

## Stahlstützenfuß mit Fußplatte auf Einzelfundament

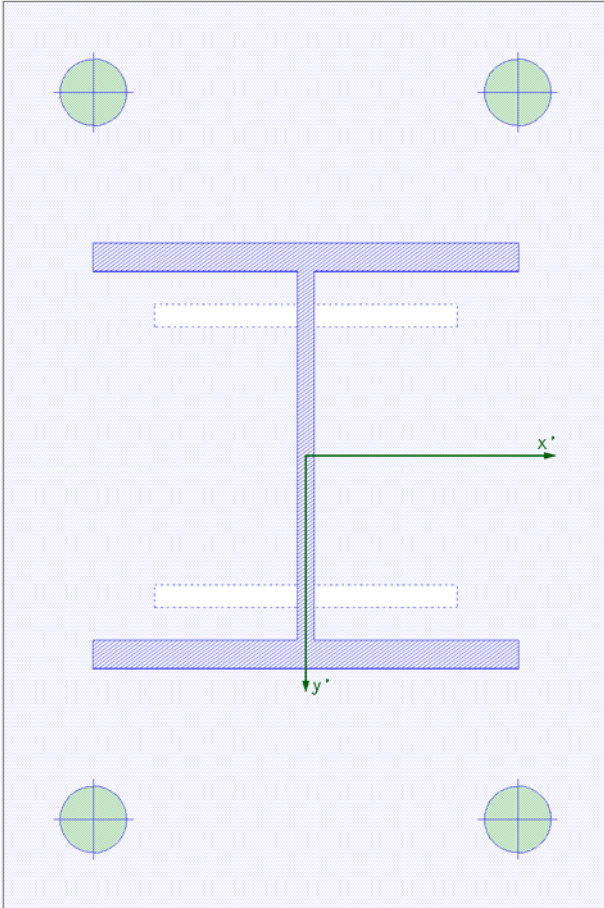
Stahlnachweise nach DIN EN 1993-1-1:2010-12 mit NA-Deutschland

Stahlbetonbemessung nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 mit NA-Deutschland (DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04)

Äußere Standsicherheit nach DIN EN 1997-1:2014-03 mit NA-Deutschland

Ergänzende Regeln nach DIN 1054:2021-04, DIN 4017:2006-03 und DIN 4019:2015-05

Draufsicht Fußplatte  
Maßstab 1:5



### Stützenquerschnitt

genormtes Profil: HE280B, der Güte S275 N/NL

### Fußplatte

$b_x = 400 \text{ mm}$   $b_y = 600 \text{ mm}$   $t = 60 \text{ mm}$ , der Güte S275 N/NL

### Mörtelfuge

$t_F = 20 \text{ mm}$

### Schubdübel

genormtes Profil: HE200B, der Güte S235

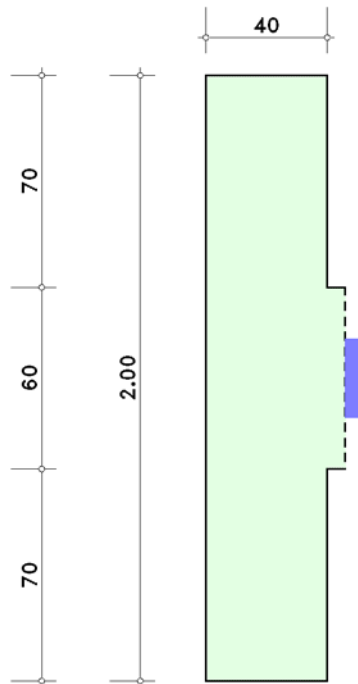
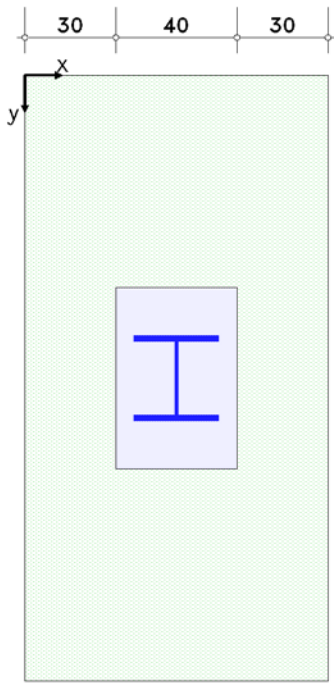
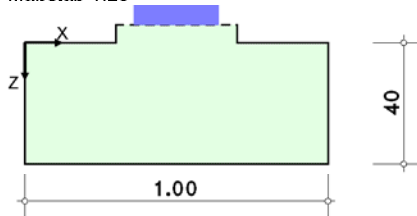
### Anker

4 Anker, FK 5.8, M24, ohne Schaft

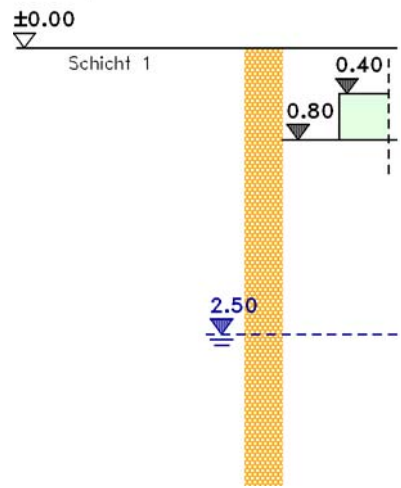
mit einer Länge von 450 mm

Randabstände  $a_x/a_y = 60/60 \text{ mm}$

Ansicht, Draufsicht Einzelfundament  
Maßstab 1:25



Bodenprofil



Betonfestigkeitsklasse C30/37  
Betonstahlsorte B500A

## 1. Bodensituation

Die Einbindetiefe des Fundamentes beträgt  $t = 0.80$  m.  
Der Grundwasserstand (unter OK Boden) liegt bei  $t_w = 2.50$  m.

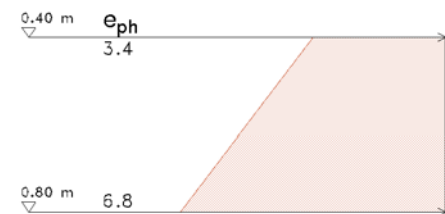
### 1.1. Bezeichnung und Kennwerte der Bodenschichten

Schicht	d m	z m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ °	$c_k$ kN/m <sup>2</sup>	$E_m$ MN/m <sup>2</sup>	$\delta_p$ °
Schicht 1	99.00	0.00	20.00	11.00	35.0	---	80.00	auto

z - Kote an Oberkante der Schicht     $\gamma$  - Wichte     $\gamma'$  - Wichte unter Auftrieb     $\phi$  - Reibungswinkel  
 $c_k$  - char. Kohäsion des drainierten Bodens     $E_m$  - mittl. Zusammendrückungsmodul     $\delta_p$  - Wandreibungswinkel auf der passiven Seite

### 1.2. Charakteristischer Erdwiderstand

Als Erdwiderstand wird der Erdruhedruck angesetzt.



