

Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung der Windkraftanlage (WKA)

V126 3.3MW 137m DIBt2 LGWL

Vorbemerkung.

In den nachfolgenden Kapiteln wird der statische Nachweis des Flachgründungsfundamentes erbracht (geotechnische (Stand sicherheits-)Nachweise sowie Bemessung der Stahlbetonplatte).

Die geotechnischen Nachweise basieren auf Annahmen hinsichtlich des Baugrundes und des maximalen Grundwasserspiegels (GWS). Als Baugrund wird entweder nichtbindiger Boden (drainiert; im Folgenden exemplarisch mit "Sand" abgekürzt) oder bindiger Boden (undrainiert; im Folgenden exemplarisch mit "Clay" abgekürzt) angenommen. Der maximale Grundwasserspiegel wird entweder in Unterkante (UK) Fundament (z. T. auch mit "Low" bzw. "Low GWL" (GWL=ground water level) abgekürzt) oder in Oberkante (OK) Gelände (z. T. auch mit "High" bzw. "High GWL" abgekürzt).

Für den Nachweis der Betriebsfestigkeit des Betons und der Bewehrung des Fundamentes müssen die entsprechenden maximalen und minimalen elastischen Sohldruckverteilungen infolge der maßgebenden Einwirkungskombinationen der überlagerten Betriebslasten ermittelt werden. Für den Nachweis des Betons wird der Lastfall "Mittelwert" ("Mean load") mit den Schwingweiten der letzten bzw. maßgebenden Stufe des Lastkollektives ("Load spectrum") überlagert (Mittelwert $\pm 0.5 \cdot$ Schwingweite). Für den Nachweis der Bewehrung wird der Lastfall "Mittelwert" mit den Schwingweiten des schädigungsäquivalenten Einstufenkollektives ("Equivalent loads") überlagert.

Berechnung	Seiten	Baugrund	Grundwasserspiegel	Lastfall
1	1.1 - 1.22	Sand	GWS in UK Fundament	Extrem
	1.23 - 1.44	Clay	GWS in UK Fundament	Extrem

Bei der Bemessung der Stahlbetonplatte werden die unter Design-Lasten auftretenden mit Hilfe des Gleichgewichtes errechneten Bodenpressungen als Belastung auf die Fundamentplatte angesetzt. Bei der Gleichgewichtsbildung heben sich die Bodenpressungen aus Flächenlasten, wie z. B. Fundamenteigengewicht und Bodenauflast, mit der Belastung aus diesen Lasten auf.

U. a. erfolgen zudem Bemessungen des Fundamentes gegen Durchstanzen und gegen die Einwirkung von (lokalen) konzentrierten Lasten.

Berechnung	Seiten	Baugrund	Grundwasserspiegel	Lastfall
2	2.1 - 2.58	Sand/Clay	GWS in UK Fundament	Alle
	2.59 - 2.116	Sand/Clay	GWS in UK Fundament	Alle

Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung der WKA - Standsicherheit

V126 3.3MW 137m DIBt2 LGWL

Grundlagen:

DIN EN 1997-1:2009	EC7: Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN 1054:2010	Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
DNV/Risø:	Guidelines for Design of Wind Turbines
DIBt RiLi 2012	Richtlinie für Windenergieanlagen, Reihe B, Heft 8

Inhalt:

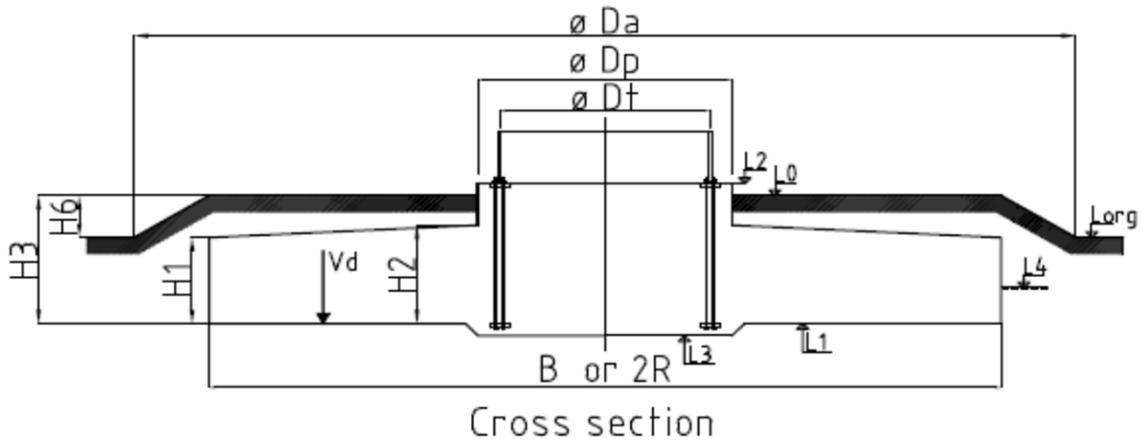
- 1.2 Skizze, Geometry
- 1.3 Grundlegende Annahmen für Baugrund und Geometrie
- 1.4 Lasten, Teilsicherheitsbeiwerte
- 1.8 Tragfähigkeit, normale Exzentrizität
- 1.9 Tragfähigkeit, extreme Exzentrizität
- 1.10 Ergebnis
- 1.12 Bemessungsschnittgrößen der Fundamentplatte, Extremlasten
- 1.14 Drehfedersteifigkeit
- 1.16 Elastische Berechnung, Grundsätze
- 1.18 Elastische Berechnung, Betriebslasten
- 1.21 Elastische Berechnung, Extremlasten
- 1.22 Zusammenstellung der Lasten in UK Fundament

Hinweis:

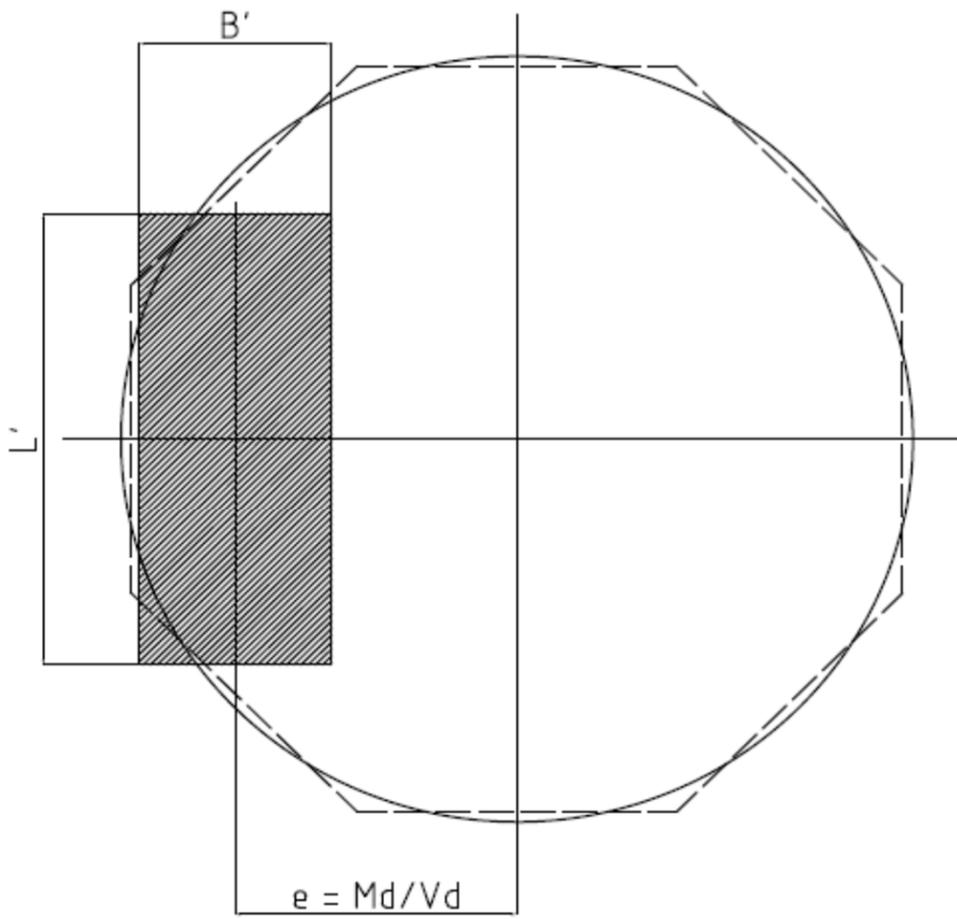
Die vorliegende statische Berechnung gilt für ein kreisförmiges oder octogonales Flachgründungsfundament mit einem (vorgespannten) Ankerkorb sowie radialer / tangentialer Hauptbewehrung, vertikale Schub- und Kantenbewehrung.

Der Oberkante der Sauberkeitsschicht ist im Zentrumsbereich gegenüber dem angrenzenden Bereich abzusenken. Entweder ist eine konstante Tiefe auszuheben und anschließend eine Sauberkeitsschicht herzustellen, die im Zentrumsbereich eine geringere Dicke als im umliegenden Bereich aufweist, oder der Zentrumsbereich ist tiefer als der umliegende Bereich auszuheben. (Ultra-)Hochfester Vergussmörtel bzw. Vergussbeton ist zwischen Turmfußflansch und Stahlbetonfundament einzubringen. Zum Zeitpunkt der Ankervorspannung muß der (Ultra-)Hochfestverguss eine min. Druckfestigkeit von 45 N/mm² erreicht haben. Weitere Angaben hinsichtlich des Vorspannens sind der Genehmigungszeichnung des Ankerkorbes 0043-1632.V02 zu entnehmen. Das Fundamentdesign basiert auf den Vorgaben der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen 2012, der DIN EN 1997-1:2009 in Verbindung mit der DIN 1054:2010.

Skizze



Cross section



Top view

Grundlegende Annahmen für Baugrund und Geometrie:

Geotechnische Kategorie mindestens GK 3 gemäß DIN EN 1997-1 / DIN 1054:

Baugrund	'Sand' (nichtbindiger Boden), drainiert		
Wichte des Bodens		$\gamma_s =$	18.00 KN/m ³
Wichte der Bodenauflast	min.	$\gamma_b =$	16.20 KN/m ³
	max.	$\gamma_b =$	20.70 KN/m ³
Wichte des Betons		$\gamma_c =$	22.50 KN/m ³
Wirksamer Reibungswinkel		$\varphi' =$	30.00 deg.
Undrainierte Kohäsion		$C_u =$	0.00 KN/m ²
Erforderliche dyn. Drehfedersteifigkeit		$k_{\varphi, \text{dyn}, \text{min}} =$	80.00 GNm/rad
Geländeoberkante außerhalb den Turm		$L_0 =$	0.000 m
Ursprüngliche Geländeoberkante		$L_{\text{org}} =$	0.000 m
Unterkante Fundament, außerhalb v. Zentrumsbereich		$L_1 =$	-2.855 m
Oberkante Fundamente (bzw. Sockel)		$L_2 =$	0.300 m
Unterkante Fundament, im Zentrumsbereich		$L_3 =$	-3.100 m
Grundwasserspiegel		$L_4 =$	-2.855 m
Radius des Fundamentes		$R =$	11.150 m
Oktogonale Breite		$B =$	22.300 m
Fundamenthöhe am Außenrand		$H_1 =$	0.850 m
Fundamenthöhe am Übergang zum Sockel		$H_2 =$	2.350 m
Einbindetiefe in den gewachsenen Baugrund *)		$H_3 =$	2.855 m
Gesamthöhe des Fundamentes		$H_4 =$	3.400 m
Durchmesser der Sockels		$D_p =$	7.704 m
Radius des Sockels		$r =$	3.852 m
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6.000 m

*) Für die geotechnischen Nachweise wird die Einbindetiefe H3 als maßg. Fundamentunterkante festgelegt.

Lasten:

Lastbericht

0047-2702

Charakteristische Lasten in UK Turmfußflansch (Ebene bzw. Level L2):

Lastfall	Normal	Abnormal	Production	Mean	Range	Max	Min
Lasttyp	Extrem	Extrem	Extrem	Betrieb	Betrieb	Betrieb	Betrieb
Anm.					10 ⁷	10 ⁷	10 ⁷
Anm.					m=7	m=7	m=7
Fx	0	0	0	0	0	0	0
Fy	791	1032	542	258	456	486	30
Fz *)	5575	5575	5575	5575	0	5575	5575
	KN	KN		KN	KN	KN	KN
Mx	110400	145800	78746	36366	40694	56713	16019
My	0	0	0	0	0	0	0
Mz	6463	7592	2514	0	0	0	0
	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm

*) min. Wert für Fz wird für alle Lastfälle mit Ausnahme von DLC D.2. angesetzt.

Extremlasten dürfen als Zahlenwerte eingegeben werden, da jeweils die Resultierenden der Kräfte und Momente gebildet werden. Fz wirkt nach unten.

Die "Max"- und "Min"-Werte im Betrieb werden wie folgt berechnet: $M = M_{\text{mean}} \pm 1/2 * \Delta M_{\text{range}}$

Mittelwertlasten ("Mean loads") gemäß Lastbericht und die Schwingweiten ("Ranges") gemäß dem schädigungsäquivalenten Einstufenkollektiv ("Equivalent loads") für m=7 und der Lastspielzahl ("number of cycles") $N = 10^7$

Lastfall "Klaffende Fuge" (DLC D.2 gem. DIBt-RiLi 2012):

Lastfall	Production
Lasttyp	Normal
Anm.	DLC
zug. Yf	D.2
Fx	0
Fy	542
Fz	5664
	KN
Mx	78746
My	0
Mz	2514
	KNm

Lastkollektiv:

Nr.	F_m	ΔF	M_m	ΔM	n	Σn
1	258	1161	36366	149380	8.75E+00	8.75E+00
2	258	1115	36366	143410	1.46E+01	2.33E+01
3	258	1068	36366	137430	1.69E+01	4.02E+01
4	258	1022	36366	131460	1.51E+01	5.53E+01
5	258	975	36366	125480	4.07E+01	9.60E+01
6	258	929	36366	119510	6.22E+01	1.58E+02
7	258	883	36366	113530	2.27E+02	3.85E+02
8	258	836	36366	107550	2.22E+02	6.08E+02
9	258	790	36366	101580	4.91E+02	1.10E+03
10	258	743	36366	95604	6.61E+02	1.76E+03
11	258	697	36366	89629	6.77E+02	2.44E+03
12	258	650	36366	83654	1.23E+03	3.67E+03
13	258	604	36366	77678	4.83E+03	8.50E+03
14	258	557	36366	71703	1.27E+04	2.12E+04
15	258	511	36366	65728	3.70E+04	5.82E+04
16	258	464	36366	59753	1.22E+05	1.80E+05
17	258	418	36366	53777	3.16E+05	4.96E+05
18	258	372	36366	47802	6.40E+05	1.14E+06
19	258	325	36366	41827	1.01E+06	2.15E+06
20	258	279	36366	35852	1.78E+06	3.93E+06
21	258	232	36366	29876	3.31E+06	7.24E+06
22	258	186	36366	23901	5.68E+06	1.29E+07
23	258	139	36366	17926	1.17E+07	2.46E+07
24	258	93	36366	11951	5.90E+07	8.36E+07
25	258	46	36366	5975	3.49E+08	4.33E+08
Last	258	1161	36366	149380	Sum	4.33E+08
	KN	KN	KNm	KNm		

F_m, M_m Einwirkungen F und M des Lastfalles "Mittelwert" ("Mean Load")
 $\Delta F_y, \Delta M_x$ Schwingweiten ("Ranges") der Komponenten F und M des Lastkollektives

n Lastspielzahl ("number of load cycles") für ΔM_x

Teilsicherheitsbeiwerte:

			GZT	GZT	GZG	GZT
			BEM&GEO	BEM&GEO		STAB
Teilsicherheitsbeiwerte für:	Norm	Zeichen	Normal	Abnormal	Production	Abnormal
Ständige Lasten "günstig"	DIBt-RiLi	γ_g	0.90	0.90	1.00	0.90
Ständige Lasten "ungünstig"		γ_g	1.10	1.10	1.00	1.10
Fundamenteigenlast "günstig"		γ_g	1.00	1.00	1.00	0.90
Fundamenteigenlast "ungünstig"		γ_g	1.00	1.00	1.00	1.10
Statische Windlast	DIBt-RiLi	γ_f	1.35	1.10	1.00	1.35/1.10
Dynamische Windlast		γ_f	1.00	1.00	1.00	
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$, drainiert		γ_φ	1.25	1.10	1.00	
Undrainierte Kohäsion C_u		γ_c	1.25	1.10	1.00	

Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen - ungünstigster Fall gem. DIBt-RiLi und DIN 1054

Teilsicherheitsbeiwert für Fundamenteigenlast - aufgrund der konservativ angenommenen Wichte des Betons mit 1.0 angesetzt, mit Ausnahme von STAB

Teilsicherheitsbeiwerte für Windlasten gem. DIBt-RiLi

Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände gem. DIN EN 1997-1 in Verbindung mit DIN 1054

BEM&GEO stehen für geotechnische Nachweise bzw. Tragfähigkeit des Baugrunds (GEO) und Bemessung der Stahlbetonplatte (BEM)

STAB steht für die Gesamtstabilität des Bauwerkes (u. a. Kippsicherheit)

GZT = Grenzzustand der Tragfähigkeit ("ULS = Ultimate Limit State")

GZG = Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ("SLS = Serviceability Limit State ")

Lasten in Unterkante Fundament:

Fundamenteigenlast:

Zylindrischer Teil	$Fz1 = \gamma_c \cdot \pi \cdot R^2 \cdot H1 =$	7470 KN
Kreiskegelstumpf	$Fz2 = \gamma_c \cdot \pi/3 \cdot (R^2 + R \cdot r + r^2) \cdot (H2-H1) =$	6436 KN
Sockel	$Fz3 = \gamma_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (L2-L1-H2) =$	844 KN
Ausklüftung im Zentrum (unten)	$Fz4 = \gamma_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (L1-L3) =$	257 KN
Gesamtlast infolge der Betonteile		$Fzc = 15007 KN$

Bodenaufplast bzw. Auffüllung

min.	$Fzb = \gamma_b \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot (L0-L1-H1) - Fz2 / \rho_c - \pi \cdot r^2 \cdot (L0-L1-H2)) =$	7671 KN
max.	$Fzb = \gamma_b \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot (L0-L1-H1) - Fz2 / \rho_c - \pi \cdot r^2 \cdot (L0-L1-H2)) =$	9801 KN

Auftrieb

$$Fzw = 10 \cdot \pi \cdot [(R^2 - Rc^2) \cdot \text{Max}(L4-L1, 0) + Rc^2 \cdot \text{Max}(L4-L3, 0)] = -114 KN$$

Eigenlast des Turmes

$$Fzt = 5575 KN$$

		Normal	Abnormal	Production	
Res. Horizontallast	$H = (Fx^2 + Fy^2)^{0.5}$	791	1032	542	KN
Hebelarm der Horizontallast	$e_q = L2 - L1$	3.16	3.16	3.16	m
Res. Biegemoment	$M = (Mx^2 + My^2)^{0.5}$	110400	145800	78746	KNm
Biegemoment in UK Fund.	$\Sigma M = H \cdot e_q + M$	112896	149056	80456	KNm
Torsionsmoment	Mz	6463	7592	2514	KNm

	Normal	Abnormal	Production	
Eigenlast (Designwert), Min. Bodenaufplast	26814	26814	28139	KN
Vd				
Biegemoment (Designwert)	152409	163962	80456	KN
Md				
Exzentrizität der Vertikal- bzw. Eigenlast	5.68	6.11	2.86	m
$e = Md/Vd$				
Effektive Fläche (Ersatzfläche)	148.52	132.22	264.46	m ²
$A' = 2 \cdot [R^2 \cdot \text{Arccos}(e/R) - e \cdot (R^2 - e^2)^{0.5}]$				
Hauptachse	10.93	10.07	16.58	m
$b_e = 2 \cdot (R - e)$				
Hauptachse	19.18	18.65	21.55	m
$l_e = 2 \cdot R \cdot (1 - (1 - b_e / (2 \cdot R))^2)^{0.5}$				
Länge der (rechteckigen) Ersatzfläche	16.14	15.65	18.54	m
$L' = (A' \cdot l_e / b_e)^{0.5}$				
Breite der (rechteckigen) Ersatzfläche	9.20	8.45	14.26	m
$B' = L' \cdot b_e / l_e$				
Bodenpressung	181	203	106	KN/m ²
$\sigma = Vd / A'$				
Horizontallast (Designwert)	1068	1135	542	KN
Hd				
Ersatzhorizontallast infolge Torsion	2600	2626	877	KN
$Hd' = 2 \cdot Mz / L' + (Hd^2 + (2 \cdot Mz / L')^2)^{0.5}$				

Gemäß DNV/Risø Richtlinie ("Guideline")...

Tragfähigkeit, normale Exzentrizität:

$$e < 0.6 \cdot R = 6.69 \text{ m}$$

	Normal	Abnormal	Production	
Reibungswinkel $\varphi_d = \text{Arctan}(\tan(\varphi) / \gamma_\varphi)$	24.79	27.69	30.00	deg.
Undrainierte Kohäsion $C_{ud} = C_u / \gamma_c$	0.00	0.00	0.00	KN/m ²
Effektive Dichte des Bodens $\gamma' (= \gamma \text{ falls } L1-L4 > B', \text{ falls } L1-L4 < B' \text{ interpolieren})$	8.00	8.00	8.00	KN/m ²
Effektive Bodenpressung in UK Fundament q'	51.39	51.39	51.39	KN/m ²
Gesamtbodenpressung in UK Fundament q	51.39	51.39	51.39	KN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwert N_q $N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot \tan^2(45 + \varphi_d/2)$	10.43	14.23	18.40	
Tragfähigkeitsbeiwert N_γ $N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d)$	8.71	13.89	20.09	
Tragfähigkeitsbeiwert N_{co} $N_{co} = 2 + \pi$				
Formbeiwert s_q $s_q = 1 + B' / L' \cdot \sin(\varphi_d)$	1.2389	1.2510	1.3846	
Formbeiwert s_γ $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B' / L'$	0.8291	0.8380	0.7692	
Formbeiwert s_{co} $s_{co} = 1 + 0.2 \cdot B' / L'$				
Exponent $m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	1.637	1.649	1.565	
Neigungsbeiwert i_q $i_q = [1 - Hd / Vd]^m$	0.9356	0.9311	0.9700	
Neigungsbeiwert i_γ $i_\gamma = (1 - Hd / Vd)^{(m+1)}$	0.8984	0.8917	0.9513	
Neigungsbeiwert i_{co} $i_{co} = 0.5 \cdot \{1 + \sqrt{[1 - Hd / (A' \cdot C_{ud})]}\}$				
Tragfähigkeit, drainiert (Sand) $R/A' = q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$	860	1203	2109	KN/m ²
Tragfähigkeit, undrainiert (Clay) $R/A' = N_{co} \cdot C_{ud} \cdot s_{co} \cdot i_{co} + q'$	0	0	0	KN/m ²

Gemäß DIN EN 1997-1:1994, Anhang D

Tragfähigkeit, extreme Exzentrizität:

$e > 0.6 \cdot R = 6.69 \text{ m}$

	Normal	Abnormal	Production	
Reibungswinkel $\varphi_d = \text{Arctan}(\tan(\varphi) / \gamma_\varphi)$	24.79	27.69	30.00	deg.
Undrainierte Kohäsion $C_{ud} = C_u / \gamma_c$	0.00	0.00	0.00	KN/m ²
Effektive Dichte des Bodens γ' , equal to ρ if $L1-L4 > B'$, $L1-L4 < B'$ interpol.	8.00	8.00	8.00	KN/m ²
Effektive Bodenpressung in UK Fundament q'	51.39	51.39	51.39	KN/m ²
Gesamtbodenpressung in UK Fundament q	51.39	51.39	51.39	KN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwert N_q $N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot (1 + \sin(\varphi_d)) / (1 - \sin(\varphi_d))$	10.43	14.23	18.40	
Tragfähigkeitsbeiwert N_γ $N_\gamma = 0.25 \cdot [(N_q - 1) \cdot \cos(\varphi_d)]^{3/2}$	6.26	10.03	14.63	
Tragfähigkeitsbeiwert N_{co} $N_{co} = 2 + \pi$				
Formbeiwert s_q $s_q = 1 + B' / L' \cdot \sin(\varphi_d)$	1.2389	1.2510	1.3846	
Formbeiwert s_γ $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B' / L'$	0.8291	0.8380	0.7692	
Formbeiwert s_{co} $s_{co} = 1 + 0.2 \cdot B' / L'$				
Neigungsbeiwert i_q $i_q = 1 + Hd / Vd$	1.0398	1.0423	1.0193	
Neigungsbeiwert i_γ $i_\gamma = i_q^2$	1.0812	1.0865	1.0389	
Neigungsbeiwert i_{co} $i_{co} = \sqrt{0.5 + 0.5 \cdot \sqrt{1 + Hd / (A' \cdot C_{ud})}}$				
Tragfähigkeit, drainiert (Sand) $R/A' = \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$	413	617	1334	KN/m ²
Tragfähigkeit, undrainiert (Clay) $R/A' = N_{co} \cdot C_{ud} \cdot s_{co} \cdot i_{co} \cdot 1.05$	0	0	0	KN/m ²

Gemäß DIN EN 1997-1:1994, Anhang D und DNV/Risø Richtlinie ("Guideline")...

Gleiten:

	Normal	Abnormal	Production	
Gleitwiderstand, drainiert $R_d = V_d \cdot \tan(\varphi_d)$	12385	14074	16246	KN
Gleitwiderstand, undrainiert $R_d = A' \cdot C_{ud}$				KN
Gleitwiderstand, undrainiert $R_d = 0.4 \cdot V_d$				KN

Ergebnis:

	Normal	Abnormal	Production	
Bodenpressung	181	203	106	KN/m ²
Tragfähigkeit, normale Exzentrizität	860	1203	2109	KN/m ²
Tragfähigkeit, normale Exzentrizität	413	617		KN/m ²
Tragfähigkeit erfüllt	OK	OK	OK	

	Normal	Abnormal	Production	
Ersatzhorizontallast infolge Torsion	2600	2626	877	KN
Gleitwiderstand	12385	14074	16246	KN
Gleitsicherheit erfüllt	OK	OK	OK	

Gesamtstabilität

		Vd	e	M=Vd*e
Stabilisierende Kräfte	Turm	5018	11.150	55945
	Fundament	13507	11.150	150598
	Min. Bodenauflast	6904	11.150	76975
	Auftrieb	-114	11.150	-1273
Stabilisierendes Moment				282244

Lastfall "Normal":

		Hd	e	M
Einwirkendes Moment	Turmfuß			149040
	Horizontallast	1068	3.16	3369
Einwirkendes Gesamtmoment				152409

Sicherheit gegen Kippen

$\gamma = 1.85$

Lastfall "Abnormal":

		Hd	e	M
Einwirkendes Moment	Turmfuß			160380
	Horizontallast	1135	3.16	3582
Einwirkendes Gesamtmoment				163962

Sicherheit gegen Kippen

$\gamma = 1.72$

ergänzende Nachweise in Anlehnung an DIBt-RiLi 2012 und DIN EN 1997-1 (GZT und GZG)

GZT:

Infolge der aus den Einwirkungen des maßg. Extremlastfalls resultierenden charakteristischen Beanspruchung in der Sohlfläche darf ein Klaffen der Sohlfuge höchstens bis zum Schwerpunkt der Sohlfläche auftreten.

Eigenlast Turm, Fundament, Min. Bodenauflast und Auftrieb	V =	28139	KN
Biegemoment in Unterkante Fundament	M =	149056	KNm
Max. Exzentrizität	e = M/V =	5.297	m
	< 0.59 * R =	6.579	m
		OK	

GZG:

Infolge der aus der Einwirkungskombination DLC D.2 resultierenden charakteristischen Beanspruchung darf in der Sohlfläche keine klaffende Fuge auftreten:

Eigenlast Turm	Vt =	5664	KN
Eigenlast Fundament, Betonwicht 24 KN/m ³	Vc = Fzc * 24 / 22.5 =	16008	KN
Eigenlast Min. Bodenauflast	Vb =	7671	KN
Auftrieb	Va =	-114	KN
<hr/>			
Eigenlast Turm, Fundament, Min. Bodenauflast und Auftrieb	V =	29228	KN
Biegemoment in Unterkante Fundament	M =	80456	KNm
Max. Exzentrizität	e = M/V =	2.753	m
	< 0.25 * R =	2.788	m
		OK	

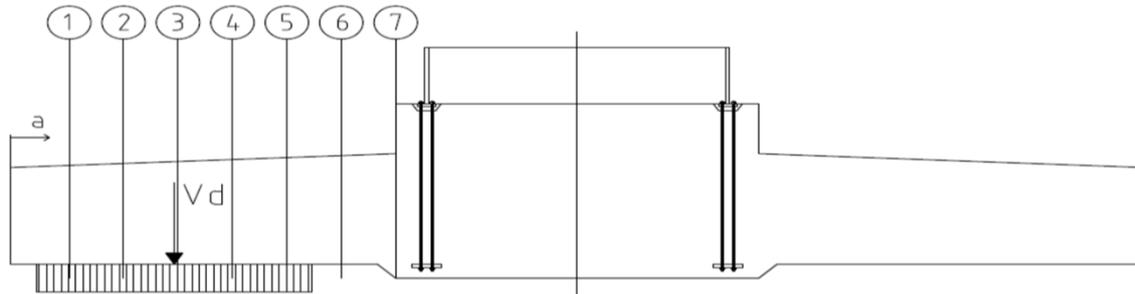
Tragfähigkeit des Baugrundes:

Max. (Bemessungs-)Bodenpressung, plastisch Verformung	$\sigma_{allow} > \sigma_{work} =$	203	KN/m ²
		Seite 1.10	
Max. charakteristische Bodenpressung, elastische Verf.	$\sigma_{allow} > \sigma_{work} =$	239	KN/m ²
		Seite 1.15	

Die ausreichende Tragfähigkeit ist im Geotechnischen Gutachten bzw. durch den zuständigen Baugrundsachverständigen zu bestätigen.

Querschnittswerte zur Bemessung der Stahlbetonplatte:

Der Querkraft- und Momentenverlauf wird für einen 1m breiten Ersatzbalken (mit fester Einspannung) ermittelt (entlang der Hauptachse der Fundamentplatte):



Wichte für Eigengewicht, Auftrieb und Bodenpressung	Min	Max	
Beton	22.50	24.00	KN/m ³
Bodenauflast	16.20	20.70	KN/m ³
Auftrieb, per m ² am Fundamentebene	0.00	0.00	KN/m ²
Bodenpressung, auf Ersatzfläche	203	203	KN/m ²

Bodenpressung für Lastfall Abnormal	$\sigma =$	203 KN/m ²
Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb	$\sigma =$	55 KN/m ²
Fundamentplatte, Max. Bodenauflast und Auftrieb	$\sigma =$	60 KN/m ²

Die Querschnittswerte werden jeweils für 7 Schnitte berechnet (ausgehend von Außenkante Fundament bis Turmwand):

Aus Bodenpressung:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.810	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	m
To	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
Qi	0	47	259	470	681	893	1104	KN
Qi+1	47	259	470	681	893	1104	1316	KN
Mi	0	5	165	545	1145	1965	3007	KNm
Mi+1	5	165	545	1145	1965	3007	4268	KNm

Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.000	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	m
To	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
gi	51.61	52.96	54.31	55.66	57.01	58.36	59.71	KN/m ²
gi+1	52.96	54.31	55.66	57.01	58.36	59.71	61.06	KN/m ²
Qi	0	55	110	168	226	287	348	KN
Qi+1	55	110	168	226	287	348	411	KN
Mi	0	28	114	259	465	732	1063	KNm
Mi+1	28	114	259	465	732	1063	1459	KNm

Fundamentplatte, Max. Bodenauflast und Auftrieb:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.000	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	m
To	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
g _i	61.90	62.61	63.32	64.02	64.73	65.44	66.15	KN/m ²
g _{i+1}	62.61	63.32	64.02	64.73	65.44	66.15	66.85	KN/m ²
Q _i	0	60	120	181	243	305	368	KN
Q _{i+1}	60	120	181	243	305	368	432	KN
M _i	0	31	125	281	502	787	1138	KNm
M _{i+1}	31	125	281	502	787	1138	1556	KNm

Werte für Querkraft u. Moment sind für den Fall "Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb" zu kombinieren.

Resultierende Schnittgrößen (Superposition), Min. Bodenauflast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Q _{i+1}	-7	148	302	455	606	756	905	KN
M _{i+1}	-23	50	285	680	1233	1943	2809	KNm

Drehfedersteifigkeit des Fundamentes, keine klaffende Sohlfuge

(gemäß Betonkalender 1978, Teil II)

Dyn. Drehfedersteifigkeit für Kreisfundamente (gem. Tab. 7.5): $k_{\phi} = 8/3 * G * R^3 / (1 - \nu)$

Schubmodul des Bodens: $G = E / [2 * (1 + \nu)]$

Elastizitätsmodul des Bodens: $E = E_{s,dyn} * (1 - \nu - 2*\nu^2) / (1 - \nu)$

mit: $E_{s,dyn}$: Dyn. Steifemodul des Bodens

ausgedrückt durch $E_{s,dyn}$: $k_{\phi} = f(\nu) * E_{s,dyn} * R^3$

mit: $f(\nu) = 4/3 * (1 - \nu - 2*\nu^2) / [(1 - \nu)^2 * (1 + \nu)]$

Min. erf. dyn. Drehfedersteifigkeit: $k_{\phi,dyn,min} = 8.00E+10 \text{ Nm/rad}$

Nominale dyn. Drehfedersteifigkeit: $k_{\phi,dyn,nom} = 1.82E+11 \text{ Nm/rad}$
(gemäß Fundamentlastenheft 0047-2702)

Zugrunde gelegte Schiefstellung zur Berücksichtigung zus. Effekte aus Theorie II. Ordnung aus der im Gegensatz zur gesamt dynamischen Berechnung geringeren Drehfedersteifigkeit bei Nachweisen gegen Festigkeits- und Stabilitätsversagen = $\tan(M_x/k_{\phi,stat} - M_x/k_{\phi,dyn,nom}) = 0.0057 \text{ m/m}$
(gemäß Turmlastenheft 0047-2698)

mit M_x aus Lastfall Normal

$k_{\phi,stat} = \max [M_x / (ATAN (0.0057) + M_x / K_{\phi,dyn,nom}), K_{\phi,dyn,min} / 5]$

Min. erf. stat. Drehfedersteifigkeit: $k_{\phi,stat} = 1.75E+10 \text{ Nm/rad}$

Tabelle:

					Sand	Clay		
ν	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	
$f(\nu)$	1.29	1.25	1.19	1.09	0.95	0.74	0.44	
$E_{s,dyn}$	44675	46170	48694	53023	60958	77911	130934	KN/m²
$E_{s,stat}$	9776	10103	10655	11602	13339	17049	28651	KN/m ²

Zu Grunde gelegte Verhältnis zwischen stat. und dyn. Steifemodul gem. Tab. 7.2, Betonkalender. Vorhande Werte sind durch den zuständigen Baugrundsachverständigen zu bestätigen.

