN/m]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
*	Abschnitt 3	in x		-2.63	2.00	-2.63	ständig		
*	Abschnitt 2	in x		-2.63	3.00	-2.63	ständig		
*	Abschnitt 1	in x		-2.63	3.00	-2.63	ständig		

Bezeichnungen der Lasten

- Last 1: Kopflast ständig

Berechnungsoptionen

Berechnungsoptionen

- kontinuierlicher Ansatz Eigengewichts
- Jeder Stützenabschnitt wird intern in 6 Unterelemente unterteilt

Bemessungsoptionen

- Lastniveau für Kriecheffekte: quasi-ständige Bemessungssituation
- Ansatz der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen über mod. Stahlarbeitslinie im GZG ($f_{ct,m}$)
- Mindestausmitteln 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

Optionen für den Brandschutznachweis

- Nachzuweisende Feuerwiderstandsklasse: R90
- Abschnitt 1: Brandangriff = gesamter Stützenumfang
- Abschnitt 2: Brandangriff = gesamter Stützenumfang
- Abschnitt 3: Brandangriff = gesamter Stützenumfang
- Der Nachweis wird in der außergewöhnlichen Bemessungssituation unter Beachtung von EN 1991-1-2, 4.3.1, geführt.
- Die Schiefstellung ist auf $\theta \leq 1/500$ begrenzt.
- Steifigkeitsabminderung für Bewehrungsgrade $\rho < 2.0\%$: $EI_{eff,cal} = EI_{eff} * (\rho/0.02)^{0.5}$
- Der Nachweis wird unter Berücksichtigung der thermischen Dehnungen geführt.

Bewehrungsanordnung

- 83 -

Gewählte Bewehrungsanordnung und Temperaturen nach 90 min

Stützenabschnitt	Stabnummer	Ø [mm]	Fläche [cm ²]	y [cm]	z [cm]	Temperatur [°C]	f _{sy,θ} /f _{yk} [%]
Abschnitt 3 Bügel: 12Ø8 mm	1	22 ¹	3.8	-11.6	-14.1	700	12
	2	22 ¹	3.8	11.6	-14.1	700	12
	3	22 ¹	3.8	11.6	14.1	700	12
	4	22 ¹	3.8	-11.6	14.1	700	12
	5	22 ¹	3.8	0.0	-14.1	475	74
	6	22 ¹	3.8	0.0	14.1	475	74
Abschnitt 2 Bügel: 16Ø8 mm	1	22 ¹	3.8	-11.6	-14.1	700	12
	2	22 ¹	3.8	11.6	-14.1	700	12
	3	22 ¹	3.8	11.6	14.1	700	12
	4	22 ¹	3.8	-11.6	14.1	700	12
	5	22 ¹	3.8	0.0	-14.1	475	74
	6	22 ¹	3.8	0.0	14.1	475	74
Abschnitt 1 Bügel: 16Ø8 mm	1	22 ¹	3.8	-11.6	-14.1	700	12
	2	22 ¹	3.8	11.6	-14.1	700	12
	3	22 ¹	3.8	11.6	14.1	700	12
	4	22 ¹	3.8	-11.6	14.1	700	12
	5	22 ¹	3.8	0.0	-14.1	475	74
	6	22 ¹	3.8	0.0	14.1	475	74
			22.8				

1 : benutzerdefinierter Bewehrungsdurchmesser

Realisierte Betondeckung

Stützenabschnitt	erf. C _{nom,L} [cm]	erf. C _{nom,B} [cm]	vorh. C _{nom,L} [cm]	vorh. C _{nom,B} [cm]
Abschnitt 3	3.2	2.0	2.3 !!!	1.5 !!!
Abschnitt 2	3.2	2.0	2.3 !!!	1.5 !!!
Abschnitt 1	3.2	2.0	2.3 !!!	1.5 !!!

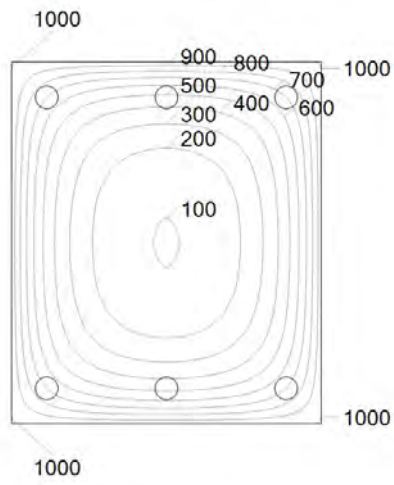
Temperaturverteilung im Querschnitt

Stützenabschnitt(e) 1, 2 und 3:

Wärmeübergangskoeffizient	α =	25.0 W/(m ² K)
Wärmeübergangskoeffizient unbeflammt	α _c =	5.0 W/(m ² K)
Emissivität	ε _m =	0.70
Betonfeuchte	u =	3.0 %
Wärmeleitfähigkeit	λ =	obere Grenze
Rohdichte	ρ =	2400 kg/m ³
Elementgröße	d _{Elem} =	1.1 cm
Betonzuschlag	=	quarzitisch
Betonstahl	=	kaltgewalzt
Thermische Leitfähigkeit des Stahls	=	vernachlässigt