$\Sigma(\gamma \cdot h)$  Summe Bodengewicht in der betrachteten Tiefe  
 $\Sigma(\gamma \cdot h)_{cal}$  Summe Bodengewicht in der betrachteten Tiefe zuzüglich Böschungseinfluß  
 $K_{0gh}$  Erdruhedruckbeiwert entspr. [1] Abschn. 6.2.1, Gl.(7) (Ansatz nach Müller-Breslau)  
 $e_{0h}$  horiz. Erdruhedruckordinate

z m	$\Sigma(\gamma \cdot h)$ kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma(\gamma \cdot h)_{cal}$ kN/m <sup>2</sup>	$K_{0gh}$ -	$e_{0h}$ kN/m <sup>2</sup>
0.40	8.00	12.00	0.426	3.41
0.80	16.00	16.00	0.426	6.82

Der resultierende maximale Erdwiderstand ergibt sich zu  $E_{0hg} = 2.05$  kN/m, bei  $z_s = 0.62$  m.

## 2. Belastung

### 2.1. Einwirkungsstruktur

Auf der linken Seite sind die Einwirkungen und Lastfälle in einer Baumstruktur dargestellt. Auf der rechten Seite sind deren überlagerungsspezifische Eigenschaften angegeben.

verwendete Symbole:  Einwirkung  Lastfall

#### 1: ständige Lasten


**ständige Lasten**

 1: Eigengewicht (1)

additiv

#### 2: Nutzlasten (2)

**veränderliche Nutzlasten in Versammlungs-, Verkaufsräumen**

 2: Nutzlasten (2/1)

additiv

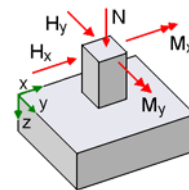
### 2.2. Bemessungssituation der Lastfälle für äußere Standsicherheit

Lastf.	Bezeichnung	BS-P	BS-T
1	Eigengewicht (1)	x	
2	Nutzlasten (2/1)	x	

### 2.3. Charakteristische Stützenlast

Angriffspunkt im Schwerpunkt der Stütze auf OK Fundamentplatte

Lastf.	N <sub>st</sub> kN	H <sub>x,St</sub> kN	H <sub>y,St</sub> kN	M <sub>x,St</sub> kNm	M <sub>y,St</sub> kNm
1	200.00	0.00	30.00	50.00	0.00
2	100.00	0.00	50.00	75.00	0.00



### 2.4. Eigengewicht

Das Gewicht der Fundamentplatte wird mit  $\gamma_E = 25.00 \text{ kN/m}^3$  berücksichtigt.

Die Höhe der Erdauflast beträgt  $h_A = 0.40 \text{ m}$ .

Die mittlere Wichte der Erdauflast beträgt  $\gamma_A = 20.00 \text{ kN/m}^3$ .

Die Resultierende aus Eigengewicht in der Bodenfuge beträgt  $N_{0,Eigen,k} = 34.08 \text{ kN}$ .

Das Eigengewicht wird im Lastfall 1 mit berücksichtigt.

## 3. Nachweis des Stahlstützenfußes

### 3.1. Material Sicherheitsbeiwerte

Bemessungssit.	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M2}$	$\gamma_c$
ständig	1.00	1.25	1.50

### 3.2. Bemessungswerte Stahlnachweise

#### 3.2.1. Faktorisierung der Lastfallkombinationen

LK	Bemessungssit.	Faktorisierung
1	ständig und vorübergehend	Lf1
2	ständig und vorübergehend	1.35·Lf1
3	ständig und vorübergehend	Lf1+1.5·Lf2
4	ständig und vorübergehend	1.35·Lf1+1.5·Lf2

#### 3.2.2. Stützenlast

Erhöhungsfaktor für Momente:  $\Delta M_{St,TH,II,0} = M_{St} \cdot 20\%$   
(zur Berücksichtigung des Momentenzuwachses aus nichtlinearen Effekten)

LK	N <sub>St,d</sub> kN	H <sub>x,St,d</sub> kN	H <sub>y,St,d</sub> kN	M <sub>x,St,d</sub> kNm	M <sub>y,St,d</sub> kNm
1	200.00	0.00	30.00	60.00	0.00
2	270.00	0.00	40.50	81.00	0.00
3	350.00	0.00	105.00	195.00	0.00
4	420.00	0.00	115.50	216.00	0.00

### 3.3. Schweißnaht zwischen Stützenschaft und Fußplatte

Bemessung nach dem richtungsbezogenen Verfahren entsprechend Abschnitt 4.5.3.2

$$\sigma_{V,w,Ed} = (\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$f_{1,w,Rd} = f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

$$f_{2,w,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2}$$

$$U = \max\{ \sigma_{V,w,Ed} / f_{1,w,Rd}, \sigma_{\perp} / f_{2,w,Rd} \}$$

Die Verbindung wird mit einer **Doppelkehlnaht voll ausgeführt** (keine Endkrater).

Die Normalkraft wird zu 30 % durch die Schweißnaht übertragen.

Mindestwert der Schweißnahtdicke  $a_{min} = 8 \text{ mm}$

LK	a <sub>w,F1</sub> mm	a <sub>w,S</sub> mm	σ <sub>⊥</sub> kN/cm <sup>2</sup>	τ <sub>⊥</sub> kN/cm <sup>2</sup>	τ <sub>  </sub> kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>V,w,Ed</sub> kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>1,w,Rd</sub> kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>2,w,Rd</sub> kN/cm <sup>2</sup>	Maßgeb.	U
1	8	8	-4.32	-4.32	0.00	8.65	36.71	28.08	Flansch	0.24
2	8	8	-5.84	-5.84	0.00	11.68	36.71	28.08	Flansch	0.32
3	8	8	-13.48	-13.48	0.00	26.97	36.71	28.08	Flansch	0.73
4	8	8	-15.00	-15.00	0.00	29.99	36.71	28.08	Flansch	<b>0.82</b>

Maximale Nahtdicke für den Flansch a<sub>w,F1,max</sub> = 8 mm

Maximale Nahtdicke für den Steg a<sub>w,S,max</sub> = 8 mm

Maximale Ausnutzung U = 0.82 < 1.00

a<sub>w,F1</sub> - Flanschnahtdicke   a<sub>w,S</sub> - Stegnahtdicke   a<sub>w</sub> - Schweißnahtdicke   σ<sub>⊥</sub> - Normalspannungen senkrecht zur Naht  
τ<sub>⊥</sub> - Schubspannungen senkrecht zur Naht   τ<sub>||</sub> - Schubspannungen parallel zur Naht   U - Ausnutzung

### 3.4. FE-Berechnung

Die Berechnung der Pressungen unter der Fußplatte und der maßgebenden Schnittgrößen in der Fußplatte erfolgt durch eine FEM-Berechnung mit Steifzifferverfahren. Die Anfangsbettung der Platte ergibt sich aus dem E-Modul des Betons unter der Fußplatte. Für die Flächenbettung gilt Zugfederausschaltung. Die Anker werden durch Punktfedern berücksichtigt, die nur auf Zug wirken.