Drehfedersteifigkeit des Fundamentes, klaffende Sohlfuge

Biegemoment aus Lastfall "Production"	$M =$	80456	KNm
Max. Bodenpressung (Außenkante Fundament): (Seite 1.15)	$\sigma_{max} =$	146	KN/m ²
Min. Bodenpressung: (Seite 1.15)	$\sigma_{min} =$	0	KN/m ²
Bereichsbreite unter Pressung (keine klaffende Sohlfuge)	$W_{eff} =$	22.019	m
Poissonzahl (Querdehnzahl)	$\nu =$	0.35	
Dyn. Steifemodul des Bodens	'Sand' $E_{s,dyn} =$	60958	KN/m ²
E-Modul des Bodens	$E = E_{s,dyn} * (1 - \nu - 2*\nu^2) / (1 - \nu) =$	37982	KN/m ²
G-Modul des Bodens	$G = E / [2 * (1 + \nu)] =$	14067	KN/m ²
Federsteifigkeit des Bodens	$C_M = 32*G/(3*\pi*(1-\nu)*R) =$	6590	KN/m
Vertikale Deformation an der Außenkante	$\delta_V = (\sigma_{max}-\sigma_{min})/C_M =$	0.02215	m
Verdrehung	$\phi =$	0.00101	rad
Dyn. Drehfedersteifigkeit	$k_{\phi} =$	8.00E+10	Nm/rad
Abminderung der Drehfedersteifigkeit infolge Klaffen der Sohlfuge	$r =$	1.000	

NUR ZUR INFORMATION:

Verformungen, Max. charakteristische Beanspr. aus Lastfall "Production":

	Dyn.	Mittel	Stat.	
Steifemodul des Bodens nach Drehfederst.	60958	38967	13339	KN/m ²
Steifemodul des Bodens nach DNV Ri.	130470	83402	28550	KN/m ²
Steifemodul des Bodens, Mittelwert	95714	61184	20944	KN/m ²
Poisonzahl	0.35	0.35	0.35	
G-Modul des Bodens	22088	14119	4833	KN/m ²
Biegemoment aus Lastfall Normal	112896	112896	112896	KNm
Max. Bodenpressung	181	181	181	KN/m ²
Min. Bodenpressung	0	0	0	KN/m ²
Effektive Fundamentbreite	15.26	15.26	15.26	m
Federsteifigkeit des Bodens C _M	10348	6615	2264	KN/m
Vertikale Deformation an der Außenkante	0.017	0.027	0.080	m
Fundamentverdrehung	1.1	1.8	5.2	mm/m
Fundamentverdrehung	0.066	0.103	0.300	deg.
Vertikallast aus Lastfall Normal	28139	28139	28139	KN
Vertikallast aus Originalboden	20071	20071	20071	KN
Federsteifigk. d. Bodens (vertikal) 4GR/(1-ν)	1515568	968812	331638	KN/m
Vertikale Verformung	0.005	0.008	0.024	m

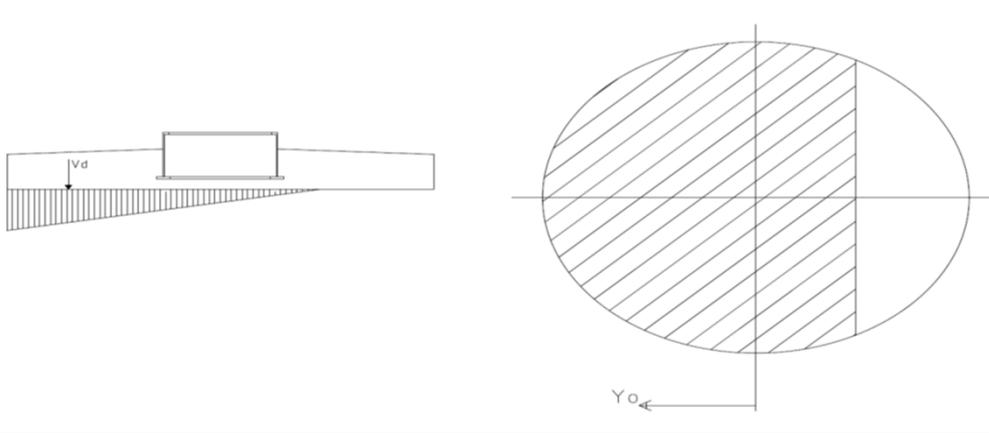
Der "mittlere" Steifemodul des Bodens setzt sich wie folgt aus dem dynamischen und statischen Steifemodul zusammen:

$$E_{s,mittel} = E_{s,dyn} \cdot (1 - M_m/M_p) + E_{s,stat} \cdot M_m/M_p$$

Biegemoment aus LF Mittelwert ("Mean load"):	M _m =	36366 KNm
Biegemoment aus LF "Production":	M _p =	78746 KNm
Statischer Anteil:	M _m /M _p =	0.4618
Dynamischer Anteil:	1 - M _m /M _p =	0.5382

Elastische Berechnung, charakteristische Lasten

	Normal	Abnormal	Production	
Vertikallast bzw. Normalkraft	28139	28139	28139	KN
Biegemoment	112896	149056	80456	KNm
e/R	0.3598	0.4751	0.2564	



	Normal	Abnormal	Production	
Keine klaffende Sohlfuge	e/R < 1/4	$\sigma = N/A + M/W$		KN/m ²
		$\sigma = N/A - M/W$		KN/m ²

Klaffende Sohlfuge e/R > 1/4

$$M - N \cdot y_0 = \int \sigma(y) \cdot y \cdot dA = E \cdot \int \varepsilon(y) \cdot y \cdot dA$$

$$N = \int \sigma(y) \cdot dA = E \cdot \int \varepsilon(y) \cdot dA$$

mit $\varepsilon(y) = k \cdot y$:

$$M - N \cdot y_0 = E \cdot k \cdot \int y^2 \cdot dA = E \cdot k \cdot I(y_0)$$

(I(y₀) and S(y₀) at 0-line)

$$N = E \cdot k \cdot \int y \cdot dA = E \cdot k \cdot S(y_0)$$

$$M / (N \cdot R) = e/R = I(y_0) / (R \cdot S(y_0)) - y_0/R = f1$$

$$s = N \cdot R \cdot (1 - y_0/R) / S(y_0) = f2 \cdot N$$

$$f1 = I(y_0) / (R \cdot S(y_0)) + y_0/R$$

$$f2 = R \cdot (1 - y_0/R) / S(y_0)$$

	Normal	Abnormal	Production		
Relative Exzentrizität	e/R = f1	0.3598	0.4751	0.2564	
Faktor	f2	0.0064	0.0085	0.0052	
Max. Bodenpressung	$\sigma = f2 \cdot N =$	181	239	146	KN/m ²
Abstand zw. Mittelachse und Nulllinie	y ₀ =	-7.038	-3.365	-10.869	m
Klaffen		18.4	34.9	1.3	%

Tabelle:

i	yo	yo/R	Ao	So	lo	f1=e/R	f2
1	-11.150	-1.000	391	4355	60696	0.2500	0.005121
2	-11.116	-0.997	391	4341	60397	0.2508	0.005129
3	-11.013	-0.988	390	4301	59508	0.2531	0.005153
4	-10.842	-0.972	389	4235	58050	0.2571	0.005193
5	-10.604	-0.951	388	4142	56059	0.2627	0.005252
6	-10.301	-0.924	386	4025	53584	0.2701	0.005329
7	-9.935	-0.891	382	3884	50685	0.2793	0.005428
8	-9.507	-0.853	378	3722	47432	0.2904	0.005550
9	-9.021	-0.809	372	3539	43900	0.3034	0.005699
10	-8.479	-0.760	364	3340	40172	0.3183	0.005877
11	-7.884	-0.707	355	3126	36329	0.3351	0.006088
12	-7.241	-0.649	345	2901	32455	0.3538	0.006339
13	-6.554	-0.588	333	2669	28626	0.3743	0.006634
14	-5.826	-0.522	319	2431	24915	0.3965	0.006982
15	-5.062	-0.454	304	2193	21383	0.4204	0.007391
16	-4.267	-0.383	288	1958	18085	0.4457	0.007874
17	-3.446	-0.309	271	1728	15059	0.4724	0.008445
18	-2.603	-0.233	253	1508	12334	0.5003	0.009122
19	-1.744	-0.156	234	1299	9927	0.5292	0.009929
20	-0.875	-0.078	215	1103	7841	0.5588	0.010897
21	0.000	0.000	195	924	6070	0.5890	0.012065
22	0.875	0.078	176	762	4597	0.6197	0.013488
23	1.744	0.156	157	617	3401	0.6504	0.015235
24	2.603	0.233	138	491	2451	0.6811	0.017407
25	3.446	0.309	120	383	1717	0.7116	0.020139
26	4.267	0.383	103	291	1165	0.7415	0.023625
27	5.062	0.454	86	216	764	0.7706	0.028148
28	5.826	0.522	72	156	481	0.7988	0.034129
29	6.554	0.588	58	109	289	0.8259	0.042217
30	7.241	0.649	46	73	165	0.8516	0.053441
31	7.884	0.707	35	47	88	0.8757	0.069506
32	8.479	0.760	26	29	44	0.8981	0.093372
33	9.021	0.809	19	16	20	0.9187	0.130481
34	9.507	0.853	13	9	8	0.9372	0.191581
35	9.935	0.891	8	4	3	0.9535	0.299900
36	10.301	0.924	5	2	1	0.9675	0.511988
37	10.604	0.951	3	1	0	0.9791	0.99011
38	10.842	0.972	1	0	0	0.9882	2.3289
39	11.013	0.988	0	0	0	0.9947	7.817
40	11.116	0.997	0	0	0	0.9987	62.33
	m		m ²	m ³	m ³		

Elastische Berechnung, Betriebslasten

"Mean +/- 1/2 Range Eq." - berechnet gem. den "Equivalent loads" (siehe Tabelle auf Seite 1.4).

"Mean +/- 1/2 Range Last step" - berechnet gem. letzter Stufe ("last step") des Lastkollektives (siehe Tabelle auf Seite 1.5).

Belastung	Last	Vd	Md	e/R = f1	f2	Bem.
Mean + 1/2 Range	Eq.	28139	58246	0.1856	n.v.	
Mean - 1/2 Range	Eq.	28139	16114	0.0514	n.v.	
Mean + 1/2 Range	Last step	28139	113702	0.3624	0.00646	
Mean - 1/2 Range	Last step	28139	-39342	-0.1254	n.v.	
		KN	KNm			

Belastung	Last	(rechts)	(links)	B'	Ms	Mg
		Sr	Sl			
Mean + 1/2 Range	Eq.	19	126	22.300		
Mean - 1/2 Range	Eq.	57	87	22.300		
Mean + 1/2 Range	Last step	0	182	18.102		
Mean - 1/2 Range	Last step	108	36	22.300		
		KN/m ²	KN/m ²	m		

Mit der bekannten Bodenpressung und dessen Verteilung (z. B. klaffende Sohlfuge) lassen sich jeweils die Querschnittswerte für die 7 Schnitte berechnen (ausgehend von Außenkante Fundament bis Turmwand). (nächste Seite)

Auf der Leeseite (dem Wind abgewandte Seite) können die Querschnittswerte für den Betriebsfestigkeitsnachweis des Betons an der Oberseite (des Querschnitts) und für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis der unteren Bewehrung verwendet werden.

Auf der Windseite können die Querschnittswerte für den Betriebsfestigkeitsnachweis des Betons an der Unterseite (des Querschnitts) und für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis der oberen Bewehrung verwendet werden.

Variationen des Biegemomentes auf der Leeseite:

Biegemomente, Leeseite, "Mean + 1/2 Range", "Equivalent loads" (schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv):

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	121	116	111	106	101	96	91	KN/m ²
Q(a)	128	251	369	482	589	691	788	KN
M(a)	67	266	590	1034	1592	2261	3032	KNm

Biegemomente, Leeseite, "Mean - 1/2 Range", "Equivalent loads":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	85	84	83	81	80	79	77	KN/m ²
Q(a)	90	178	265	351	435	517	598	KN
M(a)	47	187	418	739	1149	1645	2227	KNm

Biegemomente, Leeseite, "Mean + 1/2 Range", "Last step" (letzten bzw. maßgebenden Stufe des Lastkollektives):

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	171	161	150	140	129	119	109	KN/m ²
Q(a)	184	357	520	671	812	941	1060	KN
M(a)	97	380	838	1460	2234	3148	4192	KNm

Biegemomente, Leeseite, "Mean - 1/2 Range", "Last step":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	39	43	46	49	53	56	60	KN/m ²
Q(a)	39	82	128	178	231	288	348	KN
M(a)	20	83	192	351	564	835	1166	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	55	55	55	55	55	55	55	KN/m ²
Qg(a)	57	115	172	229	286	344	401	KN
Mg(a)	30	119	269	478	747	1075	1463	KNm

Hinweis: $\sigma(a)$ ist die Bodenpressung im Abstand a von der Fundamentaußenkante.

Variationen des Biegemomentes auf der Windseite:

Biegemomente, Windseite, "Mean + 1/2 Range", "Equivalent loads":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	24	29	34	39	44	49	54	KN/m ²
Q(a)	22	49	81	119	162	210	263	KN
M(a)	11	48	115	219	365	559	805	KNm

Biegemomente, Windseite, "Mean - 1/2 Range", "Equivalent loads":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	59	60	61	63	64	66	67	KN/m ²
Q(a)	60	122	186	250	316	384	453	KN
M(a)	31	126	287	514	809	1174	1610	KNm

Biegemomente, Windseite, "Mean + 1/2 Range", "Last step":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	0	0	0	0	10	21	31	KN/m ²
Q(a)	0	0	0	0	5	21	48	KN
M(a)	0	0	0	0	2	15	50	KNm

Biegemomente, Windseite, "Mean - 1/2 Range", "Last step":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	105	101	98	95	91	88	85	KN/m ²
Q(a)	111	219	323	423	520	613	703	KN
M(a)	58	230	513	902	1393	1984	2671	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	55	55	55	55	55	55	55	KN/m ²
Q(a)	57	115	172	229	286	344	401	KN
M(a)	30	119	269	478	747	1075	1463	KNm

Elastische Berechnung, charakteristische Produktionslasten

Last	Last	Vd	Md	e/R = f1	f2	Bem.
Charakteristisch	Extrem	28139	80456	0.256	0.0052	
		KN	KNm			

Leeseite	Last	Sl	Sr	B'	Ms	Mg
Charakteristisch	Extrem	0	146	22.019		
		KN/m ²	KN/m ²	m		

Variationen des Biegemomentes auf der Leeseite:

Biegemomente, charakteristische Extremlasten:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	139	132	125	118	111	104	98	KN/m ²
Q(a)	149	290	424	551	671	783	889	KN
M(a)	78	307	680	1189	1827	2585	3457	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	55	55	55	55	55	55	55	KN/m ²
Qg(a)	57	115	172	229	286	344	401	KN
Mg(a)	30	119	269	478	747	1075	1463	KNm

Zusammenstellung der Lasten in UK Fundament:

Gesamtlast infolge der Betonteile

Wichte des Betons $\gamma_c = 22.50 \text{ KN/m}^3$
 $F_{zc} = 15007 \text{ KN}$

Bodenauflast bzw. Auffüllung

Wichte der Bodenauflast min $\gamma_b = 16.20 \text{ KN/m}^3$
max $\gamma_b = 20.70 \text{ KN/m}^3$

min $F_{zb} = 7671 \text{ KN}$
max $F_{zb} = 9801 \text{ KN}$

Auftrieb

$F_{zw} = -114 \text{ KN}$

Charakteristische Lasten in UK Turmfußflansch (Ebene bzw. Level L2)

Betrachtete Lastfälle: Lastbericht 0047-2702

Lastfall	Normal	Abnormal	"Klaffende Fuge"
Lasttyp	Extrem	Extrem	(DLC D.2 gem. DIBt-RiLi 2012)
zug. γ_f	1.35	1.10	1.00
F_x	0	0	0
F_y	791	1032	542
F_z *)	5575	5575	5664
	KN	KN	KN
M_x	110400	145800	78746
M_y	0	0	0
M_z	6463	7592	2514
	KNm	KNm	KNm

*) min. Wert für F_z wird für alle Lastfälle mit Ausnahme von DLC D.2 angesetzt.

Charakteristische Fundamentalschnittgrößen in UK Fundament (Ebene bzw. Level L1)

Hebelarm der Horizontallast $e_q = L2 - L1 = 3.155 \text{ m}$

Lastfall	Normal	Abnormal	"Klaffende Fuge"
Lasttyp	Extrem	Extrem	(DLC D.2 gem. DIBt-RiLi 2012)
Anm.			DIBt-RiLi 2012)
min V_k	28139	28139 *)	28228 *)
max V_k	30384	30384	30473
max H_k	791	1032	542
	KN	KN	KN
max $M_{res,k}$	112896	149056 *)	80456 *)
max $M_{z,k}$	6463	7592	2514
	KNm	KNm	KNm

min V_k : Turm, Fundam., min. Bodenauflast, Auftrieb
 max V_k : Turm, Fundam., max. Bodenauflast
 max H_k : Horizontallast
 max $M_{res,k}$: Resultierendes Biegemoment
 max $M_{z,k}$: Torsionsmoment

*) diese Werte sind auch auf Seite 1.11 der statischen Berechnung 0046-8939 ersichtlich.

Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung der WKA - Standsicherheit

V126 3.3MW 137m DIBt2 LGWL

Grundlagen:

DIN EN 1997-1:2009	EC7: Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN 1054:2010	Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
DNV/Risø:	Guidelines for Design of Wind Turbines
DIBt RiLi 2012	Richtlinie für Windenergieanlagen, Reihe B, Heft 8

Inhalt:

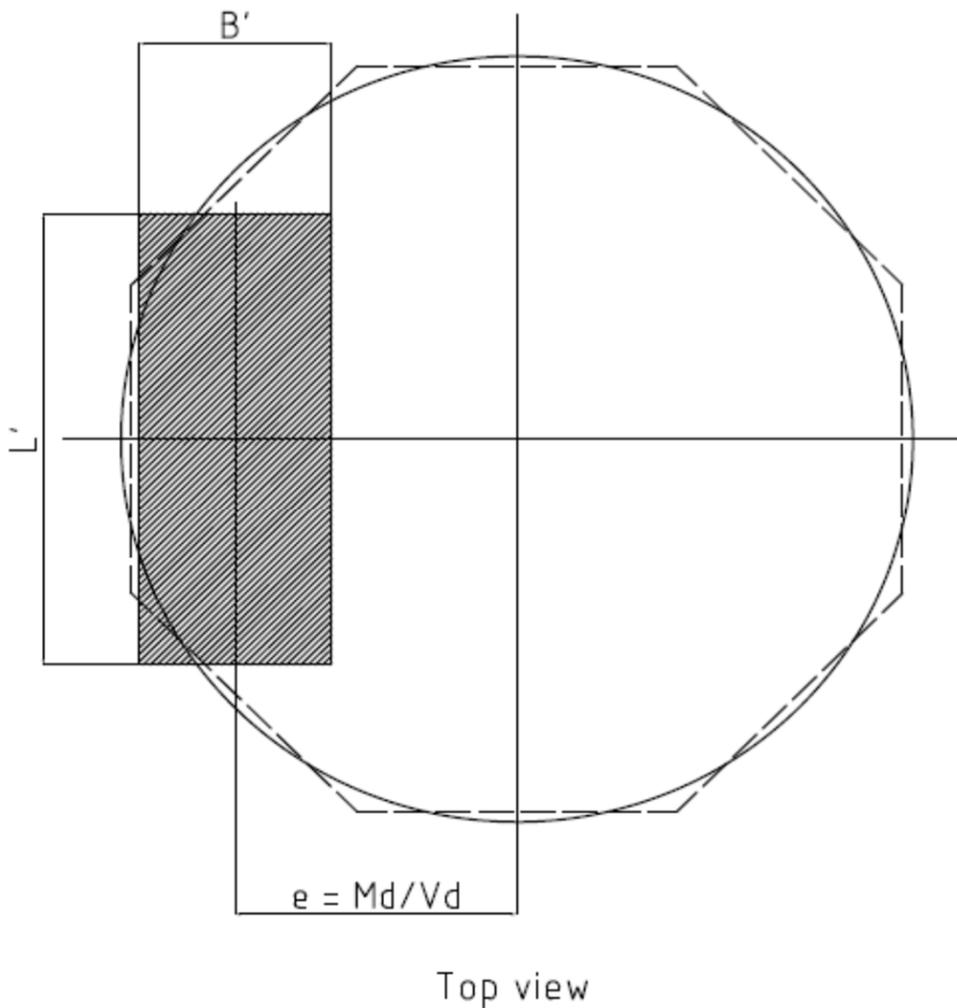
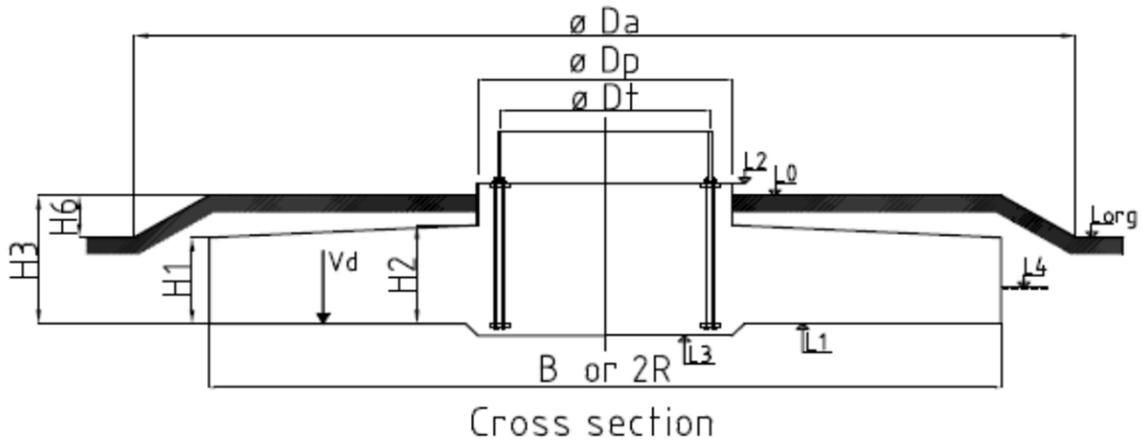
1.24	Skizze, Geometry
1.25	Grundlegende Annahmen für Baugrund und Geometrie
1.26	Lasten, Teilsicherheitsbeiwerte
1.30	Tragfähigkeit, normale Exzentrizität
1.31	Tragfähigkeit, extreme Exzentrizität
1.32	Ergebnis
1.34	Bemessungsschnittgrößen der Fundamentplatte, Extremlasten
1.36	Drehfedersteifigkeit
1.38	Elastische Berechnung, Grundsätze
1.40	Elastische Berechnung, Betriebslasten
1.43	Elastische Berechnung, Extremlasten
1.44	Zusammenstellung der Lasten in UK Fundament

Hinweis:

Die vorliegende statische Berechnung gilt für ein kreisförmiges oder octogonales Flachgründungsfundament mit einem (vorgespannten) Ankerkorb sowie radialer / tangentialer Hauptbewehrung, vertikale Schub- und Kantenbewehrung.

Der Oberkante der Sauberkeitsschicht ist im Zentrumsbereich gegenüber dem angrenzenden Bereich abzusenken. Entweder ist eine konstante Tiefe auszuheben und anschließend eine Sauberkeitsschicht herzustellen, die im Zentrumsbereich eine geringere Dicke als im umliegenden Bereich aufweist, oder der Zentrumsbereich ist tiefer als der umliegende Bereich auszuheben. (Ultra-)Hochfester Vergussmörtel bzw. Vergussbeton ist zwischen Turmfußflansch und Stahlbetonfundament einzubringen. Zum Zeitpunkt der Ankervorspannung muß der (Ultra-)Hochfestverguss eine min. Druckfestigkeit von 45 N/mm² erreicht haben. Weitere Angaben hinsichtlich des Vorspannens sind der Genehmigungszeichnung des Ankerkorbes 0043-1632.V02 zu entnehmen. Das Fundamentdesign basiert auf den Vorgaben der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen 2012, der DIN EN 1997-1:2009 in Verbindung mit der DIN 1054:2010.

Skizze



Grundlegende Annahmen für Baugrund und Geometrie:

Geotechnische Kategorie mindestens GK 3 gemäß DIN EN 1997-1 / DIN 1054:

Baugrund	'Clay', (bindiger Boden, undrainiert)		
Wichte des Bodens		$\gamma_s =$	18.00 KN/m ³
Wichte der Bodenauflast	min.	$\gamma_b =$	16.20 KN/m ³
	max.	$\gamma_b =$	20.70 KN/m ³
Wichte des Betons		$\gamma_c =$	22.50 KN/m ³
Wirksamer Reibungswinkel		$\varphi' =$	0.00 deg.
Undrainierte Kohäsion		$C_u =$	50.00 KN/m ²
Erforderliche dyn. Drehfedersteifigkeit		$k_{\varphi, \text{dyn}, \text{min}} =$	80.00 GNm/rad
Geländeoberkante außerhalb den Turm		$L_0 =$	0.000 m
Ursprüngliche Geländeoberkante		$L_{\text{org}} =$	0.000 m
Unterkante Fundament, außerhalb v. Zentrumsbereich		$L_1 =$	-2.855 m
Oberkante Fundamente (bzw. Sockel)		$L_2 =$	0.300 m
Unterkante Fundament, im Zentrumsbereich		$L_3 =$	-3.100 m
Grundwasserspiegel		$L_4 =$	-2.855 m
Radius des Fundamentes		$R =$	11.150 m
Oktogonale Breite		$B =$	22.300 m
Fundamenthöhe am Außenrand		$H_1 =$	0.850 m
Fundamenthöhe am Übergang zum Sockel		$H_2 =$	2.350 m
Einbindetiefe in den gewachsenen Baugrund *)		$H_3 =$	2.855 m
Gesamthöhe des Fundamentes		$H_4 =$	3.400 m
Durchmesser der Sockels		$D_p =$	7.704 m
Radius des Sockels		$r =$	3.852 m
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6.000 m

*) Für die geotechnischen Nachweise wird die Einbindetiefe H3 als maßg. Fundamentunterkante festgelegt.

Lasten:

Lastbericht

0047-2702

Charakteristische Lasten in UK Turmfußflansch (Ebene bzw. Level L2):

Lastfall	Normal	Abnormal	Production	Mean	Range	Max	Min
Lasttyp	Extrem	Extrem	Extrem	Betrieb	Betrieb	Betrieb	Betrieb
Anm.					10 ⁷	10 ⁷	10 ⁷
Anm.					m=7	m=7	m=7
Fx	0	0	0	0	0	0	0
Fy	791	1032	542	258	456	486	30
Fz *)	5575	5575	5575	5575	0	5575	5575
	KN	KN		KN	KN	KN	KN
Mx	110400	145800	78746	36366	40694	56713	16019
My	0	0	0	0	0	0	0
Mz	6463	7592	2514	0	0	0	0
	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm

*) min. Wert für Fz wird für alle Lastfälle mit Ausnahme von DLC D.2. angesetzt.

Extremlasten dürfen als Zahlenwerte eingegeben werden, da jeweils die Resultierenden der Kräfte und Momente gebildet werden. Fz wirkt nach unten.

Die "Max"- und "Min"-Werte im Betrieb werden wie folgt berechnet: $M = M_{\text{mean}} \pm 1/2 * \Delta M_{\text{range}}$

Mittelwertlasten ("Mean loads") gemäß Lastbericht und die Schwingweiten ("Ranges") gemäß dem schädigungsäquivalenten Einstufenkollektiv ("Equivalent loads") für m=7 und der Lastspielzahl ("number of cycles") $N = 10^7$

Lastfall "Klaffende Fuge" (DLC D.2 gem. DIBt-RiLi 2012):

Lastfall	Production
Lasttyp	Normal
Anm.	DLC
zug. Yf	D.2
Fx	0
Fy	542
Fz	5664
	KN
Mx	78746
My	0
Mz	2514
	KNm

Lastkollektiv:

Nr.	F _m	ΔF	M _m	ΔM	n	Σn
1	258	1161	36366	149380	8.75E+00	8.75E+00
2	258	1115	36366	143410	1.46E+01	2.33E+01
3	258	1068	36366	137430	1.69E+01	4.02E+01
4	258	1022	36366	131460	1.51E+01	5.53E+01
5	258	975	36366	125480	4.07E+01	9.60E+01
6	258	929	36366	119510	6.22E+01	1.58E+02
7	258	883	36366	113530	2.27E+02	3.85E+02
8	258	836	36366	107550	2.22E+02	6.08E+02
9	258	790	36366	101580	4.91E+02	1.10E+03
10	258	743	36366	95604	6.61E+02	1.76E+03
11	258	697	36366	89629	6.77E+02	2.44E+03
12	258	650	36366	83654	1.23E+03	3.67E+03
13	258	604	36366	77678	4.83E+03	8.50E+03
14	258	557	36366	71703	1.27E+04	2.12E+04
15	258	511	36366	65728	3.70E+04	5.82E+04
16	258	464	36366	59753	1.22E+05	1.80E+05
17	258	418	36366	53777	3.16E+05	4.96E+05
18	258	372	36366	47802	6.40E+05	1.14E+06
19	258	325	36366	41827	1.01E+06	2.15E+06
20	258	279	36366	35852	1.78E+06	3.93E+06
21	258	232	36366	29876	3.31E+06	7.24E+06
22	258	186	36366	23901	5.68E+06	1.29E+07
23	258	139	36366	17926	1.17E+07	2.46E+07
24	258	93	36366	11951	5.90E+07	8.36E+07
25	258	46	36366	5975	3.49E+08	4.33E+08
Last	258	1161	36366	149380	Sum	4.33E+08
	KN	KN	KNm	KNm		

F_m, M_m Einwirkungen F und M des Lastfalles "Mittelwert" ("Mean Load")
 ΔFy, ΔMx Schwingweiten ("Ranges") der Komponenten F und M des Lastkollektives
 n Lastspielzahl ("number of load cycles") für ΔMx

Teilsicherheitsbeiwerte:

			GZT	GZT	GZG	GZT
			BEM&GEO	BEM&GEO		STAB
Teilsicherheitsbeiwerte für:	Norm	Zeichen	Normal	Abnormal	Production	Abnormal
Ständige Lasten "günstig"	DIBt-RiLi	γ_g	0.90	0.90	1.00	0.90
Ständige Lasten "ungünstig"		γ_g	1.10	1.10	1.00	1.10
Fundamenteigenlast "günstig"		γ_g	1.00	1.00	1.00	0.90
Fundamenteigenlast "ungünstig"		γ_g	1.00	1.00	1.00	1.10
Statische Windlast	DIBt-RiLi	γ_f	1.35	1.10	1.00	1.35/1.10
Dynamische Windlast		γ_f	1.00	1.00	1.00	
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$, drainiert		γ_φ	1.25	1.10	1.00	
Undrainierte Kohäsion C_u		γ_c	1.25	1.10	1.00	

Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen - ungünstigster Fall gem. DIBt-RiLi und DIN 1054

Teilsicherheitsbeiwert für Fundamenteigenlast - aufgrund der konservativ angenommenen Wichte des Betons mit 1.0 angesetzt, mit Ausnahme von STAB

Teilsicherheitsbeiwerte für Windlasten gem. DIBt-RiLi

Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände gem. DIN EN 1997-1 in Verbindung mit DIN 1054

BEM&GEO stehen für geotechnische Nachweise bzw. Tragfähigkeit des Baugrunds (GEO) und Bemessung der Stahlbetonplatte (BEM)

STAB steht für die Gesamtstabilität des Bauwerkes (u. a. Kippsicherheit)

GZT = Grenzzustand der Tragfähigkeit ("ULS = Ultimate Limit State")

GZG = Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ("SLS = Serviceability Limit State ")

Lasten in Unterkante Fundament:

Fundamenteigenlast:

Zylindrischer Teil	$Fz1 = \gamma_c \cdot \pi \cdot R^2 \cdot H1 =$	7470 KN
Kreiskegelstumpf	$Fz2 = \gamma_c \cdot \pi/3 \cdot (R^2 + R \cdot r + r^2) \cdot (H2-H1) =$	6436 KN
Sockel	$Fz3 = \gamma_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (L2-L1-H2) =$	844 KN
Ausklüftung im Zentrum (unten)	$Fz4 = \gamma_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (L1-L3) =$	257 KN
Gesamtlast infolge der Betonteile		$Fzc = 15007 KN$

Bodenaufplast bzw. Auffüllung

min.	$Fzb = \gamma_b \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot (L0-L1-H1) - Fz2 / \rho_c - \pi \cdot r^2 \cdot (L0-L1-H2)) =$	7671 KN
max.	$Fzb = \gamma_b \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot (L0-L1-H1) - Fz2 / \rho_c - \pi \cdot r^2 \cdot (L0-L1-H2)) =$	9801 KN

Auftrieb

$Fzw = 10 \cdot \pi \cdot [(R^2 - Rc^2) \cdot \text{Max}(L4-L1, 0) + Rc^2 \cdot \text{Max}(L4-L3, 0)] = -114 KN$

Eigenlast des Turmes

$Fzt = 5575 KN$

		Normal	Abnormal	Production	
Res. Horizontallast	$H = (Fx^2 + Fy^2)^{0.5}$	791	1032	542	KN
Hebelarm der Horizontallast	$e_q = L2 - L1$	3.16	3.16	3.16	m
Res. Biegemoment	$M = (Mx^2 + My^2)^{0.5}$	110400	145800	78746	KNm
Biegemoment in UK Fund.	$\Sigma M = H \cdot e_q + M$	112896	149056	80456	KNm
Torsionsmoment	Mz	6463	7592	2514	KNm

	Normal	Abnormal	Production	
Eigenlast (Designwert), Min. Bodenaufplast	26814	26814	28139	KN
Vd				
Biegemoment (Designwert)	152409	163962	80456	KN
Md				
Exzentrizität der Vertikal- bzw. Eigenlast	5.68	6.11	2.86	m
$e = Md/Vd$				
Effektive Fläche (Ersatzfläche)	148.52	132.22	264.46	m ²
$A' = 2 \cdot [R^2 \cdot \text{Arccos}(e/R) - e \cdot (R^2 - e^2)^{0.5}]$				
Hauptachse	10.93	10.07	16.58	m
$b_e = 2 \cdot (R - e)$				
Hauptachse	19.18	18.65	21.55	m
$l_e = 2 \cdot R \cdot (1 - (1 - b_e / (2 \cdot R))^2)^{0.5}$				
Länge der (rechteckigen) Ersatzfläche	16.14	15.65	18.54	m
$L' = (A' \cdot l_e / b_e)^{0.5}$				
Breite der (rechteckigen) Ersatzfläche	9.20	8.45	14.26	m
$B' = L' \cdot b_e / l_e$				
Bodenpressung	181	203	106	KN/m ²
$\sigma = Vd / A'$				
Horizontallast (Designwert)	1068	1135	542	KN
Hd				
Ersatzhorizontallast infolge Torsion	2600	2626	877	KN
$Hd' = 2 \cdot Mz / L' + (Hd^2 + (2 \cdot Mz / L')^2)^{0.5}$				

Gemäß DNV/Risø Richtlinie ("Guideline")...