Temperaturfeld Rechteck 30x35 t=90min

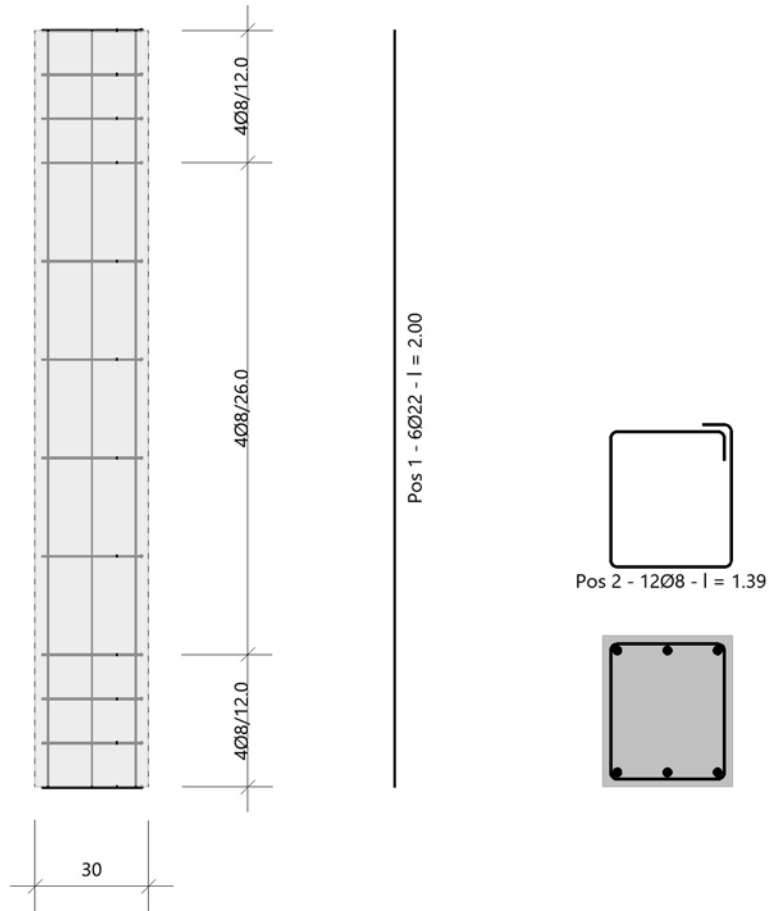
- 84 -



Bewehrungsbilder

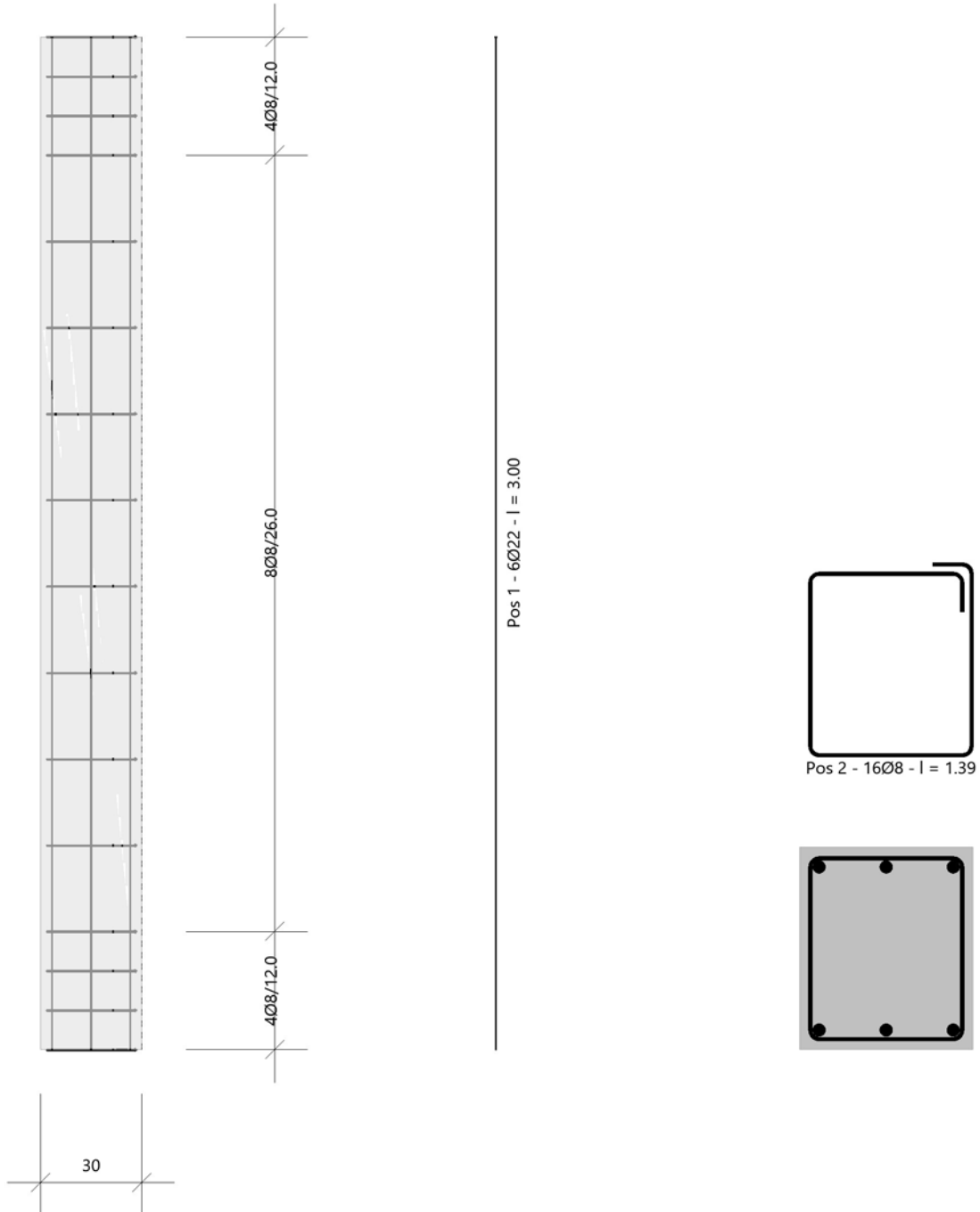
- 85 -

Abschnitt 3
Maßstab 1 : 20



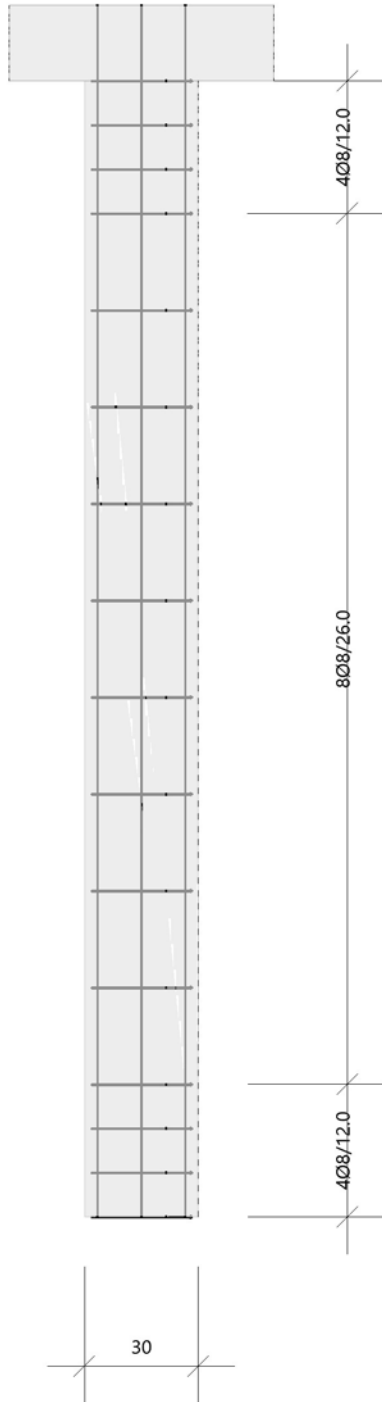
Abschnitt 2
Maßstab 1 : 20

- 86 -

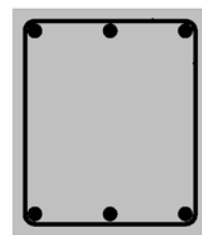
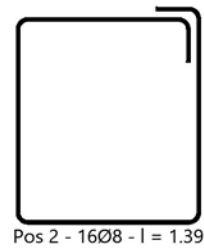


Abschnitt 1
Maßstab 1 : 20

- 87 -



Pos 1 - 6Ø22 - | = 3.20



Pos.: 4.2 Stütze BrandschutzB

- 88 -

Stahlbetonstütze (x64) B5+ 02/23B (FRILO R-2023-2/P07)

Grundparameter

Berechnungsgrundlagen

- Mehrfeldstütze mit auskragendem Ende, 2-achsig beansprucht
- Materialien C 30/37, BSt 420 S(A)

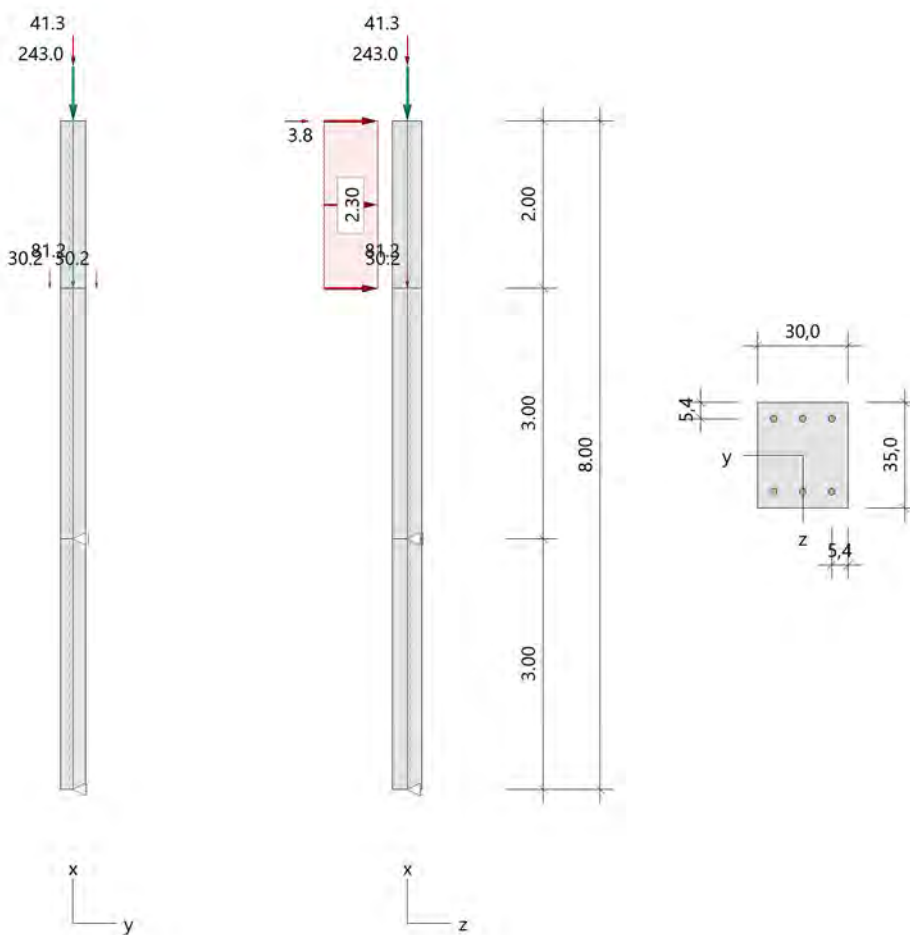
Norm und Sicherheitskonzept

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 : 91.4



Anforderungen Dauerhaftigkeit:

- 89 -

Betonangriff	X0
Bewehrungskorrosion	XC1
Mindestbetonklasse	C 16/20
Bügel	$d_{s,b} = 8 \text{ mm}$
Längsbewehrung	$d_{s,l} = 22 \text{ mm}$
Vorhaltemaß	$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$
Bügel	$C_{min,b} = 10 \text{ mm}$
Betondeckung	$C_{nom,b} = 20 \text{ mm}$
Längsbewehrung	$C_{min,l} = 22 \text{ mm} \quad *5$
Betondeckung	$C_{nom,l} = 32 \text{ mm}$
Verlegemaß Bügel	$C_{v,b} = 24 \text{ mm}$
zul. Rissbreite	$w_{max} = 0.40 \text{ mm}$

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl

Endkriechzahl $\phi(t_0, \infty) = 2.85$ (Benutzervorgabe für alle Stützenabschnitte)

Materialauswahl

Beton C 30/37	$f_{ck} = 30.00 \text{ N/mm}^2$	$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$
Betonstahl BSt 420 S(A)	$f_{yk} = 420.00 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
	$k(f_y/f_y) = 1.00$	$\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ ‰}$ (Bügel und Längsbewehrung)

Material Bemessungswerte

Bemessungssituation	Beton C 30/37 $\alpha_{cc} = 0.85 \quad \alpha_{ct} = 0.85$			Betonstahl BSt 420 S(A)		
	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	17.00	1.15	1.15	365.22	365.22

Stützenabschnitte

Abschn.	Länge [m]	Querschnitt	e_y [cm]	e_z [cm]	b_y [cm]	d_z [cm]	$b_{i,y}$ [cm]	$d_{i,z}$ [cm]	b_1 [cm]	d_1 [cm]	Bewehrung	$A_{s,vorh}$ [cm ²]	$A_{s,erf}$ [cm ²]
3	2.00	Rechteck			30.0	35.0			5.4	5.4	umfangsverteilt	22.8	32.0
2	3.00	Rechteck			30.0	35.0			5.4	5.4	umfangsverteilt	22.8	32.0
1	3.00	Rechteck			30.0	35.0			5.4	5.4	umfangsverteilt	22.8	32.0

Lagerbedingungen

Lage	u_y [kN/m]	ϕ_z [kNm/rad]	u_z [kN/m]	ϕ_y [kNm/rad]
Kopfpunkt Abschnitt 1	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. H: Dächer	0.00	0.00	0.00		1.500
Windlasten	0.60	0.20	0.00		1.500
ständig				1.000	1.350

Punktlasten

- 90 -

Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e _y [cm]	e _z [cm]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
1	Stützenkopf		243.0							ständig		
2	Abschnitt 2 - Kopf		81.2							ständig		
3	Abschnitt 2 - Kopf		30.2	28.0						Kat. H		
4	Abschnitt 2 - Kopf		30.2	-28.0						Kat. H		
6	Stützenkopf						3.8			Wind		
7	Stützenkopf		41.3							Kat. H		

