



**BayWa r.e. Wind GmbH
Arabellastraße 4
81925 München**

**Errichtung einer Windenergieanlage
vom Typ VESTAS V172-6.8/7.2 MW
mit 175 m Nabenhöhe**

**„Windpark Damscheid
(Standort WEA 01)**

Baugrundgutachten

1. Ausfertigung

Rodenbach, November 2023

**ICP Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH
Am Tränkwald 27
67688 Rodenbach
Telefon 06374 / 80507-0
Telefax 06374 / 80507-7**

<B23055-1>

Baugrundgutachten

- Bauvorhaben:** Errichtung einer Windenergieanlage vom Typ VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m Nabenhöhe
- Ort:** „Windpark Damscheid“
Standort WEA 01
55432 Damscheid; Rhein-Hunsrück-Kreis
- Auftraggeber:** BayWa r.e. Wind GmbH
Arabellastraße 4
81925 München
- Auftrag:** Geotechnische Erkundungen mit Baugrundgutachten
- Aushändigung:** 1-fach gebunden an
BayWa r.e. Wind GmbH, Regionalbüro West, Rheinallee 84,
55120 Mainz + 1x digital (pdf-Format) an nicolas.pfaehler@baywa-re.com und bjoern.brabaender@baywa-re.com

Inhaltsverzeichnis

1	VORGANG UND LEISTUNGSUMFANG	3
2	UNTERLAGEN.....	4
3	AUFSCHLUSSERGEBNISSE UND KENNGRÖSSEN DES UNTERGRUNDES	5
4	INGENIEURGEOLOGISCHE BEURTEILUNG	10
4.1	Allgemeines	10
4.2	Baugruben und Gräben, Wasserhaltung.....	13
4.3	Wiedereinbaubarkeit von Aushubböden, Verdichtungsanforderungen	15
4.4	Auffüllungen.....	16
5	ANFORDERUNGEN AN DEN BAUGRUND	19
5.1	Flachgründung - Kreisfundament \varnothing 25,50 m	19
6	GRÜNDUNGSTECHNISCHE BEURTEILUNG.....	21
6.1	Allgemein.....	21
6.2	Erforderliche dynamische und statische Steifemoduln	22
6.3	Standsicherheitsnachweise für Fundamenttyp \varnothing 25,50 m	25
7	ZUWEGUNG UND KRANSTELLFLÄCHE	31
8	SCHLUSSBEMERKUNG.....	34

Anlagen

1	Schichtenverzeichnisse nach DIN 4022
2	Bohrprofile nach DIN 4023 und Messwertdiagramme für Rammsondierungen in Anlehnung an DIN EN ISO 22476-2
3	Korngrößenverteilung nach DIN EN ISO 17892-4
4	Zustandsgrenzen nach DIN EN ISO 17892-12
5	Nachweis der Drehfedersteifigkeit (mit vorgegebenem E_{oed}) für Fundamenttyp \varnothing 25,50 m
6	Grundbruchberechnungen nach DIN 1054:2005/DIN 4017:2006 für Fundamenttyp \varnothing 25,50 m
7	Setzungsberechnungen nach DIN 4019 für Fundamenttyp \varnothing 25,50 m
8	Übersichtsplan / Lageplan
9	Messung des spezifischen Erdwiderstandes p_s
10	Prüfbericht Nr. 09/06/23 vom 15.06.2023 von der CBA Chemische Produkte-Beratung und -Analyse GmbH, Konrad-Zuse-Straße 10, 66459 Kirkel-Limbach

1 VORGANG UND LEISTUNGSUMFANG

Die BayWa r.e. Wind GmbH, Arabellastraße 4, 81925 München plant die Errichtung einer Windenergieanlage im Windpark Damscheid, westlich der Ortsgemeinde Damscheid im Rhein-Hunsrück-Kreis in Rheinland-Pfalz. Es handelt sich hierbei um eine Windenergieanlage (WEA 01) vom Typ VESTAS V172 Hybridturm T23 mit 175 m Nabenhöhe.

Die Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH (ICP), Am Tränkwald 27, 67688 Rodenbach wurde durch die BayWa r.e. Wind GmbH, Regionalbüro West, Rheinallee 84, 55120 Mainz im Namen und auf Rechnung der BayWa r.e. Wind GmbH, Arabellastraße 4, 81925 München am 22.03.2023 mit der Erstellung des Baugrundgutachtens für oben genannte Windenergieanlage beauftragt.

Dieses Baugrundgutachten behandelt die Windenergieanlage WEA 01 vom Typ VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m Nabenhöhe. Eine Untersuchung der Baustraßen und Zuwegungen ist auftragsgemäß nicht Gegenstand dieses Baugrundgutachtens. Dies ist bei entsprechendem Planungsstand separat zu beauftragen und in einem gesonderten Bericht zu erläutern.

Zur Erkundung des Untergrundes wurden am 15.05.2023 im Bereich des Standorts der Windenergieanlage WEA 01 drei Kleinrammbohrungen (RB 1 bis RB 3) sowie im Bereich der Kranstellfläche und Montagefläche eine Kleinrammbohrung RB 4 nach DIN EN ISO 22475-1 abgeteuft. Die Bohrungen RB 1 bis RB 4 endeten in Tiefen zwischen 1,40 m und 2,10 m unter Ansatzpunkt (uAP), da kein weiterer Bohrfortschritt mehr zu erzielen war.

Weiterhin kamen zur Beurteilung der Lagerungsdichte bzw. Konsistenz der im Bereich des Standorts der WEA 01 anstehenden Lockergesteinsböden sowie zur Erkundung der Tiefenlage der nicht mehr rambbaren Übergangszone zum Festgestein insgesamt drei schwere Rammsondierungen DPH 1 bis DPH 3 im Bereich der Fundamentfläche nach DIN EN ISO 22476-2 zur Ausführung. Die Sondierungen DPH 1 bis DPH 3 endeten in Tiefen zwischen 1,70 m uAP und 3,50 m uAP, da kein weiterer Sondierfortschritt mehr zu erreichen war.

Die Aufschlussergebnisse wurden in Schichtenverzeichnissen nach DIN 4022 (Anlage 1) und Bohrprofilen nach DIN 4023 sowie in Messwertdiagrammen für Rammsondierungen in Anlehnung an DIN EN ISO 22476-2 dargestellt (Anlagen 2.1 und 2.2).

An einer charakteristischen Bodenprobe (RB 3 / P 4) wurde im bodenmechanischen Labor die Korngrößenverteilung mittels Sieb-/Schlammanalyse nach DIN EN ISO 17892-4 ermittelt (Anlage 3).

An einer weiteren charakteristischen Bodenprobe (RB 4 / P 2) wurden die Zustandsgrenzen nach DIN EN ISO 17892-12 bestimmt (Anlage 4).

Eine Mischprobe MP 1 (RB 1 / (P 3 + P 4) + RB 2 / (P 3 – P 5) + RB 3 / (P 2 – P 4) + RB 4 / (P 2 – P 4) des aufgeschlossenen Lockergesteins wurde der CBA Chemische Produkte-Beratung und -Analyse GmbH, Konrad-Zuse-Straße 10, 66459 Kirel-Limbach zur Bestimmung der Betonaggressivität des Bodens nach DIN 4030 übergeben. Der Prüfbericht Nr. 09/06/23 vom 15.06.2023 ist als Anlage 10 beigelegt.

Für die aufgeschlossenen Bodenschichten wurden die charakteristischen Kenngrößen nach DIN 1055, die Bodengruppen nach DIN 18196, die Bodenklassen nach DIN 18300 sowie die Frostempfindlichkeitsklassen nach ZTV E-StB 17 (Fassung 2017) ermittelt. Weiterhin wurden Homogenbereiche nach DIN 18300: 2019-09 gebildet.

Die der u. g. Unterlagen [3] und [4] zu entnehmenden Anforderungen an den Baugrund wurden der am geplanten Standort aufgeschlossenen Baugrundsituation gegenübergestellt.

Zur Abschätzung der zu erwartenden Setzungen und Setzungsdifferenzen (Schiefstellungen) wurden Grundbruchberechnungen nach DIN 1054:2005 / DIN 4017:2006 sowie Setzungsrechnungen nach DIN 4019 für den Fundamenttyp VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m Nabenhöhe, Ø25,50 m durchgeführt (Anlagen 6 und 7).

Die Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH (ICP), Am Tränkwald 27, 67688 Rodenbach wurde mit der geoelektrischen Widerstandsmessung beauftragt. Die Ergebnisse sind als Anlage 9 beigefügt.

2 UNTERLAGEN

Als Arbeitsgrundlage für die Erstellung des Baugrundgutachtens wurden auftraggeberseitig die nachfolgenden Unterlagen zur Verfügung gestellt:

- [1] Plan: „Aufnahme Baumbestand; M. 1 : 250“ vom Vermessungsbüro Patrick Gras Dipl.-Ing. (FH) vom 07.03.2023
- [2] Plan-Nr. DAMS_G_lp_WEA01-001: „Lageplan WEA 01 mit Darstellung der Kranstellfläche; M. 1 : 1500“ von Dipl.-Ing.(TH) Angelika Hiebsch, Ludwig-Jahn-Straße 13, 06773 Gräfenhainichen vom 17.04.2023
- [3] Plan Nr. DE T23 005 XX X:
„WEA VESTAS V172; Schalplan Fundament ϕ 25,50 m; NH = 175 m; M. 1 : 50; 1 : 10“, von MAX BÖGL vom 27.02.2023
- [4] Dokument Nr. T05 0145-7187 Ver 00:
Prüfbericht für eine Typenprüfung; Prüfnummer 3788612-22-d: vom 05.06.2023
Prüfung der Standsicherheit – Flachgründung, Windenergieanlage Vestas V172-6.8/7.2MW, Turm Hybridturm T23 mit 175 m Nabenhöhe; S. 1 – 203;
gültig bis 04.06.2028
- [5] Dokument Nr. T05 0145-7184 Ver 00:
Prüfbericht für eine Typenprüfung; Prüfnummer 3788612-12-d: vom 05.06.2023
Prüfung der Standsicherheit – Hybridturm HACAFO0 (T23), Windenergieanlage Vestas V172-6.8/7.2MW mit 175 m Nabenhöhe; S. 1 – 16; gültig bis 04.06.2028
- [6] E-Mail vom 25.04.2023 mit Angaben zur Kranstellfläche von der BayWa r.e. Wind GmbH, Regionalbüro West, Rheinallee 84, 55120 Mainz

Auftragnehmerseitig lag folgende Unterlage vor:

- [7] Dokument Nr. T05 -4327 V13, 2022-05-01: „Anforderungen an Transportwege und Kranstellflächen, V90, V100, V110, V112, V117, V120, V126, V136, V150, V162, V172, (Seite 1 - 28) von der Vestas Deutschland GmbH, Kapstadtring 7, 22297 Hamburg

3 AUFSCHLUSSERGEBNISSE UND KENNGRÖSSEN DES UNTERGRUNDES

Die Lage des Anlagenstandorts der Windenergieanlage WEA 01 geht aus dem beigefügten Lageplan (Anlage 8) hervor.

Zum Zeitpunkt der Feldarbeiten stellte sich der Standort der Windenergieanlage WEA 01 als geneigte, gerodete Waldfläche dar (siehe Bilder 1 und 2). Die Kranstellfläche liegt etwa 1,30 m bis 1,50 m höher als die derzeitige Geländeoberkante am Fundamentmittelpunkt.



Bilder 1 und 2: Standort WEA 01 am 15.05.2023

Die Höhe des Fundamentmittelpunktes der Windenergieanlage WEA 01 gemäß o. g. Unterlage [1], die ETRS89 / UTM Zone 32N – Koordinaten des Fundamentmittelpunktes und der niedergebrachten Aufschlüsse sowie deren auf die derzeitige Geländeoberkante am Fundamentmittelpunkt (FP; MP) bezogenen Ansatzhöhen und die Ansatzhöhen in m ü NN sind den nachfolgenden Tabellen 1 und 2 zu entnehmen.

Tabelle 1:

ETRS89 / UTM Zone 32N – Koordinaten und Höhe des Fundamentmittelpunktes

„Windpark Damscheid“, Rhein-Hunsrück-Kreis; Fundamentmittelpunkt Standort WEA 01		
ETRS89 / UTM Zone 32N – Koordinaten		
X-wert	Y-wert	[m ü NN]
U 32 402306.019	5550892.010	538,58

Tabelle 2: Nivellement

Nivellement				
Projektbezeichnung:	„Windpark Damscheid“, Rhein-Hunsrück-Kreis; Fundamentmittelpunkt Standort WEA 01			
Datum:	15.05.2023			
Beobachter:	Schnell / Michel			
Festpunkt (FP) Kleinrammbohrungen (RB) Schwere Rammsondierungen (DPH)	UTM-Koordinaten ETRS89 / UTM Zone 32N – Koordinaten		Ansatzpunkt	Ansatzpunkt
	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	[m ü FP; m ü MP]	[m ü NN]
Bereich Fundamentfläche				
FP = GOK am F.-mittelpunkt	U 32 402306.019	5550892.010	±0,00	538,58
RB 1 (ca. 12,2 m nordöstlich des F.-mittelpunktes)	U 32 402311.961	5550902.700	-0,57	538,01
RB 2 (ca. 12,0 m südlich des F.-mittelpunktes)	U 32 402307.146	5550880.052	+0,31	538,89
RB 3 (ca. 11,9 m nordwestlich des F.-mittelpunktes)	U 32 402298.085	5550900.764	+0,06	538,64
DPH 1 bei RB 1 (ca. 12,2 m nordöstlich des F.-mittelpunktes)	U 32 402311.961	5550902.700	-0,57	538,01
DPH 2 (ca. 11,9 m östlich des F.-mittelpunktes)	U 32 402317.600	5550889.209	-0,49	538,09
DPH 3 (ca. 11,9 m südwestlich des F.-mittelpunktes)	U 32 402295.973	5550885.760	+0,70	539,28
Bereich Kranstellfläche und Montagefläche				
RB 4 (Bereich Kranstellfläche; ca. 31,3 m westlich des F.-mittelpunktes)	U 32 402274.295	5550897.886	+1,35	539,93

Gemäß der Geologischen Übersichtskarte von Rheinland Pfalz 1:300000, herausgegeben vom Landesamt für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz, befindet sich das Untersuchungsgebiet im Grenzbereich der sog. „Singhofen-Schichten“ (dzP; Devon, Unterdevon, Unterems; sandig-schiefrige Fazies mit Porphyroiden) zu den aus tonigen Lehmen bis lehmigen Sanden mit wechselnden Anteilen an Gesteinsbruchstücken oder Geröllen bestehenden Schichten der sog. Fließerde und ähnlichen Umlagerungsbildungen (fl; Quartär; Hangschutt, Hanglehm, Blockschutt, Schuttkegel, Bergsturzmassen).

Die Gesteinssuite der „Singhofen-Schichten“ setzt sich im Wesentlichen aus Wechsellagerungen aus Ton-, Silt- und Sandsteinen mit Einlagerungen von saurem Tuffit (Porphyroide) zusammen.

ICP Geologen und Ingenieure für Wasser und Boden

In den Randbereich des Untersuchungsgebietes ragen Ausläufer des sog. Hundsrückschiefer i.e.S. (dzH; Devon, Unterdevon, Unterems) hinein, welcher aus Ton- und Siltsteinen mit geringmächtigen Einschaltungen von Sandsteinen aufgebaut ist.

Das Festgestein wird von dessen chemisch-physikalischen Verwitterungsprodukten und den Sedimenten überlagert, welche entsprechend der Kornzusammensetzung des Ausgangsgesteins allgemein als schluffige, kiesige bis stark kiesige, teils schwach humose Tone und tonige, schwach sandige bis sandige, schwach bis stark kiesige Schluffe von leichter Plastizität sowie schwach bis stark schluffige, sandige, teils tonige Kiese mit variierendem Anteil an verwittertem Festgesteinsbruch in Kieskorn- bis Steinfraction zu charakterisieren sind.

Es ist damit zu rechnen, dass in die Lockergesteinszone verwitterte Festgesteinsbruchstücke und größere Findlinge bzw. Blöcke eingeschaltet sind.

Im Übergangsbereich der Festgesteinsoberfläche zum Lockergestein entstand durch physikalisch-chemische Entfestigung eine Übergangszone / Verwitterungszone mit graduell entfestigtem Gesteinsverband.

Bei den durchgeführten Kleinrammbohrungen wurde zwar eine Mächtigkeit der Oberbodendecke und der humosen Böden von ca. 10 – 50 cm aufgeschlossen, aber aufgrund der örtlichen Gegebenheiten (Wurzeln, Wurzelstöcke) kann diese Mächtigkeit variieren. Im Zuge der Bauarbeiten ist demnach damit zu rechnen, dass der Abtrag einer Oberbodendecke von größerer Mächtigkeit erforderlich ist.

Unter Berücksichtigung der geschilderten regionalgeologischen Situation lässt sich auf Grundlage der Aufschlussresultate (Kleinrammbohrungen und schwere Rammsondierungen) das nachfolgende Grundsatzprofil unterhalb der Oberbodendecke und der humosen Böden ableiten:

SG I: Tone / Schluffe

schluffige, kiesige bis stark kiesige, teils schwach humose Tone
und
tonige, schwach sandige bis sandige, schwach bis stark kiesige Schluffe
Farbe: beige-braun, beige, beige-hellgrau
Konsistenz: weich bis fest
Bodengruppe TL nach DIN 18196

SG II: nichtbind. Kiese / bind. Kiese

schwach bis stark schluffige, sandige, teils tonige Kiese
Farbe: braun-grau, beige-braun, beige
Lagerung: dicht
Konsistenz: steif bis halbfest
Bodengruppen GU, GU* nach DIN 18196

SG III: Übergangszone / Festgestein (nicht direkt aufgeschlossen)

Ton-, Silt- und Sandsteine
Im Bereich der Übergangszone ± verwittert
Felsklasse: 6 bis 7

Das regionalgeologisch anstehende Festgestein (SG III) wurde im Rahmen der Erkundungsarbeiten verfahrensbedingt nicht direkt aufgeschlossen und kann somit bei derzeitigem Kenntnisstand nicht weitergehend nach DIN 18300 klassifiziert werden.

Festgesteinshorizont

Die schweren Rammsondierungen DPH 1 bis DPH 3 waren in Tiefen zwischen 1,70 m uAP und 3,50 m uAP ausgerammt. Basierend auf diesen Ergebnissen ist die nicht mehr rambbare Übergangszone zum Festgestein demnach in Tiefen zwischen 1,70 m uAP und 3,50 m uAP zu erwarten (Sondierstillstand).

Wasserstände

Grund-, Schicht- oder Stauwasser war zum Zeitpunkt der Feldarbeiten (15.05.2023) bei den Sondierungen DPH 1 bis DPH 3 und den Bohrungen RB 1 bis RB 4 bis zur jeweiligen Endteufe nicht nachweisbar. Generell ist jedoch mit einer zeitweiligen, jahreszeitlichen Schwankungen unterliegenden Schichtwasserführung und einem Aufstauen von versickernden Oberflächenwässern bzw. mit der Ausbildung von staunassen Horizonten zu rechnen.

Des Weiteren ist zu beachten, dass der Grundwasserspiegel Schwankungen unterliegt. Innerhalb eines Jahres ist in der Regel ein jahreszeitlicher Wechsel von hohen Grundwasserständen (Maximum meistens im Frühjahr) und niedrigen Grundwasserständen (Minimum meistens im Herbst) gegeben. Ursache ist die Grundwasserneubildung aus Niederschlag im Winterhalbjahr und die fehlende bzw. nur eine geringe Grundwasserneubildung im Sommerhalbjahr.

In mehreren Trockenjahren hintereinander kommt es in der Regel zu einem insgesamt über mehrere Jahre fallenden Trend, in mehreren Nassjahren hintereinander zu einem insgesamt über mehrere Jahre steigenden Trend der Grundwasserstände. Dabei wird dieser längerzeitige Trend vom jahreszeitlichen Wechsel der Grundwasserstände innerhalb eines Jahres überlagert.

In diesem Zusammenhang weisen wir ferner darauf hin, dass auch die zeitweilige Ausbildung lokaler Staunässehorizonte auf Schichtlagen oberhalb eines geschlossenen Grundwasserspiegels, insbesondere nach andauernden Niederschlagsperioden, im gesamten Baufeld nicht generell auszuschließen ist.

Charakteristische Kenngrößen und Bodenparameter

Die charakteristischen Kenngrößen und Parameter der aufgeschlossenen Schichtglieder sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt.

Tabelle 3: Charakteristische Kenngrößen und Parameter

	SG I Schluffe / Tone	SG II nichtbind. Kiese / bind. Kiese	SG III Übergangszone / Festgestein^{*)}
aufgeschlossene Mächtigkeit [m]	0,40 – 2,00	0,70 – 1,30	---
Bodengruppe (DIN 18196)	TL	GU, GU*	Festgestein
Boden-/Felsklasse (DIN 18300) Eventuell Blöcke	4+, 5+, 6+	3, 4+, 5+	6, 7
Homogenbereich ¹⁾ (DIN 18300:2019-09)	4, 5b, 6b, 2+	3a, 5a, 4, 5b, 2+	6c, 7
Konsistenz / Lagerungsdichte	weich – fest --	steif – halbfest dicht	---
Plastizität	leicht	leicht (GU*)	---
Wichte (DIN 1055) [kN/m ³] cal γ	20,0 – 21,0	20,5 – 22,0	23,0
cal γ'	10,0 – 11,0	10,5 – 14,0	13,0
Reibungswinkel cal ϕ' [Grad] (DIN 1055)	27,5	27,5 – 35,0	27,5 – 35,0
Kohäsion (DIN 1055) [kN/m ²] cal c_u	0 – 40	0 – 40	
cal c'	0 – 5	0 – 5	10 – 50
Steifemodul cal E_s [MN/m ²]	5 – 30	15 – 40	> 60
Frostempfindlichkeitsklasse nach ZTV E-StB 09 (Fassung 2009)	F3 (TL)	F3 (GU*) F2 ⁺⁺ (GU)	---
Benennung von Fels (Petrographie) / Veränderlichkeit (DIN EN ISO 14689-1)	--	--	Ton- und Siltsteine: veränderlich bis stark veränderlich Sandsteine: nicht ver- änderlich
Massenanteil (M.-%) Steine Blöcke große Blöcke	Ein Vorkommen ist nicht auszuschließen; die Bestimmung des Massenanteils ist auf- grund der beauftrag- ten Erkundungsver- fahren jedoch nicht möglich.	Ein Vorkommen ist nicht auszuschließen; die Bestimmung des Massenanteils ist auf- grund der beauftrag- ten Erkundungsver- fahren jedoch nicht möglich.	--- --- ---

^{*)} Aufgrund regionalgeologischer Situation angenommene Werte

⁺⁾ Fein- und gemischtkörnige Böden verändern ihre Konsistenz bereits bei geringer Veränderung des Wassergehaltes. Wasserentzug lässt sie rasch austrocknen und schrumpfen, Wasserzufuhr und dynamische Belastung lässt sie in die Bodenklasse 2 nach DIN 18300:2012-09 bzw. in den Homogenbereich 2 nach DIN 18300:2019-09 übergehen.

⁺⁺⁾ Nur wenn ≥ 5 Gew.-% $< 0,063$ mm bei $U \geq 15$ oder ≥ 15 Gew.-% $< 0,063$ mm bei $U \leq 6$, sonst zu F1 gehörend.

¹⁾ Die Einteilung der Böden in Homogenbereiche erfolgte entsprechend ihres Zustands vor dem Lösen. Die anzugebenden Eigenschaften und Kennwerte sowie deren Bandbreite (sofern eine Ermittlung der Eigenschaften, Kennwerte und Bandbreite aufgrund der beauftragten Aufschlussverfahren möglich war) sind in obiger Tabelle enthalten.

Für die Einteilung der Böden in Homogenbereiche wurden die Empfehlungen aus der DVGW-Information Gas/Wasser Nr. 20 vom Januar 2016 für die Vergabe und Abwicklung von Bauaufträgen im Leitungstiefbau herangezogen.

Tabelle 4: Allgemeine Zusammenfassung der Kennwerte der zugrunde gelegten Homogenbereiche

Homogenbereich	Kennwerte
1	Oberboden
2	Böden der Bodengruppen TL, GU, GU* in flüssiger oder breiiger Konsistenz, ohne LAGA-Analytik
3a	Böden der Bodengruppe GU in lockerer bis dichter Lagerung, Steinanteil 0-30 %, ohne LAGA-Analytik
4	Böden der Bodengruppen TL, GU* in weicher bis halbfester Konsistenz, leicht plastisch, Steinanteil 0-30 %, ohne LAGA-Analytik
5a	Böden der Bodengruppe GU in lockerer bis dichter Lagerung, Steinanteil > 30 %, Blockanteil 0-30 %, ohne LAGA-Analytik
5b	Böden der Bodengruppen TL, GU* in weicher bis halbfester Konsistenz, leicht plastisch, Steinanteil > 30 %, Blockanteil 0-30 %, ohne LAGA-Analytik
6b	Böden der Bodengruppe TL leicht plastisch, in fester Konsistenz, ohne LAGA-Analytik
6c	Fels mit sehr kleinen bis mittleren (\triangle Würfel < 46 cm bzw. Kugel < 60 cm) Abmessungen der Gesteinskörper, vollständig bis mäßig verwittert, ohne LAGA-Analytik
7	Fels mit mittleren (\triangle Würfel < 46 cm bzw. Kugel < 60 cm) bis sehr großen Abmessungen der Gesteinskörper, schwach verwittert bis frisch, ohne LAGA-Analytik

Eine Mischprobe MP 1 (RB 1 / (P 3 + P 4) + RB 2 / (P 3 – P 5) + RB 3 / (P 2 – P 4) + RB 4 / (P 2 – P 4) des aufgeschlossenen Lockergesteins wurde der CBA Chemische Produkte-Beratung und -Analyse GmbH, Konrad-Zuse-Straße 10, 66459 Kirkel-Limbach zur Bestimmung der Betonaggressivität des Bodens nach DIN 4030 übergeben. Der Prüfbericht Nr. 09/06/23 vom 15.06.2023 ist als Anlage 10 beigelegt.

Gemäß Prüfbericht Nr. 09/06/23 vom 15.06.2023 ist die Bodenprobe MP 1 nach DIN 4030 als **schwach betonangreifend** einzustufen. Dies entspricht nach DIN EN 206-1 der Beurteilung „XA1 schwach angreifend“.