Tragfähigkeit, normale Exzentrizität:

$$e < 0.6 \cdot R = 6.69 \text{ m}$$

	Normal	Abnormal	Production	
Reibungswinkel $\varphi_d = \text{Arctan}(\tan(\varphi) / \gamma_\varphi)$	0.00	0.00	0.00	deg.
Undrainierte Kohäsion $C_{ud} = C_u / \gamma_c$	40.00	45.45	50.00	KN/m ²
Effektive Dichte des Bodens $\gamma' (= \gamma \text{ falls } L1-L4 > B', \text{ falls } L1-L4 < B' \text{ interpolieren})$	8.00	8.00	8.00	KN/m ²
Effektive Bodenpressung in UK Fundament q'	51.39	51.39	51.39	KN/m ²
Gesamtbodenpressung in UK Fundament q	51.39	51.39	51.39	KN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwert N_q $N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot \tan^2(45 + \varphi_d/2)$	1.00	1.00	1.00	
Tragfähigkeitsbeiwert N_γ $N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d)$	0.00	0.00	0.00	
Tragfähigkeitsbeiwert N_{co} $N_{co} = 2 + \pi$	5.14	5.14	5.14	
Formbeiwert s_q $s_q = 1 + B' / L' \cdot \sin(\varphi_d)$	1.0000	1.0000	1.0000	
Formbeiwert s_γ $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B' / L'$	0.8291	0.8380	0.7692	
Formbeiwert s_{co} $s_{co} = 1 + 0.2 \cdot B' / L'$	1.1140	1.1080	1.1539	
Exponent $m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	1.637	1.649	1.565	
Neigungsbeiwert i_q $i_q = [1 - Hd / Vd]^m$	0.9356	0.9311	0.9700	
Neigungsbeiwert i_γ $i_\gamma = (1 - Hd / Vd)^{(m+1)}$	0.8984	0.8917	0.9513	
Neigungsbeiwert i_{co} $i_{co} = 0.5 \cdot \{1 + \sqrt{[1 - Hd / (A' \cdot C_{ud})]}\}$	0.8749	0.8752	0.9831	
Tragfähigkeit, drainiert (Sand) $R/A' = q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$	0	0	0	KN/m ²
Tragfähigkeit, undrainiert (Clay) $R/A' = N_{co} \cdot C_{ud} \cdot s_{co} \cdot i_{co} + q'$	252	278	343	KN/m ²

Gemäß DIN EN 1997-1:1994, Anhang D

Tragfähigkeit, extreme Exzentrizität:

$e > 0.6 \cdot R = 6.69 \text{ m}$

	Normal	Abnormal	Production	
Reibungswinkel $\varphi_d = \text{Arctan}(\tan(\varphi) / \gamma_\varphi)$	0.00	0.00	0.00	deg.
Undrainierte Kohäsion $C_{ud} = C_u / \gamma_c$	40.00	45.45	50.00	KN/m ²
Effektive Dichte des Bodens γ' , equal to ρ if $L1-L4 > B'$, $L1-L4 < B'$ interpol.	8.00	8.00	8.00	KN/m ²
Effektive Bodenpressung in UK Fundament q'	51.39	51.39	51.39	KN/m ²
Gesamtbodenpressung in UK Fundament q	51.39	51.39	51.39	KN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwert N_q $N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot (1 + \sin(\varphi_d)) / (1 - \sin(\varphi_d))$	1.00	1.00	1.00	
Tragfähigkeitsbeiwert N_γ $N_\gamma = 0.25 \cdot [(N_q - 1) \cdot \cos(\varphi_d)]^{3/2}$	0.00	0.00	0.00	
Tragfähigkeitsbeiwert N_{co} $N_{co} = 2 + \pi$	5.14	5.14	5.14	
Formbeiwert s_q $s_q = 1 + B' / L' \cdot \sin(\varphi_d)$	1.0000	1.0000	1.0000	
Formbeiwert s_γ $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B' / L'$	0.8291	0.8380	0.7692	
Formbeiwert s_{co} $s_{co} = 1 + 0.2 \cdot B' / L'$	1.1140	1.1080	1.1539	
Neigungsbeiwert i_q $i_q = 1 + Hd / Vd$	1.0398	1.0423	1.0193	
Neigungsbeiwert i_γ $i_\gamma = i_q^2$	1.0812	1.0865	1.0389	
Neigungsbeiwert i_{co} $i_{co} = \sqrt{0.5 + 0.5 \cdot \sqrt{1 + Hd / (A' \cdot C_{ud})}}$	1.0486	1.0485	1.0081	
Tragfähigkeit, drainiert (Sand) $R/A' = \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$	0	0	0	KN/m ²
Tragfähigkeit, undrainiert (Clay) $R/A' = N_{co} \cdot C_{ud} \cdot s_{co} \cdot i_{co} \cdot 1.05$	252	285	314	KN/m ²

Gemäß DIN EN 1997-1:1994, Anhang D und DNV/Risø Richtlinie ("Guideline")...

Gleiten:

	Normal	Abnormal	Production	
Gleitwiderstand, drainiert $Rd = Vd \cdot \tan(\varphi_d)$	0	0	0	KN
Gleitwiderstand, undrainiert $Rd = A' \cdot C_{ud}$	5941	6010	13223	KN
Gleitwiderstand, undrainiert $Rd = 0.4 \cdot Vd$	10726	10726	11255	KN

Ergebnis:

	Normal	Abnormal	Production	
Bodenpressung	181	203	106	KN/m ²
Tragfähigkeit, normale Exzentrizität	252	278	343	KN/m ²
Tragfähigkeit, normale Exzentrizität	252	285		KN/m ²
Tragfähigkeit erfüllt	OK	OK	OK	

	Normal	Abnormal	Production	
Ersatzhorizontallast infolge Torsion	2600	2626	877	KN
Gleitwiderstand	5941	6010	11255	KN
Gleitsicherheit erfüllt	OK	OK	OK	

Gesamtstabilität

		Vd	e	M=Vd*e
Stabilisierende Kräfte	Turm	5018	11.150	55945
	Fundament	13507	11.150	150598
	Min. Bodenauflast	6904	11.150	76975
	Auftrieb	-114	11.150	-1273
Stabilisierendes Moment				282244

Lastfall "Normal":

		Hd	e	M
Einwirkendes Moment	Turmfuß			149040
	Horizontallast	1068	3.16	3369
Einwirkendes Gesamtmoment				152409

Sicherheit gegen Kippen

$\gamma = 1.85$

Lastfall "Abnormal":

		Hd	e	M
Einwirkendes Moment	Turmfuß			160380
	Horizontallast	1135	3.16	3582
Einwirkendes Gesamtmoment				163962

Sicherheit gegen Kippen

$\gamma = 1.72$

ergänzende Nachweise in Anlehnung an DIBt-RiLi 2012 und DIN EN 1997-1 (GZT und GZG)

GZT:

Infolge der aus den Einwirkungen des maßg. Extremlastfalls resultierenden charakteristischen Beanspruchung in der Sohlfläche darf ein Klaffen der Sohlfuge höchstens bis zum Schwerpunkt der Sohlfläche auftreten.

Eigenlast Turm, Fundament, Min. Bodenauflast und Auftrieb	V =	28139	KN
Biegemoment in Unterkante Fundament	M =	149056	KNm
Max. Exzentrizität	e = M/V =	5.297	m
	< 0.59 * R =	6.579	m
		OK	

GZG:

Infolge der aus der Einwirkungskombination DLC D.2 resultierenden charakteristischen Beanspruchung darf in der Sohlfläche keine klaffende Fuge auftreten:

Eigenlast Turm	Vt =	5664	KN
Eigenlast Fundament, Betonwicht 24 KN/m ³	Vc = Fzc * 24 / 22.5 =	16008	KN
Eigenlast Min. Bodenauflast	Vb =	7671	KN
Auftrieb	Va =	-114	KN
<hr/>			
Eigenlast Turm, Fundament, Min. Bodenauflast und Auftrieb	V =	29228	KN
Biegemoment in Unterkante Fundament	M =	80456	KNm
Max. Exzentrizität	e = M/V =	2.753	m
	< 0.25 * R =	2.788	m
		OK	

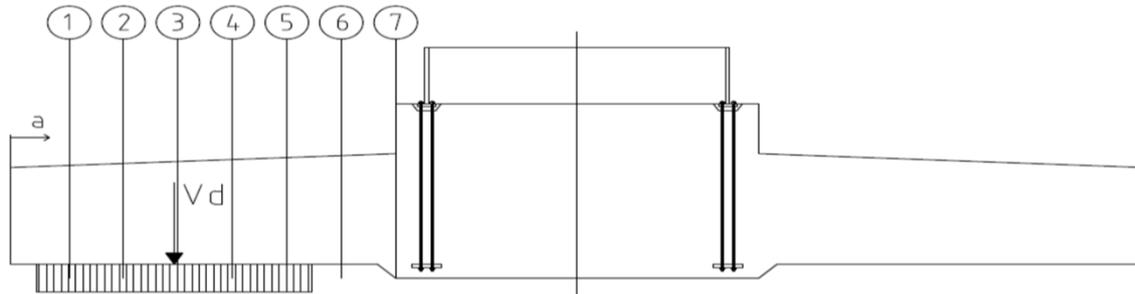
Tragfähigkeit des Baugrundes:

Max. (Bemessungs-)Bodenpressung, plastisch Verformung	$\sigma_{allow} > \sigma_{work} =$	203	KN/m ²
		Seite 1.10	
Max. charakteristische Bodenpressung, elastische Verf.	$\sigma_{allow} > \sigma_{work} =$	239	KN/m ²
		Seite 1.15	

Die ausreichende Tragfähigkeit ist im Geotechnischen Gutachten bzw. durch den zuständigen Baugrundsachverständigen zu bestätigen.

Querschnittswerte zur Bemessung der Stahlbetonplatte:

Der Querkraft- und Momentenverlauf wird für einen 1m breiten Ersatzbalken (mit fester Einspannung) ermittelt (entlang der Hauptachse der Fundamentplatte):



Wichte für Eigengewicht, Auftrieb und Bodenpressung	Min	Max	
Beton	22.50	24.00	KN/m ³
Bodenauflast	16.20	20.70	KN/m ³
Auftrieb, per m ² am Fundamentebene	0.00	0.00	KN/m ²
Bodenpressung, auf Ersatzfläche	203	203	KN/m ²

Bodenpressung für Lastfall Abnormal $\sigma = 203 \text{ KN/m}^2$
 Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb $\sigma = 55 \text{ KN/m}^2$
 Fundamentplatte, Max. Bodenauflast und Auftrieb $\sigma = 60 \text{ KN/m}^2$

Die Querschnittswerte werden jeweils für 7 Schnitte berechnet (ausgehend von Außenkante Fundament bis Turmwand):

Aus Bodenpressung:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.810	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	m
To	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
Qi	0	47	259	470	681	893	1104	KN
Qi+1	47	259	470	681	893	1104	1316	KN
Mi	0	5	165	545	1145	1965	3007	KNm
Mi+1	5	165	545	1145	1965	3007	4268	KNm

Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.000	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	m
To	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
gi	51.61	52.96	54.31	55.66	57.01	58.36	59.71	KN/m ²
gi+1	52.96	54.31	55.66	57.01	58.36	59.71	61.06	KN/m ²
Qi	0	55	110	168	226	287	348	KN
Qi+1	55	110	168	226	287	348	411	KN
Mi	0	28	114	259	465	732	1063	KNm
Mi+1	28	114	259	465	732	1063	1459	KNm

Fundamentplatte, Max. Bodenauflast und Auftrieb:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.000	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	m
To	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
g _i	61.90	62.61	63.32	64.02	64.73	65.44	66.15	KN/m ²
g _{i+1}	62.61	63.32	64.02	64.73	65.44	66.15	66.85	KN/m ²
Q _i	0	60	120	181	243	305	368	KN
Q _{i+1}	60	120	181	243	305	368	432	KN
M _i	0	31	125	281	502	787	1138	KNm
M _{i+1}	31	125	281	502	787	1138	1556	KNm

Werte für Querkraft u. Moment sind für den Fall "Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb" zu kombinieren.

Resultierende Schnittgrößen (Superposition), Min. Bodenauflast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Q _{i+1}	-7	148	302	455	606	756	905	KN
M _{i+1}	-23	50	285	680	1233	1943	2809	KNm

Drehfedersteifigkeit des Fundamentes, keine klaffende Sohlfuge

(gemäß Betonkalender 1978, Teil II)

Dyn. Drehfedersteifigkeit für Kreisfundamente (gem. Tab. 7.5): $k_{\phi} = 8/3 * G * R^3 / (1 - \nu)$

Schubmodul des Bodens: $G = E / [2 * (1 + \nu)]$

Elastizitätsmodul des Bodens: $E = E_{s,dyn} * (1 - \nu - 2*\nu^2) / (1 - \nu)$

mit: $E_{s,dyn}$: Dyn. Steifemodul des Bodens

ausgedrückt durch $E_{s,dyn}$: $k_{\phi} = f(\nu) * E_{s,dyn} * R^3$

mit: $f(\nu) = 4/3 * (1 - \nu - 2*\nu^2) / [(1 - \nu)^2 * (1 + \nu)]$

Min. erf. dyn. Drehfedersteifigkeit: $k_{\phi,dyn,min} = 8.00E+10 \text{ Nm/rad}$

Nominale dyn. Drehfedersteifigkeit: $k_{\phi,dyn,nom} = 1.82E+11 \text{ Nm/rad}$
(gemäß Fundamentlastenheft 0047-2702)

Zugrunde gelegte Schiefstellung zur Berücksichtigung zus. Effekte aus Theorie II. Ordnung aus der im Gegensatz zur gesamt-dynamischen Berechnung geringeren Drehfedersteifigkeit bei Nachweisen gegen Festigkeits- und Stabilitätsversagen = $\tan(M_x/k_{\phi,stat} - M_x/k_{\phi,dyn,nom}) = 0.0057 \text{ m/m}$
(gemäß Turmlastenheft 0047-2698)

mit M_x aus Lastfall Normal

$k_{\phi,stat} = \max [M_x / (ATAN (0.0057) + M_x / K_{\phi,dyn,nom}), K_{\phi,dyn,min} / 5]$

Min. erf. stat. Drehfedersteifigkeit: $k_{\phi,stat} = 1.75E+10 \text{ Nm/rad}$

Tabelle:

					Sand	Clay		
ν	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	
$f(\nu)$	1.29	1.25	1.19	1.09	0.95	0.74	0.44	
$E_{s,dyn}$	44675	46170	48694	53023	60958	77911	130934	KN/m²
$E_{s,stat}$	9776	10103	10655	11602	13339	17049	28651	KN/m ²

Zu Grunde gelegte Verhältnis zwischen stat. und dyn. Steifemodul gem. Tab. 7.2, Betonkalender. Vorhande Werte sind durch den zuständigen Baugrundsachverständigen zu bestätigen.

Drehfedersteifigkeit des Fundamentes, klaffende Sohlfuge

Biegemoment aus Lastfall "Production"	$M =$	80456	KNm
Max. Bodenpressung (Außenkante Fundament): (Seite 1.15)	$\sigma_{max} =$	146	KN/m ²
Min. Bodenpressung: (Seite 1.15)	$\sigma_{min} =$	0	KN/m ²
Bereichsbreite unter Pressung (keine klaffende Sohlfuge)	$W_{eff} =$	22.019	m
Poissonzahl (Querdehnzahl)	$\nu =$	0.4	
Dyn. Steifemodul des Bodens	'Clay' $E_{s,dyn} =$	77911	KN/m ²
E-Modul des Bodens	$E = E_{s,dyn} * (1 - \nu - 2*\nu^2) / (1 - \nu) =$	36358	KN/m ²
G-Modul des Bodens	$G = E / [2 * (1 + \nu)] =$	12985	KN/m ²
Federsteifigkeit des Bodens	$C_M = 32 * G / (3 * \pi * (1 - \nu) * R) =$	6590	KN/m
Vertikale Deformation an der Außenkante	$\delta_V = (\sigma_{max} - \sigma_{min}) / C_M =$	0.02215	m
Verdrehung	$\phi =$	0.00101	rad
Dyn. Drehfedersteifigkeit	$k_{\phi} =$	8.00E+10	Nm/rad
Abminderung der Drehfedersteifigkeit infolge Klaffen der Sohlfuge	$r =$	1.000	

NUR ZUR INFORMATION:

Verformungen, Max. charakteristische Beanspr. aus Lastfall "Production":

	Dyn.	Mittel	Stat.	
Steifemodul des Bodens nach Drehfederst.	77911	49804	17049	KN/m ²
Steifemodul des Bodens nach DNV Ri.	97500	62326	21335	KN/m ²
Steifemodul des Bodens, Mittelwert	87706	56065	19192	KN/m ²
Poisonzahl	0.40	0.40	0.40	
G-Modul des Bodens	14618	9344	3199	KN/m ²
Biegemoment aus Lastfall Normal	112896	112896	112896	KNm
Max. Bodenpressung	181	181	181	KN/m ²
Min. Bodenpressung	0	0	0	KN/m ²
Effektive Fundamentbreite	15.26	15.26	15.26	m
Federsteifigkeit des Bodens C _M	7419	4742	1623	KN/m
Vertikale Deformation an der Außenkante	0.024	0.038	0.111	m
Fundamentverdrehung	1.6	2.5	7.3	mm/m
Fundamentverdrehung	0.092	0.143	0.418	deg.
Vertikallast aus Lastfall Normal	28139	28139	28139	KN
Vertikallast aus Originalboden	20071	20071	20071	KN
Federsteifigk. d. Bodens (vertikal) 4GR/(1-ν)	1086574	694582	237765	KN/m
Vertikale Verformung	0.007	0.012	0.034	m

Der "mittlere" Steifemodul des Bodens setzt sich wie folgt aus dem dynamischen und statischen Steifemodul zusammen:

$$E_{s,mittel} = E_{s,dyn} \cdot (1 - M_m/M_p) + E_{s,stat} \cdot M_m/M_p$$

Biegemoment aus LF Mittelwert ("Mean load"):

$$M_m = 36366 \text{ KNm}$$

Biegemoment aus LF "Production":

$$M_p = 78746 \text{ KNm}$$

Statischer Anteil:

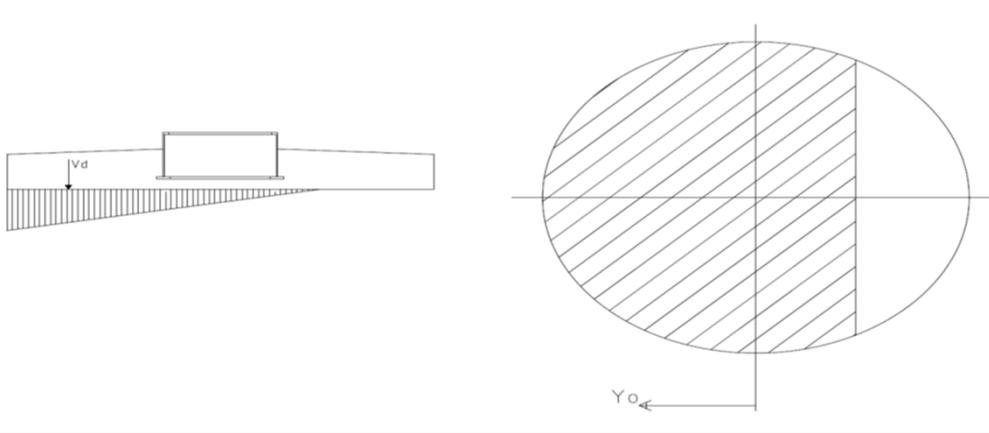
$$M_m/M_p = 0.4618$$

Dynamischer Anteil:

$$1 - M_m/M_p = 0.5382$$

Elastische Berechnung, charakteristische Lasten

	Normal	Abnormal	Production	
Vertikallast bzw. Normalkraft	28139	28139	28139	KN
Biegemoment	112896	149056	80456	KNm
e/R	0.3598	0.4751	0.2564	



	Normal	Abnormal	Production	
Keine klaffende Sohlfuge	e/R < 1/4	$\sigma = N/A + M/W$		KN/m ²
		$\sigma = N/A - M/W$		KN/m ²

Klaffende Sohlfuge e/R > 1/4

$$M - N \cdot y_0 = \int \sigma(y) \cdot y \cdot dA = E \cdot \int \varepsilon(y) \cdot y \cdot dA$$

$$N = \int \sigma(y) \cdot dA = E \cdot \int \varepsilon(y) \cdot dA$$

mit $\varepsilon(y) = k \cdot y$:

$$M - N \cdot y_0 = E \cdot k \cdot \int y^2 \cdot dA = E \cdot k \cdot I(y_0)$$

(I(y₀) and S(y₀) at 0-line)

$$N = E \cdot k \cdot \int y \cdot dA = E \cdot k \cdot S(y_0)$$

$$M / (N \cdot R) = e/R = I(y_0) / (R \cdot S(y_0)) - y_0/R = f1$$

$$s = N \cdot R \cdot (1 - y_0/R) / S(y_0) = f2 \cdot N$$

$$f1 = I(y_0) / (R \cdot S(y_0)) + y_0/R$$

$$f2 = R \cdot (1 - y_0/R) / S(y_0)$$

	Normal	Abnormal	Production		
Relative Exzentrizität	e/R = f1	0.3598	0.4751	0.2564	
Faktor	f2	0.0064	0.0085	0.0052	
Max. Bodenpressung	$\sigma = f2 \cdot N =$	181	239	146	KN/m ²
Abstand zw. Mittelachse und Nulllinie	y ₀ =	-7.038	-3.365	-10.869	m
Klaffen		18.4	34.9	1.3	%

Tabelle:

i	yo	yo/R	Ao	So	lo	f1=e/R	f2
1	-11.150	-1.000	391	4355	60696	0.2500	0.005121
2	-11.116	-0.997	391	4341	60397	0.2508	0.005129
3	-11.013	-0.988	390	4301	59508	0.2531	0.005153
4	-10.842	-0.972	389	4235	58050	0.2571	0.005193
5	-10.604	-0.951	388	4142	56059	0.2627	0.005252
6	-10.301	-0.924	386	4025	53584	0.2701	0.005329
7	-9.935	-0.891	382	3884	50685	0.2793	0.005428
8	-9.507	-0.853	378	3722	47432	0.2904	0.005550
9	-9.021	-0.809	372	3539	43900	0.3034	0.005699
10	-8.479	-0.760	364	3340	40172	0.3183	0.005877
11	-7.884	-0.707	355	3126	36329	0.3351	0.006088
12	-7.241	-0.649	345	2901	32455	0.3538	0.006339
13	-6.554	-0.588	333	2669	28626	0.3743	0.006634
14	-5.826	-0.522	319	2431	24915	0.3965	0.006982
15	-5.062	-0.454	304	2193	21383	0.4204	0.007391
16	-4.267	-0.383	288	1958	18085	0.4457	0.007874
17	-3.446	-0.309	271	1728	15059	0.4724	0.008445
18	-2.603	-0.233	253	1508	12334	0.5003	0.009122
19	-1.744	-0.156	234	1299	9927	0.5292	0.009929
20	-0.875	-0.078	215	1103	7841	0.5588	0.010897
21	0.000	0.000	195	924	6070	0.5890	0.012065
22	0.875	0.078	176	762	4597	0.6197	0.013488
23	1.744	0.156	157	617	3401	0.6504	0.015235
24	2.603	0.233	138	491	2451	0.6811	0.017407
25	3.446	0.309	120	383	1717	0.7116	0.020139
26	4.267	0.383	103	291	1165	0.7415	0.023625
27	5.062	0.454	86	216	764	0.7706	0.028148
28	5.826	0.522	72	156	481	0.7988	0.034129
29	6.554	0.588	58	109	289	0.8259	0.042217
30	7.241	0.649	46	73	165	0.8516	0.053441
31	7.884	0.707	35	47	88	0.8757	0.069506
32	8.479	0.760	26	29	44	0.8981	0.093372
33	9.021	0.809	19	16	20	0.9187	0.130481
34	9.507	0.853	13	9	8	0.9372	0.191581
35	9.935	0.891	8	4	3	0.9535	0.299900
36	10.301	0.924	5	2	1	0.9675	0.511988
37	10.604	0.951	3	1	0	0.9791	0.99011
38	10.842	0.972	1	0	0	0.9882	2.3289
39	11.013	0.988	0	0	0	0.9947	7.817
40	11.116	0.997	0	0	0	0.9987	62.33
	m		m ²	m ³	m ³		

Elastische Berechnung, Betriebslasten

"Mean +/- 1/2 Range Eq." - berechnet gem. den "Equivalent loads" (siehe Tabelle auf Seite 1.4).

"Mean +/- 1/2 Range Last step" - berechnet gem. letzter Stufe ("last step") des Lastkollektives (siehe Tabelle auf Seite 1.5).

Belastung	Last	Vd	Md	e/R = f1	f2	Bem.
Mean + 1/2 Range	Eq.	28139	58246	0.1856	n.v.	
Mean - 1/2 Range	Eq.	28139	16114	0.0514	n.v.	
Mean + 1/2 Range	Last step	28139	113702	0.3624	0.00646	
Mean - 1/2 Range	Last step	28139	-39342	-0.1254	n.v.	
		KN	KNm			

Belastung	Last	(rechts)	(links)	B'	Ms	Mg
		Sr	Sl			
Mean + 1/2 Range	Eq.	19	126	22.300		
Mean - 1/2 Range	Eq.	57	87	22.300		
Mean + 1/2 Range	Last step	0	182	18.102		
Mean - 1/2 Range	Last step	108	36	22.300		
		KN/m ²	KN/m ²	m		

Mit der bekannten Bodenpressung und dessen Verteilung (z. B. klaffende Sohlfuge) lassen sich jeweils die Querschnittswerte für die 7 Schnitte berechnen (ausgehend von Außenkante Fundament bis Turmwand). (nächste Seite)

Auf der Leeseite (dem Wind abgewandte Seite) können die Querschnittswerte für den Betriebsfestigkeitsnachweis des Betons an der Oberseite (des Querschnitts) und für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis der unteren Bewehrung verwendet werden.

Auf der Windseite können die Querschnittswerte für den Betriebsfestigkeitsnachweis des Betons an der Unterseite (des Querschnitts) und für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis der oberen Bewehrung verwendet werden.

Variationen des Biegemomentes auf der Leeseite:

Biegemomente, Leeseite, "Mean + 1/2 Range", "Equivalent loads" (schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv):

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	121	116	111	106	101	96	91	KN/m ²
Q(a)	128	251	369	482	589	691	788	KN
M(a)	67	266	590	1034	1592	2261	3032	KNm

Biegemomente, Leeseite, "Mean - 1/2 Range", "Equivalent loads":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	85	84	83	81	80	79	77	KN/m ²
Q(a)	90	178	265	351	435	517	598	KN
M(a)	47	187	418	739	1149	1645	2227	KNm

Biegemomente, Leeseite, "Mean + 1/2 Range", "Last step" (letzten bzw. maßgebenden Stufe des Lastkollektives):

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	171	161	150	140	129	119	109	KN/m ²
Q(a)	184	357	520	671	812	941	1060	KN
M(a)	97	380	838	1460	2234	3148	4192	KNm

Biegemomente, Leeseite, "Mean - 1/2 Range", "Last step":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	39	43	46	49	53	56	60	KN/m ²
Q(a)	39	82	128	178	231	288	348	KN
M(a)	20	83	192	351	564	835	1166	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	55	55	55	55	55	55	55	KN/m ²
Qg(a)	57	115	172	229	286	344	401	KN
Mg(a)	30	119	269	478	747	1075	1463	KNm

Hinweis: $\sigma(a)$ ist die Bodenpressung im Abstand a von der Fundamentaußenkante.

Variationen des Biegemomentes auf der Windseite:

Biegemomente, Windseite, "Mean + 1/2 Range", "Equivalent loads":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	24	29	34	39	44	49	54	KN/m ²
Q(a)	22	49	81	119	162	210	263	KN
M(a)	11	48	115	219	365	559	805	KNm

Biegemomente, Windseite, "Mean - 1/2 Range", "Equivalent loads":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	59	60	61	63	64	66	67	KN/m ²
Q(a)	60	122	186	250	316	384	453	KN
M(a)	31	126	287	514	809	1174	1610	KNm

Biegemomente, Windseite, "Mean + 1/2 Range", "Last step":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	0	0	0	0	10	21	31	KN/m ²
Q(a)	0	0	0	0	5	21	48	KN
M(a)	0	0	0	0	2	15	50	KNm

Biegemomente, Windseite, "Mean - 1/2 Range", "Last step":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	105	101	98	95	91	88	85	KN/m ²
Q(a)	111	219	323	423	520	613	703	KN
M(a)	58	230	513	902	1393	1984	2671	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	55	55	55	55	55	55	55	KN/m ²
Q(a)	57	115	172	229	286	344	401	KN
M(a)	30	119	269	478	747	1075	1463	KNm

Elastische Berechnung, charakteristische Produktionslasten

Last	Last	Vd	Md	e/R = f1	f2	Bem.
Charakteristisch	Extrem	28139	80456	0.256	0.0052	
		KN	KNm			

Leeseite	Last	Sl	Sr	B'	Ms	Mg
Charakteristisch	Extrem	0	146	22.019		
		KN/m ²	KN/m ²	m		

Variationen des Biegemomentes auf der Leeseite:

Biegemomente, charakteristische Extremlasten:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	139	132	125	118	111	104	98	KN/m ²
Q(a)	149	290	424	551	671	783	889	KN
M(a)	78	307	680	1189	1827	2585	3457	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
$\sigma(a)$	55	55	55	55	55	55	55	KN/m ²
Qg(a)	57	115	172	229	286	344	401	KN
Mg(a)	30	119	269	478	747	1075	1463	KNm

Zusammenstellung der Lasten in UK Fundament:

Gesamtlast infolge der Betonteile

Wichte des Betons $\gamma_c = 22.50 \text{ KN/m}^3$
 $F_{zc} = 15007 \text{ KN}$

Bodenauflast bzw. Auffüllung

Wichte der Bodenauflast min $\gamma_b = 16.20 \text{ KN/m}^3$
max $\gamma_b = 20.70 \text{ KN/m}^3$

min $F_{zb} = 7671 \text{ KN}$
max $F_{zb} = 9801 \text{ KN}$

Auftrieb

$F_{zw} = -114 \text{ KN}$

Charakteristische Lasten in UK Turmfußflansch (Ebene bzw. Level L2)

Betrachtete Lastfälle: Lastbericht 0047-2702

Lastfall	Normal	Abnormal	"Klaffende Fuge"
Lasttyp	Extrem	Extrem	(DLC D.2 gem. DIBt-RiLi 2012)
zug. γ_f	1.35	1.10	1.00
F_x	0	0	0
F_y	791	1032	542
F_z *)	5575	5575	5664
	KN	KN	KN
M_x	110400	145800	78746
M_y	0	0	0
M_z	6463	7592	2514
	KNm	KNm	KNm

*) min. Wert für F_z wird für alle Lastfälle mit Ausnahme von DLC D.2 angesetzt.

Charakteristische Fundamentalschnittgrößen in UK Fundament (Ebene bzw. Level L1)

Hebelarm der Horizontallast $e_q = L2 - L1 = 3.155 \text{ m}$

Lastfall	Normal	Abnormal	"Klaffende Fuge"
Lasttyp	Extrem	Extrem	(DLC D.2 gem. DIBt-RiLi 2012)
Anm.			DIBt-RiLi 2012)
min V_k	28139	28139 *)	28228 *)
max V_k	30384	30384	30473
max H_k	791	1032	542
	KN	KN	KN
max $M_{res,k}$	112896	149056 *)	80456 *)
max $M_{z,k}$	6463	7592	2514
	KNm	KNm	KNm

min V_k : Turm, Fundam., min. Bodenauflast, Auftrieb
 max V_k : Turm, Fundam., max. Bodenauflast
 max H_k : Horizontallast
 max $M_{res,k}$: Resultierendes Biegemoment
 max $M_{z,k}$: Torsionsmoment

*) diese Werte sind auch auf Seite 1.11 der statischen Berechnung 0046-8939 ersichtlich.

Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung der WKA - Bemessung

V126 3.3MW 137m DIBt2 LGWL

Bemessungsgrundlagen:

DIBt-RiLi 2012	Richtlinie für Windenergieanlagen, Reihe B, Heft 8
DIN EN 1992-1-1:2011	EC2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
DIN EN 1993-1-1:2010	EC3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1
DAfStb Heft 439	Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton..... gemäß CEB-FIP Model Code 1990

Content:

- 2.2 Materialien bzw. Baustoffe, Teilsicherheitsbeiwerte
- 2.3 Sicherheitsbeiwerte
- 2.4 Lasten
- 2.5 Hauptabmessungen
- 2.7 Vorspannung der Ankerbolzen
- 2.12 Ultrahochfestverguss unterhalb des Turmfußflansches
- 2.14 Beton unterhalb des Ultrahochfestvergusses
- 2.21 Ankerplatte
- 2.26 Lastkonzentrationsfaktor
- 2.28 Untere Radialbewehrung entlang der Hauptachse
- 2.30 Obere Radialbewehrung entlang der Hauptachse
- 2.32 Schubbewehrung
- 2.34 Untere Radialbewehrung parallel der Hauptachse
- 2.36 Obere Radialbewehrung parallel der Hauptachse
- 2.39 Ermüdungsfestigkeit des Betons
- 2.44 Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung
- 2.45 Ring- bzw. Querbewehrung innerhalb des Ankerkorbes
- 2.47 Durchstanzen nach Stabwerksmodell
- 2.49 Durchstanzen nach β -Verfahren
- 2.51 Druckstrebe innerhalb des Ankerkorbes
- 2.54 Bemessung der Knoten
- 2.55 Verankerungs- und Übergreifungslänge, Biegerollendurchmesser
- 2.56 Sockel
- 2.58 Rissbreitenbeschränkung

Hinweis:

Die vorliegende statische Berechnung gilt für ein kreisförmiges oder octogonales Flachgründungs-fundament mit einem (vorgespannten) Ankerkorb sowie radialer / tangentialer Hauptbewehrung, vertikale Schub- und Kantenbewehrung.

Das Fundamentdesign basiert auf den Vorgaben der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen 2012, der DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-1-1/NA.

Materialien bzw. Baustoffe - Annahmen:

C45/55
(Sockel)

C35/45
(Platte)

Material	Güte	Begriff	Symbol	Festigkeit	Festigkeit	Einheit
Beton	C35 & C45	Druckfestigkeit	f_{ck}	45	35	N/mm ²
		mittlere Zugfestigkeit	f_{ctm}	3.80	3.21	N/mm ²
		"Untere" Zugfestigkeit	$f_{ctk,0.05}$	2.66	2.25	N/mm ²
		"Obere" Zugfestigkeit	$f_{ctk,0.95}$	4.93	4.17	N/mm ²
		Schubfestigkeit	$C_{Rd,k}$	0.21	0.21	N/mm ²
		Ermüdungsfestigkeit *)	$f_{ck,fat}$	31.37	25.59	N/mm ²
Mörtel	C80/95	Mittlerer E-Modul	E_{cm}	36283	34077	N/mm ²
		Druckfestigkeit	f_{gk}		80	N/mm ²
		Ermüdungsfestigkeit *)	$f_{gk,fat}$		46.24	N/mm ²
Stahl (Stab)	S500	E-Modul	E_s		200000	N/mm ²
		Streckgrenze	f_{yk}		500	N/mm ²
Stahl (Platte)	S355	E-Modul	E_s		210000	N/mm ²
		Streckgrenze	f_{yk}		355	N/mm ²
Anchor	10.9	Ermüdungsfestigkeit	E_{sa}		210000	N/mm ²
		Streckgrenze	f_{yk}		900	N/mm ²
		Zugfestigkeit	f_{uk}		1000	N/mm ²

*) Charakteristische Ermüdungsfestigkeit gem. DIBt-Rili 2012: $f_{ck,fat} = 0.85 * f_{ck} * (1 - f_{ck}/250)$

Druckfestigkeiten (Beton u. Mörtel) angegeben als Zylinder- ($\varnothing 150 \times 300\text{mm}$) / Würfelfestigkeit (150mm).

Teilsicherheitsbeiwerte:

C45/55

C35/45

Material	Norm	Begriff	Symbol	Wert	Wert	
Beton	EC2-1	Druckfestigkeit	$\gamma_c * \gamma'_c$	1.50	1.50	
	EC2-1	mittlere Zugfestigkeit	$\gamma_c * \gamma'_c$	1.50	1.50	
	EC2-1	Ermüdungsfestigkeit	$\gamma_c * \gamma'_c$	1.50	1.50	
	Heft 439	Modellungenauigkeiten		γ_{sd}	1.10	
Mörtel	Heft 439	Druckfestigkeit		γ_c	1.50	
	Heft 439	Ermüdungsfestigkeit		γ_c	1.50	
Stahl &	EC3-1	Zugfestigkeit		γ_s	1.25	
Anker	EC3-1	Streckgrenze		γ_s	1.10	
	DIBt-RiLi	Ermüdungsfestigkeit		γ_s	1.265	
Bewehrung	EC2-1	Streckgrenze		γ_a	1.15	
	Heft 439	Ermüdungsfestigkeit		γ_a	1.15	
Lasten						
Eigenlast	DIBt-RiLi	"günstig"		γ_g	0.90	
Eigenlast	DIBt-RiLi	"ungünstig"		γ_g	1.10	
Vorsp.kraft	DIBt-RiLi	Vorspannkraft "günstig"		γ_p	0.90	
Vorsp.kraft	DIBt-RiLi	Vorspannkraft "ungünstig"		γ_p	1.10	
Windlast	DIBt-RiLi	Inklusive Beschleunigungskräften		γ_f	1.10	
Betrieb	DIBt-RiLi			γ_f	1.00	

*) Für Betondruckfestigkeiten größer als C55: $\gamma'_c = 1/(1.1 - f_{ck}/500)$

Zusätzliche Annahmen:

Gewählte Betondeckung

$c_{nom} = 60$ mm

Mindestbetondeckung gem. DIN EN 1992-1/NA

$c_{min} = 40$ mm

Betondeckung im Sockel für Zusatzbewehrung $\varnothing 16$

$c_{min} = 44$ mm

Mindestschubbewehrungsgrad für Platten

$\rho_s = 0.0009700$

Mindestbewehrungsgrad gem. DIN EN 1992-1/NA

$\rho_{w,min} = 0.6 * 0.16 * f_{ctm} / f_y = 0.0006163$

Expositionsklassen

XC4 / XD1 / XS1 / XF3 / XA1

Lasten:

Lastdokument:

0047-2702

Lastfall	Abnormal	Mean	Range	Max	Min
Lasttyp	Extrem	Betrieb	Betrieb	Betrieb	Betrieb
Anm.			10 ⁷	10 ⁷	10 ⁷
Anm.	(Zahlenwert)	(Zahlenwert)	m=7	m=7	m=7
F _x	0	0	0	0	0
F _y	1032	258	456	486	30
F _z	5575	5575	0	5575	5575
	KN	KN	KN	KN	KN
M _x	145800	36366	40694	56713	16019
M _y	0	0	0	0	0
M _z	7592	0	0	0	0
	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm

Lastkollektiv:

Stufe	F _m	ΔF	M _m	ΔM	n	Σn
1	258	1161	36366	149380	8.75E+00	8.75E+00
2	258	1115	36366	143410	1.46E+01	2.33E+01
3	258	1068	36366	137430	1.69E+01	4.02E+01
4	258	1022	36366	131460	1.51E+01	5.53E+01
5	258	975	36366	125480	4.07E+01	9.60E+01
6	258	929	36366	119510	6.22E+01	1.58E+02
7	258	883	36366	113530	2.27E+02	3.85E+02
8	258	836	36366	107550	2.22E+02	6.08E+02
9	258	790	36366	101580	4.91E+02	1.10E+03
10	258	743	36366	95604	6.61E+02	1.76E+03
11	258	697	36366	89629	6.77E+02	2.44E+03
12	258	650	36366	83654	1.23E+03	3.67E+03
13	258	604	36366	77678	4.83E+03	8.50E+03
14	258	557	36366	71703	1.27E+04	2.12E+04
15	258	511	36366	65728	3.70E+04	5.82E+04
16	258	464	36366	59753	1.22E+05	1.80E+05
17	258	418	36366	53777	3.16E+05	4.96E+05
18	258	372	36366	47802	6.40E+05	1.14E+06
19	258	325	36366	41827	1.01E+06	2.15E+06
20	258	279	36366	35852	1.78E+06	3.93E+06
21	258	232	36366	29876	3.31E+06	7.24E+06
22	258	186	36366	23901	5.68E+06	1.29E+07
23	258	139	36366	17926	1.17E+07	2.46E+07
24	258	93	36366	11951	5.90E+07	8.36E+07
25	258	46	36366	5975	3.49E+08	4.33E+08
Last	258	1161	36366	149380	Sum	4.33E+08
	KN	KN	KNm	KNm		

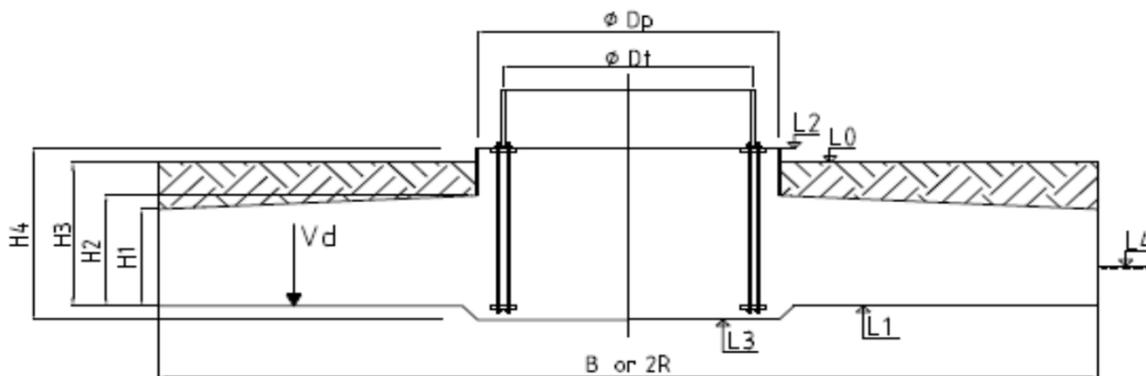
F_m, M_m Einwirkungen F und M des Lastfalles "Mittelwert" ("Mean Load")

ΔF_y, ΔM_x Schwingweiten ("Ranges") der Komponenten F und M des Lastkollektives

n Lastspielzahl ("number of load cycles") für ΔM_x

Hauptabmessungen:

Durchmesser der Fundamentplatte	D =	22.300 m
Ersatzbreite für Orthogonalfundament	B =	22.300 m
Durchmesser des Sockels	Dp =	7.704 m
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches	Dt =	6.000 m
Höhe am Außenrand	H1 =	0.850 m
Höhe am Sockel	H2 =	2.350 m
Einbindetiefe in den gewachsenen Baugrund	H3 =	2.855 m
Gesamthöhe des Fundamentes	H4 =	3.400 m
Geländeoberkante	L0 =	0.000 m
Unterkante Fundament, außerhalb v. Zentrumsbereich	L1 =	-2.855 m
Oberkante Fundamente (bzw. Sockel)	L2 =	0.300 m
Unterkante Fundament, im Zentrumsbereich	L3 =	-3.100 m
Grundwasserspiegel	L4 =	-2.855 m



Die Darstellung zeigt einen Ausschnitt der unteren Turmsection mit T-förmigen Fußflansch, der als Schnittstelle zwischen Turm und Fundamentoberkante fungiert. Der T-Flansch wird in eine Rinne aus (ultra-)hochfesten Vergussmörtel eingebettet, um die Druckbeanspruchung des umliegenden Sockelbetons infolge eines vergrößerten Lasteinleitungsbereiches zu reduzieren und/oder um etwaige Ebenheitstoleranzen zu kompensieren.

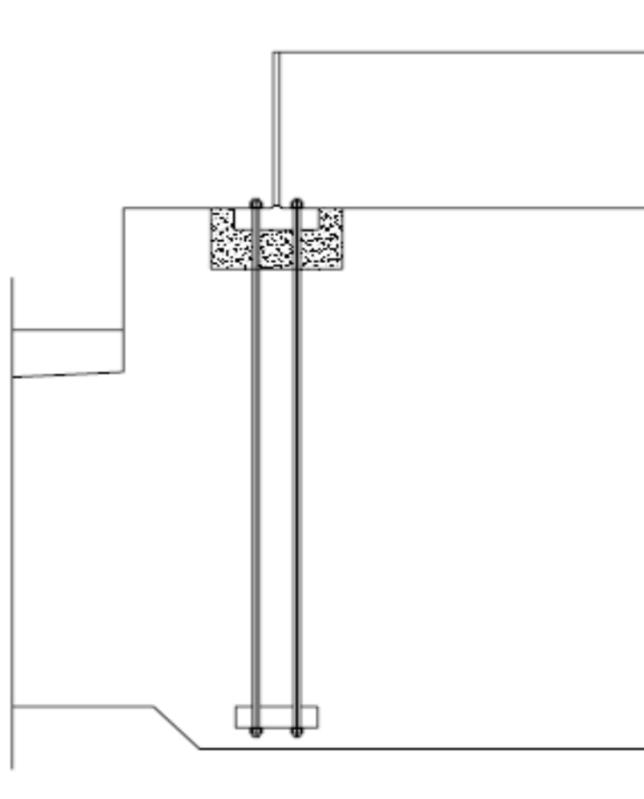
Am Fundamentfuß werden die Ankerkräfte über einen Stahlflansch bzw. Ankerring eingeleitet, der unterhalb der unteren Hauptbewehrung (Radial- und Ringbewehrung) angeordnet ist.

Alle Anker sind mit einem Schrumpfschlauch versehen.

Alle angegebenen Bewehrungsabmessungen basieren auf einem kreisförmigen Fundamentdesign.

Verankerung:

Als Verbindungselement zw. Turm und Fundament dient ein vorgespannter Ankerkorb, dessen Ankerpaare doppelreihig angeordnet sind. Das Vorspannen erfolgt gegen den erhärteten Beton (ohne Verbund).

Skizze:

Anzahl der Anker pro Reihe (2 Reihen)

$N_a = 108$

Ankerformat

$M = 36$

Lochdurchmesser im Turmfußflansch

$d_{ht} = 42 \text{ mm}$

Lochdurchmesser in der Ankerplatte

$d_{ha} = 42 \text{ mm}$

Effektive bzw. freie Länge der Anker

$L_a = 3257 \text{ mm}$

Gesamtlänge der Anker

$L_o = 3495 \text{ mm}$

Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches

$D_t = 6000 \text{ mm}$

Aussendurchmesser des Turmfußflansches

$D_{fo} = 6300 \text{ mm}$

Innendurchmesser des Turmfußflansches

$D_{fi} = 5700 \text{ mm}$

Äußerer Lochkreisdurchmesser

$D_{co} = 6195 \text{ mm}$

Innerer Lochkreisdurchmesser

$D_{ci} = 5805 \text{ mm}$

Breite des Turmfußflansches

$W_f = 300 \text{ mm}$

Dicke des Turmfußflansches

$t_f = 110 \text{ mm}$

Breite der Ankerplatte

$W_{fi} = 320 \text{ mm}$

Dicke der Ankerplatte

$t_{fi} = 80 \text{ mm}$

Sockeldurchmesser

$D_p = 7704 \text{ mm}$

Einwirkungen aus den Turm bezogen auf die Anker:

Bemessungslastfall: Abnormal

Bemessungswert der Turmeigenlast ("günstig")	$N_d = Y_g * F_z =$	5018 KN
Bemessungswert der Turmeigenlast ("ungünstig")	$N_d = Y_g * F_z =$	6133 KN
Bemessungswert des Biegemomentes in UK Turm	$M_d = Y_f * (M_x^2 + M_y^2)^{1/2} =$	160380 KNm
Zugkraft pro Ankerpaar aus Turmwand	$P_{tu} = -N_d/N_a + 4*M_d/(N_a*D_t) =$	944 KN
Druckkraft pro Ankerpaar aus Turmwand	$P_{td} = +N_d/N_a + 4*M_d/(N_a*D_t) =$	1047 KN

Vorspannung der Anker, Querschnitt bleibt überdrückt infolge P_{tu} : *)

Nennspannungsquerschnitt des Gewindes	$A_s =$	817 mm ²
Vorspannung $\eta = 50 \%$	$P_p = \eta * f_{uk} * A_s =$	409 KN
	$> (1-p) * P_{tu} / 2 =$	444 KN
	(p: siehe Berechnung unten)	Klaffung

Zugfeder bzw. Federkonstante der Anker:

Schaftquerschnitt $d = 33.40$ mm	$A_a = \pi/4 * d^2 =$	876 mm ²
Federkonstante der Anker	$C_s = 2 * A_a * E / L_a =$	112997 N/mm

Druckfeder bzw. Federkonstante des Betons:

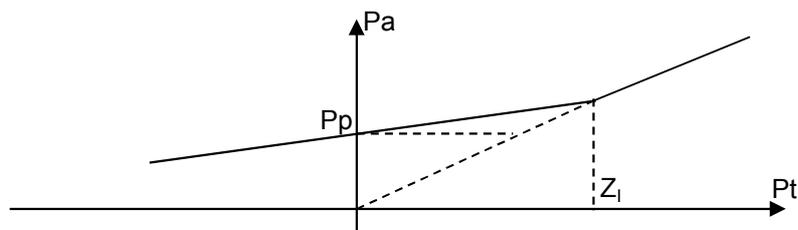
Mittlerer Abstand zwischen den Ankern	$a = \pi * D_c / N_a =$	175 mm
Ausbreitungswinkel des sich ausbildenden Betondruckkörpers	$\alpha =$	30 deg.
Höhe des gedrücktes Betonkörper	$L_c =$	3055 mm
Mittlere Flanschbreite (obere, untere Flansch)	$W_m =$	310 mm
Federkonstante des Betons	$C_c = \tan(\alpha) * E_{cm} * a / \ln(1 + \tan(\alpha)*L_c/W_m) =$	1806744 N/mm

mitwirkender Ankeranteil:	$p = 1 / (1 + C_c/C_s) =$	0.05886
mitwirkender Betonanteil:	$q = 1 - p =$	0.9411

Kräfte in den Ankern:

Ankerkraft:	$P_t \leq Z_l$	$P_a = P_p + p * P_t / 2$
	$P_t > Z_l$	$P_a = P_t / 2$

Grenzwert	$Z_l = 2 * P_p / (1 - p) =$	868 KN
Infolge Zugkraft aus Turmwand	$P_a =$	472 KN
Infolge Druckkraft aus Turmwand	$P_a =$	378 KN



*) siehe Petersen Stahlbau 23.2.10.4 (Friedr. Vieweg & Sohn, 1988)

Ankerspannung, Extremlast:

Ankerspannung im Schaftbereich (DIN EN 1993-1-1:2010)	$Y_m = 1.1$	$\sigma_a = P_a / A_a =$ $< f_{yk} / (1.1 * Y_m) =$	538 N/mm ² 744 N/mm ²
---	-------------	--	--

Ankerspannung im Gewindebereich (DIN EN 1993-1-1:2010)	$Y_m = 1.1$	$\sigma_a = P_a / A_s =$ $< f_{uk} / (1.25 * Y_m) =$	577 N/mm ² 727 N/mm ² OK
--	-------------	---	--

Längung der Anker (unter Einfluß der Vorspannkraft):

Elastische Längung, Vollschaft	d= 36.00	$\Delta L = L * P_p / AE + P_p / C_c =$	6.45 mm
Elastische Längung, Rolloptimiert	d= 33.40	$\Delta L = L * P_p / AE + P_p / C_c =$	7.46 mm

Ankerspannung, Betrieb bzw. Ermüdung:

Max. Biegemoment (Range m = 7 (auf d. sicheren Seite))	$maxM = M_m + \Delta M / 2 =$	56713 KNm
Min. Biegemoment (Range m = 7 (auf d. sicheren Seite))	$minM = M_m - \Delta M / 2 =$	16019 KNm

Max. Kraft aus Turmwand	$maxP_t = 4 * maxM / (N_a * D_t) =$	350 KN
Min. Kraft aus Turmwand	$minP_t = 4 * minM / (N_a * D_t) =$	99 KN

Deltakraft im Anker:	$P_t \leq Z_l$	$\Delta P_a = p * (maxP_t - minP_t) / 2 =$	7.39 KN
----------------------	----------------	--	---------

Deltaspannung	$\Delta \sigma = \Delta P_a / A_s =$ $< 36 * (2 * 10^6 / 10^7)^{0.25} / Y_m * (30/d)^{0.25} =$	9.0 N/mm ² 18.2 N/mm ² OK
---------------	---	---

Kriechen, Schwinden und Relaxation.

Basierend auf DIN EN 1992-1-1, 3.1.4 i. V. m. DAfStb Heft 525.

Kriechen für $t=\infty$ für Beton unter konst. Druckbeanspruchung: $\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \sigma_c / (1.1 * E_{cm})$

Kriechkoeffizient $\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(\infty, t_0)$

mit: $\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$

Relative Luftfeuchtigkeit	RH =	80 %
wirksame Bauteildicke, "u" äquiv. zu halber Breite	$h_0 = 2 * A_c / u = H1 + H2 =$	3200 mm
Bezugsgröße	$h_1 =$	100 mm
Beiwerte	$\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0.7} =$	0.8658
	$\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0.2} =$	0.9597
	$\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0.5} =$	0.9022
Tabelle H9.2	$\alpha =$	0.0000
Druckfestigkeit des Betons	$f_{cm} =$	43 N/mm ²
	$\varphi_{RH} = [1 + \alpha_1 * (1 - RH/100) / (0.1 * h_0 / h_1)^{1/3}] * \alpha_2 =$	1.072
	$\beta(f_{cm}) = 16.8 / \sqrt{f_{cm}} =$	2.562

tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn	$t_0 =$	28 days
	$t_{0,eff} = t_0 * [9 / (2 + t_0^{1.2}) + 1]^\alpha =$	28 days
	$\beta(t_0) = 1 / (0.1 + t_{0,eff}^{0.2}) =$	0.488
	$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) =$	1.342

Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt	(20 years)	$t =$	7300 days
	$\beta_H = \text{Min}(150 * [1 + (1.2 * RH/100)^{18}] * h_0 / h_1 + 250 * \alpha_3, 1500 * \alpha_3) =$		1353
	$\beta(t, t_0) = [(t - t_0) / (\beta_H + t - t_0)]^{0.3} =$		0.9501
	$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(\infty, t_0) =$		1.275

Abstand zwischen UK Turmfußflansch und OK Ankerplatte
Flanschbreite

$d = 3045 \text{ mm}$
 $W_f = 300 \text{ mm}$

Vorspannkraft als Linienlast

$p_p = 2 * P_p * N_a / (\pi * D_t) = 4681 \text{ N/mm}$

Berechnungsansatz: Die halbe Fundamenthöhe wurde in 6 Bereiche mit derselben Höhe unterteilt; für jeden Bereich wurde die Verformung ermittelt (unter Zugrundelegung einer Lastausbreitung von 45°)

i	d _i	z _i	σ _i	ε _i	Δ _i	ΣΔ _i
1	254	127	8.45	0.2875	0.0730	0.0730
2	254	381	4.41	0.1500	0.0381	0.1110
3	254	634	2.98	0.1015	0.0258	0.1368
4	254	888	2.25	0.0767	0.0195	0.1563
5	254	1142	1.81	0.0616	0.0156	0.1719
6	254	1396	1.51	0.0515	0.0131	0.1850
	mm	mm	N/mm ²	o/oo	mm	mm

Kriechen der Fundamentplatte:

$\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = 2 * \Sigma \Delta_i / d = 0.1215 \text{ o/oo}$

Schwinden

$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{cas}(t) + \epsilon_{cds}(t, t_s)$

mit:

$\epsilon_{cas}(t) = \epsilon_{cas0}(f_{cm}) * \beta_{as}(t)$

Tabelle H9.2

$\alpha_{as} = 700$

$\alpha_{ds1} = 4$

$\alpha_{ds2} = 0.12$

$\epsilon_{cas0}(f_{cm}) = \alpha_{as} * (f_{cm}/(60+f_{cm}))^{2.5} * 10^{-3} = 0.0788 \text{ o/oo}$

$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2*\sqrt{t}) = 1.0000$

Autogenes Schwinden:

$\epsilon_{cas}(t) = \epsilon_{cas0}(f_{cm}) * \beta_{as}(t) = 0.0788 \text{ o/oo}$

$\epsilon_{cds}(t) = \epsilon_{cds0}(f_{cm}) * \beta_{RH}(RH) * \beta_{ds}(t-t_s)$

$\epsilon_{cds0}(f_{cm}) = 0.85 * [(220 + 110*\alpha_{ds1}) * \exp(-\alpha_{ds2}*f_{cm}/10)] * 10^{-3} = 0.3349 \text{ o/oo}$

$\beta_{RH}(RH) = 1.55 * [1 - (RH/100)^3] = 0.7564$

$t_s = 14 \text{ days}$

$\beta_{ds}(t-t_s) = [(t - t_s) / (350*(h_o/100)^2 + t - t_s)]^{0.5} = 0.1412$

Trocknungsschwinden:

$\epsilon_{cds}(t) = \epsilon_{cds0}(f_{cm}) * \beta_{RH}(RH) * \beta_{ds}(t-t_s) = 0.0358 \text{ o/oo}$

Gesamtdehnung infolge Kriechen und Schwinden:

$\epsilon_c = 0.2361 \text{ o/oo}$

Relaxation:

Gemäß DIN EN 1992-1-1, 3.3, Anker als Stab berücksichtigt, (3.30):

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1.98 * \rho_{1000} * \exp(8*\mu) * (24*t/1000)^{0.75*(1-\mu)}$$

mit

(bezogen auf Stabdurchmesser)

$$\begin{aligned} \rho_{1000} &= 4.00 \% \\ \mu &= 0.47 \\ t &= 7300 \text{ days} \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1.98 * \rho_{1000} * \exp(8*\mu) * (24*t/1000)^{0.75*(1-\mu)} = 26.10 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_r = 0.1243 \text{ o/oo}$$

Kurzzeiteffekte wie Vorspannkraftverluste infolge Gewindegsetzungen, Setzungen in Kontaktflächen, etc. werden vernachlässigt, da die Anker beim Vorspannen um ein bestimmtes Maß überspannt werden, um die unmittelbar eintretenden Spannkraftverluste zu kompensieren und zu vergleichmäßigen. Für weitere Auskünfte siehe Montageanleitung.

Überprüfung des Vorspanngrades:

Ohne Kriechen, Schwinden und Relaxation:

$$\begin{aligned} P_p &= 409 \text{ KN} \\ Z_1 = 2 * P_p / (1 - \mu) &= 868 \text{ KN} \end{aligned}$$

Inklusive Kriechen, Schwinden und Relaxation:

$$\begin{aligned} \min P_p = P_p - (\epsilon_c + \epsilon_r) * AE_{sa} &= 342 \text{ KN} \\ \min Z_1 = 2 * \min P_p / (1 - \mu) &= 727 \text{ KN} \end{aligned}$$

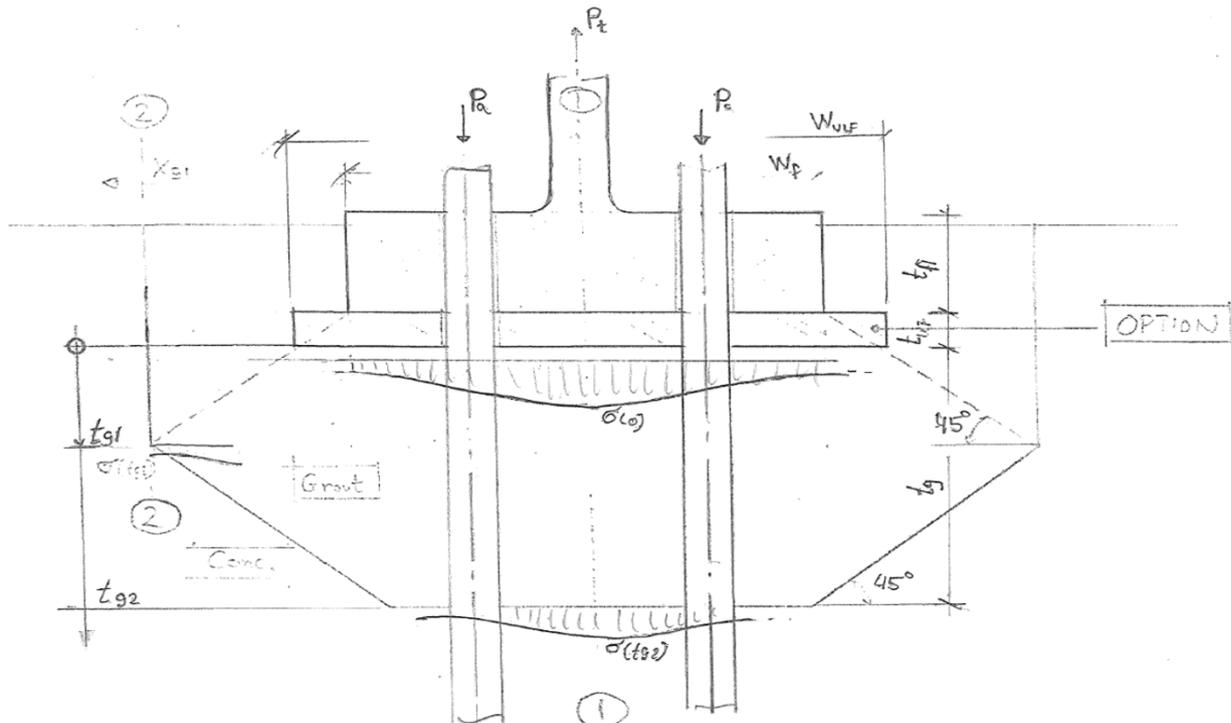
Überprüfung ob Verbindung zw. Turmfußflansch und Ultrahochfestverguss klafft:

Last:	N	M	P _t	< Z ₁ ?	< minZ ₁ ?
Bemessungswert der Extremlast	5018	160380	944	Klaffung	Klaffung
Charakteristische Extremlast	5575	110400	630	OK	OK
"Max"-Wert im Betrieb (Mi. +50%)	5575	111056	634	OK	OK
Lastfall "production" (charakter.)	5575	78746	434	OK	OK
	KN	KNm	KN		

Ein Klaffen sollte mind. unter charakter. Einwirkungskombination des Lastfalles "Normal" über 20 Jahre **ausgeschlossen** und unter den Bemessungswerten der Lastfälle "Normal" und "Abnormal" zum Zeitpunkt der Errichtung **beschränkt** werden.

Spannungsnachweise unterhalb des T-Flansches:

Unter Berücksichtigung der Einwirkungskombination aus Vorspannung und der max. Druckkraft aus der Turmwand kennzeichnet sich bei Spannungsverteilung unterhalb des T-Flansches eine signifikante Spannungsspitze direkt unterhalb der Turmwandung ab. Dieser Spannungsbereich ist maßgebend für die min. erf. Druckfestigkeit des Mörtels und die min. erf. Dicke bzw. Tiefe der Vergussrinne. Die Breite der Vergussmörtelrinne wird dadurch festgelegt, indem die Spannung in einem bestimmten Abstand (sowohl horizontal als auch vertikal) bezogen auf die Außenkante des Turmfußflansch ermittelt wird. Mit diesen Eingangswerten lässt sich der Umriss der Vergussmörtelrinne definieren:



Die Spannungen werden unter Verwendung von Einflüßzahlen brechechnet, die einer mit Hilfe der Software ANSYS durchgeführten Parameterstudie entstammen. Die Einwirkungen aus Vorspannung und Druckkraft aus Turmwand werden beim ANSYS-Modell so angenommen, dass sie jeweils mit einer (gleichmässig verteilten) Spannung von 1 N/mm² direkt unterhalb des Turmfußflansches korrespondieren. Das ANSYS-Modell beruht auf einem linear-elastisch Materialverhalten und der Annahme, dass die Einflüsse aus Vorspannung und Turmwand nach dem Superpositionsprinzip kombiniert werden können. Zudem werden vereinfachte Vergleichsberechnungen durchgeführt (Annahme: beidseitige (lineare) Lastausbreitung unter 45° ausgehend von AK Turmfußflansch und gleichmässige Spannungsverteilung). Zum Vergleich werden die nach den beiden Ansätzen berechneten Spannungen σ und σ_{ref} durch die Ermittlung von sogenannten Spannungskonzentrationsfaktoren ("SCF = Stress Concentration Factor") zueinander ins Verhältnis gesetzt.