Verteilte Lasten

Nr.	Bauteil	Richtung	Abstand [m]	p _{Anf} [kN/m]	Länge [m]	p _{End} [kN/m]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
5	Abschnitt 3	in z		2.30	2.00	2.30	Wind		

Verteilte Lasten (Stützeigengewicht)

Nr.	Bauteil	Richtung	Abstand [m]	p _{Anf} [kN/m]	Länge [m]	p _{End} [kN/m]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
*	Abschnitt 3	in x		-2.63	2.00	-2.63	ständig		
*	Abschnitt 2	in x		-2.63	3.00	-2.63	ständig		
*	Abschnitt 1	in x		-2.63	3.00	-2.63	ständig		

Bezeichnungen der Lasten

- Last 1: Kopflast ständig

Berechnungsoptionen

Berechnungsoptionen

- kontinuierlicher Ansatz Eigengewichts
- Jeder Stützenabschnitt wird intern in 6 Unterelemente unterteilt

Bemessungsoptionen

- Lastniveau für Kriecheffekte: quasi-ständige Bemessungssituation
- Ansatz der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen über mod. Stahlarbeitslinie im GZG ($f_{ct,m}$)
- Mindestausmitten nach EN 1992-1-1, 6.1 (4) werden - sofern maßgebend - angesetzt
- Die Mindestbewehrung für Balken nach EN 1992, Abs. 9.2.1, wird nicht überprüft
- Die zusätzliche Abminderung der Steifigkeiten bei kleinen Bewehrungsgraden ist aktiviert

Optionen für den Brandschutznachweis

- Nachzuweisende Feuerwiderstandsklasse: R90
- Abschnitt 1: Brandangriff = gesamter Stützenumfang
- Abschnitt 2: Brandangriff = gesamter Stützenumfang
- Abschnitt 3: Brandangriff = gesamter Stützenumfang
- Der Nachweis wird in der außergewöhnlichen Bemessungssituation unter Beachtung von EN 1991-1-2, 4.3.1, geführt.
- Die Schiefstellung ist auf $\theta \leq 1/500$ begrenzt.
- Steifigkeitsabminderung für Bewehrungsgrade $\rho < 2.0\%$: $EI_{eff,cal} = EI_{eff} * (\rho/0.02)^{0.5}$
- Der Nachweis wird unter Berücksichtigung der thermischen Dehnungen geführt.

Ergebnisse

Kleinste Lastverzweigungsfaktoren

min $N_{cr}/N = 3,70$ in y- / $5,04$ in z-Richtung (nur Betonquerschnitt)

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

- 91 -

Untersuchte Lastkombinationen (ständige/vorübergehende Bemessungssituation)

Teil 1 - Lastkombinationen 1 - 8

Last	LK 1	LK 2	LK 3	LK 4	LK 5	LK 6	LK 7	LK 8
Stützeigengewicht	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.00
Kopflast ständig	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.00
V = 81,2 kN (ständig)	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.00
V = 30,2 kN / e _y = 28,0 cm (Kat. H)				1.50	1.50	1.50		
V = 30,2 kN / e _y = -28,0 cm (Kat. H)			1.50		1.50			
p _z = 2,30 kN/m (Wind)	1.50	1.50						
F _z = 3,8 kN (Wind)	1.50	1.50						
V = 41,3 kN (Kat. H)			1.50	1.50	1.50		1.50	

Teil 2 - Lastkombinationen 9 - 9

Last	LK 9
Stützeigengewicht	1.35
Kopflast ständig	1.35
V = 81,2 kN (ständig)	1.35
V = 30,2 kN / e _y = 28,0 cm (Kat. H)	
V = 30,2 kN / e _y = -28,0 cm (Kat. H)	
p _z = 2,30 kN/m (Wind)	
F _z = 3,8 kN (Wind)	
V = 41,3 kN (Kat. H)	

Schlankheiten, Ausmitten und Kriecheffekte

LK	Abschnitt	Art	s _{k,y} [m]	s _{k,z} [m]	λ _y	λ _z	λ _{lim,y}	λ _{lim,z}	e _{i,y} [cm]	e _{i,z} [cm]	φ ^{eff}	f _{red}
3	3	Stütze	13.06	13.06	150.8	129.3	33.9	33.9	-2.3	-2.3	1.776	1.000
3	2	Stütze	10.98	10.98	126.8	108.7	28.5	28.5	-1.0	-1.0	0.973	1.000
3	1	Stütze	10.88	10.88	125.6	107.6	28.2	28.2	0.1	0.1	0.973	1.000

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

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm ²]	A _{s,vorh} [cm ²]	Versagensart
3	8.00	-390.0	0.00	0.00	3.05	32.0	22.8!!	Stabilität
	7.67	-391.2	1.62	-4.80	3.05	32.0	22.8!!	
	7.33	-392.4	3.22	-9.59	3.05	32.0	22.8!!	
	7.00	-393.5	4.81	-14.34	3.05	32.0	22.8!!	
	6.67	-394.7	6.38	-19.02	3.05	32.0	22.8!!	
	6.33	-395.9	7.90	-23.62	3.05	32.0	22.8!!	
	6.00	-397.1	9.38	-28.10	3.05	32.0	22.8!!	
3	6.00	-552.0	9.38	-40.78	3.05	32.0	22.8!!	Stabilität
	5.50	-553.8	12.07	-49.44	3.05	32.0	22.8!!	
	5.00	-555.6	14.55	-57.38	3.05	32.0	22.8!!	
	4.50	-557.3	16.74	-64.40	3.05	32.0	22.8!!	
	4.00	-559.1	18.60	-70.36	3.05	32.0	22.8!!	
	3.50	-560.9	20.09	-75.09	3.05	32.0	22.8!!	
	3.00	-562.6	21.15	-78.49	3.05	32.0	22.8!!	
3	3.00	-562.6	21.15	-78.49	3.05	32.0	22.8!!	Stabilität
	2.50	-564.4	18.31	-67.48	3.05	32.0	22.8!!	
	2.00	-566.2	15.09	-55.29	3.05	32.0	22.8!!	
	1.50	-568.0	11.57	-42.20	3.05	32.0	22.8!!	
	1.00	-569.7	7.83	-28.47	3.05	32.0	22.8!!	

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm ²]	A _{s,vorh} [cm ²]	Versagensart
	0.50	-571.5	3.95	-14.33	3.05	32.0	22.8!!	
	0.00	-573.3	0.00	0.00	3.05	32.0	22.8!!	

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

Lager	Höhe [m]	A _{d,v} [kN]	H _{d,y} [kN]	M _{d,z} [kNm]	H _{d,z} [kN]	M _{d,y} [kNm]	LK
Abschnitt 1	3.00		-26.1	0.00	-7.0	0.00	3
			-9.4	0.00	53.6	0.00	1
			10.9	0.00	3.0	0.00	6
			26.1	0.00	-7.0	0.00	4
Fußpunkt	0.00	345.2	3.7	0.00	-23.8	0.00	2
			10.7	0.00	-6.8	0.00	5
			4.0	0.00	-31.1	0.00	2
			-26.1	0.00	7.0	0.00	4
			26.1	0.00	7.0	0.00	3
			9.4	0.00	-41.1	0.00	1

Tragfähigkeit - Brand (R90) - Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6)

Untersuchte Lastkombinationen (Bemessungssituation Brand)

Last	LK 1	LK 2	LK 3
Stützeigengewicht	1.00	1.00	1.00
Kopflast ständig	1.00	1.00	1.00
V = 81,2 kN (ständig)	1.00	1.00	1.00
V = 30,2 kN / e _y = 28,0 cm (Kat. H)			
V = 30,2 kN / e _y = -28,0 cm (Kat. H)			
p _z = 2,30 kN/m (Wind)	0.20		0.20
F _z = 3,8 kN (Wind)	0.20		
V = 41,3 kN (Kat. H)			

Schlankheiten, Ausmitten und Kriecheffekte

LK	Abschnitt	Art	s _{k,y} [m]	s _{k,z} [m]	λ _y	λ _z	λ _{lim,y}	λ _{lim,z}	e _{i,y} * [cm]	e _{i,z} * [cm]	φ _{eff}	f _{red}
1	3	Stütze	12.94	12.94	149.4	128.0	0.0	0.0	-1.3	1.3	0.000	1.000
1	2	Stütze	11.11	11.11	128.3	110.0	0.0	0.0	-0.5	0.5	0.000	1.000
3	1	Stütze	10.98	10.98	126.8	108.7	0.0	0.0	0.05	0.05	0.000	1.000

* Benutzervorgabe für anzusetzende Schiefstellung: 1/500

Schnittgrößen und Biegebemessung nach Th. II. O. mit e_i (Bemessungssituation Brand)

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm ²]	A _{s,vorh} [cm ²]	Versagensart
1	8.00	-243.0	0.00	0.00	7.92	83.2	22.8!!	Stabilität
	7.67	-243.9	-0.92	-2.92	7.92	83.2	22.8!!	
	7.33	-244.8	-1.88	-5.83	7.92	83.2	22.8!!	
	7.00	-245.6	-2.89	-8.71	7.92	83.2	22.8!!	
	6.67	-246.5	-3.95	-11.54	7.92	83.2	22.8!!	
	6.33	-247.4	-5.03	-14.31	7.92	83.2	22.8!!	
	6.00	-248.3	-6.15	-16.98	7.92	83.2	22.8!!	
1	6.00	-329.5	-6.15	-16.98	7.92	83.2	22.8!!	Stabilität
	5.50	-330.8	-8.03	-21.97	7.92	83.2	22.8!!	
	5.00	-332.1	-9.83	-26.53	7.92	83.2	22.8!!	
	4.50	-333.4	-11.51	-30.57	7.92	83.2	22.8!!	