4 INGENIEURGEOLOGISCHE BEURTEILUNG

4.1 Allgemeines

Bezüglich der Erdbebeneinwirkung gehört das Untersuchungsgebiet (bezogen auf die Koordinaten der Ortsmitten der benachbarten Gemeinden Damscheid und Birkheim) gemäß DIN EN 1998-1/ NA:2011-01 zur Erdbebenzone 1 sowie zur Untergrundklasse R (Gebiete mit felsartigem Gesteinsuntergrund).

Die Erdbebenzone 1 umfasst Gebiete, denen gemäß des zugrunde gelegten Gefährdungsniveaus ein Intensitätsintervall von 6,5 bis < 7,0 gemäß der Europäischen Makroseismischen Skala EMS-98 zugeordnet ist. Der zugehörige Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g beträgt in dieser Erdbebenzone 0,4 m/s².

In der Hangstabilitätskarte von Rheinland-Pfalz ist das eigentliche Untersuchungsgebiet nicht als vermutetes oder nachgewiesenes Rutschgebiet kartiert. Gemäß der Rutschungsdatenbank Rheinland-Pfalz ist es jedoch im Bereich der Gemeinde Damscheid bereits zu vereinzeltten Massebewegungen gekommen (Quelle: http://www.lgb-rlp.de/ms_rutschungsdatenbank.html).

Die Datenbank beinhaltet Rutschungen, Felsstürze, Steinschläge, Erdfälle und Tagesbrüche in Rheinland-Pfalz.

In der Mapserveranwendung werden systematisch angeordnete Kacheln (Ausdehnung 1 x 1 km) dargestellt, deren farbliche Variationen auf die Anzahl der Massenbewegungen innerhalb einer Kachel zurückzuführen ist. Die Darstellung einer Massenbewegung in einer Kachel bedeutet nicht, dass die Gefahr flächendeckend vorhanden ist. Über die aktuelle Aktivität wird nichts ausgesagt.

Beispielhaft zeigt der nachfolgende Kartenausschnitt (Quelle: http://www.lgb-rlp.de/ms_rutschungsdatenbank.html) die Massenbewegungen im Projektgebiet.

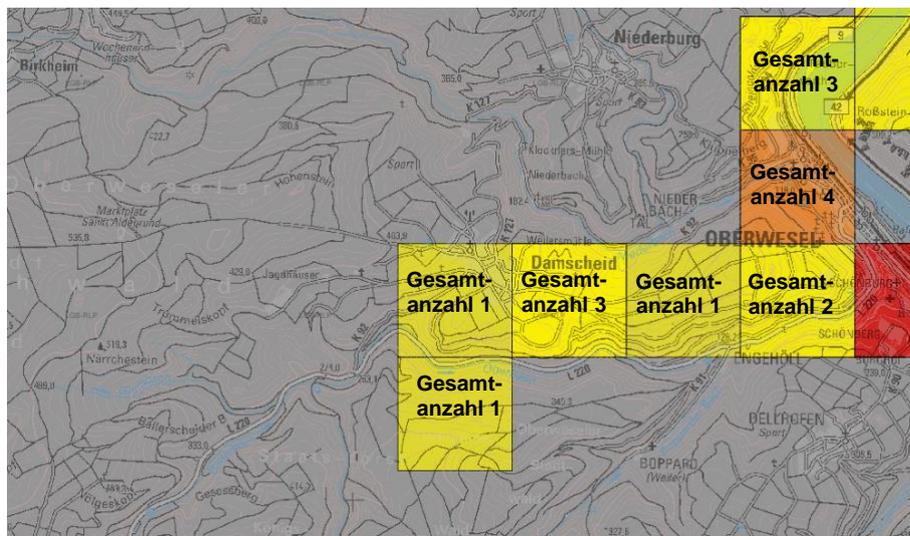


Abb. 1: Massenbewegungen

Daher empfehlen wir, gewisse Vorsichtsmaßnahmen einzuhalten.

Insbesondere dürfen Baugruben zur Sicherheit nur kurzzeitig offen gehalten werden, und bei der Verlegung von Versorgungsleitungen und Kanälen sind die Aufgrablungen möglichst kurz zu halten.

Aufschüttungen oder dgl. von über 2 m Höhe sind, soweit möglich, zu vermeiden. Innerhalb der Grundstücke sollten keine Hangabgrabungen (ausgenommen Baugruben) vorgenommen werden.

Die anstehenden bindigen Lockergesteinsböden sind als stark wasserempfindlich einzustufen, d. h., sie weichen bei Wasserzutritten bzw. Durchfeuchtung (z. B. durch Durchwalkungen während des Baubetriebes) rasch auf und verlieren so ihre in ungestörtem Zustand bei mindestens steifer Konsistenz befriedigenden bodenmechanischen Eigenschaften.

Sie sind dann erfahrungsgemäß nur noch nach baugrundverbessernden Maßnahmen zu befehlen. Aus diesem Grund sollte die Bauausführung unbedingt in der trockeneren, wärmeren Jahreszeit erfolgen, um gegebenenfalls erforderlich werdende Bodenverbesserungsmaßnahmen auf ein Minimum zu reduzieren.

Die überwiegend aufgeschlossenen bindigen Böden der Bodengruppen TL und GU* der Schichtglieder SG I und SG II weisen überwiegend eine steife bis steif-halbfeste, oberflächennah auch eine lediglich weiche bis weich-steife Konsistenz auf. Zur Tiefe gehen sie in eine halbfest-feste bis feste Konsistenz über.

Nach DIN 18300 sind die bindigen Böden bei weicher bis halbfester Konsistenz der Bodenklasse 4, bei lokal hohem Anteil an Festgesteinsbruchstücken der Bodenklasse 5 zuzuordnen. In fester Konsistenz sind sie der Bodenklasse 6 zugehörig. Durchnässte, breiige Böden gehören nach DIN 18196 in die Bodenklasse 2.

Bei den Bohrungen RB 1 und RB 2 wurden unterhalb der bindigen Böden bis zu den Endteufen die nichtbindigen Kiese der Bodengruppe GU des Schichtgliedes SG II vorgefunden. Ihre Lagerungsdichte ist als überwiegend dicht zu beurteilen.

Die nicht bindigen Kiese sind der Bodenklasse 3 zuzuordnen. Ab mindestens mitteldichter Lagerung stellen sie einen gut tragfähigen, unter statischer Belastung im Allgemeinen nur zu geringen Setzungen neigenden Baugrund dar.

Bindige Böden von weicher bzw. breiiger Konsistenz hingegen sind aufgrund ihrer ausgeprägten Setzungswilligkeit generell nicht belastbar und als ungeeignet für Gründungszwecke zu beurteilen.

In der o. g. Unterlage [3] wird von einer Gründungshöhe (OK Sauberkeitsschicht) in 2,90 m Tiefe unter OK Sockel (Fundamenttyp Ø25,50 m) des Fundamentes ausgegangen.

Genauere Angaben zur planmäßigen Unterkante des Fundamentes in m ü NN lagen zum Zeitpunkt der Berichterstellung nicht vor. In telefonischer Abstimmung mit Herrn Pfähler (BayWa r.e. Wind GmbH, Regionalbüro West, Rheinallee 84, 55120 Mainz) am 14.11.2023 wird, wie in o. g. Unterlagen [3] und [4] angegeben, von einer Einbindetiefe von 0,257 m in den gewachsenen Baugrund ausgegangen. Somit kommt die Fundamentunterkante (OK Sauberkeitsschicht) auf der Höhe 538,32 m ü NN zu liegen, was einer Kote von ca. -0,257 m ü MP (FP) entspricht. Die Einbindetiefe von 0,257 m aus [3] wird im Bereich des Fundamentmittelpunktes erreicht.

Da das Gelände geneigt ist, ergibt sich jedoch bereichsweise eine etwas größere Einbindetiefe (z. B. bei RB 2, DPH 3) und bereichsweise eine etwas geringere Einbindetiefe (z. B. bei DPH 1, DPH 2).

Mit dem Anlagenhersteller ist diese Gründungshöhe (auch im Hinblick auf die statischen Nachweise) unbedingt abzustimmen.

Die Oberkante des Fundamentsockels befindet sich gemäß o. g. Angaben etwa auf der Höhe 541,223 m ü NN, was einer Kote von ca. +2,643 m ü MP entspricht.

Das Fundament ist entsprechend den Angaben der Vestas GmbH (Wichte des Materials, Breite der Anschüttung, Böschungswinkel, usw.) dauerhaft anzuschütten bzw. zu überschütten, um den statischen und sonstigen Anforderungen zu genügen. Gemäß [3] ist die Erdaufschüttung bis 10 cm ($\varnothing 25,50$ m) unter OK Sockel einzubauen, wobei die Wichte der Erdaufschüttung $\gamma / \gamma' = 18 / 8 \text{ kN/m}^3$ betragen soll. Die Erdaufschüttung darf nicht entfernt werden.

Die Höhenlage der Gründungsebene ist mit der Genehmigungsplanung abzustimmen.

Basierend auf den Erkundungsergebnissen ist derzeit davon auszugehen, dass die Gründungssohle bei der Gründungskote von -0,257 m ü GOK (am Fundamentmittelpunkt; Turmtyp V172-6.8/7.2 MW mit 175 m Nabenhöhe) überwiegend im Lockergestein zu liegen kommt. Im Rahmen der Erdarbeiten ist Fels der Klassen 6/7 nach DIN 18300 daher ggf. nur in relativ geringem Umfang zu lösen.

4.2 Baugruben und Gräben, Wasserhaltung

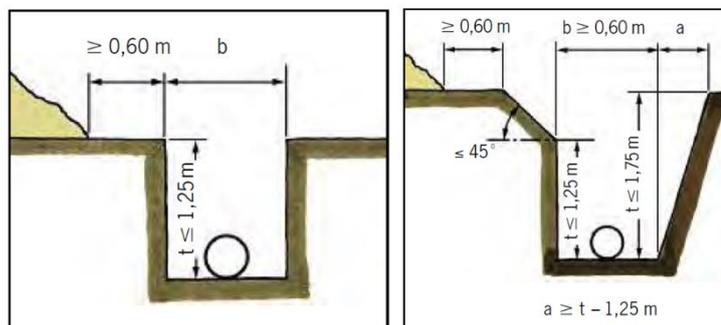
Bezüglich der Herstellung von Baugruben und Gräben wird grundsätzlich auf die DIN 4124 verwiesen.

Diese Norm gibt an, nach welchen Regeln Baugruben und Gräben zu bemessen und auszuführen sind. Die beim Aushub freigelegten Erd- bzw. Felswände von Baugruben und Gräben sind unter Berücksichtigung aller Einflüsse, die die Standsicherheit beeinträchtigen, so abzuböschern, zu verbauen oder anderweitig zu sichern, dass sie während der einzelnen Bauzustände standsicher sind. Zu beachten ist außerdem, dass die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Leitungen, anderen baulichen Anlagen oder Verkehrsflächen nicht beeinträchtigt werden.

Nicht verbaute senkrechte Baugrubenwände

Diese dürfen in Böden über dem Grundwasser bei Einhaltung der Regelabstände für Verkehrslasten gemäß DIN 4124 bis zu einer Tiefe von 1,25 m hergestellt werden, wenn die anschließende Geländeoberfläche die folgenden Höchstwerte für die Neigung einhält:

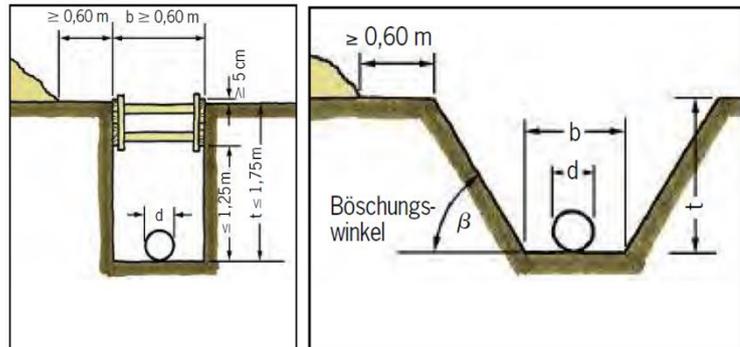
- nichtbindige und weiche bindige Böden
maximal 1:10
- mindestens steife bindige Böden maximal 1:2



In mindestens steifen bindigen Böden über dem Grundwasser sowie bei Fels darf die Aushubtiefe bis zu 1,75 m betragen, wenn der mehr als 1,25 m über der Sohle liegende Bereich der Wand unter einem Winkel von maximal 45° (1:1) geböschert wird und die anschließende Geländeneigung nicht mehr als 1:10 beträgt.

Baugruben mit einer Tiefe > 1,25 m bzw. > 1,75 m

Diese müssen mit abgeböschten Wänden hergestellt oder verbaut werden. Die Böschungsneigung richtet sich unabhängig von der Lösbarkeit des Bodens nach dessen bodenmechanischen Eigenschaften unter Berücksichtigung der Zeit, während der die Baugrube offen zu halten ist und nach den äußeren Einflüssen, die auf die Baugrubenböschung wirken.

**Hinweis:**

In den teilweise anstehenden Kiesen sind erfahrungsgemäß auch Gräben mit Tiefen bis 1,25 m mit senkrechten Wänden nicht dauerhaft standsicher herstellbar, da infolge fehlender Kohäsion ein Nachbrechen der Grabenwände praktisch nicht zu vermeiden ist (geologisch bedingter Mehraushub).

Ohne rechnerischen Nachweis dürfen bei Kurzzeitböschungen bis 5 m Höhe über dem Grundwasser unter Beachtung der Regelabstände von Verkehrslasten gemäß DIN 4124 folgende Böschungswinkel nicht überschritten werden:

Bodengruppen TL, GU*:	≤ 45° bei weicher Konsistenz
	≤ 60° bei mindestens steifer Konsistenz
Bodengruppe GU:	≤ 45°
Festgestein:	≤ 80° (unter Beachtung des Trennflächengefüges)

Werden beim Baugrubenaushub steife und weiche Partien in Wechsellagerung angeschnitten, so ist über die gesamte Böschungshöhe der zulässige Neigungswinkel des ungünstigsten Schichtpakets auszuführen (d. h. ≤ 45°).

Die angegebenen zulässigen Böschungswinkel gelten nur für Regelfälle. Geringere Böschungsneigungen sind vorzusehen **und nach DIN 4084 rechnerisch nachzuweisen**, wenn besondere Einflüsse die Standsicherheit gefährden. Dies gilt beispielsweise bei

- **Schichtwassereinflüssen, Anschnitt von Staunässehorizonten,**
- **Böschungen von mehr als 5 m Höhe,**
- Baumaschinen oder Baugeräten bis einschließlich 12 t Gesamtgewicht, die nicht einen Abstand von mindestens 1 m zwischen der Außenkante der Aufstandsfläche und der Graben- bzw. Böschungskante einhalten,
- Baumaschinen oder Baugeräten von mehr als 12 t bis 40 t Gesamtgewicht, die nicht einen Abstand von mindestens 2 m zwischen der Außenkante der Aufstandsfläche und der Graben- bzw. Böschungskante einhalten,
- Steigung des an die Böschungskante anschließenden Geländes von mehr als 1 : 10.

Liegen Baugruben länger offen, so sind die Böschungen durch sorgfältige Folienabdeckung vor Erosion durch Witterungseinflüsse zu schützen. In der Baugrube gegebenenfalls anfallendes Hang-/Stau-/Schichtwasser ist zusammen mit zufließendem Niederschlagswasser mittels offener Wasserhaltung (Pumpensümpfe in ausreichender Anzahl und mit genügender Vorlaufzeit) ordnungsgemäß zu fassen und dauerhaft abzuleiten. Erfahrungsgemäß ist über dem Grundwasser das der Baugrube zufließende Schichtwasser und oberflächige Niederschlagswasser damit zu beherrschen.

Über die Geländeoberfläche zulaufendes Niederschlagswasser ist vor dem Erreichen der Baugrubenböschungen über Mulden abzuleiten.

Sofern anfallendes Grund- / Stauwasser / Schichtwasser mittels offener Wasserhaltung nicht zu beherrschen ist, ist dieses abzusenken, und/oder die Baugrube ist durch einen wasserdichten ausgesteiften, statisch ausreichend bemessenen Verbau zu sichern.

Grundsätzlich sind Wasserhaltungsmaßnahmen genehmigungspflichtig.

Hinweis

Die im Abschnitt 4.2 „Baugruben und Gräben, Wasserhaltung“ verwendeten Graphiken wurden der Info-CD-ROM BG Bau 2012 der Berufsgenossenschaft der Bauwirtschaft entnommen.

4.3 Wiedereinbaubarkeit von Aushubböden, Verdichtungsanforderungen

Die beim Aushub anfallenden bindigen Lockergesteinsböden sind nur bei geeignetem Wassergehalt (erdfeuchter Zustand; steif-halbfeste Konsistenz, $I_c \approx 1$) für die lagenweise verdichtete Verfüllung von Arbeitsräumen sowie zur Geländeauffüllung geeignet. Dabei sollten die Schütthöhen nicht größer als 0,3 m sein. In beengten Arbeitsräumen sind gegebenenfalls geringere Schütthöhen vorzusehen, da hier erfahrungsgemäß nur leichtes Verdichtungsgerät zum Einsatz kommen kann.

Beim Aushub anfallende Erdstoffe mit geeignetem Wassergehalt (erdfeuchter Zustand), die für den späteren Wiedereinbau verwendet werden sollen, sind durch geeignete Maßnahmen vor Durchfeuchtung oder Austrocknung zu schützen (z. B. Abdecken mit Folien).

Beim Aushub ggf. anfallende Erdstoffe von weicher Konsistenz sowie aufgeweichte, nichtbindige Böden sind nicht verdichtbar und dürfen nur wieder eingebaut werden, wenn Setzungen im verfüllten Arbeitsraum in Kauf genommen werden können oder ein Einsatz von hydraulischen Bindemitteln (Weißfeinkalk, Mischbinder, Zement) zur Reduzierung des Wassergehalts, zur Verbesserung der Verdichtungswilligkeit und Erhöhung der Tragfähigkeit erfolgt.

Im Hinblick auf ggf. die Verwendung der bindigen Aushubböden zur Geländeauffüllung in den Bereichen der Kranstellflächen und der Vormontagefläche empfehlen wir, grundsätzlich diese Böden mittels hydraulischen Bindemitteln zu verbessern.

Bei Verwendung der anfallenden bindigen Aushubböden (bei geeignetem Wassergehalt) für Geländeauffüllungen in den Bereichen der Kranstellfläche und der Vormontagefläche ist ein Verdichtungsgrad von mindestens $D_{Pr} = 100\%$ zu gewährleisten. Für die oberen Bereiche empfehlen wir hierbei jedoch den Einbau von gut verdichtbaren, grobkörnigen, gut kornabgestuften Erdstoffen der Bodengruppen SW, GW (z. B. Hartsteinmaterial der Lieferkornung 0/56, oder Vergleichbares).

Aufgrund der ungünstigen Einbau- und Verdichtungsfähigkeit der bindigen Böden ist geeignetes Verdichtungsgerät (z.B. Walzen mit Schaffußbandage) zu verwenden.

Für ggf. erforderliche Auffüllungen im Fundamentbereich sind die bindigen Aushubböden generell als ungeeignet zu beurteilen.

Das Fundament ist gemäß den Fundamentunterlagen der Vestas GmbH zu überschütten.

Die Anschüttung des Fundamentes ist erfahrungsgemäß mit einer Proctordichte von mindestens $D_{Pr} \geq 100\%$ einzubauen, wobei auch vorhandener, geeigneter Bodenaushub verwendet werden kann. Dies ist mit dem Anlagenhersteller abzustimmen. Zur Verdichtung dürfen keine Vibrationswalzen eingesetzt werden, um Beschädigungen des Fundaments zu vermeiden.

Beim Aushub anfallende Erdstoffe von weicher Konsistenz sind nicht verdichtbar und für o. g. Anschüttung nicht geeignet.

Die beim Aushub überwiegend anfallenden bindigen Lockergesteinsböden der Bodengruppen TL und GU* weisen im verdichteten Zustand erfahrungsgemäß eine Feuchtwichte von $\geq 18 \text{ kN/m}^3$ auf. Sie können **bei verdichtungsfähigem Wassergehalt (erdfeuchter Zustand) und ordnungsgemäßer Verdichtungsarbeit** für die Überschüttung des Fundaments verwendet werden.

Nichtbindige Böden (z. B. der Bodengruppen GU und SU) sind für diesen Zweck ungeeignet.

4.4 Auffüllungen

In den Bereichen, in denen die derzeitige Geländeoberkante ggf. tiefer als die angenommene Gründungshöhe liegt (z. B. bei DPH 1, DPH 2), ist die Höhendifferenz durch den Einbau von zusätzlichem Fremdmaterial zu überbrücken (Auffüllung aus nichtbindigen Erdstoffen, Schotter).

Sollten Böschungen im Gründungsbereich des Fundamentes und / oder in den Bereichen der Kranstell- und Vormontageflächen entstehen, sind bei entsprechendem Planungsstand (genaues Aufmaß, usw.) entsprechende Standsicherheitsberechnungen der Böschungen durchzuführen.

Die o. g. erdbautechnischen Hinweise (Böschungswinkel, usw.) beziehen sich nur auf die unmittelbaren Böschungsbereiche im Baufeld.

Für ggf. erforderliche Auffüllungen im Gründungsbereich sollten grundsätzlich nichtbindige Erdstoffe der Bodengruppen GW oder SW, als Tragschichtmaterial der Bodengruppe GW nach DIN 18196 verwendet werden.

Der Einbau fein- und gemischtkörniger Erdstoffe (z. B. der Bodengruppen SU*, ST*, GT*, GU*, UL bis UA, TL bis TA) sowie organischer Böden unterhalb des Fundamentes ist nicht zulässig.

Für erforderliche Auffüllungen im Fundamentbereich sind die bindigen Aushubböden somit generell als ungeeignet zu beurteilen.

Sofern zusätzliches Schüttmaterial für Auf- bzw. Verfüllungen angeliefert werden muss, sollten grundsätzlich nichtbindige Erdstoffe der Bodengruppen GW, GU, SW oder SU nach DIN 18196 verwendet werden, z.B. gut kornabgestufte Kies-Sand-Gemische mit einem Feinkorngehalt (Korndurchmesser < 0,063 mm) von maximal 15 % oder gebrochenes Hartsteinmaterial der Körnung 0/45 oder 0/56.

In Anlehnung an DIN 1054:2005, Kapitel 7.7.5 werden in Abhängigkeit von der Bodenart (bindig/nichtbindig) und der Kornzusammensetzung (Ungleichförmigkeitszahl $U = d_{60}/d_{10}$) der Erdstoffe nachfolgende Mindestanforderungen an den Verdichtungsgrad D_{Pr} von Auffüllungen im Lastausbreitungsbereich der Windenergieanlage und in den Bereichen der Kranstell- und Vormontageflächen gestellt:

Gründungsfläche und Kranstellfläche bzw. Vormontagefläche

Nichtbindige Böden:

In Anlehnung an die ZTV E-StB 17 (Fassung 2017) und der ZTV SoB-StB 04 können hierbei nachfolgende Richtwerte für die Zuordnung von Verdichtungsgrad D_{Pr} und Verdichtungsverhältnis E_{v2}/E_{v1} angesetzt werden:

Bodengruppen GW, SW: $D_{Pr} \geq 100$ % (erf. $E_{v2} \geq 100$ bzw. 120 MN/m^2 , $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,3$)

Der angegebene Mindestwert des Verdichtungsgrades D_{Pr} entspricht etwa einer dichten Lagerung.

Kranstellfläche bzw. Vormontagefläche

Ggf. Bindige Böden:

- gemischtkörnige Böden mit größerem Feinkornanteil, d. h. mit 15 - 40 Gew.-% Körnern $\leq 0,06$ mm (Bodengruppe ST*, SU*, GU*, GT*), sowie feinkörnige Böden mit > 40 Gew.-% Feinkornanteile $\leq 0,06$ mm (Bodengruppe TL, TM):

Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100$ %

Der angegebene Mindestwert des Verdichtungsgrades D_{Pr} entspricht einer mindestens steifen Konsistenz.

Die oben genannten Verdichtungsanforderungen an Auffüllungen im Gründungsbereich und im Bereich der Kranstell- und Vormontageflächen sind durch geeignete Versuchstechniken zu prüfen und nachzuweisen!

Generell sind hierbei direkte Verdichtungskontrollen mittels Ersatzverfahren (Densitometermethode oder Sandersatzverfahren) in Verbindung mit Proctorversuchen anwendbar.

Wegen des erforderlichen Zeitaufwandes für die Versuchsauswertung müssen hierbei jedoch Verzögerungen im Bauablauf in Kauf genommen werden, oder es müssen in Abhängigkeit der erst zeitversetzt vorliegenden Prüfergebnisse gegebenenfalls bereits eingebaute Lagen wieder abgeschoben werden, um unzureichend verdichtete tiefere Lagen nachverdichten zu können.

Generell ist jedoch eine materialspezifische Korrelation zwischen Verdichtungsgrad D_{Pr} und Verdichtungsverhältnis E_{V2}/E_{V1} zu Beginn der Baumaßnahme unbedingt zu empfehlen, d. h., die Durchführung von Plattendruckversuchen und direkten Dichtebestimmungen auf einem hergerichteten Testfeld.

Der mit statischen Plattendruckversuchen erfassbare Tiefenbereich beträgt ca. 0,6 m bis 0,9 m (zwei- bis dreifacher Lastplattendurchmesser).

Bei dem erforderlichen Einbau in Lagen von maximal 30 cm sind insofern auf mindestens jeder zweiten Lage Prüfungen durchzuführen. Vor Einbau der ersten Lage ist das anstehende Planum intensiv nachzuverdichten, falls es nicht im Festgestein liegt. Es sollte bei bindigen Böden nur statisch wirkendes Verdichtungsgerät eingesetzt werden, um die Tragfähigkeit des Untergrundes nicht zu verschlechtern.

Auf eine ausreichende Entwässerungsmöglichkeit des jeweiligen Arbeitsplanums (Längs- bzw. Quergefälle, Entwässerungsgräben) ist unbedingt zu achten. Die allgemeinen Empfehlungen und Richtlinien zum Schutz des Erdplanums vor Witterungseinflüssen (z. B. ZTV E-StB 17) sind zu beachten.

Falls die Filterstabilität zwischen anstehendem Untergrund und dem Auffüllmaterial nicht gewährleistet ist, sind die Sohlen durch ein Geotextil der Robustheitsklasse GRK 3 (Trennvlies mit $\geq 150 \text{ g/m}^2$) vom anschließend herzustellenden Auffüllkörper zu trennen.

Die Sohlen sind durch den Gutachter abnehmen zu lassen.