Die Platte wird in 22 Elemente in X-Richtung und 35 Elemente in Y-Richtung eingeteilt.

Die Betonpressung wird begrenzt auf die zulässige Teilflächenpressung mit lim σ<sub>c,d</sub> = f<sub>Rd,u</sub>.

Die Ersatzfeder für die Anker wird angesetzt mit c = E·A/l = 1647.33 kN/cm.

#### 3.4.1. Spannungen in der Fußplatte (Elast.-Plast.)

##### Schnittgrößen

LK	x <sub>Fp</sub> cm	y <sub>Fp</sub> cm	m <sub>xx</sub> kNcm/cm	m <sub>yy</sub> kNcm/cm	m <sub>xy</sub> kNcm/cm	v <sub>x</sub> kN/cm	v <sub>y</sub> kN/cm
1	19.1	14.6	12.10	28.26	0.78	0.61	-1.94
2	19.1	14.6	16.39	38.28	1.06	0.82	-2.63
3	20.9	14.6	46.78	111.69	-2.82	-2.25	-8.35
4	19.1	14.6	51.63	122.97	3.14	2.50	-9.11

##### Spannungen und Ausnutzungen

$$\sigma_{Pl,V} = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2))^{0.5}$$

$$\sigma_{Rd} = f_y / \gamma_{M0}$$

$$U = \sigma_{Pl,V} / \sigma_{Rd}$$

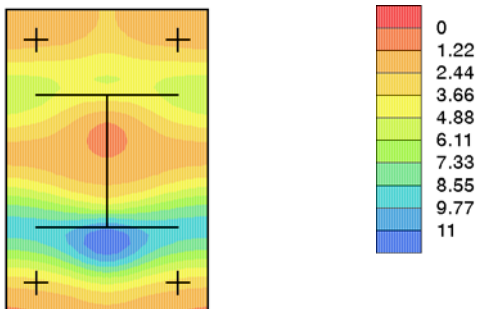
LK	x <sub>Fp</sub> cm	y <sub>Fp</sub> cm	σ <sub>Pl,V</sub> kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>Rd</sub> kN/cm <sup>2</sup>	U
1	19.1	14.6	2.80	25.50	0.11
2	19.1	14.6	3.79	25.50	0.15
3	20.9	14.6	11.09	25.50	0.44
4	19.1	14.6	12.21	25.50	<b>0.48</b>

Maximale Ausnutzung U = 0.48 < 1.00

x<sub>Fp</sub>/y<sub>Fp</sub> - Koordinaten auf der Fußplatte   m<sub>xx</sub>/m<sub>yy</sub> - Momente   m<sub>xy</sub> - Drillmoment   v<sub>x</sub>/v<sub>y</sub> - Querkraft  
σ<sub>Pl,V</sub> - plastische Vergleichsspannung   σ<sub>Rd</sub> - Grenznormalspannung   U - Ausnutzung

#### Spannungsverteilung - σ<sub>Pl,V</sub> [kN/cm<sup>2</sup>]

LK 4 (max σ<sub>Pl,V</sub>)



#### 3.4.2. Betonpressung unter der Fußplatte

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$U_{fjd} = \sigma_c / f_{jd}$$

$$U_{A,Druck} = \text{vorh} (A_{\sigma c > f_{jd}} / A_{Druck}) / \text{zul} (A_{\sigma c > f_{jd}} / A_{Druck})$$

Bemessungswert der Beton- bzw. Mörtelfestigkeit unter Lagerpressung: f<sub>jd</sub> = 1.0 · f<sub>cd</sub>

Nachweis nur bei Pressungsflächen größer als 5% der Plattenfläche (A<sub>Druck</sub> > 120.0 cm<sup>2</sup>)

Beschränkung für stark belastete Pressungsbereiche:

Das zulässige Verhältnis der Fläche mit Betonpressungen größer als der Bemessungswert (A<sub>σc > f<sub>jd</sub></sub>) zur gesamten Druckfläche (A<sub>Druck</sub>) beträgt: zul (A<sub>σc > f<sub>jd</sub></sub> / A<sub>Druck</sub>) = 30%

LK	l <sub>fl</sub> σ <sub>c,d</sub> kN/cm <sup>2</sup>	A <sub>Druck</sub> cm <sup>2</sup>	F <sub>Druck</sub> kN	A <sub>σc&gt;fjd</sub> cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,max</sub> kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>c,m</sub> kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>jd</sub> kN/cm <sup>2</sup>	U <sub>fjd</sub> -	A <sub>σc&gt;fjd</sub> / A <sub>Druck</sub> %
1	5.10	941.3	251.22	-	0.75	0.267	1.70	0.16	0.00
2	5.10	941.3	339.49	-	1.01	0.361	1.70	0.21	0.00
3	5.10	822.9	619.69	6.2	1.75	0.753	1.70	0.44	0.76
4	5.10	822.9	710.07	31.2	2.01	0.863	1.70	<b>0.51</b>	<b>3.79</b>

Maximale Ausnutzung U<sub>fjd</sub> = 0.51 < 1.00

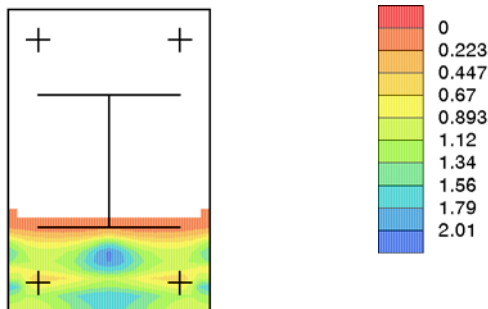
Maximaler Anteil der Druckfläche mit σ<sub>c</sub> > f<sub>jd</sub>: A<sub>σc>fjd</sub>/A<sub>Druck</sub> = 3.79 < 30.00 %

Zugehörige Ausnutzung U<sub>A,Druck</sub> = 0.13 < 1.00

A<sub>Druck</sub> - Fläche mit Betonpressungen F<sub>Druck</sub> - Res. Druckkraft auf den Beton σ<sub>c,max</sub> - maximale Betonpressung  
 σ<sub>c,m</sub> - mittlere Betonpressung U<sub>fjd</sub> - Ausnutzung mittl. Lagerpressung  
 U<sub>A,Druck</sub> - Ausnutzung der zul. Pressungsfläche mit σ<sub>c</sub> > f<sub>jd</sub>

### Pressungsverteilung [kN/cm<sup>2</sup>]

LK 4 (max σ<sub>c,m</sub>)