Grundlegende Geometrie:

Breite des Turmfußflansches	$W_f =$	300 mm
Dicke des Turmfußflansches	$t_f =$	110 mm
Verhältnis Dicke zu Breite (bezogen auf Turmfußflansch)	$t_f / W_f =$	0.3667
Mittlerer Abstand zwischen den Anker	$a =$	175 mm
Lochdurchmesser im Turmfußflansch	$d_o =$	42 mm
Durchmesser der Ankerbolzen bzw. Ankerformat	$d =$	36 mm
<i>OPTION:</i>	(Nachweis Seite 20)	
Breite des Unterlegsflansches	$W_{ULF} =$	300 mm
Dicke des Unterlegsflansches	$t_{ULF} =$	0 mm

(Ultra-)Hochfester Vergussmörtel, Querschnittsebene Unterkante (UK) Turmfußflansch:

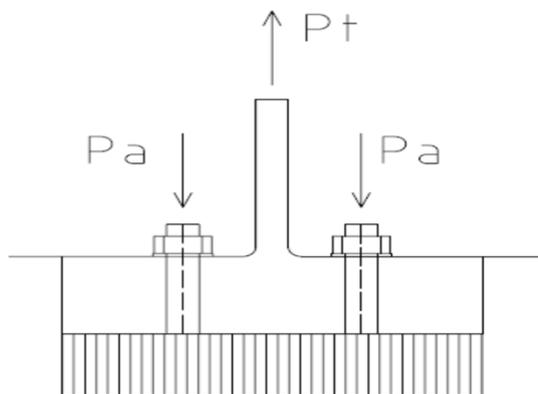
Korrektionsfaktor für Unterlegsflansch	$\eta_{ULF} = W_{ULF} / W_f =$	1.000
Nettofläche unterhalb des T-Flansches pro Ankerpaar	$A_n = \eta_{ULF} * W_f * a - \pi/2 * d_o^2 =$	49589 mm ²
Dicke der Vergussmörtelrinne unterhalb der Turmwand	$t_{g2} =$	120 mm
Breite der Vergussmörtelrinne am T-Flanschrand	$x_{g1} =$	70 mm
Teilsicherheitsbeiwert für Vorspannung	$\gamma_P =$	1.10
Umschnürungsfaktor	$C_f = 0.75 * \sqrt{3} =$	1.30
Druckfestigkeit des (Ultra-)Hochfestvergusses		C80/95
Bemessungswert der Druckfestigkeit	$f_{gd} = 0.85 * f_{gk} / \gamma_c =$	45.33 N/mm ²

Einflusszahlen korrespondierend zu 1 N/mm² (bezogen auf Bruttofläche unterhalb des T-Flansches)

Entlang Linie 1:

	(fix)	(fix)	(fix)	(interpoliert)	(fix)	(fix)	(fix)	(interpoliert)
$t_f/W_f =$	0.1579	0.3158	0.5000	0.3667	0.1579	0.3158	0.5000	0.3667
t	i_a	i_a	i_a	i_a	i_t	i_t	i_t	i_t
0	0.9020	0.8660	0.7350	0.8298	2.4170	1.2930	0.8610	1.1737
50	0.9723	0.8240	0.7037	0.7908	1.8627	1.0845	0.7827	1.0011
100	0.9240	0.7573	0.6650	0.7318	1.3627	0.8933	0.7043	0.8411
150	0.8150	0.6831	0.6170	0.6648	1.0299	0.7486	0.6311	0.7161
200	0.7170	0.6183	0.5699	0.6049	0.8350	0.6507	0.5710	0.6287
300	0.5760	0.5189	0.4903	0.5110	0.6142	0.5214	0.4786	0.5096
400	0.4823	0.4459	0.4256	0.4403	0.4920	0.4357	0.4086	0.4282
500	0.4157	0.3913	0.3779	0.3876	0.4110	0.3742	0.3564	0.3693
152				0.6624				0.7126
mm				Ankerkraft				Turmwand

(Ultra-)Hochfester Vergussmörtel, Spannungen unterhalb des T-Flansches, Extremlast:



Spannungsberechnung basierend auf Einflusszahlen

$$\sigma = (i_t * -P_t + i_a * \gamma_P * 2 * P_a) / A_n$$

Zum Vergleich: Vereinfachte Spannungsberechnung (basierend auf gleichmäßiger Spannungsverteilung)

$$\sigma_{ref} = (-P_t + \gamma_P * 2 * P_a) / A_n$$

P_t	P_a	i_t	i_a	$\sigma(o)$	$\sigma_{ref}(o)$	$C_f * f_{gd}$	"SCF"
944	472	1.1737	0.8298	0.0	1.9	58.9	
0	409	1.1737	0.8298	15.0	18.1	58.9	
-1047	378	1.1737	0.8298	38.7	37.9	58.9	1.02
KN	KN			N/mm²	N/mm ²	N/mm²	

OK

Beton, tg2 unterhalb der Unterseite des T-Flansches, Extremlast: $t_{g1} = 120 \text{ mm}$

Skalierte t-Koordinate, Referenzflanschbreite 380 mm $t = 380/W_{ULF} * t_{g1} = 152 \text{ mm}$

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen $\sigma = (i_t * -P_t + i_a * \gamma_P * 2 * P_a) / A_n$

Zum Vergleich: Vereinfachte Spannungsberechnung (basierend auf gleichmässiger Spannungsverteilung) $\sigma_{ref} = (-P_t + \gamma_P * 2 * P_a) / A_n(t)$

Nettofläche in t [mm] unterhalb des T-Flansches $A_n(t) = a * (\eta_{ULF} * W_f + 2 * \tan(\alpha) * t_{g1} - \pi/2 * d^2)$

Bemessungswert der Druckfestigkeit $f_{cd} = 0.85 * f_{ck} / \gamma_c = 25.50 \text{ N/mm}^2$

Umschnürungsfaktor $C_f = \sqrt{3} = 1.73$

$\alpha = 45 \text{ Grad}$

P_t	P_a	i_t	i_a	$\sigma(t)$	$\sigma_{ref}(t)$	$C_f * f_{gd}$	"SCF"
944	472	0.7126	0.6624	0.3	1.0	44.2	
0	409	0.7126	0.6624	12.0	9.7	44.2	
-1047	378	0.7126	0.6624	26.1	20.4	44.2	1.28
KN	KN			N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

OK

Seitliche Grenzlinien des Vergussmörtels:

Entlang Linie 2 - X_{g1} [mm] von AK T-Flansch:

x =	39	79	152	39	79	152
t	i_a	i_a	i_a	i_t	i_t	i_t
0	0.3698	0.2229	-0.0490	0.4215	0.2796	0.0170
50	0.3049	0.2499	0.1481	0.4795	0.3387	0.0781
100	0.3444	0.2746	0.1454	0.4887	0.3703	0.1512
150	0.3859	0.3037	0.1516	0.4677	0.3770	0.2091
200	0.4158	0.3272	0.1632	0.4588	0.3754	0.2211
300	0.3730	0.3250	0.2362	0.3910	0.3500	0.2741
152			0.1520			0.2096
mm			Ankerkraft			Turmwand

Beton, tg1 unterhalb der Unterseite des T-Flansches, Extremlast: $t_{g2} = 120 \text{ mm}$

Skalierte t-Koordinate, Referenzflanschbreite 380 mm $t = 380/W_f * t_{g2} = 152 \text{ mm}$

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen $\sigma = (i_t * -P_t + i_a * \gamma_P * 2 * P_a) / A_n$

Zum Vergleich: Vereinfachte Spannungsberechnung (basierend auf gleichmässiger Spannungsverteilung) $\sigma_{ref} = (-P_t + \gamma_P * 2 * P_a) / A_n(t)$

Nettofläche in t [mm] unterhalb des T-Flansches $A_n(t) = a * (\eta_{ULF} * W_f + 2 * \tan(\alpha) * t_{g2})$

Bemessungswert der Druckfestigkeit $f_{cd} = 0.85 * f_{ck} / \gamma_c = 25.50 \text{ N/mm}^2$

Umschnürungsfaktor (bzw. Teilflächenbelastung) $C_f = \sqrt{3} = 1.73$

$\alpha = 45 \text{ Grad}$

P_t	P_a	i_t	i_a	$\sigma(t)$	$\sigma_{ref}(t)$	$C_f * f_{gd}$	"SCF"
944	472	0.2096	0.1520	0.0	1.0	44.2	
0	409	0.2096	0.1520	2.8	9.7	44.2	
-1047	378	0.2096	0.1520	7.0	20.4	44.2	0.34
KN	KN			N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

OK

(Ultra-)Hochfester Vergussmörtel, Spannungen unterhalb des T-Flansches, Betriebslast:

"Max"- und "Min"-Werte des Biegemomentes im Betrieb in UK T-Flansch $M_i = M_m +/- \Delta M$

Druckkraft pro Ankerpaar aus Turmwand $P_{ti} = F_z/N_a + 4 * M_i / (N_a * D_i)$

Ankerkraft $P_{ai} = \max(P_p - p * P_{ti}/2, P_{ti}/2)$

Breite des Turmfußflansches $W_f = 300 \text{ mm}$
 Mittlerer Abstand zwischen den Ankern $a = 175 \text{ mm}$
 Nettofläche pro Ankerpaar $An = \eta_{ULF} * W_f * a - \pi/2 * d_o^2 = 49589 \text{ mm}^2$

Ermüdungsfestigkeit für Vergussmörtel (und Beton): $\log(N1) < 6:$
 Heft 439, CEB-FIB Model Code 1990 $\log(N1) = (12 + 16 * S_{min} + 8 * S_{min}^2) * (1 - S_{max})$
 $\log(N1) > 6$ and $S_{max} - S_{min} > 0.3 - 3 * S_{min}/8:$
 $\log(N2) = 0.2 * \log(N1) * (\log(N1) - 1)$
 $\log(N1) > 6$ and $S_{max} - S_{min} < 0.3 - 3 * S_{min}/8:$
 $\log(N3) = \log(N2) * (0.3 - 3 * S_{min}/8) / (S_{max} - S_{min})$

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen $\sigma = (i_t * P_{ti} + i_a * 2 * P_{ai}) / An$

Bezogene Spannung $S = \sigma / (C_f * f_{gd,fat})$

Umschnürungsfaktor für niedrige Lastspielzahlen, $n < n1 = 100$ $C_{f1} = 1.30$
 Umschnürungsfaktor für hohe Lastspielzahlen, $n > n2 = 500000$ $C_{f2} = 1.15$
 $\log(n1) < \log(n) < \log(n2)$ $C_f(n) = C_{f1} - (C_{f1} - C_{f2}) * (\log(\Sigma n) - \log(n1)) / (\log(n2) - \log(n1))$
 $f_{gd,fat} = f_{gk,fat} / \gamma_c = 30.83 \text{ N/mm}^2$

Tabelle: Mörtel, Max.-Werte:

Stufe	max Mi	max Pti	max Pai	i_t	i_a	max σ_i	C_f	max S
1	111056	737	387	1.1737	0.8298	30.39	1.30	0.7590
2	108071	719	387	1.1737	0.8298	29.97	1.30	0.7485
3	105081	700	388	1.1737	0.8298	29.56	1.30	0.7381
4	102096	682	388	1.1737	0.8298	29.14	1.30	0.7276
5	99106	663	389	1.1737	0.8298	28.72	1.30	0.7172
6	96121	645	390	1.1737	0.8298	28.30	1.29	0.7111
7	93131	627	390	1.1737	0.8298	27.88	1.28	0.7092
8	90141	608	391	1.1737	0.8298	27.46	1.27	0.7029
9	87156	590	391	1.1737	0.8298	27.05	1.26	0.6979
10	84168	571	392	1.1737	0.8298	26.63	1.25	0.6917
11	81181	553	392	1.1737	0.8298	26.21	1.24	0.6839
12	78193	534	393	1.1737	0.8298	25.79	1.24	0.6769
13	75205	516	393	1.1737	0.8298	25.37	1.22	0.6739
14	72218	497	394	1.1737	0.8298	24.95	1.21	0.6716
15	69230	479	394	1.1737	0.8298	24.54	1.19	0.6702
16	66243	461	395	1.1737	0.8298	24.12	1.17	0.6699
17	63255	442	395	1.1737	0.8298	23.70	1.15	0.6684
18	60267	424	396	1.1737	0.8298	23.28	1.15	0.6567
19	57280	405	397	1.1737	0.8298	22.86	1.15	0.6449
20	54292	387	397	1.1737	0.8298	22.44	1.15	0.6331
21	51304	368	398	1.1737	0.8298	22.03	1.15	0.6213
22	48317	350	398	1.1737	0.8298	21.61	1.15	0.6095
23	45329	331	399	1.1737	0.8298	21.19	1.15	0.5977
24	42342	313	399	1.1737	0.8298	20.77	1.15	0.5859
25	39354	295	400	1.1737	0.8298	20.35	1.15	0.5741
	KNm	KN	KN			N/mm ²		

Tabelle: Mörtel, Min.-Werte:

Stufe	min Mi	min Pti	min Pai	i_t	i_a	min σ_i	C_f	max S
1	-38324	-185	414	1.1737	0.8298	9.48	1.30	0.2366
2	-35339	-167	413	1.1737	0.8298	9.89	1.30	0.2471
3	-32349	-148	413	1.1737	0.8298	10.31	1.30	0.2575
4	-29364	-130	412	1.1737	0.8298	10.73	1.30	0.2680
5	-26374	-111	412	1.1737	0.8298	11.15	1.30	0.2784
6	-23389	-93	411	1.1737	0.8298	11.57	1.29	0.2907
7	-20399	-74	411	1.1737	0.8298	11.99	1.28	0.3049
8	-17409	-56	410	1.1737	0.8298	12.40	1.27	0.3175
9	-14424	-37	410	1.1737	0.8298	12.82	1.26	0.3309
10	-11436	-19	409	1.1737	0.8298	13.24	1.25	0.3439
11	-8449	-1	409	1.1737	0.8298	13.66	1.24	0.3564
12	-5461	18	408	1.1737	0.8298	14.08	1.24	0.3695
13	-2473	36	407	1.1737	0.8298	14.50	1.22	0.3850
14	515	55	407	1.1737	0.8298	14.91	1.21	0.4014
15	3502	73	406	1.1737	0.8298	15.33	1.19	0.4188
16	6490	92	406	1.1737	0.8298	15.75	1.17	0.4375
17	9478	110	405	1.1737	0.8298	16.17	1.15	0.4561
18	12465	129	405	1.1737	0.8298	16.59	1.15	0.4679
19	15453	147	404	1.1737	0.8298	17.01	1.15	0.4797
20	18440	165	404	1.1737	0.8298	17.42	1.15	0.4915
21	21428	184	403	1.1737	0.8298	17.84	1.15	0.5033
22	24416	202	403	1.1737	0.8298	18.26	1.15	0.5151
23	27403	221	402	1.1737	0.8298	18.68	1.15	0.5269
24	30391	239	401	1.1737	0.8298	19.10	1.15	0.5387
25	33378	258	401	1.1737	0.8298	19.52	1.15	0.5505
	KNm	KN	KN			N/mm ²		N/mm ²

Tabell: Mörtel, PM Summe:

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.7590	0.2366	3.91	2.28	0.92	3.91	8.75E+00	0.0011
0.7485	0.2471	4.13	2.59	1.07	4.13	1.46E+01	0.0011
0.7381	0.2575	4.36	2.93	1.24	4.36	1.69E+01	0.0007
0.7276	0.2680	4.59	3.30	1.43	4.59	1.51E+01	0.0004
0.7172	0.2784	4.83	3.70	1.65	4.83	4.07E+01	0.0006
0.7111	0.2907	5.01	4.01	1.82	5.01	6.22E+01	0.0006
0.7092	0.3049	5.12	4.23	1.94	5.12	2.27E+02	0.0017
0.7029	0.3175	5.31	4.58	2.15	5.31	2.22E+02	0.0011
0.6979	0.3309	5.49	4.93	2.36	5.49	4.91E+02	0.0016
0.6917	0.3439	5.69	5.33	2.62	5.69	6.61E+02	0.0014
0.6839	0.3564	5.92	5.82	2.96	5.92	6.77E+02	0.0008
0.6769	0.3695	6.14	6.31	3.31	6.31	1.23E+03	0.0006
0.6739	0.3850	6.31	6.70	3.61	6.70	4.83E+03	0.0010
0.6716	0.4014	6.47	7.09	3.92	7.09	1.27E+04	0.0010
0.6702	0.4188	6.63	7.47	4.25	7.47	3.70E+04	0.0013
0.6699	0.4375	6.78	7.83	4.58	7.83	1.22E+05	0.0018
0.6684	0.4561	6.95	8.27	5.02	8.27	3.16E+05	0.0017
0.6567	0.4679	7.29	9.17	6.05	9.17	6.40E+05	0.0004
0.6449	0.4797	7.64	10.15	7.38	10.15	1.01E+06	0.0001
0.6331	0.4915	8.00	11.19	9.14	11.19	1.78E+06	0.0000
0.6213	0.5033	8.36	12.31	11.61	12.31	3.31E+06	0.0000
0.6095	0.5151	8.73	13.51	15.28	15.28	5.68E+06	0.0000
0.5977	0.5269	9.11	14.78	21.38	21.38	1.17E+07	0.0000
0.5859	0.5387	9.50	16.15	33.52	33.52	5.90E+07	0.0000
0.5741	0.5505	9.89	17.60	69.77	69.77	3.49E+08	0.0000

< 0.80
OK

PM Summe: 0.0189
< 1
OK

Beton, Spannungen unterhalb des T-Flansches, Betriebslast:

Die Spannungsermittlung in OK Beton erfolgt entsprechend der bereits zuvor beschr. Berechnungsmethode für Extremlasten (unter Berücksichtigung der Einwirkungen aus Vorspannung und max. Druckkraft aus Turmwand).

Breite des Turmfußflansches $W_f = 300 \text{ mm}$
 Mittlerer Abstand zwischen den Ankern $a = 175 \text{ mm}$
 Nettofläche pro Ankerpaar $A_n = \eta_{ULF} * W_f * a - \pi/2 * d^2 = 50324 \text{ mm}^2$

Ermüdungsfestigkeit für Beton Heft 439, CEB-FIB Model Code 1990 $\log(N1) < 6:$
 $\log(N1) = (12 + 16 * S_{min} + 8 * S_{min}^2) * (1 - S_{max})$
 $\log(N1) > 6 \text{ and } S_{max} - S_{min} > 0.3 - 3 * S_{min} / 8:$
 $\log(N2) = 0.2 * \log(N1) * (\log(N1) - 1)$
 $\log(N1) > 6 \text{ and } S_{max} - S_{min} < 0.3 - 3 * S_{min} / 8:$
 $\log(N3) = \log(N2) * (0.3 - 3 * S_{min} / 8) / (S_{max} - S_{min})$

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen $\sigma(o) = (i_t * P_{ti} + i_a * 2 * P_a) * / A_n$

Bezogene Spannung $S = \sigma / (C_f * f_{cd, fat})$

Umschnürungsfaktor für niedrige Lastspielzahlen, $n < n1 = 100$ $C_{f1} = 1.30$
 Umschnürungsfaktor für hohe Lastspielzahlen, $n > n2 = 500000$ $C_{f2} = 1.15$
 $\log(n1) < \log(n) < \log(n2)$ $C_f(n) = C_{f1} - (C_{f1} - C_{f2}) * (\log(\Sigma n) - \log(n1)) / (\log(n2) - \log(n1))$
 $f_{cd, fat} = 20.91 \text{ N/mm}^2$

Tabelle: Beton, Max.-Werte:

Stufe	max Mi	max Pti	max Pai	i_t	i_a	max σ_i	C_f	max S
1	111056	737	387	0.7126	0.6624	20.62	1.30	0.7587
2	108071	719	387	0.7126	0.6624	20.38	1.30	0.7496
3	105081	700	388	0.7126	0.6624	20.13	1.30	0.7405
4	102096	682	388	0.7126	0.6624	19.88	1.30	0.7314
5	99106	663	389	0.7126	0.6624	19.63	1.30	0.7223
6	96121	645	390	0.7126	0.6624	19.39	1.29	0.7177
7	93131	627	390	0.7126	0.6624	19.14	1.28	0.7173
8	90141	608	391	0.7126	0.6624	18.89	1.27	0.7125
9	87156	590	391	0.7126	0.6624	18.65	1.26	0.7090
10	84168	571	392	0.7126	0.6624	18.40	1.25	0.7043
11	81181	553	392	0.7126	0.6624	18.15	1.24	0.6980
12	78193	534	393	0.7126	0.6624	17.91	1.24	0.6926
13	75205	516	393	0.7126	0.6624	17.66	1.22	0.6913
14	72218	497	394	0.7126	0.6624	17.41	1.21	0.6907
15	69230	479	394	0.7126	0.6624	17.17	1.19	0.6911
16	66243	461	395	0.7126	0.6624	16.92	1.17	0.6928
17	63255	442	395	0.7126	0.6624	16.67	1.15	0.6933
18	60267	424	396	0.7126	0.6624	16.43	1.15	0.6831
19	57280	405	397	0.7126	0.6624	16.18	1.15	0.6728
20	54292	387	397	0.7126	0.6624	15.93	1.15	0.6625
21	51304	368	398	0.7126	0.6624	15.69	1.15	0.6523
22	48317	350	398	0.7126	0.6624	15.44	1.15	0.6420
23	45329	331	399	0.7126	0.6624	15.19	1.15	0.6317
24	42342	313	399	0.7126	0.6624	14.94	1.15	0.6215
25	39354	295	400	0.7126	0.6624	14.70	1.15	0.6112
	KNm	KN	KN			N/mm ²		

Tabelle: Beton, Min.-Werte:

Stufe	min Mi	min Pti	min Pai	i_t	i_a	max σ_i	C_f	max S
1	-38324	-185	414	0.7126	0.6624	8.28	1.30	0.3046
2	-35339	-167	413	0.7126	0.6624	8.53	1.30	0.3136
3	-32349	-148	413	0.7126	0.6624	8.77	1.30	0.3227
4	-29364	-130	412	0.7126	0.6624	9.02	1.30	0.3318
5	-26374	-111	412	0.7126	0.6624	9.27	1.30	0.3409
6	-23389	-93	411	0.7126	0.6624	9.51	1.29	0.3521
7	-20399	-74	411	0.7126	0.6624	9.76	1.28	0.3657
8	-17409	-56	410	0.7126	0.6624	10.01	1.27	0.3774
9	-14424	-37	410	0.7126	0.6624	10.25	1.26	0.3899
10	-11436	-19	409	0.7126	0.6624	10.50	1.25	0.4019
11	-8449	-1	409	0.7126	0.6624	10.75	1.24	0.4133
12	-5461	18	408	0.7126	0.6624	10.99	1.24	0.4252
13	-2473	36	407	0.7126	0.6624	11.24	1.22	0.4400
14	515	55	407	0.7126	0.6624	11.49	1.21	0.4557
15	3502	73	406	0.7126	0.6624	11.74	1.19	0.4725
16	6490	92	406	0.7126	0.6624	11.98	1.17	0.4906
17	9478	110	405	0.7126	0.6624	12.23	1.15	0.5085
18	12465	129	405	0.7126	0.6624	12.48	1.15	0.5188
19	15453	147	404	0.7126	0.6624	12.72	1.15	0.5291
20	18440	165	404	0.7126	0.6624	12.97	1.15	0.5393
21	21428	184	403	0.7126	0.6624	13.22	1.15	0.5496
22	24416	202	403	0.7126	0.6624	13.46	1.15	0.5599
23	27403	221	402	0.7126	0.6624	13.71	1.15	0.5701
24	30391	239	401	0.7126	0.6624	13.96	1.15	0.5804
25	33378	258	401	0.7126	0.6624	14.20	1.15	0.5907
	KNm	KN	KN			N/mm ²		

Tabelle: Beton, PM Summe:

Betongüte: C45/55

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.7587	0.3046	4.25	2.76	1.13	4.25	8.75E+00	0.0005
0.7496	0.3136	4.46	3.08	1.29	4.46	1.46E+01	0.0005
0.7405	0.3227	4.67	3.43	1.47	4.67	1.69E+01	0.0004
0.7314	0.3318	4.89	3.80	1.67	4.89	1.51E+01	0.0002
0.7223	0.3409	5.10	4.19	1.89	5.10	4.07E+01	0.0003
0.7177	0.3521	5.26	4.48	2.06	5.26	6.22E+01	0.0003
0.7173	0.3657	5.35	4.65	2.16	5.35	2.27E+02	0.0010
0.7125	0.3774	5.51	4.98	2.35	5.51	2.22E+02	0.0007
0.7090	0.3899	5.66	5.28	2.54	5.66	4.91E+02	0.0011
0.7043	0.4019	5.83	5.64	2.78	5.83	6.61E+02	0.0010
0.6980	0.4133	6.03	6.07	3.09	6.07	6.77E+02	0.0006
0.6926	0.4252	6.23	6.51	3.42	6.51	1.23E+03	0.0004
0.6913	0.4400	6.36	6.81	3.66	6.81	4.83E+03	0.0007
0.6907	0.4557	6.48	7.10	3.90	7.10	1.27E+04	0.0010
0.6911	0.4725	6.59	7.38	4.14	7.38	3.70E+04	0.0016
0.6928	0.4906	6.69	7.61	4.37	7.61	1.22E+05	0.0030
0.6933	0.5085	6.81	7.92	4.68	7.92	3.16E+05	0.0038
0.6831	0.5188	7.12	8.71	5.59	8.71	6.40E+05	0.0013
0.6728	0.5291	7.43	9.55	6.75	9.55	1.01E+06	0.0003
0.6625	0.5393	7.75	10.45	8.29	10.45	1.78E+06	0.0001
0.6523	0.5496	8.07	11.41	10.44	11.41	3.31E+06	0.0000
0.6420	0.5599	8.40	12.43	13.63	13.63	5.68E+06	0.0000
0.6317	0.5701	8.74	13.52	18.91	18.91	1.17E+07	0.0000
0.6215	0.5804	9.08	14.66	29.40	29.40	5.90E+07	0.0000
0.6112	0.5907	9.43	15.88	60.71	60.71	3.49E+08	0.0000

< 0.80

OK

PM Summe: 0.0187

< 1

OK

Unterlegsflansch, Extremlast

Achtung: keine Unterlegsflansch für dieser Ankerkorb

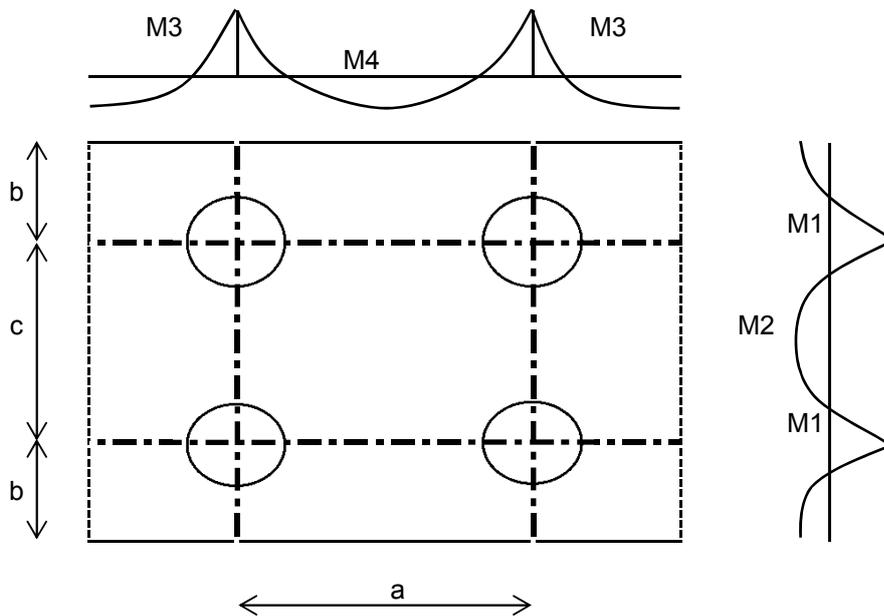
Gleichmässiger Vergussdruckspannung	(Seite 13)	$\sigma_{ref}(o) =$	37.9	N/mm ²
Dicke des Unterlegsflansches		$t_{ULF} =$	0	mm
Ausragender Flanscbreite		$a = (W_{ULF} - W_f) / 2 =$	0	mm
Biegemoment je [mm]		$M = 1/2 * \sigma_{ref}(o) * a^2 =$	0	Nmm
Biegespannung		$\sigma = 6 * M / t_{ULF}^2 =$	0	N/mm ²
S355 J2	fyk = 355	$< f_{yd} =$	323	N/mm ²
				OK

Unterlegsflansch, Ermüdungslast

Kraftwechsel je Flanschsegment	(Seite 8)	$\Delta P = (1 - p) * (maxP_t - minP_t) =$	236.4	KN
Gleichmässiger Vergussdruckspannungswechsel		$\Delta \sigma_{ref}(o) = \Delta P / A_n =$	4.8	N/mm ²
Biegemomentwechsel je [mm]		$\Delta M = 1/2 * \Delta \sigma_{ref}(o) * a^2 =$	0	Nmm
Biegespannungswechsel		$\Delta \sigma = 6 * \Delta M / t_{ULF}^2 =$	0.0	N/mm ²
(Detail 5, Tafel 8.1, DIN EN 1993-1-9)		$< 125 * (2 * 10^6 / 10^7)^{0.25} / \gamma_m =$	66.1	N/mm ²
				OK

Ankerplatte im Beton, unterhalb der unteren Hauptbewehrung:

Der Rückverankerung erfolgt durch die Ankerplatte, welche unterhalb der unteren Hauptbewehrung angeordnet ist:



Flansch- bzw. Ankerplattenbreite

$W_{fl} = 320 \text{ mm}$

Dicke der Ankerplatte

$t_{fl} = 80 \text{ mm}$

Abstand von AK Platte zu Achse Ankerbolzen

$b = 62.5 \text{ mm}$

Abstand zw. den Ankerreihen (Achismaß)

$c = 195.0 \text{ mm}$

Lochdurchmesser in der Ankerplatte

$d_{ha} = 42 \text{ mm}$

Außendurchmesser der Unterlegscheibe

$d_w = 66 \text{ mm}$

Mittlerer Abstand zwischen den Ankern

$a = \pi * Dt / n = 174.5 \text{ mm}$

Spannungskonzentrationsfaktoren ("SCF = Stress Concentration Factor"):

t_{fl} / W_{fl}	0.1500	0.2000	0.2500	0.3000	0.2500
"SCF"	1.53	1.34	1.18	1.06	1.18

Extremelast:

Max. Ankerkraft

$Pa = 472 \text{ KN}$

Betrachtete Kontaktfläche pro Ankerpaarsegment

$Aa = a * W_{fl} - 2 * \pi/4 * d_{ha}^2 = 53080 \text{ mm}^2$

Vorhandene Betonpressung, ohne "SCF"

$\sigma = 2 * \gamma_P * Pa / Aa = 19.55 \text{ N/mm}^2$
 $< f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$
 OK

Vorhandene Betonpressung, inklusive "SCF"

$\sigma_{SCF} = SCF * 2 * \gamma_P * Pa / Aa = 23.07 \text{ N/mm}^2$
 $< \sqrt{3} * f_{cd} = 34.35 \text{ N/mm}^2$
 OK

Biegung in der Ankerplatte:

Stützmoment am Ankerloch (tangential)	$M_1 = 1/2 * \sigma * a * b^2 =$	-6.67 KNm
Feldmoment zwischen den Ankerbolzen (tangential)	$M_2 = M_1 - 1/8 * \sigma * a * c^2 =$	9.56 KNm
Stützmoment am Ankerloch (radial)	$M_3 = 1/12 * \sigma * W_{fl} * a^2 =$	-15.88 KNm
Feldmoment zwischen den Ankerbolzen (radial)	$M_4 = M_3 - 1/8 * \sigma * W_{fl} * a^2 =$	7.94 KNm
Entlastung durch Kraft auf halber Unterlegscheibe	$ M_5 = Pa * (d_w + d_{ha}) / (4 * \pi) =$	4.05 KNm
Widerstandsmoment im Lochquerschnitt (tangential)	$W_1 = 1/6 * (a - d_o) * t_{fl}^2 =$	141368 mm ³
Widerstandsmoment zwischen die Ankern (tangential)	$W_2 = 1/6 * a * t_{fl}^2 =$	186168 mm ³
Widerstandsmoment im Lochquerschnitt (radial)	$W_3 = 1/6 * (W_{fl} - 2*d_o) * t_{fl}^2 =$	251733 mm ³
Widerstandsmoment zwischen die Ankern (radial)	$W_4 = 1/6 * W_{fl} * t_{fl}^2 =$	341333 mm ³
Biegespannung am Ankerloch (radial)	$\sigma_1 = [M_1 + M_5] / W_1 =$	-18 N/mm ²
Biegespannung zwischen den Ankerbolzen (radial)	$\sigma_2 = M_2 / W_2 =$	51 N/mm ²
Biegespannung am Ankerloch (tangential)	$\sigma_3 = [M_3 - 2 * M_5] / W_3 =$	-31 N/mm ²
Biegespannung zwischen den Ankerbolzen (tangential)	$\sigma_4 = M_4 / W_4 =$	23 N/mm ²
Vergleichsspannung am Ankerloch	$\sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 * \sigma_3)} =$	27 N/mm ²
Vergleichsspannung zwischen den Ankern (radial)	$\sqrt{(\sigma_2^2 + \sigma_4^2 - \sigma_2 * \sigma_4)} =$	72 N/mm ²
Vergleichsspannung zwischen 2 Ankerpaaren, am Lochkreis	$\sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_4^2 - \sigma_1 * \sigma_4)} =$	36 N/mm ²
Vergleichsspannung zwischen 2 Ankerpaaren, Mitte Flansch	$\sqrt{(\sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_2 * \sigma_3)} =$	45 N/mm ²
Maßgebende (vorhandene) Spannung in der Ankerplatte	$\sigma =$	72 N/mm ²
	$f_{yk} = 325$	< 295 N/mm ²
		OK

Ankerspannung, Betrieb bzw. Ermüdung:

Deltakraft aus Turmwand pro Ankerpaar	$\Delta Pt = 4 * \Delta M / (n * Dt) =$	251.2 KN
Deltakraft pro Anker	$\Delta Pa = p * \Delta Pt / 2 =$	7.39 KN
Deltaspannung der Kontaktfläche pro Ankerpaarsegment	$\Delta \sigma =$	0.28 N/mm ²
Deltaspannung Platte (proportional zur Spannung unter Extremlast)	$\Delta \sigma =$	1.02 N/mm ²
Zul. Spannung für 10'	Kat. 90 $f_{fat,d} = cat * (2*10^6/10^7)^{1/m} / Y_m =$	48 N/mm ²
	$Y_m = 1.265$	OK

Betonpressung OK Ankerplatte, gem. letzter Stufe ("last step") des Lastkollektives, Betriebslast:

Biegemomente in UK Turm	maxM = Mm + ΔM =	111056 KNm
	minM = Mm - ΔM =	-38324 KNm
Kraft aus Turmwand	maxPt = -F _z / N _a + 4 * maxM / (N _a * Dt) =	634 KN
	minPt = -F _z / N _a + 4 * minM / (N _a * Dt) =	-288 KN
Ankerkraft	maxPa = Pp + p*maxPt / 2 =	427 KN
	minPa = Pp - p*minPt / 2 =	400 KN
Betonpressungen	max σ = SCF * 2 * maxPa / Aa =	18.99 N/mm ²
	min σ = SCF * 2 * minPa / Aa =	17.79 N/mm ²
Ermüdungssicherheitsnachweis gem. DIBt-Rili, Gl. (8)	Smax =	0.71
	< 0.40 + 0.46 * Smin =	0.70
	Siehe genaueren Nachweis basierend auf Lastspektrum	
	$S = \gamma_{sd} * \sigma / f_{cd,fat}$	
	Heft 439: $\gamma_{sd} =$	1.10

Betonpressung OK Ankerplatte, gem. Lastkollektiv, Betriebslast:

Die Betonpressungen oberhalb der Ankerplatte werden für die Ankerkräfte infolge "Zugkraft aus Turmwand" ermittelt.