Für herzustellende Langzeitböschungen **ohne zusätzliche Last** können in Abhängigkeit von der Bodenart und der Böschungshöhe hinsichtlich der Böschungsneigung die nachfolgenden Anhaltswerte in Anlehnung an den FLOSS-Kommentar zur ZTV E-StB 17 (Fassung 2017) zugrunde gelegt werden:

Grobkörnige Böden:

Kiese, Sande: 1 : 1,5
Feinsande: 1 : 2,0

Gemischtkörnige Böden:

Schluffig-tonige Böden (GU): 1 : 1,5

Bindige, feinkörnige Böden (UL, TL, TM) und gemischtkörnige Böden (GU*, ST*, SU, SU*):

h < 3 m: 1 : 1,25
für 3 m < h < 10 m: 1 : 1,5
für 10 m < h < 15 m: 1 : 1,8 bis 2,0

Die Standsicherheit steilerer Böschungen, von Böschungen mit Strömungsdruck bzw. von belasteten Langzeitböschungen ist im Einzelfall gemäß DIN 4084 nachzuweisen.

Ggf. sind die Böschungen durch geeignete Maßnahmen, z. B. Stützwände, Gabionen, usw. zu sichern, wobei diese Sicherungsmaßnahmen nachzuweisen sind.

Für Böden, die mit hydraulischen Bindemitteln verbessert sind, sind die zulässigen Böschungswinkel durch Berechnungen nach DIN 4084 nachzuweisen, da die Standsicherheit von der Bindemittelart und -menge und den damit verbundenen bodenmechanischen Eigenschaften und Kenngrößen (Reibungswinkel, Kohäsion) maßgebend abhängig ist. Dafür sind die Kenngrößen durch geeignete Versuche (z.B. Rahmenscherversuche) zu ermitteln.

Die Böschungen sind durch Abrundung ihrer Übergangsbereiche gut in das Gelände einzupassen, was bereits bei den Erdarbeiten und nicht mit Oberboden vorzunehmen ist. Neben dem gestalterischen Element wirken ausgerundete Übergänge der Erosion und den Spreizspannungen im Böschungsbereich entgegen. Zum Schutz vor Erosion durch Witterungseinflüsse sind Langzeitböschungen umgehend zu begrünen.

Die Standsicherheit der ggf. entstehenden Böschungsformation (Kranstellfläche + Montagefläche + Lagerfläche) ist nach Wahl des Auffüllmaterials ggf. zusätzlich nachzuweisen.

5 ANFORDERUNGEN AN DEN BAUGRUND

Gemäß vorliegenden Angaben der Projektleitung ist am Standort WEA 01 die Errichtung einer Windenergieanlage des Typs **VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m Nabenhöhe** geplant. Bezüglich der Fundamentierung der Anlage wurden die nachfolgenden Fundamentunterlagen für geotechnische Nachweise der Vestas GmbH zur Verfügung gestellt (Fundamente für Turmtyp **VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m Nabenhöhe**):

- Plan Nr. DE T23 005 XX X:
„WEA VESTAS V172; Schalplan Fundament ϕ 25,50 m; NH = 175 m;
M. 1 : 50; 1 : 10“, von MAX BÖGL vom 27.02.2023
- Dokument Nr. T05 0145-7187 Ver 00:
Prüfbericht für eine Typenprüfung; Prüfnummer 3788612-22-d: vom 05.06.2023
Prüfung der Standsicherheit – Flachgründung, Windenergieanlage Vestas V172-6.8/7.2MW, Turm Hybridturm T23 mit 175 m Nabenhöhe; S. 1 – 203;
gültig bis 04.06.2028

5.1 Flachgründung - Kreisfundament \varnothing 25,50 m

- Außendurchmesser:	d_a	=	25,500 m
- Sockeldurchmesser:	d_{so}	=	11,880 m
- Höhe Fundamentplatte:	$h_{au\beta en}$	=	0,700 m
- Fundamenthöhe gesamt:	h_{ges}	=	2,900 m
- Gründungstiefe unter OK Gelände.:	h_E	=	0,257 m
- Erdüberschüttung am Sockelanschnitt:	$maxh_1$	=	0,500 m
- Erdüberschüttung am Fundamentrand:	$maxh_2$	=	2,100 m
-max. Grundwasserstand (vgl. [3]):	max. w:	=	0,257 m über UK Fundament bzw. 2,643 m unter OK Sockel

ICP Geologen und Ingenieure für Wasser und Boden

In telefonischer Abstimmung mit Herrn Pfähler am 14.11.2023 wird, wie in o. g. Unterlagen [3] und [4] angegeben, von einer Einbindetiefe von 0,257 m in den gewachsenen Baugrund ausgegangen. Somit kommt die Fundamentunterkante (OK Sauberkeitsschicht) auf der Höhe 538,32 m ü NN zu liegen, was einer Kote von ca. -0,257 m ü MP (FP) entspricht. Die Einbindetiefe von 0,257 m aus [3] wird im Bereich des Fundamentmittelpunktes erreicht.

Die Fundamentplatte ist gemäß [3] dauerhaft bis 0,10 m unter Sockeloberkante zu überschütten.

Maximale charakteristische Lasten an der Fundamentunterkante gem. [3] und [4]:

Lastfall	H _{xy} [kN]	min F _z [kN]	max F _z [kN]	M _{xy} [kNm]
BS-P	30	43525 + 10057 – 1313 ≈ 52269	43525 + 10057 ≈ 53582	239323
BS-A	236	43605 + 10057 – 1313 ≈ 52349	43605 + 10057 ≈ 53662	286272
BS-T	141	43791 + 10057 – 1313 ≈ 52535	43791 + 10057 ≈ 53848	146235

Inkl. Fundamenteigengewicht, Bodenauflast min. $\gamma_b = 18,00 \text{ kN/m}^3$ und Auftrieb; gem. [4].
Alle Lasten ohne Teilsicherheitsbeiwert ($\gamma_F = 1,0$) in der Sohlfuge

In [3] wurden die Lasten inkl. Fundamenteigengewicht, aber ohne Erdüberschüttung und Auftrieb angegeben. Zum Erhalt der gesamten minimalen und maximalen charakteristischen Vertikallasten wurden die Lastangaben aus [4] für Erdauflast und Auftrieb den Lasten aus [3] hinzuaddiert.

Die Lasten für den Lastfall „DLC 1.0“ wurden in o. g. Unterlagen nicht aufgeführt. Der Nachweis „klaffende Fuge“ für DLC 1.0 ist somit in der statischen Berechnung zu führen und wird daher in diesem Baugrundgutachten nicht berechnet.

Der anstehende Baugrund muss mindestens eine Bodenpressung (Kantenpressung) von $\sigma_{R,k} = 286 \text{ kN/m}^2$ (LF BS-P), $\sigma_{R,k} = 208 \text{ kN/m}^2$ (LF BS-T) und $\sigma_{R,k} = 353 \text{ kN/m}^2$ (LF BS-A) unter charakteristischen Lasten aufnehmen können (s. [3]).

Für die Fundamenteinspannung zwischen Fundament und Baugrund ist eine dynamische Mindestdrehfedersteifigkeit von $k_{\phi,dyn} = 200.000 \text{ MNm/rad}$ und eine statische Mindestdrehfedersteifigkeit von $k_{\phi,stat} = 40.000 \text{ MNm/rad}$ einzuhalten.

Die erforderlichen dynamischen bzw. statischen Steifemoduln ergeben sich in Abhängigkeit von Fundamentgeometrie und Querdehnzahl.

Für Kreisfundamente gilt:

$$k_{\phi} = \frac{8 \cdot G \cdot r^3}{3 \cdot (1 - \nu)}$$

$$k_{\phi} = E_{oed} \cdot \frac{4}{3} \cdot r^3 \cdot \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{(1 + \nu) \cdot (1 - \nu)^2}$$

mit G = Schubmodul, r = Radius für Kreisfundament und ν = Querdehnzahl.

Die maximal zulässige Schiefstellung der Anlage infolge Baugrundsetzung in 25 Jahren bezogen auf den Fundamentdurchmesser beträgt gemäß DIBt-Richtlinie, Fassung Oktober 2012: $\Delta s \leq 3 \text{ mm/m}$.

6 GRÜNDUNGSTECHNISCHE BEURTEILUNG

6.1 Allgemein

Bei der Fundamentgründung ist generell auf ein einheitliches (ggf. homogenisiertes) Gründungssubstrat zu achten.

Oberboden und organische Böden sind generell zu entfernen und ggf. durch Fremdmaterial aus gut verdichtbaren nichtbindigen Erdstoffen (z. B. gebrochenes Hartsteinmaterial der Lieferkörnung 0/56) auszutauschen.

Mit den am Anlagenstandort WEA 01 durchgeführten Baugrundaufschlüssen wurde eine Lockergesteinsmächtigkeit von ca. 1,70 m uAP (Bereich DPH 1) bis ca. 3,50 m uAP (Bereich DPH 3) indirekt nachgewiesen (Sondierstillstand).

In den Bereichen, in denen die derzeitige Geländeoberkante tiefer als die oben angenommene Gründungshöhe liegt (z. B. Bereiche DPH 1, DPH 2), ist die Höhendifferenz durch den Einbau von zusätzlichem Fremdmaterial zu überbrücken (Auffüllung aus nichtbindigen Erdstoffen, Schotter; s. auch Abschnitt 4.3). Nach derzeitigem Kenntnisstand ist mit einer erforderlichen Auffüllung von ca. 0,20 m bis 0,30 m im Fundamentbereich zu rechnen.

Bei einer Flachgründung kommt am Standort WEA 01 die Fundamentsohle somit teilweise in der aufzubringenden Auffüllung und größtenteils im anstehenden, bindigen Lockergestein zu liegen.

Die Aushubsohle ist vor Einbringen der Ausgleichsschicht grundsätzlich durch den Gutachter abnehmen zu lassen.

Hinweis:

In hängigem Gelände besteht die Gefahr, dass die Sohlfläche des Fundamentes im bergseitigen, tieferen Einschnittbereich bereits auf gut tragfähigem Boden/Fels gründet, im talseitigen Bereich jedoch wegen der geringeren Einschnitttiefe in das Gelände noch auf setzungsempfindlicheren Böden gründet. In derartigen Fällen muss das Fundament im talseitigen Bereich mittels Magerbeton tiefer geführt und ebenfalls auf hinreichend tragfähigen Boden abgesetzt werden, oder die setzungsempfindlichen Böden sind bis auf hinreichend tragfähigen Boden auszutauschen und durch gebrochenes Hartsteinmaterial der Lieferkörnung 0/56 (Schotter) zu ersetzen, da sonst die Gefahr unzulässig großer Schiefstellungen besteht. Bei Einbau eines Bodenaustauschs ist im bergseitigen Bereich der Fels zu lösen und ebenfalls ein Schotterpolster einzubauen.

6.2 Erforderliche dynamische und statische Steifemoduln

Basierend auf den Aufschlussergebnissen der Kleinrammbohrungen RB 1 bis RB 3 in Verbindung mit dem Kennwerteprofil der schweren Rammsondierung DPH 2 (worst case) ist am Standort WEA 01 von nachfolgender Baugrundsichtung ab der planmäßig bei 0,257 m unter derzeitiger Geländeoberkante (Fundamentmittelpunkt) liegenden Gründungssohle auszugehen:

- ab 0,257 m u GOK bis ca. 0,60 m u GOK (z. B. bei DPH 1):

(nur in Teilbereichen erforderlich)

Zum Erreichen des Gründungsniveaus einzubauende Auffüllung aus nichtbindigen Böden (Bodengruppe GW) von mitteldichter bis dichter Lagerung

→ $E_{\text{oed1,stat}} \approx 25 - 55 \text{ MN/m}^2$

(basierend auf Erfahrungswerten an vergleichbaren Böden)

- ab ca. 0,257 m u GOK bzw. 0,60 m u GOK bis ca. 1,30 m u GOK:

schluffige, kiesige bis stark kiesige, teils schwach humose Tone und tonige, schwach sandige bis sandige, schwach bis stark kiesige Schluffe sowie teilweise bindige Kiese

(Bodengruppen TL, GU*) von weicher bis weich-steifer Konsistenz

→ $E_{\text{oed1,stat}} \approx 5 - 10 \text{ MN/m}^2$

(basierend auf Erfahrungswerten an vergleichbaren Böden)

- ab 1,30 m bis ca. 2,90 m u GOK:

schluffige, teils schwach kiesige Tone und tonige, teils schwach sandige bis sandige Schluffe sowie teilweise bindige Kiese (Bodengruppen TL, GU*) von steifer bis steif-halbfester Konsistenz

→ $E_{\text{oed1,stat}} \approx 10 - 20 \text{ MN/m}^2$

(basierend auf Erfahrungswerten an vergleichbaren Böden)

- ab 2,90 m bis ca. 3,20 m u GOK: (teils nicht direkt aufgeschlossen)

schluffige, teils schwach kiesige Tone und tonige, teils schwach sandige bis sandige Schluffe (Bodengruppe TL) von fester Konsistenz

→ $E_{\text{oed1,stat}} \approx 20 - 30 \text{ MN/m}^2$

(basierend auf Erfahrungswerten an vergleichbaren Böden)

- ab ca. 3,20 m u GOK: (nicht direkt aufgeschlossen!):

Übergangszone / Festgestein

→ $E_{\text{oed2,stat}} \geq 60 \text{ MN/m}^2$ (basierend auf Erfahrungswerten/Literaturangaben)

Entsprechend den vorliegenden Fundamentunterlagen ist für die Fundamenteinspannung zwischen Fundament und Baugrund bei dem vorgesehenen Fundamenttyp eine dynamische Mindestdrehfedersteifigkeit von $k_{\phi,\text{dyn}} \geq 200.000 \text{ MNm/rad}$ einzuhalten.

ICP Geologen und Ingenieure für Wasser und Boden

Die Querdehnzahl bindiger Lockergesteinsböden ist basierend auf Literaturangaben (z. B. Empfehlungen des AK 1.4 der DGGT) mit $\nu = 0,35$ bis $0,45$ anzusetzen. Mit dem als realistisch anzusehenden Wert $\nu = \mathbf{0,40}$ ergibt sich der erforderliche dynamische Steifemodul $E_{oed,dyn}$ in Abhängigkeit vom Fundamentradius wie folgt:

Ø 25,50 m:

$$E_{oed,dyn}, Kreis \geq k_{\varphi,dyn} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{r^3} \cdot \frac{(1+\nu) \cdot (1-\nu)^2}{1-\nu-2 \cdot \nu^2} = 0,75 * 1,80 * 200.000 / 12,75^3 = 130 \text{ MN/m}^2$$

Nach Literaturangaben (z. B. Grundbau Taschenbuch, Teil 1, 6. Auflage) gilt für bindige Böden $E_{oed,dyn} \approx \mathbf{(5 \text{ bis } 20)} \cdot E_{oed,stat}$ und für Fels $E_{oed,dyn} \approx \mathbf{(5 \text{ bis } 50)} \cdot E_{oed,stat}$.

Somit ergibt sich ein rechnerisch erforderlicher statischer Steifemodul für bindige Böden für die Kreisfundamente von

$$\text{erf } E_{oed,stat} \geq \mathbf{26 \text{ MN/m}^2} \text{ für das Fundament mit } \varnothing 25,50 \text{ m}$$

Der Nachweis der Drehfedersteifigkeit wird mit dem Außenradius der Kreisfundamente für alle Bodenschichten geführt.

Für die nachfolgenden Berechnungen wurde die Mindestanforderung an die Übergangszone zum Festgestein bzw. an das Festgestein ($E_{oed2,stat} = 60 \text{ MN/m}^2$) ermittelt, die bei derzeitigem Kenntnisstand erfüllt werden kann.

Grundlage für die nachfolgenden Berechnungen sind die Ergebnisse der schweren Rammsondierungen DPH 1 bis DPH 3. Die Berechnungsergebnisse sind den Tabellen 1 und 2 der Anlagen 5.1 bis 5.3 zu entnehmen.

In den Tabellen 1 und 2 der Anlagen 5.1 bis 5.3 ist ersichtlich, dass die obigen Mindestanforderungen an den Steifemodul und die dynamische und statische Mindestdrehfedersteifigkeit bei **Gründung des Fundaments bei ca. 0,257 m unter derzeitiger Geländeoberkante (Fundamentmittelpunkt)** für den Fundamenttyp Ø25,50 m nach derzeitigem Kenntnisstand in den Bereichen DPH 1 bis DPH 3 nicht erfüllt werden.

Zur Gewährleistung des erforderlichen Steifemoduls und der dynamischen und statischen Drehfedersteifigkeit werden somit zusätzliche technische Maßnahmen für den Fundamenttyp Ø25,50 m in den Bereichen DPH 1 bis DPH 3 erforderlich, beispielsweise in Form eines Bodenaustauschs aus gut verdichtbaren nichtbindigen Erdstoffen (z. B. gebrochenes Hartsteinmaterial der Lieferkörnung 0/56) unterhalb der Fundamentsohle mindestens bis zum Erreichen der bindigen Böden von mindestens fester Konsistenz bzw. der Übergangszone zum Festgestein. Beim Einbau bis zu den bindigen Böden von fester Konsistenz beträgt die Mächtigkeit des Gründungspolsters jedoch mindestens 1,75 m.

Flachgründung mittels Kreisfundament Ø25,50 m:

Anhand der Berechnungen in der Tabellen 2 der Anlagen 5.1 bis 5.3 sowie des Abschnittes 6.3 wurde ein Mindeststeifemodul in der Größenordnung $E_{\text{oed,stat}} \approx 50 \text{ MN/m}^2$ für den Bodenaustauschkörper ermittelt. Diese Anforderungen können bei Verwendung von gebrochenem Hartsteinmaterial der Lieferkörnung 0/56 oder 0/45, lagenweise verdichtetem Einbau und einem Verdichtungsgrad von 100 % erfüllt werden.

Kommt bei Einbau eines Schotterpolsters das Fundament ggf. teilweise auf dem Festgestein und teilweise im Lockergestein zu liegen, ist der Fels im Bereich des Festgesteins zu lösen und ebenfalls ein Schotterpolster (Mächtigkeit ca. 0,30 m bis 0,40 m) einzubauen, da sonst die Gefahr unzulässig großer Schiefstellungen besteht.

Aus den Ergebnissen der Tabellen 2 der Anlagen 5.1 bis 5.3 wird ersichtlich, dass bei Ausführung des Fundamenttyps Ø25,50 m bei o. g. Gründungskote in den Bereichen DPH 1 bis DPH 3 ein bis zum Erreichen der bindigen Böden von mindestens fester Konsistenz bzw. der Übergangszone zum Festgestein bzw. des Festgesteins selbst reichender Bodenaustausch erforderlich ist, um die Anforderungen dieses Fundamenttyps an den (äquivalenten) Steifemodul, die statische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi,\text{stat}} = 40.000 \text{ MNm/rad}$ und die dynamische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi,\text{dyn}} = 200.000 \text{ MNm/rad}$ sowie die zulässige Schiefstellung rechnerisch erfüllen zu können.

Im Hinblick auf den Festgesteinsverlauf und die Berechnungen in Abschnitt 6.3 empfehlen wir hier jedoch generell den Einbau eines Bodenaustauschs mindestens bis zum Erreichen der Übergangszone zum Festgestein bzw. des Festgesteins selbst.

Zum derzeitigen Kenntnisstand ergeben sich somit folgende Mächtigkeiten des Gründungspolsters (Bodenaustausch und ggf. zum Erreichen des Gründungsniveaus einzubauende Auffüllung) für den Fundamenttyp Ø25,50 m bei Gründung des Fundaments bei ca. 0,257 m unter derzeitiger Geländeoberkante.

Fundamenttyp Ø25,50 m

Bereich DPH 1:

Mächtigkeit ca. 2,05 m bis in eine Tiefe von ca. 2,30 m u GOK Fundamentmittelpunkt; bis zum Erreichen der Übergangszone zum Festgestein bzw. bis zum Festgestein selbst

Bereich DPH 2:

Mächtigkeit ca. 2,95 m bis in eine Tiefe von ca. 3,20 m u GOK Fundamentmittelpunkt; bis zum Erreichen der Übergangszone zum Festgestein bzw. bis zum Festgestein selbst

Bereich DPH 3:

Mächtigkeit ca. 2,55 m bis in eine Tiefe von ca. 2,80 m u GOK Fundamentmittelpunkt; bis zum Erreichen der Übergangszone zum Festgestein bzw. bis zum Festgestein selbst

Alternativ kann das Fundament mittels Magerbeton in den Lockergesteinsbereichen bis zum Erreichen der Übergangszone zum Festgestein bzw. bis zum Festgestein selbst geführt werden.

Ggf. ist aufgrund der relativ großen Mächtigkeiten der erforderlichen Gründungspolster im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit auch eine Gründung mittels Rüttelstopfsäulen und Schotterpolster in Erwägung zu ziehen.

6.3 Standsicherheitsnachweise für Fundamenttyp Ø 25,50 m

- **Klaffende Fuge:**

Die Kernweiten des Fundaments errechnen sich wie folgt:

$$\begin{aligned} 1. \text{ Kernweite:} & \quad r_e \leq 0,25 * r = 3,19 \text{ m} \\ 2. \text{ Kernweite:} & \quad r_e \leq 0,59 * r = 7,52 \text{ m} \end{aligned}$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf infolge der aus den Einwirkungen resultierenden charakteristischen Beanspruchung höchstens ein Klaffen der Sohlfuge bis zum Schwerpunkt der Sohlfläche auftreten, d. h., die Resultierende muss innerhalb der 2. Kernweite r_{e2} liegen.

$$\begin{aligned} \text{Lastfall BS-P: } \max F_z: & \quad r_e = M_{xy}/F_z = 239323 \text{ kNm} / 53582 \text{ kN} = 4,47 \text{ m} < r_{e2} \\ & \quad \min F_z: \quad r_e = M_{xy}/F_z = 239323 \text{ kNm} / 52269 \text{ kN} = 4,59 \text{ m} < r_{e2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lastfall BS-A: } \max F_z: & \quad r_e = M_{xy}/F_z = 286272 \text{ kNm} / 53662 \text{ kN} = 5,33 \text{ m} < r_{e2} \\ & \quad \min F_z: \quad r_e = M_{xy}/F_z = 286272 \text{ kNm} / 52349 \text{ kN} = 5,47 \text{ m} < r_{e2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lastfall BS-T: } \max F_z: & \quad r_e = M_{xy}/F_z = 146235 \text{ kNm} / 53848 \text{ kN} = 2,72 \text{ m} < r_{e2} \\ & \quad \min F_z: \quad r_e = M_{xy}/F_z = 146235 \text{ kNm} / 52535 \text{ kN} = 2,78 \text{ m} < r_{e2} \end{aligned}$$

Nachweis erbracht.

- **Gleiten:**

Bei Ortbetonfundamenten kann gemäß DIN 1054 der Sohlreibungswinkel δ_{sf} dem inneren Reibungswinkel φ' des in der Gründungssohle anstehenden Baugrundes gleichgesetzt werden. Für $\delta_{sf} = \text{cal } \varphi' = 27,5^\circ$ ergibt sich für den „worst case“ (Lastfall BS-A) und den Lastfall BS-P:

Lastfall „BS-A“:

$$\eta_g = \frac{F_z \cdot \tan \delta_{sf} / \gamma_{GL}}{F_{xy} * \gamma_E} = \frac{52349 * \tan 27,5^\circ / 1,10}{(236 * 1,50)} = 69,98 > 1,00$$

Lastfall „BS-P“:

$$\eta_g = \frac{F_z \cdot \tan \delta_{sf} / \gamma_{GL}}{F_{xy} * \gamma_E} = \frac{52269 * \tan 27,5^\circ / 1,10}{(30 * 1,50)} = 549,69 > 1,00$$

Nachweis erbracht.

- **Grundbruch:**

Auf Grundlage der Aufschlussergebnisse wurden Grundbruchberechnungen nach DIN 1054:2005 / DIN 4017:2006 für die Lastfälle „BS-P“, „BS-T“ und „BS-A“ durchgeführt (siehe Anlagen 6.1 bis 6.6). Die Wasserhöhe wurde jeweils an 0,257 m über UK Fundament und gar nicht angesetzt.

Die Gründungssohle des Fundaments wurde entsprechend den Angaben in Abschnitt 6.2 etwa 0,257 m unter der derzeitigen Geländeoberkante am Fundamentmittelpunkt angenommen.

Das Schotterpolster und die Anschüttung wurden auf der sicheren Seite liegend bei den Berechnungen nicht berücksichtigt.

Die Lasten der Fundamentunterlagen der Vestas GmbH wurden auf der sicheren Seite liegend mit dem Teilsicherheitsfaktor 1,50 beaufschlagt.

Die Berechnungsergebnisse sind in nachfolgender Tabelle 5 zusammengefasst:

Tabelle 5: Ergebnisse der Grundbruchberechnungen nach DIN 1054:2005/DIN 4017:2006

Lastfall	Nachweis der Grundbruchsicherheit
„BS-P“ min. F_z	$N_d/R_d = 0,28 < 1,0$
„BS-A“ min. F_z	$N_d/R_d = 0,33 < 1,0$
„BS-T“ min. F_z	$N_d/R_d = 0,19 < 1,0$
„BS-P“ max. F_z	$N_d/R_d = 0,18 < 1,0$
„BS-A“ max. F_z	$N_d/R_d = 0,22 < 1,0$
„BS-T“ max. F_z	$N_d/R_d = 0,12 < 1,0$

Nachweis erbracht.

- **Setzungserwarten:**

Auf Grundlage der Aufschlussergebnisse wurden Setzungsberechnungen nach DIN 4019 für die Lastfälle „BS-P“, „BS-T“ und „BS-A“ durchgeführt (siehe Anlagen 7.1 bis 7.6).

Die Gründungssohle des Fundaments wurde entsprechend den Angaben in Abschnitt 6.2 etwa 0,257 m unter der derzeitigen Geländeoberkante am Fundamentmittelpunkt angenommen. Die Entlastung infolge Baugrubenaushubs wurde bei den Berechnungen auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Die Wasserhöhe wurde jeweils an 0,257 m über UK Fundament und gar nicht angesetzt.

Unterhalb der Fundamentunterkante wurde ein Schotterpolster (s. Abschnitt 6.2) in einer Mächtigkeit von 2,95 m („worst case“) bei den Berechnungen berücksichtigt.