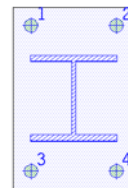
### 3.4.3. Ankerzugkräfte

F<sub>t,Rd</sub> = k<sub>2</sub> · f<sub>ub</sub> · A<sub>s</sub> / γ<sub>M2</sub>  
 U = F<sub>t,Ed,max</sub> / F<sub>t,Rd</sub>

Spannungsquerschnitt für M24: A<sub>s</sub> = 3.53 cm<sup>2</sup>

Es werden keine Senkschrauben verwendet: k<sub>2</sub> = 0.90

Nummerierung



LK	F <sub>t,Ed,1</sub> kN	F <sub>t,Ed,2</sub> kN	F <sub>t,Ed,3</sub> kN	F <sub>t,Ed,4</sub> kN	F <sub>t,Rd</sub> kN	U <sub>max</sub> -
1	25.61	25.61	---	---	127.08	0.20
2	34.75	34.75	---	---	127.08	0.27
3	134.84	134.84	---	---	127.08	1.06
4	145.03	145.03	---	---	127.08	<b>1.14</b>

Maximale Ausnutzung U = 1.14 > 1.00 ⇒ Zulässige Zugkraft überschritten

!!

f<sub>ub</sub> - Zugfestigkeit des Schraubenwerkstoffes F<sub>t,Ed,i</sub> - Zugkraft des Ankers F<sub>t,Rd</sub> - Grenzzugkraft der Anker  
 U<sub>max</sub> - max. Ausnutzung

### 3.5. Schubdübel zur Einleitung der Horizontalkraft in das Fundament

Gesamtlänge l = 22.0 cm

Länge im Beton l<sub>c</sub> = 20.0 cm

#### 3.5.1. Betonpressung

σ<sub>c</sub> = V<sub>Ed</sub> / (l<sub>c</sub> · b)  
 U = σ<sub>c,max</sub> / f<sub>cd</sub>

LK	V <sub>Ed,Flansch</sub> kN	V <sub>Ed,Steg</sub> kN	σ <sub>c,Flansch</sub> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> N/mm <sup>2</sup>	U -
1	30.00	0.00	2.50	17.00	0.15
2	40.50	0.00	2.89	17.00	0.17
3	105.00	0.00	2.92	17.00	<b>0.17</b>
4	115.50	0.00	2.89	17.00	0.17

Maximale Ausnutzung U = 0.17 < 1.00

σ<sub>c,Flansch</sub> - Betonpressung über den Flansch U - Ausnutzung

### 3.5.2. Spannungen am Anschluss der Fußplatte

$$\sigma_{v,Ed} = (\sigma_{Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{Rd} = f_y / \gamma_{M0}$$

$$U = \sigma_{v,Ed} / \sigma_{Rd}$$

LK	$M_{x,Ed}$ kNm	$M_{y,Ed}$ kNm	$\sigma_{Ed}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\tau_{Ed}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{v,Ed}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{Rd}$ kN/cm <sup>2</sup>	U
1	150.00	0.00	0.26	1.81	3.14	23.50	0.13
2	222.75	0.00	0.39	2.45	4.24	23.50	0.18
3	1155.00	0.00	2.03	6.35	10.99	23.50	0.47
4	1386.00	0.00	2.43	6.98	12.09	23.50	0.51

Maximale Ausnutzung  $U = 0.51 < 1.00$

$\sigma_{v,Ed}$  - Vergleichsspannung     $\sigma_{Rd}$  - Grenznormalspannung     $\tau_{Rd}$  - Grenzschubspannung    U - Ausnutzung

### 3.5.3. Schweißnaht zwischen Fußplatte und Schubdübel

Bemessung nach dem richtungsbezogenen Verfahren entsprechend Abschnitt 4.5.3.2

$$\sigma_{v,w,Ed} = (\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$f_{1,w,Rd} = f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

$$f_{2,w,Rd} = 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

$$U = \max\{ \sigma_{v,w,Ed} / f_{1,w,Rd}, \sigma_{\perp} / f_{2,w,Rd} \}$$

Die Verbindung wird mit einer **Doppelkehlnaht voll ausgeführt** (keine Endkrater).

Die Normalkraft wird zu 100 % durch die Schweißnaht übertragen.

Mindestwert der Schweißnahtdicke  $a_{min} = 8 \text{ mm}$

LK	$a_{w,F1}$ mm	$a_{w,S}$ mm	$\sigma_{\perp}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\tau_{\perp}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\tau_{\parallel}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{v,w,Ed}$ kN/cm <sup>2</sup>	$f_{1,w,Rd}$ kN/cm <sup>2</sup>	$f_{2,w,Rd}$ kN/cm <sup>2</sup>	Maßgeb.	U
1	8	8	0.13	0.13	1.40	2.44	36.00	25.92	Steg	0.07
2	8	8	0.20	0.20	1.89	3.30	36.00	25.92	Steg	0.09
3	8	8	1.03	1.03	4.90	8.73	36.00	25.92	Steg	0.24
4	8	8	1.24	1.24	5.39	9.65	36.00	25.92	Steg	0.27

Maximale Nahtdicke für den Flansch  $a_{w,F1,max} = 8 \text{ mm}$

Maximale Nahtdicke für den Steg  $a_{w,S,max} = 8 \text{ mm}$

Maximale Ausnutzung  $U = 0.27 < 1.00$

$a_{w,F1}$  - Flanschnahtdicke     $a_{w,S}$  - Stegnahtdicke     $a_w$  - Schweißnahtdicke     $\sigma_{\perp}$  - Normalspannungen senkrecht zur Naht  
 $\tau_{\perp}$  - Schubspannungen senkrecht zur Naht     $\tau_{\parallel}$  - Schubspannungen parallel zur Naht    U - Ausnutzung

## 4. Bemessung der Fundamentplatte

### 4.1. Material sicherheitsbeiwerte

Bemessungssit.	$\gamma_c$	$\gamma_s$
ständig und vorübergehend	1.50	1.15

### 4.2. Bemessungswerte Stahlbetonbemessung

Die Mobilisierung des Erdwiderstandes wird vernachlässigt.

