
Kapitel 09

Maßnahme M06

-

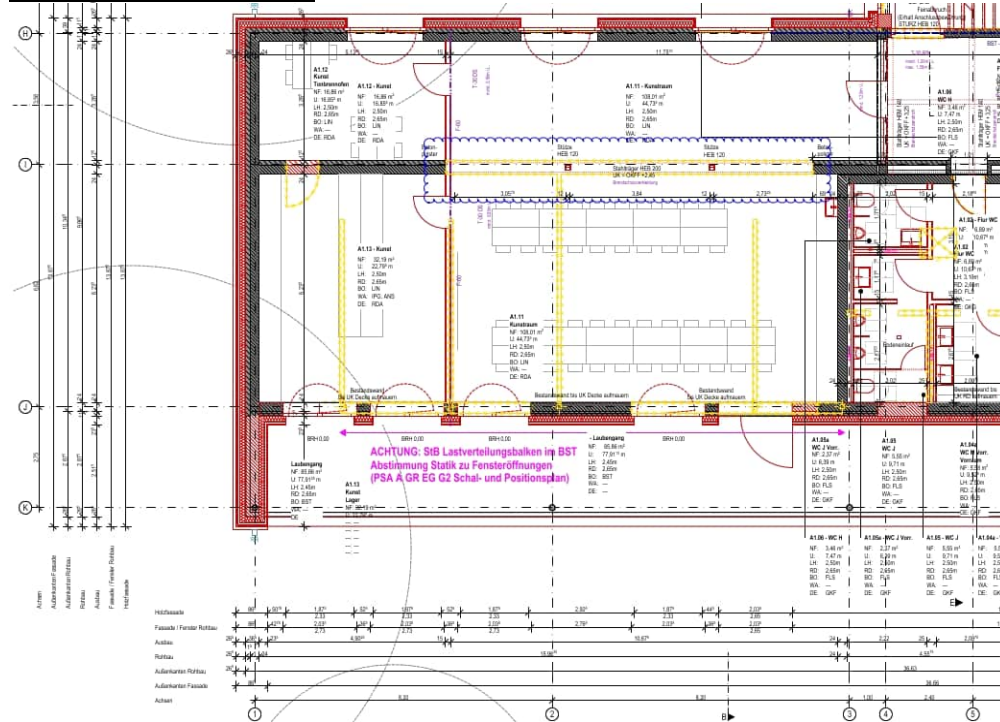
Wandentfall Achse I - 1.OG & EG

<u>Kapitel / Position</u>	<u>Bezeichnung</u>	<u>Seite</u>
9.1	Vorbemerkungen	9.1-1
9.2	Positionsübersicht	9.2-1
9.3	Nachweis der Bauteile im 1.OG	9.3-1
1_A1-A3	Auflagerreaktionen Bestandsdecke A1, A2 & A3	9.3-2
1_260	Stahlträger HEB 180	9.3-3
1_460	Stahlstütze HEB 120	9.3-10
9.4	Nachweis der Bauteile im EG	9.4-1
0_A102-A103	Auflagerreaktionen Bestandsdecke A102 & A103	9.4-2
0_260	Stahlträger HEB 180	9.4-3
0_260_Lasteinle	Nachweis der Lasteinleitung aus Pos. 1_460	9.4-9
0_460	Stahlstütze HEB 180	9.4-10
0_461	Stahlstütze HEB 180	9.4-13
9.5	Nachweis der Bauteile in der Gründung	9.5-1
9.5_LE	Lastermittlung auf das Fundament - Bestand	9.5-2
9.5_BW	Auszug Bewehrungspläne	9.5-3
FA2_neu	Streifenfundament mit Zusatzlasten aus 0_460 & 0_461	9.5-4
FA2.1_neu	Fundamentverstärkung unter Pos. 0_460	9.5-8
FA2.2_neu	Fundamentverstärkung unter Pos. 0_461	9.5-9

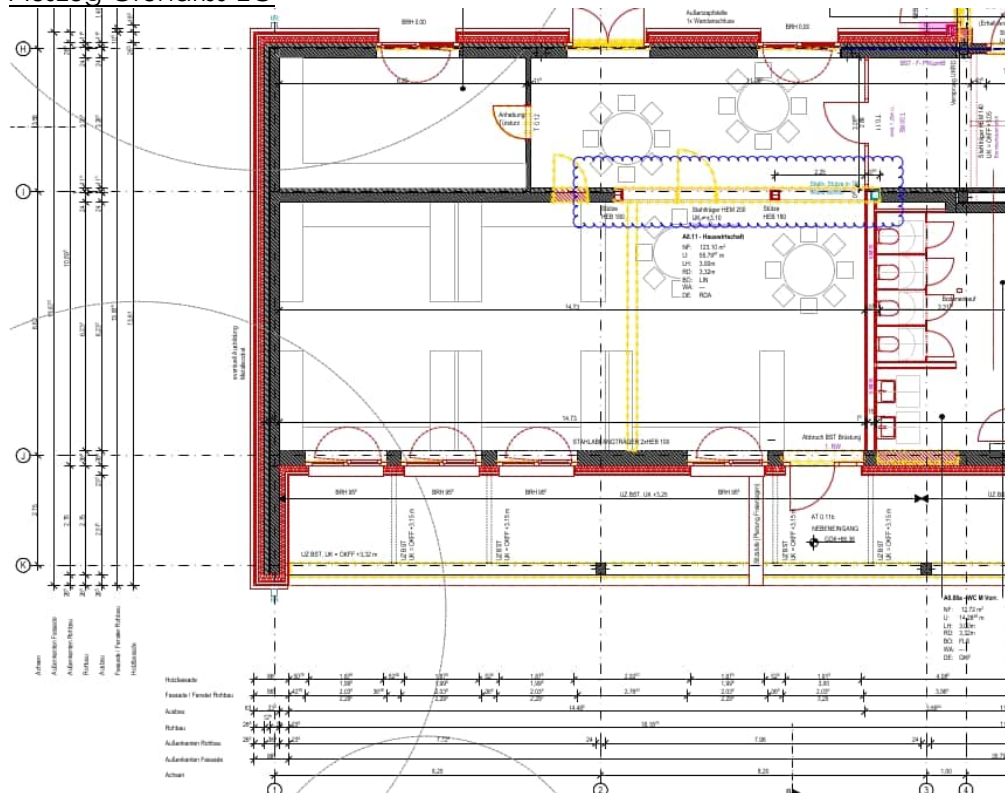
9.1 Vorbemerkungen

Im Nebengebäude in Achse I wird die tragende Wand im 1. Obergeschoss sowie im Erdgeschoss eingekürzt und durch eine Abfangmaßnahme je Geschoss ersetzt.

Auszug Grundriss 1. OG



Auszug Grundriss EG



Auf den folgenden Seiten wird in Kap. 9.2 eine Übersicht über die Positionsnummern der neuen Bauteile gegeben.

In Kap. 9.3 werden die Bauteile im 1. Obergeschoss bemessen.

In Kap. 9.4 werden die Bauteile im Erdgeschoss bemessen.

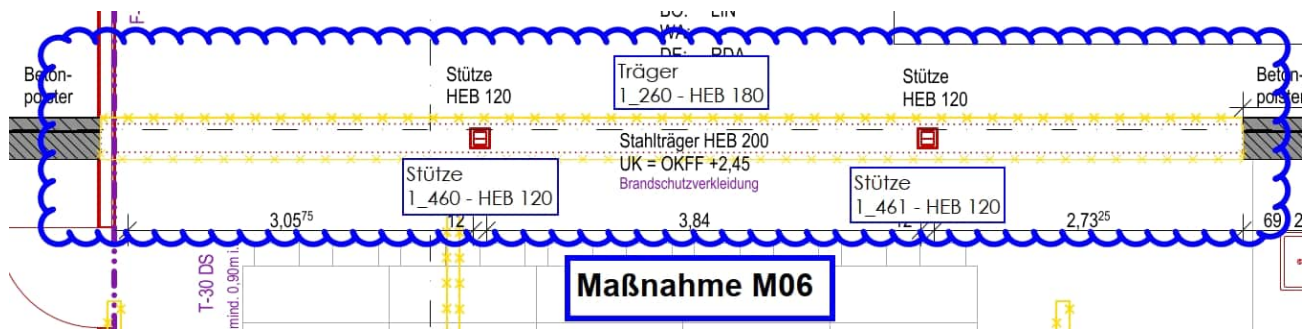
In Kap. 9.5 erfolgt der Nachweis der Gründungsbauteile.

Die Bestandsdecken sind während der Bauphase abzustützen, bis die Abfangkonstruktionen vollständig hergestellt sind.

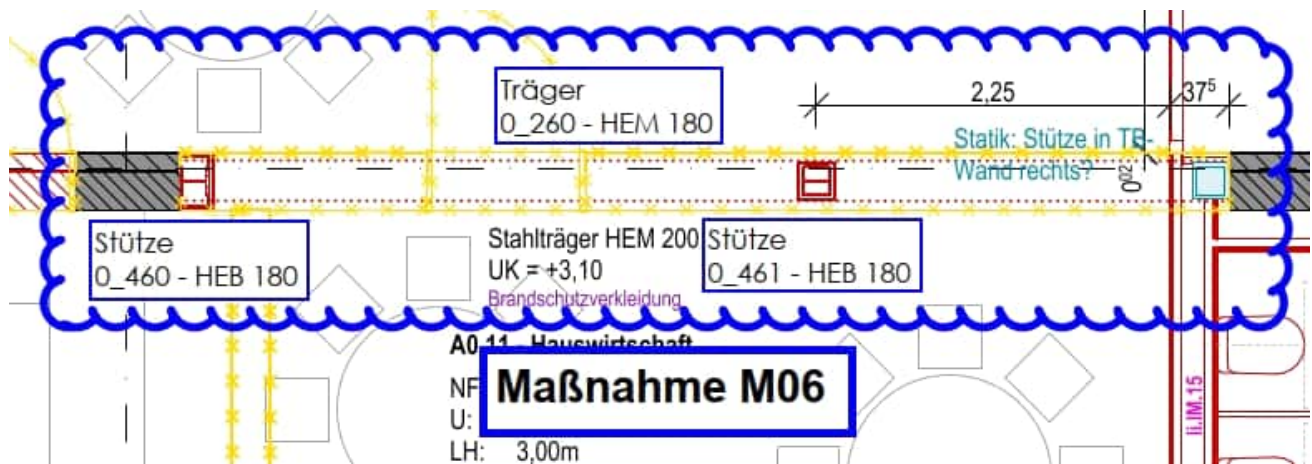
Die Decke über 1.OG ist bis auf die Gründung durchzusteißen.

9.2 Positionsübersicht

Bauteile im 1. Obergeschoss



Bauteile im Erdgeschoss



9.3 Nachweis der Bauteile im 1. Obergeschoss

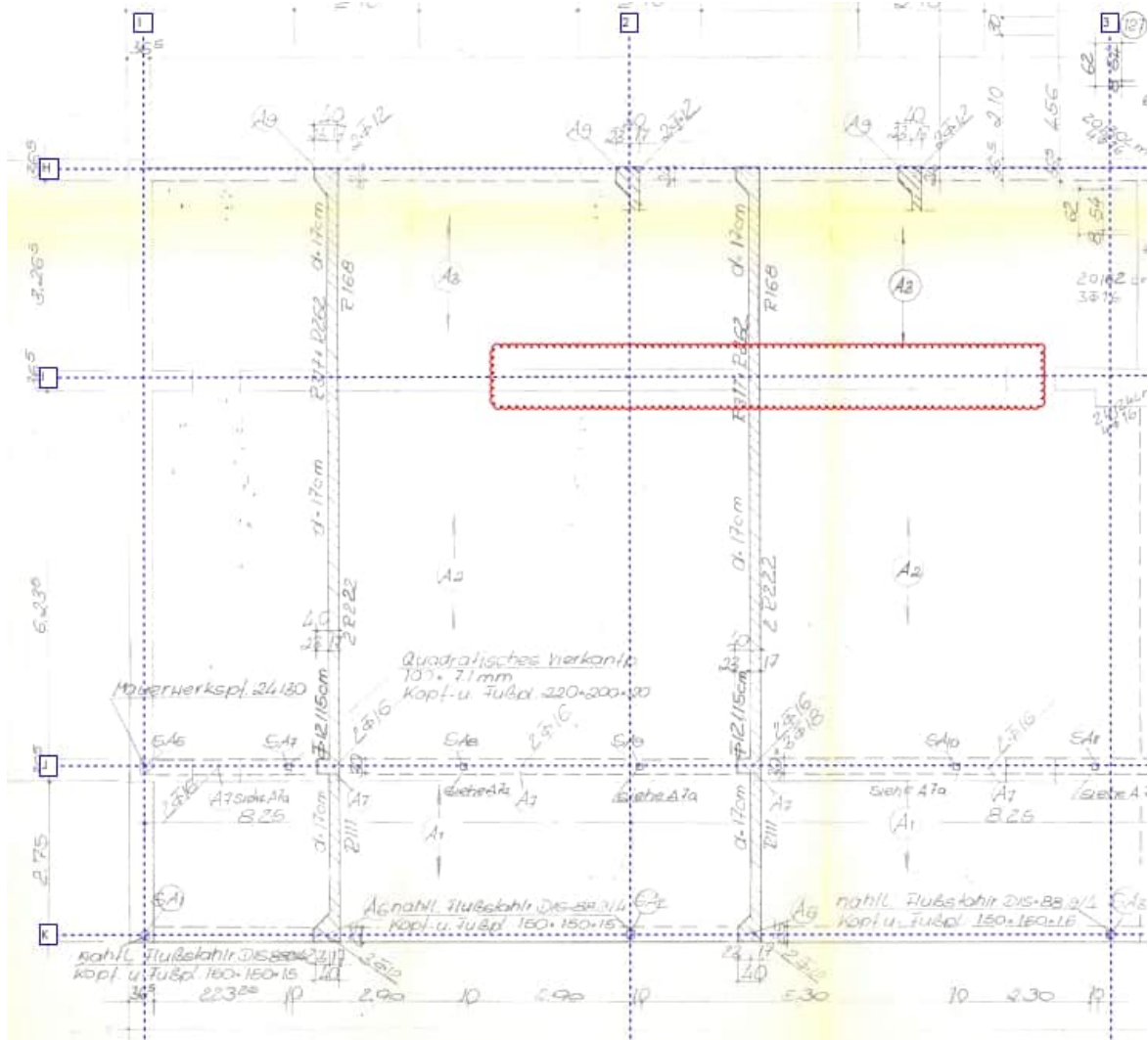
Im Folgenden werden die Nachweise der Abfangkonstruktion geführt, die durch den Wandentfall im 1. Obergeschoss erforderlich wird.

