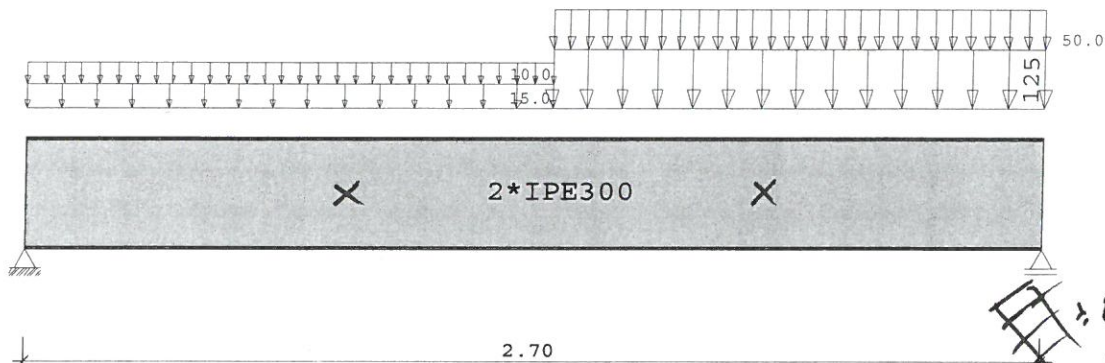


Position: T 12 Stahlträger Wandabbruch zum Flur im EG

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

Maßstab 1 : 20



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Handwritten notes:
 ≈ 852
 $28/11$
 $b/h \geq 50/137.5$

Nachweis neuer Sturz im Flurbereich EG 1 über den geplanten Wandabbrüche zu den Räumen 026-1 und 027-1!

2x ausführen, hier Nachweis Sturz zu Raum 027-1, also rechte Seite!

Max. Belastung aus:	g (KN/m)	p (KN/m)
q1: (Pos. 49!)	(10,01)	(7,88)
Decke EG inkl. g u. Rundung	15,00	10,00
q2: < s. Lastpfeile P2 >		
Decke 1.+2.OG(5,2+3,5/4,75)KN/m ² :	20,02	15,76 (Pos. 49!)
wie q1 2x3,5m/2 vert. 1,6m:	21,88(17,5KN)	17,30 (13,8KN)
MW-wand 1.-3.OG MW	47,40	
Decke 3.OG (6,1+<2)KN/m ² :	11,74	3,85 (P.9+Dach)
Pos. 10: qx3,5m/2 vert. 1,6m:	12,84(20,5KN)	4,21 (6,7KN)
Inkl. g + Verkleidung + Rundung:	125,00	+ 50,00 = 175 KN/m

Handwritten note: Trägerauflagerlänge $a = 20 \text{ cm}$

Auflager MW Außenseite min. jeweils 6 Sch. 28/III!

Beachte Zwischenbauzustände und Abstützungen n. Ang. Hersteller!

Träger in den Drittelpunkten verbolzen M 20 5.6 o.glw.! *+ Auflager*

System	Länge	Querschnittswerte
Feld	L (m)	QNr. I (cm ⁴) Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	2.700 konstant	1 16720.0 1114.0 1114.0 2 IPE300

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
4 B	0.000	15.000	10.000	1.000	0.000 1.400	q1	
		15.000	10.000				
4 B	0.000	125.000	50.000	1.000	1.400 1.300	q1-2	
		125.000	50.000				

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

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

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

Ergebnisse für 1-fache Lasten							
Feldmomente Maximum						(kNm , kN)	
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 1.660	95.17	0.00	0.00	81.83	-182.95	2

Stützmomente Maximum							
							(kNm , kN)
Stütze		M li	M re	V li	V re	max F	min F komb
1		0.00	0.00	0.00	81.83	81.83	55.82 2
2		0.00	0.00	-182.94	0.00	182.95	129.96 2

Auflagerkräfte							(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min	
1	55.82	26.02	0.00	81.83	81.83	55.82	
2	129.96	52.98	0.00	182.95	182.95	129.96	
Summe:	185.78	79.00	0.00	264.78	264.78	185.78	

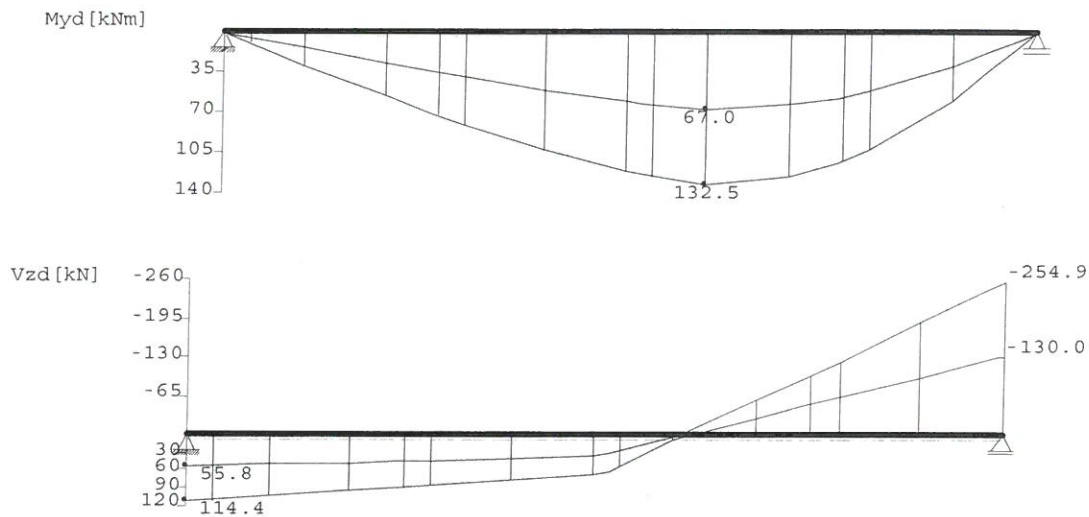
Auflagerkräfte					(kN)		
EG	Stütze 1		Stütze 2				
	max	min	max	min			
g	55.8	55.8	130.0	130.0			
B	26.0	0.0	53.0	0.0			
Sum	81.8	55.8	182.9	130.0			

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

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 1.660	132.68	0.00	0.00	114.38	-254.92	B 2

Stützmomente Maximum							(kNm , kN)
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F komb
1		0.00	0.00	0.00	114.38	114.38	55.82 B 2
2		0.00	0.00	-254.92	0.00	254.92	129.96 B 2

Maßstab 1 : 25



Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
2	IPE300	1264	148	348	29	436

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1) $\gamma_{M0} = 1.00$									
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	114.4	51	30	1	0.22	B 2
	1.660	1	132.7	-0.2	119	0	1	0.51	B 2
	2.700	1	0.0	-254.9	114	66	1	0.49	B 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2) $\gamma_{M0} = 1.00$									
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	114.4	1	0.00	148.0	0.16	B	2
	1.660	132.7	-0.2	1	0.00	148.0	0.45	B	2
	2.700	0.0	-254.9	1	0.00	148.0	0.37	B	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
 Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	ME _{d,y} (kNm)	MR _{k,y} (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb
1	66.25	148.03	0.78	0.83	1.10	0.60	B 2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $z_{ul f} = L / 300$
 charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb
1	1.400	0.13	0.19	0.191	0.900	0.21	2

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

Belastung (kN,m)	Lasttyp:		1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L				2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	15.00	10.00	15.00	10.00	1.00	0.00	1.40
2		4	B 1	125.00	50.00	125.00	50.00	1.00	1.40	1.30

Gerechnete Kombinationen aus 2 Lasten

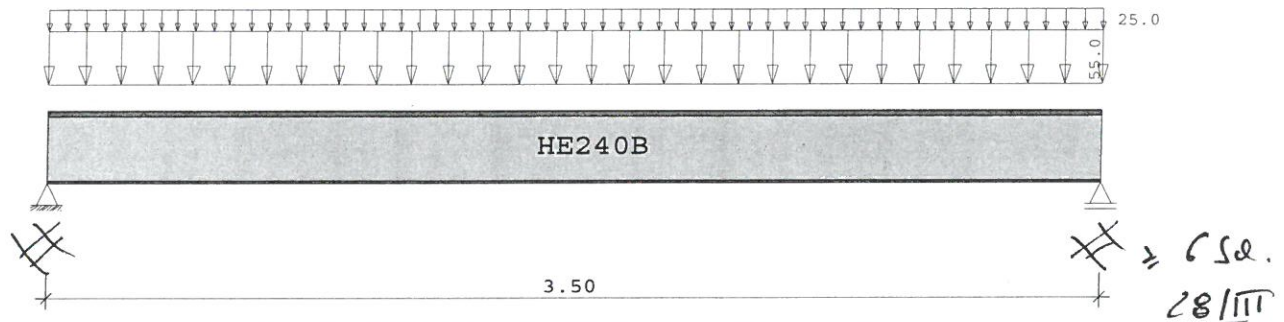
Last	K1	K2
1	g	g
2	.	x
	.	x

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

Position: T 13 Stahlträger Durchbruch Raum F10 EG

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

Maßstab 1 : 25



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz im EG über dem geplanten Wanddurchbruch zur Vergrößerung Raum F 10 (Ergotherapie)!

Links Auflager auf Stahlstützen (wie Pos. S5) wegen vorh.

Stb.-stütze erf., rechts Aufl. ins MW einstemmen oder alternativ

Stütze analog links einbauen! Aufl.-MW min. 6 Sch. 28/III o.glw.!

Der weitere Lastabtrag erfolgt ohne neuen Nachweis über das vorh.

sehr massive Streifenfundament (Keine KG!), Summe Last bleibt!

<Prinzip-Last-analog-Pos. T1-ausPos. 41N>

Max. Belastung aus:

Decke EG: s. S. 4 Aufl. 2:

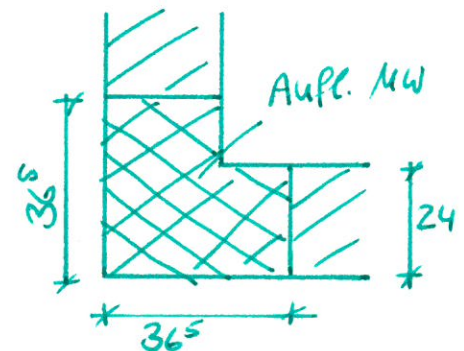
Decke 1. OG analog

Decke 2.OG und Lasten oberhalb über Stb.-Überzug 3.OG entfallen!

MW-Wand 1.OG

inkl. g, Verkleidung + Rundung:

	g (KN/m)	p (KN/m)
Decke EG: s. S. 4 Aufl. 2:	18,30	10,52
Decke 1. OG analog	18,30	10,52
Decke 2.OG und Lasten oberhalb über Stb.-Überzug 3.OG entfallen!		
MW-Wand 1.OG	15,80	
inkl. g, Verkleidung + Rundung:	55,00	25,00 = 80 KN/m



System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	3.500	konstant	1	11260.0	938.0	938.0	HE240B

Fußplatte unter
w. SS
≥ 200 × 140 × 15 mm

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		55.000	25.000	1.000			

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

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

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

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

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1 x0 = 1.750	122.50	0.00	0.00	140.00	-140.00	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	140.00	140.00	96.25	2
2	0.00	0.00	-140.00	0.00	140.00	96.25	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	96.25	43.75	0.00	140.00	140.00	96.25
2	96.25	43.75	0.00	140.00	140.00	96.25
Summe:	192.50	87.50	0.00	280.00	280.00	192.50

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	96.2	96.2	96.3	96.3
B	43.8	0.0	43.8	0.0
Sum	140.0	96.2	140.0	96.3

Ergebnisse für γ-fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

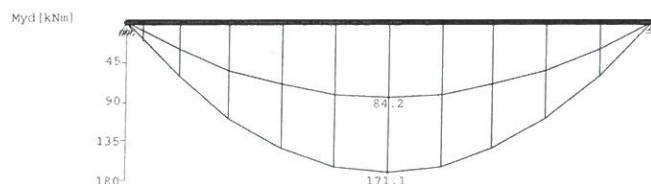
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 1.750	171.12	0.00	0.00	195.56	-195.56	B 2

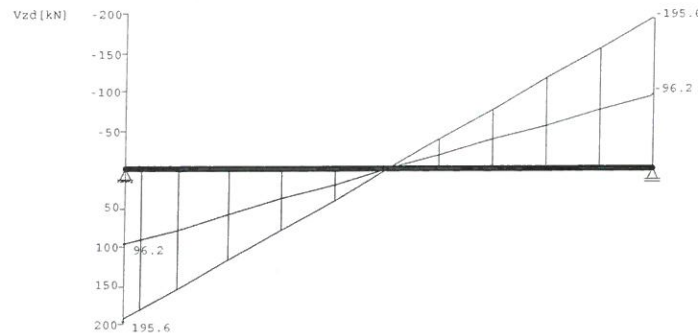
Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	195.56	195.56	96.25	B 2
2	0.00	0.00	-195.56	0.00	195.56	96.25	B 2

Maßstab 1 : 50



Querschnitte S235 $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd
4	HE240B	2491	248	451	117	1107
2	IPE400	1986	308	580	54	659

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)

 $\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	QNr.	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	195.6	156	90	1	0.66	B 2
	1.750	1	171.1	0.0	182	0	1	0.78	B 2
	3.500	1	0.0	-195.6	156	90	1	0.66	B 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)

 $\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M_{Rd} (kNm)	η	komb
1	0.000	0.0	195.6	1	0.00	248.0	0.43	B 2
	1.750	171.1	0.0	1	0.00	248.0	0.69	B 2
	3.500	0.0	-195.6	1	0.00	248.0	0.43	B 2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B

Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.

Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	$M_{Ed,y}$ (kNm)	$M_{Rk,y}$ (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb
1	171.12	248.00	0.54	0.94	1.10	0.81	B 2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $z_{ul} f = L / 300$
charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	f_g (cm)	f_{tot} (cm)	f (cm)	$z_{ul} f$ (cm)	η	komb
1	1.750	0.45	0.66	0.661	1.167	0.57	2

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

Belastung (kN,m)	Lasttyp:									
	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L				2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L					
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	55.00	25.00	55.00	25.00	1.00	0.00	3.50

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

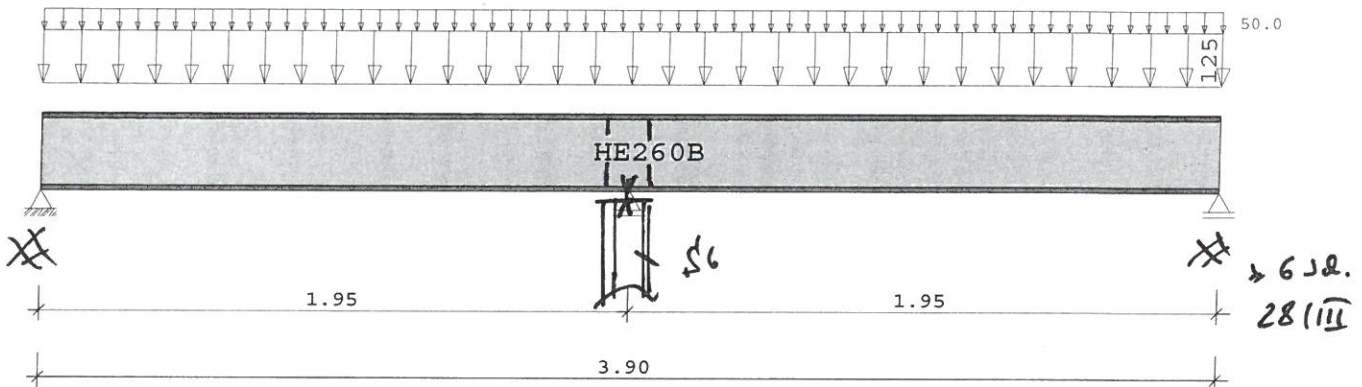
Last	K1	K2
1	g	g
	.	x

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

Position: T 14 Stahlträger Durchbruch R012-013 EG

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

Maßstab 1 : 25



Stahlträger über 2 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

$b/h = 375/375$

Nachweis neuer Sturz mit Zwischenstütze im EG über dem geplanten
Wanddurchbruch zwischen Raum 012 und 013!

Links und rechts Auflager in die betstehenden Wände einstemmen!

$L_a = 25 \text{ cm!}$ Je Seite min. 6 Schichten Aufl.-MW SF 28/MG III erf.!

Max. Belastung aus:	g (KN/m)	p
Dachdecke (3.OG) Pos. 11 $d=14\text{cm}$ ($5,75 + <2$) KN/m^2	21,00	8,50
Decke 2.+1.OG+EG ($4,8+3,25$) KN/m^2 :	52,50	41,40 (Pos. 51)
MW-Wand 1.+2.+3.OG (max.)	48,00	
Restwand bis zur Decke EG bzw. inkl. g, Verkleidung + Rundung:	125,00	+ 50,00 = 175 KN/m

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	W _o (cm ³)	W _u (cm ³)	
1	1.950	konstant	1	14920.0	1150.0	1150.0	HE260B
2	1.950	konstant	1	14920.0	1150.0	1150.0	HE260B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Typ EG Gr	VK	g _{L/r}	q _{L/r}	Fak.	Abst. L _b /L _c	ausPOS	Phi
1 B		125.000	50.000	1.000			

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

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

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 0.770	51.35	0.00	-71.30	134.06	-207.19	2
2	x0 = 1.180	51.35	-71.30	0.00	207.19	-134.06	3

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	134.06	134.06	85.31	2
2	-83.18	-83.18	-213.28	213.28	426.56	304.69	4
3	0.00	0.00	-134.06	0.00	134.06	85.31	3

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	91.41	42.66	-6.09	127.97	134.06	85.31
2	304.69	121.88	0.00	426.56	426.56	304.69
3	91.41	42.66	-6.09	127.97	134.06	85.31
Summe:	487.50	207.19	-12.19	682.50	694.69	475.31

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
	max	min	max	min	max	min
g	91.4	91.4	304.7	304.7	91.4	91.4
B	42.7	-6.1	121.9	0.0	42.7	-6.1
Sum	134.1	85.3	426.6	304.7	134.1	85.3

Ergebnisse für γ-fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

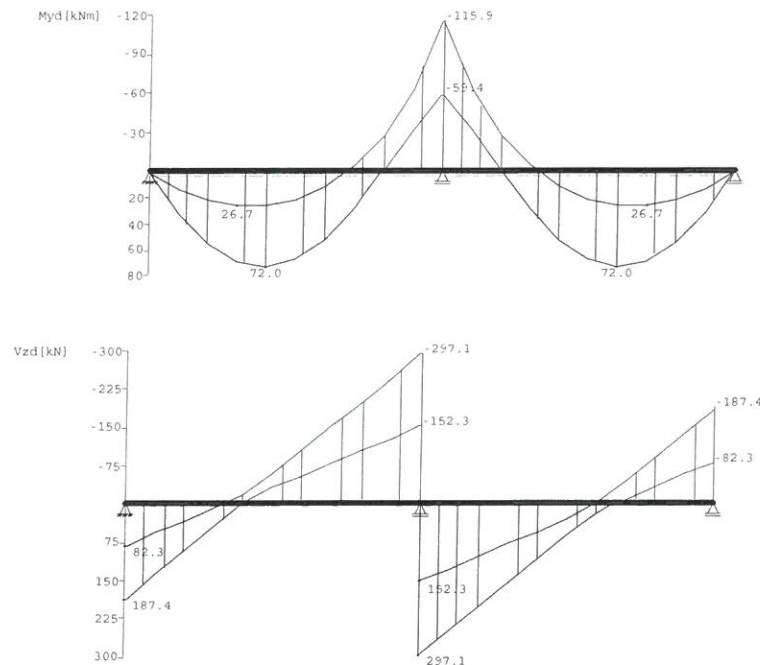
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 0.770	72.03	0.00	-98.03	187.38	-287.93	B 2
2	x0 = 1.180	72.03	-98.03	0.00	287.93	-187.38	B 3

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	187.38	187.38	82.27	B 2
2	-115.86	-115.86	-297.07	297.07	594.14	304.69	B 4
3	0.00	0.00	-187.38	0.00	187.38	82.27	B 3

Maßstab 1 : 50



Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd
4	HE260B	2773	302	504	142	1235

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	187.4	136	79	1	0.58	B	2
	0.770	1	72.0	-0.3	63	0	1	0.27	B	2
	1.950	1	-115.9	-297.1	216	124	1	0.92	B	4
2	0.000	1	-115.9	297.1	216	124	1	0.92	B	4
	1.180	1	72.0	0.3	63	0	1	0.27	B	3
	1.950	1	0.0	-187.4	136	79	1	0.58	B	3

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)							$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb
1	0.000	0.0	187.4	1	0.00	302.2	0.37	B 2
	0.770	72.0	-0.3	1	0.00	302.2	0.24	B 2
	1.950	-115.9	-297.1	1	0.03	301.3	0.59	B 4
2	0.000	-115.9	297.1	1	0.03	301.3	0.59	B 4
	1.180	72.0	0.3	1	0.00	302.2	0.24	B 3
	1.950	0.0	-187.4	1	0.00	302.2	0.37	B 3

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B

Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.

Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb
1	115.86	302.21	0.28	1.00	1.10	0.42	B 4
2	115.86	302.21	0.28	1.00	1.10	0.42	B 4

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

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb
1	0.780	0.03	0.05	0.052	0.650	0.08	2
2	1.170	0.03	0.05	0.052	0.650	0.08	3

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 2=Einzellast bei a
3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b
5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	125.00	50.00	125.00	50.00	1.00	0.00	1.95
2	2	4	B 2	125.00	50.00	125.00	50.00	1.00	0.00	1.95

Gerechnete Kombinationen aus 2 Lasten

Last K1 K2 K3 K4

	g	g	g	g
1	.	x	.	x
2	.	.	x	x

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

Position: S 6 Stütze unter T14 im EG

Stahlstütze STS+ 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

Grundparameter

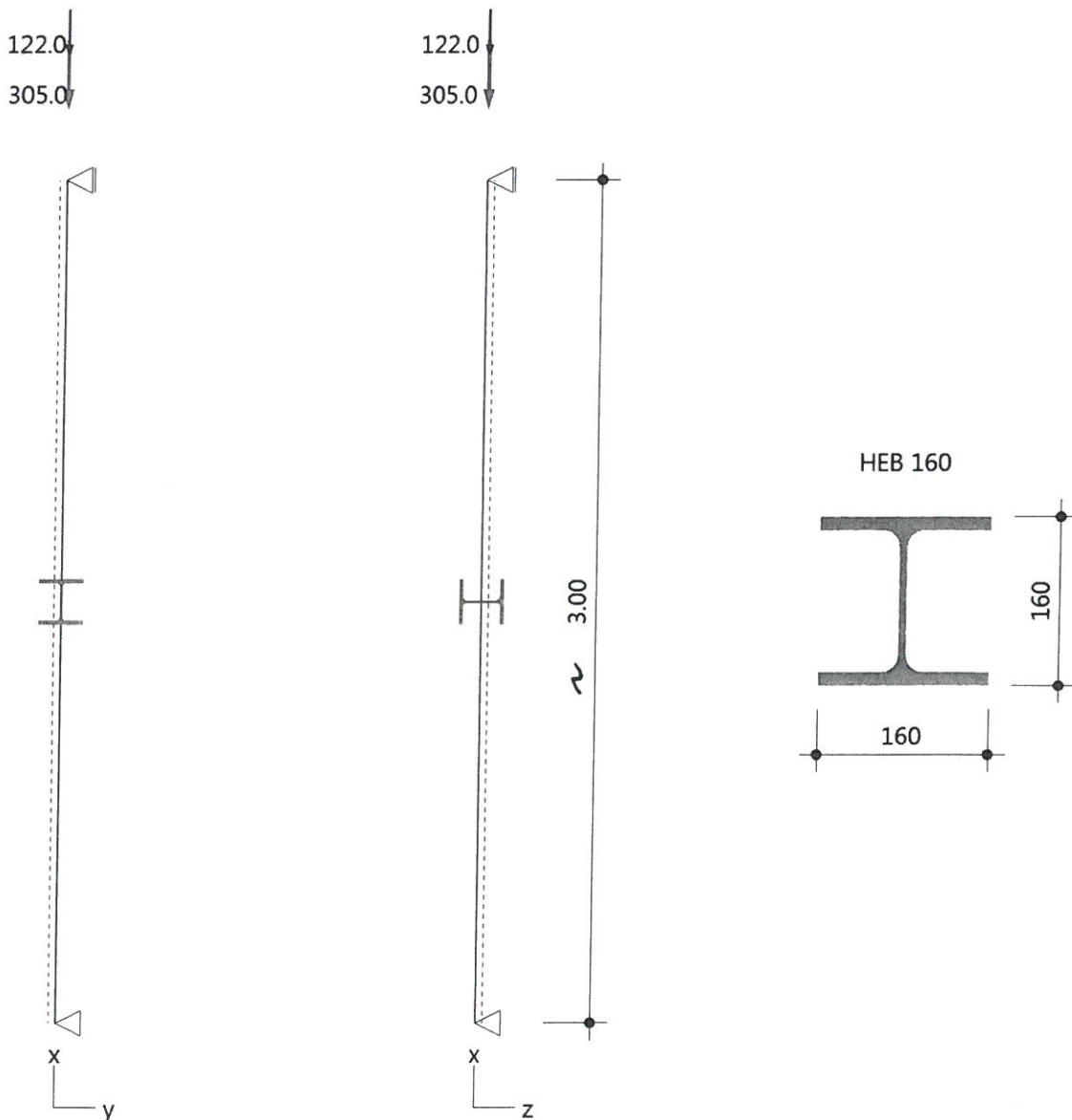
Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang A
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	$\delta_{lim} =$	1.0 cm

System Pendelstütze

Nachweis der Stütze unter Pos. T 14 im EG!

Max. Knicklänge: 3,25 m - 0,26 m = 2,99 m, gew. 3 m

Beachte genaue Maße gem. AP Architekt!



Stütze: Höhe = 3.00 m S235 HEB 160

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen ^{*)}			Verdrehungen ^{*)}		
		ux [kN/m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	3.00	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

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

Belastung**Einwirkungen(Ew)**

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

Lasten**Lastarten**

Art 14 = Kopflast kN

Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	Ew
1	14	in x-Richtung	305.0	3.00	-	-	99
2	14	in x-Richtung	122.0	3.00	-	-	2

Ergebnisse**Tragfähigkeit - Lastkombination ständige/vorübergehende Bemessungssituation****Schnittgrößen - Lfk 1**

x [m]	N _{Ed} [kN]	V _{z,Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	V _{y,Ed} [kN]	M _{z,Ed} [kNm]
0.00	-596.5	0.0	0.00	0.0	0.00
3.00	-594.8	0.0	0.00	0.0	0.00

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

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.47
3.00	1	0.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.47

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	GI	η	Lfk
0.00	1	596.5	0.00	6.46	0.77	1

Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch**Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{cd} = 1.0$ cm**

x [m]	f _{x,Ed} [cm]	f _{y,Ed} [cm]	f _{z,Ed} [cm]	f _{res,Ed} [cm]	η	Lfk
3.00	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.11	5

Auflagerkräfte**Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall**

Lager	x Lf [m]		Ew	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _y [kN]	M _z [kNm]
Fuss	0.00	Eigengewicht	99	-1.3	-	-	-	-
		Lf 1	99	-305.0	-	-	-	-
		Lf 2	2	-122.0	-	-	-	-
Kopf	3.00	Eigengewicht	99	-	-	-	-	-
		Lf 1	99	-	-	-	-	-
		Lf 2	2	-	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

Lfk	Bemessungssituation	[Last:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1.35 + 1:1.35 + 2:1.5
5	charakteristisch	Eigengewicht: 1.0 + 1:1.0 + 2:1.0

Zusammenfassung

Nachweis	Bemessungssituation	Querschnitt	Stabilität	Verformung
Tragfähigkeit	ständig/vorübergehend	0.47	0.77	
Gebrauchstauglichkeit	charakteristisch			0.11

Position: KP S 6 Kopfplatte zu S 6

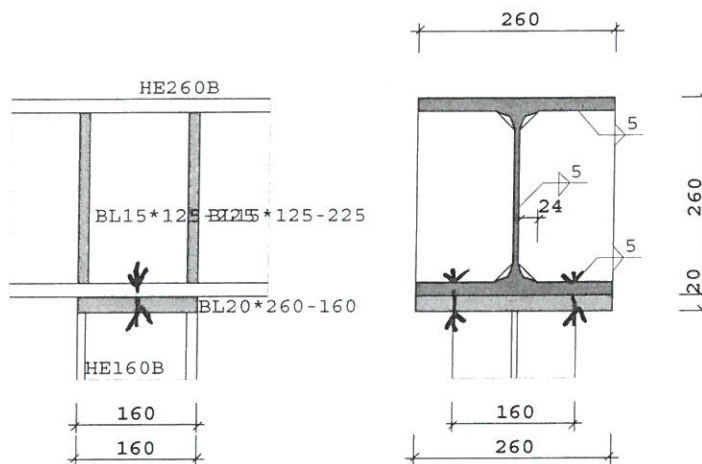
Trägerauflager ST4 02/2018A (Frilo R-2018-2/P04)

Nachweis Kopfplatte zu S6 - HEB 160!

Beachte Rippen $t = 15$ mm gem. AP!

Lagesicherung z.B. 2 M 16 5.6!

Maßstab 1 : 10



Träger auf Stütze : Auflagerkraft		Fd = 595.00 kN		
Norm	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12			
Träger	HE260B			
Stütze	HE160B			
Platte	Länge/Breite/Höhe = 160.0 / 260.0 / 20.0 mm			
Stahl	S235	$f_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$	$f_{uk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_{M0} = 1.00$
		$f_{vw,d} = 207.8 \text{ N/mm}^2$	$\beta_w = 0.80$	$\gamma_{M2} = 1.25$

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß					
Rippe	Breite	bR =	125.0 mm	$\leq \max bR =$	125.0 mm
	Höhe	hR =	225.0 mm		
	Aussparung	cR =	24.0 mm		
	Dicke	tR =	15.0 mm	$\geq \text{erft} R =$	11.4 mm
				$\eta =$	0.76
Kraft pro Rippe		vertikal :		horizontal :	
		F1 = 93.07 kN		F2 = 30.82 kN	
Doppelkehlnaht am belasteten unteren Flansch (Index 1) :					
Geometrie	Dicke	aw1 =	5.0 mm		
	Länge	lw1 =	101.0 mm		
	Fläche	Aw1 =	1010.0 mm ²		
Spannungen	$\sigma_{wd,1}$	=	92.2 N/mm ²	$\tau_{wd,1} =$	30.5 N/mm ²
Vergleichsspannung	$\sigma_{wd,V,1}$	=	97.1 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	97.1 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
				$\eta =$	0.47 < 1
Doppelkehlnaht am Steg (Index 2) :					
Geometrie	Dicke	aw2 =	5.0 mm		
	Länge	lw2 =	177.0 mm		
	Fläche	Aw2 =	1770.0 mm ²		
Spannungen	$\tau_{wd,2}$	=	52.6 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	52.6 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
				$\eta =$	0.25 < 1

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß

Doppelkehlnaht am unbelasteten oberen Flansch (Index 3) :

Geometrie	Dicke	aw3 =	5.0 mm	
	Länge	lw3 =	101.0 mm	
	Fläche	Aw3 =	1010.0 mm ²	
Spannungen	$\tau_{wd,3}$	=	30.5 N/mm ²	
Nachweis	σ_{wd}	=	30.5 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
			η	= 0.15 < 1

Spannung am Ausrundungsbeginn des Trägerstegs unten :

$\sigma_{dz} = F_d - 4 \cdot F_1 / ($	243.0 mm *	10.0 mm)	=	-59.63 N/mm ²
Nachweis	σ_d	=	59.6 N/mm ² / f_{yd}	= 235.0 N/mm ²
			η	= 0.25 < 1

Nachweis der umlaufenden Kehlnaht aw = 5.0 mm Platte - Stütze

Steg :				
Nachweis	σ_{wd}	=	87.7 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
			η	= 0.42 < 1
Flansch :				
Nachweis	σ_{wd}	=	142.4 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
			η	= 0.69 < 1

max $\eta = 0.76 \leq 1$ Nachweis für Stegrippen

Position: FP S 6 Nachweis Fußplatte zu S 6

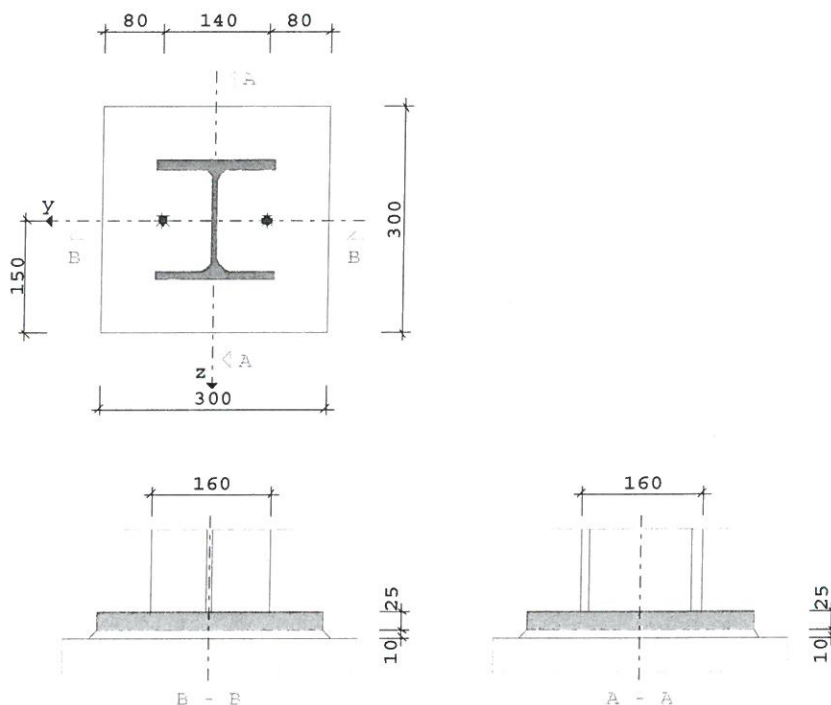
Stahlstütze - Fußplatte ST3 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

System
Bemerkungen

 Nachweis Fußplatte zu Pos. S6!
 Lagesicherung z.B. 2 FAZ II M 12 o.glw.!
 Kopfplatte siehe Pos. KP S6!

Grafik

Maßstab 1 : 10


Kennwerte

Nachweisführung nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12

Stütze	A cm2	Iy cm4	Iz cm4	h mm	tw mm	b mm	tf mm	r mm			
HE 160 B	54.30	2490.0	889.0	160.0	8.0	160.0	13.0	15.0			
Fußplatte	Länge	Breite	Dicke	Fugendicke	aw Steg	aw Flansch					
[mm]	300.0	300.0	25.0	10.0	5.0	6.0					
Stahl	fy N/mm2	fu N/mm2	γM0	γM2	βw	fvw N/mm2	Beton C16/20 C20/25	αc	γc	fcd N/mm2	EModul N/mm2
S235	235.0	360.0	1.00	1.25	0.80	207.8		0.85	1.50	11.3	30000.0
Anker	Anzahl		fyb	fub	N/mm2						
M 12 - 4.6 R	2		240.0	400.0	Gewinde in Fuge						

Ankerabstände bezogen auf die Außenkante der Fußplatte in Richtung

Steg	e1	e1	Flansch	w3	w1	w3
	150.0	150.0		50.0	140.0	50.0

Nachweis	Berechnungsoptionen (Vorgaben)
Querkraft	Es wird kein Querkraftnachweis über Anker geführt

Ergebnisse**Ergebnisse Kombination 1**

Nr	Bezeichnung	Nd[kN]	Myd[kNm]	Vzd[kN]	Vyd[kN]
1	Kombination 1	597.00	0.00	0.00	0.00

Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell (Druck)

Tragfähigkeit $NARd = 955.8 \text{ kN}$ $\eta = 0.62 < 1$

Druckkomponente

Festigkeit Lagerfuge	$f_{jd} = 11.3 \text{ N/mm}^2$				
Anschlußbeiwert	$\beta_j = 0.67$				
Faktor	$sqA1A0 = 1.50$				
Ausbreitungsbreite	$c = 65.7 \text{ mm}$	Dicke	$t = 25.0 \text{ mm}$		
Flansch	$A_{eff1} = 419.9 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D1} = 7.1 \text{ N/mm}^2$		
Steg	$A_{eff2} = 3.4 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D2} = 6.7 \text{ N/mm}^2$		
Druckfläche	$A_{eff} = 843.2 \text{ cm}^2$	$NARd$	$= 955.81 \text{ kN}$		

Nachweis der Schweißnähte aus Teilschnittgrößen

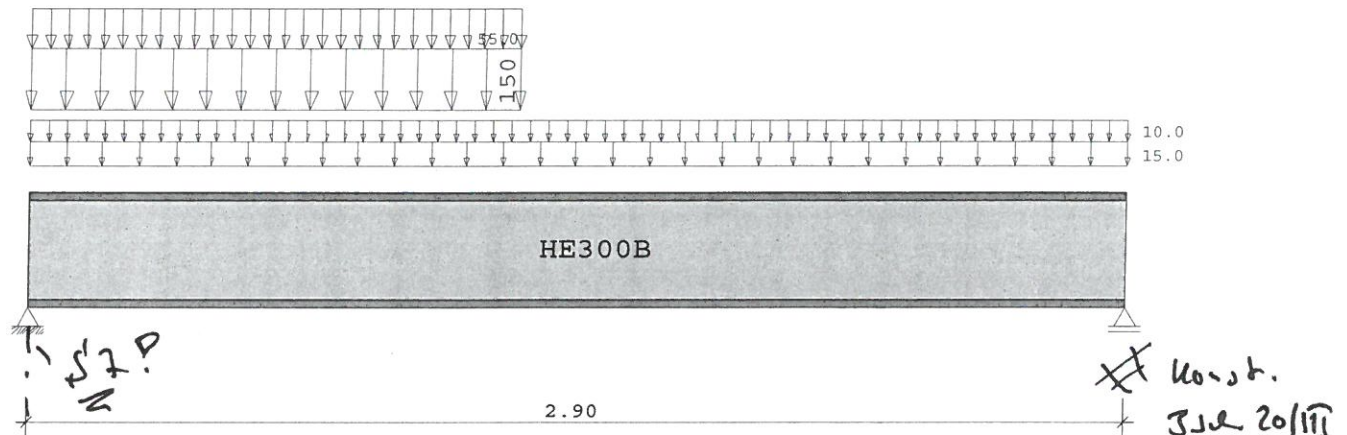
Querschnittsteil	σ_{wd}		erf.aw	vorh.aw		η
Steg	134.9	N/mm ²	3.3	5.0	mm	0.65
Gurt	134.9	N/mm ²	3.9	6.0	mm	0.65

maximale Auslastung $\eta = 0.65 < 1$ Schweißnaht Stütze Fußplatte

Position: T 15 Stahlträger Flur im EG unter Wand OG!

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

Maßstab 1 : 20



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Träger im Flurbereich EG zwischen Achse B und C unterhalb der Stb.-wandscheiben im 1. OG mit Zusatzlasten aus Pos. T2 und vorgefundener Schwächung durch horizontalen Schlitz! Tragfähigkeit vorh. Wandscheibe somit reduziert und gem. Abstimmung mit dem Architekten wird im EG die Pos. T15 zur Stabilisierung angeordnet!

Max. Belastung analog Pos. T12:	g (KN/m)	p (KN/m)
q1: (Pos. 49!)	(10,00)	(7,90)
Decke EG inkl. g u. Rundung	15,00	10,00
q2:		
Decke 1.+2.OG(5,2+3,5/4,75)KN/m ² :	20,00	15,80 (Pos. 49!)
2.OG: wie q1x3,5m/2 vert. 1,6m:	10,94(17,5KN)	8,63 (13,8KN)
1.OG: T2 verteilt auf 1,6m:	40,20	18,84
MW-wand 2.-3.OG MW + Beton 1.OG	51,10	
Decke 3.OG (6,1+<2)KN/m ² :	11,74	3,85 (P.9+Dach)
Pos. 10: qx3,5m/2 vert. 1,6m:	12,84(20,5KN)	4,21 (6,7KN)
Inkl. g + Verkleidung + Rundung:	150,00 +	55,00 = 205 KN/m

System	Länge		Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm4)	Wo (cm3)	Wu (cm3)	
1	2.900	konstant	1	25170.0	1680.0	1680.0	HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		15.000	10.000	1.000		q1	
4 B	0.000	150.000	55.000	1.000	0.000 1.300	q2	
		150.000	55.000				

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

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

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

Ergebnisse für 1-fache Lasten							
Feldmomente Maximum						(kNm , kN)	
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 1.060	129.52	0.00	0.00	244.71	-97.68	2

Stützmomente Maximum							
(kNm , kN)							
Stütze		M li	M re	V li	V re	max F	min F
1		0.00	0.00	0.00	244.71	244.71	174.74
2		0.00	0.00	-97.68	0.00	97.68	67.15

Auflagerkräfte						
(kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	174.74	69.97	0.00	244.71	244.71	174.74
2	67.15	30.53	0.00	97.68	97.68	67.15
Summe:	241.89	100.50	0.00	342.39	342.39	241.89

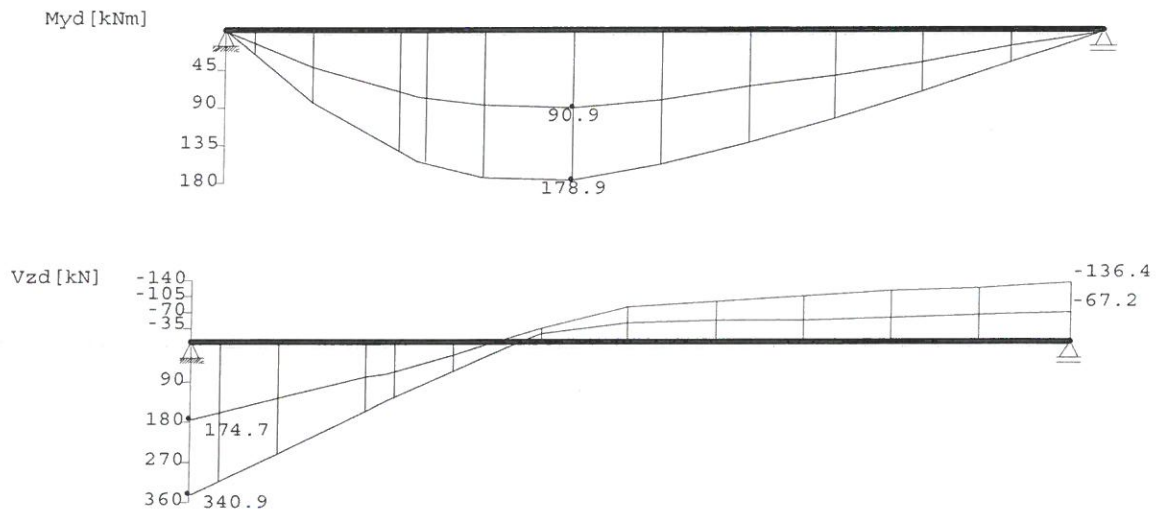
Auflagerkräfte					
(kN)					
EG	Stütze 1		Stütze 2		
	max	min	max	min	
g	174.7	174.7	67.2	67.2	
B	70.0	0.0	30.5	0.0	
Sum	244.7	174.7	97.7	67.2	

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

Feldmomente Maximum						
(kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.060	180.51	0.00	0.00	340.86	-136.45

Stützmomente Maximum							
(kNm , kN)							
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1		0.00	0.00	0.00	340.86	340.86	174.74
2		0.00	0.00	-136.44	0.00	136.45	67.15

Maßstab 1 : 25



Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm2				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd
4	HE300B	3502	440	642	205	1547

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm2)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	340.9	194	112	1	0.83	B 2	
	1.060	1	180.5	-0.3	108	0	1	0.46	B 2	
	2.900	1	0.0	-136.4	78	45	1	0.33	B 2	

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb		
1	0.000	0.0	340.9	1	0.00	440.0	0.53	B 2		
	1.060	180.5	-0.3	1	0.00	440.2	0.41	B 2		
	2.900	0.0	-136.4	1	0.00	440.2	0.21	B 2		

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb
1	178.87	440.21	0.40	1.00	1.10	0.45	B 2

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

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb
1	1.450	0.14	0.19	0.195	0.967	0.20	2

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

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L				2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L				
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	15.00	10.00	15.00	10.00	1.00	0.00	2.90
2		4	B 1	150.00	55.00	150.00	55.00	1.00	0.00	1.30

Gerechnete Kombinationen aus 2 Lasten

Last	K1	K2
------	----	----

	g	g
1	.	x
2	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:

Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten

alle gleichzeitig alternierend mit $\gamma_{\text{G}} = 1,00 / 1,35$ beaufschlagt.

Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen

vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die

Leiteinwirkung ist.

Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: S 7 Stützen unter T15 im EG

Stahlstütze STS+ 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

Grundparameter

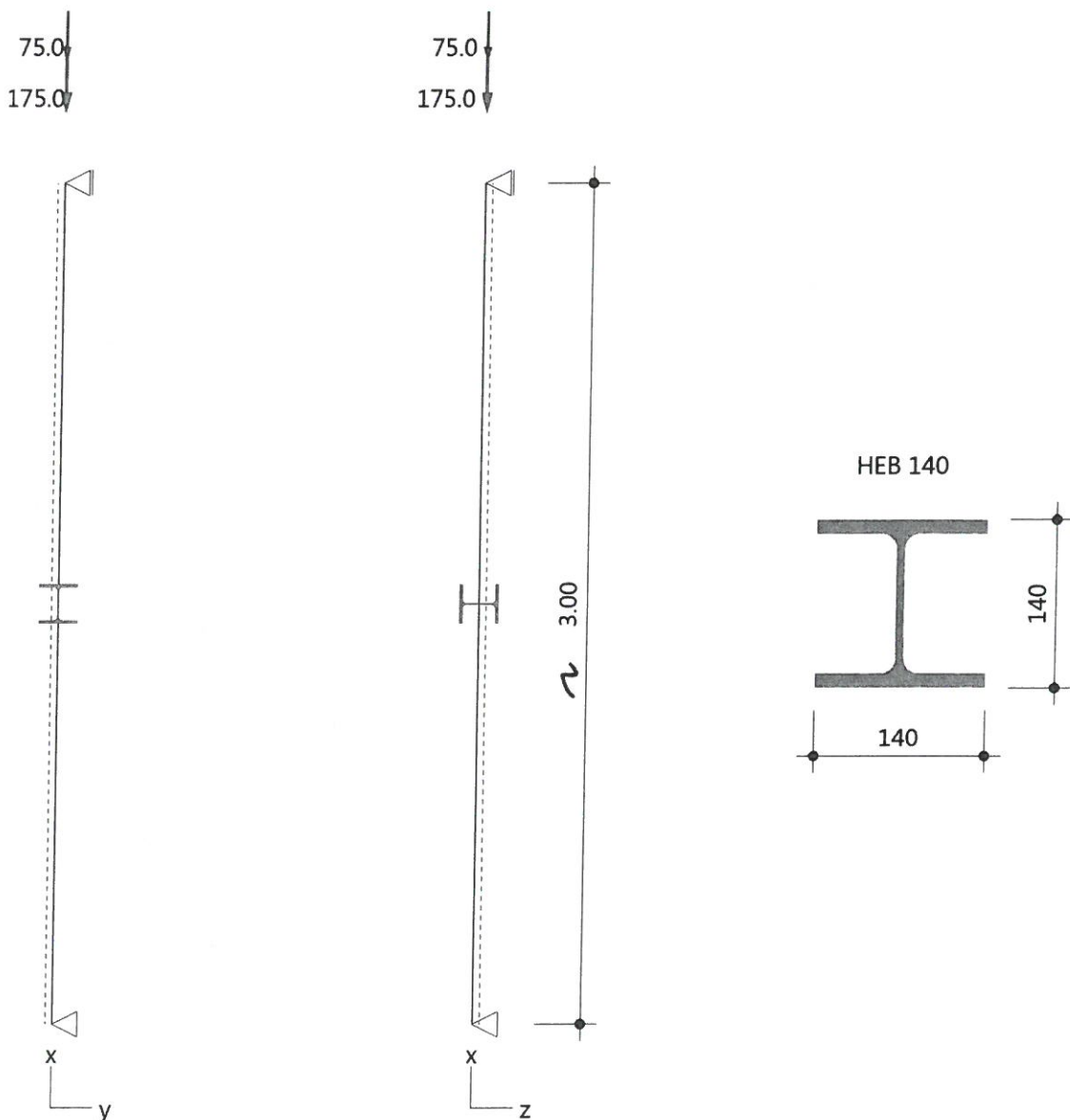
Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang A
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	$\delta_{lim} =$	1.0 cm

System Pendelstütze

Nachweis der beiden Stützen unter Pos. T15 im EG!

Max. mögliche Knicklänge: $3,21 \text{ m} + 0,06 \text{ m} - 0,30 \text{ m} < 3,00 \text{ m}$

Beachte Ang. und Maße auch zur Lage der Stützen gem. AP Architekt!



Stütze: Höhe = 3.00 m S235 HEB 140

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen ^{*)}			Verdrehungen ^{*)}		
		ux [kN/m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	3.00	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

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

Belastung**Einwirkungen(Ew)**

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

Lasten**Lastarten**

Art 14 = Kopflast kN

Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	Ew
1	14	in x-Richtung	175.0	3.00		-	99
2	14	in x-Richtung	75.0	3.00		-	2

Ergebnisse**Tragfähigkeit - Lastkombination ständige/vorübergehende Bemessungssituation****Schnittgrößen - Lfk 1**

x [m]	N _{Ed} [kN]	V _{z,Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	V _{y,Ed} [kN]	M _{z,Ed} [kNm]
0.00	-350.1	0.0	0.00	0.0	0.00
3.00	-348.8	0.0	0.00	0.0	0.00

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

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.35
3.00	1	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.35

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	Gl	η	Lfk
0.00	1	350.1	0.00	6.46	0.63	1

Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch**Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{cd} = 1.0$ cm**

x [m]	f _{x,Ed} [cm]	f _{y,Ed} [cm]	f _{z,Ed} [cm]	f _{res,Ed} [cm]	η	Lfk
3.00	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.08	5

Auflagerkräfte**Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall**

Lager	x [m]	Lf	Ew	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _y [kN]	M _z [kNm]
Fuss	0.00	Eigengewicht	99	-1.0	-	-	-	-
		Lf 1	99	-175.0	-	-	-	-
		Lf 2	2	-75.0	-	-	-	-
Kopf	3.00	Eigengewicht	99	-	-	-	-	-
		Lf 1	99	-	-	-	-	-
		Lf 2	2	-	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

Lfk	Bemessungssituation	[Last:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht:1.35 + 1:1.35 + 2:1.5
5	charakteristisch	Eigengewicht:1.0 + 1:1.0 + 2:1.0

Zusammenfassung

Nachweis	Bemessungssituation	Querschnitt	Stabilität	Verformung
Tragfähigkeit	ständig/vorübergehend	0.35	0.63	
Gebrauchstauglichkeit	charakteristisch			0.08

Position: KP S 7 Kopfplatte zu S 7

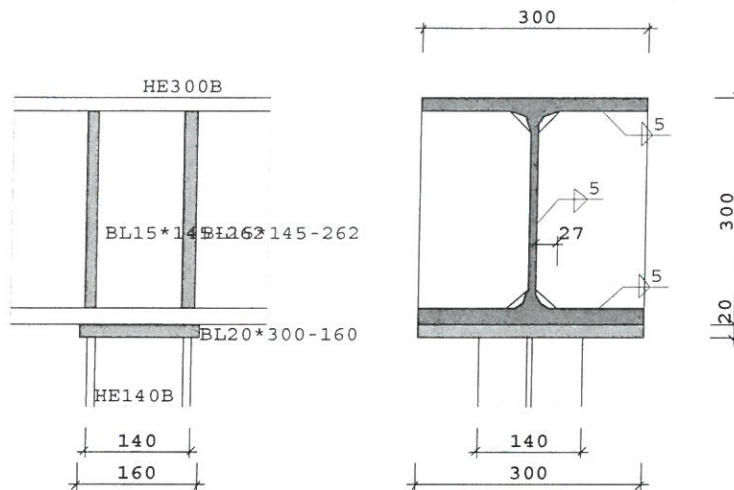
Trägerauflager ST4 02/2018A (Frilo R-2018-2/P04)

Nachweis Kopfplatte zu S7 - HEB 140!

Beachte Rippen $t = 15 \text{ mm}$ gem. AP!

Lagesicherung z.B. 2 M 16 5.6!

Maßstab 1 : 10



Träger auf Stütze : Auflagerkraft		Fd = 341.00 kN	
Norm	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12		
Träger	HE300B		
Stütze	HE140B		
Platte	Länge/Breite/Höhe = 160.0 / 300.0 / 20.0 mm		
Stahl	S235	$f_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$	$f_{uk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$
		$f_{vw,d} = 207.8 \text{ N/mm}^2$	$\beta_w = 0.80$
		$\gamma_{M0} = 1.00$	$\gamma_{M2} = 1.25$

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß

Rippe	Breite	bR = 144.5 mm	$\leq \text{maxbR} = 144.5 \text{ mm}$
	Höhe	hR = 262.0 mm	
	Aussparung	cR = 27.0 mm	
	Dicke	tR = 15.0 mm	$\geq \text{erftR} = 13.1 \text{ mm}$
			$\eta = 0.88$

Kraft pro Rippe		vertikal :	horizontal :
		F1 = 53.31 kN	F2 = 17.45 kN

Doppelkehlnaht am belasteten unteren Flansch (Index 1) :

Geometrie	Dicke	aw1 = 5.0 mm	
	Länge	lw1 = 117.5 mm	
	Fläche	Aw1 = 1175.0 mm ²	
Spannungen	$\sigma_{wd,1}$	= 45.4 N/mm ²	$\tau_{wd,1} = 14.8 \text{ N/mm}^2$
Vergleichsspannung	$\sigma_{wd,V,1}$	= 47.7 N/mm ²	
Nachweis	σ_{wd}	= 47.7 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
		$\eta = 0.23 < 1$	

Doppelkehlnaht am Steg (Index 2) :

Geometrie	Dicke	aw2 = 5.0 mm	
	Länge	lw2 = 208.0 mm	
	Fläche	Aw2 = 2080.0 mm ²	
Spannungen	$\tau_{wd,2}$	= 25.6 N/mm ²	
Nachweis	σ_{wd}	= 25.6 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
		$\eta = 0.12 < 1$	

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß

Doppelkehlnaht am unbelasteten oberen Flansch (Index 3) :

Geometrie	Dicke	aw3 =	5.0 mm	
	Länge	lw3 =	117.5 mm	
	Fläche	Aw3 =	1175.0 mm ²	
Spannungen	$\tau_{wd,3}$	=	14.8 N/mm ²	
Nachweis	σ_{wd}	=	14.8 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
			η	= 0.07 < 1

Spannung am Ausrundungsbeginn des Trägerstegs unten :

$\sigma_{dz} = F_d - 4 \cdot F_1 / ($	252.0 mm *	11.0 mm)	=	-29.30 N/mm ²
Nachweis	σ_d	=	29.3 N/mm ² / f_{yd}	= 235.0 N/mm ²
			η	= 0.12 < 1

Nachweis der umlaufenden Kehlnaht aw = 4.0 mm Platte - Stütze

Steg :				
Nachweis	σ_{wd}	=	69.4 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
			η	= 0.33 < 1
Flansch :				
Nachweis	σ_{wd}	=	119.0 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
			η	= 0.57 < 1

max η = 0.88 <= 1 Nachweis für Stegrippen

Position: FP S 7 Nachweis Fußplatte zu S 7

Stahlstütze - Fußplatte ST3 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

System**Bemerkungen**

Nachweis Fußplatte zu Pos. S7!

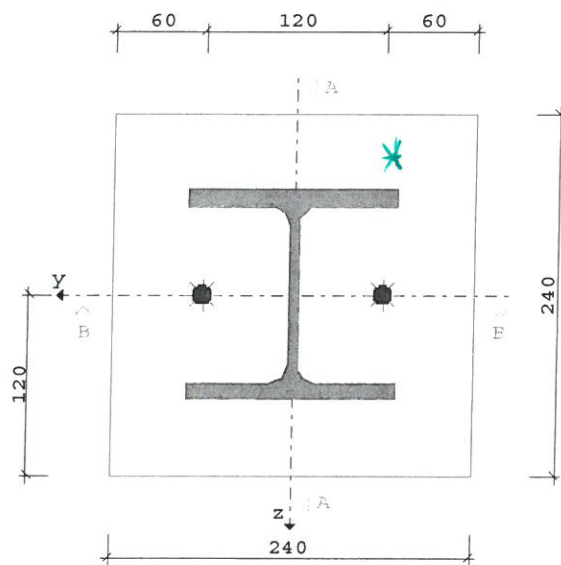
Lagesicherung z.B. 2 FAZ II M 12 o.glw.!

Kopfplatte siehe Pos. KP S7!

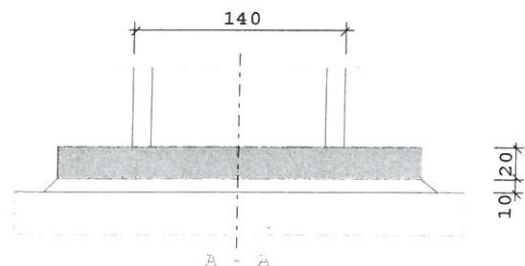
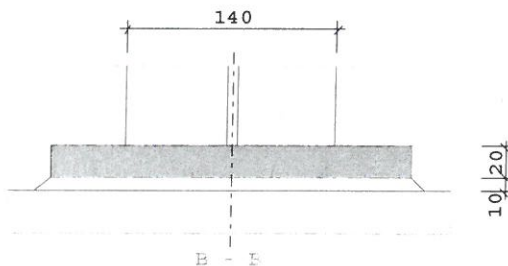
Beachte Ang. ausf. Firma und Vorgaben Architekt!

Grafik

Maßstab 1 : 5



**) MW-Pfeiler für Fußplatte 50mm
unten einschlitzen.
alternativ:
Stütze entspr. abrücken*

**Kennwerte**

Nachweisführung nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12

Stütze	A cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	h mm	t _w mm	b mm	t _f mm	r mm
HE 140 B	43.03	1226.8	834.3	140.0	7.0	140.0	12.0	12.0

Fußplatte	Länge	Breite	Dicke	Fugendicke	aw Steg	aw Flansch
[mm]	240.0	240.0	20.0	10.0	4.0	4.0

Stahl	f _y N/mm ²	f _u N/mm ²	γ _{M0}	γ _{M2}	β _w	f _{vwd} N/mm ²	Beton	α _c	γ _c	f _{cd} N/mm ²	EModul N/mm ²
S235	235.0	360.0	1.00	1.25	0.80	207.8	<i>C16/20</i> C20/25	0.85	1.50	11.3	30000.0

Anker	Anzahl	f _{yb}	f _{ub}	N/mm ²
M 12 - 4.6 R	2	240.0	400.0	

Durch Vergleichsrechnung
Gewinde in Fuge
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiemeyer

Ankerabstände bezogen auf die Außenkante der Fußplatte in Richtung

Steg	e1	e1	Flansch	w3	w1	w3
	120.0	120.0		60.0	120.0	60.0

Nachweis	Berechnungsoptionen (Vorgaben)
Querkraft	Es wird kein Querkraftnachweis über Anker geführt

Ergebnisse**Ergebnisse Kombination 1**

Nr	Bezeichnung	Nd[kN]	Myd[kNm]	Vzd[kN]	Vyd[kN]
1	Kombination 1	345.00	0.00	0.00	0.00

Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell (Druck)

Tragfähigkeit $NARd = 634.6 \text{ kN}$ $\eta = 0.54 < 1$

Druckkomponente

Festigkeit Lagerfuge	fjd =	11.3	N/mm2		
Anschlußbeiwert	β_j =	0.67			
Faktor	sqA1A0 =	1.50			
Ausbreitungsbreite	c =	52.6	mm	Dicke	t = 20.0 mm
Flansch	Aeff1 =	274.9	cm2	σ_{D1} =	6.2 N/mm2
Steg	Aeff2 =	11.8	cm2	σ_{D2} =	5.2 N/mm2
Druckfläche	Aeff =	561.5	cm2	NARd	= 634.56 kN

Nachweis der Schweißnähte aus Teilschnittgrößen

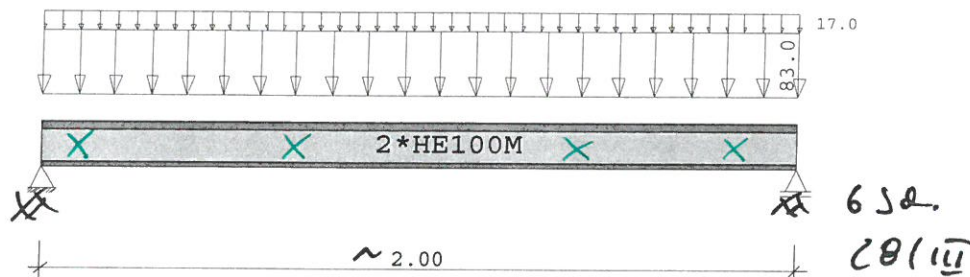
Querschnittsteil	σ_{wd}		erf.aw	vorh.aw		η
Steg	126.5	N/mm2	2.4	4.0	mm	0.61
Gurt	126.5	N/mm2	2.4	4.0	mm	0.61

maximale Auslastung $\eta = 0.61 < 1$ Schweißnaht Stütze Fußplatte

Position: T 16 Stahlträger Durchbruch im EG - Außenwand

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

Maßstab 1 : 20



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz im EG über den beiden geplanten
Außenwanddurchbrüchen in Achse G links u. rechts im Südflügel!

Max. Belastung aus:

Decke 3. OG Pos. 1 (5,2+<2!) **2,8**Decke 41N(3xEndfeld, $q = 4,3 + 2,3 \text{ kN/m}^2$) < 24,2

MW

Inkl. Verkleidung + Rundung:

g (KN/m)

9,8

p

3,75

12,94 **14,2****48,0** **53****83,0 (+g!) + 17,00 kN/m**

Träger in den Drittelpunkten mit Gewindestange M 16 5.6 **+ über dem Auflager**
verbolzen, Auflager je Seite konstr. 6 Sch. 28/III!

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	2.000	konstant	1	2280.0	380.0	380.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L	2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L
------------------	----------	--	---

Typ EG Gr	VK	g _{I/r}	q _{I/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		83.000	17.000	1.000			

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

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B 1	Büros		0.70	0.50	0.30	1.50

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

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1 x0 = 1.000	50.42	0.00	0.00	100.84	-100.84	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	100.83	100.84	83.84	2
2	0.00	0.00	-100.83	0.00	100.84	83.84	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	83.84	17.00	0.00	100.84	100.84	83.84
2	83.84	17.00	0.00	100.84	100.84	83.84
Summe:	167.67	34.00	0.00	201.67	201.67	167.67

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	83.8	83.8	83.8	83.8
B	17.0	0.0	17.0	0.0
Sum	100.8	83.8	100.8	83.8

Ergebnisse für γ-fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 1.000	69.34	0.00	0.00	138.68	-138.68	B 2

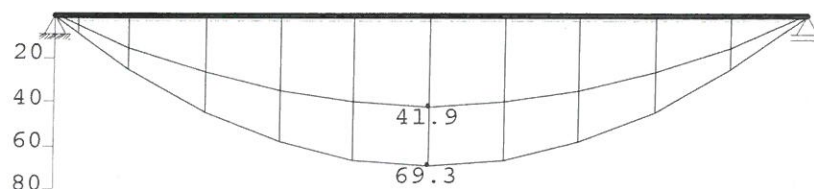
Stützmomente Maximum

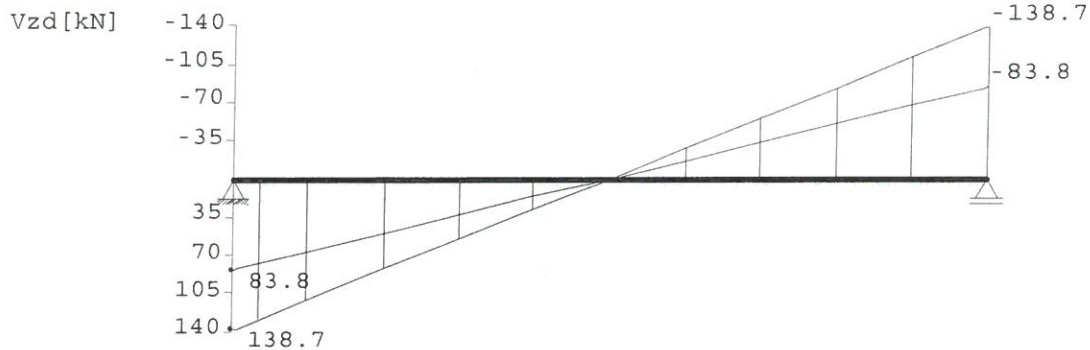
(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	138.68	138.68	83.84	B 2
2	0.00	0.00	-138.68	0.00	138.68	83.84	B 2

Maßstab 1 : 20

M_{yd} [kNm]





Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd
5	HE100M	1250	55	244	27	575

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1) γM0 = 1.00									
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σv (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	138.7	106	61	1	0.45	B 2
	1.000	1	69.3	0.0	182	0	1	0.78	B 2
	2.000	1	0.0	-138.7	106	61	1	0.45	B 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2) γM0 = 1.00									
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	138.7	1	0.00	55.5	0.28	B	2
	1.000	69.3	0.0	1	0.00	55.5	0.62	B	2
	2.000	0.0	-138.7	1	0.00	55.5	0.28	B	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λlt	κlt	γM	Eta	komb	
1	34.67	55.48	0.40	1.00	1.10	0.69	B	2

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

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb	
1	1.000	0.36	0.44	0.439	0.667	0.66		2

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	2=Einzellast bei a
		3=Einzelmoment bei a	4=Trapezlast von a - a+b
		5=Dreieckslast über L	6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	83.00	17.00	83.00	17.00	1.00	0.00	2.00

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

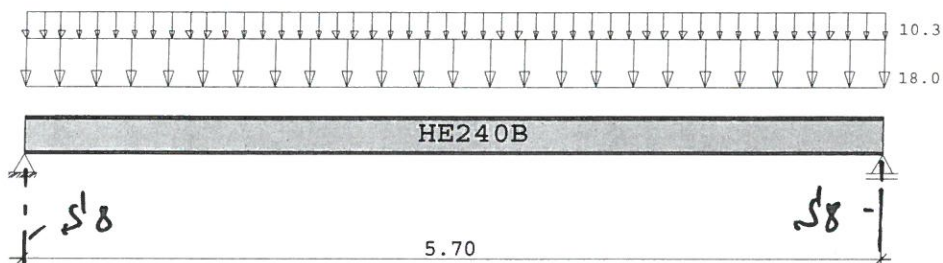
Last	K1	K2
1	g .	g x

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

Position: T 17 Stahlträger Durchbruch Achse 12 im EG

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P08)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
 E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz in Achse 12 im EG unterhalb der Abfangungen im 1.OG (T1 + S1/S1.1), somit nur Last aus EG-decke!
 Vor den beiden Stb.-stützen werden die Stahlstützen S 8 angeordnet und konstr. mit den Stützen verdübelt! Siehe Hinweise Pos. S8 auch zur Gründung auf vorh. Fundamentüberständen Innenseiten!