#### 4.2.1. Faktorisierung der Lastfallkombinationen

LK	Bemessungssit.	Faktorisierung
1	ständig und vorübergehend	Lf1
2	ständig und vorübergehend	1.35 · Lf1
3	ständig und vorübergehend	Lf1+1.5 · Lf2
4	ständig und vorübergehend	1.35 · Lf1+1.5 · Lf2

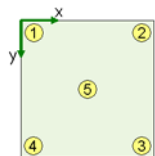
#### 4.2.2. Stützenlast

Erhöhungsfaktor für Momente:  $\Delta M_{St,TH,II,0} = M_{St} \cdot 20\%$   
(zur Berücksichtigung des Momentenzuwachses aus nichtlinearen Effekten)

LK	$N_{st,d}$ kN	$H_{x,St,d}$ kN	$H_{y,St,d}$ kN	$M_{x,St,d}$ kNm	$M_{y,St,d}$ kNm
1	200.00	0.00	30.00	60.00	0.00
2	270.00	0.00	40.50	81.00	0.00
3	350.00	0.00	105.00	195.00	0.00
4	420.00	0.00	115.50	216.00	0.00

### 4.3. Sohldruck

Ermittlung der Sohldrücke unter Annahme linearer Bodenspannungen und Zugausfall  
Spannung in den Eckpunkten:  $\sigma_1$  bis  $\sigma_4$ , Spannung im Schwerpunkt:  $\sigma_5$



LK	$\sigma_1$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_3$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_4$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_5$ kN/m <sup>2</sup>
1	9.04	9.04	225.04	225.04	117.04
2	12.20	12.20	303.80	303.80	158.00
3	0.00	0.00	668.65	668.65	86.62
4	0.00	0.00	710.35	710.35	168.94

#### 4.4. Bemessung für Biegung

##### 4.4.1. Längsbewehrung in x-Richtung

Stahlrandabstand oben/unten  $h_{so}/h_{su} = 5.0/5.0$  cm

##### Momente in den Bemessungsschnitten

LK	$x = 30.0$ cm	$x = 70.0$ cm
	kNm	kNm
1	8.91	8.91
2	12.03	12.03
3	15.66	15.66
4	<b>18.78</b>	18.78

Bemessung für LK 4:  $\varepsilon_o/\varepsilon_u = -0.50/28.64\%$  erf  $A_{s,u} = 1.2$  cm<sup>2</sup>

##### 4.4.2. Längsbewehrung in y-Richtung

Stahlrandabstand oben/unten  $h_{so}/h_{su} = 6.0/6.0$  cm

##### Momente in den Bemessungsschnitten

LK	$y = 70.0$ cm	$y = 130.0$ cm
	kNm	kNm
1	3.98	44.55
2	5.37	60.14
3	-4.41	126.14
4	<b>-5.95</b>	<b>137.13</b>

Bemessung für LK 4:  $\varepsilon_o/\varepsilon_u = 29.48/-0.41\%$  erf  $A_{s,o} = 0.4$  cm<sup>2</sup>

Bemessung für LK 4:  $\varepsilon_o/\varepsilon_u = -2.67/29.88\%$  erf  $A_{s,u} = 9.2$  cm<sup>2</sup>

$\varepsilon_o/\varepsilon_u$  - Dehnungen in den Randfasern (oben/unten)

#### 4.5. Durchstanznachweis

##### 4.5.1. Einwirkung im kritischen Rundschnitt

$$V_{Ed,crit} = \beta \cdot V_{Ed,red} / (u_{crit} \cdot d)$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

$$\Delta V_{Ed} = A_{crit} (\sigma_{Ed,gd,m} - g_{Ed,Platte})$$

$$\beta = 1 + k \cdot M_{Ed} / V_{Ed} \cdot u_{crit} / W_{crit} \geq 1.10$$

$$W_{crit} = \int |e| dl \quad \text{mit } dl: \text{Differential des Umfangs} \\ e: \text{Abstand von } dl \text{ zur Achse von } M_{Ed}$$

##### Beiwert zur Ermittlung der Schubspannungen aus Momentenbeanspruchung

(nach [2], Tabelle 6.1)

$$c_1/c_2 = 0.6/0.4 = 1.5 \Rightarrow k_x = 0.65$$

##### Rechenwerte des kritischen Rundschnittes

LK	$a_{crit}$ cm	$a/d$ -	$u_{crit}$ m	$A_{crit}$ m <sup>2</sup>	$W_{crit,x}$ m <sup>2</sup>
1	19.1	0.56	3.20	0.738	1.0808
2	19.1	0.56	3.20	0.738	1.0808
3	19.8	0.57	3.25	0.760	1.1100
4	19.3	0.56	3.21	0.744	1.0880

##### Maßgebende Schubspannung im kritischen Rundschnitt

LK	$V_{Ed}$ kN	$\sigma_{Ed,gd,m}$ kN/m <sup>2</sup>	$\Delta V_{Ed}$ kN	$M_{Ed,x,Sp}$ kNm	$\beta$ -	$v_{Ed,crit}$ N/mm <sup>2</sup>
1	200.00	100.09	73.88	60.00	1.58	0.180
2	270.00	135.11	99.73	81.00	1.58	0.243
3	350.00	151.86	115.47	195.00	2.06	0.431
4	420.00	193.94	144.22	216.00	1.99	0.494

$\Delta V_{Ed}$  - Resultierende aus Sohldruck  $M_{Ed,x,Sp}/M_{Ed,y,Sp}$  - Momente bezügl. Schwerpunkt des Rundschnittes

$\beta$  - Lasterhöhungsfaktor aus exzentrischer Belastung  $v_{Ed,crit}$  - Maßgebende Schubspannung im kritischen Rundschnitt

#### 4.5.2. Durchstanzwiderstand im kritischen Rundschnitt

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot z_{\text{zug}} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot d/a \geq v_{\text{min}} \cdot 2 \cdot d/a \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$C_{Rd,c} = 0.15/\gamma_c$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0 \quad \text{mit } d \text{ [mm]}$$

$$\rho_{l,\text{zug,max}} = \text{Minimum von } (0.02, 0.5 \cdot f_{cd}/f_{yd})$$

$$\rho_{l,\text{zug}} = \sqrt{\rho_{lx,\text{zug}} \cdot \rho_{ly,\text{zug}}} \leq \rho_{l,\text{zug,max}}$$

$$v_{\text{min}} = 0.0525/\gamma_c \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \text{für } d \leq 600 \text{ mm}$$

#### Mittlere statische Nutzhöhe

$$d_m = (35 + 34)/2 = 34.5 \text{ cm}$$

#### Maßstabsfaktor

$$k = 1 + \sqrt{200/345} = 1.76 < 2$$

#### Längsbewehrungsgrad der verankerten Zugbewehrung

Mittelwert aus der Zugbewehrung bis zum Abstand 3d von der Stütze

$$a_{s,x,3d} = 1.2/2 = 0.59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,y,3d} = 9.2/1 = 9.19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{lx,\text{zug}} = 0.59/35 \cdot 10^{-2} = 0.00017$$

$$\rho_{ly,\text{zug}} = 9.19/34 \cdot 10^{-2} = 0.0027$$

$$\rho_{l,\text{zug}} = \sqrt{0.00017 \cdot 0.0027} = 0.00068$$

#### Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung

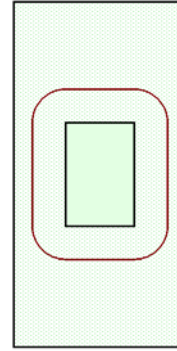
$$C_{Rd,c} = 0.15/1.5 = 0.1$$

$$\rho_{l,\text{zug,max}} = \text{Minimum von } (0.02, 0.5 \cdot 17/434.78) = 0.0195 > 0.0007$$

$$v_{\text{min}} \cdot 2 \cdot d/a = 0.0525/1.5 \cdot 1.76^3/2 \cdot 30^{0.5} \cdot 2 \cdot 34.5/19.3 = 1.6 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,c} = 0.1 \cdot 1.76 \cdot (100 \cdot 0.00068 \cdot 30)^{1/3} \cdot 2 \cdot 34.5/19.3 = 0.796 \text{ N/mm}^2 < 1.6 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow V_{Rd,c} = 1.6 \text{ N/mm}^2$$

$$0.494 \text{ N/mm}^2 < 1.6 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{keine zusätzliche Bewehrung erforderlich}$$



### 5. Äußere Standsicherheit - Nachweis der Tragfähigkeit (ULS)

#### 5.1. Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite

Entsprechend [3] Tabelle A 2.1

#### 5.2. Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite

Entsprechend [3] Tabellen A 2.2 und A 2.3

#### 5.3. Bemessungswerte Kippen (EQU)

Die Mobilisierung des Erdwiderstandes wird vernachlässigt.