Ermittlung der Belastung

• 1.OG

Die Decken Pos. A1, A2 und A3 spannen einachsrig und liegen auf der betrachteten Wand in Achse I auf.

Auszug Schalplan 1.Obergeschoss:



Die Deckenstärke der Pos. A1, A2 und A3 beträgt 17 cm. Die Ausbaulast wird gem. Kap. 2 zu 1,45 kN/m² angesetzt. Oberhalb der Abfangmaßnahme befindet sich die Dachdecke, sodass als Nutzlast die in Kap. 2 festgelegten 1,05 kN/m² Nutzlast infolge Schnee, Wasseranstaup und Wartung angesetzt werden.

Da es sich um ein 3-Feld-System mit Durchlaufwirkung (Position A1 - A3) handelt, wird die Auflagerlast in Pos. 1_A1-A3 ermittelt.

Alle freiliegenden Stahlbauteile sind mit einer Brandschutzverkleidung zu versehen.

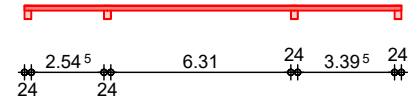
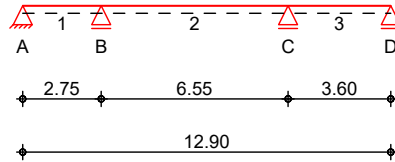
Pos. 1_A1-A3

Auflagerreaktionen Bestandsdecke A1, A2 & A3

System

Einachsig gespanntes Mehrfeldplattensystem
System Ansicht

M 1:265



Abmessungen
Mat./Querschnitt

Feld	l [m]	Material	h [cm]
1	2.75	C 16/20	17.0
2	6.55		
3	3.60		

Expositionsklasse

XC1

Auflager

Lager	x [m]	b [cm]	Art	K _{t,z} [kN/m]
A	0.00	24.0	Mauerw.	fest
B	2.75	24.0	Mauerw.	fest
C	9.30	24.0	Mauerw.	fest
D	12.90	24.0	Mauerw.	fest

Belastungen

Belastungen auf das System

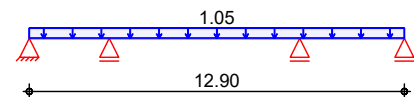
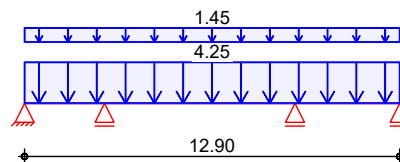
Grafik

Belastungsgrafiken (einwirkungsbezogen)

Einwirkungen

G_k

Q_{k,N}



Flächenlasten
in z-Richtung

Gleichflächenlasten

Einw. G_k

Einw. Q_{k,N}

Feld	Komm.	a [m]	s [m]	q _{li} [kN/m²]	q _{re} [kN/m²]
1	Eigengew	0.00	12.90		4.25
1		0.00	12.90		1.45
1		0.00	12.90		1.05

Auflagerkräfte

Auflagerkräfte Träger

Char. Auflagerkr.

charakteristische Auflagerkräfte (je Einwirkung)

Einw. G_k

Einw. Q_{k,N}

Aufl.	F _{z,k,min} [kN/m]	F _{z,k,max} [kN/m]
A	1.67	1.67
B	32.58	32.58
C	33.89	33.89
D	5.39	5.39
A	-1.10	1.41
B	-0.23	6.23
C	-0.10	6.34
D	-0.74	1.73

Pos. 1_260

Stahlträger HEB 180

Hinweis:

Der Stahlträger ist kraftschlüssig unter der Decke anzuordnen. Eine ggf. vorhandene Fuge zwischen Decke und Stahlträger muss kraftschlüssig, bspw. mit Quellschweiß, geschlossen werden.

In Auflager A und D lagert der Stahlträger in der Bestandsmauerwerkswand auf. Hierbei handelt es sich um eine Wand aus HLz 150 / II+III. Dies entspricht ungefähr einer Festigkeitsklasse 12 mit einem $MG\ II = 2,5\text{ MN/m}^3$.

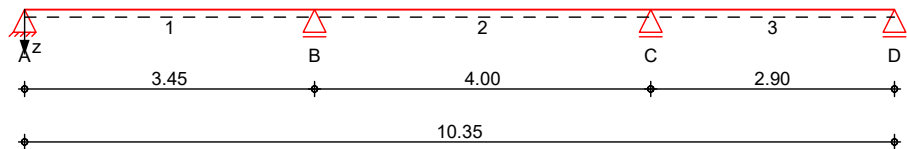
Der Stahlträger muss mind. 20 cm in der Mauerwerkswand aufliegen. Unterhalb des Stahlträgers ist ein Betonpolster zur Lastverteilung anzuordnen (Abmessungen: Breite = Wandbreite, Tiefe = 20 cm, Höhe = 12 cm).

System

Mehrfeldträger

System z-Richtung

M 1:90



Abmessungen
Mat./Querschnitt

Feld	l [m]	Lage [°]	Achsen	Material	Profil
1	3.45	0.0	fest	S 235	HEB 180
2	4.00	0.0	fest		
3	2.90	0.0	fest		

Auflager

Lager	x [m]	b [cm]	Art	$K_{T,z}$ [kN/m]	$K_{R,y}$ [kNm/rad]
A	0.00	20.0	Mauerw.	fest	frei
B	3.45	20.0		fest	frei
C	7.45	20.0		fest	frei
D	10.35	20.0	Mauerw.	fest	frei

Lager	$a_{1,min}$ [m]	h_c [m]	Art
A	0.00	2.50	HLzA 12/M2,5
D	0.00	2.50	HLzA 12/M2,5

Belastungen

Belastungen auf das System

Eigengewicht

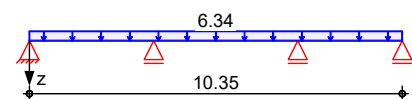
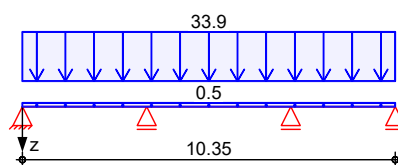
Feld	Einzelprofil	A [cm ²]	g [kN/m]
1-3	HEB 180	65.3	0.51

Grafik

Belastungsgrafiken (einwirkungsbezogen)

Einwirkungen

Gk Qk.N



Streckenlasten
in z-Richtung

Gleichlasten

Feld Komm.
a
s
q_{li}
q_{re}
e
[m]
[m]
[kN/m]
[kN/m]
[cm]

Einw. *G_k*

1 Eigengew

0.00

10.35

0.51

0.0

(a) 1

0.00

10.35

33.89

0.0

Einw. *Q_{k,N}*

(b) 1

0.00

10.35

6.34

0.0

(a)

aus Pos. ' 1_A1-A3' C (Fz), *G_k*
(max)

33.887 =

33.89

kN/m

(b)

aus Pos. ' 1_A1-A3' C (Fz), *Q_{k,N}*
(max)

6.339 =

6.34

kN/m

Kombinationen

Kombinationsbildung nach DIN EN 1990

Ek Σ (γ*ψ*E_W)

ständig/vorüberg.

1

1.00**G_k*

2

1.00**G_k*

+1.50**Q_{k,N}*
(2)

3

1.35**G_k*

+1.50**Q_{k,N}*
(1,3)

4

1.35**G_k*

+1.50**Q_{k,N}*
(2)

5

1.00**G_k*

+1.50**Q_{k,N}*
(1,3)

6

1.35**G_k*

+1.50**Q_{k,N}*
(1,2)

7

1.00**G_k*

+1.50**Q_{k,N}*
(3)

8

1.00**G_k*

+1.50**Q_{k,N}*
(2,3)

9

1.35**G_k*

+1.50**Q_{k,N}*
(1)

10

1.35**G_k*

+1.50**Q_{k,N}*
(2,3)

11

1.00**G_k*

+1.50**Q_{k,N}*
(1)

selten

12

1.00**G_k*

+1.00**Q_{k,N}*
(1,3)

13

1.00**G_k*

+1.00**Q_{k,N}*
(2)

14

1.00**G_k*
Bem.-schnittgrößen

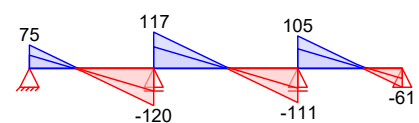
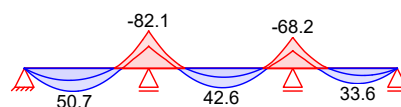
Bemessungsschnittgrößen

Grafik

Schnittgrößen (Umhüllende)

Kombinationen

Moment *M_{y,d}* [kNm]

Querkraft *V_{z,d}* [kN]


Tabelle

Schnittgrößen (Umhüllende)

	x [m]	$M_{y,d,min}$ [kNm]	Ek	$M_{y,d,max}$ [kNm]	Ek	$V_{z,d,min}$ [kN]	Ek	$V_{z,d,max}$ [kN]	Ek
Feld 1	0.00	0.00	2	0.00	3	42.65	2	75.35	3
	1.39	26.03	2	50.68	3	-6.33	4	-1.55	5
	3.45	-82.09	6	-48.50	7	-120.3	6	-73.40	7
Feld 2	0.00	-82.09	6	-48.50	7	69.62	7	117.02	6
	2.02	19.48	5	42.63	4	-0.44	8	4.25	9
	4.00	-68.21	10	-38.61	11	-110.5	10	-64.25	11
Feld 3	0.00	-68.21	10	-38.61	11	63.19	11	104.64	10
	1.81	15.34	2	33.62	3	-0.71	5	5.45	4
	2.90	0.00	2	0.00	3	-61.33	3	-32.84	2

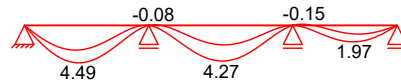
Bem.-verformungen

Bemessungsverformungen

Grafik

Verformungen (Umhüllende)

Kombinationen

Verformung $w_{z,d}$ [mm]


Tabelle

Verformungen (Umhüllende)

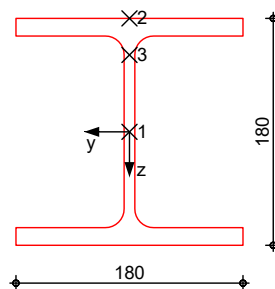
	x [m]	$w_{z,d,min}$ [mm]	Ek	$w_{z,d,max}$ [mm]	Ek
Feld 1	0.00	0.00	14	0.00	13
	1.49	2.95	14	4.49	13
	3.38	-0.02	14	0.08	13
	3.45	0.00	14	0.00	13
Feld 2	0.00	0.00	13	0.00	14
	0.13	-0.08	13	0.13	14
	2.02	2.33	13	4.27	14
	4.00	0.00	13	0.00	14
Feld 3	0.00	0.00	14	0.00	13
	0.21	-0.15	14	0.12	13
	1.71	1.02	14	1.97	13
	2.90	0.00	14	0.00	13