Die rechnerischen Absolutsetzungsbeträge und Schiefstellungen sind in nachfolgender Tabelle 6 zusammengefasst:

Tabelle 6: Ergebnisse der Setzungsberechnungen nach DIN 4019

Lastfall	Rechnerische Absolutsetzung s [cm]	Rechnerische Schiefstellung Δs [mm/m]
„BS-P“ max. F_z	4,09 cm	1,61 < 3 = zul Δs
„BS-A“ max. F_z	4,46 cm	1,75 < 3 = zul Δs
„BS-T“ max. F_z	3,41 cm	1,34 < 3 = zul Δs
„BS-P“ min. F_z	4,01 cm	1,57 < 3 = zul Δs
„BS-A“ min. F_z	4,39 cm	1,72 < 3 = zul Δs
„BS-T“ min. F_z	3,33 cm	1,31 < 3 = zul Δs

Nachweis erbracht.**Hinweis:**

Mit den durchgeführten Grundbruch- und Setzungsberechnungen wurden für die maßgebenden Lasteinwirkungen hinreichende Grundbruchsicherheit sowie innerhalb der zulässigen Grenzen liegende Setzungsbeträge bzw. Schiefstellungen nachgewiesen. Der im angenommenen Gründungsniveau anstehende Baugrund kann die gemäß Fundamentunterlagen geforderte Bodenpressung somit aufnehmen.

- **Überschüttung des Fundaments:**

Das Fundament ist gemäß den Fundamentunterlagen der Vestas GmbH zu überschütten.

Die beim Aushub am Standort WEA 01 überwiegend anfallenden bindigen Lockergesteinsböden (Bodengruppen TL, GU*) weisen im verdichteten Zustand erfahrungsgemäß eine Feuchtwichte von $\geq 18 \text{ kN/m}^3$ auf. Sie können **bei verdichtungsfähigem Wassergehalt (erdfeuchter Zustand) und ordnungsgemäßer Verdichtungsarbeit** für die Überschüttung des Fundaments verwendet werden.

- **Drainagemaßnahmen:**

Das Fundament ist auftriebssicher bis zu einer maximalen Wasserspiegelhöhe von 0,257 m über UK Fundament. Für größere Wasserspiegelhöhen ist das Fundament nicht auftriebssicher. Sollte das Fundament tiefer als die angegebene Einbindetiefe von 0,257 m einbinden (was hier teilweise der Fall ist; auch bei einseitiger Einbindung) und der Wasserspiegel somit über den maximal zulässigen Wasserspiegel von 0,257 m über UK Fundament ansteigen könnte, sind Drainagemaßnahmen oder entsprechend geeignete Sondermaßnahmen erforderlich.

Fazit:**Flachgründung mittels Kreisringfundament $\varnothing 25,50$ m:**

Die Gründung der Windenergieanlage mittels Fundamenttyp VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m Nabenhöhe, $\varnothing 25,50$ m am Standort der WEA 01 ist bei derzeitigem Kenntnisstand im Hinblick auf die Gewährleistung des geforderten Steifemoduls $E_{oed,stat}$ sowie der statischen und dynamischen Drehfedersteifigkeit prinzipiell möglich, erfordert jedoch zusätzlich die Ausführung eines Bodenaustauschs aus gut kornabgestuftem grobkörnigen Hartsteinmaterial (z. B. Lieferkörnung 0/56) unterhalb der Fundamentsohle.

In den Bereichen, in denen in Höhe der Gründungssohle Lockergesteinsböden anstehen, empfehlen wir, zur Homogenisierung des Baugrunds sowie zur Verminderung von Spannungsspitzen und Setzungsdifferenzen sowie im Hinblick auf die Wasserempfindlichkeit der anstehenden Böden und der Höhenlage des Festgesteinshorizontes einen Bodenaustausch generell mindestens bis zum Erreichen der Übergangszone zum Festgestein vorzunehmen.

Zum derzeitigen Kenntnisstand ist von Mächtigkeiten des Gründungspolsters (Bodenaustausch und zum Erreichen des planmäßigen Gründungsniveaus ggf. erforderliche Auffüllung) von ca. 2,05 m (z. B. Bereich DPH 1) - ca. 2,95 m (z. B. Bereich DPH 2) unterhalb der Fundamentsohle auszugehen.

Alternativ kann das Fundament mittels Magerbeton bis zum Erreichen der Übergangszone zum Festgestein geführt werden. Im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit ist ggf. auch eine Gründung mittels Rüttelstopfsäulen und Schotterpolster in Erwägung zu ziehen.

Da nur punktuelle Untergrundaufschlüsse erfolgten, kann die erforderliche Mächtigkeit des Bodenaustauschs bzw. die Füllbetonhöhen variieren und teilweise größer sein.

Die endgültige Austauschmächtigkeit bzw. die Füllbetonhöhen sind vom Gutachter im Rahmen der Aushubarbeiten hinsichtlich ihrer bodenmechanischen Eignung grundsätzlich mittels geeigneter Verfahren nochmals zu prüfen.

Das Fundament ist entsprechend den Angaben der Vestas GmbH (Wichte des Materials, Breite der Anschüttung, Böschungswinkel, usw.) dauerhaft anzuschütten bzw. zu überschütten, um den statischen und sonstigen Anforderungen zu genügen. Gemäß [3] ist die Erdaufschüttung bis 10 cm ($\varnothing 25,50$ m) unter OK Sockel einzubauen, wobei die Wichte der Erdaufschüttung $\gamma / \gamma' = 18 / 8$ kN/m³ betragen soll. Die Erdaufschüttung darf nicht entfernt werden.

Gründungspolster (Bodenaustausch und ggf. zum Erreichen des planmäßigen Gründungsniveaus erforderliche Auffüllung, z. B. bei DPH 1, DPH 2)

Das Gründungspolster muss einen Mindeststeifemodul in der Größenordnung $E_{oed,stat} \approx 50$ MN/m² aufweisen. Diese Anforderungen können bei Verwendung von gebrochenem Hartsteinmaterial der Lieferkörnung 0/56 oder 0/45, lagenweise verdichtetem Einbau und einem Verdichtungsgrad von 100 % erfüllt werden.

ICP Geologen und Ingenieure für Wasser und Boden

Bei einem in der Höhe gestaffelten Gründungspolster ist dieses abgetreppt einzubauen, wobei die Stufenhöhe nicht größer als 1,00 m sein sollte.

Das Gründungspolster ist über den Fundamentrand hinaus im Lastausbreitungswinkel von 45° herzustellen.

Das Gründungspolster ist lagenweise (Schüttstärke maximal 30 cm) herzustellen und zu verdichten. Dabei ist ein Verdichtungsgrad von mindestens $D_{Pr} \geq 100 \%$ zu gewährleisten. Der Verdichtungsgrad ist zu kontrollieren und nachzuweisen (mittels Plattendruckversuch nach DIN 18134).

Im Fall, dass der Bodenaustausch bzw. das Schotterpolster nicht auf dem Festgestein zu liegen kommt, ist dieses vom anstehenden Untergrund durch ein Geotextil der Robustheitsklasse GRK 3 (Trennvlies mit $\geq 150 \text{ g/m}^2$) zu trennen.

Die Austauschsole ist grundsätzlich, falls sie nicht auf dem Festgestein zu liegen kommt, nachzuverdichten (bei bindigen Böden nur statisch).

Die Gründungssole bzw. die Austauschsole ist durch den Gutachter abnehmen zu lassen.

Drainagemaßnahmen

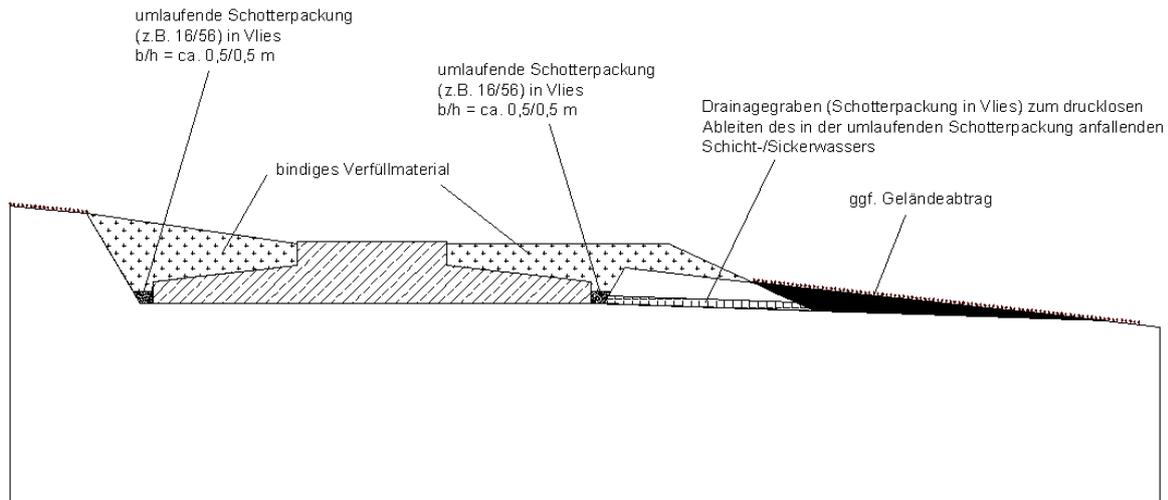
Grund-, Schicht- oder Stauwasser war zum Zeitpunkt der Feldarbeiten (15.05.2023) bei den Sondierungen DPH 1 bis DPH 3 und den Bohrungen RB 1 bis RB 4 bis zur jeweiligen Endteufe nicht nachweisbar.

Im verfüllten Arbeitsraum des Fundaments ist jedoch generell mit einem Aufstau von anfallendem Grund-, Stau-/Schichtwasser bzw. versickerndem Niederschlagswasser („Badewanneneffekt“) zu rechnen.

Aufgrund der aufstauenden Eigenschaften des Untergrundes empfehlen wir generell Drainagemaßnahmen für den Bauzustand.

Falls das Fundament tiefer als die in [3] angegebene Einbindetiefe von 0,257 m einbindet (was hier teilweise der Fall ist; auch bei einseitiger tieferer Einbindung) und der Wasserspiegel somit über den maximal zulässigen Wasserspiegel von 0,257 m über UK Fundament ansteigen könnte, sind bei Ausführung des Fundamenttyps $\varnothing 25,50 \text{ m}$ geeignete Sondermaßnahmen zu ergreifen, um einen möglichen Wasseranstieg über das zulässige Maß zu verhindern. Dies ist z. B. durch den Einbau einer Drainage für den Endzustand in Höhe des zulässigen Wasserspiegels zu erreichen.

Beispielsweise kann dies in Form einer Ringdränage bzw. einer umlaufenden Schotterpackung (z.B. 16/56) im Arbeitsraum zwischen Fundament und Baugrubenwand erfolgen. Die Schotterpackung ist mit einem Geotextil der Robustheitsklasse GRK 3 (Trennvlies mit $\geq 150 \text{ g/m}^2$) zu umhüllen, um einen Eintrag von Feinkorn aus dem umgebenden Boden und damit ein Zusetzen der Dränage zu verhindern. Durch einen talseitig angeordneten Abschlag (Schotterpackung in Trennvlies) ist das in der umlaufenden Schotterpackung anfallende Sicker-/Schichtwasser abzuleiten (vgl. nachfolgende Prinzipskizze).



Prinzipskizze

Die Arbeitsraumverfüllung oberhalb der umlaufenden Schotterpackung sowie die aus statischen Gründen erforderliche Überschüttung des Fundaments sollte mit bindigen Erdstoffen vorgenommen werden, wobei die Überschüttung des Fundaments gemäß [3] mit Erdstoffen mit einer Wichte von mindestens $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$ erfolgen muss.

Die am Standort der WEA 01 aufgeschlossenen Lockergesteinsböden weisen im verdichteten Zustand erfahrungsgemäß eine Feuchtwichte von $\geq 18 \text{ kN/m}^3$ auf. Beim Aushub anfallende bindige Lockergesteinsböden (z. B. der Bodengruppen TL, GU*) können bei geeignetem Wassergehalt (erdfeuchter Zustand) und ordnungsgemäßer Verdichtungsarbeit für die Überschüttung des Fundaments verwendet werden.

Nichtbindige Böden der Bodengruppen SU, GU, SW, GW, SI und GI sind für diesen Zweck ungeeignet.

Vor Ort ist zu überprüfen, ob das Gelände zur Ausführung o. g. Drainage geeignet ist. Außerdem ist zu überprüfen, ob das ggf. anfallende bzw. aufstauende Wasser mittels der Drainage zu beherrschen ist. Falls dies nicht der Fall ist, ist der Fundamenttyp $\text{Ø}25,50 \text{ m}$ für diesen Standort ungeeignet.

7 ZUWEGUNG UND KRANSTELLFLÄCHE

Bei der Kleinrammbohrung RB 4 wurden unter der am Ansatzpunkt ca. 10 cm mächtigen humosen Oberbodendecke bis zur Endtiefe (2,10 m uAP) tonige, kiesige bis stark kiesige, sandige Schluffe und schluffige, stark kiesige, schwach humose Tone (Bodengruppe TL nach DIN 18196) aufgeschlossen, deren Konsistenz als überwiegend steif bis halbfest, oberflächennah auch als lediglich weich zu beurteilen ist. Zur Tiefe gehen diese Böden erfahrungsgemäß in eine halbfeste-feste bis feste Konsistenz über.

Wie bereits erwähnt, sind bindige Böden (z. B. Bodengruppe TL) stark witterungsempfindlich und bei Durchfeuchtung sowie Durchwahrung durch Baustellenverkehr erfahrungsgemäß nur noch im Zusammenhang mit bodenverbessernden Maßnahmen uneingeschränkt befahrbar. Aufgeweichte bindige Böden gehen in Bodenklasse 2 nach DIN 18300 über.

Das Erdplanum von Zuwegung und Kranstellfläche ist generell mit Gefälle herzustellen, und es ist auf eine ausreichende Drainage-/Entwässerungsmöglichkeit zu achten. Die Hinweise und Regeln der einschlägigen Vorschriften (z. B. ZTV E-StB 09) zum Schutz des Erdplanums vor Witterungseinflüssen sind unbedingt zu beachten.

Bezüglich der Anforderungen an die Kranstellfläche lag auftraggeberseitig lediglich o. g. Unterlage [6] vor. Daher wurde auftragnehmerseitig die Unterlage [7] hinzugezogen. Sollte bei entsprechendem Planungsstand eine andere Spezifikation für die Kranstellfläche maßgebend sein, sind die nachfolgenden Hinweise und Angaben daraufhin anzupassen und zu aktualisieren.

Die nachfolgenden Angaben und Hinweise haben lediglich orientierenden Charakter. Für die Kranstellflächen sowie für die Vormontageflächen, die übrigen Flächen und die Zuwegung sind die Angaben und Hinweise sowie der geforderte Prüfumfang gemäß der Vestas GmbH einzuhalten (vgl. [7]).

Eine Untersuchung der Baustraßen und Zuwegungen gemäß o. g. Unterlage [7] ist auftragsgemäß derzeit nicht Gegenstand dieses Baugrundgutachtens. Dies ist bei entsprechendem Planungsstand separat zu beauftragen und in einem gesonderten Bericht zu erläutern.

Gemäß [7] ist in Höhe OK Tragschicht der Zuwegung zum Anlagenstandort mit max. 12 t-Achslast eine Tragfähigkeit von mindestens $E_{V2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$ ($DPr \geq 100\%$) mit einem Verhältniswert von $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,3$ und in Höhe OK Tragschicht der Kranstellfläche eine Tragfähigkeit von mindestens $E_{V2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$ ($DPr \geq 100\%$) mit einem Verhältniswert von $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,3$ zu gewährleisten. Das Erdplanum muss eine Tragfähigkeit von mindestens $E_{V2} = 45 \text{ MN/m}^2$ aufweisen.

Kranstellfläche

Gemäß den Angaben in o. g. Unterlage [6] ist die Kranstellfläche für eine Flächenpressung von mindestens 350 – 400 kN/m² für NH > 152 m auszulegen.

Ausgehend von einer im vorliegenden Fall nach Entfernung der humosen Oberbodendecke ansetzbaren zulässigen Belastung der Geländeoberkante von ca. 50 - 100 kN/m² für bindige Böden von weich-steifer bis steif-halbfester Konsistenz (in Anlehnung an „Mobil- und Autokrane in der Bauwirtschaft“, Dipl.-Ing. H. Hentschel, Dortmund; Tiefbau 3/1996) kann die geforderte Pressung voraussichtlich nicht aufgenommen werden.

Durch Sondermaßnahmen, z. B. durch Einbau eines Bodenaustauschs, ergibt sich eine zulässige Belastung von ca. 200 kN/m².

Die zulässige Belastung der Geländeoberkante ist auch nach Einbau eines Bodenaustauschs geringer als die erforderliche Flächenpressung von 350 – 400 kN/m². Es sind entsprechende lastverteilende Unterlagen unterzubauen.

Ausgehend von einer im vorliegenden Fall nach Einbau eines Bodenaustauschs zulässigen Belastung der Geländeoberkante von ca. 200 kN/m² für nichtbindige Kiese (in Anlehnung an „Mobil- und Autokrane in der Bauwirtschaft“, Dipl.-Ing. H. Hentschel, Dortmund; Tiefbau 3/1996) errechnet sich die erforderliche Abstützfläche F je Stützteller nach der Beziehung:

$$F = V \text{ [kN]} / 200 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Die maximale Stützenkraft V [kN] für jede Kranstütze ist der entsprechenden Betriebsanleitung zu entnehmen. Beispielsweise ergibt sich für eine Stützkraft je Kranstütze von V = 21 t = 210 kN eine erforderliche Abstützfläche je Stützteller von:

$$F = 210 / 200 = 1,05 \text{ m}^2 \text{ (d. h. ca. } 1,02 \times 1,02 \text{ m)}.$$

Sollten andere Kranlasten wirken, sind die Berechnungen der Abstützflächen dementsprechend anzupassen.

Die o. g. Berechnungen dienen nur zu einer Abschätzung der erforderlichen Abstützfläche. Grundbruchnachweise wurden nicht geführt. Diese sind ggf. bei entsprechender Planungsreife zu beauftragen.

Bei einem Eingangswert von $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$ (UK Tragschicht) und einem Zielwert von $E_{v2} = 120 \text{ MN/m}^2$ (OK Tragschicht) lässt sich die erforderliche Dicke der Tragschicht zu ca. 0,25 m abschätzen.

Basierend auf Erfahrungswerten an vergleichbaren Böden ist davon auszugehen, dass die nach dem Abschieben des durchwurzelten Oberbodens im Planumbereich der Zuwegung und der Kranstellfläche anstehenden bindigen Böden der Bodengruppe TL bei mindestens steifer bis halbfester Konsistenz (zum Zeitpunkt der Erkundungsarbeiten) und trockenen Witterungsbedingungen Tragfähigkeiten in der Größenordnung $E_{v2} \approx 8 - 20 \text{ MN/m}^2$ aufweisen und der Wert von $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$ (UK Tragschicht) nicht erreicht wird.

Es wird deshalb empfohlen, Sondermaßnahmen zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Untergrundes als Bedarfsposition vorzusehen.

Wir empfehlen in diesem Fall, im Bereich der Kranstellflächen unter der Tragschicht z. B. einen Bodenaustausch aus gut verdichtbaren, grobkörnigen, gut kornabgestuften Erdstoffen der Bodengruppen SW oder GW (z. B. Hartsteinmaterial der Lieferkörnung 0/56 oder Vergleichbares) in einer Dicke von erfahrungsgemäß 20 – 50 cm vorzusehen. Vorab ist von einer gesamten Austauschmächtigkeit bzw. Aufbaustärke (Frostschuttschicht + Bodenaustausch) von mindestens ca. 0,45 – 0,75 m auszugehen.

Der Einbau und die Kontrolle erfolgen analog den Angaben zum Bodenaustausch in Abschnitt 6.3.

Das grobkörnige Schüttmaterial ist vom anstehenden Untergrund durch ein Geotextil der Robustheitsklasse GRK 3 (**Trennvlies** mit $\geq 150 \text{ g/m}^2$) zu trennen.

In diesem Zusammenhang besteht weiterhin die Möglichkeit, die aus Tragfähigkeitsgründen erforderlichen Aufbau-/Austauschmächtigkeiten durch eine Tragschichtbewehrung mittels **knotensteifer Geogitter aus gereckten, monolithischen Stäben** (z. B. NAUE Secugrid 40/40 bzw. Combigrid 40/40) zu reduzieren. Basierend auf Erfahrungswerten sowie herstellerseitig veröffentlichten Bemessungsdiagrammen lässt sich bei einem Eingangswert von $E_{v2} = 10 \text{ MN/m}^2$ und einem Zielwert von $E_{v2} = 120 \text{ MN/m}^2$ (OK Tragschicht) die erforderliche Dicke einer mittels Secugrid 40/40 bewehrten Tragschicht zu ca. 0,65 m und bei einem Eingangswert von $E_{v2} = 20 \text{ MN/m}^2$ und einem Zielwert von $E_{v2} = 120 \text{ MN/m}^2$ (OK Tragschicht) die erforderliche Dicke einer mittels Secugrid 40/40 bewehrten Tragschicht zu ca. 0,40 m abschätzen.

Grundsätzlich empfehlen wir vor großflächiger Ausführung die Herstellung von Testfeldern (ca. 4 x 5 m) mit unterschiedlichen Aufbaustärken zur Überprüfung der erreichbaren Tragfähigkeiten mittels statischer Plattendruckversuche nach DIN 18134. Anhand der hierbei ermittelten Versuchsergebnisse kann dann eine wirtschaftliche Dimensionierung der im Einzelfall erforderlichen Austausch-/Aufbaustärken erfolgen.

Eine alternative Möglichkeit zur Erhöhung der Tragfähigkeit der anstehenden bindigen Böden ist das Untermischen (Einfräsen) von Kalk-Zement-Mischbindern mit einem Zementanteil von mindestens 50 % (beispielsweise DYCKERHOFF Varilith). Bei zu geringem Wassergehalt der zu verbessernden Böden müssen diese gegebenenfalls dosiert angefeuchtet werden. Die geeignete Bindemittelart und wassergehaltsabhängige Zugabemenge ist grundsätzlich im Rahmen einer Eignungsprüfung festzulegen. Orientierend kann basierend auf Erfahrungswerten an vergleichbaren Böden von einer erforderlichen Zugabemenge in der Größenordnung von ca. 3 - 6 M.-% sowie einer erforderlichen Einfrästiefe des Bindemittels von 40 cm ausgegangen werden.

8 SCHLUSSBEMERKUNG

Entsprechend den vielfältigen Wechselbeziehungen zwischen Baugrund und Bauwerk ist das vorliegende Baugrundgutachten nur in seiner Gesamtheit verbindlich. Änderungen in den Bearbeitungsunterlagen und vom Bericht abweichende Bauausführungen bedürfen deshalb stets der Überprüfung und der Zustimmung des Gutachters. Auszugsweise Vervielfältigungen dieses Berichts bedürfen der Zustimmung des Unterzeichners.

Baugrundaufschlüsse basieren auch bei Einhaltung der nach den gültigen Vorschriften vorgegebenen Rasterabstände zwangsläufig auf punktförmigen Aufschlüssen, so dass Abweichungen in Bezug auf Schichtmächtigkeit, Ausbildung sowie Lagerungsdichte bzw. Konsistenz der aufgeschlossenen Bodenschichten zwischen den Aufschlusspunkten nicht generell ausgeschlossen werden können. Insbesondere sind jahreszeitlichen Schwankungen unterliegende Grund- und Schichtwasserzuflüsse nicht auszuschließen. Die Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH behält sich daher eine Überprüfung der Gründungssituation im Zuge einer förmlichen Abnahme der Aushub- und Gründungssohlen (nach DIN 4020 gefordert), gegebenenfalls auch ergänzende Ausführungshinweise vor.

Wird im Zuge der Erdarbeiten ein anderer als im vorliegenden Bericht dargestellter Aufbau des Untergrunds angetroffen, ist der Gutachter unverzüglich zu benachrichtigen und durch die ICP mbH eine Bestandsaufnahme vor Ort durchzuführen.

Das Baugrundgutachten gilt für das angegebene Objekt nur im Zusammenhang mit den Projektdaten. Eine Übertragung der Untersuchungsergebnisse auf andere Projekte ist ohne Zustimmung der Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH nicht zulässig.

Bei Unsicherheiten/Unklarheiten oder der Gefahr der Fehlinterpretation ist der Gutachter heranzuziehen.

ICP Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH
Geologen und Ingenieure für Wasser und Boden

Rodenbach, den 20.11.2023

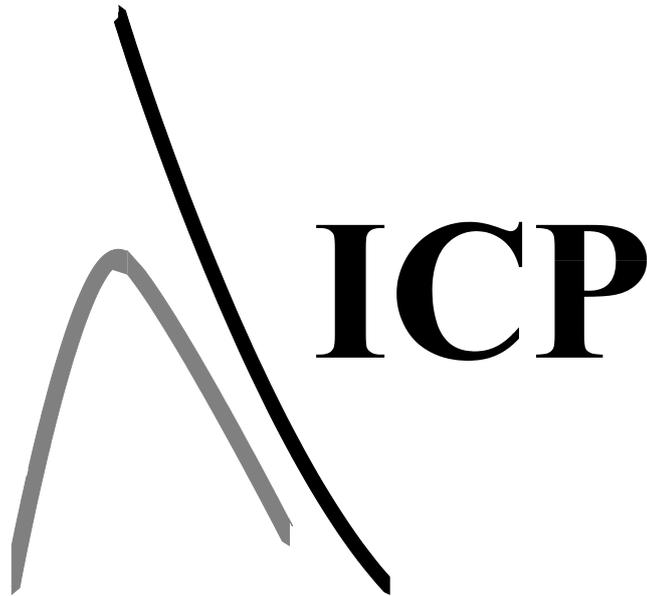


Frank Neumann
(Dipl.-Geologe/Berat. Geowissenschaftler)

gez.
Christine Koch
(Dipl.-Ing.)