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm ²]	A _{s,vorh} [cm ²]	Versagensart
3	4.00	-334.7	-13.08	-34.02	7.92	83.2	22.8!!	Querschnitt
	3.50	-336.0	-14.49	-36.79	7.92	83.2	22.8!!	
	3.00	-337.3	-15.75	-38.82	7.92	83.2	22.8!!	
	3.00	-337.3	-0.25	-38.71	7.92	83.2	22.8!!	
	2.50	-338.6	-0.10	-33.55	7.92	83.2	22.8!!	
	2.00	-340.0	-0.01	-27.71	7.92	83.2	22.8!!	
	1.50	-341.3	0.04	-21.30	7.92	83.2	22.8!!	
	1.00	-342.6	0.04	-14.45	7.92	83.2	22.8!!	
	0.50	-343.9	0.03	-7.30	7.92	83.2	22.8!!	
0.00	-345.2	0.00	0.00	7.92	83.2	22.8!!		

Auflagerreaktionen - Extremwerte aus allen berechneten Überlagerungen (Brand)

Lager	Höhe [m]	A _{d,v} [kN]	H _{d,y} [kN]	M _{d,z} [kNm]	H _{d,z} [kN]	M _{d,y} [kNm]	LK
Abschnitt 1	3.00		-12.9	0.00	-1.6	0.00	2
			-12.9	0.00	6.9	0.00	1
			-14.9	0.00	3.6	0.00	1
			-12.9	0.00	1.0	0.00	3
Fußpunkt	0.00	345.2	12.9	0.00	-0.1	0.00	3
			14.9	0.00	-1.9	0.00	1
			12.9	0.00	-5.2	0.00	1
			12.9	0.00	1.7	0.00	2

Gebrauchstauglichkeit - Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6)

Angesetzte Bewehrungsflächen für die Nachweise im GZG

Abschnitt	angenommen A _s [cm ²]
3	83.2
2	83.2
1	83.2

Untersuchte Lastkombinationen (charakteristische Bemessungssituation)

Last	LK 1	LK 2	LK 3	LK 4	LK 5	LK 6	LK 7
Stützeigengewicht	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Kopflast ständig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
V = 81,2 kN (ständig)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
V = 30,2 kN / e _y = 28,0 cm (Kat. H)			1.00	1.00	1.00		
V = 30,2 kN / e _y = -28,0 cm (Kat. H)		1.00			1.00		
p _z = 2,30 kN/m (Wind)	1.00						
F _z = 3,8 kN (Wind)	1.00						
V = 41,3 kN (Kat. H)		1.00	1.00		1.00		1.00

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

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _y [cm]	f _z [cm]	f _{y,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	η
3, 1	8.00	-243.0	0.00	0.00	0.4	1.1			
3, 1	7.67	-243.9	-1.61	0.10	0.4	1.0			
2, 1	7.33	-244.8	-3.47	-0.20	-0.3	0.9			
2, 1	7.00	-245.6	-5.59	-0.30	-0.3	0.8			
2, 1	6.67	-246.5	-7.96	-0.41	-0.3	0.7			
3, 1	6.33	-247.4	-10.59	0.51	0.2	0.7			
3, 1	6.00	-248.3	-13.46	0.61	0.2	0.6			

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _y [cm]	f _z [cm]	f _{y,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	η
3,1	6.00	-329.5	-13.46	9.06	0.2	0.6			
2,1	5.50	-330.8	-18.06	-9.26	-0.2	0.4			
2,1	5.00	-332.1	-22.63	-9.44	-0.1	0.3			
2,1	4.50	-333.4	-27.16	-9.58	-0.1	0.2			
2,1	4.00	-334.7	-31.64	-9.71	-0.04	0.1			
2,1	3.50	-336.0	-36.07	-9.80	-0.02	0.1			
2,1	3.00	-337.3	-40.43	-9.87	0.0	0.0			
2,1	3.00	-337.3	-40.43	-9.87	0.0	0.0			
2,1	2.50	-338.6	-33.80	-8.27	0.01	-0.03			
2,1	2.00	-340.0	-27.11	-6.64	0.02	-0.05			
2,1	1.50	-341.3	-20.37	-5.00	0.02	-0.05			
2,1	1.00	-342.6	-13.60	-3.34	0.01	-0.04			
2,1	0.50	-343.9	-6.81	-1.67	0.01	-0.02			
2,1	0.00	-345.2	0.00	0.00	0.0	0.0			

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

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _y [cm]	f _z [cm]	f _{y,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	η
3,1	8.00	-243.0	0.00	0.00	0.4	1.1			
3,1	7.67	-243.9	-1.61	0.10	0.4	1.0			
2,1	7.33	-244.8	-3.47	-0.20	-0.3	0.9			
2,1	7.00	-245.6	-5.59	-0.30	-0.3	0.8			
2,1	6.67	-246.5	-7.96	-0.41	-0.3	0.7			
3,1	6.33	-247.4	-10.59	0.51	0.2	0.7			
3,1	6.00	-248.3	-13.46	0.61	0.2	0.6			
3,1	6.00	-329.5	-13.46	9.06	0.2	0.6			
2,1	5.50	-330.8	-18.06	-9.26	-0.2	0.4			
2,1	5.00	-332.1	-22.63	-9.44	-0.1	0.3			
2,1	4.50	-333.4	-27.16	-9.58	-0.1	0.2			
2,1	4.00	-334.7	-31.64	-9.71	-0.04	0.1			
2,1	3.50	-336.0	-36.07	-9.80	-0.02	0.1			
2,1	3.00	-337.3	-40.43	-9.87	0.0	0.0			
2,1	3.00	-337.3	-40.43	-9.87	0.0	0.0			
2,1	2.50	-338.6	-33.80	-8.27	0.01	-0.03			
2,1	2.00	-340.0	-27.11	-6.64	0.02	-0.05			
2,1	1.50	-341.3	-20.37	-5.00	0.02	-0.05			
2,1	1.00	-342.6	-13.60	-3.34	0.01	-0.04			
2,1	0.50	-343.9	-6.81	-1.67	0.01	-0.02			
2,1	0.00	-345.2	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 _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	φ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹ [N/mm ²]	η
1	8.00	-243.0	0.00	0.00	0.00	-0.062	-12.35	336.00	0.00
1	7.67	-243.9	-1.61	0.00	0.00	-0.058	-11.52	336.00	0.00
1	7.33	-244.8	-3.47	0.00	0.00	-0.053	-10.66	336.00	0.00
1	7.00	-245.6	-5.59	0.00	0.00	-0.047	-9.48	336.00	0.00
1	6.67	-246.5	-7.96	0.00	0.00	-0.041	-8.15	336.00	0.00
1	6.33	-247.4	-10.59	0.00	0.00	-0.033	-6.68	336.00	0.00
1	6.00	-248.3	-13.46	0.00	0.00	-0.025	-5.07	336.00	0.00
1	6.00	-329.5	-13.46	0.00	0.00	-0.046	-9.21	336.00	0.00
1	5.50	-330.8	-18.06	0.00	0.00	-0.033	-6.63	336.00	0.00

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	φ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹ [N/mm ²]	95 - η
1	5.00	-332.1	-22.63	0.00	0.00	-0.020	-3.95	336.00	0.00
1	4.50	-333.4	-27.16	0.00	0.00	-0.001	-0.21	336.00	0.00
1	4.00	-334.7	-31.64	0.00	0.00	0.025	5.04	336.00	0.02
1	3.50	-336.0	-36.07	0.00	0.00	0.058	11.70	336.00	0.03
1	3.00	-337.3	-40.43	0.00	0.00	0.099	19.86	336.00	0.06
1	3.00	-337.3	-40.43	0.00	0.00	0.099	19.86	336.00	0.06
1	2.50	-338.6	-33.80	0.00	0.00	0.038	7.68	336.00	0.02
1	2.00	-340.0	-27.11	0.00	0.00	-0.004	-0.77	336.00	0.00
1	1.50	-341.3	-20.37	0.00	0.00	-0.029	-5.83	336.00	0.00
1	1.00	-342.6	-13.60	0.00	0.00	-0.049	-9.80	336.00	0.00
1	0.50	-343.9	-6.81	0.00	0.00	-0.069	-13.79	336.00	0.00
1	0.00	-345.2	0.00	0.00	0.00	-0.088	-17.56	336.00	0.00

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

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

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	φ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹ [N/mm ²]	η
1	8.00	-243.0	0.00	0.00	0.00	-0.062	-12.35	336.00	0.00
1	7.67	-243.9	-1.61	0.00	0.00	-0.058	-11.52	336.00	0.00
1	7.33	-244.8	-3.47	0.00	0.00	-0.053	-10.66	336.00	0.00
1	7.00	-245.6	-5.59	0.00	0.00	-0.047	-9.48	336.00	0.00
1	6.67	-246.5	-7.96	0.00	0.00	-0.041	-8.15	336.00	0.00
1	6.33	-247.4	-10.59	0.00	0.00	-0.033	-6.68	336.00	0.00
1	6.00	-248.3	-13.46	0.00	0.00	-0.025	-5.07	336.00	0.00
1	6.00	-329.5	-13.46	0.00	0.00	-0.046	-9.21	336.00	0.00
1	5.50	-330.8	-18.06	0.00	0.00	-0.033	-6.63	336.00	0.00
1	5.00	-332.1	-22.63	0.00	0.00	-0.020	-3.95	336.00	0.00
1	4.50	-333.4	-27.16	0.00	0.00	-0.001	-0.21	336.00	0.00
1	4.00	-334.7	-31.64	0.00	0.00	0.025	5.04	336.00	0.02
1	3.50	-336.0	-36.07	0.00	0.00	0.058	11.70	336.00	0.03
1	3.00	-337.3	-40.43	0.00	0.00	0.099	19.86	336.00	0.06
1	3.00	-337.3	-40.43	0.00	0.00	0.099	19.86	336.00	0.06
1	2.50	-338.6	-33.80	0.00	0.00	0.038	7.68	336.00	0.02
1	2.00	-340.0	-27.11	0.00	0.00	-0.004	-0.77	336.00	0.00
1	1.50	-341.3	-20.37	0.00	0.00	-0.029	-5.83	336.00	0.00
1	1.00	-342.6	-13.60	0.00	0.00	-0.049	-9.80	336.00	0.00
1	0.50	-343.9	-6.81	0.00	0.00	-0.069	-13.79	336.00	0.00
1	0.00	-345.2	0.00	0.00	0.00	-0.088	-17.56	336.00	0.00