Mat./Querschnitt

Material- und Querschnittswerte nach DIN EN 1993, DIN EN 1996

HEB 180

M 1:6



Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993, DIN EN 1996

Quersch.-klasse
c/t-Verhältnis
Nachweis E-E
Abs. 6.2

Maßgebende Querschnittsklasse: Klasse 1

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit

	x	Ek	QS/ Pkt	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	σ_d T_d $\sigma_{v,d}$	η
	[m]			[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[-]
Feld 1	(L = 3.45 m)						
	0.00	3	1/1	0.00	75.35	0.00 55.78 96.61	0.41
	1.34	3	1/2	50.74	0.26	119.10 0.05 119.10	0.51
	1.51	3	1/2	50.03	-8.89	117.45 1.73 117.49	0.50
	3.37	6	1/3	-72.19	-115.61	114.98 79.97 180.02	0.77
Feld 2	3.45	6	1/2	-82.09	-120.30	192.70 23.46 196.94	0.84 *
	(L = 4.00 m)						
	0.00	6	1/2	-82.09	117.02	192.70 22.82 196.72	0.84 *
	0.17	6	1/3	-63.26	107.64	100.75 74.46 163.65	0.70
	2.05	4	1/2	42.65	0.27	100.11 0.05 100.11	0.43
Feld 3	2.05	4	1/2	42.65	-0.01	100.12 0.00 100.12	0.43
	4.00	10	1/3	-68.21	-110.51	108.63 76.44 171.26	0.73
	(L = 2.90 m)						
	0.00	10	1/3	-68.21	104.64	108.63 72.38 165.89	0.71 *
	0.26	10	1/3	-42.80	90.04	68.17 62.28 127.61	0.54
	1.67	3	1/2	33.14	7.32	77.79 1.43 77.83	0.33
	1.80	3	1/2	33.62	0.10	78.91 0.02 78.91	0.34

2.90	3	1/1	0.00	-61.33	0.00	0.33
					45.40	
					78.64	

Stabilität

Nachweis der Stabilität

Festhaltungen

Feld 1

Feld 2

Feld 3

x-Koordinaten [m] bzgl. Feldanfang

0.00 GL, 3.45 GL

0.00 GL, 4.00 GL

0.00 GL, 2.90 GL

GL: Gabellager

Globale Beiwerte

Angriffspunkt der Last:

 $Z_p = -9.00$ cm

Teilsicherheitsbeiwert:

 $Y_{m,1} = 1.10$

Zwischenwerte

Feld 1

x	Ek	KL _y KL _z	C _{my} C _{mz}	N _{cr} M _{cr}	c ²	C ₁	$\bar{\lambda}_{LT}$ χ_{LT}
[m]		[-]	[-]	[kN(m)]	[cm ²]	[-]	[-]
(Abschnitt 1: $L_{cr,y} = 3.45m$, $L_{cr,z} = 3.45m$)							
0.00	1	KL b	-	2368.21	213	2.14	0.47
		-	-	446.61			0.97
1.19	2	KL b	-	2368.21	213	2.80	0.44
		-	-	507.99			0.98
1.29	9	KL b	-	2368.21	213	1.85	0.49
		-	-	410.94			0.96
1.39	3	KL b	-	2368.21	213	1.79	0.50
		-	-	404.16			0.96
3.45	6	KL b	-	2368.21	213	2.20	0.47
		-	-	452.93			0.97

Feld 2

(Abschnitt 2: $L_{cr,y} = 4.00m$, $L_{cr,z} = 4.00m$)							
0.00	6	KL b	-	1761.72	263	2.64	0.48
		-	-	432.29			0.97
2.02	4	KL b	-	1761.72	263	2.27	0.50
		-	-	399.24			0.96
2.12	6	KL b	-	1761.72	263	2.64	0.48
		-	-	432.29			0.97
4.00	10	KL b	-	1761.72	263	2.33	0.50
		-	-	405.56			0.96

Feld 3

(Abschnitt 3: $L_{cr,y} = 2.90m$, $L_{cr,z} = 2.90m$)							
0.00	10	KL b	-	3351.68	171	2.96	0.40
		-	-	616.35			1.00
1.81	3	KL b	-	3351.68	171	2.16	0.43
		-	-	538.82			0.99
1.90	10	KL b	-	3351.68	171	2.96	0.40
		-	-	616.35			1.00
2.90	1	KL b	-	3351.68	171	2.80	0.41
		-	-	603.29			1.00

Nachweis

Feld 1

x	Ek	k _{yy} k _{zy}	k _{yz} k _{zz}	M _{y,d} M _{y,Rd}	M _{z,d} M _{z,Rd}	f χ_{LTmod}	η
[m]		[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]
(Abschnitt 1: $L_{cr,y} = 3.45m$, $L_{cr,z} = 3.45m$)							
0.00	1	-	-	-	-	0.88	0.00
		-	-	91.01	32.26	1.00	
1.19	2	-	-	26.40	-	0.85	0.29
		-	-	91.01	32.26	1.00	

1.29	9	-	-	50.20	-	0.89	0.55
		-	-	91.01	32.26	1.00	
1.39	3	-	-	50.68	-	0.90	0.56
		-	-	91.01	32.26	1.00	
3.45	6	-	-	-82.09	-	0.87	0.90 *
		-	-	91.01	32.26	1.00	

Feld 2

(Abschnitt 2: $L_{cr,y} = 4.00m$, $L_{cr,z} = 4.00m$)

0.00	6	-	-	-82.09	-	0.85	0.90 *
		-	-	91.01	32.26	1.00	
2.02	4	-	-	42.63	-	0.86	0.47
		-	-	91.01	32.26	1.00	
2.12	6	-	-	40.26	-	0.85	0.44
		-	-	91.01	32.26	1.00	
4.00	10	-	-	-68.21	-	0.86	0.75
		-	-	91.01	32.26	1.00	

Feld 3

(Abschnitt 3: $L_{cr,y} = 2.90m$, $L_{cr,z} = 2.90m$)

0.00	10	-	-	-68.21	-	0.86	0.75 *
		-	-	91.01	32.26	1.00	
1.81	3	-	-	33.62	-	0.88	0.37
		-	-	91.01	32.26	1.00	
1.90	10	-	-	29.62	-	0.86	0.33
		-	-	91.01	32.26	1.00	
2.90	1	-	-	-	-	0.86	0.00
		-	-	91.01	32.26	1.00	

Mauerwerksauflager Abs. 6.1.3

Nachweis der Auflagerpressung nach DIN EN 1996

Lager	Ek	β [-]	A_b [cm ²]	f_d [N/mm ²]	$N_{Ed,c}$ [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	η [-]
A	3	1.00	360.0 _A	2.21	75.35	79.61	0.95
D	3	1.00	360.0 _A	2.21	61.33	79.61	0.77

A: Nachweis in vertikaler Richtung

Nachweise (GZG)

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1993

Verformungsnachweis

max. Verformungen

	x [m]	Ek	w_z [mm]	w_{res} [mm]		w_{zul} [mm]	η [-]
Feld 1	1.51	13	4.49	4.49	l/300 =	11.50	0.39
Feld 2	2.05	14	4.27	4.27	l/300 =	13.33	0.32
Feld 3	1.67	13	1.97	1.97	l/300 =	9.67	0.20

Auflagerkräfte

Charakteristische Auflagerkräfte

Char. Auflagerkr.

Aufl.	$F_{z,k,min}$ [kN]	$F_{z,k,max}$ [kN]
Einw. G_k		
A	44.93	44.93
B	144.81	144.81
C	130.44	130.44
D	35.86	35.86
Einw. $Q_k.N$		
A	-1.52	9.80
B	-1.20	27.89
C	-2.00	26.04
D	-2.01	8.62

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis	Ort	x [m]		η [-]
Mauerwerksaufl.	Lager A	0.00	OK	0.95
Nachweis E-E	Feld 1	3.45	OK	0.84
Stabilität	Feld 2	0.00	OK	0.90

Nachweise (GZG)

Nachweise im Grenzzust. der Gebrauchstauglichkeit

Nachweis	Ort	x [m]		η [-]
Verformung	Feld 1	1.51	OK	0.39

Pos. 1_460

Stahlstütze HEB 120

Hinweis:

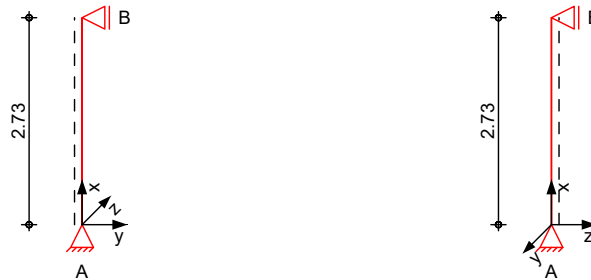
Der folgende Nachweis gilt analog für Pos. 1_461.

Die lichte Höhe im 1.OG des Nebengebäudes beträgt UKRD 1.OG - OKRD 1.OG = 6,23 m - 3,50 m = 2,73 m.

System

Stahlstütze, DIN EN 1993-1-1:2010-12

M 1:100


Abmessungen
Mat./Querschnitt

I	Material	Profil
[m]		
2.73	S 235	HEB 120

Auflager

Lager	x	$K_{T,z}$	$K_{R,y}$	$K_{T,y}$	$K_{R,z}$	Gabell.
	[m]	[kN/m]	[kNm/rad]	[kN/m]	[kNm/rad]	
B	2.73	fest	frei	fest	frei	fest
A	0.00	fest	frei	fest	frei	fest

Knicklängen

 $L_{Cr,y} = 2.73 \text{ m}$
 $L_{Cr,z} = 2.73 \text{ m}$

Kipplänge
Lagerung

 $L_{Cr,LT} = 2.73 \text{ m}$

unten: Gabel, oben: Gabel

Belastungen

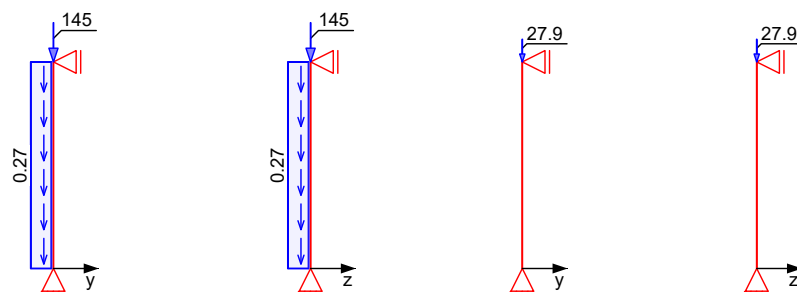
Belastungen auf das System

Grafik

Belastungsgrafiken (einwirkungsbezogen)

Einwirkungen

Gk Gk Qk.N Qk.N


Streckenlasten
in x-Richtung

Komm.	a	s	q_u	q_o
	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]
Eigengew	0.00	2.73		0.27

Einw. Gk

Punktlasten
in x-Richtung

Einzellasten
Komm.

		a [m]	F _x [kN]	e _y [cm]	e _z [cm]
Einw. Gk	(a)	2.73	144.81	0.0	0.0
Einw. Qk.N	(b)	2.73	27.89	0.0	0.0

(a) aus Pos. ' 1_260' B (Fz), Gk (max)

144.814 = 144.81 kN

(b) aus Pos. ' 1_260' B (Fz), Qk.N (max)

27.885 = 27.89 kN

Kombinationen

Kombinationsbildung nach DIN EN 1990
Darstellung der maßgebenden Kombinationen

	Ek	Σ (γ*ψ*EW)
ständig/vorüberg.	1	1.35*Gk
	2	1.35*Gk +1.50*Qk.N

Bem.-schnittgrößen

Bemessungsschnittgrößen Theorie I. Ordnung

Tabelle

Schnittgrößen (maßgebende)

	Ges.	x [m]	N _d [kN]
Komb. 1		2.73	-195.50 *
		0.00	-196.48 *
Komb. 2		2.73	-237.33 *
		0.00	-238.31 *

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993

Quersch.-klasse
c/t-Verhältnis
Nachweis E-E
Abs. 6.2

Maßgebende Querschnittsklasse: Klasse 1

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit

x	Ek	N _{x,d}	M _{y,d} M _{z,d}	V _{z,d} V _{y,d}	σ _d τ _d σ _{v,d}	η
[m]		[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[-]
2.73	2	-237.33	0.00 0.00	0.00 0.00	69.80 0.00 69.80	0.30
0.00	2	-238.31	0.00 0.00	0.00 0.00	70.09 0.00 70.09	0.30 *

Stabilität

Nachweis der Stabilität

Festhaltungen

x-Koordinaten [m] bzgl. Stabanfang

Stab 0

0.00 GL, 2.73 GL

GL: Gabellager

Globale Beiwerte

Angriffspunkt der Last:

Z_p = 0.00 cm

Teilsicherheitsbeiwert:

Y_{m,1} = 1.10

x	Ek	N _{x,d} N _{Rd}	X _y X _z	η
[m]		[kN]	[-]	[-]
(L _{cr,y} = 2.73m, L _{cr,z} = 2.73m)				

0.00	2	-238.31	0.85	0.58 *
		726.36	0.57	

Auflagerkräfte

Charakteristische Auflagerkräfte

Char. Auflagerkr.