##### 5.3.1. Faktorisierung der Lastfallkombinationen

LK	Bemessungssit.	Faktorisierung
1	BS-P	0.9 · Lf1
2	BS-P	1.1 · Lf1
3	BS-P	0.9 · Lf1+1.5 · Lf2
4	BS-P	1.1 · Lf1+1.5 · Lf2

##### 5.3.2. Stützenlast

LK	N <sub>St,d</sub> kN	H <sub>x,St,d</sub> kN	H <sub>y,St,d</sub> kN	M <sub>x,St,d</sub> kNm	M <sub>y,St,d</sub> kNm
1	180.00	0.00	27.00	45.00	0.00
2	220.00	0.00	33.00	55.00	0.00
3	330.00	0.00	102.00	157.50	0.00
4	370.00	0.00	108.00	167.50	0.00

#### 5.4. Nachweis gegen Kippen (EQU)

Keine destabilisierende Beanspruchung vorhanden  $\Rightarrow$  Der Nachweis entfällt.

#### 5.5. Bemessungswerte Grundbruch (GEO-2)

Der mobilisierte Erdwiderstand wird mit  $e_{\text{phg,mob}} = 0.50 \cdot e_{\text{phg}}$  angenommen.

##### 5.5.1. Faktorisierung der Lastfallkombinationen

LK	Bemessungssit.	Faktorisierung
1	BS-P	Lf1
2	BS-P	1.35 · Lf1
3	BS-P	Lf1+1.5 · Lf2
4	BS-P	1.35 · Lf1+1.5 · Lf2

##### 5.5.2. Stützenlast

LK	N <sub>St,d</sub> kN	H <sub>x,St,d</sub> kN	H <sub>y,St,d</sub> kN	M <sub>x,St,d</sub> kNm	M <sub>y,St,d</sub> kNm
1	200.00	0.00	30.00	50.00	0.00
2	270.00	0.00	40.50	67.50	0.00
3	350.00	0.00	105.00	162.50	0.00
4	420.00	0.00	115.50	180.00	0.00

Zugehörige charakteristische Werte



LK	N <sub>st,k</sub> kN	H <sub>x,St,k</sub> kN	H <sub>y,St,k</sub> kN	M <sub>x,St,k</sub> kNm	M <sub>y,St,k</sub> kNm
1	200.00	0.00	30.00	50.00	0.00
2	200.00	0.00	30.00	50.00	0.00
3	300.00	0.00	80.00	125.00	0.00
4	300.00	0.00	80.00	125.00	0.00

## 5.6. Nachweis der Grundbruchsicherheit

### 5.6.1. Belastung und Ersatzabmessungen

LK	N <sub>0,k</sub> kN	M <sub>0,x,k</sub> kNm	M <sub>0,y,k</sub> kNm	a'	b'	H <sub>a',k</sub> kN	H <sub>b',k</sub> kN
1	234.08	61.82	0.00	1.47	1.00	28.98	0.00
2	234.08	61.82	0.00	1.47	1.00	28.98	0.00
3	334.08	156.82	0.00	1.06	1.00	78.98	0.00
4	334.08	156.82	0.00	1.06	1.00	78.98	0.00

### 5.6.2. Maßgebende Bodenkennwerte

Ermittlung der maßgebenden Werte mit der Methode des gewogenen Mittels

Werte oberhalb der Sohle bis OK Boden:  $\gamma_1, \varphi_1, c_1$

Werte unterhalb der Sohle bis zur Tiefe ( $d_s$ ) der Gleitscholle:  $\gamma_2, \varphi_2, c_2$

LK	$\gamma_1$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi_1$ °	c <sub>1</sub> kN/m <sup>2</sup>	d <sub>s</sub> m	$\gamma_2$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi_2$ °	c <sub>2</sub> kN/m <sup>2</sup>
1	20.00	35.00	---	1.90	19.04	35.00	---
2	20.00	35.00	---	1.90	19.04	35.00	---
3	20.00	35.00	---	1.90	19.04	35.00	---
4	20.00	35.00	---	1.90	19.04	35.00	---

### 5.6.3. Tragfähigkeits-, Form-, Lastneigungs- und Tiefenbeiwerte

Grundwerte der Tragfähigkeitsbeiwerte N<sub>b0</sub>, N<sub>d0</sub>, N<sub>c0</sub> nach [4]

Formbeiwerte v<sub>b</sub>, v<sub>d</sub>, v<sub>c</sub> nach [4], Tab.2

Lastneigungsbeiwerte i<sub>b</sub>, i<sub>d</sub>, i<sub>c</sub> nach [4], Tab.3

LK	N <sub>b0</sub> -	N <sub>d0</sub> -	N <sub>c0</sub> -	v <sub>b</sub> -	v <sub>d</sub> -	v <sub>c</sub> -	i <sub>b</sub> -	i <sub>d</sub> -	i <sub>c</sub> -
1	22.61	33.30	---	0.796	1.390	---	0.728	0.831	---
2	22.61	33.30	---	0.796	1.390	---	0.728	0.831	---
3	22.61	33.30	---	0.717	1.541	---	0.512	0.670	---
4	22.61	33.30	---	0.717	1.541	---	0.512	0.670	---

### 5.6.4. Bruch- und zulässige Last

Charakteristischer Grundbruchwiderstand  $R_{n,k} = a' \cdot b' \cdot (\gamma_2 \cdot b' \cdot N_{b0} \cdot v_b \cdot i_b + \gamma_1 \cdot t \cdot N_{d0} \cdot v_d \cdot i_d + c_2 \cdot N_{c0} \cdot v_c \cdot i_c)$

Bemessungswert des Widerstandes  $R_{n,d} = R_{n,k} / \gamma_{Gr}$

Der Ausnutzungsgrad ergibt sich zu  $\mu = N_d / R_{n,d}$

LK	R <sub>n,k</sub> kN	$\gamma_{R,v}$ -	R <sub>n,d</sub> kN	N <sub>d</sub> kN	$\mu$ -
1	1272.19	1.40	908.71	234.08	0.26
2	1272.19	1.40	908.71	316.01	0.35
3	751.09	1.40	536.49	384.08	0.72
4	751.09	1.40	536.49	466.01	<b>0.87</b>

$\mu_{\max} = 0.87 < 1.0 \Rightarrow$  Grundbruchwiderstand ausreichend

## 5.7. Bemessungswerte Gleiten (GEO-2)

Der mobilisierte Erdwiderstand wird mit  $e_{phg,mob} = 1.00 \cdot e_{phg}$  angenommen.