Max. Belastung aus:
 q1: Pos. 41N
 inkl. g, Verkleidung + Rundung:

g (kN/m) p
 16,40 10,30
 18,00 + 10,30 = 28,3 kN/m

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	5.700	konstant	1	11260.0	938.0	938.0 HE240B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		18.000	10.300	1.000		q1	

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

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

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm, kN)						
Feld		Mf	Mli	Mr	Vli	Vre
1	x0 = 2.850	114.93	0.00	0.00	80.66	-80.66
						komb
						2

Durch Vergleichsrechnung
 geprüft
 Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)		
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	80.65	80.66	51.30	2
2	0.00	0.00	-80.65	0.00	80.66	51.30	2

Auflagerkräfte					(kN)	
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	51.30	29.36	0.00	80.66	80.66	51.30
2	51.30	29.36	0.00	80.66	80.66	51.30
Summe:	102.60	58.71	0.00	161.31	161.31	102.60

Auflagerkräfte					(kN)	
EG	Stütze 1		Stütze 2		max	min
	max	min	max	min		
g	51.3	51.3	51.3	51.3		
B	29.4	0.0	29.4	0.0		
Sum	80.7	51.3	80.7	51.3		

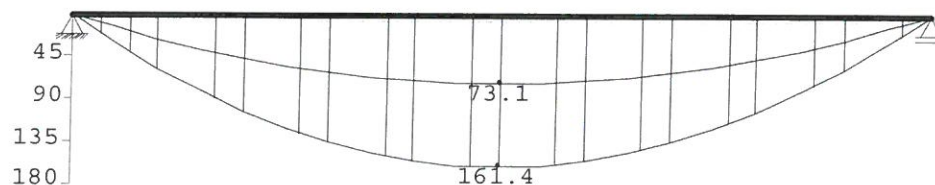
Ergebnisse für γ -fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{FI} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum					(kNm , kN)		
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 2.850	161.43	0.00	0.00	113.29	-113.29	B 2

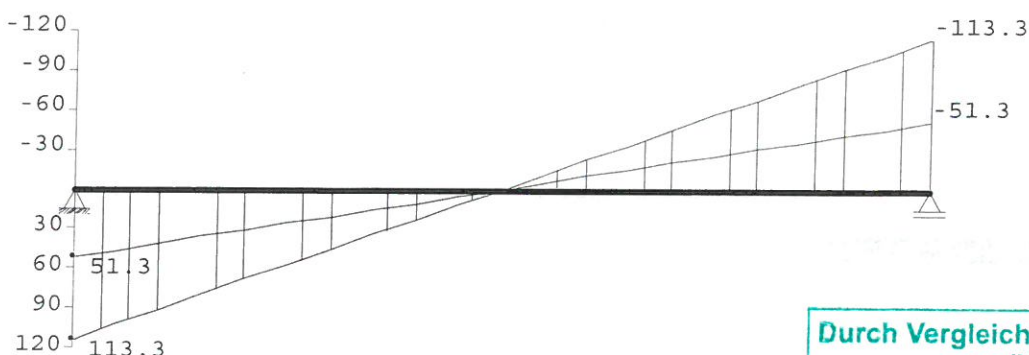
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)		
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	113.29	113.29	51.30	B 2
2	0.00	0.00	-113.29	0.00	113.29	51.30	B 2

Maßstab 1 : 50

Myd [kNm]



Vzd [kN]



Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd
4	HE240B	2491	248	451	117	1107

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	113.3	90	52	1	0.38	B	2
	2.850	1	161.4	0.0	172	0	1	0.73	B	2
	5.700	1	0.0	-113.3	90	52	1	0.38	B	2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)							$\gamma_{MO} = 1.00$		
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	113.3	1	0.00	248.0	0.25	B	2
	2.850	161.4	0.0	1	0.00	248.0	0.65	B	2
	5.700	0.0	-113.3	1	0.00	248.0	0.25	B	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B								
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.								
Die Lasten sind OK Balken angesetzt.								
Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb	
1	161.43	248.00	0.73	0.86	1.10	0.84	B	2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 300							
charakteristische Kombination							
Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb
1	2.850	1.05	1.65	1.645	1.900	0.87	2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.											
Belastung (kN,m)		Lasttyp:		1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L				2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge	
1	1	4	B 1	18.00	10.30	18.00	10.30	1.00	0.00	5.70	

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten		
Last	K1	K2
1	g	g
	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last	K1	K2
------	----	----

alle gleichzeitig alternierend mit GammaG = 1,00 / 1,35 beaufschlagt.

Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die Leiteinwirkung ist.

Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

**Durch Vergleichsrechnung
geprüft**

Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Position: S 8 Stützen unter T 17 im EG

Stahlstütze STS+ 02/2018 (Frilo R-2018-2/P08)

Grundparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang A
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	$\delta_{lim} =$	1.0 cm

System Pendelstütze

Nachweis der beiden Stützen unter Pos. T17 im EG!

Max. mögliche Knicklänge: 3,21 m + 0,06 m - 0,24 m < 3,05 m

Beachte vorh. Stb.-stützen in Achse A und B, die Stahlstützen

HEB 120 sind oben und ca. mittig mit je 2 FAZ II M12 o.glw.

an die Betonstützen anzudübeln! Fußpunkt s. Pos. FP S 8!

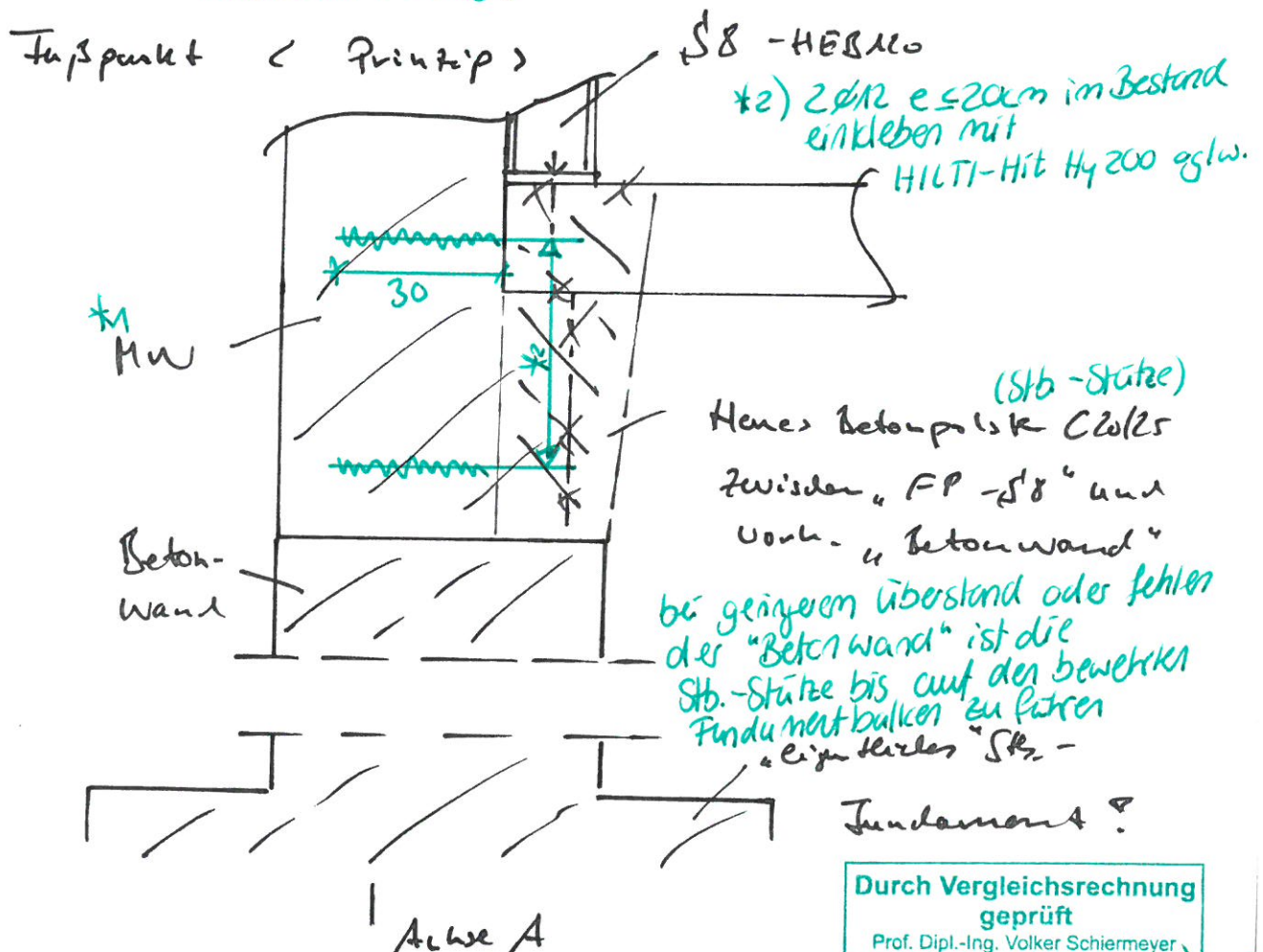
Der weitere Lastabtrag kann über die vorhandenen Fundamente der beiden Stb.-stützen erfolgen. Die rechn. vorh. Ausmitte wirkt sich auf die deutlich tiefer liegenden eigentlichen Fundamente nicht aus, da sich die Lasten aus Betonstützen und S8 bis OK Fundament

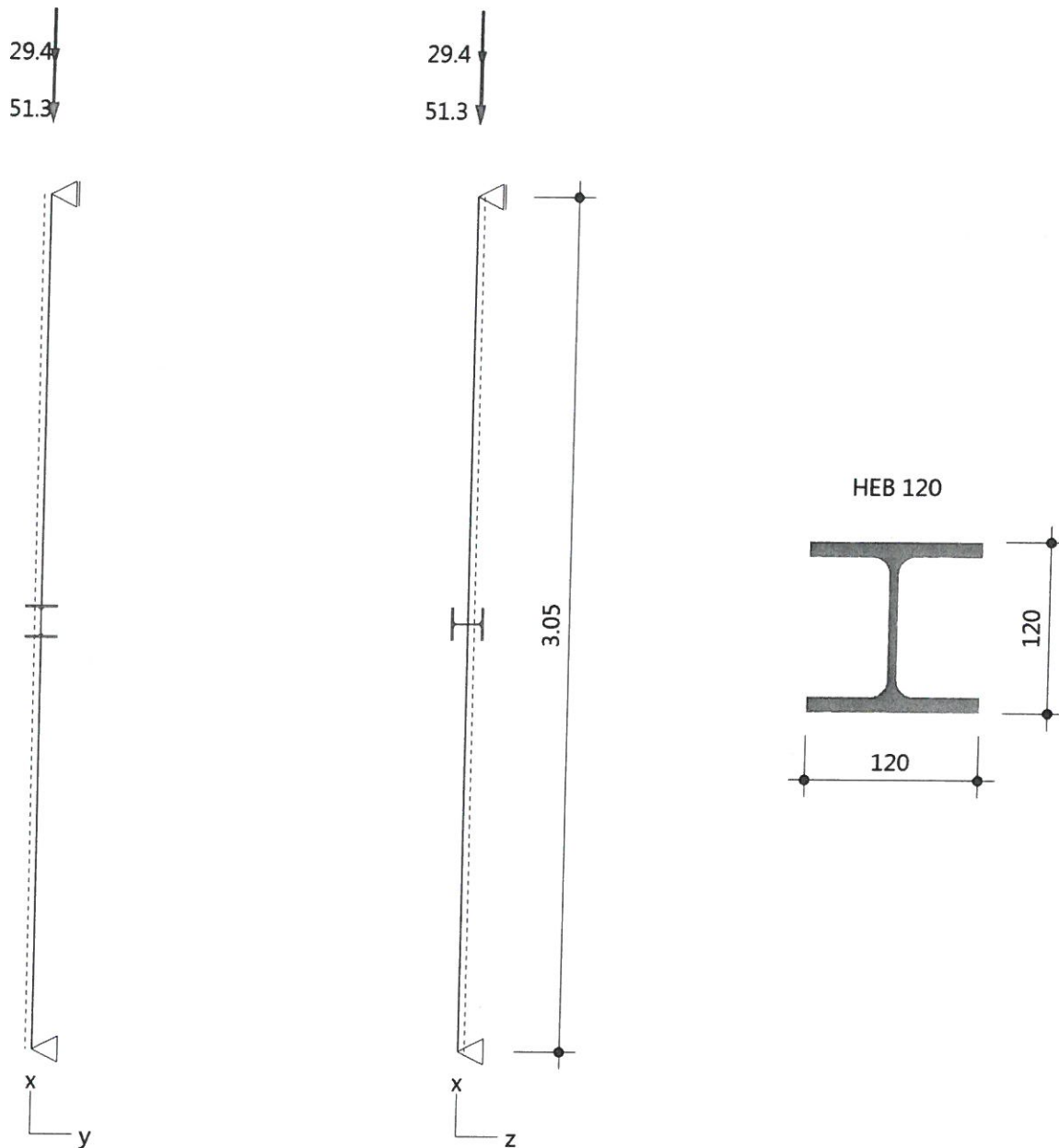
vermischen bzw. verteilen!

Unterhalb der FP sind konstr. Maßnahmen gem. örtlicher Festlegung

zur Lastverteilung erf., Betonpolster C 20/25 anordnen und mit der vorh. Beton/Fundament-wand konstr. verdübeln!

 *1) gem. Bestandsunterlagen ist die EG-Stütze in Stb. bis auf den Fundamentbalken geführt worden. MW nur unter MW-Wand.





Stütze: Höhe = 3.05 m S235 HEB 120

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen ^{*)}			Verdrehungen ^{*)}		
		u_x [kN/m]	u_y [kN/m]	u_z [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	3.05	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

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

Belastung

Einwirkungen(Ew)

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

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Lasten**Lastarten**

Art 14 = Kopflast kN

Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	Ew
1	14	in x-Richtung	51.3	3.05		-	99
2	14	in x-Richtung	29.4	3.05		-	2

Ergebnisse**Tragfähigkeit - Lastkombination ständige/vorübergehende Bemessungssituation****Schnittgrößen - Lfk 1**

x [m]	N _{Ed} [kN]	V _{z,Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	V _{y,Ed} [kN]	M _{z,Ed} [kNm]
0.00	-114.5	0.0	0.00	0.0	0.00
3.05	-113.4	0.0	0.00	0.0	0.00

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

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.14
3.05	1	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.14

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	Gl	η	Lfk
0.00	1	114.4	0.00	6.46	0.31	1

Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch**Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{cd} = 1.0$ cm**

x [m]	f _{x,Ed} [cm]	f _{y,Ed} [cm]	f _{z,Ed} [cm]	f _{res,Ed} [cm]	η	Lfk
3.05	-0.03	0.0	0.0	0.03	0.03	5

Auflagerkräfte**Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall**

Lager	x Lf [m]	Ew	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _y [kN]	M _z [kNm]
Fuss	0.00 Eigengewicht	99	-0.8	-	-	-	-
	Lf 1	99	-51.3	-	-	-	-
	Lf 2	2	-29.4	-	-	-	-
Kopf	3.05 Eigengewicht	99	-	-	-	-	-
	Lf 1	99	-	-	-	-	-
	Lf 2	2	-	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

Lfk	Bemessungssituation	[Last:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1.35 + 1:1.35 + 2:1.5
5	charakteristisch	Eigengewicht: 1.0 + 1:1.0 + 2:1.0

Zusammenfassung

Nachweis	Bemessungssituation	Querschnitt	Stabilität	Verformung
Tragfähigkeit	ständig/vorübergehend	0.14	0.31	0.03
Gebrauchstauglichkeit	charakteristisch			0.03

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Position: KP S 8 Kopfplatte zu S 8

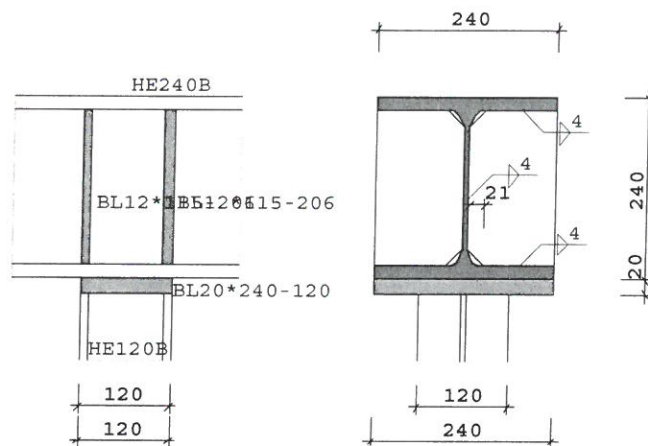
Trägersauflager ST4 02/2018A (Frilo R-2018-2/P08)

Nachweis Kopfplatte zu S8 - HEB 120!

 Beachte Rippen $t = 12$ mm gem. AP!

Lagesicherung z.B. 2 M 16 5.6!

Maßstab 1 : 10



Träger auf Stütze : Auflagerkraft		Fd = 115.00 kN	
Norm	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12		
Träger	HE240B		
Stütze	HE120B		
Platte	Länge/Breite/Höhe = 120.0 / 240.0 / 20.0 mm		
Stahl	S235 $f_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{uk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{M0} = 1.00$		
	$f_{vw,d} = 207.8 \text{ N/mm}^2$ $\beta_w = 0.80$ $\gamma_{M2} = 1.25$		

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß					
Rippe	Breite	bR =	115.0 mm	<= maxbR =	115.0 mm
	Höhe	hR =	206.0 mm		
	Aussparung	cR =	21.0 mm		
	Dicke	tR =	12.0 mm	>= erftR =	10.5 mm
				$\eta =$	0.87
Kraft pro Rippe		vertikal :		horizontal :	
		F1 =	17.33 kN	F2 =	5.72 kN
Doppelkehlnaht am belasteten unteren Flansch (Index 1) :					
Geometrie	Dicke	aw1 =	4.0 mm		
	Länge	lw1 =	94.0 mm		
	Fläche	Aw1 =	752.0 mm ²		
Spannungen	$\sigma_{wd,1}$	=	23.0 N/mm ²	$\tau_{wd,1}$	= 7.6 N/mm ²
Vergleichsspannung	$\sigma_{wd,V,1}$	=	24.3 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	24.3 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
				$\eta =$	0.12 < 1
Doppelkehlnaht am Steg (Index 2) :					
Geometrie	Dicke	aw2 =	4.0 mm		
	Länge	lw2 =	164.0 mm		
	Fläche	Aw2 =	1312.0 mm ²		
Spannungen	$\tau_{wd,2}$	=	13.2 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	13.2 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
				$\eta =$	0.06 < 1

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß

Doppelkehlnaht am unbelasteten oberen Flansch (Index 3) :

Geometrie	Dicke	aw3 =	4.0 mm		
	Länge	lw3 =	94.0 mm		
	Fläche	Aw3 =	752.0 mm ²		
Spannungen	$\tau_{wd,3}$	=	7.6 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	7.6 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.04 < 1

Spannung am Ausrundungsbeginn des Trägerstegs unten :

$\sigma_{dz} = F_d - 4 \cdot F_1 / ($	196.0 mm *	10.0 mm)	=	-14.25 N/mm ²	
Nachweis	σ_d	=	14.2 N/mm ² / f_{yd}	=	235.0 N/mm ²
			η	=	0.06 < 1

Nachweis der umlaufenden Kehlnaht aw = 4.0 mm Platte - Stütze

Steg :					
Nachweis	σ_{wd}	=	27.5 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.13 < 1
Flansch :					
Nachweis	σ_{wd}	=	46.5 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.22 < 1

 max $\eta = 0.87 \leq 1$ Nachweis für Stegrippen

Position: FP S 8 Nachweis Fußplatte zu S 8

Stahlstütze - Fußplatte ST3 02/2018 (Frilo R-2018-2/P08)

System

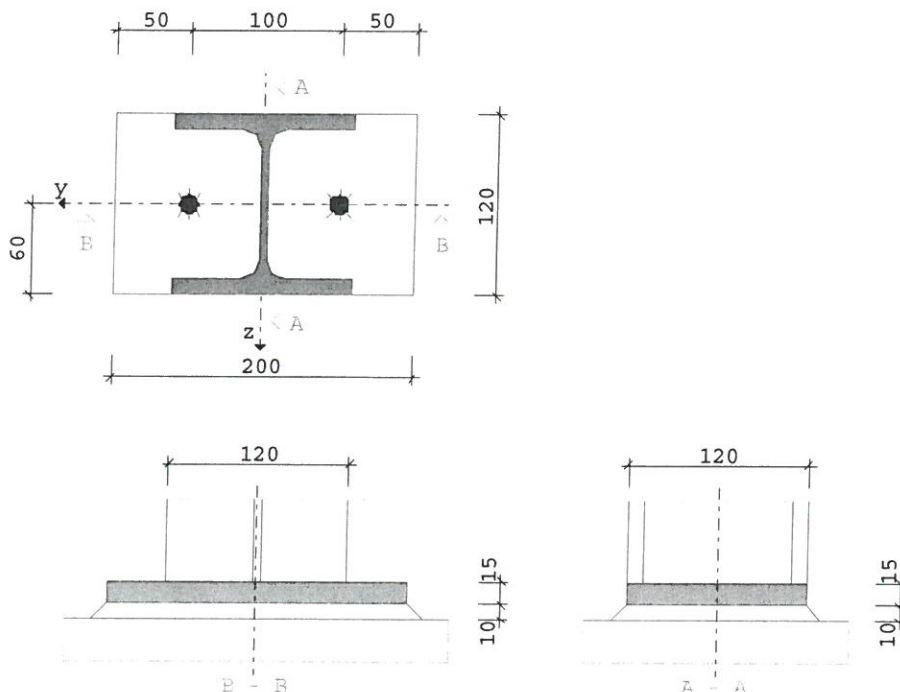
Bemerkungen

Nachweis Fußplatte zu Pos. S8!
Lagesicherung z.B. 2 FAZ II M 12 o.glw.!
Kopfplatte siehe Pos. KP S8!
Beachte Ang. ausf. Firma und Vorgaben Architekt sowie weitere örtliche kosntr. Festlegungen zum Lastabtrag auf den vorh. Fundamentwandvorsprüngen (ca. 15 cm)! Sohlplatte und Wand, beachte Achse A ggf. MW statt Beton, daher Betonpolster zur Lastverteilung anordnen und mit der Bestandswand verdübeln o.glw.!
Stütze bündig, somit zumindest einseitig FP ohne überstand, an die vorh. Stb.-stützen einbauen! Ggf. zzgl. Überstand Platte Innenseite!