Flansch- bzw. Ankerplattenbreite	$W_g =$	320 mm
Mittlerer Abstand zwischen den Ankern	$a =$	174.5 mm
Betrachtete Fläche pro Ankerpaarsegment	$Aa = a * W_{fl} - 2 * \pi/4 * d_{ha}^2 =$	53080 mm ²

Ermittlung der zulässigen Lastspielzahl	log(N1) < 6:
Heft 439, CEB-FIB Model Code 1990	$\log(N1) = (12 + 16*Smin + 8 * Smin^2) * (1 - Smax)$
	log(N1) > 6 and Smax - Smin > 0.3 - 3*(Smax - Smin)/8:
	$\log(N2) = 0.2 * \log(N1) * (\log(N1) - 1)$
	log(N1) > 6 and Smax - Smin < 0.3 - 3*(Smax - Smin)/8:
	$\log(N3) = \log(N2) * (0.3 - 3*Smin/8) / (Smax - Smin)$

Bezogene Spannung	$S = \gamma_{sd} * \sigma / (\sqrt{3} * f_{cd,fat})$
	$\sigma = 2 * Pa / Aa = N / Aa$
	SCF = 1.18
	$f_{cd,fat} = 17.06 \text{ N/mm}^2$

Tabelle: Beton, Max.-Werte:

Step	max Mi	max Pti	max Pai	< Z ₁ ?	max N	max σ	max S
1	111056	634	427	Yes	854	16.09	0.6429
2	108071	615	427	Yes	853	16.07	0.6420
3	105081	597	426	Yes	852	16.05	0.6412
4	102096	579	426	Yes	851	16.03	0.6404
5	99106	560	425	Yes	850	16.01	0.6396
6	96121	542	424	Yes	849	15.99	0.6388
7	93131	523	424	Yes	848	15.97	0.6380
8	90141	505	423	Yes	847	15.95	0.6371
9	87156	486	423	Yes	846	15.93	0.6363
10	84168	468	422	Yes	845	15.91	0.6355
11	81181	449	422	Yes	843	15.89	0.6347
12	78193	431	421	Yes	842	15.87	0.6339
13	75205	413	421	Yes	841	15.85	0.6331
14	72218	394	420	Yes	840	15.83	0.6322
15	69230	376	420	Yes	839	15.81	0.6314
16	66243	357	419	Yes	838	15.79	0.6306
17	63255	339	418	Yes	837	15.77	0.6298
18	60267	320	418	Yes	836	15.75	0.6290
19	57280	302	417	Yes	835	15.73	0.6282
20	54292	284	417	Yes	834	15.71	0.6273
21	51304	265	416	Yes	833	15.69	0.6265
22	48317	247	416	Yes	832	15.67	0.6257
23	45329	228	415	Yes	830	15.65	0.6249
24	42342	210	415	Yes	829	15.62	0.6241
25	39354	191	414	Yes	828	15.60	0.6233
	KNm	KN	KN	OK	mm	mm	N/mm ²

Tabelle: Beton, Min.-Werte:

Step	min Mi	min Pti	min Pai	< Z ₁ ?	min N	min σ	min S
1	-38324	-288	400	Yes	800	15.07	0.6020
2	-35339	-270	401	Yes	801	15.09	0.6028
3	-32349	-251	401	Yes	802	15.11	0.6037
4	-29364	-233	402	Yes	803	15.13	0.6045
5	-26374	-214	402	Yes	804	15.15	0.6053
6	-23389	-196	403	Yes	805	15.17	0.6061
7	-20399	-178	403	Yes	807	15.20	0.6069
8	-17409	-159	404	Yes	808	15.22	0.6077
9	-14424	-141	404	Yes	809	15.24	0.6086
10	-11436	-122	405	Yes	810	15.26	0.6094
11	-8449	-104	405	Yes	811	15.28	0.6102
12	-5461	-85	406	Yes	812	15.30	0.6110
13	-2473	-67	407	Yes	813	15.32	0.6118
14	515	-48	407	Yes	814	15.34	0.6126
15	3502	-30	408	Yes	815	15.36	0.6135
16	6490	-12	408	Yes	816	15.38	0.6143
17	9478	7	409	Yes	817	15.40	0.6151
18	12465	25	409	Yes	818	15.42	0.6159
19	15453	44	410	Yes	820	15.44	0.6167
20	18440	62	410	Yes	821	15.46	0.6175
21	21428	81	411	Yes	822	15.48	0.6184
22	24416	99	411	Yes	823	15.50	0.6192
23	27403	118	412	Yes	824	15.52	0.6200
24	30391	136	413	Yes	825	15.54	0.6208
25	33378	154	413	Yes	826	15.56	0.6216
	KNm	KN	KN	OK	mm	mm	N/mm ²

Tabelle: Beton, PM Summe:

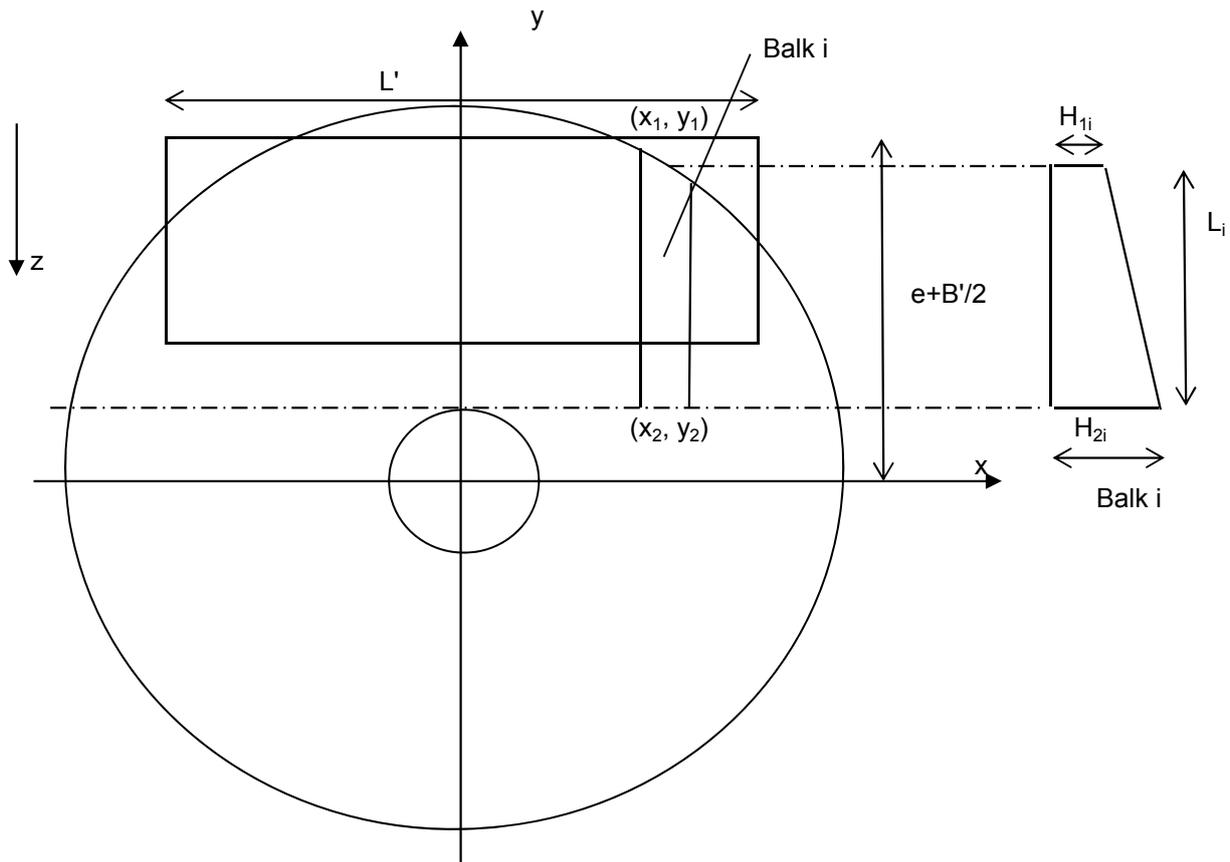
Betongüte: C35

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.6429	0.6020	8.76	13.60	24.72	24.72	8.75E+00	0.0000
0.6420	0.6028	8.79	13.69	25.82	25.82	1.46E+01	0.0000
0.6412	0.6037	8.82	13.78	27.01	27.01	1.69E+01	0.0000
0.6404	0.6045	8.84	13.87	28.30	28.30	1.51E+01	0.0000
0.6396	0.6053	8.87	13.97	29.73	29.73	4.07E+01	0.0000
0.6388	0.6061	8.90	14.06	31.29	31.29	6.22E+01	0.0000
0.6380	0.6069	8.93	14.15	33.01	33.01	2.27E+02	0.0000
0.6371	0.6077	8.95	14.25	34.93	34.93	2.22E+02	0.0000
0.6363	0.6086	8.98	14.34	37.07	37.07	4.91E+02	0.0000
0.6355	0.6094	9.01	14.44	39.48	39.48	6.61E+02	0.0000
0.6347	0.6102	9.04	14.53	42.21	42.21	6.77E+02	0.0000
0.6339	0.6110	9.07	14.63	45.32	45.32	1.23E+03	0.0000
0.6331	0.6118	9.09	14.72	48.92	48.92	4.83E+03	0.0000
0.6322	0.6126	9.12	14.82	53.11	53.11	1.27E+04	0.0000
0.6314	0.6135	9.15	14.92	58.06	58.06	3.70E+04	0.0000
0.6306	0.6143	9.18	15.01	64.00	64.00	1.22E+05	0.0000
0.6298	0.6151	9.21	15.11	71.26	71.26	3.16E+05	0.0000
0.6290	0.6159	9.23	15.21	80.34	80.34	6.40E+05	0.0000
0.6282	0.6167	9.26	15.31	92.00	92.00	1.01E+06	0.0000
0.6273	0.6175	9.29	15.41	107.54	107.54	1.78E+06	0.0000
0.6265	0.6184	9.32	15.51	129.31	129.31	3.31E+06	0.0000
0.6257	0.6192	9.35	15.61	161.94	161.94	5.68E+06	0.0000
0.6249	0.6200	9.38	15.71	216.33	216.33	1.17E+07	0.0000
0.6241	0.6208	9.40	15.81	325.09	325.09	5.90E+07	0.0000
0.6233	0.6216	9.43	15.91	651.38	651.38	3.49E+08	0.0000

< 0.80
OK

PM Summe: 0.0000
< 1.0
OK

Lastkonzentrationsfaktor



Der Fundament ist im Streifen geteilt, alle parallel zur y-Achse und entlang der Sockeltangent eingespannt. Höhe- und Spannweitevariation sind genützt der Lastvariation über halbe Nutzfläche zu berechnen.

- Außere Radius R = 11150 mm
- Sockelradius r = 3852 mm
- Höhe am Fundamentskannt H₁ = 850 mm
- Höhe am Sockel H₂ = 2350 mm
- Abstand zur äußere Rand des Nutzfläches e + B'/2 = 10340 mm
- $\sqrt{R^2 - x^2}$
- Halber Nutzflächenbreite L' / 2 = 7823 mm
- Balkhöhe H(z) = H₁ + k * z
- Ausbiegung der Balk $u = c_1 * \int dz / H(z)^3 \Rightarrow u = c_2 * [1/H_1^2 - 1 / (H_1 + k*L)^2] / k \Rightarrow$

Steifigkeit die Streifenbalken entlang eine Linie e + B'/2 von x ist proportional mit 1/u:

Beam:	1	2	3	4	5	6	7	
x ₂	559	1676	2794	3912	5029	6147	7265	mm
y ₂	3852	3852	3852	3852	3852	3852	3852	mm
r ₂	3892	4201	4759	5490	6335	7254	8223	mm
H ₂	2342	2278	2164	2013	1840	1651	1452	mm
x ₁	559	1676	2794	3912	5029	6147	7265	mm
y ₁	10340	10340	10340	10340	9951	9303	8459	mm
r ₁	10355	10475	10711	11055	11150	11150	11150	mm
H ₁	1013	989	940	870	850	850	850	mm
L	6488	6488	6488	6488	6099	5451	4607	mm
k	0.205	0.199	0.189	0.176	0.162	0.147	0.131	
u	3.865E-06	4.177E-06	4.865E-06	6.103E-06	6.709E-06	6.923E-06	6.964E-06	mm/N
c = 1/u	258729	239417	205541	163863	149051	144439	143598	186377
LCF	1.39	1.28	1.10	0.88	0.80	0.77	0.77	(average)

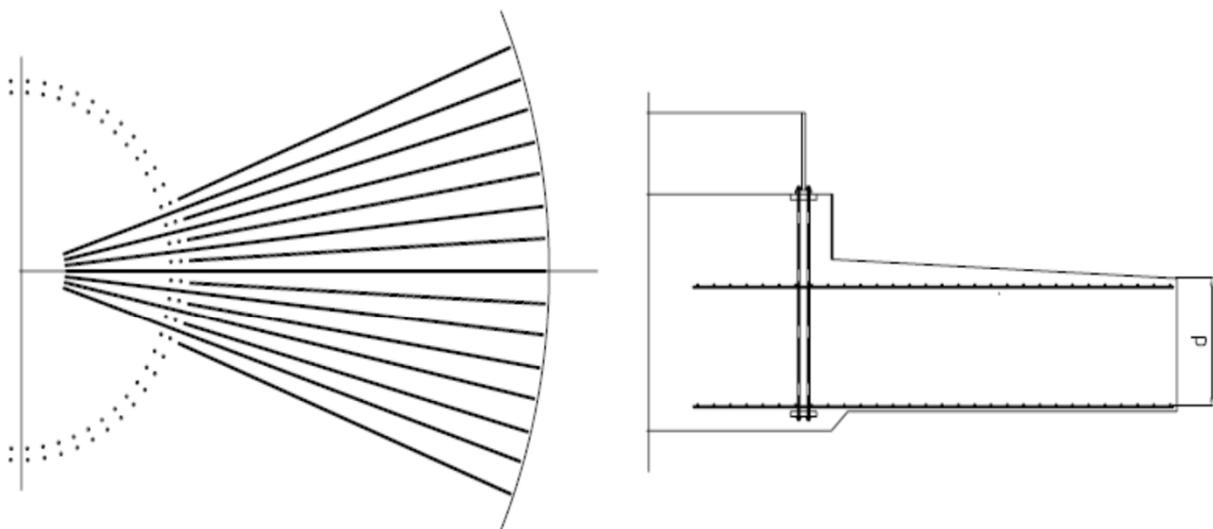
Radiale (Haupt-)Bewehrung, unten:

Ein Teil der unteren Radialbewehrung erstreckt sich von der Außenkante bis hin zum (unbewehrten) Kernbereiches des Fundamentes und orientiert sich dabei an den Zwischenräumen des Ankerkorbes (Bewehrungsseisen sind jeweils mittig zw. den Ankerbolzen angeordnet). Ein anderer Teil der Bewehrung endet außerhalb des Ankerkorbes und ist radial auf einer Linie mit den Ankerbolzen angeordnet, da die Mindeststababstände (lichter Stababstand \geq max. Stabdurchmesser bzw. Größtkorn + 5mm) einzuhalten sind. Zudem sind die maximalen Stababstände gem. Norm einzuhalten, wodurch bei größeren Fundamentdurchmessern Zulagen in den verbleibenden Zwischenräumen der Radialbewehrung einzubauen sind.

Die Radialbewehrung ist zur Fundamentmitte hin über ihre Verankerungslänge verankert.

Zur Ausbildung eines Bewehrungsnetzes wird eine ein- oder zweilagige Ringbewehrung vorgesehen, die jeweils in Querrichtung zu den radialen Bewehrungsseisen verläuft.

Skizze:



Top view
radial reinforcement

Cross section

Min. lichter Stababstand
 Max. Stabdurchmesser Radialbewehrung, pos 1.1 - 1.4
 Max. Stabdurchmesser Radialbewehrung, pos 1.5
 Max. Stabdurchmesser Ring- bzw. Querbewehrung
 Fundamenthöhe am Außenrand
 Fundamenthöhe am Sockel
 Sockeldurchmesser
 Durchmesser der Fundamentplatte
 Ersatzbreite für Orthogonalfundament

min a = 37 mm
 $\varnothing_r = 32$ mm
 $\varnothing_r = 16$ mm
 $\varnothing_c = 25$ mm
 $H_1 = 850$ mm
 $H_2 = 2350$ mm
 $D_p = 7704$ mm
 $D = 22300$ mm
 $B = 22300$ mm

Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
Q(a)	-7	148	302	455	606	756	905	KNm
M(a)	-23	50	285	680	1233	1943	2809	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.890	1.093	1.293	1.488	1.644	1.815	2.067	m
LCF	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	
M _q (a)	-37	205	721	1649	2750	4127	5846	KNm

Grenztragfähigkeit:

*) n=2: Zulagebewehrung (2. Lage)

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7 *)	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
N _a	108	108	108	108	108	108	108	
n	4	4	4	4	3	3	2	
α	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	deg.
a _r	588	527	467	406	345	285	224	mm
Ør	32	32	32	32	32	32	32	mm
Ør (1.5)	16	16	16	16	0	0	0	mm
A _s	3420	3813	4309	4952	6986	8474	7179	mm ² /m
k*x	78.91	87.99	99.42	114.27	161.21	195.55	165.65	mm
d	988	1203	1417	1631	1845	2060	2274	mm
M _u	1411	1921	2561	3389	5361	7229	6839	KNm
	OK							
τ	-0.01	0.18	0.31	0.40	0.48	0.54	0.57	N/mm ²
ρ _s	0.000970	0.000970	0.000970	0.001470	0.001470	0.001470	0.001470	
f _{Rd,s}	0.51	0.51	0.51	0.96	0.96	0.96	0.96	N/mm ²
	OK							
Min A _s	1650	2007	2365	2723	3080	3438	3796	mm ² /m
Min A _s	1285	1563	1842	2120	2399	2678	2956	mm ² /m
Min A _t	0	0	0	2574	3218	3862	4505	mm ² /m

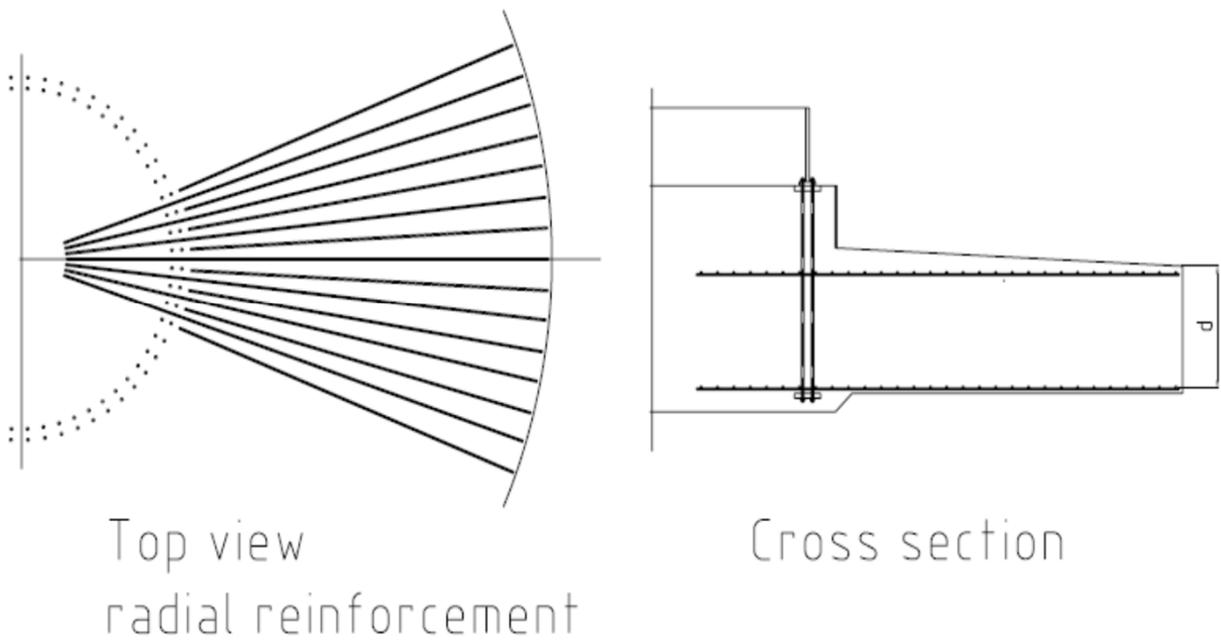
- a Abstand zwischen Außenkante Fundament bis zum betrachteten Querschnitt
- Q(a) Querkraft im Abstand 'a' von der Fundamentaßenkante
- M(a) Biegemoment im Abstand 'a' von der Fundamentaßenkante
- N_a Anzahl der Ankerpaare
- n Anzahl der Bewehrungsseisen pro Kreissegment (Winkel 3.33 Grad)
- e Abstand der Druckzone bis Radialbewehrung (bezogen auf Stabachse), e = d - λx/0.8.
- LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")
- M_q(a) Erhöhtes Biegemoment (inkl. Anteil aus Längskraft) $M_q(a) = LCF * [M(a) + 0.5 * e * Q(a) / \tan(\theta)]$
- α Winkel des Kreissegments
- a_r Breite eines 3.33 Grad Kreissegments im Abstand 'a' von der Fundamentaßenkante
- Ør Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung
- A_s Bewehrungsfläche pro Meter
- k*x Rechnerische Druckzonenhöhe $k * x = A_s * f_{yd} / (1000 * 0.95 * f_{cd})$
- d Statische Nutzhöhe d = Abstand zw. Betondruckrand u. Schwerachse Bew. (H - 76 mm)
- M_u Aufnehmbares Biegemoment $M_u = A_s * f_{yd} * (d - k * x / 2)$.
- τ Schubspannung infolge Querkraft $\tau = LCF * Q / (1000 * (d - k * x / 2))$
- ρ_s Schubbewehrungsgrad
- f_{Rd,s} Zulässige Schubspannung: $f_{Rd,s} = \rho_s * f_{ywd} * \cot(\theta)$
- Min A_s Mindestlängsbewehrung $0.26 * d * f_{ctm} / f_{yk}$ and $0.0013 * d$
- Min A_t Mindestlängsbewehrung gemäß Seite 2.41: $A_t = (\rho_M / 2 - \rho_N) * (D_t / D_u) / (f_{yd} * \tan(\theta)) * a_i / a_7$
Reduktionsfaktor a_i / a₇ entspricht Lastausbreitung von a₇ gerechnet.

Radiale (Haupt-)Bewehrung, oben:

Ein Teil der oberen Radialbewehrung erstreckt sich von der Außenkante bis hin zum (unbewehrten) Kernbereiches des Fundamentes und orientiert sich dabei an den Zwischenräumen des Ankerkorbes (Bewehrungseisen sind jeweils mittig zw. den Ankerbolzen angeordnet). Ein anderer Teil der Bewehrung endet außerhalb des Ankerkorbes und ist radial auf einer Linie mit den Ankerbolzen angeordnet, da die Mindeststababstände (lichter Stababstand \geq max. Stabdurchmesser bzw. Größtkorn + 5mm) einzuhalten sind. Zudem sind die maximalen Stababstände gem. Norm einzuhalten, wodurch bei größeren Fundamentdurchmessern Zulagen in den verbleibenden Zwischenräumen der Radialbewehrung einzubauen sind.

Die Radialbewehrung ist zur Fundamentmitte hin über ihre Verankerungslänge verankert. Zur Ausbildung eines Bewehrungsnetzes wird eine ein- oder zweilagige Ringbewehrung vorgesehen, die jeweils in Querrichtung zu den radialen Bewehrungseisen verläuft.

Skizze:



- Max. Stababstand
- Min. lichter Stababstand
- Max. Stabdurchmesser Radialbewehrung, pos 2.1 - 2.4
- Max. Stabdurchmesser Radialbewehrung, pos 2.5
- Max. Stabdurchmesser Ring- bzw. Querbewehrung
- Fundamenthöhe am Außenrand
- Fundamenthöhe am Sockel
- Sockeldurchmesser
- Durchmesser der Fundamentplatte

- max a = 250 mm
- min a = 37 mm
- $\varnothing_r = 28$ mm
- $\varnothing_r = 16$ mm
- $\varnothing_c = 25$ mm
- H₁ = 850 mm
- H₂ = 2350 mm
- D_p = 7704 mm
- D = 22300 mm

Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
Q(a)	60	120	181	243	305	368	432	KNm
M(a)	31	125	281	502	787	1138	1556	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.885	1.090	1.318	1.521	1.668	1.850	2.092	m
LCF	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	
M _q (a)	87	282	589	1081	1623	2290	3101	KNm

Grenztragfähigkeit:

*) n=2: Zulagebewehrung (2. Lage)

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7 *)	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
N _a	108	108	108	108	108	108	108	
n	4	4	2	2	3	3	2	
α	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	deg.
a _r	588	527	467	406	345	285	224	mm
Ør	28	28	28	28	28	28	28	mm
Ør (2.5)	16	16	0	0	0	0	0	mm
A _s	2779	3098	2639	3033	5349	6488	5496	mm ² /m
k*x	64.12	71.49	60.90	69.99	123.43	149.72	126.83	mm
d	965	1180	1394	1608	1822	2037	2251	mm
M _u	1127	1541	1564	2075	4095	5534	5227	KNm
	OK							
τ	0.09	0.15	0.18	0.21	0.24	0.26	0.27	N/mm ²
ρ _s	0.000970	0.000970	0.000970	0.001470	0.001470	0.001470	0.001470	
f _{Rd,s}	0.51	0.51	0.51	0.96	0.96	0.96	0.96	N/mm ²
	OK							
Min A _s	1611	1969	2327	2684	3042	3400	3757	mm ² /m
Min A _s	1255	1533	1812	2091	2369	2648	2926	mm ² /m
Min A _{sc}	0	0	0	0	3194	3833	4471	mm ² /m

- a Abstand zwischen Außenkante Fundament bis zum betrachteten Querschnitt
- Q(a) Querkraft im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
- M(a) Biegemoment im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
- N_a Anzahl der Ankerpaare
- n Anzahl der Bewehrungseisen pro Kreissegment (Winkel 3.33 Grad)
- e Abstand der Druckzone bis Radialbewehrung (bezogen auf Stabachse), e = d - λx/0.8.
- LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")
- M_q(a) Erhöhtes Biegemoment (inkl. Anteil aus Längskraft) $M_q(a) = LCF * [M(a) + 0.5 * e * Q(a) / \tan(\theta)]$
- α Winkel des Kreissegments
- a_r Breite eines 3.33 Grad Kreissegments im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
- Ør Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung
- A_s Bewehrungsfläche pro Meter
- k*x Rechnerische Druckzonenhöhe $k*x = A_s * f_{yd} / (1000 * 0.95 * f_{cd})$
- d Statische Nutzhöhe d = Abstand zw. Betondruckrand u. Schwerachse Bew. (H - 99 mm)
- M_u Aufnehmbares Biegemoment $M_u = A_s * f_{yd} * (d - k*x/2)$.
- τ Schubspannung infolge Querkraft $\tau = LCF * Q / (1000 * (d - k*x/2))$
- ρ_s Schubbewehrungsgrad
- f_{Rd,s} Zulässige Schubspannung: $f_{Rd,s} = \rho_s * f_{ywd} * \cot(\theta)$
- Min A_s Mindestlängsbewehrung $0.26 * d * f_{ctm} / f_{yk}$ and $0.0013 * d$
- Min A_t Mindestlängsbewehrung gemäß Seite 2.41: $A_t = (p_M/2 - p_N) * (D_t/D_u) / (f_{yd} * \tan(\theta)) * a_i / a_7$
Reduktionsfaktor a_i / a₇ entspricht Lastausbreitung von a₇ gerechnet.

Schubbewehrung - Anordnung und Überprüfung der Übergreifungslänge

Hinsichtlich der Anordnung der Schubbewehrung wird zw. 3 Zonen gem. folgender Tab. unterschieden:

Zone	von Ø	bis Ø	ρ	N	Bemerkung
1	0	5805	0.001470		C-Eisen innerhalb des Ankerkorbes
2	6195	15943	0.001470	9	"Durchstanzzone" außerh. Ankerk.
3	15943	22300	0.000970	6	"Schubzone" außerh. Ankerkorb
	mm	mm			

ρ ist der gew. Bewehrungsgrad und N ist die Anzahl der konzent. Kreise bzw. Unterteilungen pro Zone

Die Schubbewehrung wird auf unterschiedlichen konzent. Kreisen installiert (Ø siehe Tabelle). Dadurch ist der Abstand zur Außenkante bekannt und die vorhandene Schubtragfähigkeit lässt sich bestimmen. Die erforderliche Übergreifungslänge wird über das Verhältnis zw. erforderlicher und vorhandener Bewehrung entsprechend abgemindert (unter Einhaltung des Mindestmaßes).

(Seite 2.22)

Zone	Ring / Kreis	Ø	Nummer	a	τ	f _{Rd,s}	l _{lap}
1	1	< 5805	54	7.298	0.57	0.96	entfällt
2	1	6737	27	7.782	0.57	0.96	540
	2	7820	31	7.240	0.57	0.96	538
	3	8903	35	6.699	0.55	0.96	519
	4	9986	40	6.157	0.53	0.96	499
	5	11069	44	5.616	0.50	0.96	470
	6	12152	48	5.074	0.47	0.96	440
	7	13235	53	4.532	0.43	0.96	403
	8	14318	57	3.991	0.31	0.96	289
	9	15401	61	3.449	0.31	0.96	289
	10						
3	1	16473	66	2.914	0.28	0.51	400
	2	17532	70	2.384	0.21	0.51	306
	3	18592	75	1.854	0.14	0.51	271
	4	19651	79	1.324	0.04	0.51	271
	5	20711	83	0.795	-0.01	0.51	271
	6	21770	87	0.265	-0.01	0.51	271
	7						
	8						
	9						
	10						
		mm	mm	m	N/mm ²	N/mm ²	mm

Min. Übergreifungslänge l_{lap} = 1.4 * τ/f_{Rd,s} * L_{b,req}, aber nicht kleiner als Max(1.4*0.3*L_{b,req}, 15*Ø, 200)

Min. erf. Verankerungslänge	L _{b,req}	645	516	mm
Durchmesser der Schubbewehrung	Ø	20	16	mm
Zonen-Nummer	Zone	2	3	
Zone		Durchstanz	Schub	

Die FüÙe der 2-schenkigen Schubbügel werden in der unteren Bewehrung verankert und enden unterhalb der oberen Radialbewehrung (wodurch sie zugleich als Montagbewehrung fungieren). Die vertikalen Schenkel der nachträglich eingebauten Haarnadeln, dessen vertikale Schenkel sich mit den vertikalen Schenkeln der Schubeisen übergreifen, komplettieren die Schubbew. Die min. Übergreifungslänge l_{lap} gemäß obiger Tabelle muss eingehalten werden.

Zone	Ring / Kreis	Ø	Höhe	$l_{lap,act}$		l_{lap}	?
1	1	< 5805	2350	entfällt	>	entfällt	OK
2	1	6737	2350	2191	>	540	OK
	2	7820	2338	2179	>	538	OK
	3	8903	2227	2068	>	519	OK
	4	9986	2116	1957	>	499	OK
	5	11069	2004	1845	>	470	OK
	6	12152	1893	1734	>	440	OK
	7	13235	1782	1623	>	403	OK
	8	14318	1670	1511	>	289	OK
	9	15401	1559	1400	>	289	OK
	10						
3	1	16473	1449	1290	>	400	OK
	2	17532	1340	1181	>	306	OK
	3	18592	1231	1072	>	271	OK
	4	19651	1122	963	>	271	OK
	5	20711	1013	854	>	271	OK
	6	21770	904	745	>	271	OK
	7						
	8						
	9						
	10						
		mm	mm				OK

Überprüfung der Schubwehrungabstände:

Es wird überprüft, ob die vorhandenen Abstände der Schubbewehrung "a" kleiner sind als $0.7 \cdot h$ in Längsrichtung bzw. kleiner sind als $1.0 \cdot h$ in Querrichtung (mit h = Bauteildicke):

Längsrichtung:

Zone	Bemerkung	von Ø	bis Ø	a	min h	a/d	?
2	Durchstanz	0	15943	542	1559	0.35	OK
3	Schub	15943	22300	530	904	0.59	OK
		mm	mm	mm	mm		

Querrichtung:

Zone	Bemerkung	von Ø	bis Ø	a	min d	a/d	?
2	Durchstanz	0	15943	517	1559	0.33	OK
3	Schub	15943	22300	509	904	0.56	OK
		mm	mm	mm	mm		

Radiale u. tangentielle Hauptbewehrung entlang der AK des gedrückten Bereiches, unten.