	Aufl.	$F_{x,k}$ [kN]	$F_{z,k}$ [kN]	$F_{y,k}$ [kN]
Einw. G_k	A	145.54	0.00	0.00
	B	0.00	0.00	0.00
Einw. $Q_{k,N}$	A	27.89	0.00	0.00
	B	0.00	0.00	0.00

Fußplatte

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit

Material

Beton C 20/25
 $f_{cd} = 11.33 \text{ N/mm}^2$
Stahl S 235
 $\sigma_{R,d} = 235.00 \text{ N/mm}^2$

Anschlussbeiwert

 $\beta_j = 0.6667 \text{ [-]}$

Nachweise

	A_{pl} [cm ²]	$x=a/t$	t_{erf} [mm]	t_{gew} [mm]	N_{ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	η
Komb. 2	365.65	3.220	12	12	238.3	276.3	0.86

Abmessungen

BI 200X200X12, Überstand $\ddot{u}_z=4.0\text{cm}$, $\ddot{u}_y=4.0\text{cm}$,

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis	x [m]		η [-]
Nachweis E-E	0.00	OK	0.30
Stabilität	0.00	OK	0.58
Fußplatte	0.00	OK	0.86

Hinweis zu den Anschlüssen:

Die Stütze ist mit einer Kopfplatte, $t = 10 \text{ mm}$ sowie zwei M12 4.6 konstruktiv mit dem Stahlträger Pos. 1_260 zu verbinden und so in ihrer Lage zu sichern.

Am Fußpunkt ist eine Fußplatte, $b/h/t = 200/200/12 \text{ mm}$, anzuordnen und konstruktiv mit 2 FAZ II M12 in der Decke über EG zu verankern.

Die Anschlüsse von Pos. 1_461 sind analog auszuführen

9.4 Nachweis der Bauteile im Erdgeschoss

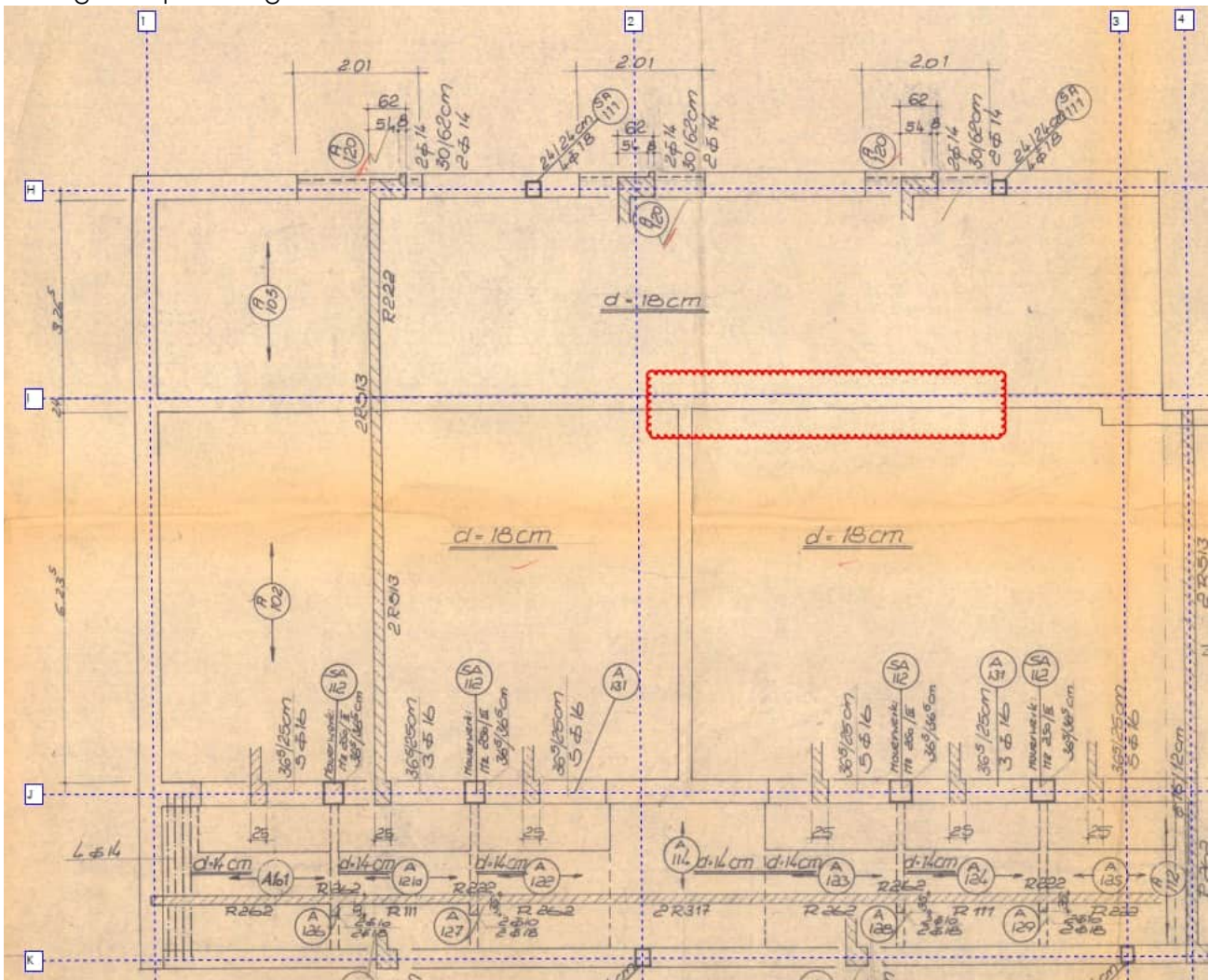
Im Folgenden werden die Nachweise der Abfangkonstruktion geführt, die durch den Wandentfall im EG erforderlich wird. Die Stützen der Abfangkonstruktion im 1.OG werden direkt über den Stützen im EG angeordnet, sodass die Last durchgeleitet wird.

Ermittlung der Belastung

- EG

Die Decken Pos. A102 und A103 spannen einachsrig und liegen auf der betrachteten Wand in Achse I auf.

Auszug Schalplan Erdgeschoss:



Die Deckenstärke der Pos. A102 und A103 beträgt 18 cm. Die Ausbaulast wird gem. Kap. 2 zu 1,5 kN/m² angesetzt. Oberhalb der Abfangmaßnahme befindet sich der Kunstraum A1.11, sodass die Nutzlast von 3,0 kN/m² angesetzt wird.

Da es sich um ein 2-Feld-System mit Durchlaufwirkung (Position A102 - A103) handelt, wird die Auflagerlast in Pos. 0 A102-A103 ermittelt.

Alle freiliegenden Stahlbauteile sind mit einer Brandschutzverkleidung zu versehen.

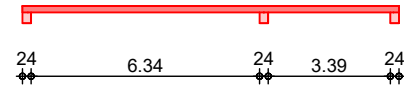
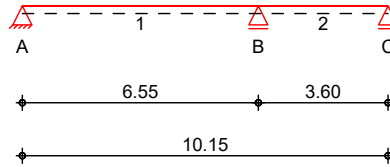
Pos. 0_A102-A103

Auflagerreaktionen Bestandsdecke A102 & A103

System

Einachsig gespanntes Mehrfeldplattensystem
System Ansicht

M 1:210



Abmessungen
Mat./Querschnitt

Feld	l [m]	Material	h [cm]
1	6.55	C 20/25	18.0
2	3.60		

Expositionsklasse

XC1

Auflager

Lager	x [m]	b [cm]	Art	K _{T,z} [kN/m]
A	0.00	24.0	Mauerw.	fest
B	6.55	24.0	Mauerw.	fest
C	10.15	24.0	Mauerw.	fest

Belastungen

Belastungen auf das System

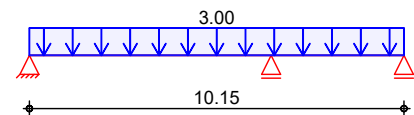
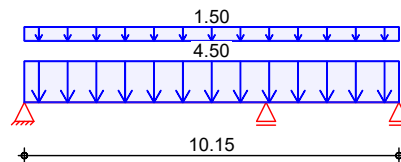
Grafik

Belastungsgrafiken (einwirkungsbezogen)

Einwirkungen

Gk

Qk.N



Flächenlasten
in z-Richtung

Gleichflächenlasten

Einw. Gk

Einw. Qk.N

Feld	Komm.	a [m]	s [m]	q _{li} [kN/m²]	q _{re} [kN/m²]
1	Eigengew	0.00	10.15		4.50
1		0.00	10.15		1.50
1		0.00	10.15		3.00

Auflagerkräfte

Auflagerkräfte Träger

Char. Auflagerkr.

charakteristische Auflagerkräfte (je Einwirkung)

Einw. Gk

Einw. Qk.N

Aufl.	F _{z,k,min} [kN/m]	F _{z,k,max} [kN/m]
A	15.95	15.95
B	40.87	40.87
C	4.07	4.07
A	-0.26	8.24
B	0.00	20.44
C	-2.88	4.92

Pos. 0_260

Stahlträger HEM 180

Hinweis:

Der Stahlträger ist kraftschlüssig unter der Decke anzuordnen. Eine ggf. vorhandene Fuge zwischen Decke und Stahlträger muss kraftschlüssig, bspw. mit Quellschweiß, geschlossen werden.

In Auflager C lagert der Stahlträger in der Bestandsmauerwerkswand auf. Hierbei handelt es sich um eine Wand aus HLz 150 / II+III. Dies entspricht ungefähr einer Festigkeitsklasse 12 mit einem MG II = 2,5 MN/m³.

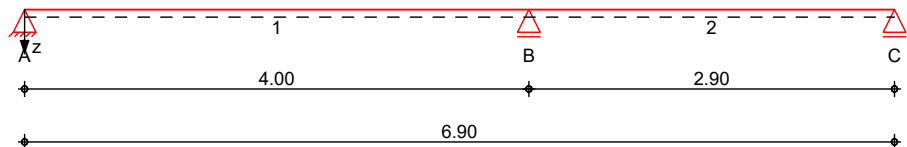
Der Stahlträger muss mind. 24 cm in der Mauerwerkswand aufliegen. Unterhalb des Stahlträgers ist ein Betonpolster zur Lastverteilung anzuordnen (Abmessungen: Breite = Wandbreite, Tiefe = 24 cm, Höhe = 12 cm).

System

Mehrfeldträger

System z-Richtung

M 1:60



Abmessungen
Mat./Querschnitt

Feld	l [m]	Lage [°]	Achsen	Material	Profil
1	4.00	0.0	fest	S 235	HEM 180
2	2.90	0.0	fest		

Auflager

Lager	x [m]	b [cm]	Art	K _{T,z} [kN/m]	K _{R,y} [kNm/rad]
A	0.00	20.0		fest	frei
B	4.00	20.0		fest	frei
C	6.90	24.0	Mauerw.	fest	frei

Lager	a _{1,min} [m]	h _c [m]	Art
C	0.00	3.60	HLzA 12/M2,5

Belastungen

Belastungen auf das System

Eigengewicht

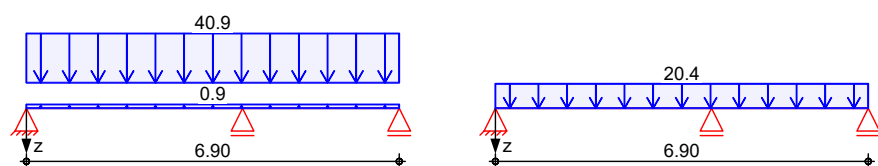
Feld	Einzelprofil	A [cm ²]	g [kN/m]
1-2	HEM 180	113.0	0.89

Grafik

Belastungsgrafiken (einwirkungsbezogen)

Einwirkungen

Gk Qk.N



Streckenlasten
in z-Richtung

Gleichlasten

Feld Komm.
a
s
q_{II}
q_{re}
e
[m]
[m]
[kN/m]
[kN/m]
[cm]

Einw. Gk

1 Eigengew

0.00

6.90

0.89

0.0

(a) 1

0.00

6.90

40.87

0.0

Einw. Qk.N

(b) 1

0.00

6.90

20.44

0.0

(a)

aus Pos. ' 0_A102-A103' B (Fz), Gk
(max)

40.872 =

40.87

kN/m

(b)

aus Pos. ' 0_A102-A103' B (Fz),
Qk.N (max)

20.436 =

20.44

kN/m

Kombinationen

Kombinationsbildung nach DIN EN 1990

ständig/vorüberg.