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

Untersuchte Lastkombinationen (quasi-ständige Bemessungssituation)

Last	LK 1
Stützeigengewicht	1.00
Kopflast ständig	1.00
V = 81,2 kN (ständig)	1.00
V = 30,2 kN / e _y = 28,0 cm (Kat. H)	
V = 30,2 kN / e _y = -28,0 cm (Kat. H)	
p _z = 2,30 kN/m (Wind)	
F _z = 3,8 kN (Wind)	
V = 41,3 kN (Kat. H)	

Überprüfung der Gültigkeit des linearen Kriechansatzes - Th. II. O. (quasi-ständige Bemessungssituation) - 96 -

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ε _c [‰]	σ _c [N/mm ²]	σ _{c,lim} ¹ [N/mm ²]	vorh f _{φ,nl}	erf f _{φ,nl}	η
1	8.00	-243.0	0.00	0.00	-0.048	-1.58	-13.50	1.00		0.12
1	7.67	-243.9	0.00	0.00	-0.048	-1.58	-13.50	1.00		0.12
1	7.33	-244.8	0.00	0.00	-0.048	-1.59	-13.50	1.00		0.12
1	7.00	-245.6	0.00	0.00	-0.048	-1.60	-13.50	1.00		0.12
1	6.67	-246.5	0.00	0.00	-0.049	-1.60	-13.50	1.00		0.12
1	6.33	-247.4	0.00	0.00	-0.049	-1.61	-13.50	1.00		0.12
1	6.00	-248.3	0.00	0.00	-0.049	-1.61	-13.50	1.00		0.12
1	6.00	-329.5	0.00	0.00	-0.065	-2.14	-13.50	1.00		0.16
1	5.50	-330.8	0.00	0.00	-0.065	-2.14	-13.50	1.00		0.16
1	5.00	-332.1	0.00	0.00	-0.065	-2.15	-13.50	1.00		0.16
1	4.50	-333.4	0.00	0.00	-0.066	-2.16	-13.50	1.00		0.16
1	4.00	-334.7	0.00	0.00	-0.066	-2.17	-13.50	1.00		0.16
1	3.50	-336.0	0.00	0.00	-0.066	-2.18	-13.50	1.00		0.16
1	3.00	-337.3	0.00	0.00	-0.066	-2.19	-13.50	1.00		0.16
1	3.00	-337.3	0.00	0.00	-0.066	-2.19	-13.50	1.00		0.16
1	2.50	-338.6	0.00	0.00	-0.067	-2.20	-13.50	1.00		0.16
1	2.00	-340.0	0.00	0.00	-0.067	-2.20	-13.50	1.00		0.16
1	1.50	-341.3	0.00	0.00	-0.067	-2.21	-13.50	1.00		0.16
1	1.00	-342.6	0.00	0.00	-0.067	-2.22	-13.50	1.00		0.16
1	0.50	-343.9	0.00	0.00	-0.068	-2.23	-13.50	1.00		0.17
1	0.00	-345.2	0.00	0.00	-0.068	-2.24	-13.50	1.00		0.17

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

Bewehrungsanordnung

Gewählte Bewehrungsanordnung und Temperaturen nach 90 min

Stützenabschnitt	Stabnummer	Ø [mm]	Fläche [cm ²]	y [cm]	z [cm]	Temperatur [°C]	f _{sy,θ} /f _{yk} [%]
Abschnitt 3 Bügel: 12Ø8 mm	1	22 ¹	3.8	-9.6	-12.1	499	67
	2	22 ¹	3.8	9.6	-12.1	499	67
	3	22 ¹	3.8	9.6	12.1	499	67
	4	22 ¹	3.8	-9.6	12.1	499	67
	5	22 ¹	3.8	0.0	-12.1	332	98
	6	22 ¹	3.8	0.0	12.1	332	98
			22.8				
Abschnitt 2 Bügel: 16Ø8 mm	1	22 ¹	3.8	-9.6	-12.1	499	67
	2	22 ¹	3.8	9.6	-12.1	499	67
	3	22 ¹	3.8	9.6	12.1	499	67
	4	22 ¹	3.8	-9.6	12.1	499	67
	5	22 ¹	3.8	0.0	-12.1	332	98
	6	22 ¹	3.8	0.0	12.1	332	98
			22.8				
Abschnitt 1 Bügel: 16Ø8 mm	1	22 ¹	3.8	-9.6	-12.1	499	67
	2	22 ¹	3.8	9.6	-12.1	499	67
	3	22 ¹	3.8	9.6	12.1	499	67
	4	22 ¹	3.8	-9.6	12.1	499	67
	5	22 ¹	3.8	0.0	-12.1	332	98
	6	22 ¹	3.8	0.0	12.1	332	98
			22.8				

1 : benutzerdefinierter Bewehrungsdurchmesser

Realisierte Betondeckung

- 97 -

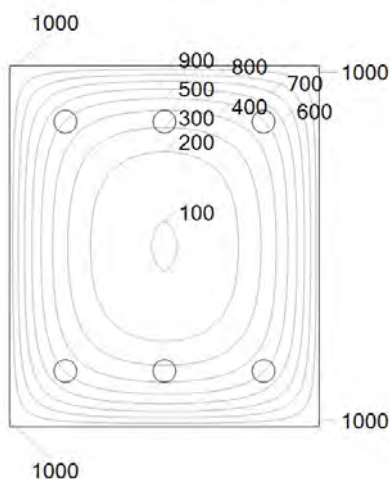
Stützenabschnitt	erf. $c_{nom,L}$ [cm]	erf. $c_{nom,B}$ [cm]	vorh. $C_{nom,L}$ [cm]	vorh. $C_{nom,B}$ [cm]
Abschnitt 3	3.2	2.0	4.3	3.5
Abschnitt 2	3.2	2.0	4.3	3.5
Abschnitt 1	3.2	2.0	4.3	3.5

Temperaturverteilung im Querschnitt

Stützenabschnitt(e) 1, 2 und 3:

Wärmeübergangskoeffizient	α =	25.0 W/(m ² K)
Wärmeübergangskoeffizient unbeflammt	α_c =	5.0 W/(m ² K)
Emissivität	ϵ_m =	0.70
Betonfeuchte	u =	3.0 %
Wärmeleitfähigkeit	λ =	obere Grenze
Rohdichte	ρ =	2400 kg/m ³
Elementgröße	d_{Elem} =	1.1 cm
Betonzuschlag	=	quarzitisch
Betonstahl	=	kaltgewalzt
Thermische Leitfähigkeit des Stahls	=	vernachlässigt