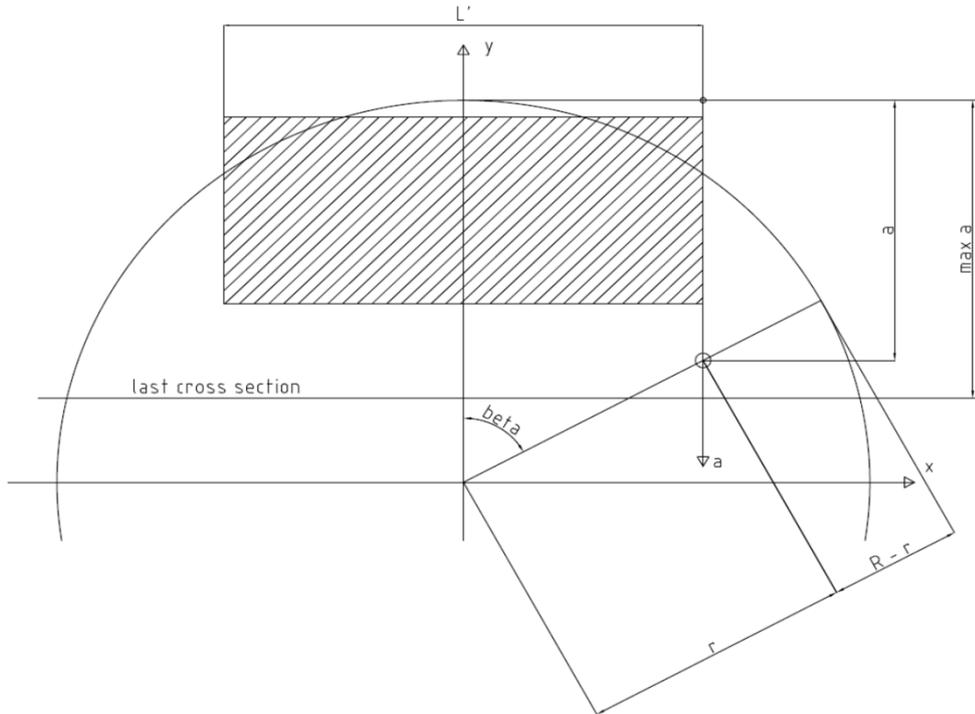
Die radiale Hauptbewehrung wurde entlang der Hauptachse berechnet, wo die Bewehrung achsenparallel verläuft. Entlang einer Achse, die parallel zur y-Achse im Abstand x_0 verläuft, ermittelt sich die Bewehrungssumme anteilig aus Radial- und Tangentialbewehrung: $A = A_r \cdot \cos(\beta)^2 + A_c \cdot \sin(\beta)^2$

Der Winkel β ist:

$$\beta = \text{Arctan}[x_0 / (R - a)]$$

Die Variation des Biegemomentes ist identisch mit der auf Seite 2.19 berechneten Variation.

Skizze:



Länge der (rechteckigen) Ersatzfläche

$$L' = 15.647 \text{ m}$$

Fundamentradius

$$R = 11.150 \text{ m}$$

Effektive Abstand zum betrachteten Streifen:

$$x_0 = 7.323 \text{ m}$$

Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
Q(a)	-7	148	302	455	606	756	905	KN
M(a)	-23	50	285	680	1233	1943	2809	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.686	0.684	0.741	0.894	1.034	1.155	1.267	m
LCF	0.44	0.44	0.44	0.41	0.34	0.28	0.22	
$M_q(a)$	-11	49	183	399	584	729	800	KNm

LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor"), siehe "Foundation Design Guideline"

Grenztragfähigkeit:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
β	35.93	38.93	42.39	46.38	50.97	56.24	62.26	deg.
r	12.482	11.654	10.862	10.117	9.428	8.809	8.275	m
R - r	-1.332	-0.504	0.288	1.033	1.722	2.341	2.875	m
N_a	108	108	108	108	108	108	108	
n	4	4	4	4	4	4	4	
α	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	deg.
a_r	726	678	632	588	548	512	481	mm
\varnothing_r	32	32	32	32	32	32	32	mm
$\varnothing_r(1.5)$	16	16	16	16	16	16	16	mm
A_r	2769	2966	3182	3417	3666	3924	4177	mm ² /m
a_c	250	250	250	250	240	200	200	mm
\varnothing_c	25	25	25	25	25	25	25	mm
A_c	1963	1963	1963	1963	2045	2454	2454	mm ² /m
ΣA	2492	2570	2628	2655	2688	2908	2828	mm ² /m
$k \cdot x$	57.50	59.31	60.65	61.27	62.03	67.11	65.25	mm
d	758	758	817	970	1112	1239	1349	mm
M_u	790	814	899	1085	1263	1525	1618	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min A_s	1265	1265	1364	1620	1856	2069	2252	mm ² /m
Min A_s	985	985	1062	1261	1446	1611	1754	mm ² /m

- a Abstand zw. AK Fundament bis zum betrachteten Querschnitt entlang der Hauptachse
 - β Winkel zw. Hauptachse u. der betrachteten Stelle entlang der AK des gedrückten Bereiches
 - r Abstand zw. Mittelpunkt u. der betrachteten Stelle entlang der AK des gedrückten Bereiches
 - R - a Abstand zw. AK Fundament u. der betrachteten Stelle entl. der AK d. gedrückten Bereiches
 - n Anzahl der Bewehrungseisen pro Kreissegment (Winkel 3.33 Grad)
 - a_r, a_c Breite des Kreissegments und Abstand der Ring- bzw. Querbewehrung zueinander in mm
 - $\varnothing_r, \varnothing_c$ Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung und der unteren Querbewehrung
 - A_r, A_c Bewehrungsfläche der unteren Radialbewehrung und der unteren Querbewehrung pro Meter
- Übrige Parameter wie zuvor.

Radiale u. tangentielle Hauptbewehrung entlang der AK des gedrückten Bereiches, oben.

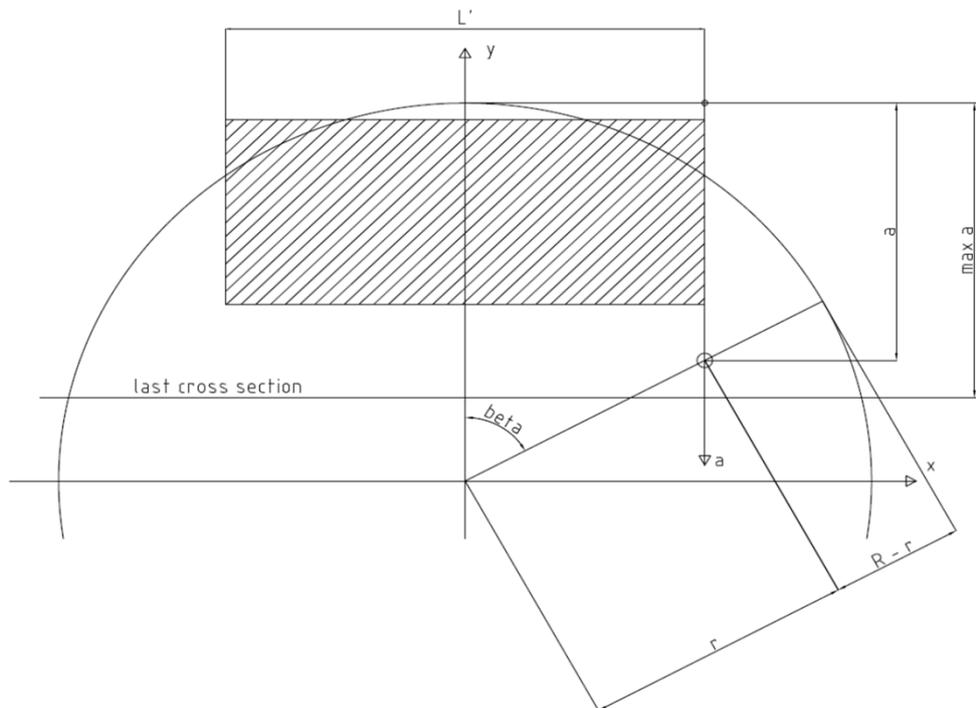
Die radiale Hauptbewehrung wurde entlang der Hauptachse berechnet, wo die Bewehrung achsenparallel verläuft. Entlang einer Achse, die parallel zur y-Achse im Abstand x_0 verläuft, ermittelt sich die Bewehrungssumme anteilig aus Radial- und Tangentialbewehrung: $A = A_r \cdot \cos(\beta)^2 + A_c \cdot \sin(\beta)^2$

Der Winkel β ist:

$$\beta = \text{Arctan}[x_0 / (R - a)]$$

Die Variation des Biegemomentes ist identisch mit der auf Seite 2.21 berechneten Variation.

Skizze:



Länge der (rechteckigen) Ersatzfläche

$$L' = 15.647 \text{ m}$$

Fundamentradius

$$R = 11.150 \text{ m}$$

Effektive Abstand zum betrachteten Streifen:

$$x_0 = 7.323 \text{ m}$$

Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
Q(a)	60	120	181	243	305	368	432	KN
M(a)	31	125	281	502	787	1138	1556	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.703	0.701	0.758	0.910	1.049	1.178	1.287	m
LCF	0.44	0.44	0.44	0.41	0.34	0.28	0.22	
$M_q(a)$	24	76	159	270	352	411	430	KNm

LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor"), siehe "Foundation Design Guideline"

Grenztragfähigkeit:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
β	35.93	38.93	42.39	46.38	50.97	56.24	62.26	deg.
r	12.482	11.654	10.862	10.117	9.428	8.809	8.275	m
R - r	-1.332	-0.504	0.288	1.033	1.722	2.341	2.875	m
N_a	108	108	108	108	108	108	108	
n	4	4	4	4	4	2	2	
α	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	deg.
a_r	726	678	632	588	548	512	481	mm
\varnothing_r	28	28	28	28	28	28	28	mm
$\varnothing_r(2.5)$	16	16	16	16	16	16	16	mm
A_r	2250	2410	2585	2776	2979	2403	2559	mm ² /m
a_c	250	250	250	250	240	210	210	mm
\varnothing_c	25	25	25	25	25	25	25	mm
A_c	1963	1963	1963	1963	2045	2337	2337	mm ² /m
ΣA	2151	2234	2303	2350	2416	2358	2385	mm ² /m
$k \cdot x$	49.64	51.54	53.14	54.23	55.74	54.41	55.04	mm
d	765	765	824	977	1119	1246	1356	mm
M_u	692	718	799	971	1146	1250	1378	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min A_s	1277	1277	1376	1631	1868	2080	2263	mm ² /m
Min A_s	995	995	1071	1271	1455	1620	1763	mm ² /m

- a Abstand zw. AK Fundament bis zum betrachteten Querschnitt entlang der Hauptachse
 - β Winkel zw. Hauptachse u. der betrachteten Stelle entlang der AK des gedrückten Bereiches
 - r Abstand zw. Mittelpunkt u. der betrachteten Stelle entlang der AK des gedrückten Bereiches
 - R - a Abstand zw. AK Fundament u. der betrachteten Stelle entl. der AK d. gedrückten Bereiches
 - n Anzahl der Bewehrungseisen pro Kreissegment (Winkel 3.33 Grad)
 - a_r, a_c Breite des Kreissegments und Abstand der Ring- bzw. Querbewehrung zueinander in mm
 - $\varnothing_r, \varnothing_c$ Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung und der unteren Querbewehrung
 - A_r, A_c Bewehrungsfläche der unteren Radialbewehrung und der unteren Querbewehrung pro Meter
- Übrige Parameter wie zuvor.

Mindestbewehrung, Ring- bzw. Querbewehrung:

Unten:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
β	90	90	90	90	90	90	90	deg.
a_c	250	240	200	180	150	140	120	mm
\varnothing_c	25	25	25	25	25	25	25	mm
A_c	1963	2045	2454	2727	3272	3506	4091	mm ² /m
Min As	1650	2007	2365	2723	3080	3438	3796	mm ² /m
Min As	1285	1563	1842	2120	2399	2678	2956	mm ² /m
	OK							

Oben:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
β	90	90	90	90	90	90	90	deg.
a_c	250	240	210	180	160	140	130	mm
\varnothing_c	25	25	25	25	25	25	25	mm
A_c	1963	2045	2337	2727	3068	3506	3776	mm ² /m
Min As	1611	1969	2327	2684	3042	3400	3757	mm ² /m
Min As	1255	1533	1812	2091	2369	2648	2926	mm ² /m
	OK							

Ermüdungsfestigkeit des Betons in den betrachteten Querschnitten:

Querschnittswerte:

Verhältnis der Elastizitätsmoduln $\alpha = E_s/E_c = 5.869$

Dehnungsnulllinie $1/2 * 1000 * x^2 = \alpha * A_s * (d - x)$

Trägheitsmoment $I = 1/3 * 1000 * x^3 + \alpha * A_s * (d - x)^2$

Leeseite, obere Seite des Betonquerschnitts:

Biegemomente, "Mean + 1/2 Range", "Last step":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
LCF	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	
maxM	99	384	838	1445	2188	3050	4015	KNm/m
minM	-14	-54	-113	-186	-268	-354	-437	KNm/m
A _s	3420	3813	4309	4952	6986	8474	7179	mm ² /m
d	988	1203	1417	1631	1845	2060	2274	mm
x	180	211	244	280	350	406	398	mm
I	1.506E+10	2.513E+10	3.963E+10	6.038E+10	1.060E+11	1.583E+11	1.693E+11	mm ⁴ /mm
max σ	1.18	3.22	5.15	6.71	7.23	7.81	9.43	N/mm ²
min σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	N/mm ²
max σ/f _{cd,fat}	0.07	0.19	0.30	0.39	0.42	0.46	0.55	
0.5+0.45*minσ/f _{cd,fat}	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	No	

See note

Windseite, untere Seite des Betonquerschnitts:

Biegemomente, "Mean + 1/2 Range", "Last step":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
As	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
LCF	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	
maxM	44	176	395	703	1098	1582	2153	KNm/m
minM	42	163	359	623	951	1338	1777	KNm/m
A _s	2779	3098	2639	3033	5349	6488	5496	mm ² /m
d	965	1180	1394	1608	1822	2037	2251	mm
x	162	190	193	222	308	358	350	mm
I	1.194E+10	2.009E+10	2.473E+10	3.785E+10	8.174E+10	1.226E+11	1.309E+11	mm ⁴ /mm
max σ	0.60	1.66	3.08	4.13	4.14	4.61	5.76	N/mm ²
min σ	0.56	1.54	2.80	3.66	3.59	3.90	4.75	N/mm ²
max σ/f _{cd}	0.03	0.07	0.13	0.18	0.18	0.20	0.25	
0.5+0.45*minσ/f _{cd}	0.51	0.53	0.55	0.57	0.57	0.58	0.59	
	OK							

Note: see calculation based on load spectrum next page

Tabelle: Bodenpressung, Max. Situation:

a = 7.298 m

Step	N _{t,i}	max M _{t,i}	f1 = e/R	f2 *)	y _o	σ(edge)	σ(a)
1	26814	111056	0.3715	0.0066	-6.6486	177	104
2	26814	108071	0.3615	0.0064	-6.9833	173	103
3	26814	105081	0.3515	0.0063	-7.3206	169	102
4	26814	102096	0.3415	0.0062	-7.6639	166	101
5	26814	99106	0.3315	0.0060	-8.0113	162	100
6	26814	96121	0.3215	0.0059	-8.3641	159	99
7	26814	93131	0.3115	0.0058	-8.7245	155	98
8	26814	90141	0.3015	0.0057	-9.0902	152	97
9	26814	87156	0.2915	0.0056	-9.4642	149	96
10	26814	84168	0.2815	0.0055	-9.8488	146	95
11	26814	81181	0.2715	0.0053	-10.2440	143	94
12	26814	78193	0.2615	0.0052	-10.6534	140	93
13	26814	75205	0.2515	0.0051	-11.0818	138	93
14	26814	72218	0.2415	0.0000	-11.1500	135	91
15	26814	69230	0.2316	0.0000	-11.1500	132	89
16	26814	66243	0.2216	0.0000	-11.1500	129	87
17	26814	63255	0.2116	0.0000	-11.1500	127	85
18	26814	60267	0.2016	0.0000	-11.1500	124	83
19	26814	57280	0.1916	0.0000	-11.1500	121	82
20	26814	54292	0.1816	0.0000	-11.1500	119	80
21	26814	51304	0.1716	0.0000	-11.1500	116	78
22	26814	48317	0.1616	0.0000	-11.1500	113	76
23	26814	45329	0.1516	0.0000	-11.1500	110	74
24	26814	42342	0.1416	0.0000	-11.1500	108	72
25	26814	39354	0.1316	0.0000	-11.1500	105	71
	KN	KNm			m	KN/m ²	KN/m ²

*) f2 = 0 indiziert, daß die Sohlfuge nicht klafft (elastische Berechnung der Bodenpressung)

Tabelle: Bodenpressung, Min. Situation:

a = 7.298 m

Step	N _{t,i}	min M _{t,i}	f1 = e/R	f2 *)	yo *)	σ(edge)	σ(a)
1	26814	-38324	-0.1282	0.0000	-11.1500	33	23
2	26814	-35339	-0.1182	0.0000	-11.1500	36	24
3	26814	-32349	-0.1082	0.0000	-11.1500	39	26
4	26814	-29364	-0.0982	0.0000	-11.1500	42	28
5	26814	-26374	-0.0882	0.0000	-11.1500	44	30
6	26814	-23389	-0.0782	0.0000	-11.1500	47	32
7	26814	-20399	-0.0682	0.0000	-11.1500	50	34
8	26814	-17409	-0.0582	0.0000	-11.1500	53	35
9	26814	-14424	-0.0482	0.0000	-11.1500	55	37
10	26814	-11436	-0.0383	0.0000	-11.1500	58	39
11	26814	-8449	-0.0283	0.0000	-11.1500	61	41
12	26814	-5461	-0.0183	0.0000	-11.1500	64	43
13	26814	-2473	-0.0083	0.0000	-11.1500	66	45
14	26814	515	0.0017	0.0000	-11.1500	69	47
15	26814	3502	0.0117	0.0000	-11.1500	72	48
16	26814	6490	0.0217	0.0000	-11.1500	75	50
17	26814	9478	0.0317	0.0000	-11.1500	77	52
18	26814	12465	0.0417	0.0000	-11.1500	80	54
19	26814	15453	0.0517	0.0000	-11.1500	83	56
20	26814	18440	0.0617	0.0000	-11.1500	86	58
21	26814	21428	0.0717	0.0000	-11.1500	88	59
22	26814	24416	0.0817	0.0000	-11.1500	91	61
23	26814	27403	0.0917	0.0000	-11.1500	94	63
24	26814	30391	0.1016	0.0000	-11.1500	97	65
25	26814	33378	0.1116	0.0000	-11.1500	99	67
	KN	KNm			m	KN/m ²	KN/m ²

*) f2 = 0 indiziert, daß die Sohlfuge nicht klafft (elastische Berechnung der Bodenpressung)

Tabelle: Biegemomente:

Step	max m_i	min m_i	Mg	max σ	min σ	max S_i	Min S_i
1	4065	794	1463	8.99	0.00	0.5270	0.0000
2	3988	859	1463	8.72	0.00	0.5114	0.0000
3	3911	924	1463	8.46	0.00	0.4959	0.0000
4	3839	989	1463	8.21	0.00	0.4812	0.0000
5	3767	1054	1463	7.96	0.00	0.4668	0.0000
6	3699	1119	1463	7.72	0.00	0.4529	0.0000
7	3632	1184	1463	7.49	0.00	0.4394	0.0000
8	3567	1249	1463	7.27	0.00	0.4261	0.0000
9	3504	1315	1463	7.05	0.00	0.4134	0.0000
10	3443	1380	1463	6.84	0.00	0.4010	0.0000
11	3383	1445	1463	6.63	0.00	0.3888	0.0000
12	3324	1510	1463	6.43	0.16	0.3770	0.0094
13	3266	1575	1463	6.23	0.39	0.3653	0.0226
14	3203	1640	1463	6.01	0.61	0.3523	0.0358
15	3137	1705	1463	5.78	0.84	0.3392	0.0490
16	3072	1770	1463	5.56	1.06	0.3260	0.0622
17	3007	1835	1463	5.33	1.29	0.3128	0.0754
18	2942	1900	1463	5.11	1.51	0.2996	0.0886
19	2877	1966	1463	4.89	1.74	0.2864	0.1017
20	2812	2031	1463	4.66	1.96	0.2732	0.1149
21	2747	2096	1463	4.44	2.19	0.2600	0.1281
22	2682	2161	1463	4.21	2.41	0.2468	0.1413
23	2617	2226	1463	3.99	2.64	0.2336	0.1545
24	2552	2291	1463	3.76	2.86	0.2205	0.1677
25	2486	2356	1463	3.54	3.09	0.2073	0.1809
	KNm	KNm	KNm	N/mm ²	N/mm ²		

Abstand zw. AK Fundament bis zum betrachteten Querschnitt

$a = 7.298 \text{ m}$

Trägheitsmoment

$I = 1.693E+11 \text{ mm}^4$

Druckzonenhöhe

$x = 398 \text{ mm}$

Druckspannung im Beton

$\sigma = LCF * M_i * x / I \text{ N/mm}^2$

Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")

$LCF = 1.47$

Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit des Betons

$f_{cd,fat} = 17.06 \text{ N/mm}^2$

Tabelle: Beton, PM Summe:

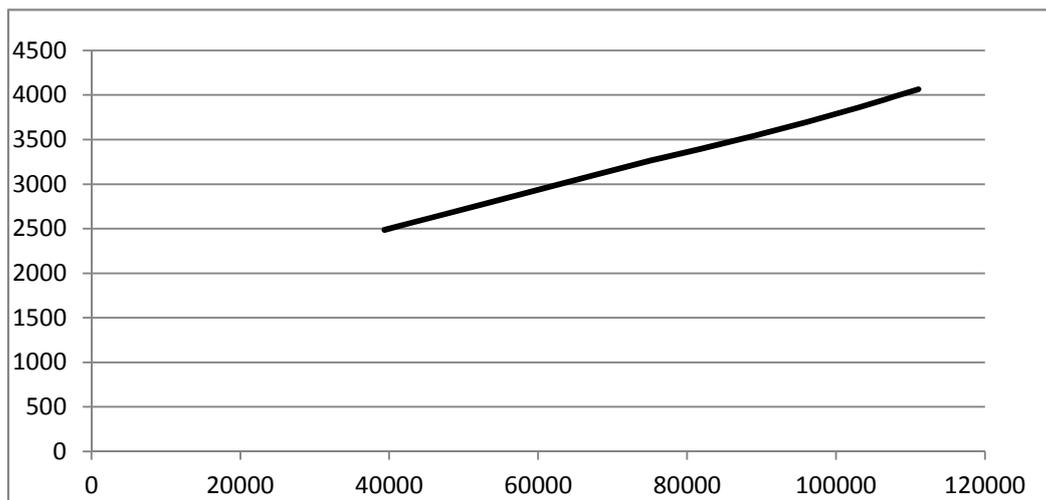
Betongüte: C35

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.5270	0.0000	5.68	5.31	3.02	5.68	8.75E+00	0.0000
0.5114	0.0000	5.86	5.70	3.35	5.86	1.46E+01	0.0000
0.4959	0.0000	6.05	6.11	3.70	6.11	1.69E+01	0.0000
0.4812	0.0000	6.23	6.51	4.06	6.51	1.51E+01	0.0000
0.4668	0.0000	6.40	6.91	4.44	6.91	4.07E+01	0.0000
0.4529	0.0000	6.57	7.31	4.84	7.31	6.22E+01	0.0000
0.4394	0.0000	6.73	7.71	5.26	7.71	2.27E+02	0.0000
0.4261	0.0000	6.89	8.11	5.71	8.11	2.22E+02	0.0000
0.4134	0.0000	7.04	8.50	6.17	8.50	4.91E+02	0.0000
0.4010	0.0000	7.19	8.90	6.66	8.90	6.61E+02	0.0000
0.3888	0.0000	7.33	9.29	7.17	9.29	6.77E+02	0.0000
0.3770	0.0094	7.57	9.95	8.03	9.95	1.23E+03	0.0000
0.3653	0.0226	7.85	10.75	9.15	10.75	4.83E+03	0.0000
0.3523	0.0358	8.15	11.65	10.55	11.65	1.27E+04	0.0000
0.3392	0.0490	8.46	12.62	12.25	12.62	3.70E+04	0.0000
0.3260	0.0622	8.78	13.66	14.33	14.33	1.22E+05	0.0000
0.3128	0.0754	9.11	14.76	16.90	16.90	3.16E+05	0.0000
0.2996	0.0886	9.44	15.94	20.15	20.15	6.40E+05	0.0000
0.2864	0.1017	9.78	17.19	24.37	24.37	1.01E+06	0.0000
0.2732	0.1149	10.13	18.52	30.05	30.05	1.78E+06	0.0000
0.2600	0.1281	10.49	19.93	38.06	38.06	3.31E+06	0.0000
0.2468	0.1413	10.86	21.42	50.14	50.14	5.68E+06	0.0000
0.2336	0.1545	11.24	23.01	70.37	70.37	1.17E+07	0.0000
0.2205	0.1677	11.62	24.69	110.95	110.95	5.90E+07	0.0000
0.2073	0.1809	12.01	26.47	232.94	232.94	3.49E+08	0.0000

< 0.80
OK

PM Summe: 0.0001
< 1.0
OK

Liniarität zw. einwirkendem Biegemoment in UK Turmfuß (max $M_{t,i}$) und Biegemoment im Querschnitt:



Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls in den betrachteten Querschnitten:

Steigung des Graphens (vorherige Seite, unterer linearer Abschnitt) $i_1 = 0.02179$
 Steigung d. Graphens (vorherige Seite, vom ersten bis letzten Punkt) $i_2 = 0.02201$
 Korrekturfaktor für nichtlineares Verhalten $f_c = \max(i_2 / i_1, 1) = 1.0100$

Querschnittswerte gemäß zuvor

Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls ($n=10^6$) $Kat. = 162.5$
 Mittlerer Wöhlerlinienexponent m des gesamten Spektrums $m = 7$
 Zul. Ermüdungsfestigkeit bei $n=10^6$ $f_{fatd} = Kat. \cdot (10^6/10^7)^{1/m} / Y_m = 102 \text{ N/mm}^2$
 Verhältnis Biegerollen- zu Stabdurchmesser (obere Radialbewehrung): $D/d = 24$
 Reduktionsfaktor für Stabaufbiegungen $\xi = \min(0.35 + 0.026 \cdot D/d, 1) = 0.9740$
 Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor") $LCF = 1.39$

Leeseite, untere Radialbewehrung:

Biegemomente, "Mean +/- 1/2 Range", "Equivalent loads":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
Mmax	37	146	321	556	846	1185	1569	KNm
Mmin	17	67	149	261	402	570	763	KNm
A _s	3420	3813	4309	4952	6986	8474	7179	mm ²
d	988	1203	1417	1631	1845	2060	2274	mm
x	180	211	244	280	350	406	398	mm
I	1.506E+10	2.513E+10	3.963E+10	6.038E+10	1.060E+11	1.583E+11	1.693E+11	mm ⁴
max σ	16.4	47.0	77.4	101.3	97.2	100.9	141.7	N/mm ²
min σ	7.5	21.6	36.0	47.6	46.2	48.5	68.9	N/mm ²
Δσ * f _c	9.0	25.6	41.8	54.2	51.5	52.9	73.5	N/mm ²
f _{fatd}	102	102	102	102	102	102	102	N/mm ²
	OK							

Windseite, obere Radialbewehrung:

Biegemomente, "Mean +/- 1/2 Range", "Equivalent loads":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
Mmax	1	7	18	36	62	99	147	KNm
Mmin	-19	-72	-154	-259	-381	-517	-659	KNm
A _s	2779	3098	2639	3033	5349	6488	5496	mm ²
H _i	965	1180	1394	1608	1822	2037	2251	mm
x	178	208	208	240	340	396	382	mm
I	1.199E+10	2.016E+10	2.478E+10	3.793E+10	8.208E+10	1.232E+11	1.313E+11	mm ⁴
max σ	0.8	2.7	7.0	10.6	9.2	10.7	17.1	N/mm ²
min σ	-10.1	-28.2	-59.9	-76.0	-56.1	-56.1	-76.4	N/mm ²
Δσ * f _c	11.0	31.3	67.5	87.4	66.0	67.5	94.4	N/mm ²
f _{fatd}	99	99	99	99	99	99	99	N/mm ²
	OK							

Ermüdungsfestigk. d. Fachwerkanalogie f. Querkraft (Schubbew. u. Spannung i. d. Druckstrebe):

Spannungen in den Druckstreben: $\sigma_c = Q / (v \cdot b \cdot z \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta)) = 2 \cdot Q / (v \cdot b \cdot z)$

Reduktionsfaktor der Betondruckfestigkeit $v = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.5160$
 Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor") LCF = 1.39

Schub, "Mean +/- 1/2 Range", "Last step":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
max Q	184	357	520	671	812	941	1060	KN
min Q	39	82	128	178	231	288	348	KN
z=d-x/3	928	1132	1336	1538	1729	1925	2141	mm
max σ	1.00	1.60	1.97	2.21	2.37	2.46	2.51	N/mm ²
min σ	0.21	0.37	0.49	0.59	0.67	0.75	0.82	N/mm ²
max σ/f_{cd}	0.04	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.11	
0.5+0.45*min σ/f_{cd}	0.50	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.52	
	OK							

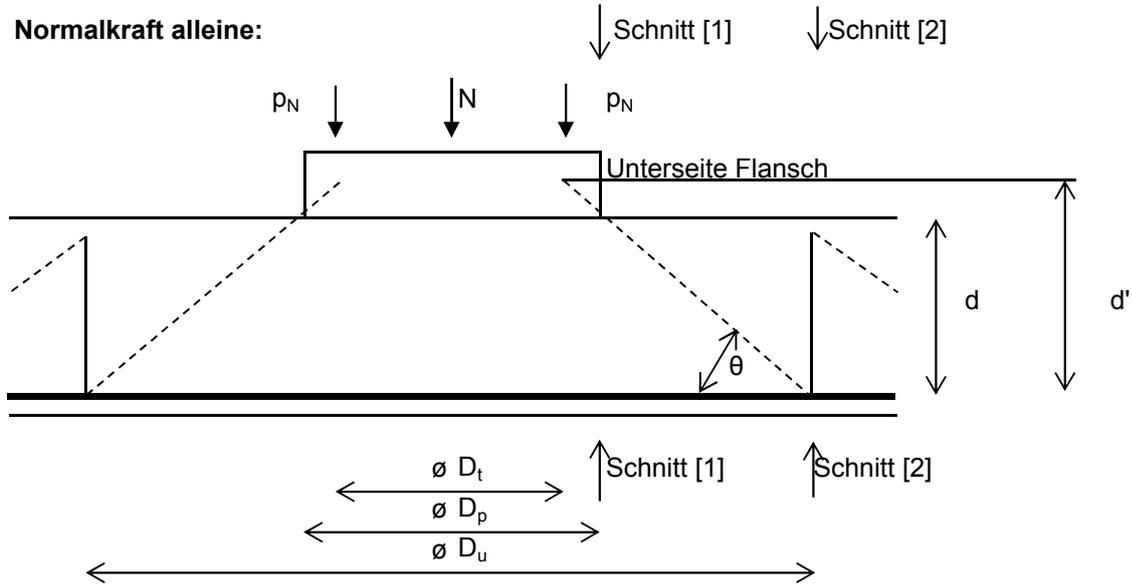
Schub, "Mean +/- 1/2 Range", "Equivalent loads": $\sigma_s = Q \cdot \tan(\theta) / (b \cdot z \cdot \rho_s) = Q / (1.2 \cdot b \cdot z \cdot \rho_s)$

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
max Q	128	251	369	482	589	691	788	
min Q	90	178	265	351	435	517	598	
z=d-x/3	928	1132	1336	1538	1729	1925	2141	
ρ_s	0.0010	0.0010	0.0010	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	
max σ	165	265	330	247	268	283	290	N/mm ²
min σ	115	188	237	179	198	212	220	N/mm ²
$\Delta\sigma$	49	77	93	67	70	71	70	N/mm ²
f_{fatd}	102	102	102	102	102	102	102	N/mm ²
	OK							

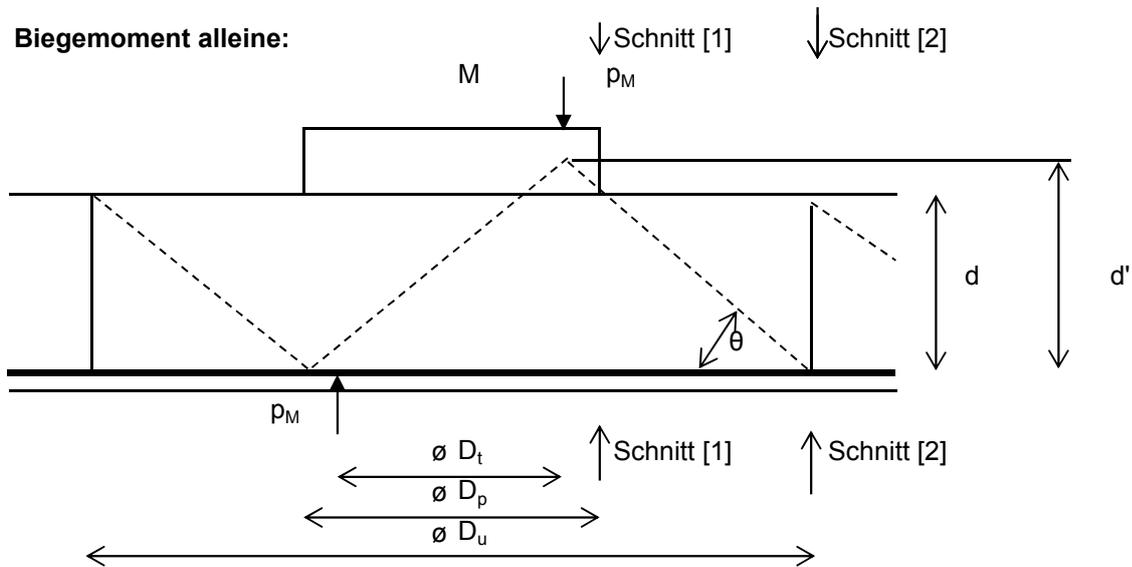
Durchstanzen - abwärts, nach der Fachwerkanalogie.

Durchstanzlast auf	Eigenlast (max)	$\max N_d = Y_f \cdot F_z =$	6133 KN
Oberkante Fundament	Eigenlast (min)	$\min N_d = Y_f \cdot F_z =$	5018 KN
	Biegemoment	$M_d = Y_f \cdot M =$	160380 KN

Normalkraft alleine:



Biegemoment alleine:



Geometrie:		Up	Down	
Lastausbreitung	1 : 1.5	$\theta =$	33.69	33.69 deg.
Stat. Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK T-Flansch		$d' =$	n.a.	2979 mm
Stat. Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Sockel		$d =$	2251	2274 mm
Innere Hebelarm am Sockelanschnitt		$z =$	2188	2191 mm
Statische Nutzhöhe der Platte bei Du		$d =$	1608	1417 mm
Innere Hebelarm bei Du		$z =$	1573	1367 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6000	6000 mm
Aussendurchmesser Ankerplatte / T-Flansch		$D_p =$	6320	6300 mm
Durchmesser des kritischen Rundschnitts		$D_u =$	11897	14526 mm

Durchstanzen abwärts.