(J. J. W. 5. 128)

Grafik

Maßstab 1 : 5



Kennwerte

Nachweisführung nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12

Stütze	A cm2	Iy cm4	Iz cm4	h mm	tw mm	b mm	tf mm	r mm			
HE 120 B	34.00	864.0	318.0	120.0	6.5	120.0	11.0	12.0			
Fußplatte	Länge	Breite	Dicke	Fugendicke	aw Steg	aw Flansch					
[mm]	120.0	200.0	15.0	10.0	4.0	4.0					
Stahl	fy N/mm2	fu N/mm2	γM0	γM2	βw	fwd N/mm2	Beton	αc	γc	fcd N/mm2	EModul N/mm2
S235	235.0	360.0	1.00	1.25	0.80	207.8	C 16/20	0.85	1.50	9.1	29000.0
Anker	Anzahl	fyb	fub	N/mm2							
M 12 - 4.6 R	2	240.0	400.0	Gewinde in Fuge							

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Ankerabstände bezogen auf die Außenkante der Fußplatte in Richtung

Steg	e1	e1	Flansch	w3	w1	w3
	60.0	60.0		50.0	100.0	50.0

Nachweis	Berechnungsoptionen (Vorgaben)
Querkraft	Es wird kein Querkraftnachweis über Anker geführt

Ergebnisse
Ergebnisse Kombination 1

Nr	Bezeichnung	Nd[kN]	Myd[kNm]	Vzd[kN]	Vyd[kN]
1	Kombination 1	115.00	0.00	0.00	0.00

Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell (Druck)

 Tragfähigkeit $NARd = 203.3 \text{ kN}$ $\eta = 0.57 < 1$
Druckkomponente

Festigkeit Lagerfuge	$f_{jd} = 9.1 \text{ N/mm}^2$				
Anschlußbeiwert	$\beta_j = 0.67$				
Faktor	$sqA1A0 = 1.50$				
Ausbreitungsbreite	$c = 44.1 \text{ mm}$	Dicke	$t = 15.0 \text{ mm}$		
Flansch	$A_{eff1} = 110.0 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D1} = 5.1 \text{ N/mm}^2$		
Steg	$A_{eff2} = 8.6 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D2} = 2.5 \text{ N/mm}^2$		
Druckfläche	$A_{eff} = 228.6 \text{ cm}^2$	$NARd$	$= 203.35 \text{ kN}$		

Nachweis der Schweißnähte aus Teilschnittgrößen

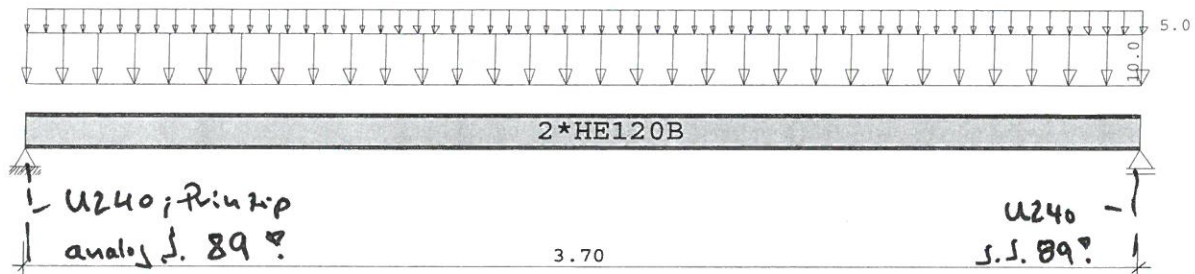
Querschnittsteil	σ_{wd}		erf.aw	vorh.aw		η
Steg	50.7	N/mm ²	1.0	4.0	mm	0.24
Gurt	50.7	N/mm ²	1.0	4.0	mm	0.24

 maximale Auslastung $\eta = 0.57 < 1$ Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell

Position: T 18 Stahlträger Achse C im 1.OG

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

Maßstab 1 : 25



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Im 1. OG wurde auch dem Ausbau der abgehängten Decke festgestellt, das sich im Bereich der beiden vorh. Stb.-Unterzüge Pos. 75 unzulässige Elektro-Durchbrüche jeweils links und rechts neben den Auflagern befinden! Zunächst wurde der IST-Zustand in der Bauphase mit Abstützungen gesichert, im Zuge der Statikergänzung werden deshalb Stahlträger Pos. T18 berechnet und dann eingebaut!

Nachweis neuer Sturz im **1.OG** über der Trennfuge Achse C, ca. Achse 13! Belastung analog Pos. 75 zzgl. g und Verkleidung! 2x ausführen, beachte Trennfuge! Der Lastabtrag erfolgt einseitig ohne weiteren Nachweis über die Pos. 70 im EG: **70 N2 (24/114)**
Stb.-balken 24/114cm! Bzw. über die Wand im EG!

Max. Belastung aus:
analog Pos. 75 (11 kN/m) $g = 7,30 \text{ (KN/m)}$ $p = 3,60$
Inkl. g, Verkleidung + Rundung: $10,00 + 5,00 \text{ KN/m}$

Träger in den Drittelpunkten mit Gewindestange M 16 5.6 verbolzen, Auflager je Seite konstr. U 240 o.glw., U-Profil an Stb.-stütze links und MW/Stb.-st. rechts andübeln, z.B. 2xFAZ II M 12 oben, Mitte und Unten oder n. Ang. Hersteller!

S. Prüfvorwerk S. 89

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	3.700	konstant	1	1728.0	288.0	288.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
Typ EG Gr	VK	g _{I/r}	q _{I/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		10.000	5.000	1.000			

Einwirkungen:					
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30

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

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1 x0 = 1.850	25.67	0.00	0.00	27.75	-27.75	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	27.75	27.75	18.50	2
2	0.00	0.00	-27.75	0.00	27.75	18.50	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	18.50	9.25	0.00	27.75	27.75	18.50
2	18.50	9.25	0.00	27.75	27.75	18.50
Summe:	37.00	18.50	0.00	55.50	55.50	37.00

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	18.5	18.5	18.5	18.5
B	9.2	0.0	9.3	0.0
Sum	27.7	18.5	27.8	18.5

Ergebnisse für γ -fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 1.850	35.94	0.00	0.00	38.85	-38.85	B 2

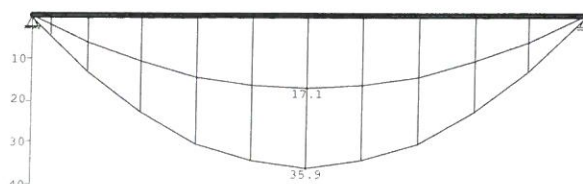
Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

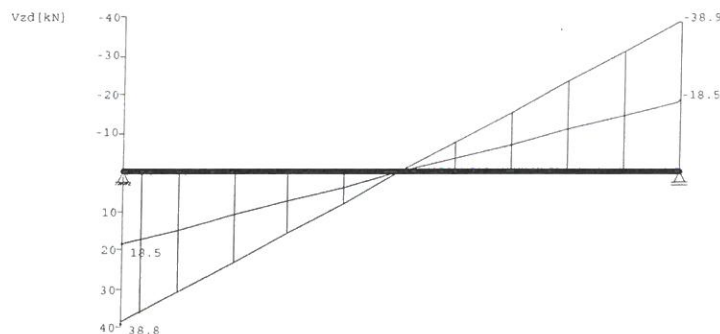
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	38.85	38.85	18.50	B 2
2	0.00	0.00	-38.85	0.00	38.85	18.50	B 2

Maßstab 1 : 50

Myd [kNm]



Durch Vergleichsrechnung
 geprüft
 Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer



Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd
4	HE120B	799	39	149	19	358

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	38.8	49	28	1	0.21	B	2
	1.850	1	35.9	0.0	125	0	1	0.53	B	2
	3.700	1	0.0	-38.9	49	28	1	0.21	B	2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)							$\gamma_{M0} = 1.00$		
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	38.8	1	0.00	38.9	0.13	B	2
	1.850	35.9	0.0	1	0.00	38.9	0.46	B	2
	3.700	0.0	-38.9	1	0.00	38.9	0.13	B	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
 Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb	
1	17.97	38.90	0.72	0.86	1.10	0.59	B	2

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

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb	
1	1.850	0.67	1.01	1.009	1.233	0.82		2

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

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L				2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L				
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	10.00	5.00	10.00	5.00	1.00	0.00	3.70

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

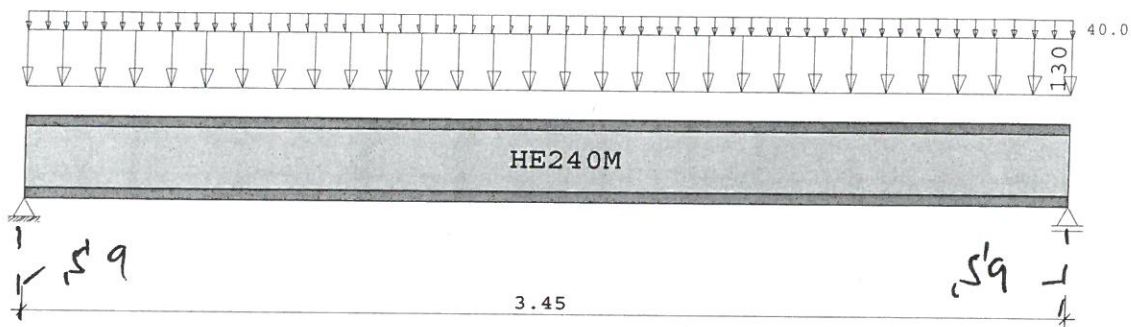
Last	K1	K2
1	g	g
	.	x

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

Position: T 19 Stahlträger Achse Y4 im KG

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

Maßstab 1 : 25



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

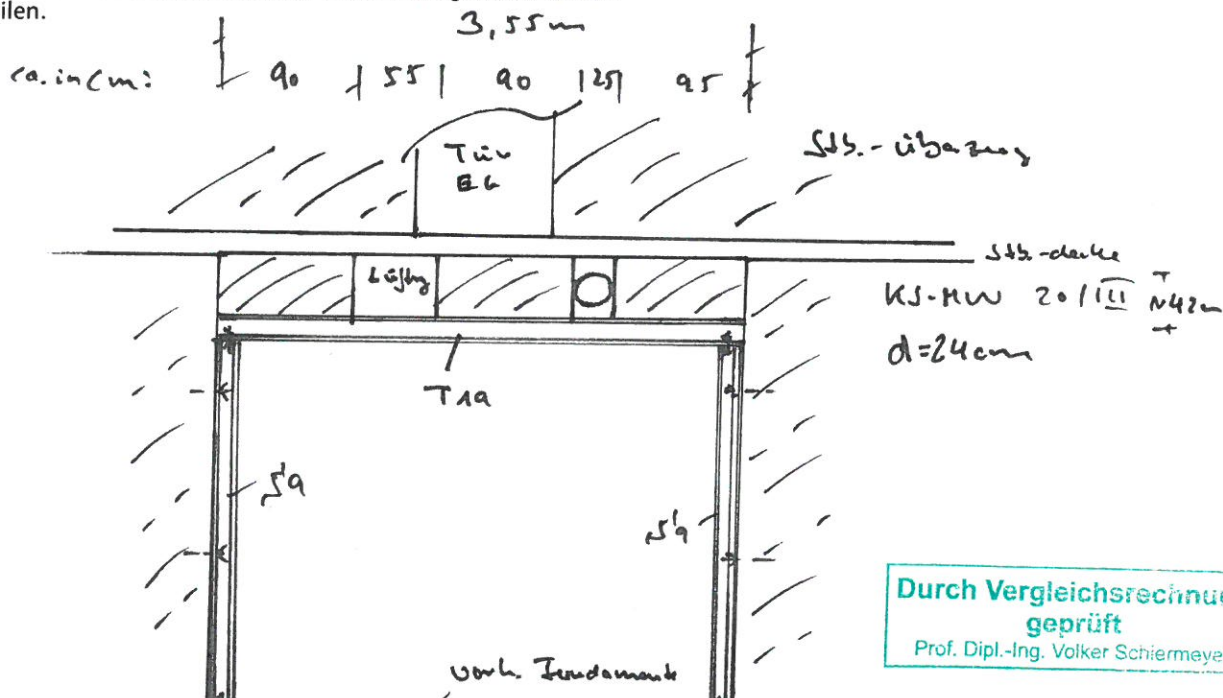
Nachweis neuer Träger im KG unterhalb des durchtrennten Stb.-Überzug im Wandbereich EG, beachte neue Tür mit Pos. T3 zu R. 013!
Vor den beiden Stb.-wänden werden die Stahlstützen S9 angeordnet und konstr. mit den Wänden verdübelt! Siehe Hinweise Pos. S9!

Max. Belastung aus:	g (KN/m)	p
Decke 3.OG, Pos. 13	8,53	2,75
//-Last Pos. 11	5,40	1,88
Decke EG, 1. + 2.OG; Pos. 53	21,45	14,44
//-Last Pos. 51	13,50	9,14
MW EG-3.OG bzw. Betonüberzug	65,00	
Decke KG analog EG	11,65	7,86
Summen:	125,53	36,07
inkl. g, MW*, Verkl. + Rundung:	130,00	+ 40,00 = 170 KN/m

Vereinfacht durchgehend auch im Türbereich EG angesetzt!

*) Beachte Skizze! Vorh. Lüftungs- und Versorgungsleitungen bleiben! Träger ca. 42 cm unter UK KG-decke einbauen und bis zur Decke zwischen den Leitungen mit KS-MW SF 20 MG III aufmauern! Oben stramm zur Decke untermauern bzw. Quellschüttung verwenden! Links und rechts der EG-Tür kann der verbleibende Stb.-Überzug im EG die Auflasten im Bereich der beiden Hauptleitungen aufnehmen und verteilen.

Skizze:



Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

System	Länge		Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	3.450	konstant	1	24290.0	1800.0	1800.0	HE240M

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
Typ EG Gr	VK	g _L /r	q _L /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		130.000	40.000	1.000			q

Einwirkungen:						
Nr	KI	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

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

Ergebnisse für 1-fache Lasten							
Feldmomente Maximum (kNm, kN)							
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 1.725	252.93	0.00	0.00	293.25	-293.25	2

Stützmomente Maximum (kNm, kN)							
Stütze		M li	M re	V li	V re	max F	min F
1		0.00	0.00	0.00	293.25	293.25	224.25
2		0.00	0.00	-293.25	0.00	293.25	224.25

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	224.25	69.00	0.00	293.25	293.25	224.25
2	224.25	69.00	0.00	293.25	293.25	224.25
Summe:	448.50	138.00	0.00	586.50	586.50	448.50

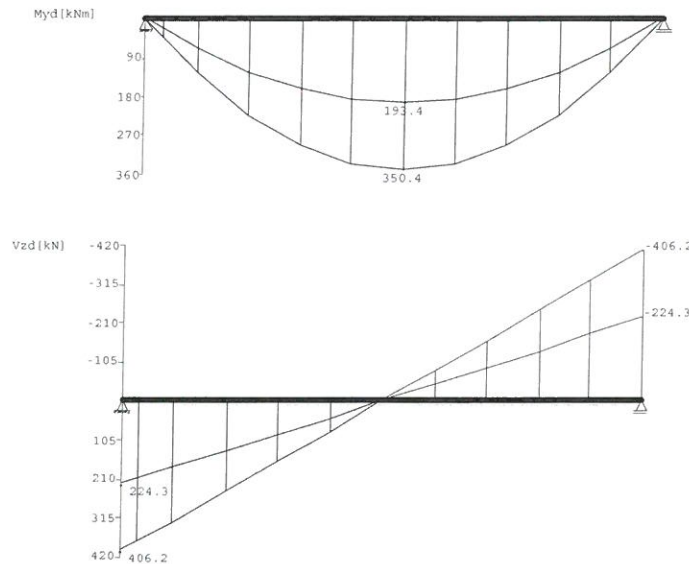
Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min
g	224.3	224.3	224.3	224.3
B	69.0	0.0	69.0	0.0
Sum	293.3	224.3	293.3	224.3

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

Feldmomente Maximum (kNm, kN)							
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 1.725	350.38	0.00	0.00	406.24	-406.24	B 2

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)		
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	406.24	406.24	224.25	B 2
2	0.00	0.00	-406.24	0.00	406.24	224.25	B 2

Maßstab 1 : 50



Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
5	HE240M	4700	498	821	236	2153

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	406.2	172	100	1	0.73	B	2
	1.725	1	350.4	0.0	195	0	1	0.83	B	2
	3.450	1	0.0	-406.2	172	100	1	0.73	B	2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)							γM0 = 1.00		
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	406.2	1	0.00	498.0	0.50	B	2
	1.725	350.4	0.0	1	0.00	498.0	0.70	B	2
	3.450	0.0	-406.2	1	0.00	498.0	0.50	B	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
 Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb
1	350.38	497.99	0.42	0.99	1.10	0.78	B 2

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

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb
1	1.725	0.47	0.61	0.615	1.150	0.53	2

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 2=Einzellast bei a
3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b
5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	130.00	40.00	130.00	40.00	1.00	0.00	3.45

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last K1 K2

1 g g
. x

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

Position: S 9 Stützen unter T 19 im KG

Stahlstütze STS+ 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

Grundparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang A
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	$\delta_{lim} =$	1.0 cm

System Pendelstütze

Nachweis der beiden Stützen unter Pos. T19 im KG!

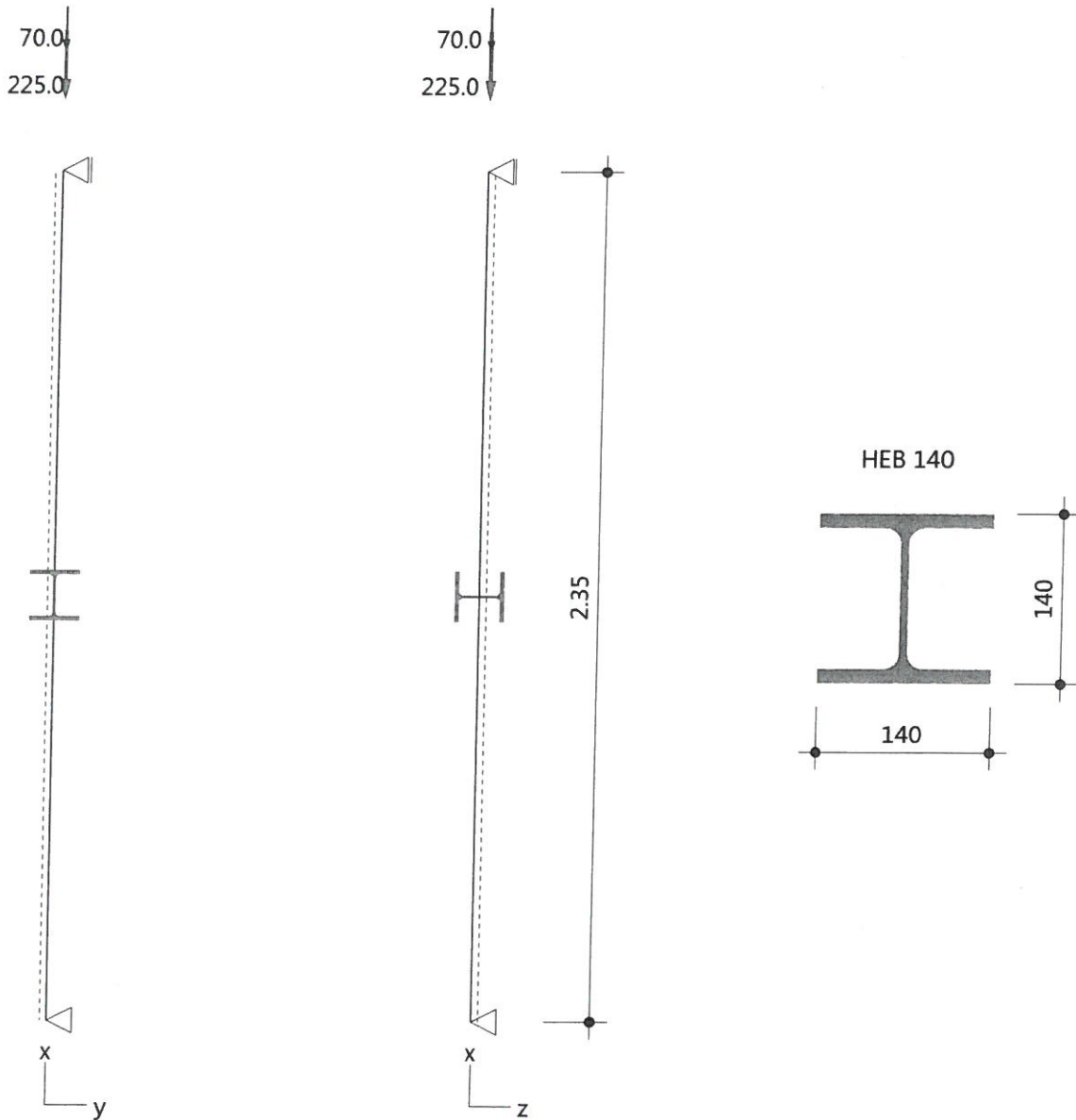
Max. mögliche Knicklänge: 3,03 m - 0,42 m - 0,27 m < 2,35 m

Beachte vorh. Stb.-wände links und rechts, die Stahlstützen

HEB 140 sind oben und ca. mittig mit je 2 FAZ II M12 o.glw.

an die Betonstützen anzudübeln! Fußpunkt s. Pos. FP S 9!

Der weitere Lastabtrag kann über das unterhalb vorh., durchlaufende Streifenfundamente erfolgen. Die Lasten bleiben quasi unverändert und sind nur geringfügig versetzt.



Stütze: Höhe = 2.35 m S235 HEB 140

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen ^{*)}			Verdrehungen ^{*)}		
		ux [kN/m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	2.35	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

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

Belastung

Einwirkungen(Ew)

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

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Lasten**Lastarten**

Art 14 = Kopflast kN
Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	Ew
1	14	in x-Richtung	225.0	2.35	-	-	99
2	14	in x-Richtung	70.0	2.35	-	-	2

Ergebnisse**Tragfähigkeit - Lastkombination ständige/vorübergehende Bemessungssituation****Schnittgrößen - Lfk 1**

x [m]	N _{Ed} [kN]	V _{z,Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	V _{y,Ed} [kN]	M _{z,Ed} [kNm]
0.00	-409.8	0.0	0.00	0.0	0.00
2.35	-408.8	0.0	0.00	0.0	0.00

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

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.41
2.35	1	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	GI	η	Lfk
0.00	1	409.8	0.00	6.46	0.62	1

Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch**Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{cd} = 1.0$ cm**

x [m]	f _{x,Ed} [cm]	f _{y,Ed} [cm]	f _{z,Ed} [cm]	f _{res,Ed} [cm]	η	Lfk
2.35	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.07	5

Auflagerkräfte**Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall**

Lager	x Lf [m]	Ew	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _y [kN]	M _z [kNm]
Fuss	0.00 Eigengewicht	99	-0.8	-	-	-	-
	Lf 1	99	-225.0	-	-	-	-
	Lf 2	2	-70.0	-	-	-	-
Kopf	2.35 Eigengewicht	99	-	-	-	-	-
	Lf 1	99	-	-	-	-	-
	Lf 2	2	-	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

Lfk	Bemessungssituation	[Last:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1.35 + 1:1.35 + 2:1.5
5	charakteristisch	Eigengewicht: 1.0 + 1:1.0 + 2:1.0

Zusammenfassung

Nachweis	Bemessungssituation	Querschnitt	Stabilität	Verformung
Tragfähigkeit	ständig/vorübergehend	0.41	0.62	0.07
Gebrauchstauglichkeit	charakteristisch			

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Position: KP S 9 Kopfplatte zu S 9

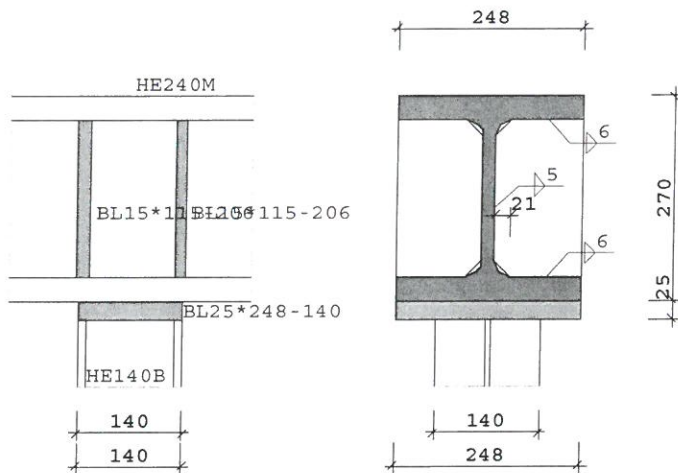
Trägerauflager ST4 02/2018A (Frilo R-2018-2/P04)

Nachweis Kopfplatte zu S9 - HEB 140!

Beachte Rippen $t = 15$ mm gem. AP!

Lagesicherung z.B. 2 M 20 5.6!