Schichtenverzeichnisse

nach DIN 4022



ICP mbH Am Tränkwald 27 67688 Rodenbach Tel.: 06374-80507-0 Fax: 06374-80507-7	<h1>Schichtenverzeichnis</h1> <p>für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben</p>	Bericht: B23055-1 Anlage: 1
--	---	---------------------------------------

Vorhaben: "Windpark Damscheid"; Standort WEA 01; Typ VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m NH

Bohrung RB 1 / Blatt: 1	Höhe: -0,57 m ü MP Datum: 15.05.2023
--------------------------------	--

1	2				3	4	5	6
Bis ... m unter Ansatz- punkt	a) Benennung der Bodenart und Beimengungen			Bemerkungen		Entnommene Proben		
	b) Ergänzende Bemerkung ¹⁾				Sonderprobe Wasserführung Bohrwerkzeuge Kernverlust Sonstiges	Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)
c) Beschaffenheit nach Bohrgut	d) Beschaffenheit nach Bohrvorgang	e) Farbe						
f) Übliche Benennung	g) Geologische Benennung ¹⁾	h) ¹⁾ Gruppe	i) Kalk- gehalt					
0.10	a) Schluff, tonig, stark humos, Wurzeln			DN 80; schwach feucht				
0.40	a) Ton, schluffig, stark kiesig, humos, Wurzeln			DN 80; sehr feucht		bp3	P2	0.40
0.80	a) Ton, schluffig, stark kiesig			DN 80; schwach feucht		bp3	P3	0.80
1.50	a) Kies, sandig, schwach schluffig			DN 80 bis 1,00 m; DN 60 ab 1,00 m; schwach feucht, Bohrstillstand; kein Wasser messbar		bp3	P4	1.50
	a)							
	b)							
	c)	d)	e)					
	f)	g)	h)	i)				

1) Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor

ICP mbH Am Tränkwald 27 67688 Rodenbach Tel.: 06374-80507-0 Fax: 06374-80507-7	<h1 style="margin: 0;">Schichtenverzeichnis</h1> <p style="margin: 0;">für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben</p>	Bericht: B23055-1 Anlage: 1
--	---	---------------------------------------

Vorhaben: "Windpark Damscheid"; Standort WEA 01; Typ VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m NH

Bohrung RB 2 / Blatt: 1	Höhe: +0,31 m ü MP	Datum: 15.05.2023
--------------------------------	--------------------	----------------------

1	2				3	4	5	6
Bis ... m unter Ansatz- punkt	a) Benennung der Bodenart und Beimengungen				Bemerkungen Sonderprobe Wasserführung Bohrwerkzeuge Kernverlust Sonstiges	Entnommene Proben		
	b) Ergänzende Bemerkung ¹⁾					Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)
	c) Beschaffenheit nach Bohrgut		d) Beschaffenheit nach Bohrvorgang	e) Farbe				
	f) Übliche Benennung	g) Geologische Benennung ¹⁾	h) ¹⁾ Gruppe	i) Kalk-gehalt				
0.10	a) Schluff, tonig, stark humos, Wurzeln				DN 80; schwach feucht	bp3	P1	0.10
	b)							
	c) weich	d) sehr leicht zu bohren	e) schwarz					
	f) Oberboden	g)	h) OU	i)				
0.50	a) Ton, schluffig, kiesig, humos, Wurzeln				DN 80; schwach feucht	bp3	P2	0.50
	b)							
	c) weich	d) leicht zu bohren	e) braun					
	f)	g)	h) OU	i)				
1.10	a) Kies, tonig, schluffig, sandig, Wurzeln				DN 80 bis 1,00 m; DN 60 ab 1,00 m; schwach feucht	bp3	P3	1.10
	b)							
	c) steif	d) mäßig schwer zu bohren - schwer zu	e) braun - grau					
	f)	g)	h) GU*	i)				
1.50	a) Kies, stark schluffig, tonig, sandig				DN 60; schwach feucht	bp3	P4	1.50
	b)							
	c) halbfest	d) mäßig schwer zu bohren	e) beige - braun					
	f)	g)	h) GU*	i)				
1.80	a) Kies, schluffig, tonig, sandig				DN 60; sehr schwach feucht, Bohrstillstand; kein Wasser messbar	bp3	P5	1.80
	b) dicht gelagert							
	c)	d) schwer zu bohren sehr schwer zu bo	e) beige					
	f)	g)	h) GU	i)				

1) Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor

ICP mbH Am Tränkwald 27 67688 Rodenbach Tel.: 06374-80507-0 Fax: 06374-80507-7	<h1>Schichtenverzeichnis</h1> <p>für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben</p>	Bericht: B23055-1 Anlage: 1
--	---	---------------------------------------

Vorhaben: "Windpark Damscheid"; Standort WEA 01; Typ VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m NH

Bohrung RB 3 / Blatt: 1	Höhe: +0,06 m ü MP Datum: 15.05.2023
--------------------------------	---

1	2				3	4	5	6	
Bis ... m unter Ansatz- punkt	a) Benennung der Bodenart und Beimengungen			Bemerkungen		Entnommene Proben			
	b) Ergänzende Bemerkung ¹⁾				Sonderprobe	Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)	
	c) Beschaffenheit nach Bohrgut	d) Beschaffenheit nach Bohrvorgang	e) Farbe		Wasserführung				
	f) Übliche Benennung	g) Geologische Benennung ¹⁾	h) ¹⁾ Gruppe	i) Kalk- gehalt	Bohrwerkzeuge Kernverlust Sonstiges				
0.10	a) Schluff, tonig, stark humos, Wurzeln					DN 80; schwach feucht	bp3	P1	0.10
	b)								
	c) weich	d) sehr leicht zu bohren	e) schwarz - dunkelbraun						
	f) Oberboden	g)	h) OU	i)					
0.60	a) Ton, schluffig, kiesig					DN 80; feucht - sehr feucht	bp3	P2	0.60
	b)								
	c) weich	d) leicht zu bohren mäßig schwer zu b	e) beige						
	f)	g)	h) TL	i)					
0.90	a) Schluff, tonig, sandig, stark kiesig					DN 80; schwach feucht	bp3	P3	0.90
	b)								
	c) halbfest	d) schwer zu bohren sehr schwer zu bo	e) beige - braun						
	f)	g)	h) TL	i)					
1.40	a) Schluff, tonig, feinsandig, schwach kiesig, schwach mittelsandig, schwach grobsandig					DN 80 bis 1,00 m; DN 60 ab 1,00 m; schwach feucht, Bohrstillstand; kein Wasser messbar	bp3	P4	1.40
	b)								
	c) halbfest - fest	d) schwer zu bohren sehr schwer zu bo	e) beige						
	f)	g)	h) TL	i)					
	a)								
	b)								
	c)	d)	e)						
	f)	g)	h)	i)					

1) Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor

ICP mbH Am Tränkwald 27 67688 Rodenbach Tel.: 06374-80507-0 Fax: 06374-80507-7	<h1>Schichtenverzeichnis</h1> <p>für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben</p>	Bericht: B23055-1 Anlage: 1
--	---	---------------------------------------

Vorhaben: "Windpark Damscheid"; Standort WEA 01; Typ VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m NH

Bohrung RB 4 / Blatt: 1	Höhe: +1,35 m ü MP Datum: 15.05.2023
--------------------------------	--

1	2				3	4	5	6
Bis ... m unter Ansatz- punkt	a) Benennung der Bodenart und Beimengungen			Bemerkungen		Entnommene Proben		
	b) Ergänzende Bemerkung ¹⁾				Sonderprobe Wasserführung Bohrwerkzeuge Kernverlust Sonstiges	Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)
c) Beschaffenheit nach Bohrgut	d) Beschaffenheit nach Bohrvorgang	e) Farbe						
f) Übliche Benennung	g) Geologische Benennung ¹⁾	h) ¹⁾ Gruppe	i) Kalk- gehalt					
0.10	a) Schluff, tonig, stark humos, Wurzeln			DN 80; schwach feucht				
0.70	a) Ton, schluffig, stark kiesig, schwach humos, Wurzeln			DN 80; sehr feucht		bp3	P2	0.70
1.40	a) Schluff, tonig, stark kiesig, sandig			DN 80 bis 1,00 m; DN 60 ab 1,00 m; schwach feucht		bp3	P3	1.40
2.10	a) Schluff, tonig, kiesig, sandig			DN 60; schwach feucht, Bohrstillstand; kein Wasser messbar		bp3	P4	2.10
	a)							
	b)							
	c)	d)	e)					
	f)	g)	h)	i)				

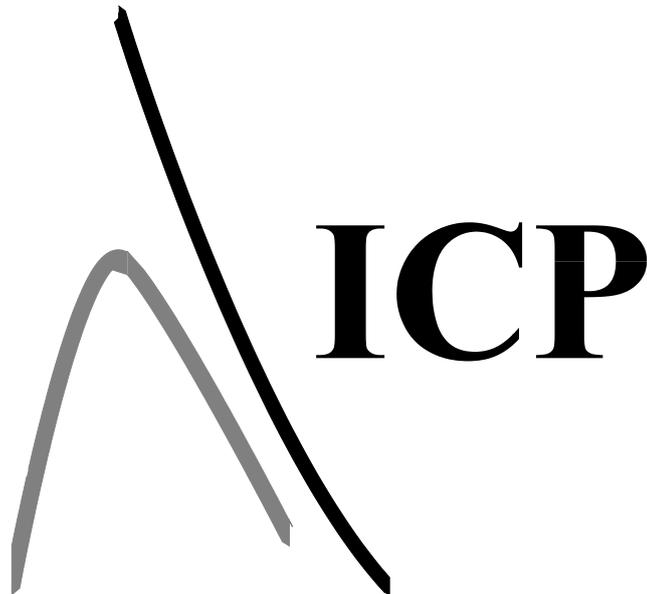
1) Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor

Bohrprofile

nach DIN 4023

Messwertdiagramme für Rammsondierungen

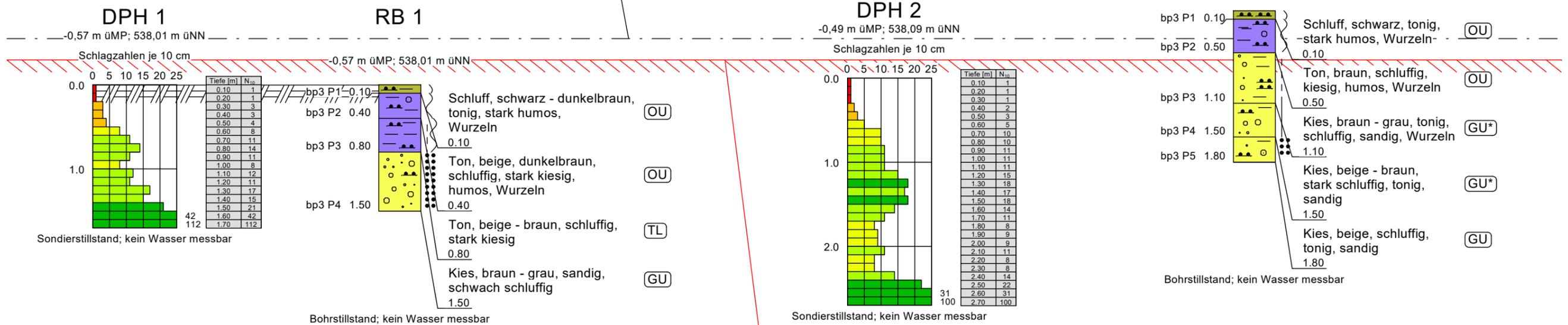
in Anlehnung an DIN EN ISO 22476-2



Fundamentbereich Nordosten - Osten - Süden

Annahme: OK Fundament Typ VESTAS V172 mit 175 m Nabenhöhe: ca. Höhe 541,223 m ü NN entspr. ca. Kote +2,643 m ü MP

GOK Fundamentmittelpunkt: Kote: +/- 0,00 m ü MP (FP) entspr. ca. Höhe 538,58 m ü NN



Annahme: UK Fundament (OK Sauberkeitsschicht); Typ VESTAS V172 mit 175 m Nabenhöhe
 UK Fundament: ca. Kote -0,257 m ü MP entspr. ca. Höhe 538,32 m ü NN

Grund-, Schicht- oder Stauwasser war zum Zeitpunkt der Feldarbeiten (15.05.2023) bei den Sondierungen DPH 1 bis DPH 3 und den Bohrungen RB 1 bis RB 4 bis zur jeweiligen Endteufe nicht nachweisbar.

Legende

	halbfest	□	Kies (G)	□	Ton (T)
	steif	□	Schluff (U)		
	weich - steif				
	weich				
●●●	dicht				

Legende DPH

■	breiig-weich
■	weich
■	steif
■	halbfest
■	fest

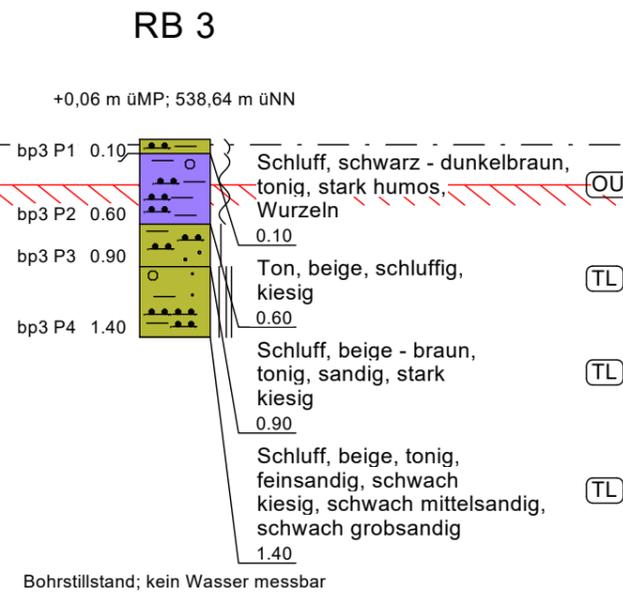
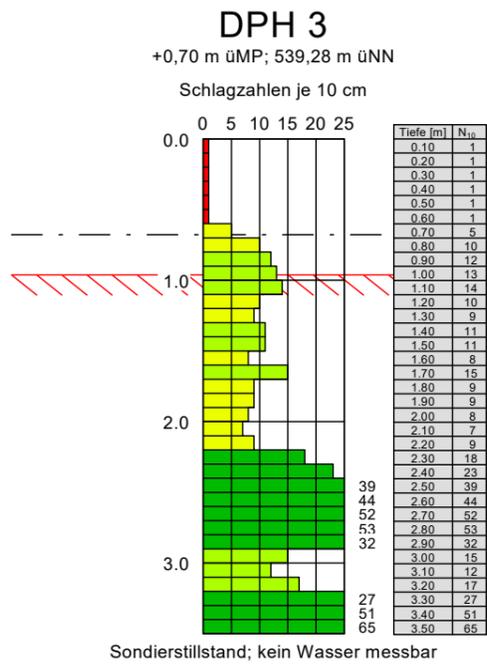
Darstellung in x-Richtung unmaßstäblich!

 Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH Geologen und Ingenieure für Wasser und Boden Am Tränkwald 27 67688 Rodenbach Tel. 06374- 80507-0 Fax 80507-7	Objekt: "Windpark Damscheid" Standort WEA 01; Typ VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m Nabenhöhe	Anlage 2.1
	Bohrprofile / Rammsondierungen	zu Bericht Nr.: B23055-1
Höhenmaßstab: 1 : 50	Dat.: 15.05.2023	Bearb.: Koch

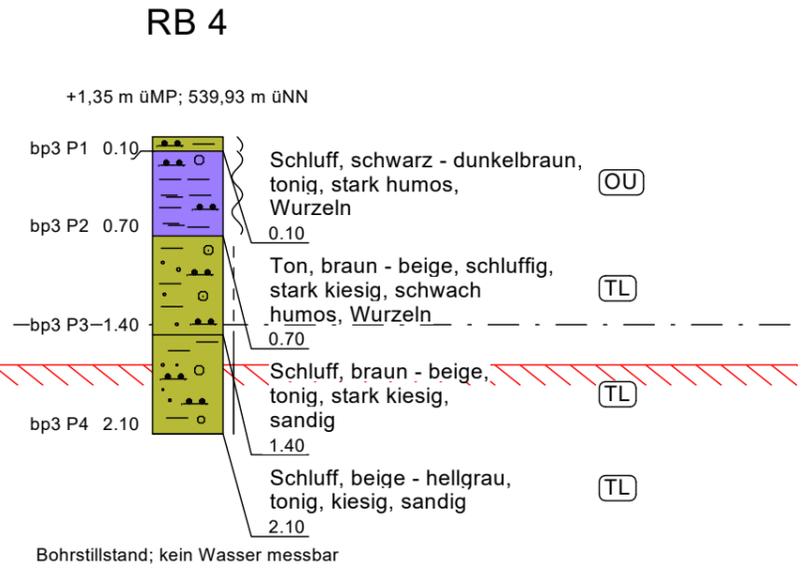
Fundamentbereich Südwesten - Nordwesten

Annahme: OK Fundament Typ VESTAS V172 mit 175 m Nabenhöhe:
ca. Höhe 541,223 m ü NN entspr. ca. Kote +2,643 m ü MP

GOK Fundamentmittelpunkt: Kote: +/- 0,00 m ü MP (FP) entspr. ca. Höhe 538,58 m ü NN

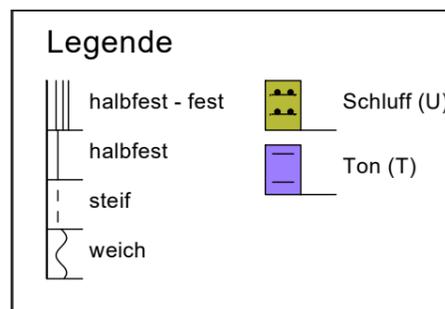


Bereich Kranstellfläche



Annahme: UK Fundament (OK Sauberkeitsschicht); Typ VESTAS V172 mit 175 m Nabenhöhe
UK Fundament: ca. Kote -0,257 m ü MP entspr. ca. Höhe 538,32 m ü NN

Grund-, Schicht- oder Stauwasser war zum Zeitpunkt der Feldarbeiten (15.05.2023) bei den Sondierungen DPH 1 bis DPH 3 und den Bohrungen RB 1 bis RB 4 bis zur jeweiligen Endteufe nicht nachweisbar.

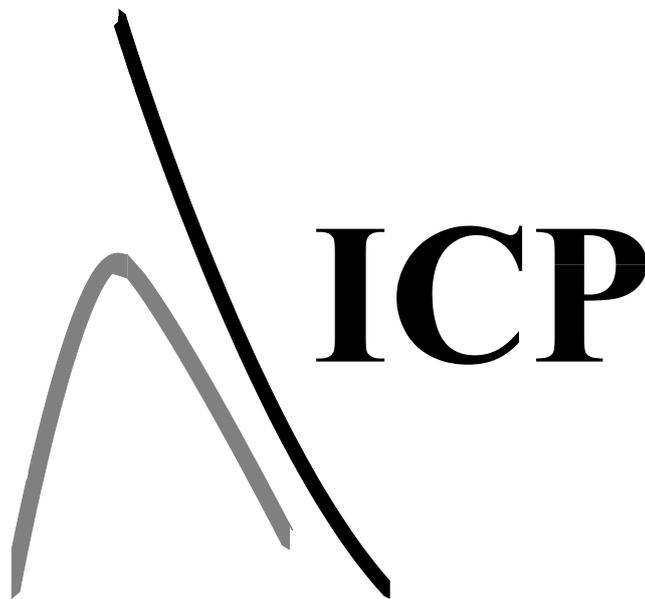


Darstellung in x-Richtung unmaßstäblich!

	Objekt: "Windpark Damscheid" Standort WEA 01; Typ VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m Nabenhöhe	Anlage 2.2
	Bohrprofile / Rammsondierungen	zu Bericht Nr.: B23055-1
Höhenmaßstab: 1 : 50		Dat.: 15.05.2023
		Bearb.: Koch

Korngrößenverteilung

nach DIN EN ISO 17892-4



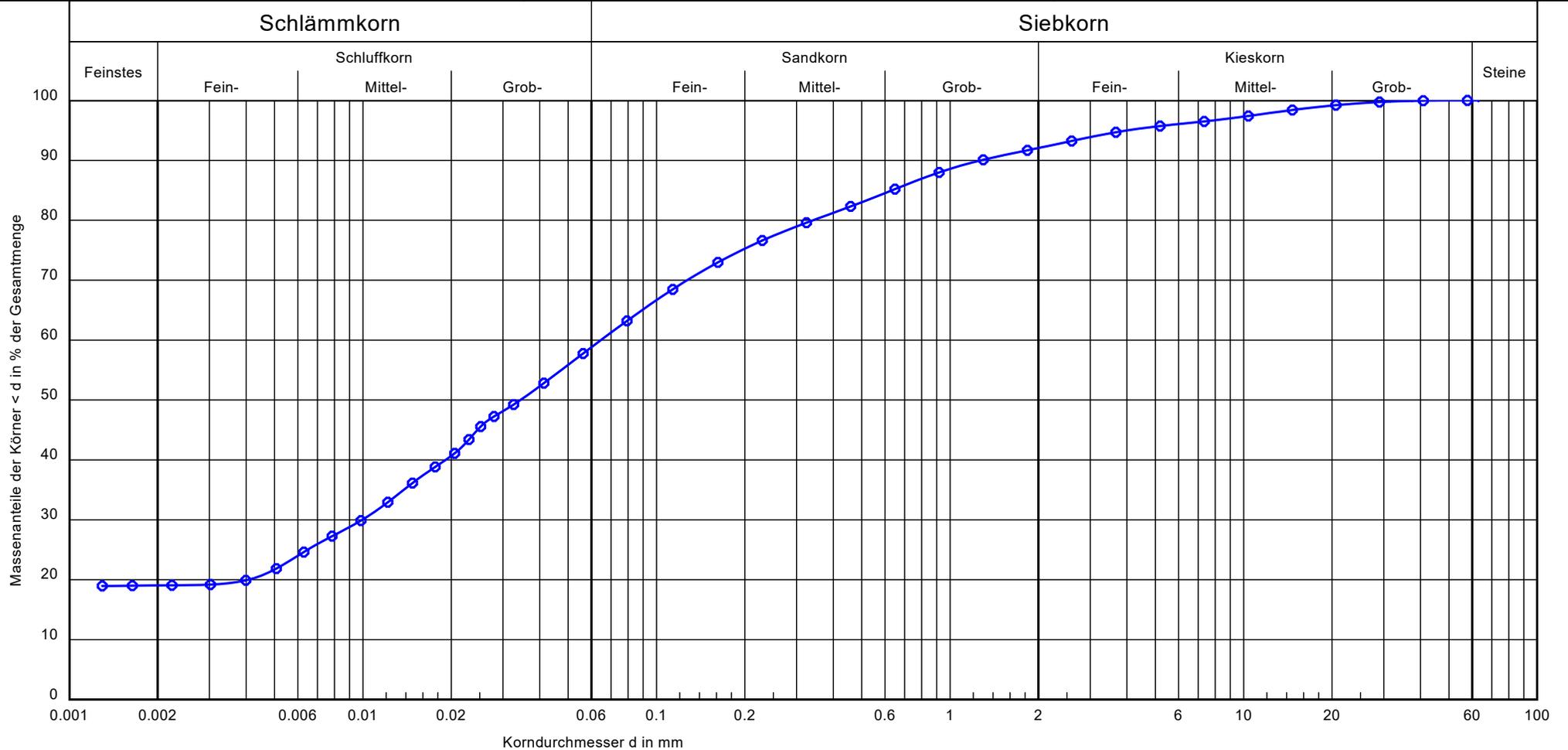
ICP - Ingenieurgesellschaft
 Prof. Czurda und Partner mbH
 Am Tränkwald 27
 67688 Rodenbach

Bearbeiter: Unterberg

Datum: 17.07.2023

Körnungslinie Windpark Damscheid Standort WEA 01

Prüfungsnummer: B23055-1 RB3 / P4
 Probe entnommen am: 15.05.2023
 Art der Entnahme: gestört
 Arbeitsweise: Sieb- / Schlämmanalyse



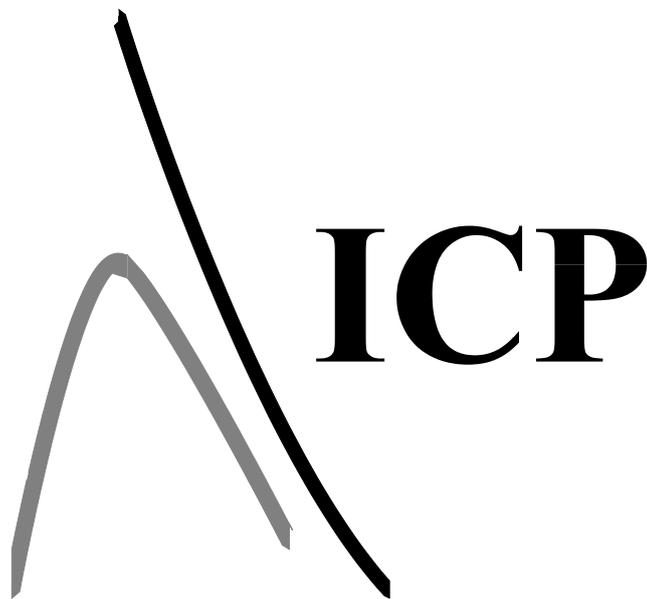
Bezeichnung:	RB 3 / P 4
Tiefe:	0,9 - 1,3 m
Bodenart:	U, t, fs, g', ms', gs'
kf [m/s] nach Mallet/Paquant	$1.1 \cdot 10^{-8}$
U/Cc:	-/-
Bodengruppe:	TL
T/U/S/G [%]:	19.1/39.7/33.3/7.9
Frostempfindlichkeitsklasse:	F3

Bemerkungen:
 Wassergehalt: 17,3 M.-%
 Feinkornanteil: 40,9 M.-%

Bericht:
 B23055-1
 Anlage:
 3

Zustandsgrenzen

nach DIN EN ISO 17892-12



Zustandsgrenzen nach DIN EN ISO 17 892 - 12

WP Damscheid

Standort WEA 01

Bearbeiter: Unterberg

Datum: 15.08.2022

Prüfungsnummer: B23055-1

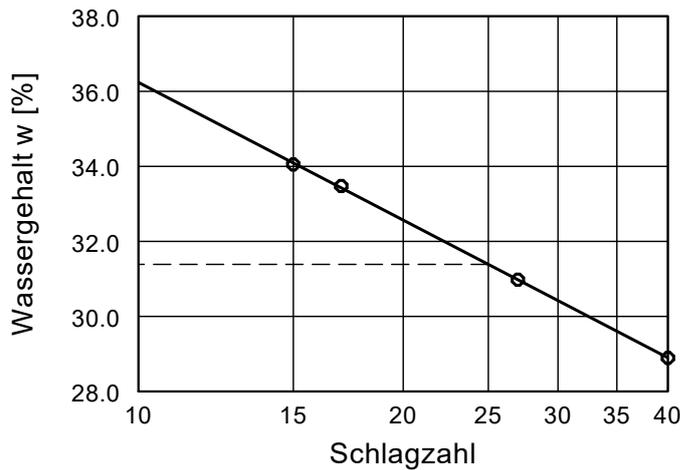
Entnahmestelle: RB 4 / P 2

Tiefe: 0,1 - 0,7 m

Art der Entnahme: gestört

Bodenart: T, u, g*, h'