Linielast am Turmdurchmesser:

Eigenlast	$\rho_N = \max N_d / (\pi * D_t) =$	325 KN/m
Biegemoment	$\rho_M = 4 * M_d / (\pi * D_t^2) =$	5672 KN/m
Bemessungswert der Druckfestigkeit	$f_{cd} =$	20 N/mm ²
Reduktionsfaktor nach DIN EN 1992-1-1 (6.6N)	$v = 0.60 * [1 - f_{ck} / 250] =$	0.5160
Fließgrenze der Bewehrung	$f_{yd} =$	435 N/mm ²
Bewehrungsgrad im Durchstanzbereich	$\rho_p =$	0.001470

Schnitt 1-1 am Turm:

Gesamtreaktion:	$V_1 = \rho_N + \rho_M / 2 =$	3161 KN/m
Tragfähigkeit der Druckstrebe	$< v * z * b * f_{cd} * \sin(\theta) * \cos(\theta) =$	10350 KN/m
		OK (31%)

Schnitt 2-2 am kritischen Rundschnitt:

Gesamtreaktion:	$V_2 = (\rho_N + \rho_M / 2) * D_t / D_u =$	1306 KN/m
Tragfähigkeit der Zugstrebe	$< z * b * \rho_p * f_{yd} / \tan(\theta) =$	1311 KN/m
		OK (100%)

Durchstanzen aufwärts.

Linielast am Turmdurchmesser:

Eigenlast	$\rho_N = \min N_d / (\pi * D_t) =$	266 KN/m
Biegemoment	$\rho_M = 4 * M_d / (\pi * D_t^2) =$	5672 KN/m

Schnitt 1-1 am Turm:

Gesamtreaktion:	$V_1 = -\rho_N + \rho_M / 2 =$	2570 KN/m
Tragfähigkeit der Druckstrebe	$< v * z * b * f_{cd} * \sin(\theta) * \cos(\theta) =$	10350 KN/m
		OK (25%)

Schnitt 2-2 am Perimeter:

Gesamtreaktion:	$V_1 = (-\rho_N + \rho_M / 2) * D_t / D_u =$	1296 KN/m
Tragfähigkeit der Zugstrebe	$< z * b * \rho_p * f_{yd} / \tan(\theta) =$	1508 KN/m
		OK (86%)

Definition des Durchstanzkegels:

Bewehrungsgrad erfüllt innerhalb:	$D_{pu} = D_u + d =$	15943 mm
-----------------------------------	----------------------	----------

Minimalbewehrung innerhalb Durchstanzbereich:

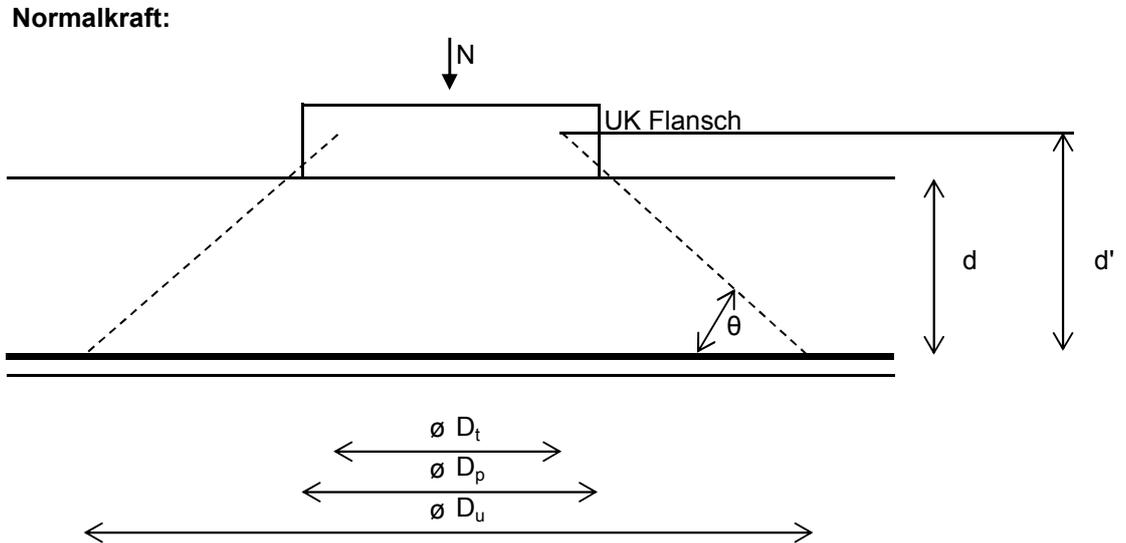
Kraft in horizontaler Zugstrebe (Hauptbewehrung unten)	$p_t = (\rho_M / 2 +/- \rho_N) * (D_t / D_u) / \tan(\theta)$
--	--

Min. Bewehrung innerhalb d. Durchstanzbereichs	$A_t = (\rho_M / 2 +/- \rho_N) * (D_t / D_u) / (f_{yd} * \tan(\theta))$
--	---

Min Bewehrung gültig am Sokkel, abminderung linear mit dem Verhältniss a_i / a_7 - Siete 2.27 and 2.29.

Durchstanzen nach β -Verfahren als Vergleich - abwärts

Beim folgenden Durchstanznachweis wird die einwirkende Querkraft mit dem Faktor β nach Nöling ("Durchstanzbemessung bei ausmittiger Stützenlast") erhöht, um den nicht rotationssymmetrischen Verlauf der Querkraft zu berücksichtigen (siehe hierzu auch Abschn. 10.05.3 (2) und (4), Stand der Auslegungen des NABau, 12.05.2009)



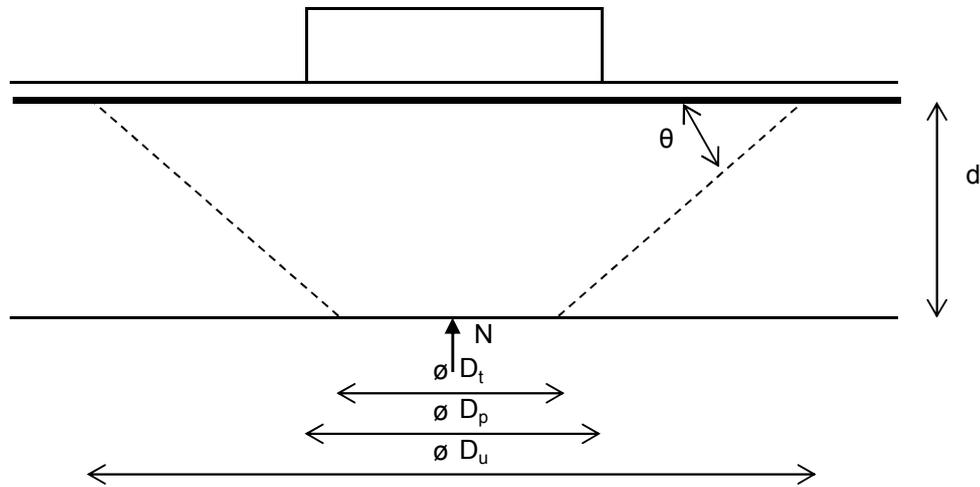
Geometrie:		abwärts	
Lastausbreitung	1 : 1.5	$\theta =$	33.69 Grad
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Turmfußflansch		$d' =$	2979 mm
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Sockel		$d =$	2274 mm
Innere Hebelarm am Sockelanschnitt		$z =$	2191 mm
Statische Nutzhöhe der Platte bei Du		$d =$	1417 mm
Innere Hebelarm bei Du		$z =$	1367 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6000 mm
Aussendurchmesser des Turmfußflansches		$D_{fo} =$	6300 mm
Durchmesser des kritischen Rundschnitts		$D_u =$	14526 mm
Schubbewehrungsgrad in Durchstanzzone		$\rho_p =$	0.001470
Bewehrungsgrad der Hauptbewehrung	$\rho = \sqrt{(A_t^2 + A_r^2)} / (1000 * d)$		0.003500

Aufzunehmende Querkraft	aus (Turm-)Eigenlast (max)	$\max N_d = Y_f * F_z =$	6133 KN
	aus Biegemoment	$M_d = Y_f * M =$	160380 KN
Lastexzentrizität		$e = M_d / \max N_d =$	26.152 m
Beiwert zur Berücksichtigung nichtrotationssymmetrischer Beanspruchungen		$\beta = 1 + e / D_{fo} =$	5.151
aufzunehmende Querkraft je Längeneinheit im kritischen Rundschnitt		$v_{Ed} = \beta * \min N_d / (\pi * D_u) =$	692 KN/m
(107) Betontragfähigk.		$< V_{Rd,c} = 1.5 * 0.14 * [1 + \sqrt{(200/d)}] * (100 * \rho * f_{ck})^{1/3} * d =$	944 KN/m
(109) mit Durchstanzbewehrung		$< V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} / 1.5 + \rho_p * f_{yd} * d =$	1535 KN/m
			OK 73%

Durchstanzen - aufwärts

Beim folgenden Durchstanznachweis wird die einwirkende Querkraft mit dem Faktor β nach Nörling ("Durchstanzbemessung bei ausmittiger Stützenlast") erhöht (siehe zuvor)

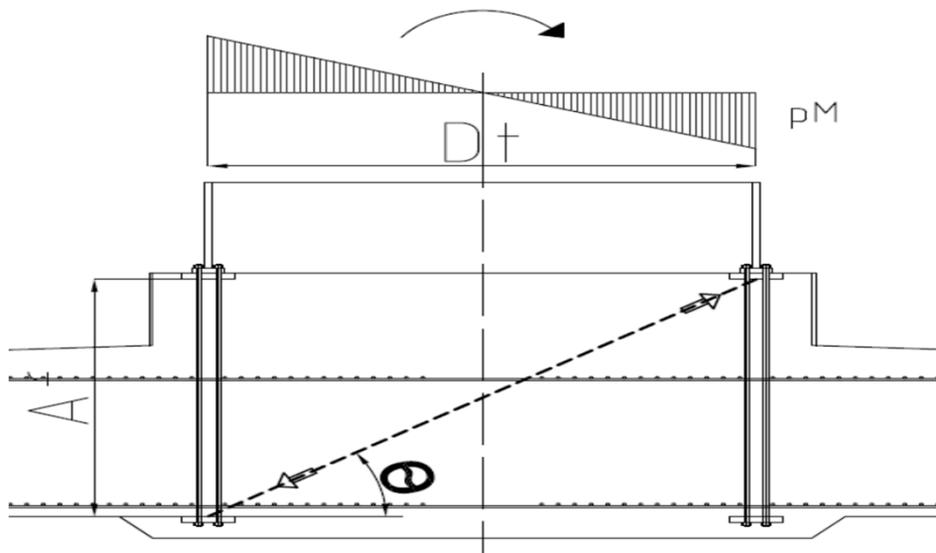
Normalkraft:



Geometrie:		aufwärts	
Lastausbreitung	1 : 1.5	$\theta =$	34 Grad
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Turmfußflansch		$d' =$	n.a. mm
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Sockel		$d =$	2251 mm
Innere Hebelarm am Sockelanschnitt		$z =$	2188 mm
Statische Nutzhöhe der Platte bei D_u		$d =$	1608 mm
Innere Hebelarm bei D_u		$z =$	1573 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6000 mm
Aussendurchmesser der Ankerplatte		$D_{fo} =$	6320 mm
Durchmesser des kritischen Rundschnitts		$D_u =$	11897 mm
Schubbewehrungsgrad in Durchstanzzone		$\rho_p =$	0.001470
Bewehrungsgrad der Hauptbewehrung	$\rho = \sqrt{(A_t^2 + A_r^2)} / (1000 * d)$		0.002536

Aufzunehmende Querkraft	aus (Turm-)Eigenlast (max)	$\min N_d = Y_f * F_z =$	5018 KN
	aus Biegemoment	$M_d = Y_f * M =$	160380 KN
Lastexzentrizität		$e = M_d / \max N_d =$	31.964 m
Beiwert zur Berücksichtigung nichtrotations-symmetrischer Beanspruchungen		$\beta = -1 + e / D_{fo} =$	4.058
aufzunehmende Querkraft je Längeneinheit im kritischen Rundschnitt		$v_{Ed} = \beta * \max N_d / (\pi * D_u) =$	545 KN/m
(107) Betontragfähigk.		$< V_{Rd,c} = 1.5 * 0.14 * [1 + \sqrt{(200/d)}] * (100 * \rho * f_{ck})^{1/3} * d =$	946 KN/m
(109) mit Durchstanzbewehrung		$< V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} / 1.5 + \rho_p * f_{yd} * d =$	1658 KN/m
			OK 58%

Druckstrebe innerhalb des Ankerkorbes



Max. Biegemoment in UK Turm (Linienlast)
 Vertikaler Abstand zwischen den Flanschen
 Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches

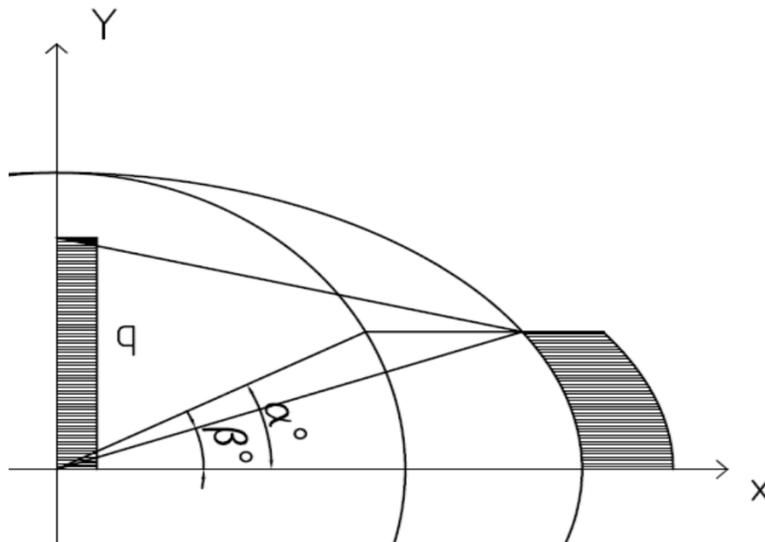
$$p_M = 4 * M_d / (\pi * D_t^2) = 5672 \text{ KN/m}$$

$$A_f = 3055 \text{ mm}$$

$$D_t = 6000 \text{ mm}$$

$$\theta = \text{Arctan}(A_f / D_t) = 26.98 \text{ deg.}$$

Annahme hinsichtlich Geometrie und Lastausbreitung:



Angenommene Spannungsverteilung $\beta_o = 30.00^\circ$

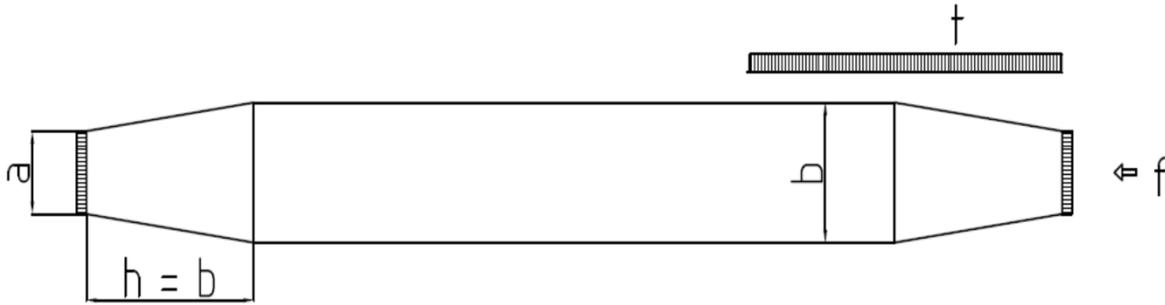
Äquivalenter Winkel bezogen auf Kreis $\alpha_o = \text{Arcsin}(1 / \sqrt{1 + [\cos(\theta) / \tan(\beta_o)]^2}) = 32.94^\circ$

Angenommene Lastvariation $p_c(\alpha) = [1/2 * p_M / \sin(\theta)] * \cos(\alpha)$

Linienlast im Zentrum $q = 2 * \int [p_c(\alpha) * r * \cos(\theta)] / [2 * r * \cos(\alpha) * \tan(\beta_o)] * d\alpha$

Integration von $\alpha = 0$ bis $\alpha = \alpha_o$ $q = \alpha_o * p_M / [2 * \tan(\theta) * \tan(\beta_o)] = 5546 \text{ N/mm}$

Annahme hinsichtlich der Geometrie der Druckstrebe:



Bemessungsdruckspannung im Knoten (siehe nachfolgende Knotenbemessung)	$\sigma_{Rd,max} = 1.1 \cdot f_{cd} =$	21.8 N/mm ²
Druckstreberbreite am Knoten	$a = \rho_M / (2 \cdot \sin(\theta) \cdot \sigma_{Rd,max}) =$	287 mm
Bewehrungsgrad innerhalb des Ankerkorbes, vertikale Bew.	$\rho_V =$	0.001470
Bewehrungsgrad rechtwinkelig zur Druckstrebe	$\rho_c = \rho_V \cdot \cos(\theta) =$	0.001310
Max. Druckstrebenbreite (DIN EN 1992-1-1 (6.58)):	$\frac{1}{4} \cdot (b - a) / b \cdot \rho_M / [2 \cdot \sin(\theta)] = \rho_c \cdot f_{yd} \cdot b$	
	$\chi \cdot b^2 - b + a = 0$	
Faktor	$\chi = 8 \cdot \rho_c \cdot \sin(\theta) \cdot f_{yd} / \rho_M =$	0.0003645
Max. Breite	$b = [1 + \sqrt{1 - 4 \cdot \chi \cdot a}] / (2 \cdot \chi) =$	2419 mm
Obere Grenze für b:	$v = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) =$	0.5160
	$\max b = v \cdot Af =$	1576 mm
Gewählte Druckstrebenbreite	$b =$	1576 mm
Spannung in der Druckstrebe	$\sigma = q / b =$	3.52 N/mm ²
	$< f_{cd} =$	23 N/mm ²
		OK

Leerrohrführung durch Druckstrebe:

Umfangsbreite im Zentrum aus voriger Spannungsberechnung $w = Dt * \sin(\alpha_o) = 3262 \text{ mm}$
 Breite im Zentrum aus voriger Spannungsberechnung $b = 1576 \text{ mm}$
 Volle Querschnittsfläche im Zentrum $Ac = w * b = 5142824 \text{ mm}^2$

Max. Spannung im Querschnitt rechtwinkelig zur Strebe:

Die möglichen Varianten der Leerrohrführung lässt sich wie folgt gliedern:
 Anzahl der installierten Leerrohrgruppen Ng und die jeweilige Anzahl der Rohre pro Gruppe Np.
 Leerrohrdurchmesser in Druckstrebenrichtung ist Dx, Durchmesser rechtwinklig zur Strebe Dy.
 Die abgeminderte Querschnittsfläche pro Leerrohr ergibt sich aus $\pi/4 * Dx * Dy / \sin(\theta)$.
 Max Spannung im Bereich der Leerrohre ergibt sich aus der bereits ermittelten Spannung multipliziert mit dem Verhältnis aus voller und abgeminderter Querschnittsfläche:

Anzahl der Gruppen	Anzahl der Rohre	D	Dx	Dy	Ar	Ac/(Ac-Ar)	A/Ar * σ
3	1	200	200	200	207715	1.042	3.67
3	2	160	160	320	265875	1.055	3.71
3	3	110	119	119	73536	1.015	3.57
6	1	160	160	160	265875	1.055	3.71
		mm	mm	mm	mm ²		N/mm ²

Max Spannung im senkrechten Querschnitt:

Ap ist der Achsabstand zw. den Leerrohren, die Querschnittsabminderung pro Leerrohr beträgt $D * b$.
 Max Spannung im betrachteten Querschnitt ergibt sich aus der bereits ermittelten Spannung multipliziert mit dem Verhältnis aus voller und abgeminderter Querschnittsfläche und dem Korrekturfaktor $\cos(\theta)$.

Anzahl der Gruppen	Anzahl der Rohre	D	Dx	Ap	Ar	A/Ar	A/Ar* σ *cos(θ)
3	1	200	200	350	945828	1.225	3.84
3	2	160	160	350	1513325	1.417	4.44
3	3	110	119	350	1688303	1.489	4.67
6 *)	1	160	160	165	1513325	1.417	4.44
		mm	mm	mm	mm ²		N/mm ²

*) im Zick-Zack-Verlauf mit Achsabstand $2 * Ap$.

Mögliche bzw. typische Varianten der Leerrohrführung:

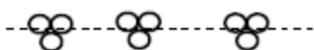
3 (large) single tubes in a row – primarily used for multi core HV-grid cables



3 (medium size) double tubes in a row – when using either multi or single core HV-grid cables



3 (small) tiple tubes in a row – primarily for single core HV-grid cables



Bemessung der Knoten

Sicherheitsbeiwert für Vorspanng $\gamma_P = 1.1$

Druckspannung unterhalb des T-Flansches (Mörtel und Beton) $\sigma = (-P_t + 2 * \gamma_P * P_a) / A$

Druckspannung oberhalb der Ankerplatte (Beton) $\sigma = \gamma_P * 2 * P_a / A$

Zul. Bemessungsdruckspannung in Druckknoten $\sigma_{Rd,max} = 1.1 * f_{cd}$

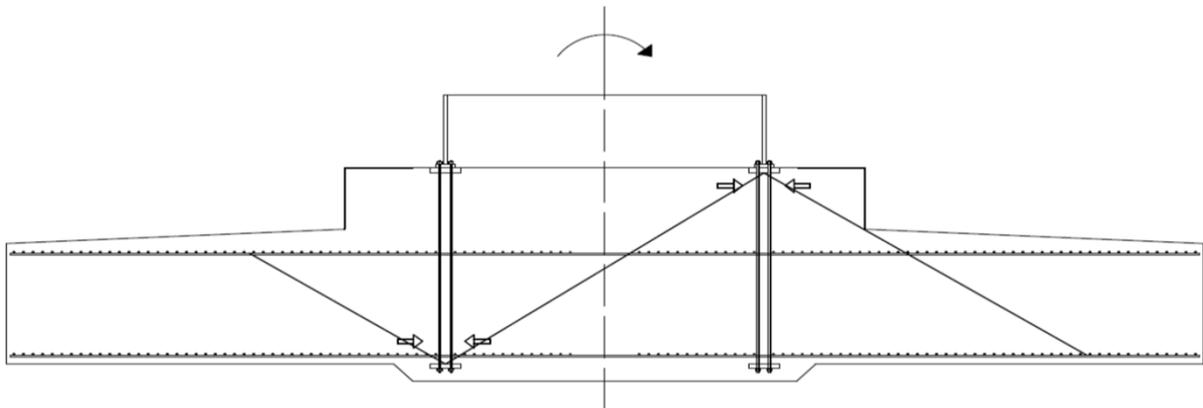
Faktor $\eta_1 = 1$ ist für Normalbeton.

		f_{ck}	f_{cd}	k	$\sigma_{Rd,max}$
Mörtel unterhalb des T-Flansches	Druck	80	45.33	1.10	49.9
Beton unterhalb T-Flansches	Druck	45	25.50	1.10	28.1
Beton oberhalb der Ankerplatte	Druck	35	19.83	1.10	21.8
		N/mm ²			N/mm ²

Item	P_t	P_a	A	σ	$\sigma_{Rd,max}$	
Mörtel, Druckseite	-1047	378	49589	37.9	49.9	OK
Beton, Druckseite	-1047	378	92212	20.4	28.1	OK
Beton, Zugseite	0	472	53080	19.6	21.8	OK
	KN	KN	mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

- Anm.:
 Druck Node in compression
 Druckseite Infolge Druckkraft aus Turmwand; "worst case" unterhalb des T-Flansches)
 Zugseite Infolge Zugkraft aus Turmwand, "worst case" oberhalb der Ankerplatte)
 k 1.1 für Druckknoten
 A Nettoquerschnittsfläche pro Ankerpaar

Skizze zur Veranschaulichung der betrachteten Druckknoten:



Verankerungslängen (d≤32) DIN EN 1992-1-1 8.4:

Verbundspannung, gute Bedingungen (8.2) $f_{bd} = 2.25 * 1.0 * 1.0 * f_{ctk,0.05} / Y_m = 3.37 \text{ N/mm}^2$

Verbundspannung, mäßige Bedingungen (8.2) $f_{bd} = 2.25 * 0.7 * 1.0 * f_{ctk,0.05} / Y_m = 2.36 \text{ N/mm}^2$

Grundmaß der Verankerungslänge (8.3) $l_{b,rqd} = (\varnothing/4) * (f_{yd}/f_{bd})$

Verankerung:

	unten		oben		
	Radialbew.	Querbew.	Radialbew.	Querbew.	
Stabdurchmesser	32	25	28	25	mm
Verbundsp., gute Bedingungen (8.2)	3.37	3.37	3.37	3.37	N/mm ²
Verbundsp., mäßige Bedingungen (8.2)	2.36	2.36	2.36	2.36	N/mm ²
Grundmaß $l_{b,rqd}$, gute Bedingungen (8.3)	1032	806	903	806	mm
Grundmaß $l_{b,rqd}$, mäßige Bed. (8.3)	1474	1152	1290	1152	mm
Beiwert α_a für gerade Stabenden Tabelle 26	1.00	1.00	1.00	1.00	
Erf. Verankerungslänge, "gut" (8.4)	1032	806	903	806	mm
Erf. Verankerungslänge, "mäßig" (8.4)	1474	1152	1290	1152	mm

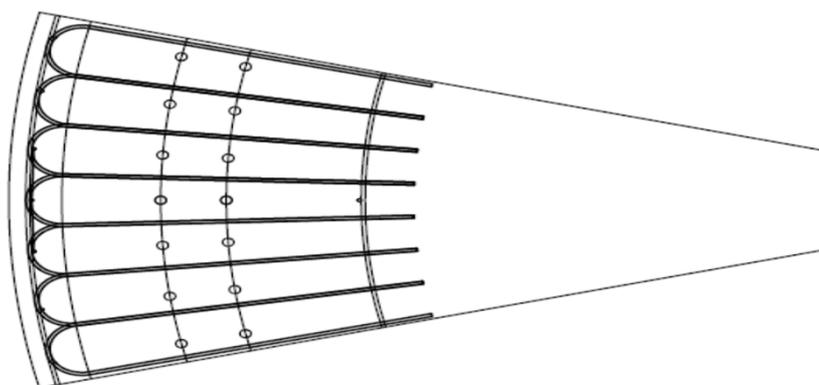
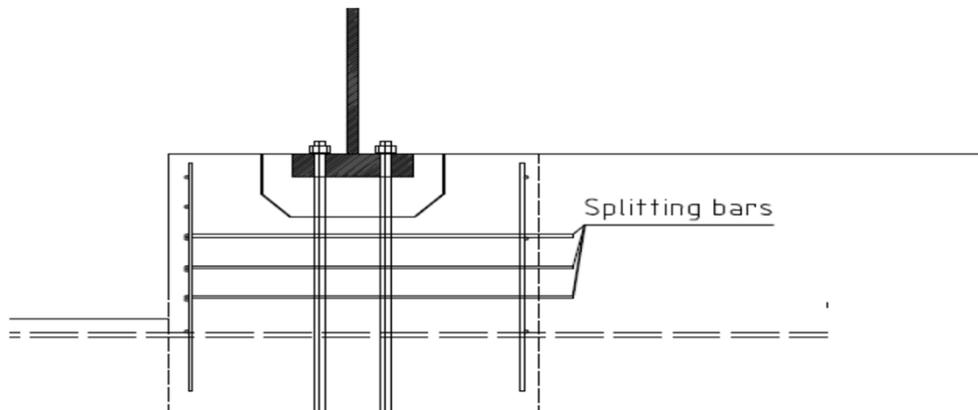
Mindestbiegerollendurchmesser:

	32	25	28	25	
Mindestbiegerollendurchmesser Table 8.1N	224	175	196	175	

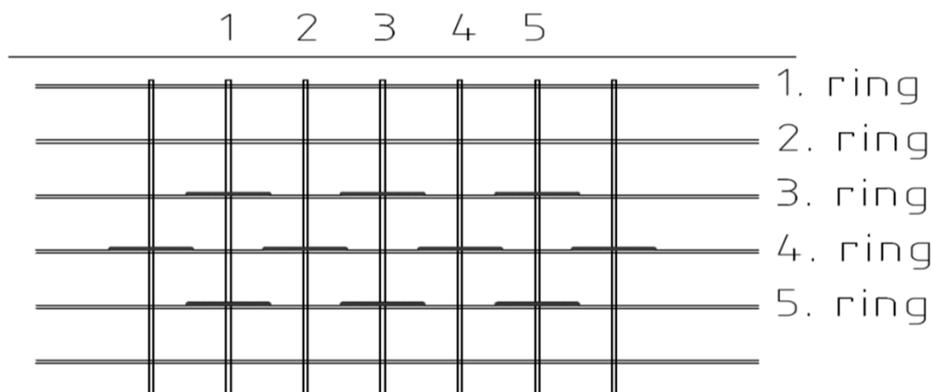
Socket:

Die im Lasteinleitungsbereich bzw. die im oberen Sockelbereich angreifenden Längsdruckkräfte rufen Querkzugkräfte hervor, die durch Bewehrung aufzunehmen sind:

Skizze:



Schnitt und Plan



Ansicht

Extremlast:

Dicke der Turmflansch bzw Unterlegsflansch	$t_f =$	110 mm
Durchmesser des Turms	$D_t =$	6000 mm
Durchmesser des Sockels	$D_p =$	7704 mm
Höhe des Sockels (d_s)	$H_p = d_s =$	805 mm
Breite des Sockels (d)	$d = D_p - D_t =$	1704 mm
Max. Dicke der Vergussmörtelrinne unterhalb des Flansches	$t_g =$	120 mm
Breite des Turmfußflansches	$W_f = d_1 =$	300 mm
Abstand zwischen den Ankern (äußere Ankerreihe)	$a =$	180 mm
Max. abwärts gerichtete Vertikalkraft	$P_{vert} = -Pt + 2 * Pa =$	1802 KN
Max. Horizontalkraft bzw. Spaltzugkraft	$P_{hor} = 0.25 * P_{vert} * [1 - d_1/\max(d,d_1+d_s)] =$	371 KN

Spaltzugbewehrung:

Anzahl Bewehrungsstäbe bzw. Schenkel je Ankerpaar	$n =$	3 Stck
Stabdurchmesser	$d =$	25 mm
Gesamtbewehrungsfläche	$As = n * \pi/4 * d^2 =$	1473 mm ²
Spannung	$\sigma = P_{hor} / As =$	252
	$< f_{yd} =$	435
		OK

Horizontalbewehrung im Sockel:

Ring	Anmerkung	Höhenkote	Von OK	Abstand
	Höhenkote OK Fundamentsockel (OKF)	0.300		
	Höhenkote UK Turmfußflansch	0.200		
1	Oberste Ring	0.178	122	
2	Zwischenring	0.098	203	81
3	Obere Lage Spaltzugbewehrung	0.017	283	81
4	Mittlere Lage Spaltzugbewehrung	-0.181	481	198
5	Untere Lage Spaltzugbewehrung	-0.379	679	198
	Oberste Ringbewehrung Pos. 6	-0.578	878	198
		m	mm	mm

Die Spaltzugbewehrung wird oberhalb von Ring 3 und 4 montiert (siehe obige Tabelle).

Optimaler Biegewinkel	$\theta = 180 + 2*\varphi =$	183.1 °
Lichter Abstand zwischen 2 Ankerpaare	$a_f = D_{co}*2*\sin(\pi/N) - d_a =$	324 mm
Mindestwert d. Biegerollendurchmessers gemäß DIN EN 1992	$d_{BR} = 7d =$	175 mm
Kreisdurchmesser Pos 9.1	$Dk =$	7527 mm
Abstand Zentrum Biegerolle-Dk	$dk = 25$ $a = (Dk + dk - 7d - D_{co})/2 =$	591 mm
Abweichung von der Parallelität pro Schenkel	$\varphi = \text{Arcsin}(4*d/[(Dk+dk)/2-3.5*d]) =$	1.55 °
Erf. lichter Abstand	$a_{fv} = (d_{BR}+2d)*\cos(\varphi) - 2*[a - (d_{BR}+2d)*\sin(\varphi)]*\tan(\varphi) =$	193 mm
Theoretischer max. Biegerollendurchmesser	$\text{red } d_{BR} =$	175 mm
Erf. Drehwinkel zur Waagerechten	$\omega =$	0.00 °
		OK

Begrenzung der Rissbreiten, untere Radialbewehrung, charakteristische Produktionslasten:

Rechenwert der Rissbreite: $w_k = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

Differenz der mittleren $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = (\sigma_s - 0.4 * f_{ct,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff}) / \rho_{p,eff}) / E_s > 0.6 * \sigma_s / E_s$
 Dehnungen von Betonstahl und Beton

Betonstahlspannung im Riss $\sigma_s = \alpha_e * M * (d - x) / I$

Verhältnis der Elastizitätsmoduln $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.87$

Effektive Bewehrungsgrad $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = A_s / (2.5 * (c + \phi/2)) / 1000 = A_s / 190000$

Max. Rissabstand $S_{r,max} = \phi / (3.6 * \rho_{p,eff}) < \sigma_s * \phi / (3.6 * f_{ctm})$

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.043	2.085	3.128	4.170	5.213	6.255	7.298	m
LCF * M(a)	67	261	571	987	1499	2096	2768	KNm
d	988	1203	1417	1631	1845	2060	2274	
x	180	211	244	280	350	406	398	
I	1.506E+10	2.513E+10	3.963E+10	6.038E+10	1.060E+11	1.583E+11	1.693E+11	KN
σ_s	21	60	99	130	124	129	180	KNm
A_s	3420	3813	4309	4952	6986	8474	7179	mm ²
$\rho_{p,eff}$	18.00	20.07	22.68	26.06	36.77	44.60	37.78	o/oo
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000067	0.000264	0.000458	0.000610	0.000583	0.000605	0.000862	
$s_{r,max}$	58.4	167.2	274.7	341.0	241.7	199.3	235.3	mm
w_k	0.00	0.04	0.13	0.21	0.14	0.12	0.20	mm
	OK							

Begrenzung der Rissbreiten, obere Radialbewehrung,, charakteristische Produktionslasten:

n.v.