Maßstab 1 : 10



Träger auf Stütze : Auflagerkraft		Fd = 410.00 kN		
Norm	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12			
Träger	HE240M			
Stütze	HE140B			
Platte	Länge/Breite/Höhe = 140.0 / 248.0 / 25.0 mm			
Stahl	S235	$f_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$	$f_{uk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_{M0} = 1.00$
		$f_{vw,d} = 207.8 \text{ N/mm}^2$	$\beta_w = 0.80$	$\gamma_{M2} = 1.25$

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß					
Rippe	Breite	bR =	115.0 mm	<= maxbR =	115.0 mm
	Höhe	hR =	206.0 mm		
	Aussparung	cR =	21.0 mm		
	Dicke	tR =	15.0 mm	>= erftR =	10.5 mm
				$\eta =$	0.70
Kraft pro Rippe		vertikal :		horizontal :	
		F1 = 48.70 kN		F2 = 16.08 kN	
Doppelkehlnaht am belasteten unteren Flansch (Index 1) :					
Geometrie	Dicke	aw1 =	6.0 mm		
	Länge	lw1 =	94.0 mm		
	Fläche	Aw1 =	1128.0 mm ²		
Spannungen	$\sigma_{wd,1}$	=	43.2 N/mm ²	$\tau_{wd,1}$	= 14.3 N/mm ²
Vergleichsspannung	$\sigma_{wd,V,1}$	=	45.5 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	45.5 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
				$\eta =$	0.22 < 1
Doppelkehlnaht am Steg (Index 2) :					
Geometrie	Dicke	aw2 =	5.0 mm		
	Länge	lw2 =	164.0 mm		
	Fläche	Aw2 =	1640.0 mm ²		
Spannungen	$\tau_{wd,2}$	=	29.7 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	29.7 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
				$\eta =$	0.14 < 1

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß

Doppelkehlnaht am unbelasteten oberen Flansch (Index 3) :

Geometrie	Dicke	aw3 =	6.0 mm		
	Länge	lw3 =	94.0 mm		
	Fläche	Aw3 =	1128.0 mm ²		
Spannungen	$\tau_{wd,3}$	=	14.3 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	14.3 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.07 < 1

Spannung am Ausrundungsbeginn des Trägerstegs unten :

$\sigma_{dz} = F_d - 4 \cdot F_1 / ($	246.0 mm *	18.0 mm)	=	-27.08 N/mm ²	
Nachweis	σ_d	=	27.1 N/mm ² / f_{yd}	=	235.0 N/mm ²
			η	=	0.12 < 1

Nachweis der umlaufenden Kehlnaht aw = 4.0 mm Platte - Stütze

Steg :					
Nachweis	σ_{wd}	=	83.4 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.40 < 1
Flansch :					
Nachweis	σ_{wd}	=	143.0 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.69 < 1

max $\eta = 0.70 \leq 1$ Nachweis für Stegrippen

Position: FP S 9 Nachweis Fußplatte zu S 9

Stahlstütze - Fußplatte ST3 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

System**Bemerkungen**

Nachweis Fußplatte zu Pos. S9!

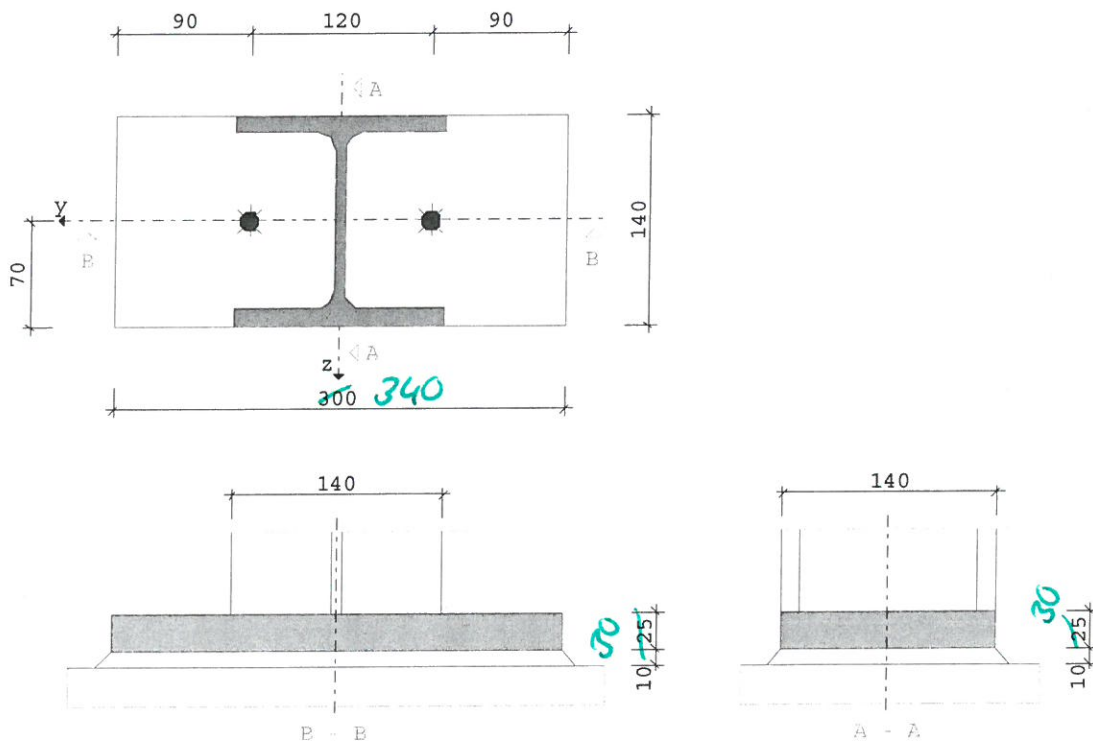
Lagesicherung z.B. 2 FAZ II M 12 o.glw.!

Kopfplatte siehe Pos. KP S9!

Beachte Ang. ausf. Firma und Vorgaben Architekt!

Stütze bündig, somit zumindest einseitig FP ohne Überstand, an die vorh. Stb.-stützen einbauen! Evtl. $L \leq 180$ mm, Überstand Innenseite!**Grafik**

Maßstab 1 : 5

**Kennwerte**

Nachweisführung nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12

Stütze	A cm2	I _y cm4	I _z cm4	h mm	t _w mm	b mm	t _f mm	r mm			
HE 140 B	43.00	1510.0	550.0	140.0	7.0	140.0	12.0	12.0			
Fußplatte	Länge	Breite	Dicke	Fugendicke	aw Steg	aw Flansch					
[mm]	140.0	300.0	25.0	10.0	4.0	4.0					
Stahl	f _y N/mm2	f _u N/mm2	γ _{M0}	γ _{M2}	β _w	f _{vwd} N/mm2	Beton	α _c	γ _c	f _{cd} N/mm2	EModul N/mm2
S235	235.0	360.0	1.00	1.25	0.80	207.8	C40/20	0.85	1.50	11.3	30000.0
Anker	Anzahl	f _y b	f _u b	N/mm2							
M 12 - 4.6 R	2	240.0	400.0	Gewinde in Fuge							

Ankerabstände bezogen auf die Außenkante der Fußplatte in Richtung

Steg	e1	e1	Flansch	w3	w1	w3
	70.0	70.0		60.0	120.0	60.0

Nachweis	Berechnungsoptionen (Vorgaben)
Querkraft	Es wird kein Querkraftnachweis über Anker geführt

Ergebnisse**Ergebnisse Kombination 1**

Nr	Bezeichnung	Nd[kN]	Myd[kNm]	Vzd[kN]	Vyd[kN]
1	Kombination 1	410.00	0.00	0.00	0.00

Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell (Druck)Tragfähigkeit $NARd = 427.9 \text{ kN}$ $\eta = 0.96 < 1$ **Druckkomponente**

Festigkeit Lagerfuge	$f_{jd} = 11.3 \text{ N/mm}^2$				
Anschlußbeiwert	$\beta_j = 0.67$				
Faktor	$sqA1A0 = 1.50$				
Ausbreitungsbreite	$c = 65.7 \text{ mm}$	Dicke	$t = 25.0 \text{ mm}$		
Flansch	$A_{eff1} = 188.7 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D1} = 10.9 \text{ N/mm}^2$		
Steg	$A_{eff2} = 0.0 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D2} = 0.0 \text{ N/mm}^2$		
Druckfläche	$A_{eff} = 377.3 \text{ cm}^2$	$NARd$	$= 427.86 \text{ kN}$		

Nachweis der Schweißnähte aus Teilschnittgrößen

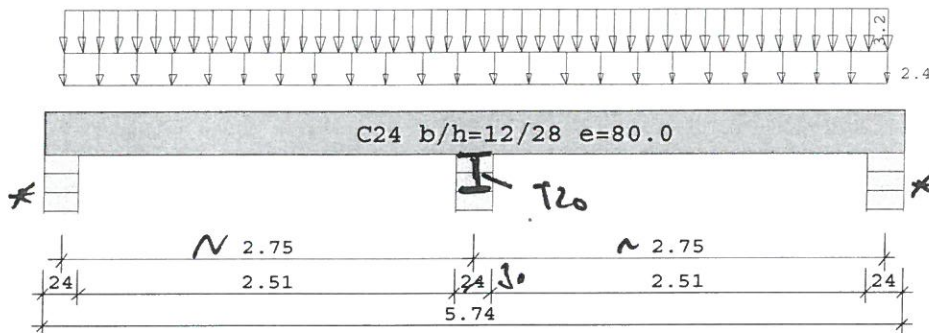
Querschnittsteil	σ_{wd}		erf.aw	vorh.aw		η
Steg	150.3	N/mm ²	2.9	4.0	mm	0.72
Gurt	150.3	N/mm ²	2.9	4.0	mm	0.72

maximale Auslastung $\eta = 0.96 < 1$ Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell

Position: D 1 Nachweis vorh. Holzbalkendecke EG-Lichthof

Holzträger HO7 02/2018 (Frilo R-2018-2/P05)

Maßstab 1 : 50



Flächenlast: ständige Flächenlast $g = 3.00 \text{ kN/m}^2$
 veränderliche Flächenlast $q = 4.00 \text{ kN/m}^2$ EW B

Im Zuge eines Umbaus im Bereich der Aufnahme aus dem Jahre 2002 wurde oberhalb des EG der "Lichthof" mit einer Holzbalkendecke (Nadelholz S10 12/28 cm $a = 80 \text{ cm}$) überdacht.

Im Zuge der jetzigen Umgestaltung soll der Lichthof im OG als Dachterrasse genutzt werden.

Der genaue Aufbau steht noch nicht fest und wird wie folgt angesetzt:

Betonplatten o.glw. auf Stelzlager

Abdichtung und Dämmung

Holzbalken

Unterdecke inkl. F-90 Decke!

Summe Gleichlast LF g: $< \max. ! > \leq 3.00 \text{ kN/m}^2$?

1,75 kN/m²

0,50 kN/m²

0,25 kN/m²

0,50 kN/m²

3,00 kN/m²

Nutzlast Dachterrasse LF p:

4,00 kN/m²

* Ablastung direkt auf Holzbalken

Lastannahmen
als richtig unterstellt

Einwirkungen:

Nr Kl Bezeichnung

ψ_0

ψ_1

ψ_2

γ

KLED

B 1 Büros

0.70

0.50

0.30

1.50

mittel

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

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

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

Auflagerkräfte

(kN/m)

Stütze

aus g

max q

min q

Vollast

max

min

1

3.09

4.81

-0.69

7.22

7.91

2.41

2

10.31

13.75

0.00

24.06

24.06

10.31

3

3.09

4.81

-0.69

7.22

7.91

2.41

Summe:

16.50

23.37

-1.37

38.50

39.87

15.12

* Lasten Stütze 1 u 3 < vorher, somit keine weiteren Nachweise zum Lastabtrag an f. ?



$$A = B = 3.5 \times \frac{5.74}{2} = 10.04 \text{ kN/m}$$

Durch Vergleichsrechnung
geprüft

Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Auflagerkräfte (kN/m)						
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
	max	min	max	min	max	min
g	3.1	3.1	10.3	10.3	3.1	3.1
B	4.8	-0.7	13.7	0.0	4.8	-0.7
Sum	7.9	2.4	24.1	10.3	7.9	2.4

Ergebnisse für γ -fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{FI} = 1.35$ feldweise konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)							
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 1.15	5.33	0.00	-4.93	9.26	-12.85	B 2
2	x0 = 1.60	5.33	-4.93	0.00	12.85	-9.26	B 3

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)		
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	9.26	9.26	1.51	B 2
2	-7.60	-7.60	-13.82	13.82	27.64	8.25	B 4
3	0.00	0.00	-9.26	0.00	9.26	1.51	B 3

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

Materialnorm: EN 338:2016
 Nutzungsklasse 2 $k_{def} = 0.80$ $\gamma_M = 1.30$ $\gamma_M(A) = 1.00$ $e = 80.0$ cm

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

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.4)
 Normalspannungen $b/h = 12/28$

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	$M_{y,d}$ (kNm)	$\sigma_{d,o}$ (N/mm ²)	$\sigma_{d,u}$	k_{crit}	k_{mod}	$\sigma_d/f_{m,d}$	komb
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1
	1.15	5.33	-3.40	3.40	1.00	0.80	0.23	B 2
	2.75	-7.60	4.85	-4.85	1.00	0.80	0.33	B 4
2	0.00	-7.60	4.85	-4.85	1.00	0.80	0.33	B 4
	1.60	5.33	-3.40	3.40	1.00	0.80	0.23	B 3
	2.75	0.00	0.00	0.00	1.00	0.80	0.00	B 3

Der Beiwert $k_h = 1.00$ nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Stütze Nr.	x (m)	$V_{z,d}$ (kN)	τ_D (N/mm ²)	k_{mod}	$\tau_d/f_{v,d}$	komb
1 re	0.400	6.04	0.27	0.80	0.22	B 2
2 li	0.400	-10.60	0.47	0.80	0.30 *	B 4
re	0.400	10.60	0.47	0.80	0.30 *	B 4
3 li	0.400	-6.04	0.27	0.80	0.22	B 3

EN 1995 6.1.7: $k_{cr} = 0.50$

*: k_{cr} nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Auflager $f_{c,90,k} = 2.50 \text{ N/mm}^2$									
Stütze Nr.	b (cm)	d (cm)	max F (kN)	k _{mod}	k _{c90}	$\sigma_{c,90,d}$	$f_{c,90,d}$	η	komb
1	24.0	12.0	9.3	0.80	1.00	0.29	1.54	0.19	B 2
2	24.0	12.0	27.6	0.80	1.00	0.77	1.54	0.50	B 4
3	24.0	12.0	9.3	0.80	1.00	0.29	1.54	0.19	B 3

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3, 7.2)

zul $w_{inst} < L/300$

zul $w_{fin} < L/200$

zul $w_{net} < L/300$

Feld	x1 (mm)		w _{gB} (	w _{qB} mm	w	zul w	η	
1	1375	inst:	0.3	0.7	1.0	9.2	0.11	2
		fin:	0.6	0.9	1.4	13.8	0.10	2
		net:	0.6	0.4	0.9	9.2	0.10	2
2	1375	inst:	0.3	0.7	1.0	9.2	0.11	3
		fin:	0.6	0.9	1.4	13.8	0.10	3
		net:	0.6	0.4	0.9	9.2	0.10	3

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 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	3.00	4.00	3.00	4.00	0.80	0.00	2.75
2	2	4	B 2	3.00	4.00	3.00	4.00	0.80	0.00	2.75

Gerechnete Kombinationen aus 2 Lasten

Last K1 K2 K3 K4

	g	g	g	g
1	.	x	.	x
2	.	.	x	x

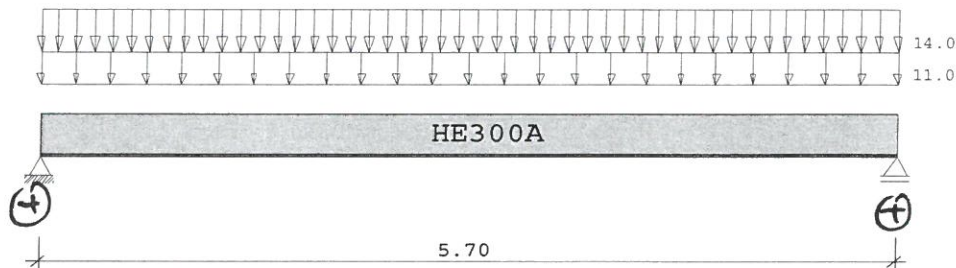
Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten je einzeln alternierend mit $\gamma_G = 1,00 / 1,35$ beaufschlagt.
Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht,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

Seite 153 bleibt frei!

Position: T 20 Stahlträger Lichthof unter D1 im EG

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P05)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Neuer Träger unterhalb der vorh. Holzbalkendecke Pos. D1, Lage mittig anordnen!

Der Träger ist stramm unter der Holzbalkendecke einzubauen und die Holzbalken z.B. mit HE-Ankern o.glw. zu befestigen.

⊕ Für den Träger ist im Bereich der tragenden MW-wände jeweils ein Auflager einzustemmen.

Beachte weitere Festlegungen gem. AP Hersteller u. Bauleitung!

Der Lastabtrag erfolgt ohne weiteren, neuen Nachweis über die vorhandenen durchgehenden 24 cm starken Stb.-wände im KG!

Im Bereich der Trägerauflager muss sich trag. MW befinden. In der Planung von 1964 sind die Stb.-Pfeiler noch nicht ausgemauert.

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	W _o (cm ³)	W _u (cm ³)
1	5.700	konstant	1	18260.0	1260.0	1260.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		11.000	14.000	1.000		D1+Rdg.	

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

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

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

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

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

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1 x0 = 2.850	105.13	0.00	0.00	73.78	-73.78	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	73.78	73.78	33.88	2
2	0.00	0.00	-73.78	0.00	73.78	33.88	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	33.88	39.90	0.00	73.78	73.78	33.88
2	33.88	39.90	0.00	73.78	73.78	33.88
Summe:	67.76	79.80	0.00	147.56	147.56	67.76

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	33.9	33.9	33.9	33.9
B	39.9	0.0	39.9	0.0
Sum	73.8	33.9	73.8	33.9

Ergebnisse für γ-fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 2.850	150.46	0.00	0.00	105.59	-105.59	B 2

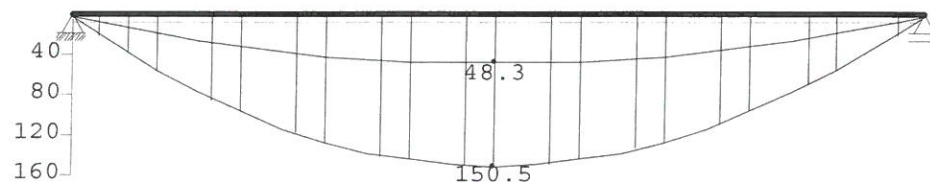
Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	105.59	105.59	33.88	B 2
2	0.00	0.00	-105.59	0.00	105.59	33.88	B 2

Maßstab 1 : 50

Myd [kNm]



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

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L				2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L				
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	11.00	14.00	11.00	14.00	1.00	0.00	5.70

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last	K1	K2
1	$\frac{g}{x}$	$\frac{g}{x}$

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

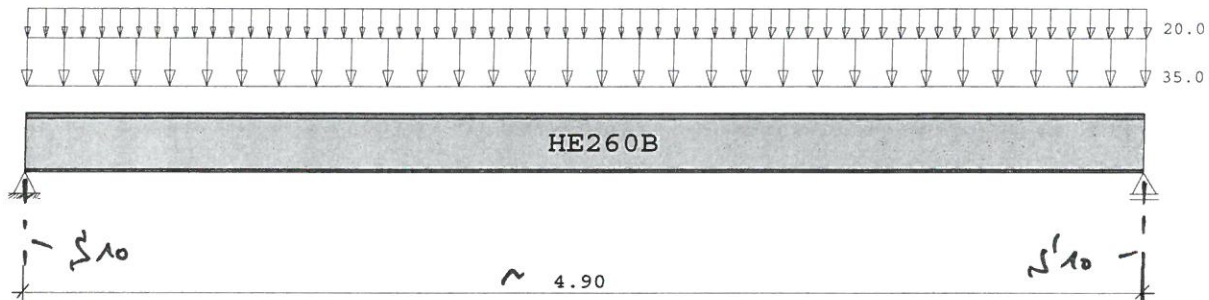
Die Pos. T21 + S10 im Ug entfallen?

Die Seiten 158 bis 173 bleiben frei?

Position: T 21 Stahlträger unter Rest-Uz im EG!

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P07)

Maßstab 1 : 33



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz im EG unterhalb des vorh. Stb.-restunterzuges der Pos. 199a N3, die Stb.-wand im OG, siehe Pos. T4, als Wandüberzug wird abgebrochen, daher sind "nur" die Lasten aus der EG-decke (Pos. 52 d=15cm) neu abzufangen. Die neuen Stahlstützen Pos. S 10 werden direkt vor die vorh. Stb.-stützen (24/50 cm; Pos. 199bN3) gestellt und konstr. 2x oben und 2x im unteren Drittel mit FAZ II M12 angedübelt. Der weitere Lastabtrag erfolgt analog zum Bestand dann über die beiden massiven Stb.-stützen im KG. Beachte Nachweise zum Unterzug im KG mit einseitig Last direkt am gestützten Rand!