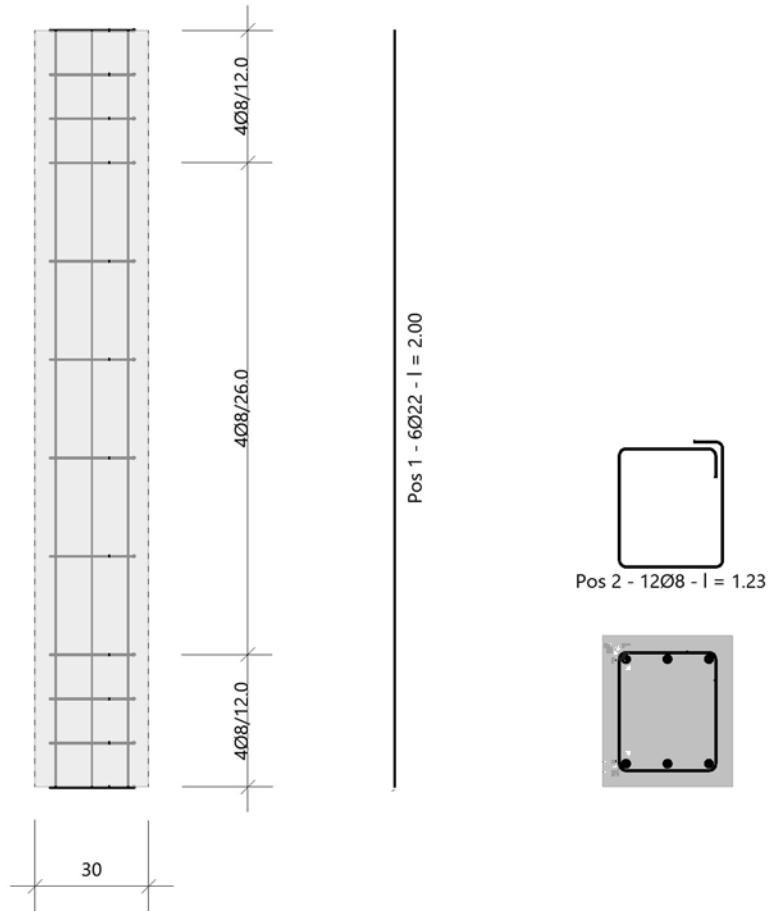
Temperaturfeld Rechteck 30x35 t=90min



Bewehrungsbilder

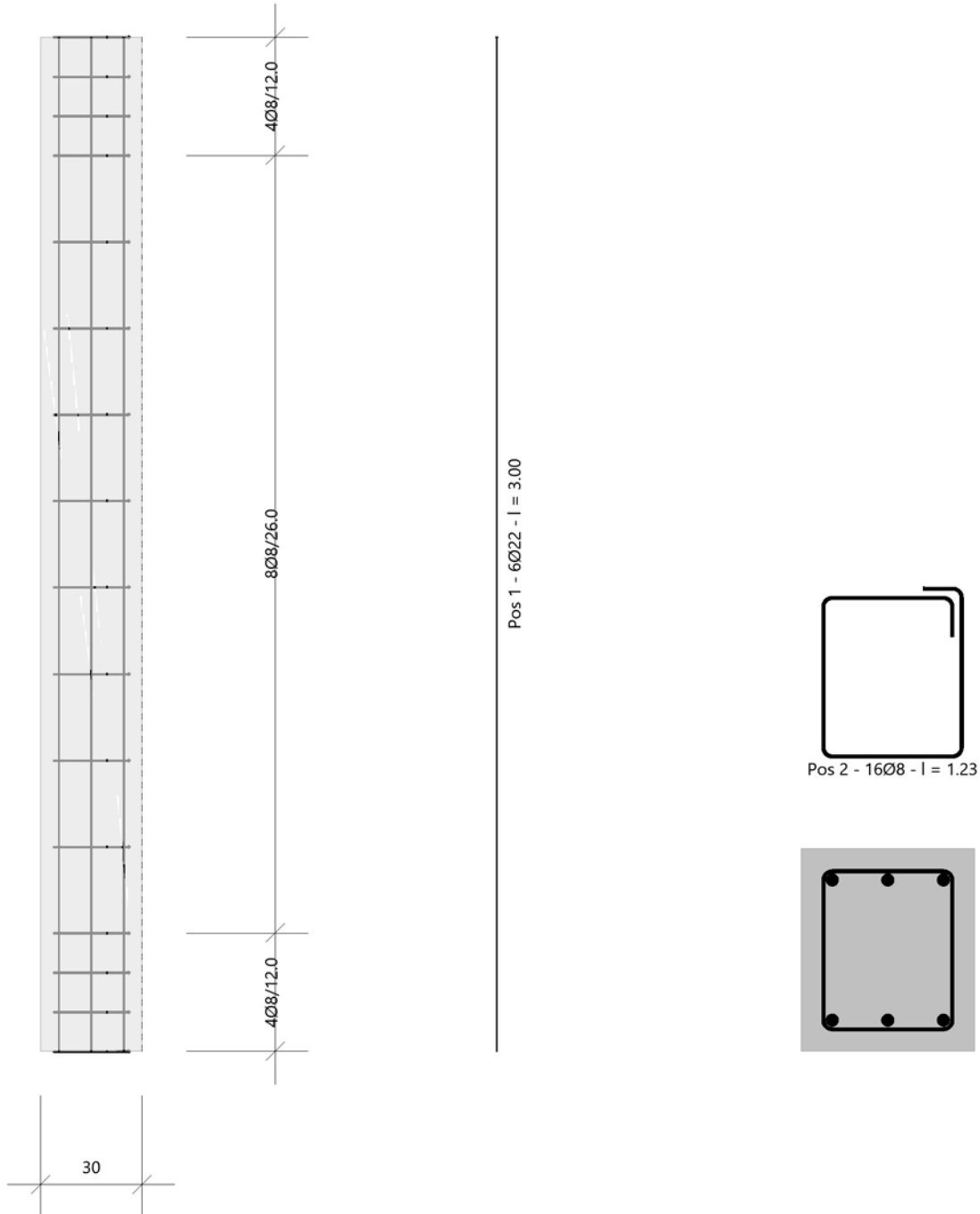
- 98 -

Abschnitt 3
Maßstab 1 : 20



Abschnitt 2
Maßstab 1 : 20

- 99 -





Bewertung Pos. 4.2 Stütze

Konstruktive Durchbildung:

In dem Bereich der konstruktiven Durchbildung spielt die Betondeckung eine wesentliche Rolle.

Ist-Zustand:

In der statischen Berechnung zum Bestand wurde mit einer statischen Höhe $d = 31,70$ cm bei den Stützen gerechnet (siehe z.B. Seite 41 der Bestandsberechnung).

Gemäß der Bestandsberechnung wurde mit Längsbewehrungen $d_s = 22$ mm und Bügelbewehrungen $d_s = 6$ mm gerechnet.

Aus diesen Angaben lässt sich eine Betondeckung zurückrechnen.

$$d_1 = d_2 = 35,00 \text{ cm} - 31,70 \text{ cm} = 3,30 \text{ cm}$$

$$c_{\text{nom}} = 3,30 \text{ cm} - 2,20 \text{ cm} / 2 - 0,60 \text{ cm} = 1,60 \text{ cm} \approx 1,50 \text{ cm}$$

Betondeckung nach aktueller Norm EC2 Stahlbeton- und Spannbetonbau:

Expositionsklasse XC1: $c_{\text{min}} = 1,00$ cm

Vorhaltemaß XC1: $\Delta c_{\text{dev}} = 1,00$ cm

$$\text{erf. } c_{\text{nom}} = 1,00 \text{ cm} + 1,00 \text{ cm} = 2,00 \text{ cm} \geq \text{vorh. } c_{\text{nom}} = 1,50 \text{ cm}$$

Die erforderliche Betondeckung nach aktueller Norm EC2 wäre somit um 0,50 cm unterschritten.

Brandschutz:

Für eine Einstufung der Stütze hinsichtlich Feuerwiderstandsklasse R 90 und einem Ausnutzungsgrad der Stütze $\mu_{\text{fi}} = 0,50$ bis 0,70

Ist ein Mindestquerschnitt von $b_{\text{min}} = 0,30$ m und ein Achsabstand der Bewehrung $a = 4,50$ cm für ein Ausnutzungsgrad $\mu_{\text{fi}} = 0,50$ erforderlich.

Bei einem Ausnutzungsgrad $\mu_{\text{fi}} = 0,70$ ist eine Mindeststützenabmessung von $b_{\text{min}} = 0,35$ m und ein Achsabstand der Bewehrung von $a = 5,30$ cm erforderlich.

Anhand der vorhandenen Betondeckung und dem vorhandenen Achsabstand der Längsbewehrung von $a = 3,30$ cm darf man davon ausgehen, dass der erforderliche Brandschutz R 90 nicht erreicht werden kann. Siehe hierzu die durchgeführte Heißbemessung.

Es ist davon auszugehen, dass die vorhandene Betondeckung vom $c_{\text{nom}} = 1,50$ cm weder dem Korrosionsschutz noch dem Brandschutz R 90 genügt.



Tragfähigkeit:

Die bestehende Stütze wurde mit den Bemessungswerten aus der Bestandsberechnung und den erhöhten Lasten aus einer möglichen Schneeverwehung und einer PV-Anlage nachgewiesen.

Im Ergebnis ist die Stütze auch unter Ansatz der maßgebenden Parameter aus der Bestandsberechnung, Querschnitt, Betongüte, Bewehrungsgrad und Achsmaß der Bewehrung noch ausreichend tragfähig.

Brandschutz:

Für den Brandschutz wurden zwei Heißbemessungen durchgeführt.

- Heißbemessung mit den Parametern, Querschnitt, Betongüte; Bewehrungsgrad und Achsmaß aus der Bestandsberechnung und den erhöhten Lasten aus der Schneeverwehung und PV-Anlage.

Bei dieser Heißbemessung konnte kein Gleichgewicht im System hergestellt werden. Mit einem Achsmaß der Längsbewehrung von $a = 3,30$ cm ist das System im Rahmen einer Heißbemessung für die Feuerwiderstandsdauer R 90 nicht nachweisbar.

- Heißbemessung mit den Parametern, Querschnitt, Betongüte; Bewehrungsgrad aus der Bestandsberechnung. Das Achsmaß für die Längsbewehrung wurde hier mit $a = 5,40$ cm angesetzt. Für die Berechnung wurden auch hier die erhöhten Lasten aus der Schneeverwehung und PV-Anlage berücksichtigt.

Bei einer Heißbemessung mit einem vergrößerten Achsabstand der Längsbewehrung von der Bauteilkante mit $a = 5,40$ cm gelingt eine Heißbemessung.

Unter Ansatz dieses vergrößerten Achsabstands und einer Feuerwiderstandsdauer R 90 erhöht sich die erforderliche Stützenlängsbewehrung auf erf. $A_s = 83,20$ cm² >> vor. $A_s = 22,80$ cm².

Für die Tragfähigkeit erhöht sich die erforderliche Stützenlängsbewehrung unter dem Ansatz eines Achsabstands von $a = 5,40$ cm auf erf. $A_s = 32,00$ cm² > vor. $A_s = 22,80$ cm²



Ergebnis:

Unter dem Ansatz einer erhöhten Schneelast und einer PV-Anlage ist die Bestandstütze noch tragfähig.

Wobei hier die erforderliche Betondeckung für den Korrosionsschutz nach den zurzeit gültigen Vorschriften EC 2 nicht ausreichend ist.

Für den Brandschutz mit einer Feuerwiderstandsdauer F 90 und den Bestandsparametern der Stütze gelingt der Nachweis der Heißbemessung nicht.

Sofern man den Achsabstand der bestehenden Längsbewehrung der Stütze auf $a = 5,40$ cm vergrößert, lässt sich eine Heißbemessung für die Feuerwiderstandsdauer R 90 durchführen. Dabei erhöhen sich die erforderlichen Längsbewehrungen in der Stütze sowohl im Brandfall wie in der Tragfähigkeit wesentlich gegenüber der vorhandenen Längsbewehrung in der Stütze.