Ek **Σ (γ*ψ*EW)**

1 1.00*Gk

2 1.00*Gk

+1.50*Qk.N
(2)

3 1.35*Gk

+1.50*Qk.N
(1)

4 1.35*Gk

+1.50*Qk.N
(2)

5 1.00*Gk

+1.50*Qk.N
(1)

6 1.35*Gk

+1.50*Qk.N
(1,2)

selten

7 1.00*Gk

8 1.00*Gk

+1.00*Qk.N
(1)

9 1.00*Gk

+1.00*Qk.N
(2)

Bem.-schnittgrößen

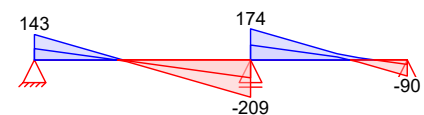
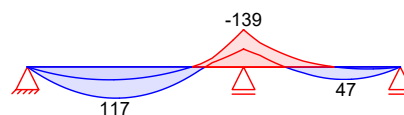
Bemessungsschnittgrößen

Grafik

Schnittgrößen (Umhüllende)

Kombinationen

Moment M_{y,d} [kNm]

Querkraft V_{z,d} [kN]


Tabelle

Schnittgrößen (Umhüllende)

	x	M _{y,d,min}	Ek	M _{y,d,max}	Ek	V _{z,d,min}	Ek	V _{z,d,max}	Ek
	[m]	[kNm]		[kNm]		[kN]		[kN]	
Feld 1	0.00	0.00	2	0.00	3	63.42	2	142.60	3
	1.60	48.01	2	116.77	3	-3.40	4	3.36	5
	4.00	-139.4	6	-66.87	1	-208.9	6	-100.2	1
Feld 2	0.00	-139.4	6	-66.87	1	83.61	1	174.24	6
	1.90	4.36	5	46.88	4	-4.86	2	18.01	3
	2.90	0.00	5	0.00	4	-90.39	4	-25.24	5

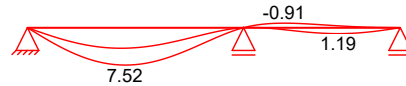
Bem.-verformungen

Bemessungsverformungen

Grafik

Verformungen (Umhüllende)

Kombinationen

Verformung $w_{z,d}$ [mm]


Tabelle

Verformungen (Umhüllende)

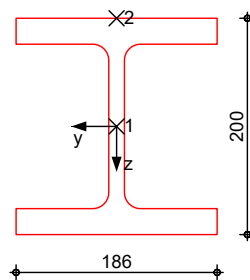
	x [m]	$w_{z,d,min}$ [mm]	Ek	$w_{z,d,max}$ [mm]	Ek
Feld 1	0.00	0.00	9	0.00	8
	1.80	4.13	9	7.52	8
	4.00	0.00	9	0.00	8
Feld 2	0.00	0.00	8	0.00	9
	0.80	-0.91	8	0.46	9
	1.80	-0.35	8	1.19	9
	2.90	0.00	8	0.00	9

Mat./Querschnitt

Material- und Querschnittswerte nach DIN EN 1993, DIN EN 1996

HEM 180

M 1:7



Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993, DIN EN 1996

Quersch.-klasse

Maßgebende Querschnittsklasse: Klasse 1

c/t-Verhältnis

Nachweis E-E

Abs. 6.2

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit

	x	Ek	QS/ Pkt	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	σ_d T_d $\sigma_{v,d}$	η
	[m]			[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[-]
Feld 1	(L = 4.00 m)						
	0.00	3	1/1	0.00	142.60	0.00 58.11 100.66	0.43
	1.65	3	1/2	116.83	-0.85	156.19 0.09 156.19	0.66
	1.81	3	1/2	115.51	-15.21	154.42 1.66 154.45	0.66
	4.00	6	1/2	-139.35	-208.90	186.30	0.81 *

Feld 2

(L = 2.90 m)

0.00	6	1/2	-139.35	174.24	186.30	0.81 *
					19.06	
					189.21	
0.75	6	1/3	-32.95	108.81	26.87	0.33
					41.64	
					76.96	
1.75	4	1/2	46.42	9.58	62.06	0.26
					1.05	
					62.08	
1.86	4	1/2	46.94	-0.26	62.76	0.27
					0.03	
					62.76	
2.90	4	1/1	0.00	-90.39	0.00	0.27
					36.84	
					63.80	

Stabilität

Nachweis der Stabilität

Festhaltungen

x-Koordinaten [m] bzgl. Feldanfang

Feld 1

0.00 GL, 4.00 GL

Feld 2

0.00 GL, 2.90 GL

GL: Gabellager

Globale Beiwerte

Angriffspunkt der Last:

 $z_p = -10.00$ cm

Teilsicherheitsbeiwert:

 $\gamma_{m,1} = 1.10$

Zwischenwerte

x	Ek	KL _y	C _{my}	N _{cr}	c ²	C ₁	$\bar{\lambda}_{LT}$
[m]		KL _z	C _{mz}	M _{cr}	[cm ²]	[-]	χ_{LT}
		[-]	[-]	[kN(m)]			[-]

Feld 1

(Abschnitt 1: $L_{cr,y} = 4.00m$, $L_{cr,z} = 4.00m$)

0.00	1	KL b	-	3342.09	571	1.54	0.43
		-	-	951.03			0.99
1.50	4	KL b	-	3342.09	571	1.94	0.40
		-	-	1125.48			1.00
1.60	3	KL b	-	3342.09	571	1.31	0.46
		-	-	840.12			0.98
4.00	6	KL b	-	3342.09	571	1.54	0.43
		-	-	951.03			0.99

Feld 2

(Abschnitt 2: $L_{cr,y} = 2.90m$, $L_{cr,z} = 2.90m$)

0.00	6	KL b	-	6358.33	337	4.46	0.28
		-	-	2198.20			1.00
1.80	2	KL b	-	6358.33	337	2.49	0.32
		-	-	1727.29			1.00
1.90	4	KL b	-	6358.33	337	2.84	0.31
		-	-	1844.77			1.00
2.00	6	KL b	-	6358.33	337	4.46	0.28
		-	-	2198.20			1.00
2.20	3	KL b	-	6358.33	337	4.01	0.29
		-	-	2123.34			1.00
2.30	5	KL b	-	6358.33	337	3.74	0.29
		-	-	2072.25			1.00
2.90	1	KL b	-	6358.33	337	4.46	0.28
		-	-	2198.20			1.00

Nachweis

	x	Ek	k_{yy} k_{zy}	k_{yz} k_{zz}	$M_{y,d}$ $M_{y,Rd}$	$M_{z,d}$ $M_{z,Rd}$	f χ_{LTmod}	η
	[m]		[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]
(Abschnitt 1: $L_{cr,y} = 4.00m$, $L_{cr,z} = 4.00m$)								
Feld 1	0.00	1	-	-	-	-	0.93	0.00
			-	-	159.80	59.18	1.00	
	1.50	4	-	-	66.77	-	0.91	0.42
			-	-	159.80	59.18	1.00	
	1.60	3	-	-	116.77	-	0.95	0.73
			-	-	159.80	59.18	1.00	
	4.00	6	-	-	-139.35	-	0.93	0.87 *
			-	-	159.80	59.18	1.00	

Feld 2

(Abschnitt 2: $L_{cr,y} = 2.90m$, $L_{cr,z} = 2.90m$)								
Feld 2	0.00	6	-	-	-139.35	-	0.88	0.87 *
			-	-	159.80	59.18	1.00	
	1.80	2	-	-	41.19	-	0.90	0.26
			-	-	159.80	59.18	1.00	
	1.90	4	-	-	46.88	-	0.89	0.29
			-	-	159.80	59.18	1.00	
	2.00	6	-	-	35.08	-	0.88	0.22
			-	-	159.80	59.18	1.00	
	2.20	3	-	-	13.04	-	0.88	0.08
			-	-	159.80	59.18	1.00	
	2.30	5	-	-	7.63	-	0.88	0.05
			-	-	159.80	59.18	1.00	
	2.90	1	-	-	-	-	0.88	0.00
			-	-	159.80	59.18	1.00	

Mauerwerksauflager
Abs. 6.1.3

Nachweis der Auflagerpressung nach DIN EN 1996

Lager	Ek	β	A_b	f_d	$N_{Ed,c}$	$N_{Rd,c}$	η
		[-]	[cm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[-]
C	4	1.00	446.4 _A	2.21	90.39	98.71	0.92

A: Nachweis in vertikaler Richtung

Nachweise (GZG)

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1993

Verformungsnachweis

max. Verformungen

	x	Ek	w_z	w_{res}	w_{zul}	η
	[m]		[mm]	[mm]	[mm]	[-]
Feld 1	1.81	8	7.52	7.52	1/300 = 13.33	0.56
Feld 2	1.75	9	1.20	1.20	1/300 = 9.67	0.12

Auflagerkräfte

Charakteristische Auflagerkräfte

Char. Auflagerkr.

Aufl.	$F_{z,k,min}$	$F_{z,k,max}$
	[kN]	[kN]
Einw. G_k	A	66.80
	B	183.84
	C	37.49
Einw. $Q_{k,N}$	A	-2.26
	B	35.00
	C	-8.17

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis	Ort	x [m]		η [-]
Mauerwerksaufl.	Lager C	6.90	OK	0.92
Nachweis E-E	Feld 1	4.00	OK	0.81
Stabilität	Feld 2	0.00	OK	0.87

Nachweise (GZG)

Nachweise im Grenzzust. der Gebrauchstauglichkeit

Nachweis	Ort	x [m]		η [-]
Verformung	Feld 1	1.81	OK	0.56

Pos. 0_260_Lasteinle Nachweis der Lasteinleitung aus Pos. 1_460

Überprüfung der rippenlosen Krafteinleitung aus den Stahlstützen im 1. OG durch die Decke über EG in den Stahlträger Pos. 0_260:

$$F_{Ed} = 1,35 * 146,8 \text{ kN} + 1,5 * 26,8 \text{ kN} = 238,4 \text{ kN}$$

Zulässige Last bei rippenloser Krafteinleitung gem. Typisierten Anschlüssen für einen HEM 180:

$$F_{k,Rd} = 578,6 \text{ kN} > F_{Ed}$$

Lasteinleitungsbreite = 159 mm

Lasteinleitungslänge \geq 200 mm

Die Krafteinleitung kann rippenlos erfolgen.

Pos. 0_460

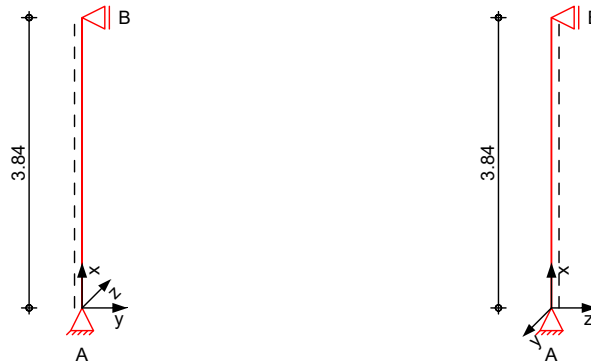
Stahlstütze HEB 180

Die lichte Höhe im EG des Nebengebäudes beträgt UKRD EG - OKRD Sohle = 3,32 m + 0,52 m = 3,84 m.