Max. Belastung aus:
Decke EG (5,5+3,5)KN/m²: g (KN/m) p
Inkl. g, Verkleidung + Rundung: 29,20 18,60
35,00 + 20,00 = 55 KN/m

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	4.900	konstant	1	14920.0	1150.0	1150.0	HE260B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
Typ EG Gr	VK	g _I /r	q _I /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		35.000	20.000	1.000			

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

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

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1 x0 = 2.450	165.07	0.00	0.00	134.75	-134.75	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	134.75	134.75	85.75	2
2	0.00	0.00	-134.75	0.00	134.75	85.75	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	85.75	49.00	0.00	134.75	134.75	85.75
2	85.75	49.00	0.00	134.75	134.75	85.75
Summe:	171.50	98.00	0.00	269.50	269.50	171.50

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	85.8	85.8	85.8	85.8
B	49.0	0.0	49.0	0.0
Sum	134.8	85.8	134.8	85.8

Ergebnisse für γ-fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 2.450	231.85	0.00	0.00	189.26	-189.26	B 2

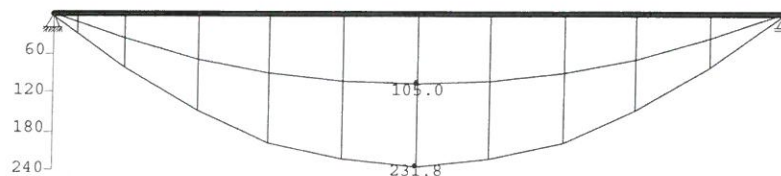
Stützmomente Maximum

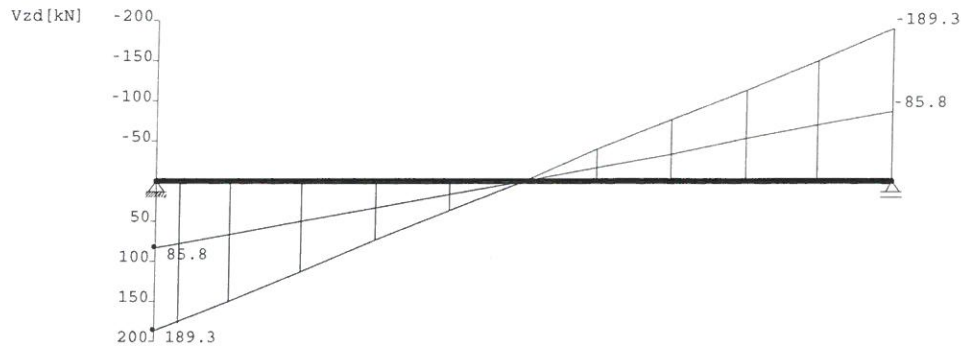
(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	189.26	189.26	85.75	B 2
2	0.00	0.00	-189.26	0.00	189.26	85.75	B 2

Maßstab 1 : 50

Myd [kNm]





Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
4	HE260B	2773	302	504	142	1235
6	U320	1781	194	628	36	396

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)								
$\gamma_{M0} = 1.00$								
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η
1	0.000	1	0.0	189.3	137	79	1	0.58
	2.450	1	231.8	0.0	202	0	1	0.86
	4.900	1	0.0	-189.3	137	79	1	0.58
								komb
								B 2
								B 2
								B 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)								
$\gamma_{M0} = 1.00$								
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb
1	0.000	0.0	189.3	1	0.00	302.2	0.38	B 2
	2.450	231.8	0.0	1	0.00	302.2	0.77	B 2
	4.900	0.0	-189.3	1	0.00	302.2	0.38	B 2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y ()	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb
1	231.85	302.21	0.65	0.89	1.10	0.95	B 2

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

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb
1	2.450	0.84	1.32	1.318	1.633	0.81	2

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

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L				2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L				
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	35.00	20.00	35.00	20.00	1.00	0.00	4.90

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last	K1	K2
1	g	g
	.	x

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

Position: S 10 Stützen unter T 21 im EG

Stahlstütze STS+ 02/2018 (Frilo R-2018-2/P07)

Grundparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang A
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit δ_{lim}	=	1.0 cm

System Pendelstütze

Nachweis der beiden Stützen unter Pos. T21 im EG!

Max. mögliche Knicklänge: 3,25-0,45m - 0,26 m < 2,54 m

Beachte vorh. Stb.-stützen links und rechts, die Stahlstützen

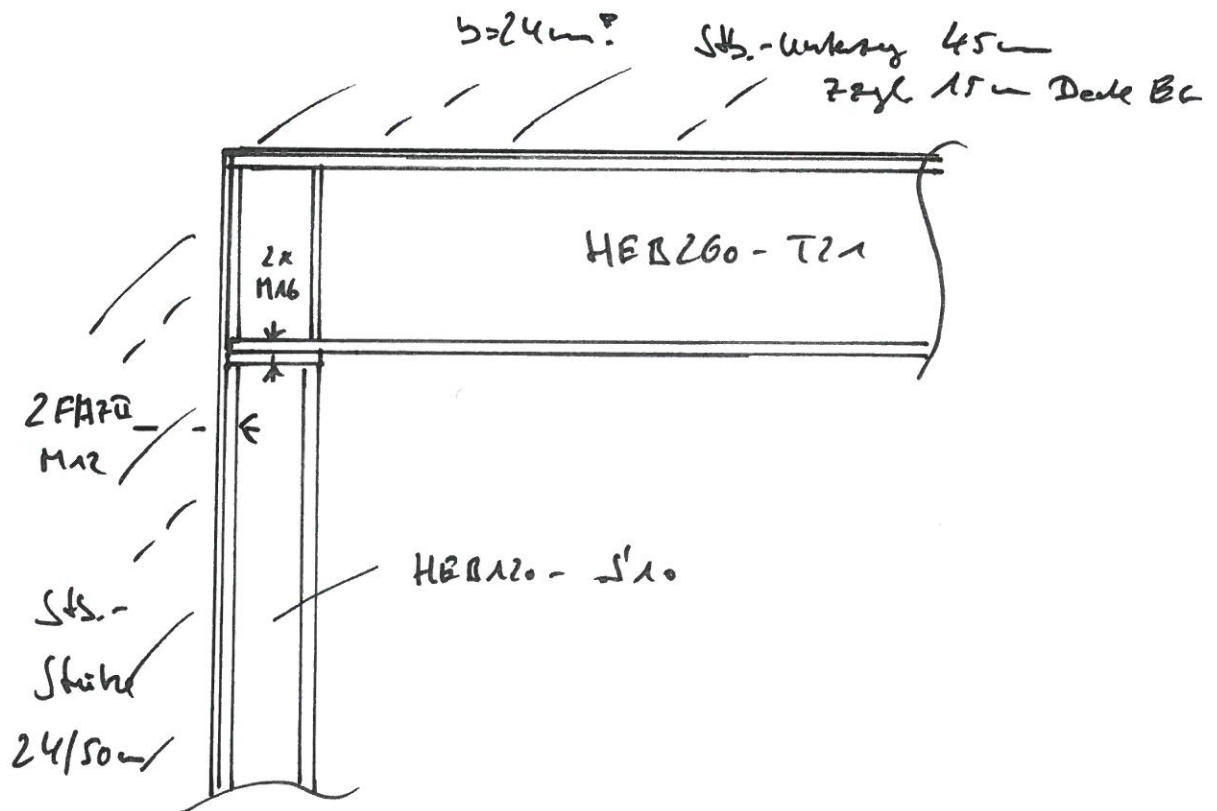
HEB 120 sind oben und ca. mittig mit je 2 FAZ II M12 o.glw.

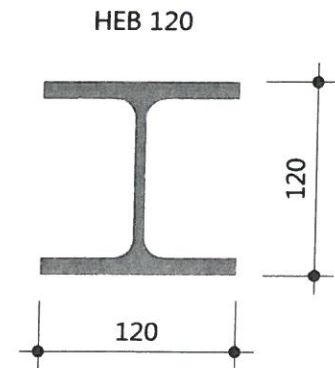
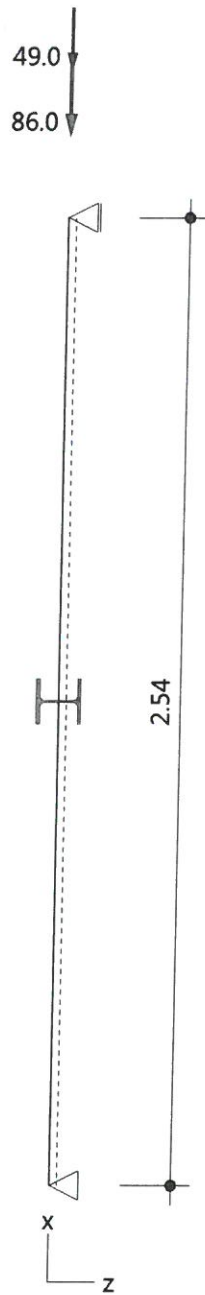
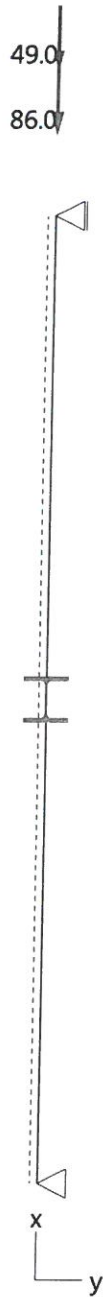
an die Betonstützen anzudübeln! Fußpunkt s. Pos. FP S 10!

Der weitere Lastabtrag kann über die unterhalb vorh. KG-Uz mit

Stützen und Fundamente erfolgen. Die Lasten bleiben fast unverändert und sind nur geringfügig auf den Stützen/Uz versetzt,

s. Nachweis Unterzug im KG Pos. 199cN3!





Stütze: Höhe = 2.54 m S235 HEB 120

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen ^{*)}			Verdrehungen ^{*)}		
		u_x [kN/m]	u_y [kN/m]	u_z [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	2.54	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

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

Belastung**Einwirkungen(Ew)**

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

Lasten**Lastarten**

Art 14 = Kopflast kN

Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	p_i	a [m]	p_j	l [m]	Ew
1	14	in x-Richtung	86.0	2.54		-	99
2	14	in x-Richtung	49.0	2.54		-	2

Ergebnisse**Tragfähigkeit - Lastkombination ständige/vorübergehende Bemessungssituation****Schnittgrößen - Lfk 1**

x [m]	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
0.00	-190.5	0.0	0.00	0.0	0.00
2.54	-189.6	0.0	0.00	0.0	0.00

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

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.24
2.54	1	0.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.24

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	Gl	η	Lfk
0.00	1	190.5	0.00	6.46	0.43	1

Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch**Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{cd} = 1.0$ cm**

x [m]	$f_{x,Ed}$ [cm]	$f_{y,Ed}$ [cm]	$f_{z,Ed}$ [cm]	$f_{res,Ed}$ [cm]	η	Lfk
2.54	-0.05	0.0	0.0	0.05	0.05	5

Auflagerkräfte**Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall**

Lager	x Lf [m]	Ew	R_x [kN]	R_z [kN]	M_y [kNm]	R_y [kN]	M_z [kNm]
Fuss	0.00	Eigengewicht	99	-0.7	-	-	-
		Lf 1	99	-86.0	-	-	-
		Lf 2	2	-49.0	-	-	-
Kopf	2.54	Eigengewicht	99	-	-	-	-
		Lf 1	99	-	-	-	-
		Lf 2	2	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

Lfk	Bemessungssituation	[Last:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1.35 + 1:1.35 + 2:1.5
5	charakteristisch	Eigengewicht: 1.0 + 1:1.0 + 2:1.0

Zusammenfassung

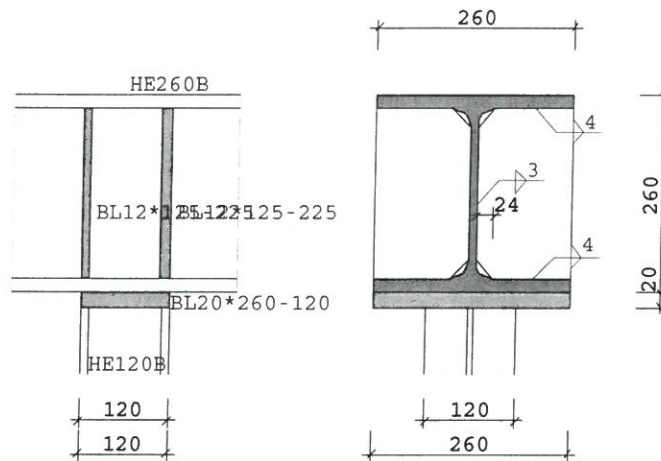
Nachweis	Bemessungssituation	Querschnitt	Stabilität	Verformung
Tragfähigkeit Gebrauchstauglichkeit	ständig/vorübergehend charakteristisch	0.24	0.43	0.05

Position: KP S 10 Kopfplatte zu S 10

Trägerauflager ST4 02/2018A (Frilo R-2018-2/P07)

Nachweis Kopfplatte zu S10 - HEB 120!
Beachte Rippen $t = 12$ mm gem. AP!
Lagesicherung z.B. 2 M 16 5.6!

Maßstab 1 : 10



Träger auf Stütze : Auflagerkraft		Fd = 190.00 kN	
Norm	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12		
Träger	HE260B		
Stütze	HE120B		
Platte	Länge/Breite/Höhe = 120.0 / 260.0 / 20.0 mm		
Stahl	S235 $f_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{uk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{M0} = 1.00$		
	$f_{vw,d} = 207.8 \text{ N/mm}^2$ $\beta_w = 0.80$ $\gamma_{M2} = 1.25$		

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß					
Rippe	Breite	bR =	125.0 mm	<= maxbR =	125.0 mm
	Höhe	hR =	225.0 mm		
	Aussparung	cR =	24.0 mm		
	Dicke	tR =	12.0 mm	>= erftR =	11.4 mm
				$\eta =$	0.95
Kraft pro Rippe		vertikal :		horizontal :	
		F1 =	28.99 kN	F2 =	9.60 kN
Doppelkehlnaht am belasteten unteren Flansch (Index 1) :					
Geometrie	Dicke	aw1 =	4.0 mm		
	Länge	lw1 =	101.0 mm		
	Fläche	Aw1 =	808.0 mm ²		
Spannungen	$\sigma_{wd,1}$	=	35.9 N/mm ²	$\tau_{wd,1}$	= 11.9 N/mm ²
Vergleichsspannung	$\sigma_{wd,V,1}$	=	37.8 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	37.8 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
				$\eta =$	0.18 < 1
Doppelkehlnaht am Steg (Index 2) :					
Geometrie	Dicke	aw2 =	3.0 mm		
	Länge	lw2 =	177.0 mm		
	Fläche	Aw2 =	1062.0 mm ²		
Spannungen	$\tau_{wd,2}$	=	27.3 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	27.3 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
				$\eta =$	0.13 < 1

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß
Doppelkehlnaht am unbelasteten oberen Flansch (Index 3) :

Geometrie	Dicke	aw3 =	4.0 mm		
	Länge	lw3 =	101.0 mm		
	Fläche	Aw3 =	808.0 mm ²		
Spannungen	$\tau_{wd,3}$	=	11.9 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	11.9 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.06 < 1

Spannung am Ausrundungsbeginn des Trägerstegs unten :

$\sigma_{dz} = F_d - 4 \cdot F_1 / ($	203.0 mm *	10.0 mm)	=	-22.20 N/mm ²	
Nachweis	σ_d	=	22.2 N/mm ² / f_{yd}	=	235.0 N/mm ²
			η	=	0.09 < 1

Nachweis der umlaufenden Kehlnaht aw = 5.0 mm Platte - Stütze

Steg :					
Nachweis	σ_{wd}	=	36.3 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.17 < 1
Flansch :					
Nachweis	σ_{wd}	=	61.5 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.30 < 1

max η = 0.95 <= 1 Nachweis für Stegrippen

Position: FP S 10 Nachweis Fußplatte zu S 10

Stahlstütze - Fußplatte ST3 02/2018 (Frilo R-2018-2/P07)

System**Bemerkungen**

Nachweis Fußplatte zu Pos. S10!

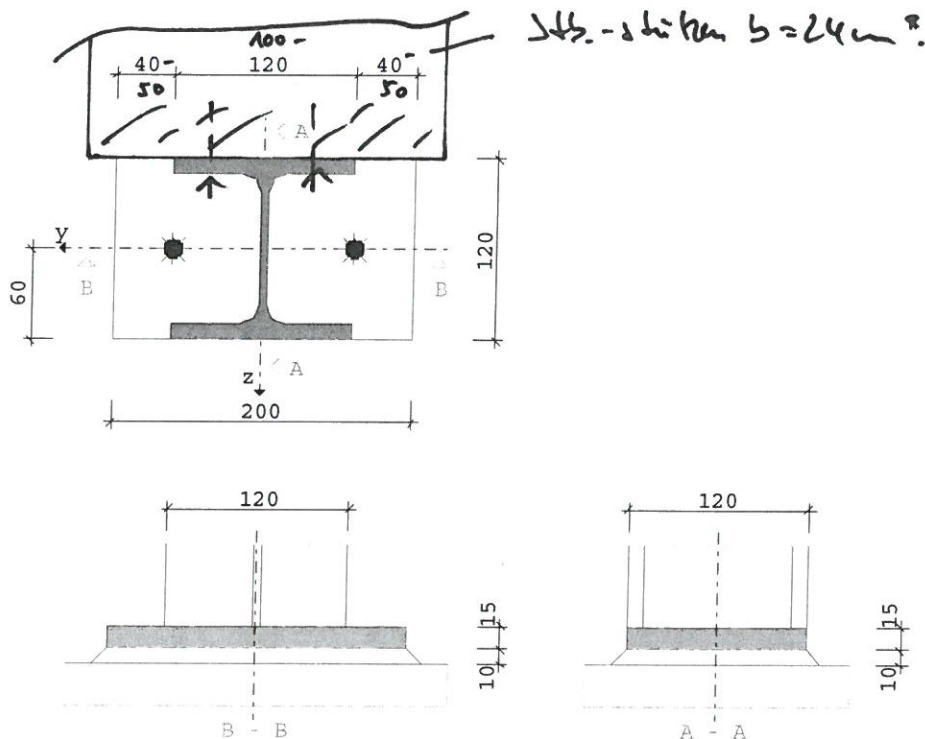
Lagesicherung z.B. 2 FAZ II M 12 o.glw.!

Kopfplatte siehe Pos. KP S10!

Beachte Ang. ausf. Firma und Vorgaben Architekt!

Grafik

Maßstab 1 : 5

**Kennwerte**

Nachweisführung nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12

Stütze	A cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	h mm	t _w mm	b mm	t _f mm	r mm
HE 120 B	34.00	864.0	318.0	120.0	6.5	120.0	11.0	12.0

Fußplatte	Länge	Breite	Dicke	Fugendicke	aw Steg	aw Flansch
[mm]	120.0	200.0	15.0	10.0	4.0	5.0

Stahl	f _y N/mm ²	f _u N/mm ²	γ _{M0}	γ _{M2}	β _w	f _{vwd} N/mm ²	Beton	α _c	γ _c	f _{cd} N/mm ²	EModul N/mm ²
S235	235.0	360.0	1.00	1.25	0.80	207.8	C 16/20	0.85	1.50	9.1	29000.0

Anker	Anzahl	f _{yb}	f _{ub}	N/mm ²
M 12 - 4.6 R	2	240.0	400.0	

Gewinde in Fuge

Ankerabstände bezogen auf die Außenkante der Fußplatte in Richtung

Steg	e1	e1	Flansch	w3	w1	w3
	60.0	60.0		60.0	120.0	60.0

Nachweis	Berechnungsoptionen (Vorgaben)
Querkraft	Es wird kein Querkraftnachweis über Anker geführt

Ergebnisse**Ergebnisse Kombination 1**

Nr	Bezeichnung	Nd[kN]	Myd[kNm]	Vzd[kN]	Vyd[kN]
1	Kombination 1	190.50	0.00	0.00	0.00

Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell (Druck)

Tragfähigkeit $NARd = 203.3 \text{ kN}$ $\eta = 0.94 < 1$

Druckkomponente

Festigkeit Lagerfuge	$f_{jd} = 9.1 \text{ N/mm}^2$				
Anschlußbeiwert	$\beta_j = 0.67$				
Faktor	$sqA1A0 = 1.50$				
Ausbreitungsbreite	$c = 44.1 \text{ mm}$	Dicke	$t = 15.0 \text{ mm}$		
Flansch	$A_{eff1} = 110.0 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D1} = 8.5 \text{ N/mm}^2$		
Steg	$A_{eff2} = 9.3 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D2} = 3.8 \text{ N/mm}^2$		
Druckfläche	$A_{eff} = 229.3 \text{ cm}^2$	$NARd$	$= 203.35 \text{ kN}$		

Nachweis der Schweißnähte aus Teilschnittgrößen

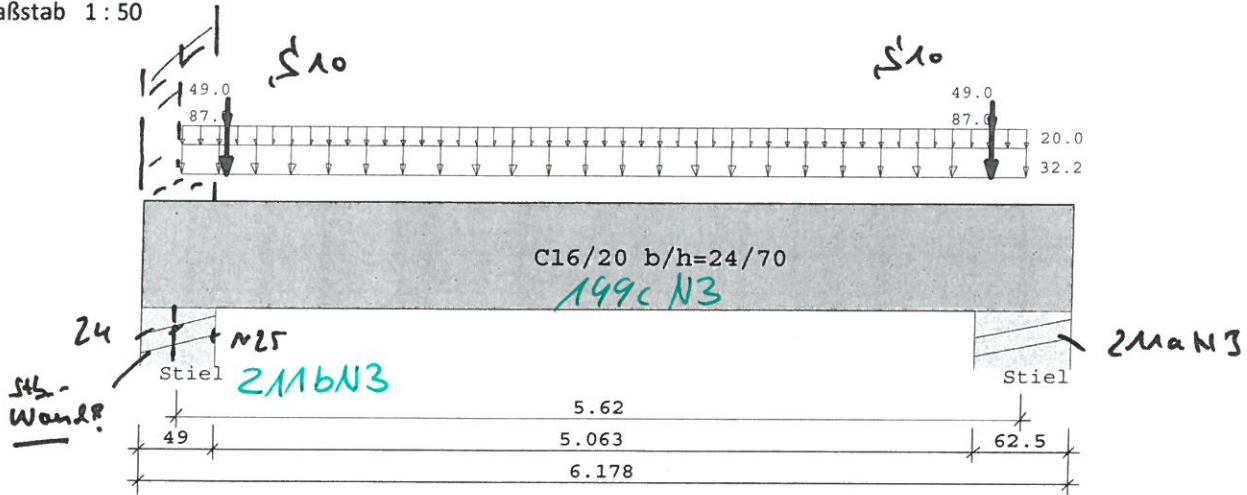
Querschnittsteil	σ_{wd}		erf.aw	vorh.aw		η
Steg	70.9	N/mm ²	1.4	4.0	mm	0.35
Gurt	70.9	N/mm ²	1.7	5.0	mm	0.34

maximale Auslastung $\eta = 0.94 < 1$ Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell

Position: 199cN3b + F Stb.-balken Pos. 199c N3 im KG

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P07)

Maßstab 1 : 50



Stahlbetonträger C16/20 E = 29000 N/mm² DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

Nachweis vorh. Stb.-unterzug Pos. 199c N3 im KG mit Last aus den beiden Stahlstützen Pos. S10!

Die Stütze S10 steht links direkt am Rand neben der KG-stütze Pos. 211bN3 und rechts quasi auf der Stb.-stütze Pos. 211aN3, da diese im KG 13,5 cm breiter ist als im EG!

Die Stützen selber brauchen nicht neu nachgewiesen zu werden, die Summe der Lasten bleibt durch den Umbau fast unverändert! Der nachweis des Unterzuges erfolgt nach neuer Norm, damit der Nachweis der Druckstrebe erfolgt. Eingabe als C 16/20 vgl. bar B 225 bzgl. der Druckfestigkeit!

Gem. N.R. ist auch die Bew. bei Stahl III und Ansatz B 15 ausreichend! Belastung mit Gleichlast analog Bestandsstatik 3. Nachtrag (52,2 KN/m ca. g + p = 32,2+20=52,2 KN/m)!

Und 2 x S10 inkl. g Stütze:

G = 87 KN ; P = 49 KN

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)	bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	5.62	konstant		24.0	70.0		

Stützeinspannung					
Stütze	Fußpunkt	Höhe (m)	b (cm)	d (cm)	I (cm ⁴)
1	gelenkig	2.50	24.0	49.0	235298.0
2	gelenkig	2.50	24.0	62.5	488281.3

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L		2=Einzellast bei a		3=Einzelmoment bei a		4=Trapezlast von a - a+b		5=Dreieckslast über L		6=Trapezlast über L	
		g	l/r	q	l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi			
1	2 A	87.00	49.00	1.00	0.31				S10				
	2 A	87.00	49.00	1.00	5.38				S10				

$$\star \frac{0,49}{2} + 0,06 = 0,305 \approx 0,31 \text{ m}$$

Trägerbezogene Lasten (kN,m) Typ 11, 14..16 q_Ansatz nicht feldweise

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	B			32.20	20.00	1.00			

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.