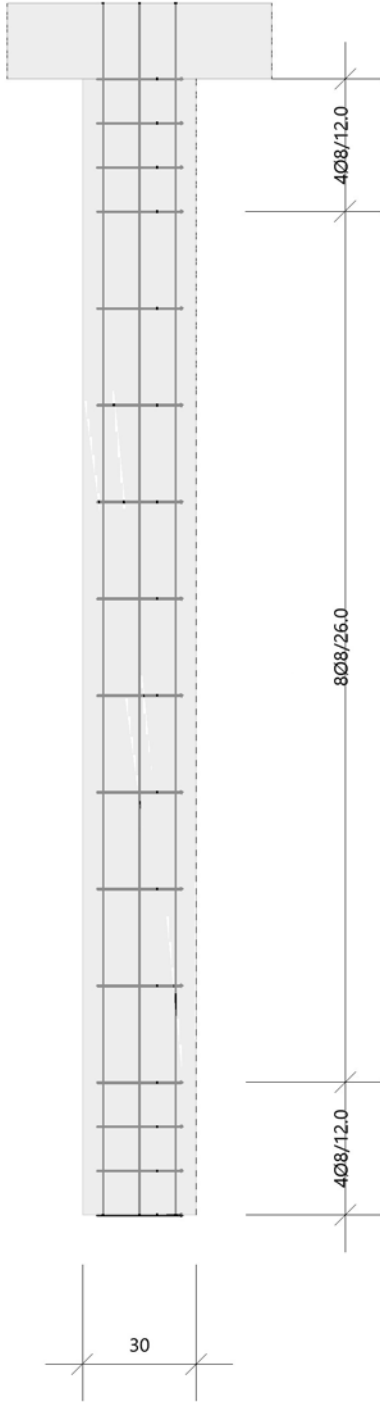
Brandfall: erf. As = 83,20 cm >> vorh.As = 22,80 cm²

Tragfähigkeit: erf.As = 32,00 cm >> vorh.As = 22,80 cm²

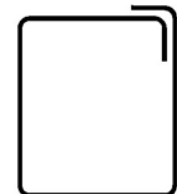
Im Falle einer Sanierung mit dem Einbau einer PV-Anlage sind die Stützen hinsichtlich der Betondeckung und der Feuerwiderstandsdauer R 90 zu ertüchtigen.

Abschnitt 1
Maßstab 1 : 20

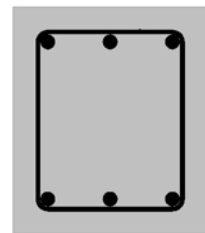
- 103 -



Pos 1 - 6022 - l = 3.20



Pos 2 - 1608 - l = 1.23





Ergebnis:

Die bestehende Tragkonstruktion des Bürgerhauses in Königstein-Falkenstein soll hinsichtlich einer möglichen energetischen Sanierung, z.B. dem Einbau einer PV-Anlage und, oder einer Dämmung, statisch bewertet werden.

In der durchgeführten statischen Vorbetrachtung wurde für eine mögliche PV-Anlage $\Delta g_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. In dieser Last $\Delta g_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$ ist keine Ballastierung der PV-Anlage enthalten.

Es wird unterstellt, dass bei einer Metalleindeckung, auf dem Hallendach auf +6,57 m, keine weitere Ballastierung erforderlich wird.

Für die PV-Anlage wäre zumindest auf den tieferliegenden Dächern ohne Metalldeckung auf + 3,47 und + 3,57 m wahrscheinlich noch eine zusätzliche Ballastierung erforderlich.

Für eine eventuelle Ballastierung der PV-Anlage, haben wir eine Eigenlast von $\Delta g_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.

Wenn man davon ausgeht, dass hier eine trittfeste Dämmung mit einer Materialstärke von ca. $h = 0,20 \text{ m}$ bis $0,24 \text{ m}$ zum Einsatz kommt, liegt die Eigenlast der Dämmung bei ca. $\Delta g_k \approx 0,34 \text{ kN/m}^2$ bis $\Delta g_k \approx 0,55 \text{ kN/m}^2$.

Insofern ergeben sich hier zwei Lastmodelle die ungefähr gleichwertig sind:

- Tritt feste Dämmung $\Delta g_k = 0,34 \text{ kN/m}^2$ bis $0,55 \text{ kN/m}^2$
- PV-Anlage mit Ballastierung $\Delta g_k = 0,25 \text{ kN/m}^2 + 0,30 \text{ kN/m}^2 = 0,55 \text{ kN/m}^2$

Wir haben in unserer statischen Betrachtung mit einer Sanierungslast von $\Delta g_k = 0,55 \text{ kN/m}^2$ gerechnet.

Mit diesem Ansatz ist die wahrscheinlich, kleinste anzunehmende Belastung infolge einer Sanierungsmaßnahme, Dämmung oder PV-Anlage, abgedeckt.

Sofern eine PV-Anlage mit Ballastierung **und** gleichzeitig eine neue Dämmung zur Ausführung kommen, werden die Ergebnisse ungünstiger sein als die hier durchgeführten statischen Betrachtungen.

Bei den hier durchgeführten statischen Betrachtungen wurde vorausgesetzt, dass die vorhandenen Kiesschichten mit einer Eigenlast von $\Delta g_k = 0,35 \text{ kN/m}^2$ im Rahmen der Sanierung entfernt werden.



Bei den durchgeführten statischen Betrachtungen wurden die zurzeit gültigen Schneelasten auf den Dächern angesetzt.

Hier waren insbesondere die Schneeansammlungen an den Höhensprüngen der Dachkonstruktion zu berücksichtigen. Diese waren nach den gültigen Normen in der Vergangenheit nicht zu berücksichtigen und haben daher in den statischen Bestandsberechnungen keinen Ansatz gefunden.

Weiter ist bei den Schneelasten zu beachten, dass es bei einem Einbau einer PV-Anlage ebenfalls zu Schneeanwehungen kommen kann. Diese möglichen Anwehungen wurden in der durchgeführten statischen Betrachtung ebenfalls berücksichtigt.

Die erforderliche Feuerwiderstandsdauer der tragenden Bauteile ist zurzeit nicht bekannt. Mögliche Anforderungen wurden hier weitgehend noch nicht berücksichtigt.

Die Ausnahme bildet hier die tragende Geschosstütze, wir gehen davon aus, dass diese Stütze wahrscheinlich eine Feuerwiderstandsdauer R 90 erfüllen muss. Die erforderliche Feuerwiderstandsdauer der Stützen ist mit dem Brandschutzgutachter abzustimmen.

Grundsätzlich ist davon auszugehen, sofern sich durch eine energetische Sanierung der Dachaufbau ändert und es dadurch zu neuen Lasten kommt, dass der Bestandsschutz der bestehenden Bauteile erlischt und die bestehenden Bauteile unter Beachtung der zurzeit gültigen Normen, neu statisch nachgewiesen werden müssen.

Hallendach + 6,57 m:

Die ursprünglich schwere Ausbaulast des Hallendachs aus dem Jahre 1971 mit $g_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$ wurde im Jahre 1993 durch eine leichtere Dachkonstruktion mit $g_k = 1,80 \text{ kN/m}^2$ ersetzt.

Bei Lastwerte sind ohne Schnee und Eigenlast des Dachbinders.

Unter dem Ansatz einer Ausbaulast von $g_k = 1,80 \text{ kN/m}^2$ (ohne Eigenlast des Binders), einer zusätzlichen Unterdecke mit einer Eigenlast von $\Delta g_k = 0,40 \text{ kN/m}^2$, einer PV-Anlage ohne Ballastierung, mit einer Eigenlast von $\Delta g_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$ und einer Schneelast $s = 1,00 \text{ kNm}^2$ inkl. Anwehung für eine PV-Anlage $h \leq 0,50 \text{ m}$, gehen wir davon aus, dass der vorhandene Dachbinder noch ausreichend tragfähig und gebrauchstauglich ist.

Darüber hinaus steht bei diesen Lastansätzen noch eine Reserve von ca. $g_k = 0,28 \text{ kN/m}^2$ zur Verfügung.

Die Brandwiderstandsdauer des Dachbinders kann erst nach Angabe der erforderlichen Brandwiderstandsdauer geprüft werden.



Fazit:

Zurzeit gehen wir davon aus, dass der bestehende Stahlbeton-Dachbinder auch nach einer energetischen Sanierung weiterhin tragfähig und gebrauchstauglich ist.

Die vorhandene Metallddeckung Trapezblech muss gegebenenfalls erneuert werden.

Tieferliegende Dächer + 3,47 m und + 3,57 m:

Die tragende Konstruktion der tieferliegenden bestehenden Dächer werden durch Trigonitträger (Holzbau) und Spannbeton-Hohlplatten gebildet.

Da hier eine Folienabdichtung vorhanden ist, haben wir unterstellt dass hier eine Ballastierung der gewünschten PV-Anlage erforderlich wird.

In der statischen Betrachtung zu diesen Dächern wird davon ausgegangen, dass hinsichtlich der Eigenlasten die vorhandene Bekiesung ungefähr der notwendigen Ballastierung entspricht. Diese Bekiesung müsste dann im Rahmen der Sanierung entfernt werden.

Für die Schneelasten sind nach den zurzeit gültigen Vorschriften, DIN EN 1991-1-3 „Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Schneelasten“ an Dachversprüngen, Schneeanwehungen zu berücksichtigen.

In den Jahren 1971 – 1973, zum Zeitpunkt des Aufstellens der Bestandsberechnungen, waren diese Schneeanwehungen an einem Dachversprung nicht anzusetzen. Hier wurde mit einer gleichmäßig verteilten Last von $s_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$ gerechnet.

Unter Ansatz der Schneeanwehungen an dem vorhandenen Dachversprung ergeben sich wesentlich höhere Schneelasten auf den tieferliegenden Dächern.

Unter Ansatz der höheren Schneeanwehungen und der PV-Anlage, gehen wir davon aus, dass die tieferliegenden Dächer aus Spannbeton-Hohlplatten und Gitterträgern nicht mehr ausreichend standsicher sind.