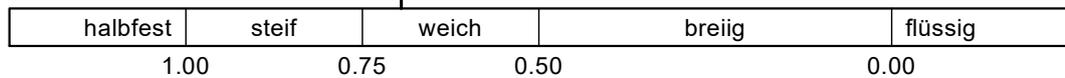
Probe entnommen am: 15.05.2023



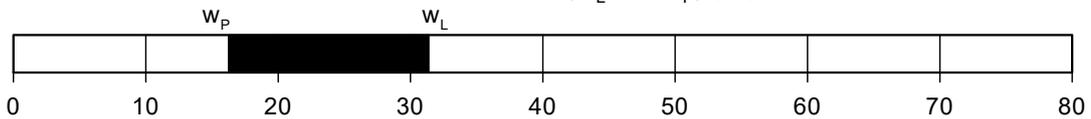
Wassergehalt $w =$	17.0 %
Fließgrenze $w_L =$	31.4 %
Ausrollgrenze $w_P =$	16.3 %
Plastizitätszahl $I_p =$	15.1 %
Konsistenzzahl $I_C =$	0.69
Anteil Überkorn $\ddot{u} =$	20.0 %
Wassergeh. Überk. $w_{\ddot{u}} =$	1.5 %
Korr. Wassergehalt	20.9 %

Zustandsform

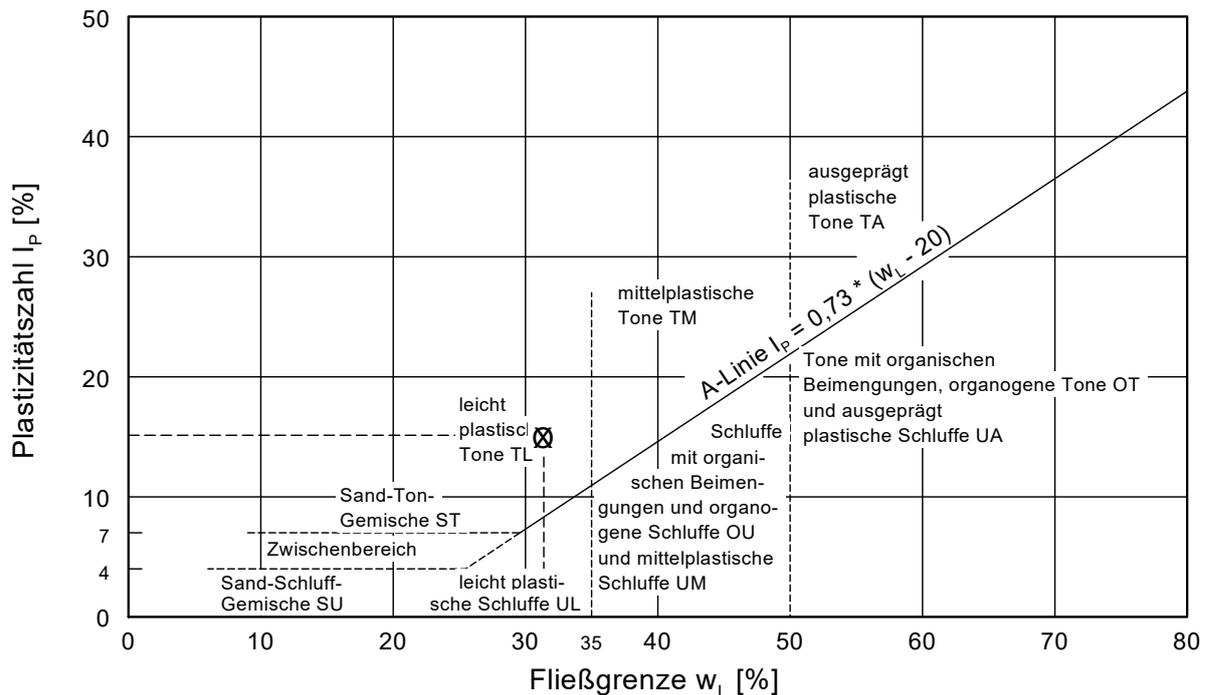
$I_C = 0.69$



Plastizitätsbereich (w_L bis w_P) [%]



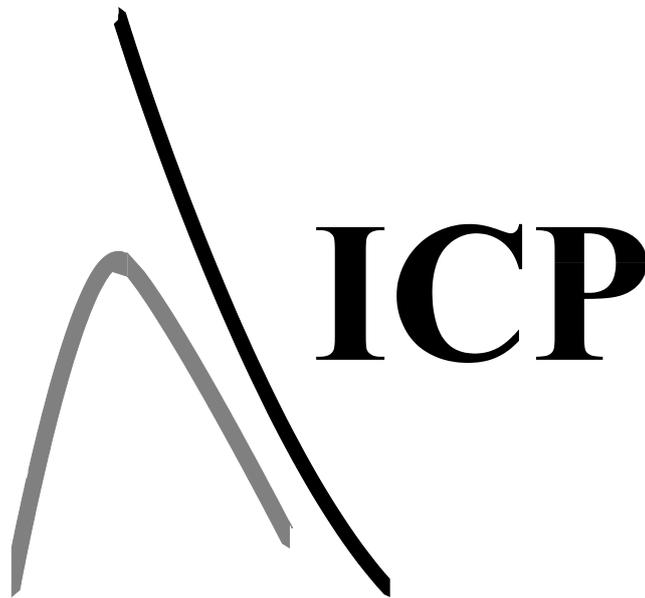
Plastizitätsdiagramm



Nachweis der Drehfedersteifigkeit

(mit vorgegebenem E_{oed})

für Fundamenttyp Ø 25,50 m



**Windpark Damscheid <B23055-1>
Nachweis der Drehfedersteifigkeit (mit vorgegebenem E_{oed})**

Datum: 16.11.2023 Anlage: 5.1
 Standort: WEA 01
 Turmtyp: VESTAS V172-6.8/7.2 mW mit 175 m NH Fundamentdurchmesser: 25,50 m
 Gründungsart: Flachgründung Radius: 12,75 m
 Berechnungsgrundlage: DPH 1



Tabelle 1: ohne Bodenaustausch: Sollwert $k_{\varphi, dyn}$: 200.000 MNm/rad

Schichten unter Fundament:	Innerer Reibungswinkel	Konsistenz/Lagerung	UK Schicht von GOK (m)	Schicht-höhe (m)	$E_{S, stat}$ (MN/m ²)	Erhöhungsfaktor	$E_{S, dyn}$ (MN/m ²)	Querdehnzahl ν (-)	Vergröße-rung Radius (m)	Fundament-radius r (m)	$k_{\varphi, stat}$ (MNm/rad)	$k_{\varphi, dyn}$ (MNm/rad)
UK Sauberkeitsschicht:			0,26			4,00				12,75	40.000	200.000
Schluffe/Tone, bind. Kiese TL, GU*	27,50	weich -	0,26	0,00	8	5,00	40	0,40	0,00	12,75	12.283	61.413
		weich-steif	1,20	0,94	8	5,00	40	0,40	0,49	13,24	13.757	68.783
Schluffe/Tone, bind. Kiese TL, GU*	27,50		1,20	0,00	20	5,00	100	0,40	0,49	13,24	34.391	171.956
		halbfest	2,00	0,80	20	5,00	100	0,40	0,91	13,66	37.739	188.697
Schluffe/Tone TL	27,50		2,00	0,00	30	5,00	150	0,40	0,91	13,66	56.609	283.046
		fest	2,30	0,30	30	5,00	150	0,40	1,06	13,81	58.573	292.867
Übergangszone / Festgestein	27,50		2,30	0,00	60	5,00	300	0,25	1,06	13,81	187.435	937.174
		fest	30,00	27,70	60	5,00	300	0,25	15,48	28,23	1.600.365	8.001.824

Tabelle 2: mit Bodenaustausch: Sollwert $k_{\varphi, dyn}$: 200.000 MNm/rad

Schichten unter Fundament:	Innerer Reibungswinkel	Konsistenz/Lagerung	UK Schicht von GOK (m)	Schicht-höhe (m)	$E_{S, stat}$ (MN/m ²)	Erhöhungsfaktor Bild 38 GBT	$E_{S, dyn}$ (MN/m ²)	Querdehnzahl ν (-)	Vergröße-rung Radius (m)	Fundament-radius r (m)	$k_{\varphi, stat}$ (MNm/rad)	$k_{\varphi, dyn}$ (MNm/rad)
UK Sauberkeitsschicht:			0,26			4,00				12,75	40.000	200.000
Bodenaustausch	32,50		0,26	0,00	50	4,00	200	0,30	0,00	12,75	112.798	451.194
		mitteldicht	2,00	1,74	50	4,00	200	0,30	1,11	13,86	144.911	579.644
Schluffe/Tone TL	27,50		2,00	0,00	30	5,00	150	0,40	1,11	13,86	59.172	295.860
		fest	2,30	0,30	30	5,00	150	0,40	1,27	14,02	61.195	305.974
Übergangszone / Festgestein	27,50		2,30	0,00	60	5,00	300	0,25	1,27	14,02	195.823	979.116
		fest	30,00	27,70	60	5,00	300	0,25	15,69	28,44	1.635.145	8.175.726

**Windpark Damscheid <B23055-1>
Nachweis der Drehfedersteifigkeit (mit vorgegebenem E_{oed})**

Datum: 16.11.2023 Anlage: 5.3
 Standort: WEA 01
 Turmtyp: VESTAS V172-6.8/7.2 mW mit 175 m NH
 Gründungsart: Flachgründung

Fundamentdurchmesser: 25,50 m
 Radius: 12,75 m
 Berechnungsgrundlage: DPH 3



Tabelle 1: ohne Bodenaustausch: Sollwert $k_{\varphi, dyn}$: 200.000 MNm/rad

Schichten unter Fundament:	Innerer Reibungswinkel	Konsistenz/Lagerung	UK Schicht von GOK (m)	Schichthöhe (m)	$E_{S, stat}$ (MN/m ²)	Erhöhungsfaktor	$E_{S, dyn}$ (MN/m ²)	Querdehnzahl ν (-)	Vergrößerung Radius (m)	Fundamentradius r (m)	$k_{\varphi, stat}$ (MNm/rad)	$k_{\varphi, dyn}$ (MNm/rad)
UK Sauberkeitsschicht:			0,26			4,00				12,75	40.000	200.000
Schluffe/Tone, bind. Kiese TL, GU*	27,50	steif	0,26	0,00	8	5,00	40	0,40	0,00	12,75	12.283	61.413
			1,50	1,24	8	5,00	40	0,40	0,65	13,40	14.249	71.245
Schluffe/Tone, bind. Kiese TL, GU*	27,50	halbfest	1,50	0,00	20	5,00	100	0,40	0,65	13,40	35.623	178.113
			2,50	1,00	20	5,00	100	0,40	1,17	13,92	39.939	199.693
Schluffe/Tone TL	27,50	fest	2,50	0,00	30	5,00	150	0,40	1,17	13,92	59.908	299.539
			2,80	0,30	30	5,00	150	0,40	1,32	14,07	61.947	309.736
Übergangszone / Festgestein	27,50	fest	2,80	0,00	60	5,00	300	0,25	1,32	14,07	198.231	991.155
			30,00	27,20	60	5,00	300	0,25	15,48	28,23	1.600.365	8.001.824

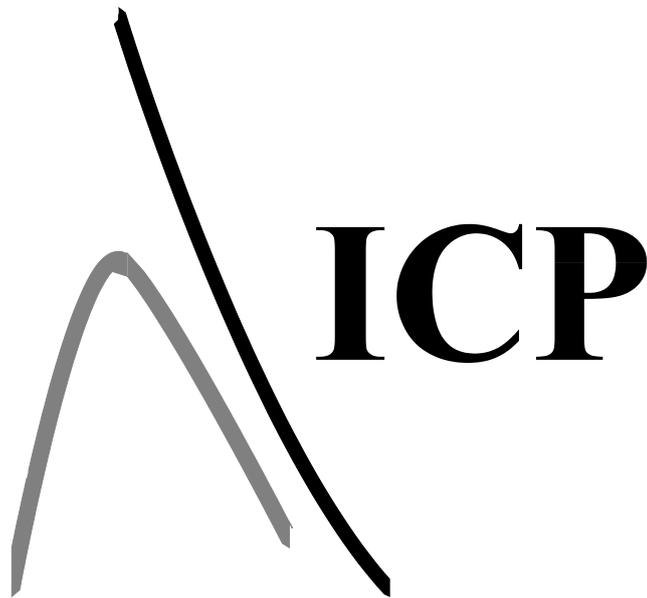
Tabelle 2: mit Bodenaustausch: Sollwert $k_{\varphi, dyn}$: 200.000 MNm/rad

Schichten unter Fundament:	Innerer Reibungswinkel	Konsistenz/Lagerung	UK Schicht von GOK (m)	Schichthöhe (m)	$E_{S, stat}$ (MN/m ²)	Erhöhungsfaktor Bild 38 GBT	$E_{S, dyn}$ (MN/m ²)	Querdehnzahl ν (-)	Vergrößerung Radius (m)	Fundamentradius r (m)	$k_{\varphi, stat}$ (MNm/rad)	$k_{\varphi, dyn}$ (MNm/rad)
UK Sauberkeitsschicht:			0,26			4,00				12,75	40.000	200.000
Bodenaustausch	32,50	mitteldicht	0,26	0,00	50	4,00	200	0,30	0,00	12,75	112.798	451.194
			2,50	2,24	50	4,00	200	0,30	1,43	14,18	155.133	620.533
Schluffe/Tone TL	27,50	fest	2,50	0,00	30	5,00	150	0,40	1,43	14,18	63.346	316.730
			2,80	0,30	30	5,00	150	0,40	1,59	14,34	65.462	327.312
Übergangszone / Festgestein	27,50	fest	2,80	0,00	60	5,00	300	0,25	1,59	14,34	209.479	1.047.397
			30,00	27,20	60	5,00	300	0,25	15,74	28,49	1.645.215	8.226.073

Grundbruchberechnungen

nach DIN 1054:2012/DIN 4017:2006

für Fundamenttyp Ø 25,50 m



B23055-1; "Windpark Damscheid" - Standort WEA 01

Anlage 6.1: Fundament 25,50 m BS-P, min Fz

Programm DC-Grundbruch - Copyright 1999-2023: DC-Software Doster & Christmann GmbH, D-81245 München

Eingabedatei: C:\Users\C.Koch\ICP\ICP - General\Baugrund\2023\Rodenbach\B23055 BayWa - WP Damscheid
\B23055-1 Berechnungen\B23055-1 Anlage 6.1 25,50 m min BS-P.dbhGrundbruch-Nachweis nach DIN 1054:2005 / DIN 4017:2006

Berechnung nach GZ 1B

Fundamenttyp: Kreisfundament

Fundamentabmessungen

Durchmesser d : 25.50 m
 Unterkante : -0.26 m
 Höhe h : 2.90 m
 Wichte γ : 0.00 kN/m³

Schichtdaten

	1	2	3	4	5
Schichthöhe Δh [m]	1.30	1.60	2.10	7.00	88.00
Innere Reibung $\text{cal } \varphi'$ [°]	27.50	27.50	27.50	27.50	27.50
Kohäsion c [kN/m ²]	0.00	3.00	5.00	10.00	10.00
Wichte Boden γ [kN/m ³]	20.00	20.50	21.00	21.00	23.00
Wichte unter Auftrieb γ' [kN/m ³]	10.00	10.50	11.00	11.00	13.00

Lastfall LF

BSPw 1

Lasten

LF	H_x [kN]	H_y [kN]	V [kN]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	x [m]	z [m]	e_y [m]	γ	ψ
BSPw Q	30.0	0.0	52269.0	239323.0	0.0	12.75	-0.26	0.00	1.50	1.00

Teilsicherheitsbeiwerte für GZ 1B

γ -	G	Q	R,v	γ	φ	c	c_u	Ea	E0	Ep
LF 1	1.35	1.50	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.20	1.40
LF 2	1.20	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.10	1.30
LF 3	1.00	1.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
LF 2/3	1.15	1.20	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.15	1.05	1.20

γ -	Teilsicherheitsbeiwert für ...
G	ständige Einwirkungen
Q	veränderliche Einwirkungen
R,v	Grundbruchwiderstand
γ	Wichte
φ	Reibungsbeiwert $\tan \varphi$
c	Kohäsion c
c_u	Kohäsion undränert c_u
Ea	Aktiver Erddruck
E0	Ruhedruck
Ep	Passiver Erddruck

B23055-1; "Windpark Damscheid" - Standort WEA 01
 Anlage 6.1: Fundament 25,50 m BS-P, min Fz

Lastfall BSPw

Aushub w

Grundwasserstand $z_{GW} = 0.26$ m

Belastung

	Charakteristisch	Bemessungswerte
Auflast P	= 52269.00 kN	78403.50 kN
Horizontallast H	= 30.00 kN	45.00 kN
Moment M	= 239323.09 kNm	358984.64 kNm
Neigung der Resultierenden $\tan(\delta_S) = H/V$	= 0.00	
Lastrichtung zur Querrichtung ω	= 90.00 °	

Abmessungen

Einbindetiefe d	= 0.26 m
Ersatzbreite b'	= 16.34 m
Ersatzbreite quer a'	= 18.06 m

Ergebnisse

Breite der Grundbruchfigur	= 77.29 m
Tiefe der Grundbruchfigur	= 23.80 m
Maßgebende Bodenkennwerte: γ oberhalb Gründungssohle	= 19.88 kN/m ³
γ unterhalb Gründungssohle	= 11.78 kN/m ³
Reibungswinkel φ	= 27.50 °
Kohäsion c	= 8.95 kN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwerte N_{c0}, N_{d0}, N_{b0}	= 24.85 13.94 6.73
Lastneigungsbeiwerte i_c, i_d, i_b	= 1.00 1.00 1.00
Formbeiwerte ν_c, ν_d, ν_b	= 1.50 1.46 0.70

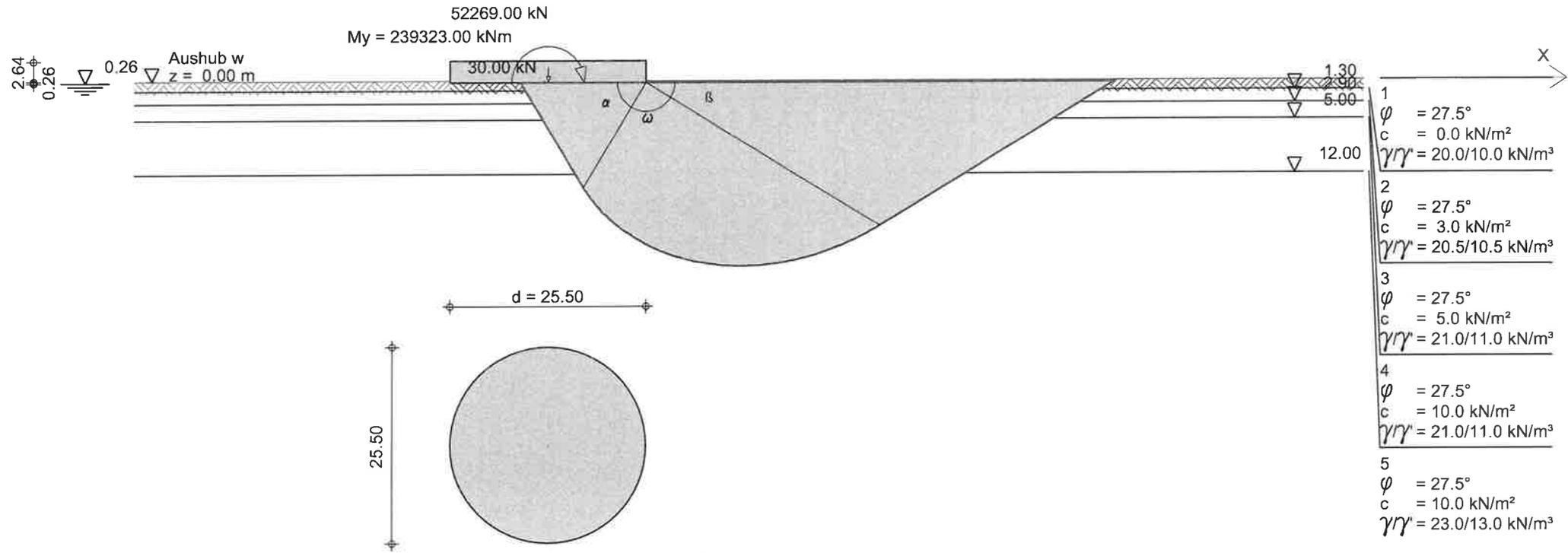
Grundbruchspannung p_d	= 959.77 kN/m ²
Bemessungswert Grundbruchwiderstand R_d	= 283315.94 kN
Bemessungswert Beanspruchung N_d	= 78403.50 kN

Nachweis: $N_d / R_d = 0.28 < 1.0$

***** Nachweis erfüllt *****



Grundbruchnachweis:
 $N_d/R_d = 0.28 < 1.0$



Seite	3
Aushub	w
Lastfall	BSPw
Maßstab	1: 750



B23055-1; "Windpark Damscheid" - Standort WEA 01

Anlage 6.2: Fundament 25,50 m BS-A, min Fz

Programm DC-Grundbruch - Copyright 1999-2023: DC-Software Doster & Christmann GmbH, D-81245 München

Eingabedatei: C:\Users\C.Koch\ICP\ICP - General\Baugrund\2023\Rodenbach\B23055 BayWa - WP Damscheid
\B23055-1 Berechnungen\B23055-1 Anlage 6.2 25,50 m min Fz BS-A.dbh**Grundbruch-Nachweis nach DIN 1054:2005 / DIN 4017:2006**

Berechnung nach GZ 1B

Fundamenttyp: Kreisfundament

Fundamentabmessungen

Durchmesser d : 25.50 m
 Unterkante : -0.26 m
 Höhe h : 2.90 m
 Wichte γ : 0.00 kN/m³

Schichtdaten

		1	2	3	4	5
Schichthöhe Δh	[m]	1.30	1.90	1.80	7.00	88.00
Innere Reibung $\text{cal } \varphi'$	[°]	27.50	27.50	27.50	27.50	27.50
Kohäsion c	[kN/m ²]	0.00	3.00	5.00	10.00	10.00
Wichte Boden γ	[kN/m ³]	20.00	20.50	21.00	21.00	23.00
Wichte unter Auftrieb γ'	[kN/m ³]	10.00	10.50	21.00	11.00	13.00

Lastfall LF
 BSAw 1

Lasten

LF	H_x [kN]	H_y [kN]	V [kN]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	x [m]	z [m]	e_y [m]	γ	ψ
BSAw Q	236.0	0.0	52349.0	286272.0	0.0	12.75	-0.26	0.00	1.50	1.00

Teilsicherheitsbeiwerte für GZ 1B

γ -	G	Q	R,v	γ	φ	c	cu	Ea	E0	Ep
LF 1	1.35	1.50	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.20	1.40
LF 2	1.20	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.10	1.30
LF 3	1.00	1.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
LF 2/3	1.15	1.20	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.15	1.05	1.20

γ - Teilsicherheitsbeiwert für ...
 G ständige Einwirkungen
 Q veränderliche Einwirkungen
 R,v Grundbruchwiderstand
 γ Wichte
 φ Reibungsbeiwert $\tan \varphi$
 c Kohäsion c
 cu Kohäsion undräniert cu
 Ea Aktiver Erddruck
 E0 Ruhedruck
 Ep Passiver Erddruck

B23055-1; "Windpark Damscheid" - Standort WEA 01
 Anlage 6.2: Fundament 25,50 m BS-A, min Fz

Lastfall BSAw

Aushub w

Grundwasserstand $z_{GW} = 0.26$ m

Belastung

	Charakteristisch	Bemessungswerte
Auflast P	= 52349.00 kN	78523.50 kN
Horizontallast H	= 236.00 kN	354.00 kN
Moment M	= 286272.71 kNm	429409.06 kNm
Neigung der Resultierenden $\tan(\delta_S) = H/V$	= 0.00	
Lastrichtung zur Querrichtung ω	= 90.00 °	

Abmessungen

Einbindetiefe d	=	0.26 m
Ersatzbreite b'	=	14.56 m
Ersatzbreite quer a'	=	17.94 m

Ergebnisse

Breite der Grundbruchfigur	=	68.49 m
Tiefe der Grundbruchfigur	=	21.06 m
Maßgebende Bodenkennwerte: γ oberhalb Gründungssohle	=	19.88 kN/m ³
γ unterhalb Gründungssohle	=	12.54 kN/m ³
Reibungswinkel φ	=	27.50 °
Kohäsion c	=	8.79 kN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwerte N_{c0}, N_{d0}, N_{b0}	=	24.85 13.94 6.73
Lastneigungsbeiwerte i_c, i_d, i_b	=	0.99 0.99 0.99
Formbeiwerte ν'_c, ν'_d, ν'_b	=	1.50 1.46 0.70

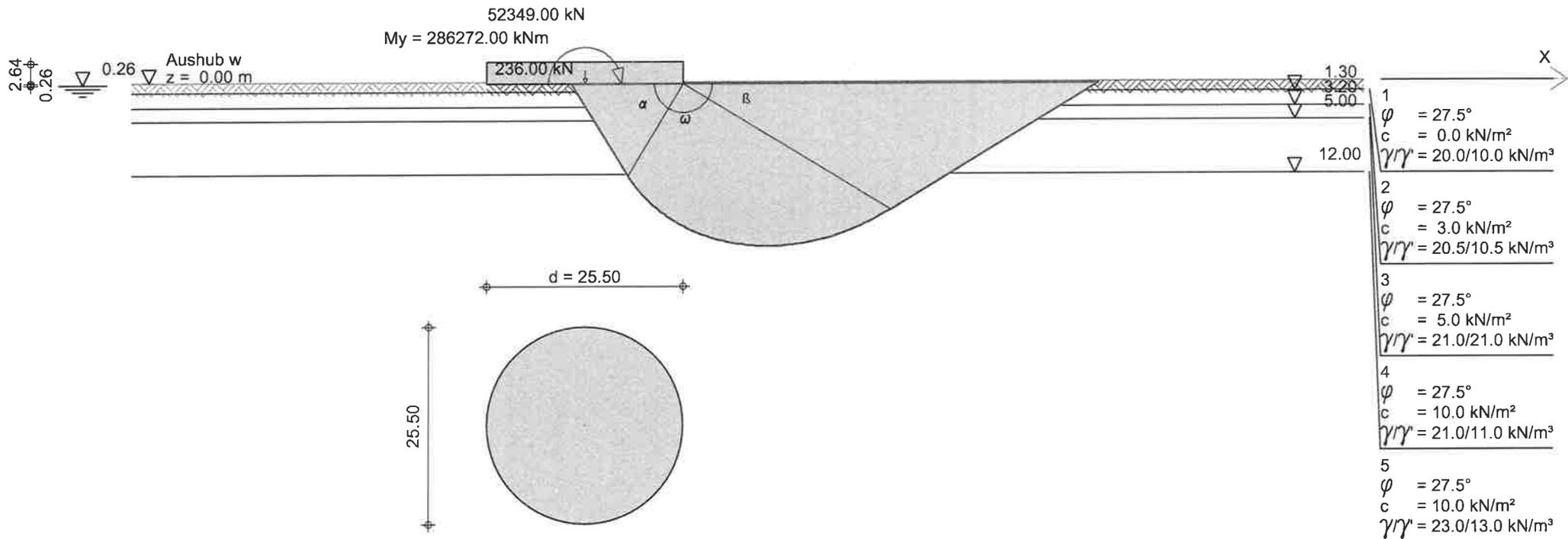
Grundbruchspannung p_d	=	914.16 kN/m ²
Bemessungswert Grundbruchwiderstand R_d	=	238771.40 kN
Bemessungswert Beanspruchung N_d	=	78523.50 kN