Bemessungswerte der eingeleiteten Lasten siehe Grundbruch.

## 5.8. Nachweis der Gleitsicherheit

Gleitwiderstand bei konsolidiertem Boden  $R_{t,k} = N_{0,k} \cdot \tan(\delta_s)$

Bemessungswert des Gleitwiderstandes  $R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_{R,h}$

Bemessungswert des mobilisierten Erdwiderstandes  $E_{p,d} = E_{p,k,mob} / \gamma_{R,e}$

Der Ausnutzungsgrad ergibt sich zu  $\mu = (R_{t,d} + E_{p,d}) / H_{Res,d}$

Sohlrreibungswinkel (für raue Sohlfläche)  $\delta_s = 35.0^\circ$

LK	N <sub>0,k</sub> kN	R <sub>t,k</sub> kN	$\gamma_{R,h}$ -	$\gamma_{R,e}$ -	R <sub>t,d</sub> kN	E <sub>p,d</sub> kN	H <sub>Res,d</sub> kN	$\mu$ -
1	234.08	163.90	1.10	1.40	149.00	1.46	30.00	0.20
2	234.08	163.90	1.10	1.40	149.00	1.46	40.50	0.27
3	334.08	233.93	1.10	1.40	212.66	1.46	105.00	0.49
4	334.08	233.93	1.10	1.40	212.66	1.46	115.50	<b>0.54</b>

$\mu_{\max} = 0.54 < 1.0 \Rightarrow$  Gleitwiderstand ausreichend

## 6. Äußere Standsicherheit - Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

### 6.1. Bemessungswerte Begrenzung der klaffenden Fuge unter ständiger Last

Die Mobilisierung des Erdwiderstandes wird vernachlässigt.

#### 6.1.1. Faktorisierung der Lastfallkombinationen

LK	Faktorisierung
1	Lf1

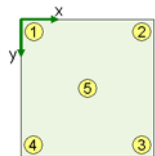
#### 6.1.2. Stützenlast

LK	N <sub>St,d</sub> kN	H <sub>x,St,d</sub> kN	H <sub>y,St,d</sub> kN	M <sub>x,St,d</sub> kNm	M <sub>y,St,d</sub> kNm
1	200.00	0.00	30.00	50.00	0.00

#### 6.1.3. Sohldruck

Ermittlung der Sohldrücke unter Annahme linearer Bodenspannungen und Zugausfall

Spannung in den Eckpunkten:  $\sigma_1$  bis  $\sigma_4$ , Spannung im Schwerpunkt:  $\sigma_5$



LK	$\sigma_1$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_3$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_4$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_5$ kN/m <sup>2</sup>
1	24.04	24.04	210.04	210.04	117.04

### 6.2. Begrenzung der klaffenden Fuge unter ständiger Last

Schnittgrößen im Schwerpunkt der Fundamentsohle:  $N_{0,k} = 234.08$  kN

$M_{0,x,k} = 62.00$  kNm

$M_{0,y,k} = 0.00$  kNm

Exzentrizität der Resultierenden:  $e_x = 0.00$  m

$e_y = 0.26$  m

$$e_x/b_x + e_y/b_y = 0.13 < 1/6$$

→ die Resultierende befindet sich in der 1. Kernfläche

d.h. es entsteht keine klaffende Fuge infolge ständiger Last.

### 6.3. Bemessungswerte Begrenzung der klaffenden Fuge unter Gesamtlast

Die Mobilisierung des Erdwiderstandes wird vernachlässigt.

#### 6.3.1. Faktorisierung der Lastfallkombinationen

LK	Faktorisierung
1	Lf1
2	Lf1+Lf2

#### 6.3.2. Stützenlast

Erhöhungsfaktor für Momente:  $\Delta M_{St,TH.II.0} = M_{St} \cdot -200\%$

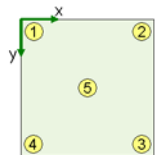
(zur Berücksichtigung des Momentenzuwachses aus nichtlinearen Effekten)

LK	N <sub>St,d</sub> kN	H <sub>x,St,d</sub> kN	H <sub>y,St,d</sub> kN	M <sub>x,St,d</sub> kNm	M <sub>y,St,d</sub> kNm
1	200.00	0.00	30.00	50.00	0.00
2	300.00	0.00	80.00	125.00	0.00

#### 6.3.3. Sohldruck

Ermittlung der Sohldrücke unter Annahme linearer Bodenspannungen und Zugausfall

Spannung in den Eckpunkten:  $\sigma_1$  bis  $\sigma_4$ , Spannung im Schwerpunkt:  $\sigma_5$



LK	$\sigma_1$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_3$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_4$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_5$ kN/m <sup>2</sup>
1	24.04	24.04	210.04	210.04	117.04
2	0.00	0.00	420.18	420.18	155.94

### 6.4. Begrenzung der klaffenden Fuge unter Gesamtlast

LK	$N_{0,k}$ kN/m	$M_{0,x,k}$ kNm/m	$M_{0,y,k}$ kNm/m	$e_x$ m	$e_y$ m	$(e_x/b_x)^2 + (e_y/b_y)^2$
1	234.08	62.00	0.00	0.00	0.26	0.018
2	334.08	157.00	0.00	0.00	0.47	0.055

$$((e_x/b_x)^2 + (e_y/b_y)^2)_{\max} = 0.055 < 1/9$$

→ Die maßgebende Resultierende befindet sich in der 2. Kernfläche,

d.h. keine klaffende Fuge über den Schwerpunkt hinaus.

## 6.5. Nachweis gegen Verschiebung in der Sohlfläche

Der Nachweis gilt als erfüllt, wenn beim Nachweis der Gleitsicherheit (s.o.) der Erdwiderstand unberücksichtigt bleibt.

LK	$N_{0,k}$ kN	$R_{t,k}$ kN	$\gamma_{R,h}$ -	$R_{t,d}$ kN	$H_{Res,d}$ kN	$\mu$ -
1	234.08	163.90	1.10	149.00	30.00	0.20
2	234.08	163.90	1.10	149.00	40.50	0.27
3	334.08	233.93	1.10	212.66	105.00	0.49
4	334.08	233.93	1.10	212.66	115.50	<b>0.54</b>

$\mu_{max} = 0.54 < 1.0 \Rightarrow$  Nachweis gegen Verschiebung in der Sohlfläche erfüllt

## 6.6. Bemessungswerte Setzung

Die Mobilisierung des Erdwiderstandes wird vernachlässigt.