System

Stahlstütze, DIN EN 1993-1-1:2010-12

M 1:100



Abmessungen
Mat./Querschnitt

I	Material	Profil
3.84	S 235	HEB 180

Auflager

Lager	x	$K_{T,z}$	$K_{R,y}$	$K_{T,y}$	$K_{R,z}$	Gabell.
	[m]	[kN/m]	[kNm/rad]	[kN/m]	[kNm/rad]	
B	3.84	fest	frei	fest	frei	fest
A	0.00	fest	frei	fest	frei	fest

Knicklängen

$L_{cr,y} = 3.84$ m

$L_{cr,z} = 3.84$ m

Kipplänge
Lagerung

$L_{cr,LT} = 3.84$ m

unten: Gabel, oben: Gabel

Belastungen

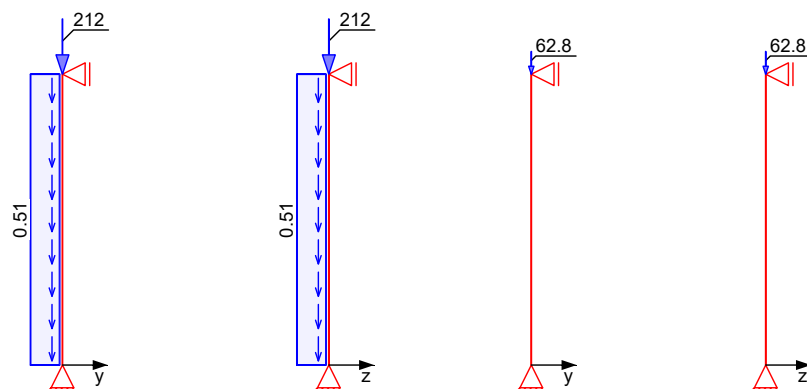
Belastungen auf das System

Grafik

Belastungsgrafiken (einwirkungsbezogen)

Einwirkungen

Gk Gk Qk.N Qk.N



Streckenlasten
in x-Richtung
Einw. Gk

Komm.	a [m]	s [m]	q _u [kN/m]	q _o [kN/m]
Eigengew	0.00	3.84		0.51

Punktlasten
in x-Richtung

Einzellasten

Komm.	a [m]	F _x [kN]	e _y [cm]	e _z [cm]
(a) Einw. Gk	3.84	212.34	0.0	0.0
(b) Einw. Qk.N	3.84	62.83	0.0	0.0

(a)	aus Pos. ' 1_260' B (Fz), Gk (max)			
		144.814 =	144.81	kN
	Eigengewicht Stütze 1.OG			
		2.73*0.267 =	0.73	kN
	aus Pos. ' 0_260' A (Fz), Gk (max)			
		66.801 =	66.80	kN
		=	212.34	kN
(b)	aus Pos. ' 1_260' B (Fz), Qk.N (max)			
		27.885 =	27.89	kN
	aus Pos. ' 0_260' A (Fz), Qk.N (max)			
		34.949 =	34.95	kN
		=	62.83	kN

Kombinationen

Kombinationsbildung nach DIN EN 1990
Darstellung der maßgebenden Kombinationen

ständig/vorüberg.

Ek Σ (γ*ψ*EW)

1	1.35*Gk	
2	1.35*Gk	+1.50*Qk.N

Bem.-schnittgrößen

Bemessungsschnittgrößen Theorie I. Ordnung

Tabelle

Schnittgrößen (maßgebende)

Ges.	x [m]	N _d [kN]
Komb. 1	3.84	-286.66 *
	0.00	-289.32 *
Komb. 2	3.84	-380.92 *
	0.00	-383.57 *

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993

Quersch.-klasse
c/t-Verhältnis
Nachweis E-E
Abs. 6.2

Maßgebende Querschnittsklasse: Klasse 1

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit

x	Ek	N _{x,d}	M _{y,d} M _{z,d}	V _{z,d} V _{y,d}	σ _d τ _d σ _{v,d}	η
[m]		[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[-]
3.84	2	-380.92	0.00 0.00	0.00 0.00	58.33 0.00 58.33	0.25
0.00	2	-383.57	0.00 0.00	0.00 0.00	58.74 0.00 58.74	0.25 *

Stabilität

Nachweis der Stabilität

Festhaltungen

Stab 0

x-Koordinaten [m] bzgl. Stabanfang

0.00 GL, 3.84 GL

GL: Gabellager

Globale Beiwerte

Angriffspunkt der Last:

 $z_p = 0.00$ cm

Teilsicherheitsbeiwert:

 $\gamma_{m,1} = 1.10$

x	Ek	$N_{x,d}$ N_{Rd}	X_y X_z	η
[m]		[kN]	[-]	[-]
$(L_{cr,y} = 3.84m, L_{cr,z} = 3.84m)$				
0.00	2	-383.57	0.87	0.46 *
		1395.05	0.60	

Auflagerkräfte

Charakteristische Auflagerkräfte

Char. Auflagerkr.

	Aufl.	$F_{x,k}$ [kN]	$F_{z,k}$ [kN]	$F_{y,k}$ [kN]
Einw. Gk	A	214.31	0.00	0.00
	B	0.00	0.00	0.00
Einw. Qk.N	A	62.83	0.00	0.00
	B	0.00	0.00	0.00

Fußplatte

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit

Material

Beton C 16/20

Stahl S 235

Anschlussbeiwert

 $f_{cd} = 9.07$ N/mm²
 $\sigma_{R,d} = 235.00$ N/mm²
 $\beta_j = 0.6667$ [-]

Nachweise

Komb. 2

A_{pl} [cm ²]	$x=a/t$	t_{ef} [mm]	t_{gew} [mm]	N_{ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	η
680.00	3.600	21	25	383.6	411.0	0.93

Abmessungen

Bl 200X340X25, Überstand $\bar{u}_z=1.0cm$, $\bar{u}_y=8.0cm$,

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis	x [m]	η [-]
Nachweis E-E	0.00 OK	0.25
Stabilität	0.00 OK	0.46
Fußplatte	0.00 OK	0.93

Hinweis zu den Anschlüssen:

Die Stütze ist mit einer Kopfplatte, $t = 10$ mm sowie zwei M12 4.6 konstruktiv mit dem Stahlträger Pos. 0_260 zu verbinden und so in ihrer Lage zu sichern.

Am Fußpunkt ist eine Fußplatte, $b/h/t = 200/340/20$ mm, anzuordnen und konstruktiv mit 2 FAZ II M12 in der Sohle zu verankern.

Pos. 0_461

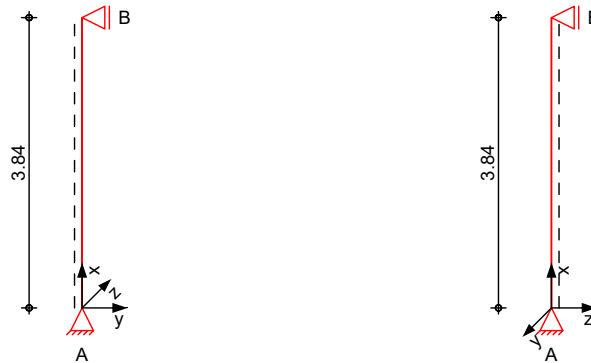
Stahlstütze HEB 180

Die lichte Höhe im EG des Nebengebäudes beträgt UKRD EG - OKRD Sohle = 3,32 m + 0,52 m = 3,84 m.

System

Stahlstütze, DIN EN 1993-1-1:2010-12

M 1:100



Abmessungen
Mat./Querschnitt

I	Material	Profil
3.84	S 235	HEB 180

Auflager

Lager	x	$K_{T,z}$	$K_{R,y}$	$K_{T,y}$	$K_{R,z}$	Gabell.
	[m]	[kN/m]	[kNm/rad]	[kN/m]	[kNm/rad]	
B	3.84	fest	frei	fest	frei	fest
A	0.00	fest	frei	fest	frei	fest

Knicklängen

$L_{cr,y} = 3.84$ m

$L_{cr,z} = 3.84$ m

Kipplänge
Lagerung

$L_{cr,LT} = 3.84$ m

unten: Gabel, oben: Gabel

Belastungen

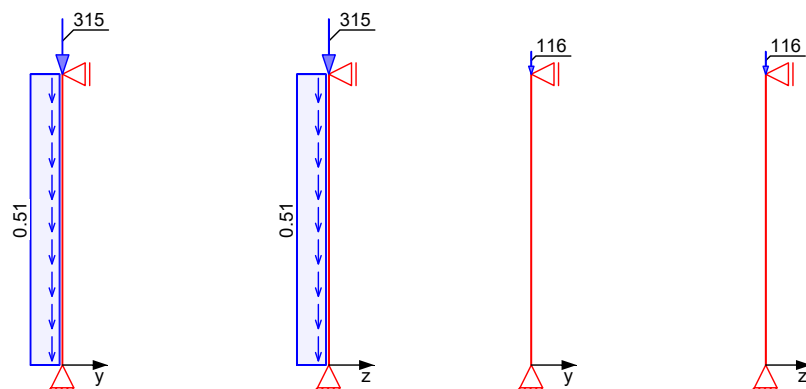
Belastungen auf das System

Grafik

Belastungsgrafiken (einwirkungsbezogen)

Einwirkungen

Gk Gk Qk.N Qk.N



Streckenlasten
in x-Richtung
Einw. Gk

Komm.	a [m]	s [m]	q _u [kN/m]	q _o [kN/m]
Eigengew	0.00	3.84		0.51

Punktlasten
in x-Richtung

Einzellasten

Komm.	a [m]	F _x [kN]	e _y [cm]	e _z [cm]
(a) Einw. Gk	3.84	315.01	0.0	0.0
(b) Einw. Qk.N	3.84	116.01	0.0	0.0

(a)	aus Pos. ' 1_260' C (Fz), Gk (max)	130.440 =	130.44	kN
	Eigengewicht Stütze 1.OG	2.73*0.267 =	0.73	kN
	aus Pos. ' 0_260' B (Fz), Gk (max)	183.843 =	183.84	kN
		=	315.01	kN
(b)	aus Pos. ' 1_260' C (Fz), Qk.N (max)	26.037 =	26.04	kN
	aus Pos. ' 0_260' B (Fz), Qk.N (max)	89.969 =	89.97	kN
		=	116.01	kN

Kombinationen

Kombinationsbildung nach DIN EN 1990
Darstellung der maßgebenden Kombinationen

ständig/vorüberg.

Ek Σ (γ*ψ*EW)

1	1.35*Gk	
2	1.35*Gk	+1.50*Qk.N

Bem.-schnittgrößen

Bemessungsschnittgrößen Theorie I. Ordnung

Tabelle

Schnittgrößen (maßgebende)

Ges.	x [m]	N _d [kN]
Komb. 1	3.84	-425.27 *
	0.00	-427.92 *
Komb. 2	3.84	-599.28 *
	0.00	-601.93 *

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993

Quersch.-klasse
c/t-Verhältnis
Nachweis E-E
Abs. 6.2

Maßgebende Querschnittsklasse: Klasse 1

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit

x	Ek	N _{x,d}	M _{y,d} M _{z,d}	V _{z,d} V _{y,d}	σ _d τ _d σ _{v,d}	η
[m]		[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[-]
3.84	2	-599.28	0.00 0.00	0.00 0.00	91.77 0.00 91.77	0.39
0.00	2	-601.93	0.00 0.00	0.00 0.00	92.18 0.00 92.18	0.39 *

Stabilität

Nachweis der Stabilität

Festhaltungen

Stab 0

x-Koordinaten [m] bzgl. Stabanfang

0.00 GL, 3.84 GL

GL: Gabellager

Globale Beiwerte

Angriffspunkt der Last:

 $z_p = 0.00$ cm

Teilsicherheitsbeiwert:

 $\gamma_{m,1} = 1.10$

x	Ek	$N_{x,d}$ N_{Rd}	X_y X_z	η
[m]		[kN]	[-]	[-]
$(L_{cr,y} = 3.84m, L_{cr,z} = 3.84m)$				
0.00	2	-601.93 1395.05	0.87 0.60	0.72 *

Auflagerkräfte

Charakteristische Auflagerkräfte

Char. Auflagerkr.

	Aufl.	$F_{x,k}$ [kN]	$F_{z,k}$ [kN]	$F_{y,k}$ [kN]
Einw. Gk	A	316.98	0.00	0.00
	B	0.00	0.00	0.00
Einw. Qk.N	A	116.01	0.00	0.00
	B	0.00	0.00	0.00

Fußplatte

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit

Material

Beton C 16/20

Stahl S 235

Anschlussbeiwert

 $f_{cd} = 9.07$ N/mm²
 $\sigma_{R,d} = 235.00$ N/mm²
 $\beta_j = 0.6667$ [-]

Nachweise

Komb. 2

A_{pl} [cm ²]	$x=a/t$	t_{ef} [mm]	t_{gew} [mm]	N_{ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	η
1036.0	3.600	20	20	601.9	626.2	0.96

Abmessungen

Bl 340X340X20, Überstand $\ddot{u}_z=8.0cm$, $\ddot{u}_y=8.0cm$,

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis	x [m]	η [-]
Nachweis E-E	0.00 OK	0.39
Stabilität	0.00 OK	0.72
Fußplatte	0.00 OK	0.96

Hinweis zu den Anschlüssen:

Die Stütze ist mit einer Kopfplatte, $t = 10$ mm sowie zwei M12 4.6 konstruktiv mit dem Stahlträger Pos. 0_260 zu verbinden und so in ihrer Lage zu sichern.