Nachweis: $N_d / R_d = 0.33 < 1.0$

***** Nachweis erfüllt *****



Grundbruchnachweis:
 $N_d/R_d = 0.33 < 1.0$



1	$\varphi = 27.5^\circ$ $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma/\gamma' = 20.0/10.0 \text{ kN/m}^3$
2	$\varphi = 27.5^\circ$ $c = 3.0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma/\gamma' = 20.5/10.5 \text{ kN/m}^3$
3	$\varphi = 27.5^\circ$ $c = 5.0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma/\gamma' = 21.0/21.0 \text{ kN/m}^3$
4	$\varphi = 27.5^\circ$ $c = 10.0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma/\gamma' = 21.0/11.0 \text{ kN/m}^3$
5	$\varphi = 27.5^\circ$ $c = 10.0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma/\gamma' = 23.0/13.0 \text{ kN/m}^3$

B23055-1; "Windpark Damscheid" - Standort WEA 01

Anlage 6.3: Fundament 25,50 m BS-T, min Fz

Programm DC-Grundbruch - Copyright 1999-2023: DC-Software Doster & Christmann GmbH, D-81245 München

Eingabedatei: C:\Users\C.Koch\ICP\ICP - General\Baugrund\2023\Rodenbach\B23055 BayWa - WP Damscheid
\B23055-1 Berechnungen\B23055-1 Anlage 6.3 25,50 m min Fz BS-T.dbh**Grundbruch-Nachweis nach DIN 1054:2005 / DIN 4017:2006**

Berechnung nach GZ 1B

Fundamenttyp: Kreisfundament

Fundamentabmessungen

Durchmesser d : 25.50 m
 Unterkante : -0.26 m
 Höhe h : 2.90 m
 Wichte γ : 0.00 kN/m³

Schichtdaten

	1	2	3	4	5
Schichthöhe Δh [m]	1.30	1.60	2.10	7.00	88.00
Innere Reibung $\text{cal } \varphi'$ [°]	27.50	27.50	27.50	27.50	27.50
Kohäsion c [kN/m ²]	0.00	3.00	5.00	10.00	10.00
Wichte Boden γ [kN/m ³]	20.00	20.50	21.00	21.00	23.00
Wichte unter Auftrieb γ' [kN/m ³]	10.00	10.50	11.00	11.00	13.00

Lastfall LF
 BSTw 1

Lasten

LF	H _x [kN]	H _y [kN]	V [kN]	M _y [kNm]	M _x [kNm]	x [m]	z [m]	e _y [m]	γ	ψ
BSTw Q	141.0	0.0	52535.0	146235.0	0.0	12.75	-0.26	0.00	1.50	1.00

Teilsicherheitsbeiwerte für GZ 1B

γ -	G	Q	R,v	γ	φ	c	cu	Ea	E0	Ep
LF 1	1.35	1.50	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.20	1.40
LF 2	1.20	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.10	1.30
LF 3	1.00	1.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
LF 2/3	1.15	1.20	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.15	1.05	1.20

γ -	Teilsicherheitsbeiwert für ...
G	ständige Einwirkungen
Q	veränderliche Einwirkungen
R,v	Grundbruchwiderstand
γ	Wichte
φ	Reibungsbeiwert $\tan \varphi$
c	Kohäsion c
cu	Kohäsion undränert cu
Ea	Aktiver Erddruck
E0	Ruhedruck
Ep	Passiver Erddruck

B23055-1; "Windpark Damscheid" - Standort WEA 01
 Anlage 6.3: Fundament 25,50 m BS-T, min Fz

Lastfall BSTw

Aushub w

Grundwasserstand $z_{GW} = 0.26$ m

Belastung

	Charakteristisch	Bemessungswerte
Auflast P	= 52535.00 kN	78802.50 kN
Horizontallast H	= 141.00 kN	211.50 kN
Moment M	= 146235.42 kNm	219353.13 kNm
Neigung der Resultierenden $\tan(\delta_s) = H/V$	= 0.00	
Lastrichtung zur Querrichtung ω	= 90.00 °	

Abmessungen

Einbindetiefe d	=	0.26 m
Ersatzbreite b'	=	19.93 m
Ersatzbreite quer a'	=	18.72 m

Ergebnisse

Breite der Grundbruchfigur	=	93.99 m
Tiefe der Grundbruchfigur	=	28.92 m
Maßgebende Bodenkennwerte: γ oberhalb Gründungssohle	=	19.88 kN/m ³
γ unterhalb Gründungssohle	=	11.99 kN/m ³
Reibungswinkel φ	=	27.50 °
Kohäsion c	=	9.13 kN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwerte N_{c0}, N_{d0}, N_{b0}	=	24.85 13.94 6.73
Lastneigungsbeiwerte i_c, i_d, i_b	=	1.00 1.00 0.99
Formbeiwerte ν_c, ν_d, ν_b	=	1.50 1.46 0.70

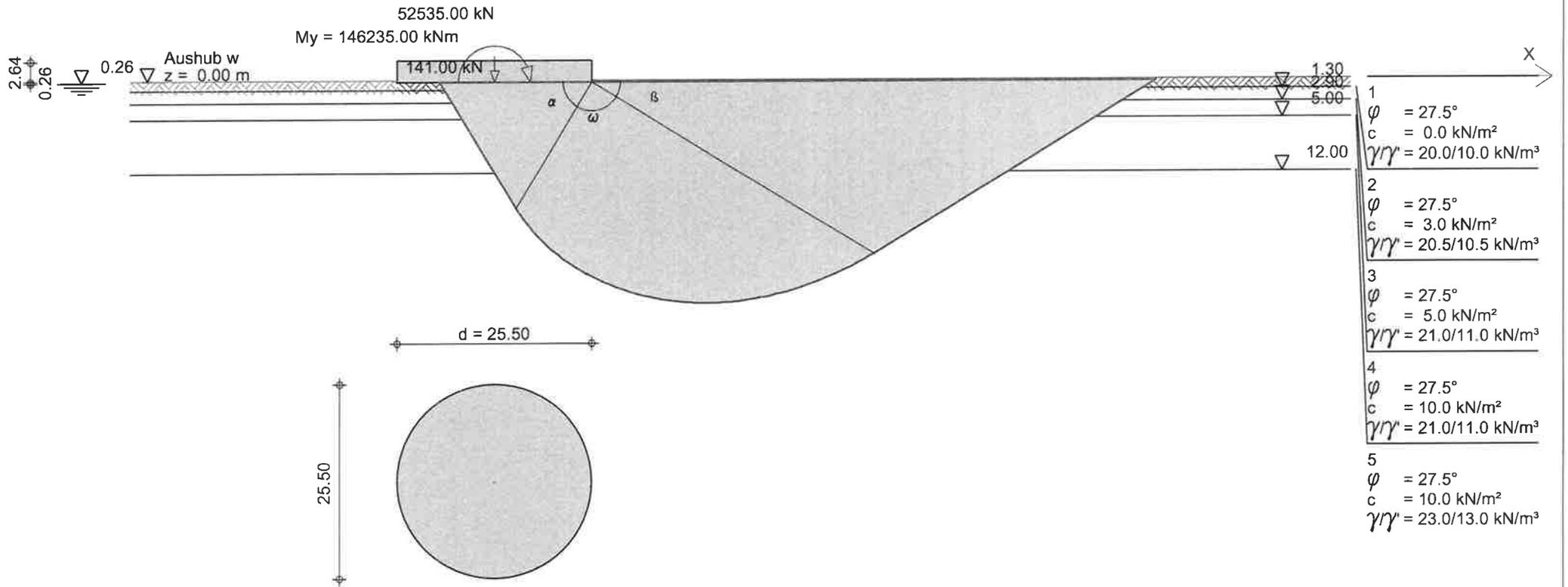
Grundbruchspannung p_d	=	1115.86 kN/m ²
Bemessungswert Grundbruchwiderstand R_d	=	416292.06 kN
Bemessungswert Beanspruchung N_d	=	78802.50 kN

Nachweis: $N_d / R_d = 0.19 < 1.0$

***** Nachweis erfüllt *****



Grundbruchnachweis:
 $N_d/R_d = 0.19 < 1.0$



B23055-1; "Windpark Damscheid" - Standort WEA 01

Anlage 6.4: Fundament 25,50 m BS-P, max Fz

Programm DC-Grundbruch - Copyright 1999-2023: DC-Software Doster & Christmann GmbH, D-81245 München

Eingabedatei: C:\Users\C.Koch\ICP\ICP - General\Baugrund\2023\Rodenbach\B23055 BayWa - WP Damscheid
B23055-1 Berechnungen\B23055-1 Anlage 6.4 25,50 m max BS-P.dbh**Grundbruch-Nachweis nach DIN 1054:2005 / DIN 4017:2006**

Berechnung nach GZ 1B

Fundamenttyp: Kreisfundament

Fundamentabmessungen

Durchmesser d : 25.50 m
 Unterkante : -0.26 m
 Höhe h : 2.90 m
 Wichte γ : 0.00 kN/m³

Schichtdaten

		1	2	3	4	5
Schichthöhe Δh	[m]	1.30	1.60	2.10	7.00	88.00
Innere Reibung $\text{cal } \varphi'$	[°]	27.50	27.50	27.50	27.50	27.50
Kohäsion c	[kN/m ²]	0.00	3.00	5.00	10.00	10.00
Wichte Boden γ	[kN/m ³]	20.00	20.50	21.00	21.00	23.00
Wichte unter Auftrieb γ'	[kN/m ³]	10.00	10.50	11.00	11.00	13.00

Lastfall LF
 BS-P 1

Lasten

LF	H_x [kN]	H_y [kN]	V [kN]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	x [m]	z [m]	e_y [m]	γ	ψ
BS-P Q	30.0	0.0	53582.0	239323.0	0.0	12.75	-0.26	0.00	1.50	1.00

Teilsicherheitsbeiwerte für GZ 1B

γ -	G	Q	R,v	γ	φ	c	cu	Ea	E0	Ep
LF 1	1.35	1.50	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.20	1.40
LF 2	1.20	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.10	1.30
LF 3	1.00	1.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
LF 2/3	1.15	1.20	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.15	1.05	1.20

γ - Teilsicherheitsbeiwert für ...
 G ständige Einwirkungen
 Q veränderliche Einwirkungen
 R,v Grundbruchwiderstand
 γ Wichte
 φ Reibungsbeiwert $\tan \varphi$
 c Kohäsion c
 cu Kohäsion undränert cu
 Ea Aktiver Erddruck
 E0 Ruhedruck
 Ep Passiver Erddruck

B23055-1; "Windpark Damscheid" - Standort WEA 01
 Anlage 6.4: Fundament 25,50 m BS-P, max Fz

Lastfall BS-P

Belastung		Charakteristisch	Bemessungswerte
Auflast P	=	53582.00 kN	80373.00 kN
Horizontallast H	=	30.00 kN	45.00 kN
Moment M	=	239323.09 kNm	358984.64 kNm
Neigung der Resultierenden $\tan(\delta_s) = H/V$	=	0.00	
Lastrichtung zur Querrichtung ω	=	90.00 °	

Abmessungen

Einbindetiefe d	=	0.26 m
Ersatzbreite b'	=	16.57 m
Ersatzbreite quer a'	=	18.09 m

Ergebnisse

Breite der Grundbruchfigur	=	78.35 m
Tiefe der Grundbruchfigur	=	24.13 m
Maßgebende Bodenkennwerte: γ oberhalb Gründungssohle	=	20.00 kN/m ³
γ unterhalb Gründungssohle	=	21.79 kN/m ³
Reibungswinkel φ	=	27.50 °
Kohäsion c	=	8.96 kN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwerte N_{c0}, N_{d0}, N_{b0}	=	24.85 13.94 6.73
Lastneigungsbeiwerte i_c, i_d, i_b	=	1.00 1.00 1.00
Formbeiwerte ν_c, ν_d, ν_b	=	1.50 1.46 0.70

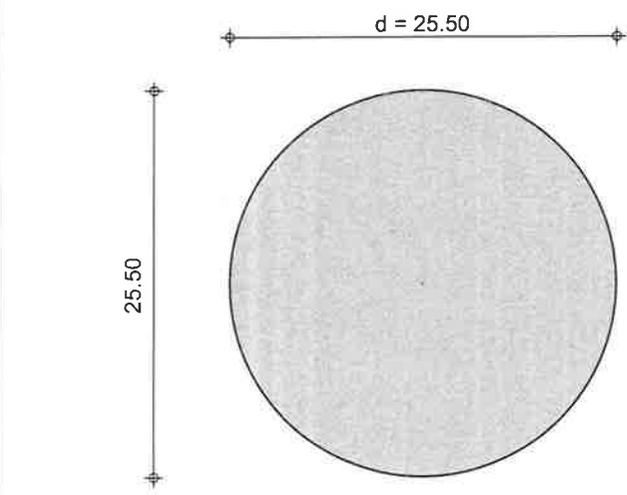
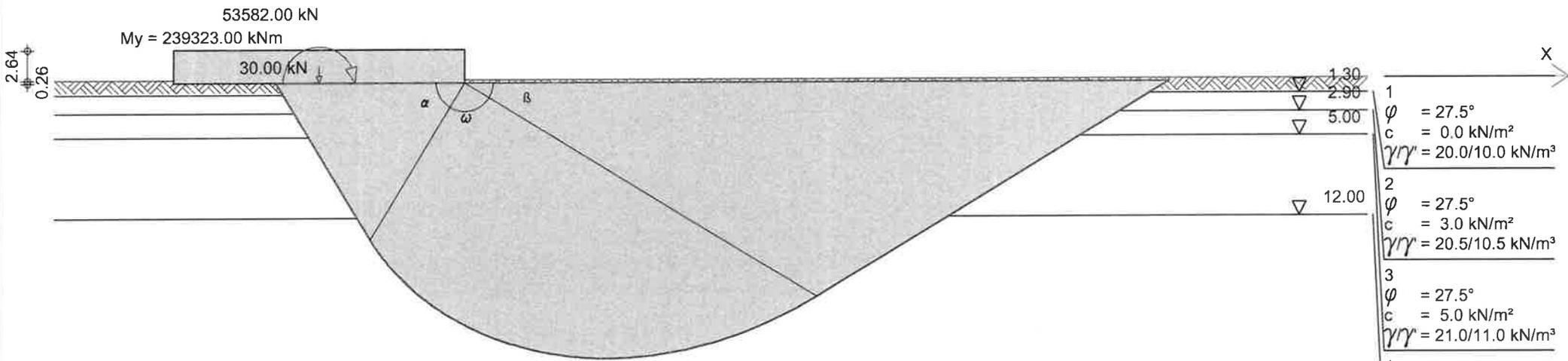
Grundbruchspannung p_d	=	1527.43 kN/m ²
Bemessungswert Grundbruchwiderstand R_d	=	457781.59 kN
Bemessungswert Beanspruchung N_d	=	80373.00 kN

Nachweis: $N_d / R_d = 0.18 < 1.0$

***** Nachweis erfüllt *****



Grundbruchnachweis:
 $N_d/R_d = 0.18 < 1.0$



1	$\varphi = 27.5^\circ$
	$c = 0.0 \text{ kN/m}^2$
	$\gamma/\gamma' = 20.0/10.0 \text{ kN/m}^3$
2	$\varphi = 27.5^\circ$
	$c = 3.0 \text{ kN/m}^2$
	$\gamma/\gamma' = 20.5/10.5 \text{ kN/m}^3$
3	$\varphi = 27.5^\circ$
	$c = 5.0 \text{ kN/m}^2$
	$\gamma/\gamma' = 21.0/11.0 \text{ kN/m}^3$
4	$\varphi = 27.5^\circ$
	$c = 10.0 \text{ kN/m}^2$
	$\gamma/\gamma' = 21.0/11.0 \text{ kN/m}^3$
5	$\varphi = 27.5^\circ$
	$c = 10.0 \text{ kN/m}^2$
	$\gamma/\gamma' = 23.0/13.0 \text{ kN/m}^3$

Seite	3
Aushub	Standard
Lastfall	BS-P
Maßstab	: 1: 500

B23055-1; "Windpark Damscheid" - Standort WEA 01

Anlage 6.5: Fundament 25,50 m BS-A, max Fz

Programm DC-Grundbruch - Copyright 1999-2023: DC-Software Doster & Christmann GmbH, D-81245 München

Eingabedatei: C:\Users\C.Koch\ICP\ICP - General\Baugrund\2023\Rodenbach\B23055 BayWa - WP Damscheid
B23055-1 Berechnungen\B23055-1 Anlage 6.5 25,50 m max Fz BS-A.dbh

Grundbruch-Nachweis nach DIN 1054:2005 / DIN 4017:2006

Berechnung nach GZ 1B

Fundamenttyp: Kreisfundament

Fundamentabmessungen

Durchmesser d : 25.50 m
 Unterkante : -0.26 m
 Höhe h : 2.90 m
 Wichte γ : 0.00 kN/m³

Schichtdaten

		1	2	3	4	5
Schichthöhe Δh	[m]	1.30	1.60	2.10	7.00	88.00
Innere Reibung $\text{cal } \varphi'$	[°]	27.50	27.50	27.50	27.50	27.50
Kohäsion c	[kN/m ²]	0.00	3.00	5.00	10.00	10.00
Wichte Boden γ	[kN/m ³]	20.00	20.50	21.00	21.00	23.00
Wichte unter Auftrieb γ'	[kN/m ³]	10.00	10.50	11.00	11.00	13.00

Lastfall LF
 BS-A 1

Lasten

LF	H_x [kN]	H_y [kN]	V [kN]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	x [m]	z [m]	e_y [m]	γ	ψ
BS-A Q	236.0	0.0	53662.0	286272.0	0.0	12.75	-0.26	0.00	1.50	1.00

Teilsicherheitsbeiwerte für GZ 1B

γ -	G	Q	R,v	γ	φ	c	cu	Ea	E0	Ep
LF 1	1.35	1.50	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.20	1.40
LF 2	1.20	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.10	1.30
LF 3	1.00	1.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
LF 2/3	1.15	1.20	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.15	1.05	1.20

γ -	Teilsicherheitsbeiwert für ...
G	ständige Einwirkungen
Q	veränderliche Einwirkungen
R,v	Grundbruchwiderstand
γ	Wichte
φ	Reibungsbeiwert $\tan \varphi$
c	Kohäsion c
cu	Kohäsion undränert cu
Ea	Aktiver Erddruck
E0	Ruhedruck
Ep	Passiver Erddruck

B23055-1; "Windpark Damscheid" - Standort WEA 01

Anlage 6.5: Fundament 25,50 m BS-A, max Fz

Lastfall BS-A

Belastung

	Charakteristisch	Bemessungswerte
Auflast P	= 53662.00 kN	80493.00 kN
Horizontallast H	= 236.00 kN	354.00 kN
Moment M	= 286272.71 kNm	429409.06 kNm
Neigung der Resultierenden $\tan(\delta_s) = H/V$	= 0.00	
Lastrichtung zur Querrichtung ω	= 90.00 °	

Abmessungen

Einbindetiefe d	= 0.26 m
Ersatzbreite b'	= 14.83 m
Ersatzbreite quer a'	= 17.94 m

Ergebnisse

Breite der Grundbruchfigur	= 69.76 m
Tiefe der Grundbruchfigur	= 21.45 m
Maßgebende Bodenkennwerte: γ oberhalb Gründungssohle	= 20.00 kN/m ³
γ unterhalb Gründungssohle	= 21.65 kN/m ³
Reibungswinkel φ	= 27.50 °
Kohäsion c	= 8.83 kN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwerte N_{c0}, N_{d0}, N_{b0}	= 24.85 13.94 6.73
Lastneigungsbeiwerte i_c, i_d, i_b	= 0.99 0.99 0.99
Formbeiwerte ν_c, ν_d, ν_b	= 1.50 1.46 0.70

Grundbruchspannung p_d = 1376.94 kN/m²

Bemessungswert Grundbruchwiderstand R_d = 366399.03 kN

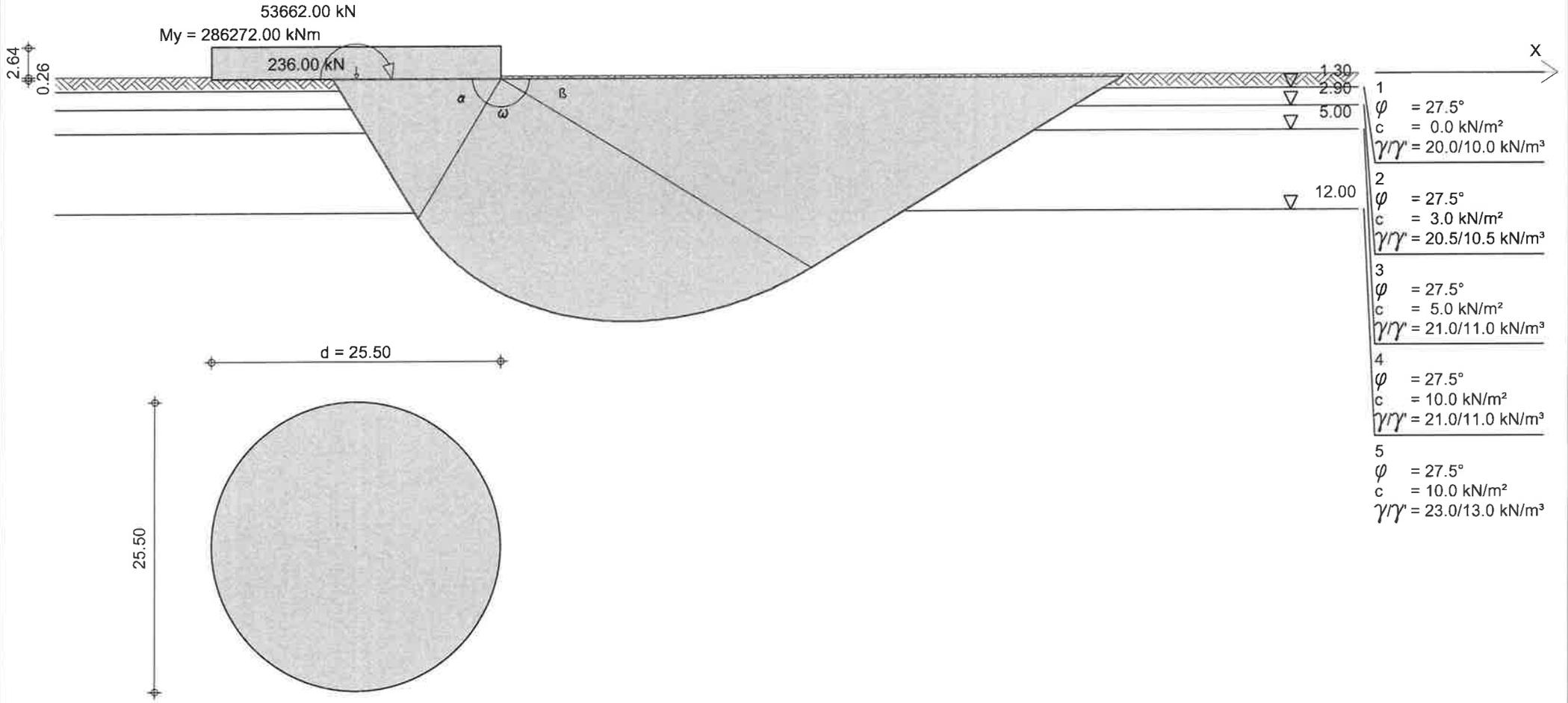
Bemessungswert Beanspruchung N_d = 80493.00 kN

Nachweis: $N_d / R_d = 0.22 < 1.0$

***** Nachweis erfüllt *****



Grundbruchnachweis:
 $N_d/R_d = 0.22 < 1.0$



B23055-1; "Windpark Damscheid" - Standort WEA 01

Anlage 6.6: Fundament 25,50 m BS-T, max Fz

Programm DC-Grundbruch - Copyright 1999-2023: DC-Software Doster & Christmann GmbH, D-81245 München

Eingabedatei: C:\Users\C.Koch\ICP\ICP - General\Baugrund\2023\Rodenbach\B23055 BayWa - WP Damscheid
\B23055-1 Berechnungen\B23055-1 Anlage 6.6 25,50 m max Fz BS-T.dbh**Grundbruch-Nachweis nach DIN 1054:2005 / DIN 4017:2006**

Berechnung nach GZ 1B

Fundamenttyp: Kreisfundament

Fundamentabmessungen

Durchmesser d : 25.50 m
 Unterkante : -0.26 m
 Höhe h : 2.90 m
 Wichte γ : 0.00 kN/m³

Schichtdaten

	1	2	3	4	5
Schichthöhe Δh [m]	1.30	1.60	2.10	7.00	88.00
Innere Reibung $\text{cal } \varphi'$ [°]	27.50	27.50	27.50	27.50	27.50
Kohäsion c [kN/m ²]	0.00	3.00	5.00	10.00	10.00
Wichte Boden γ [kN/m ³]	20.00	20.50	21.00	21.00	23.00
Wichte unter Auftrieb γ' [kN/m ³]	10.00	10.50	11.00	11.00	13.00

Lastfall LF
 BS-T 1

Lasten

LF	H_x [kN]	H_y [kN]	V [kN]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	x [m]	z [m]	e_y [m]	γ	ψ
BS-T Q	141.0	0.0	53848.0	146235.0	0.0	12.75	-0.26	0.00	1.50	1.00

Teilsicherheitsbeiwerte für GZ 1B

γ -	G	Q	R,v	γ	φ	c	cu	Ea	E0	Ep
LF 1	1.35	1.50	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.20	1.40
LF 2	1.20	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.10	1.30
LF 3	1.00	1.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
LF 2/3	1.15	1.20	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.15	1.05	1.20