Sofern im Rahmen einer energetischen Sanierung der Bestandschutz entfällt und die Dachbauteile der tieferliegenden Dächer mit einer Schneeanwehungen und einer PV-Anlage nach den zurzeit gültigen Vorschriften nachgewiesen werden müssen, ist davon auszugehen, dass die tieferliegenden Dächer mit den Spannbeton-Hohlplatten und den Trigonitträgern durch eine neue Dachkonstruktion ersetzt werden müssen. Gegebenenfalls spielt die erforderliche Feuerwiderstandsdauer auch eine Rolle, diese wurde hier nicht berücksichtigt.



Eine Aussage zu der vorhandenen Feuerwiderstandsdauer kann zurzeit nicht erfolgen, da es sich bei den Spannbeton-Hohlplatten und den Trigonitträgern um Bauteile nach einer bauaufsichtlichen Zulassung handelt. In den uns vorliegenden statischen Unterlagen, zu den Spannbeton-Hohlplatten und den Trigonitträgern, sind keine Angaben zu einer vorhandenen Feuerwiderstandsdauer enthalten.

Fazit:

Sofern die bestehenden Dächer auf den Höhen +3,47 m und + 3,57 m energetisch saniert werden und infolge neuer Dachlasten, nach den zurzeit gültigen Normen, statisch neu nachgewiesen werden müssen, gehen wir davon aus, dass diese Dächer wahrscheinlich nicht ausreichend standsicher sind. Hier sind besonders die anzusetzenden Schneeanwehungen am Höhensprung der Dachkonstruktion ursächlich. In diesem Fall müssten die tieferliegenden Dächer ersetzt werden.

Unterzüge:

Aufgrund der höheren Schneelasten und den Lasten aus einer zusätzlichen PV-Anlage erhöhen sich die Auflagerkräfte aus den tragenden Dachbauteilen.

Bei den tragenden Unterzügen im Übergang von der Halle zu den tieferliegenden Dächern, sind Defizite in der Biegebewehrung und der Querkraftbewehrung zu erwarten.

Das bedeutet, diese Unterzüge müssten mit großer Wahrscheinlichkeit statisch ertüchtigt werden. Hier kann eine Verstärkung z.B. mit aufgeklebten Kohlefaserlamellen erfolgen. Für diesen Fall sind dann die Brandschutzanforderungen an diese Bauteile zu berücksichtigen.

Darüber hinaus ist aufgefallen, dass diese Bauteile anscheinend als Fertigteile mit einer Linienkonsole zur Auflagerung der tieferliegenden Dachdecken, Spannbeton-Hohlplatte und Trigonitträger, ausgeführt wurden. Aus dieser Auflagerung entstehen Torsionsmomente im tragenden Deckenunterzug. Diese Beanspruchungen wurden in den vorliegenden geprüften statischen Berechnungen nicht verfolgt und nicht nachgewiesen. Da keine Konstruktionszeichnungen zu den tragenden Bauteilen vorliegen, kann dieser Sachverhalt zurzeit nicht abschließend bewertet werden. Gegebenenfalls sind hier weitere Unsicherheiten in dem Tragverhalten der Deckenunterzüge zu erwarten.

Unter dem Aspekt, dass der Bestandsschutz für die Unterzüge im Rahmen einer energetischen Sanierung entfällt und die bestehenden Unterzüge nach den zurzeit gültigen Vorschriften statisch neu nachgewiesen werden müssen, darf man davon ausgehen, dass diese Bauteile verstärkt oder ertüchtigt werden müssen.

Fazit:

Aufgrund der möglichen höheren Dachlasten aus einer energetischen Sanierung und einer anzusetzenden Schneeanwehungen am Höhensprung der Dachkonstruktion kommt es bei den Unterzügen zu einer höheren Beanspruchung. Diese höheren Beanspruchungen führen mit einer großen Wahrscheinlichkeit zu einer notwendigen Verstärkung der bestehenden Unterzüge.



Die Unterzüge können wahrscheinlich erhalten bleiben müssen aber z.B. durch Lamellen aus Kohlefasern verstärkt werden.

Stützen:

Die Geschosstützen erhalten aus den zusätzlichen Schneelasten und der PV-Anlage höhere Beanspruchungen.

Die Stützen wurden unter Ansatz einer Imperfektion, mit den zu erwartenden Lasten nach Theorie II Ordnung bemessen. Hier wurde die Betondeckung nach der statischen Berechnung von $c_{nom} = 1,50$ cm angesetzt.

Nach der zurzeit gültigen Vorschrift im Stahlbetonbau EC2 muss für einen ausreichenden Korrosionsschutz und eine ausreichende Verbundwirkung, die Betondeckung mindesten $c_{nom} = 2,00$ cm betragen.

Somit wäre die zurzeit erforderliche Betondeckung nicht eingehalten und die Stütze müsste hinsichtlich der Betondeckung saniert werden.

Mit dem aus dieser Betondeckung resultierenden Achsabstand der Längsbewehrung zum Bauteilrand von $d1 = 1,50$ cm + $0,80$ cm + $2,20$ cm / 2 = $3,40$ cm

Unter Ansatz dieses Achsabstandes von $d1 = 3,40$ cm lässt sich noch eine ausreichende Standsicherheit der Stütze berechnen.

Brandschutz Ansatz R 90:

Die erforderliche Feuerwiderstandsdauer ist zurzeit nicht bekannt.

Wir haben in unserer Betrachtung eine Anforderung an den Feuerwiderstand von R 90 zu Grund gelegt.

Für den Brandschutz mit einer Feuerwiderstandsdauer R 90 wäre ungefähr ein Achsabstand der Längsbewehrung von $d1 = 5,40$ cm erforderlich. (Stützenbreite $b = 0,35$ m; Ausnutzungsgrad $\mu_{fi} = 0,70$)

Unter Ansatz dieses Achsabstandes von $d1 = 5,40$ cm ergibt sich aus einer Heißbemessung mit der Feuerwiderstandsklasse R 90, mit den neuen Lasten, eine erforderliche Längsbewehrung von erf. $A_s = 32,00$ cm² \geq $22,80$ cm² vorhanden.

Die erforderliche Längsbewehrung hätte für diesen Fall eine Unterdeckung von ca. 45 %.

Eine Heißbemessung R 90 unter Ansatz der Betondeckung $c_{nom} = 2,00$ cm welche den Verbundbedingungen und dem Korrosionsschutz genügt erfordert eine erforderliche Längsbewehrung von erf. $A_s = 83,20$ cm² \gg vorh. $A_s = 22,80$ cm².



Unter Beachtung dieser Ergebnisse zeigt sich, dass die Stütze auch bei einer Erhöhung der Betondeckung auf $n_{omc} = 5,40 \text{ cm} - 2,20 \text{ cm} / 2 - 0,80 \text{ cm} = 3,80 \text{ cm}$ mit einer erforderlichen Längsbewehrung $erf.A_s = 32,00 \text{ cm}^2 > vorh.A_s = 22,80 \text{ cm}^2$ nicht ausreichend tragfähig ist.

Die vorhandene Längsbewehrung von $A_s = 22,80 \text{ cm}^2$ ist auch unter Ansatz einer erhöhten Betondeckung von $c_{nom} = 3,80 \text{ cm}$ noch nicht ausreichend tragfähig.

Die bestehende Stütze ist unter Ansatz der höheren Lasten und einer erforderlichen Feuerwiderstandsklasse R 90 nicht ausreichend tragfähig.

Sofern im Rahmen einer energetischen Sanierung der Bestandsschutz entfällt, die Tragfähigkeit und die Feuerwiderstandsdauer nach den zurzeit gültigen Vorschriften nachgewiesen werden müssen, ist davon auszugehen, dass die bestehenden Stützen nicht ausreichend tragfähig sind. Eine wahrscheinlich erforderliche Feuerwiderstandsdauer F 90 kann mit den bestehenden Querschnitten und Bewehrungen nicht nachgewiesen werden. Die Stützen müssen entsprechend ertüchtigt werden.

Insgesamt darf man davon ausgehen, dass bei einem Entfall des Bestandsschutz durch eine energetische Sanierung bestimmende Teile des Tragwerks ersetzt oder ertüchtigt werden müssen.

Fazit:

Die bestehenden Geschosstützen müssen bei einem Entfall des Bestandsschutzes unter Beachtung der zurzeit gültigen Vorschriften neu statisch nachgewiesen werden.

Da die bestehende Betondeckung ca. $c_{nom} = 1,50 \text{ cm}$ beträgt, ist davon auszugehen, dass die Bestandsstützen hinsichtlich ihrer Betondeckung saniert werden müssen. Die erforderliche Betondeckung beträgt $c_{nom} = 2,00 \text{ cm}$. Diese Sanierung der Stützen hinsichtlich der Betondeckung kann durch einen Auftrag eines Sanierungsmörtels geschehen.

Sofern bei den Stützen Anforderungen an die Feuerwiderstandsdauer gestellt werden, z.B. R 90 ist davon auszugehen, dass die Stützen durch eine entsprechende Verkleidung oder eine entsprechende Beschichtung, z.B. durch einen Auftrag eines entsprechend brandschutztechnisch geeigneten Putz, für die erforderliche Feuerwiderstandsdauer ertüchtigt werden. Die erforderliche Stützenbewehrung ist für eine Feuerwiderstandsdauer R 90 nicht ausreichend.

**Schlussblatt Bürgerhaus Falkenstein
23-101**

- 108 -

Bauherr:

Auftraggeber:

Objektplanung:

Aufsteller:



Bahnhofstr. 33B
35037 Marburg
Tel. 06421 - 690 578 - 0
Fax. 06421 - 690 578 - 90
www.haz-ingenieure.de
office@haz-ingenieure.de

Marburg, 12.09.2023

Dr.-Ing. Lars Eisenhut

A handwritten signature in blue ink, appearing to be 'Lars Eisenhut'.

A handwritten signature in blue ink, appearing to be 'Hans-Peter Wilke'. Below the signature is a horizontal line.

Hans-Peter Wilke