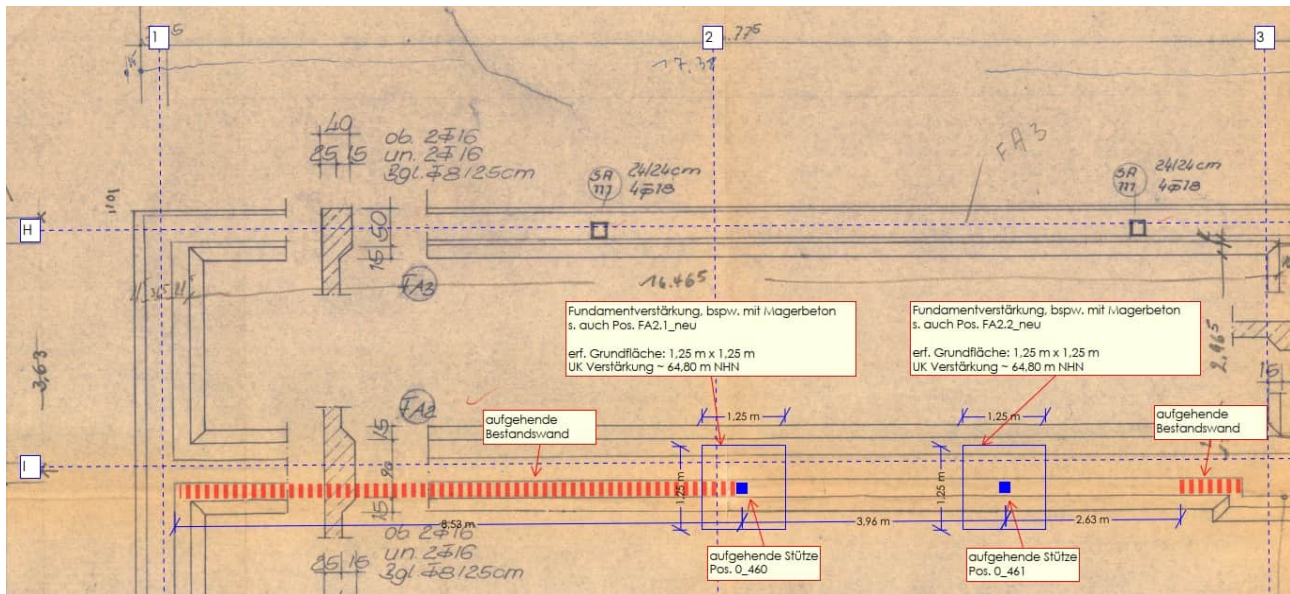
Am Fußpunkt ist eine Fußplatte, $b/h/t = 340/340/20$ mm, anzuordnen und konstruktiv mit 2 FAZ II M12 in der Sohle zu verankern.

9.5 Nachweis der Bauteile in der Gründung

Im Folgenden werden die Nachweise des Bestandsfundamentes FA2 geführt, das durch den Wandentfall eine erhöhte Belastung erhält.

Es gelten die Angaben seitens Baugrundgutachter aus Kap. 1.13.

Auszug Schalplan Gründung:



Pos. 9.5_LE

Lastermittlung auf das Fundament - Bestand

Im Folgenden werden die Lasten im Bestand auf die Fundamente ermittelt.

Fundament FA2:

Die Last auf das Fundament ergibt sich aus der Summe folgender Kräfte:

- Pos. 1_A1-A3:	Auflagerreaktion C	→	g_k	= 34,18 kN/m
			$q_{k,N}$	= 6,04 kN/m
- Pos. 1_A102-103:	Auflagerreaktion B	→	g_k	= 40,87 kN/m
			$q_{k,N}$	= 20,44 kN/m
- Wandeigengewicht	1.OG: $h = 36,5 \text{ cm}$, $l = 2,73 \text{ m}$	→	g_k	= 14,0 kN/m
	$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$			
	EG: $h = 36,5 \text{ cm}$, $l = 3,84 \text{ m}$	→	g_k	= 19,6 kN/m
	$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$			

Am Fundamentkopf wirken somit folgende Lasten:

$$\begin{aligned}
 g_k &= 34,18 + 40,87 + 14,0 + 19,6 &= \mathbf{108,65 \text{ kN/m}} \\
 q_{k,N} &= 6,04 + 20,44 &= \mathbf{26,48 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

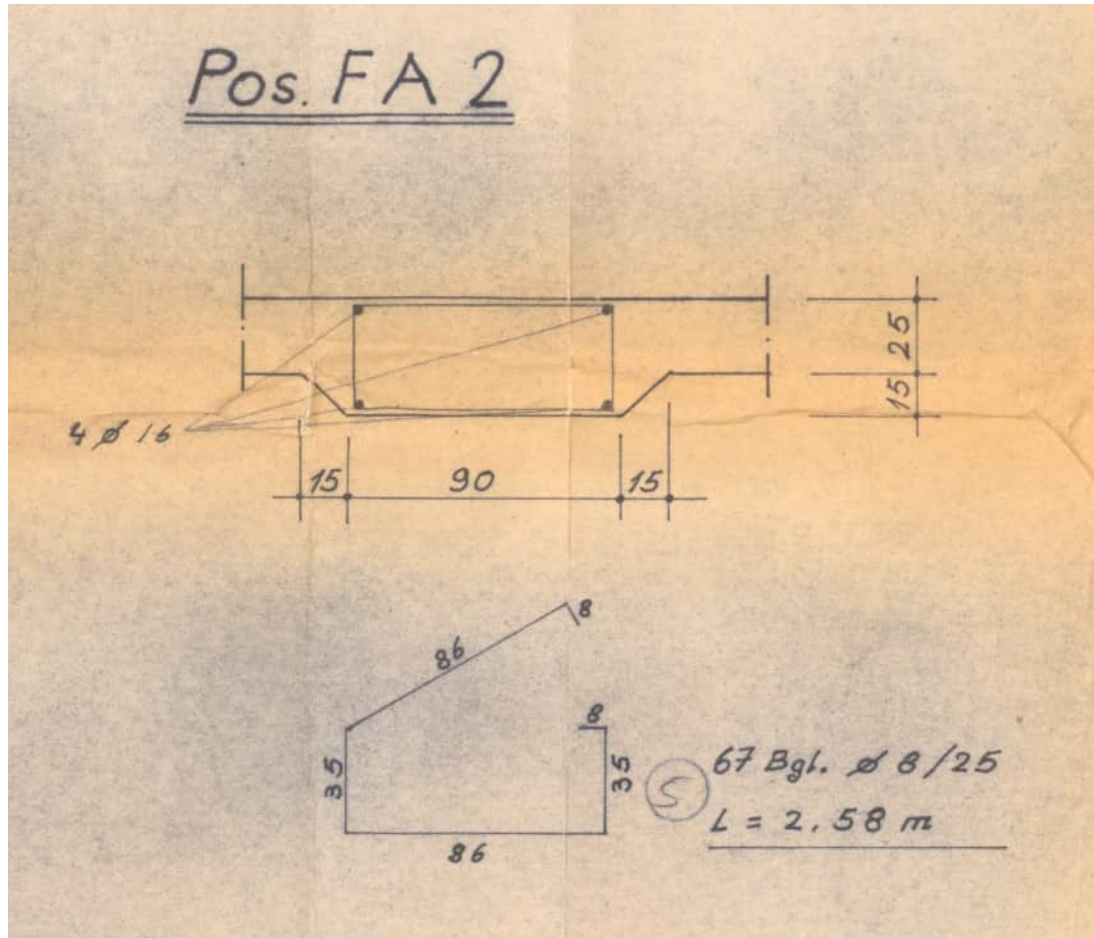
Im Bereich der bestehen bleibenden Wand in Achse I/1-2 wirken diese Lasten unverändert. Im Bereich des Wandabbruchs erhalten die Fundamente keine Lasten mehr aus dem Bestand.

Fundamentabmessungen:

Streifenfundament, $b \times h = 90 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$

Pos. 9.5_BW

Auszug Bewehrungspläne



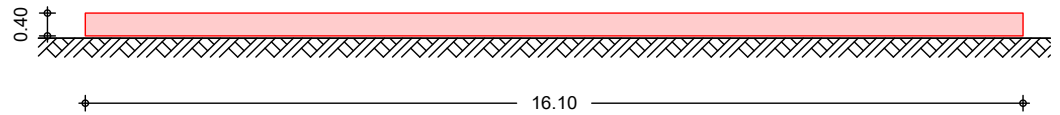
Pos. FA2_neu

Streifenfundament mit Zusatzlasten aus 0_460 & 0_461

Im Folgenden wird das Streifenfundament FA2 als elastisch gebetteter Balken betrachtet. Es erfolgt eine Überprüfung der Einhaltung des zulässigen Sohlerstandes im Bestand von $\sigma_{Rd} = 280 \text{ kN/m}^2$.

System

M 1:130



Balken	Länge	$l =$	16.10	m
	Höhe	$h =$	0.40	m
	Breite	$b =$	0.80	m
	Elastizitätsmodul Beton	$E_{cm} =$	29000	N/mm ²

Expositionsklasse XC1

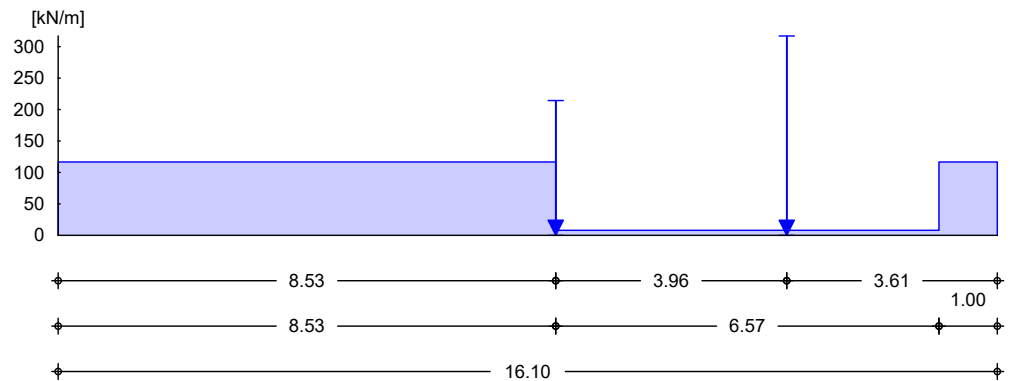
Bodenschichten	Nr.	Bezeichnung	h [m]	$E_{s,k,min}$ [N/mm ²]
	1	SandSchluff	0.67	17.50
	2	Kalkmergel	0.80	20.00
	3	Kalkmergelstein	10.00	80.00

Belastungen

EW Gk

M 1:130

Ständige Einwirkungen (einschl. Eigenlast)



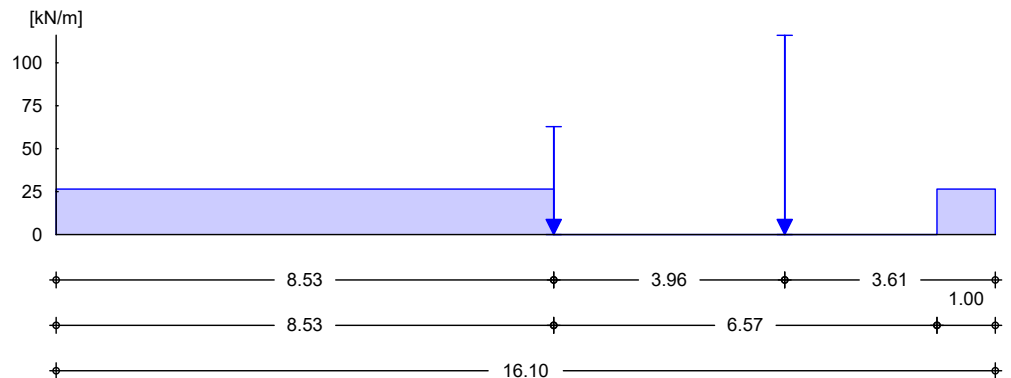
Lastart	a [m]	s [m]	q_{li} [kN/m]	q_{re} [kN/m]	F [kN]	M [kNm]
(a) Einzellast	8.53	0.01			214.31	
(b) Einzellast	12.49	0.01			316.98	
(c) Blocklast	0.00	8.53	108.65			
(c) Blocklast	15.10	1.00	108.65			
(d) Gleichlast			8.00			

(a)	aus Pos. '0_460' A (F_x), Gk (max)	214.312 =	214.31	kN
(b)	aus Pos. '0_461' A (F_x), Gk (max)	316.980 =	316.98	kN
(c)	gk Bestandswand - Pos. 9.5_LE	108.65 =	108.65	kN/m

(d) Eigengew. Fundament $25.0 \cdot 0.80 \cdot 0.40 = 8.00$ kN/m

EW Qk.N
M 1:130

Kategorie C - Versammlungsräume



Lastart	a [m]	s [m]	q _{li} [kN/m]	q _{re} [kN/m]	F [kN]	M [kNm]
(a) Einzellast	8.53	0.01			62.83	
(b) Einzellast	12.49	0.01			116.01	
(c) Blocklast	0.00	8.53	26.48			
(c) Blocklast	15.10	1.00	26.48			