### 6.6.1. Faktorisierung der Lastfallkombinationen

LK	Faktorisierung
1	Lf1
2	Lf1+Lf2

### 6.6.2. Stützenlast

LK	$N_{St,d}$ kN	$H_{x,St,d}$ kN	$H_{y,St,d}$ kN	$M_{x,St,d}$ kNm	$M_{y,St,d}$ kNm
1	200.00	0.00	30.00	50.00	0.00
2	300.00	0.00	80.00	125.00	0.00

## 6.7. Setzungen

Ermittlung der Setzung unter Anwendung geschlossener Formeln entsprechend [5]

Zulässige maximale Setzung  $z_{ul} \ s_{max} = 5.0 \text{ cm}$

Zulässige Schiefstellung um die x-Achse  $z_{ul} \ \alpha_x = 0.5^\circ$

Zulässige Schiefstellung um die y-Achse  $z_{ul} \ \alpha_y = 0.5^\circ$

### 6.7.1. Ermittlung von setzungserzeugender Sohlspannung und Grenztiefe

Mittlere setzungserzeugende Sohlspannung  $\sigma_0' = \sigma_0 - \sigma_a$ , wenn  $2\sigma_a > \sigma_0$  dann  $\sigma_0' = \sigma_0$

Die Grenztiefe  $d_s$  ergibt sich aus  $d_s = z$ , wenn  $\sigma_B(z) = 0.2\sigma_0(z)$  unter dem kennzeichnenden Punkt.

Aushubentlastung infolge Gründungstiefe  $\sigma_a = 16.00 \text{ kN/m}^2$

LK	$N_{0,k}$ kN	$M_{0,x,k}$ kNm	$M_{0,y,k}$ kNm	$\sigma_0$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_0'$ kN/m <sup>2</sup>	$d_s$ m
1	234.08	62.00	0.00	117.04	101.04	2.41
2	334.08	157.00	0.00	167.04	151.04	2.95

### 6.7.2. Ermittlung von Setzungsbeiwerten und Setzungsanteilen je Bodenschicht

Beiwert  $f$  für Setzung unter dem kennzeichnenden Punkt nach [6], Bnd. 2, Tab. 4

Beiwerte  $f_x/f_y$  für Schiefstellung eines starren Fundamentes nach [7], Abb. 19

Setzungsanteile aus mittlerer Last  $s_{m,i} = \sigma_0' \cdot b_y \cdot (f_i - f_{i-1}) / E_{m,i}$

Setzungsanteile aus  $M_{0,y}$   $s_{x,i} = b_x / 2 \cdot M_{0,y} / (E_{m,i} \cdot b_y \cdot b_x^2) \cdot (f_{x,i} - f_{x,i-1})$

Setzungsanteile aus  $M_{0,x}$   $s_{y,i} = b_y / 2 \cdot M_{0,x} / (E_{m,i} \cdot b_x \cdot b_y^2) \cdot (f_{y,i} - f_{y,i-1})$

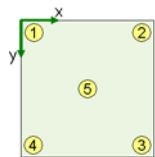
LK 1:	Kote	z	f	$f_x$	$f_y$	$S_m$	$S_x$	$S_y$
$\sigma_0' = 101.04 \text{ kN/m}^2$	m	m	-	-	-	cm	cm	cm
$M_{0,x} = 62.00 \text{ kNm}$	2.50	1.70	0.366	4.296	2.930	0.09	0.00	0.06
$M_{0,y} = 0.00 \text{ kNm}$	3.21	2.41	0.418	4.408	3.075	0.01	0.00	0.00

LK 2:	Kote	z	f	$f_x$	$f_y$	$S_m$	$S_x$	$S_y$
$\sigma_0' = 151.04 \text{ kN/m}^2$	m	m	-	-	-	cm	cm	cm
$M_{0,x} = 157.00 \text{ kNm}$	2.50	1.70	0.366	4.296	2.930	0.14	0.00	0.14
$M_{0,y} = 0.00 \text{ kNm}$	3.75	2.95	0.444	4.409	3.076	0.03	0.00	0.01

### 6.7.3. Resultierende Setzungen und Schiefstellung je LK

$s_1 = \Sigma(s_{m,i} + s_{x,i} - s_{y,i})$   $s_2 = \Sigma(s_{m,i} - s_{x,i} - s_{y,i})$   $s_3 = \Sigma(s_{m,i} - s_{x,i} + s_{y,i})$   $s_4 = \Sigma(s_{m,i} + s_{x,i} + s_{y,i})$   $s_5 = \Sigma s_{m,i}$

$\tan \alpha_x = 2 \cdot \Sigma s_{y,i} / b_y$   $\tan \alpha_y = 2 \cdot \Sigma s_{x,i} / b_x$



LK	$s_1$ cm	$s_2$ cm	$s_3$ cm	$s_4$ cm	$s_5$ cm	$S_{max}$ cm	$\alpha_x$ °	$\alpha_y$ °
1	0.0	0.0	0.2	0.2	0.1	0.2	0.0	<b>0.0</b>
2	0.0	0.0	0.3	0.3	0.2	<b>0.3</b>	<b>0.1</b>	0.0

$\max S_{max} = 0.3 < 5.0 \text{ cm}$   $\max |\alpha_x| = 0.1^\circ < 0.5^\circ$   $\max |\alpha_y| = 0.0^\circ < 0.5^\circ$

$\Rightarrow$  zulässige Setzung und Schiefstellung eingehalten

$N_0$  - Normalkraft in Sohlfluge  $M_0$  - Momentenbelastung im Schwerpunkt der Sohlfluge

$a'/b'$  - Ersatzbreiten infolge exzent. Belastung mit  $a' > b'$   $H_a/H_b$  - Horizontallasten in Richtung der entspr. Breiten

$t$  - Einbindetiefe  $\sigma_0$  - mittlere Sohlnormalspannung  $\sigma_B$  - Bodenspannungen aus Bauwerkslasten

## 7. Zusammenfassung

◦ Die zulässige Zugkraft eines oder mehrerer Anker ist überschritten.

**Bemessung konnte nicht erfolgreich durchgeführt werden!**

### Literatur und Normen:

- [1] DIN 4085: Baugrund, Berechnung des Erddrucks, August 2017
- [2] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1, Januar 2011
- [3] DIN 1054: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regeln zu DIN EN 1997-1, April 2021
- [4] DIN 4017: Baugrund, Berechnung des Grundbruchwiderstandes von Flächengründungen, März 2006
- [5] DIN 4019: Baugrund - Setzungsberechnungen, Januar 2014
- [6] Kany, M.: Berechnung von Flächengründungen, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 2.Aufl. 1974
- [7] Sherif, G.; König, G.: Platten und Balken auf nachgiebigem Baugrund, Springer, 1975