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

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum (kNm, kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re
1 x0 = 2.62	135.57	-84.58	-132.12	272.58	-292.79

Feldmomente Minimum (kNm, kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re
1 x0 = 2.53	83.87	-52.59	-82.09	171.18	-183.78

Stützmomente Maximum (kNm, kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	-84.58	0.00	272.58	272.58	171.18
2	-132.12	0.00	-292.79	0.00	292.79	183.78

Stützmomente Minimum (kNm, kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	-52.58	0.00	171.18	171.18
2	-82.09	0.00	-183.78	0.00	183.78

Stützmomente Vollast (kNm, kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	-84.58	0.00	272.58	272.58
2	-132.12	0.00	-292.79	0.00	292.79

Stützmomente Eigenlast (kNm, kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	-52.59	0.00	171.18	171.18
2	-82.09	0.00	-183.78	0.00	183.78

Stielendmomente (kNm, kN)

StielA	MaxM	zugN	MinM	zugN	MaxN	zugM	MinN	zugM
1	84.6	272.6	52.6	171.2	272.6	84.6	171.2	52.6
2	-82.1	183.8	-132.1	292.8	292.8	-132.1	183.8	-82.1

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	171.18	101.40	0.00	272.58	272.58	171.18
2	183.78	109.00	0.00	292.79	292.79	183.78
Summe:	354.96	210.40	0.00	565.36	565.36	354.96

Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	171.2	171.2	183.8	183.8
A	47.9	0.0	50.1	0.0
B	53.5	0.0	58.9	0.0
Sum	272.6	171.2	292.8	183.8

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

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.62	188.24	-116.07	-181.69	361.63	-389.07

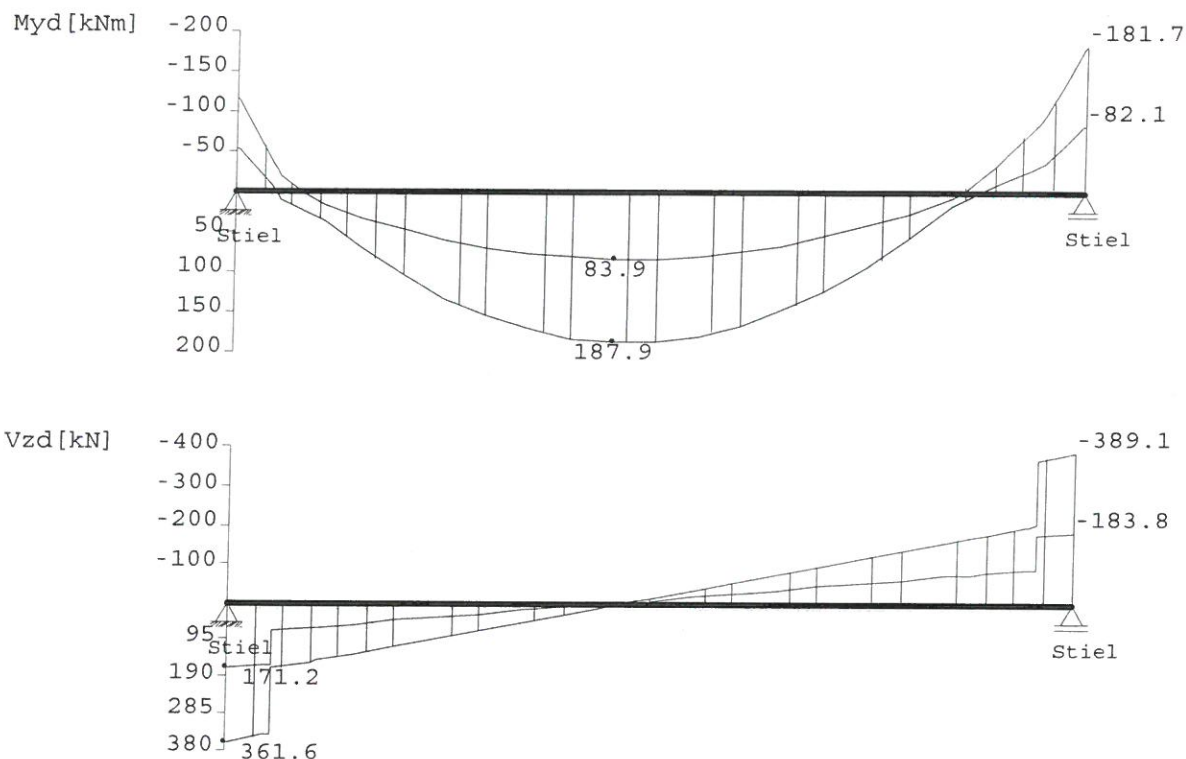
Feldmomente Minimum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.53	83.87	-52.59	-82.09	171.18	-183.78

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	-116.07	0.00	361.63	171.18
2		-181.69	0.00	-389.07	0.00	183.78

Stützmomente Minimum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1		0.00	-52.58	0.00	171.18	171.18
2		-82.09	0.00	-183.78	0.00	183.78

Stielendmomente (kNm , kN)								
StielA	MaxM	zugN	MinM	zugN	MaxN	zugM	MinN	zugM
1	116.1	361.6	52.6	171.2	361.6	116.1	171.2	52.6
2	-82.1	183.8	-181.7	389.1	389.1	-181.7	183.8	-82.1

Maßstab 1 : 50



Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.124 (1)
C16/20 BSt 420 S(A) normalduktil

Betondeckung: $c_v = 2.0 \text{ cm}$ (erf $c_v o / u = 2.2 / 2.2 \text{ cm} !!!$) *Bestand*
Bewehrungslage: $d_o = 3.8 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$
 $d_u = 3.8 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 20$

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

Kriechbeiwert: $\phi = 3.40$ $\epsilon_{cs} = 0.42 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze Breite (cm) Lager Art

1	49.0	Beton	direkt
2	62.5	Beton	direkt

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

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	37.34	1.49	-37.34	1.49	24.0/70.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)
1	2.62	188.2		66.2	0.28	8.8	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 6.1 cm² zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 8.0 cm² zu verankern.
Die Querkraft VK-Lager ist mit 50% berücksichtigt.

Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Bem. Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1 re	0.24	-109.3	-54.4*	66.2	0.08	0.0	2.3
2 li	0.31	-171.9	-85.1*	66.2	0.12	0.0	3.7

* = Mindeststützmoment

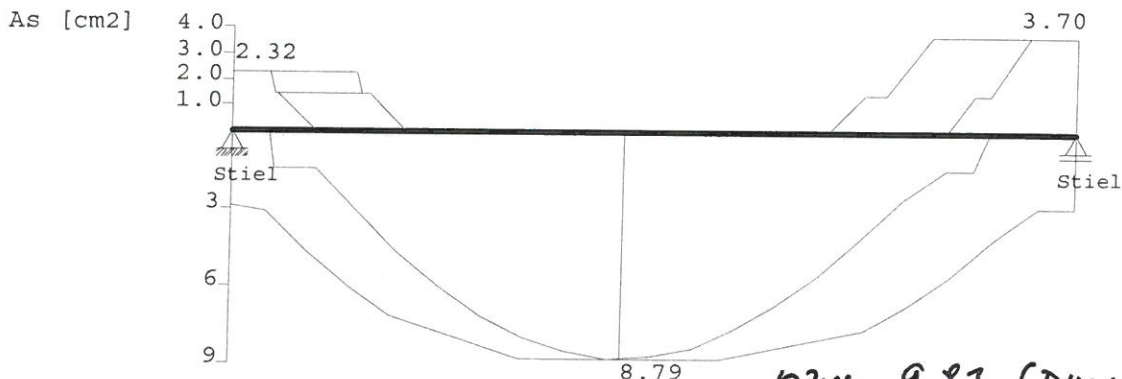
Querkraftbewehrung BSt 420 S(A) DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
1 re	0.30	0.92	339.5	26.5	45.5	394.5		
1 re	0.30	0.92	218.3#	26.5	45.5	394.5	~17.5	4.9
1 re	0.91	0.92	127.2	26.5	61.8	394.5	30.0	2.9
1 *	1.57	0.92	78.6	26.5	61.8	394.5	30.0	1.8
2 li	0.97	0.92	-148.6	18.8	61.8	301.4	30.0	2.3
2 *	1.64	0.92	-99.9	18.8	61.8	301.4	30.0	1.7~

Ved mit # -> abgeminderte Einzellast
~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung
Der max. Bügelabstand wird mit Θ >= 40° ermittelt (Heft 525 DAfStb).

? J. unklar?

Maßstab 1:50



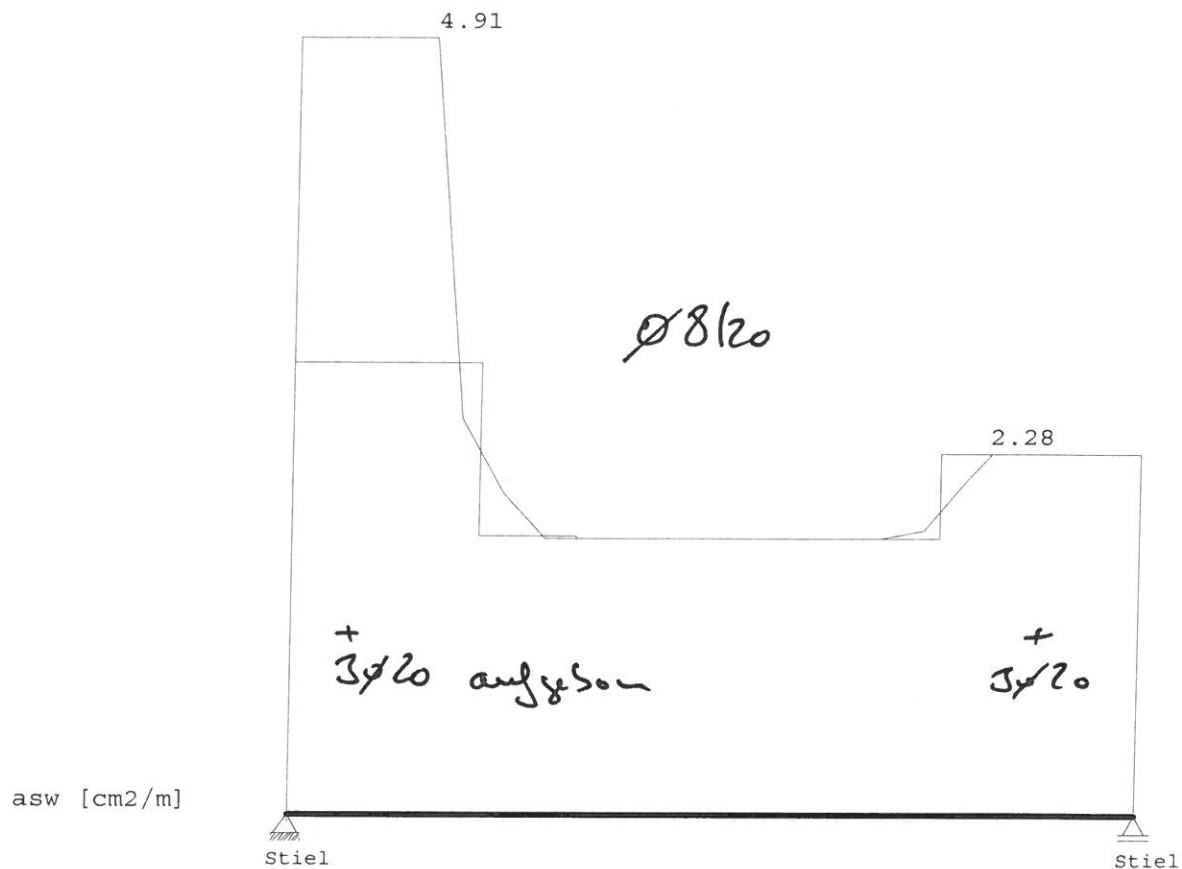
z.B. 9,83 (DIN 1045)
= 15 x 81. (II)

5ø20 ?

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max.}$$

2) Der Stb.-unterzug im KKH kann die Lasten aus dem Stützen Pos. 10 aufnehmen ?

Maßstab 1 : 50



4,20 langes S.3 verlegt
bzw. $5,29 \text{ cm}^2/\text{m}$
(DIN 1045; 8.4. III)

Vorh. $\geq 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$ (zzgl. 3Ø20) ?

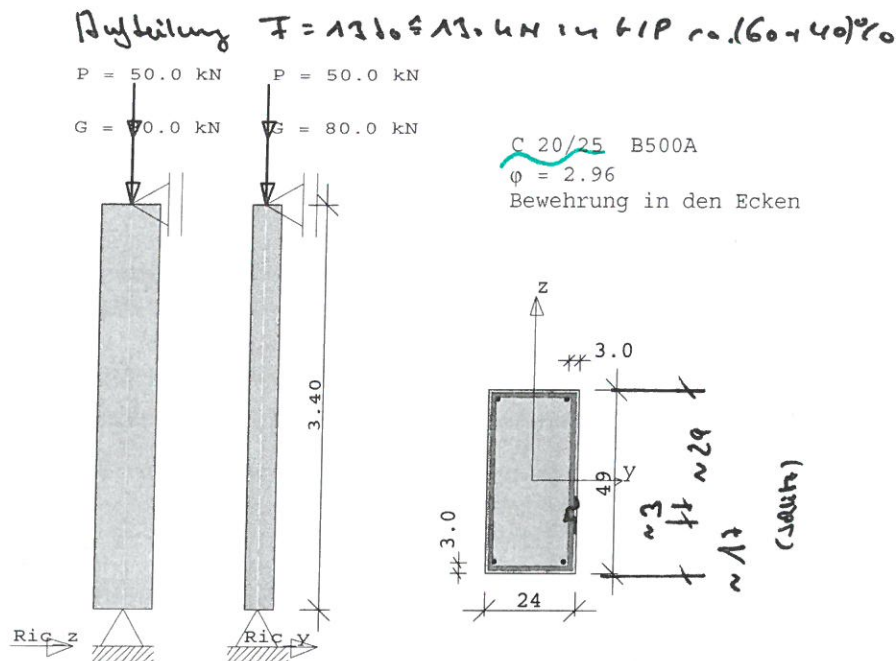
2. Bew. verlegt aus ?

Position: SB 1 Nachweis vorh. Stb.-stütze 264 mit Schlitz

Stahlbetonstütze B5 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 2-achsig beansprucht

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 30000 N/mm² ρ = 2500 kg/m³



Nachweis der Stb.-stütze Pos. 264 im 1. OG.
Die Stütze wurde vom Elektriker mit einem Schlitz versehen, so dass fast alle Bügel einmal durchtrennt wurden.

Gem. Bestandsstatik "Südflügel" S. 273 beträgt die Belastung im 1. OG 13 to! Im 2. OG wurde die Stütze als MW-Pfeiler aus MZ 250/II nachgewiesen.

Sinngemäß ergibt sich für das 1. OG eine Pressung von 11 kg/m² bzw. 1,1 MN/m², demnach wäre der Pfeiler sogar in MW noch ausreichend und in unbewehrtem Beton B 225 sowieso.

Hier Nachweis als Betonstütze C 20/25 vgl. bar B 225.

Fazit:

Die Stütze könnte auch aus unbewehrtem Beton hergestellt werden, von daher kann der Schlitz verbleiben und es sind keine weiteren statischen Nachweise zur Sanierung/Reparatur erforderlich!

1 Mcry = 21.23 kNm Mcrz = 10.40 kNm

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	80.00	.	.	.	.	.	.	.	.	g
		50.00	.	.	.	.	.	.	A	.	p

Einwirkungen:

Nr KI Bezeichnung

	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
A 1 Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 4.09e-6

Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6

Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5

Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.

Bei $n > -0.10$: eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)

Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline berücksichtigt.

 $\phi_{eff} = \phi_0 * M_0 / M_{ed}$ (M_0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei)

Die eff. Steifigkeit wurde mit Faktor 0.20 abgemindert.

Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.124

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 1 Lasten

Lf-Komb K1 K2

	g	g
1	A	
	x	(a)

a) ohne KSNW weil: $\lambda < \lambda_{lim}$ Teilsicherheitsbeiwerte: $\gamma_C = 1.50$ $\gamma_S = 1.15$ $\gamma_G = 1.35 / 1.00$

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

 $\gamma_C = 1.50$ $\gamma_S = 1.15$ $\phi_{eff} = 1.67$

Bemessungswerte LfKom = 1 in: y-Richtung z-Richtung

System		unverschieblich
Knicklänge	sk =	3.40 3.40 m
Schlankheit	$\lambda =$	49.0 24.0
Normalkraft	N =	-183.00 -183.00 kN
bezogene Normalkraft	n =	-14 -14
Schnittmoment	h = 1.70 m, M =	0.00 0.00 kNm
Planmässige Ausmitte	e = M / N =	0.00 0.00 cm
Bezogene Ausmitte	e/b und e/d =	0.0000 0.0000
Ungewollte Ausmitte	ei =	0.85 0.85 cm
Verschiebung Th.2.Ord.	e2 =	0.05 0.01 cm
Bemessungsmoment	M bem =	1.64 1.58 kNm

Bewehrung tot $\omega = .0206$
 $p = .05$ %
 erf As = 0.63 cm² (min As)

Der Kriecheinfluß wird nach EN 1992-1-1 5.8.4 berücksichtigt.

004.6/14; 8/16

Nachweis Feuerwiderstandsdauer DIN EN 1992-1-2/NA/A1:2015-09 5.3.2(4) LfKom 2

sk,fi = Stützenlänge * 1.00 anwenderdefiniert!

Stütze L = 3.40 m L0,fi = 3.40 m a = 30.0 mm As = 1.03 cm²

b/h = 24.0/49.0 = 2.04 auf 1.5 begrenzt!

 $\omega = .034$ $p = .1\%$

Re,fi = 61.16 mit acc = .85

NRd aus Modellstützeniteration My = 2.6 kNm Mz = 3.8 kNm

 $\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} = -80 / -304 = .26$ (5.6) $R = 120 * ((Re_{fi} + R_a + R_l + R_b + R_n) / 120)^{1.8}$ $R = 120 * ((61.2 + 0 + 15.4 + 25.9 + 0) / 120)^{1.8}$ (5.7)

Feuerwiderstandsdauer R = 90 Min.

i. b.

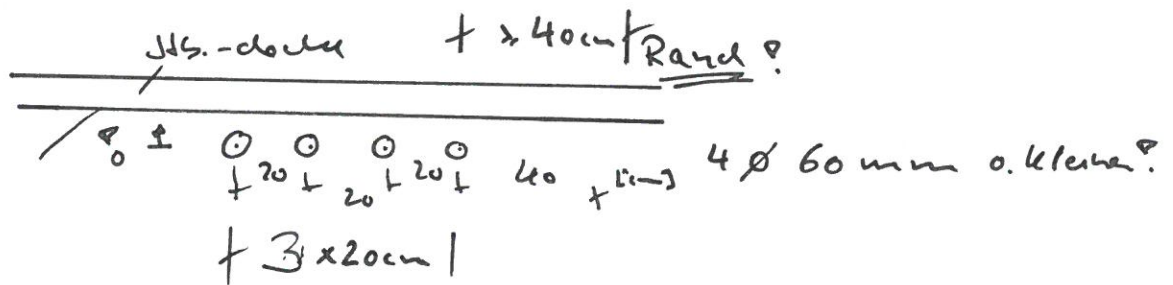
siehe Zeichnung

Seite 174?

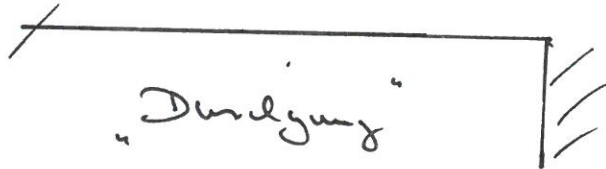
Durch Vergleichsrechnung
 geprüft
 Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeier

Detail/Vorgabe zu Regeldurchbrüchen (Bt)

In den sehr massiven Stk.-Unterzügen der Platte?



~ 97cm
Unterzug



z. B. Pos. ⁷⁰ 66, ^{24/25} 36/70cm
ausgeführt ²⁴ 36/114cm
Pos. ⁷⁰ 66 H20
Ause G/C1

Beachte vorh. Bewehrungsstäbe (NØ 8/20cm),

Lage der Bewehrungsstäbe prüfen und DB

zwischen den Bewehrungsstäben anordnen?

DB möglichst hoch, knapp unter der

Decke anordnen?

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Ingenieurbüro Harmening GmbH

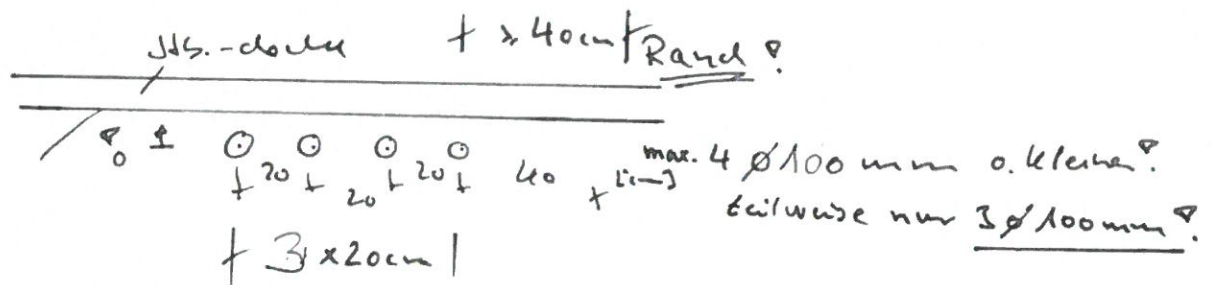
Statik + Baukonstruktion

Neue Straße 23 · 31675 Bückeburg

Telefon 05722/4058-59

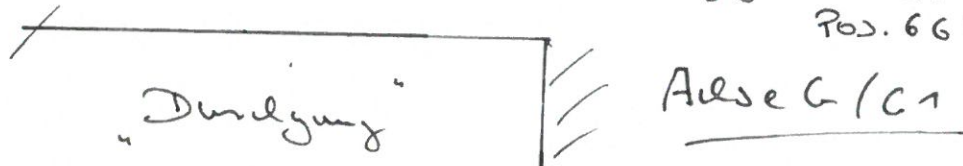
Detail/Vorgabe zu Regelquerschnitt (Bt)

In den sehr massiven Stk.-Unterkufen der Platte?



~ 97 cm
Unterkuf

z. B. Pos. 66, : 36/70 cm
ausgeführt 36^T/114 cm
Pos. 66 H2?



Beachte vorh. Bügelabstände (NØ 8/20 cm),

Lage der Bügel vorab prüfen und DB

zwischen den Bügeln anordnen?

DB möglichst hoch, knapp unter der

Decke anordnen?

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Ingenieurbüro Harmening GmbH

Statik + Baukonstruktion

Neue Straße 23 · 31875 Bückeburg

Telefon 05722/4058-59