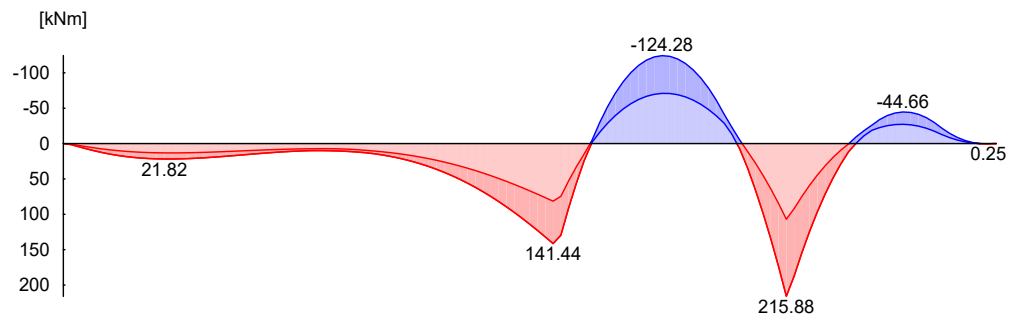
(a) aus Pos. '0_460' A (F_x), Qk.N
(max) $62.834 = 62.83$ kN

(b) aus Pos. '0_461' A (F_x), Qk.N
(max) $116.006 = 116.01$ kN

(c) qk.N Bestandswand - Pos. 9.5_LE $26.48 = 26.48$ kN/m

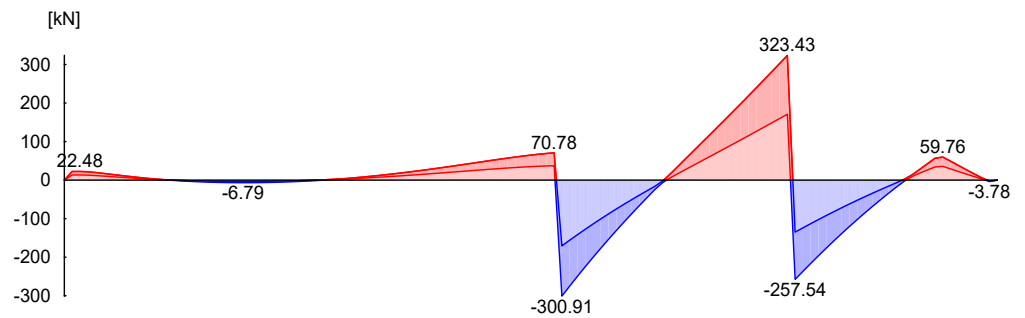
Kombinationen
Grundkombination
M 1:130

nach DIN EN 1990
Bemessungswert des Moments M_{Ed}



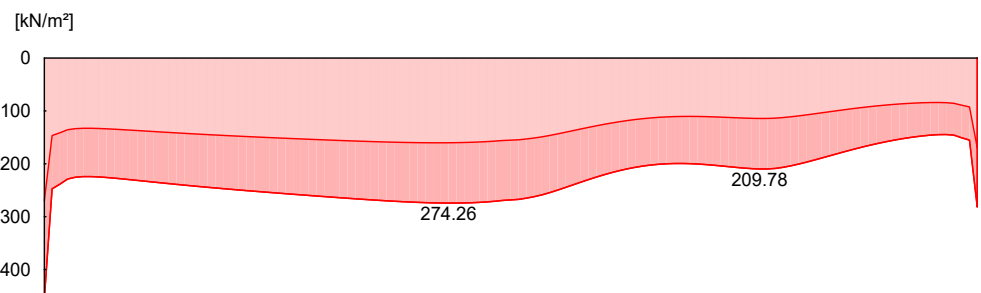
Grundkombination
M 1:130

Bemessungswert der Querkraft V_{Ed}



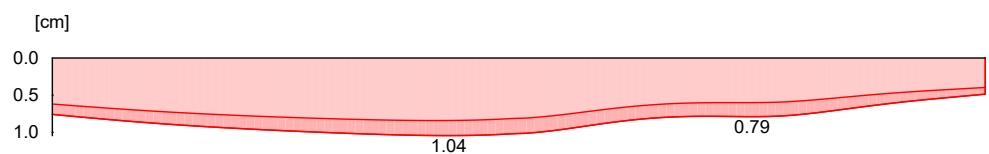
Grundkombination
M 1:130

Bemessungswert des Sohldrucks σ_{Ed}



char. Kombination
M 1:130

Bemessungswert der Setzung s_{Ed}



Bemessung (GZT)

nach DIN EN 1992-1-1:2011-01

ohne Mindestlängsbewehrung gemäß NDP Zu 9.2.1.1(1)

ohne Mindestquerkraftbewehrung gemäß NDP Zu 9.2.2(5)

Beton

Betonstahl

Wichte des Stahlbetons

Querschnitt

Achsabst. der Bewehrung

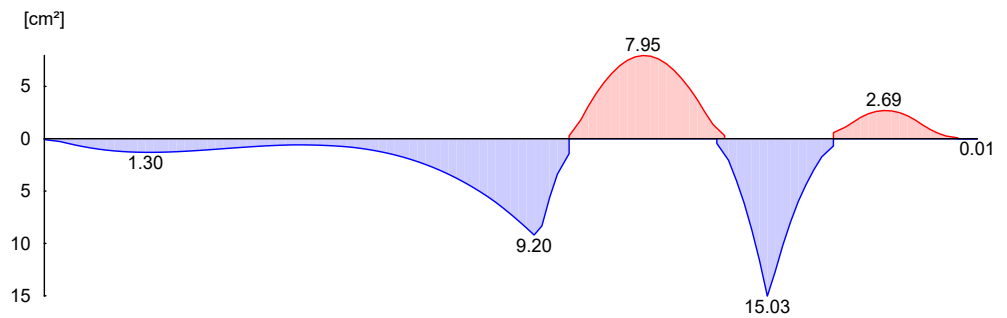
C 16/20
B 500SA
 $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$
 $b/h = 80.0/40.0 \text{ cm}$
 $d'u/d'o = 2.7/2.7 \text{ cm}$

Balken

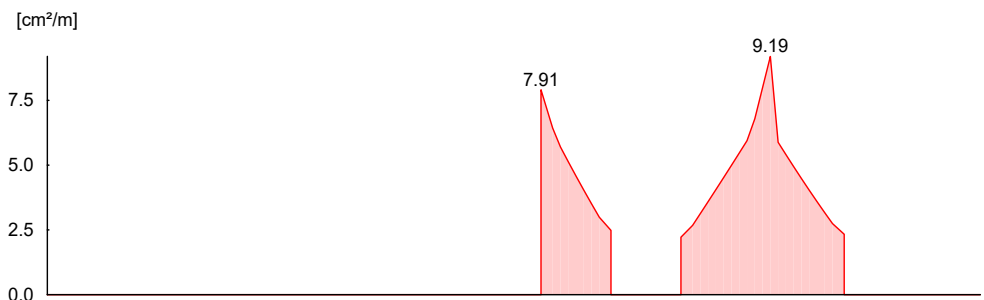
Biegebewehrung/
Querkraftbewehrung

x	erf A_{su}	erf A_{so}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,max}$	erf a_{sw}
[m]	[cm ²]	[cm ²]	[kN]	[kN]	[cm ² /m]
1.74	1.30	-	95.25	547.86	-
8.45	9.20	-	95.25	547.86	-
8.59	8.33	-	95.25	610.61	7.91
10.33	-	7.95	95.25	547.86	-
12.48	15.03	-	103.64	646.38	9.19
14.49	-	2.69	95.25	547.86	-
15.97	0.01	-	95.25	547.86	-

erf. Biegebewehrung
M 1:130



erf. Querkraftbew.
M 1:130



Die zulässige Bodenpressung von $\sigma_{Rd} = 280 \text{ kN/m}^2$ wird eingehalten.

Überprüfung der erforderlichen Bewehrung:

$$A_{s, \text{unten, erf}} = 15,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{oben, erf}} = 7,95 \text{ cm}^2$$

$$a_{sw, \text{erf}} = 9,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

bezogen auf StIIIb:

$$A_{s, \text{unten, erf, IIIb}} = 15,03 \text{ cm}^2 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 / 315 \text{ N/mm}^2 = 23,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{oben, erf, IIIb}} = 7,95 \text{ cm}^2 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 / 315 \text{ N/mm}^2 = 12,62 \text{ cm}^2$$

$$a_{sw, \text{erf, IIIb}} = 9,19 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 500 \text{ N/mm}^2 / 315 \text{ N/mm}^2 = 14,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vorhandene Bewehrung: 2 Ø16, StIIIb & Bügel Ø8/25 cm

$$A_{s, \text{vorh}} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$a_{sw, \text{vorh}} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Es ist nicht ausreichend Bewehrung vorhanden.

Fundamentverstärkung erforderlich!

S. auch Pos. FA2.1_neu & FA2.2_neu!

Pos. FA2.1_neu

Fundamentverstärkung unter Pos. 0_460

Das Fundament muss bis auf die tragfähige, mind. halbfeste Mergelschicht (mind. 64,80 m NHN) verläuft werden (bspw. Magerbetonunterfütterung). Die Grundfläche der Vertiefung auf Höhe von mind. 64,80 m wird im Folgenden ermittelt.

Ermittlung der erforderlichen Grundfläche unterhalb des Fundamentes:

$$V_{Ed,0_460} = 1,35 * 214,31 + 1,5 * 62,83 = 383,6 \text{ kN}$$

gewählte Grundfläche: 1,25 m x 1,25 m (mittig unter Pos. 0_460)

Es stehen entsprechend (125 cm - 20 cm) / 2 = 52,5 cm Bestandswand mit auf der Verstärkung!

$$\text{Höhenunterschied} = 65,47 \text{ m} - 64,80 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$\text{Gewicht Bestandsfundament FA2: } G_k = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,40 \text{ m} * 0,90 \text{ m} * 1,25 \text{ m} = 11,3 \text{ kN}$$

$$\text{Gewicht Magerbeton: } G_k = 24 \text{ kN/m}^3 * 0,67 \text{ m} * 1,25 \text{ m} * 1,25 \text{ m} = 25,1 \text{ kN}$$

$$\text{Belastung Bestandswand: } G_k = 0,525 \text{ m} * 108,65 \text{ kN/m} = 57,0 \text{ kN}$$

$$Q_{k,N} = 0,525 \text{ m} * 26,48 \text{ kN/m} = 13,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,ges} = 383,6 \text{ kN} + 1,35 * (11,3 \text{ kN} + 25,1 \text{ kN} + 57,0 \text{ kN}) + 1,5 * 13,9 \text{ kN} = 530,2 \text{ kN}$$

Ermittlung der Exzentrizität der Belastung:

$$M_{Ed,Bestandswand} = (1,35 * 57,0 \text{ kN} + 1,5 * 13,9 \text{ kN}) * 0,525 \text{ m} / 2 = 25,67 \text{ kNm}$$

$$e = M_{Ed,Bestandswand} / V_{Ed,ges} = 25,67 \text{ kNm} / 530,2 \text{ kN} = 0,048 \text{ m} < b/6 = 1,25 \text{ m} / 6 = 0,208 \text{ m}$$

Bemessungswert des Sohlwiderstandes gem. Bodengutachten:

$$\sigma_{Rd} = 475 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{v,orh,max} = 530,2 \text{ kN} / (1,25 \text{ m} * 1,25 \text{ m}) * (1 + 6 * 0,048 \text{ m} / 1,25 \text{ m}) = 417,5 \text{ kN/m}^2 < 475 \text{ kN/m}^2$$

Nachweis ist erfüllt!

Pos. FA2.2_neu

Fundamentverstärkung unter Pos. 0_461

Das Fundament muss bis auf die tragfähige, mind. halbfeste Mergelschicht (mind. 64,80 m NHN) verläuft werden (bspw. Magerbetonunterfütterung). Die Grundfläche der Vertiefung auf Höhe von mind. 64,80 m wird im Folgenden ermittelt.

Ermittlung der erforderlichen Grundfläche unterhalb des Fundamentes:

$$V_{Ed,0_461} = 1,35 \cdot 316,98 + 1,5 \cdot 116,01 = 601,9 \text{ kN}$$

gewählte Grundfläche: 1,25 m x 1,25 m (mittig unter Pos. 0_461)

$$\text{Höhenunterschied} = 65,47 \text{ m} - 64,80 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$\text{Gewicht Bestandsfundament FA2: } G_k = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,40 \text{ m} \cdot 0,90 \text{ m} \cdot 1,25 \text{ m} = 11,3 \text{ kN}$$

$$\text{Gewicht Magerbeton: } G_k = 24 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,67 \text{ m} \cdot 1,25 \text{ m} \cdot 1,25 \text{ m} = 25,1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,ges} = 601,9 \text{ kN} + 1,35 \cdot (11,3 + 25,1) = 651,0 \text{ kN}$$

Bemessungswert des Sohlwiderstandes gem. Bodengutachten:

$$\sigma_{Rd} = 475 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{vorh} = 651,0 \text{ kN} / (1,25 \text{ m} \cdot 1,25 \text{ m}) = 416,6 \text{ kN/m}^2 < 475 \text{ kN/m}^2$$

Nachweis ist erfüllt!