γ - Teilsicherheitsbeiwert für ...
 G ständige Einwirkungen
 Q veränderliche Einwirkungen
 R,v Grundbruchwiderstand
 γ Wichte
 φ Reibungsbeiwert $\tan \varphi$
 c Kohäsion c
 cu Kohäsion undränert cu
 Ea Aktiver Erddruck
 E0 Ruhedruck
 Ep Passiver Erddruck

B23055-1; "Windpark Damscheid" - Standort WEA 01
 Anlage 6.6: Fundament 25,50 m BS-T, max Fz

Lastfall BS-T

Belastung

	Charakteristisch	Bemessungswerte
Auflast P	= 53848.00 kN	80772.00 kN
Horizontallast H	= 141.00 kN	211.50 kN
Moment M	= 146235.42 kNm	219353.13 kNm
Neigung der Resultierenden $\tan(\delta_s) = H/V$	= 0.00	
Lastrichtung zur Querrichtung ω	= 90.00 °	

Abmessungen

Einbindetiefe d	= 0.26 m
Ersatzbreite b'	= 20.07 m
Ersatzbreite quer a'	= 18.75 m

Ergebnisse

Breite der Grundbruchfigur	= 94.64 m
Tiefe der Grundbruchfigur	= 29.12 m
Maßgebende Bodenkennwerte: γ oberhalb Gründungssohle	= 20.00 kN/m ³
γ unterhalb Gründungssohle	= 21.99 kN/m ³
Reibungswinkel φ	= 27.50 °
Kohäsion c	= 9.14 kN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwerte N_{c0}, N_{d0}, N_{b0}	= 24.85 13.94 6.73
Lastneigungsbeiwerte i_c, i_d, i_b	= 1.00 1.00 0.99
Formbeiwerte ν_c, ν_d, ν_b	= 1.50 1.46 0.70

Grundbruchspannung p_d	= 1793.85 kN/m ²
Bemessungswert Grundbruchwiderstand R_d	= 674898.28 kN
Bemessungswert Beanspruchung N_d	= 80772.00 kN

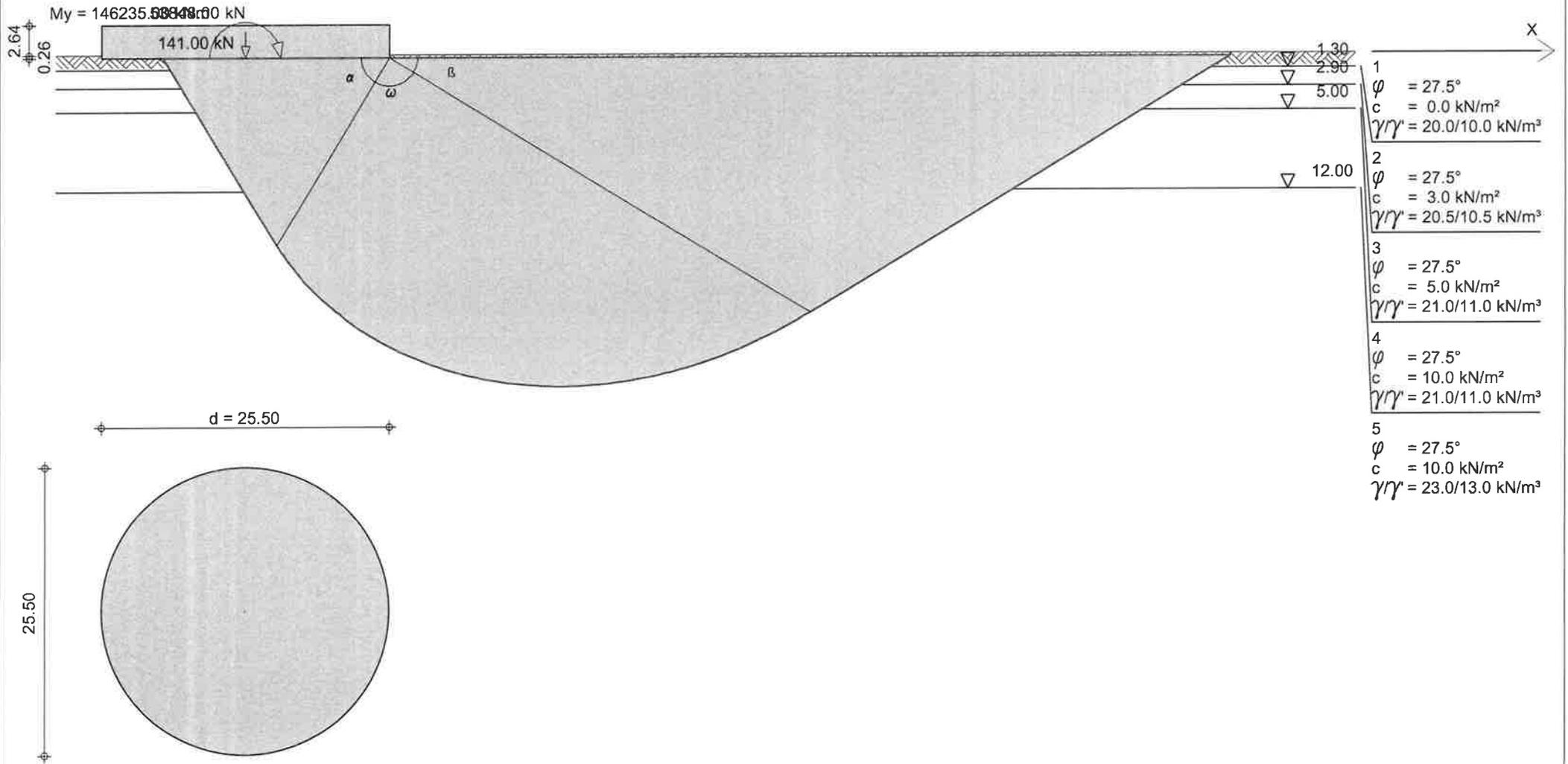
Nachweis: $N_d / R_d = 0.12 < 1.0$

***** Nachweis erfüllt *****



Grundbruchnachweis:

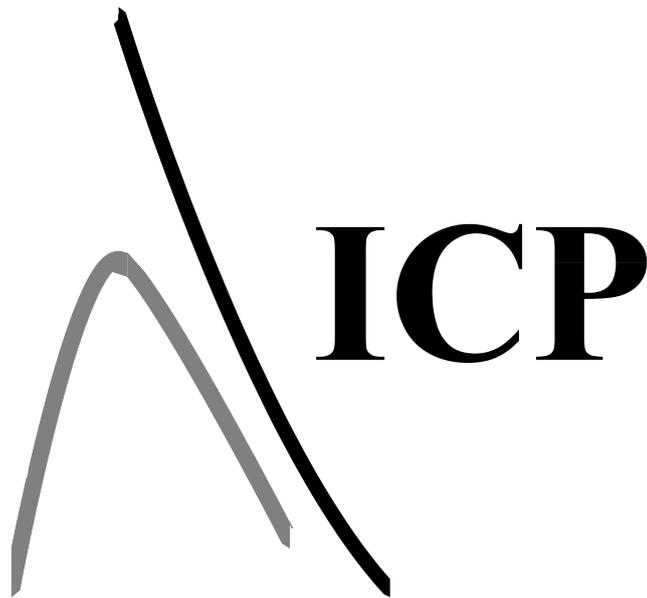
$N_d/R_d = 0.12 < 1.0$

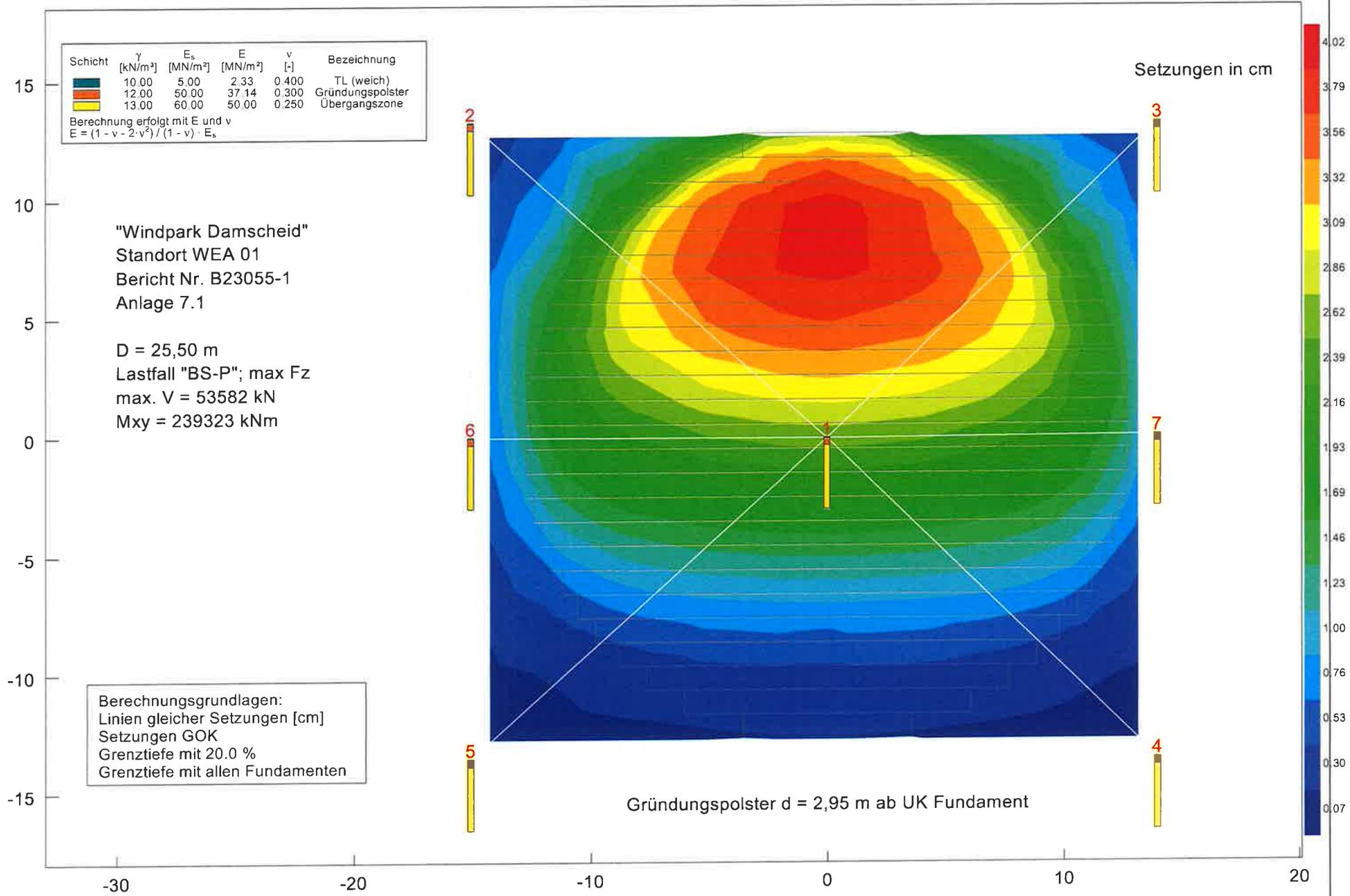


Setzungsberechnungen

nach DIN 4019

für Fundamenttyp Ø 25,50 m





Schicht	γ [kN/m ³]	E_s [MN/m ²]	E [MN/m ²]	ν [-]	Bezeichnung
	10.00	5.00	2.33	0.400	TL (weich)
	12.00	50.00	37.14	0.300	Gründungspolster
	13.00	60.00	50.00	0.250	Übergangszone

Berechnung erfolgt mit E und ν
 $E = (1 - \nu - 2 \cdot \nu^2) / (1 - \nu) \cdot E_s$

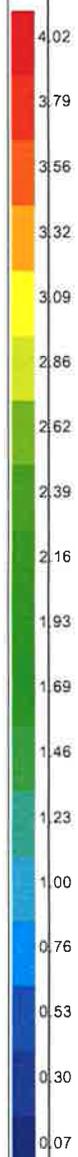
"Windpark Damscheid"
 Standort WEA 01
 Bericht Nr. B23055-1
 Anlage 7.1

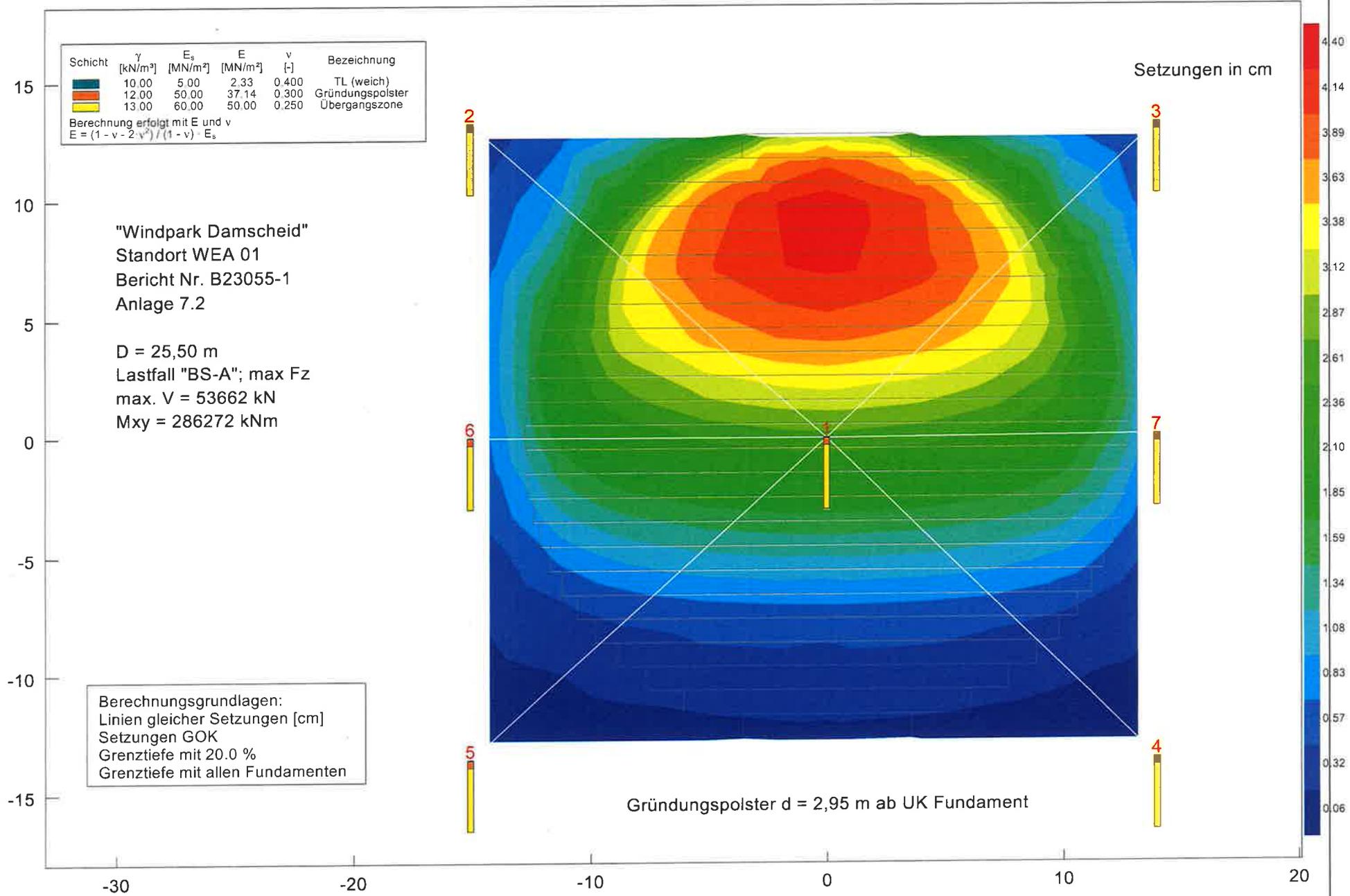
$D = 25,50$ m
 Lastfall "BS-P"; max Fz
 max. V = 53582 kN
 Mxy = 239323 kNm

Berechnungsgrundlagen:
 Linien gleicher Setzungen [cm]
 Setzungen GOK
 Grenztiefe mit 20.0 %
 Grenztiefe mit allen Fundamenten

Gründungspolster $d = 2,95$ m ab UK Fundament

Setzungen in cm





Schicht	γ [kN/m ³]	E_s [MN/m ²]	E [MN/m ²]	ν [-]	Bezeichnung
	10.00	5.00	2.33	0.400	TL (weich)
	12.00	50.00	37.14	0.300	Gründungspolster
	13.00	60.00	50.00	0.250	Übergangszone

Berechnung erfolgt mit E und ν
 $E = (1 - \nu \cdot 2 \cdot \nu^2) / (1 - \nu) \cdot E_s$

"Windpark Damscheid"
 Standort WEA 01
 Bericht Nr. B23055-1
 Anlage 7.2

D = 25,50 m
 Lastfall "BS-A"; max Fz
 max. V = 53662 kN
 Mxy = 286272 kNm

Berechnungsgrundlagen:
 Linien gleicher Setzungen [cm]
 Setzungen GOK
 Grenztiefe mit 20.0 %
 Grenztiefe mit allen Fundamenten

Gründungspolster d = 2,95 m ab UK Fundament

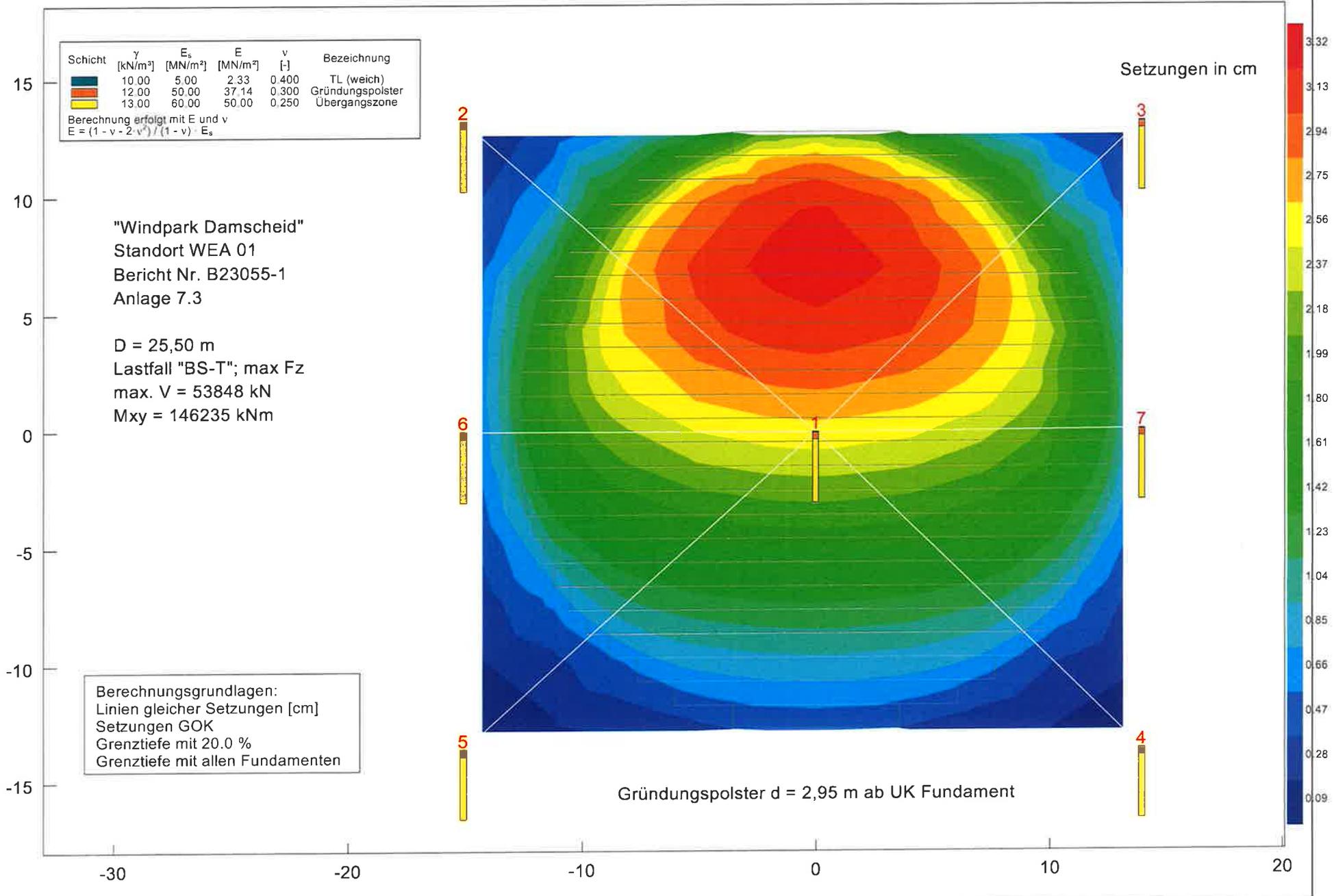
Schicht	γ [kN/m ³]	E_s [MN/m ²]	E [MN/m ²]	ν [-]	Bezeichnung
	10,00	5,00	2,33	0,400	TL (weich)
	12,00	50,00	37,14	0,300	Gründungspolster
	13,00	60,00	50,00	0,250	Übergangszone

Berechnung erfolgt mit E und ν
 $E = (1 - \nu - 2 \cdot \nu^2) / (1 - \nu) \cdot E_s$

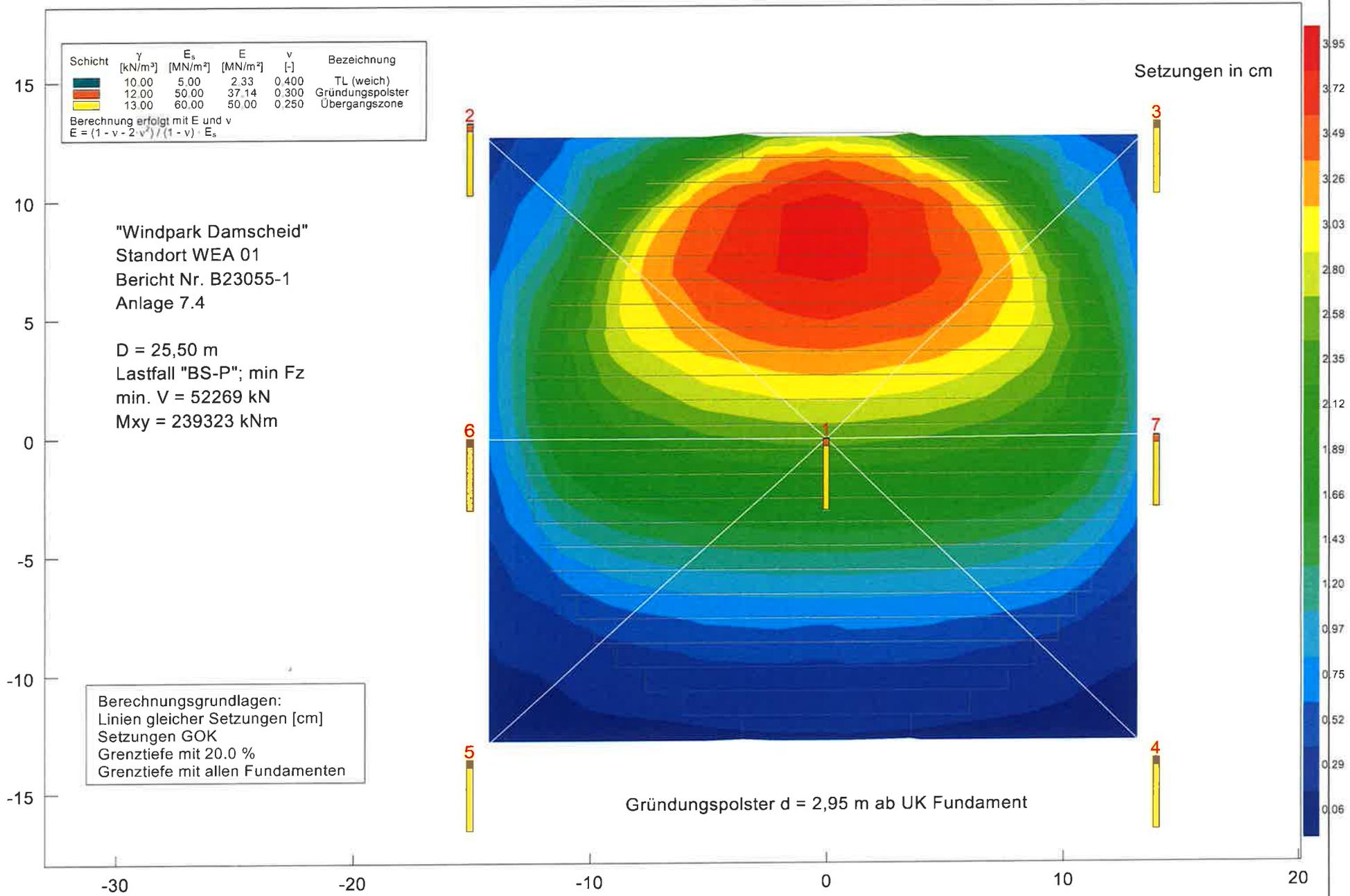
"Windpark Damscheid"
 Standort WEA 01
 Bericht Nr. B23055-1
 Anlage 7.3

D = 25,50 m
 Lastfall "BS-T"; max Fz
 max. V = 53848 kN
 Mxy = 146235 kNm

Berechnungsgrundlagen:
 Linien gleicher Setzungen [cm]
 Setzungen GOK
 Grenztiefe mit 20.0 %
 Grenztiefe mit allen Fundamenten



Gründungspolster d = 2,95 m ab UK Fundament



Schicht	γ [kN/m ³]	E_s [MN/m ²]	E [MN/m ²]	ν [-]	Bezeichnung
	10.00	5.00	2.33	0.400	TL (weich)
	12.00	50.00	37.14	0.300	Gründungspolster
	13.00	60.00	50.00	0.250	Übergangszone

Berechnung erfolgt mit E und ν
 $E = (1 - \nu - 2 \nu^2) / (1 - \nu) \cdot E_s$

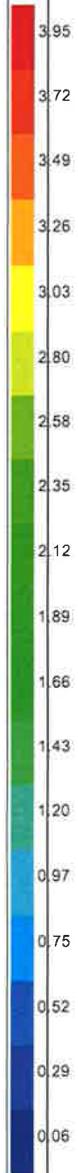
"Windpark Damscheid"
 Standort WEA 01
 Bericht Nr. B23055-1
 Anlage 7.4

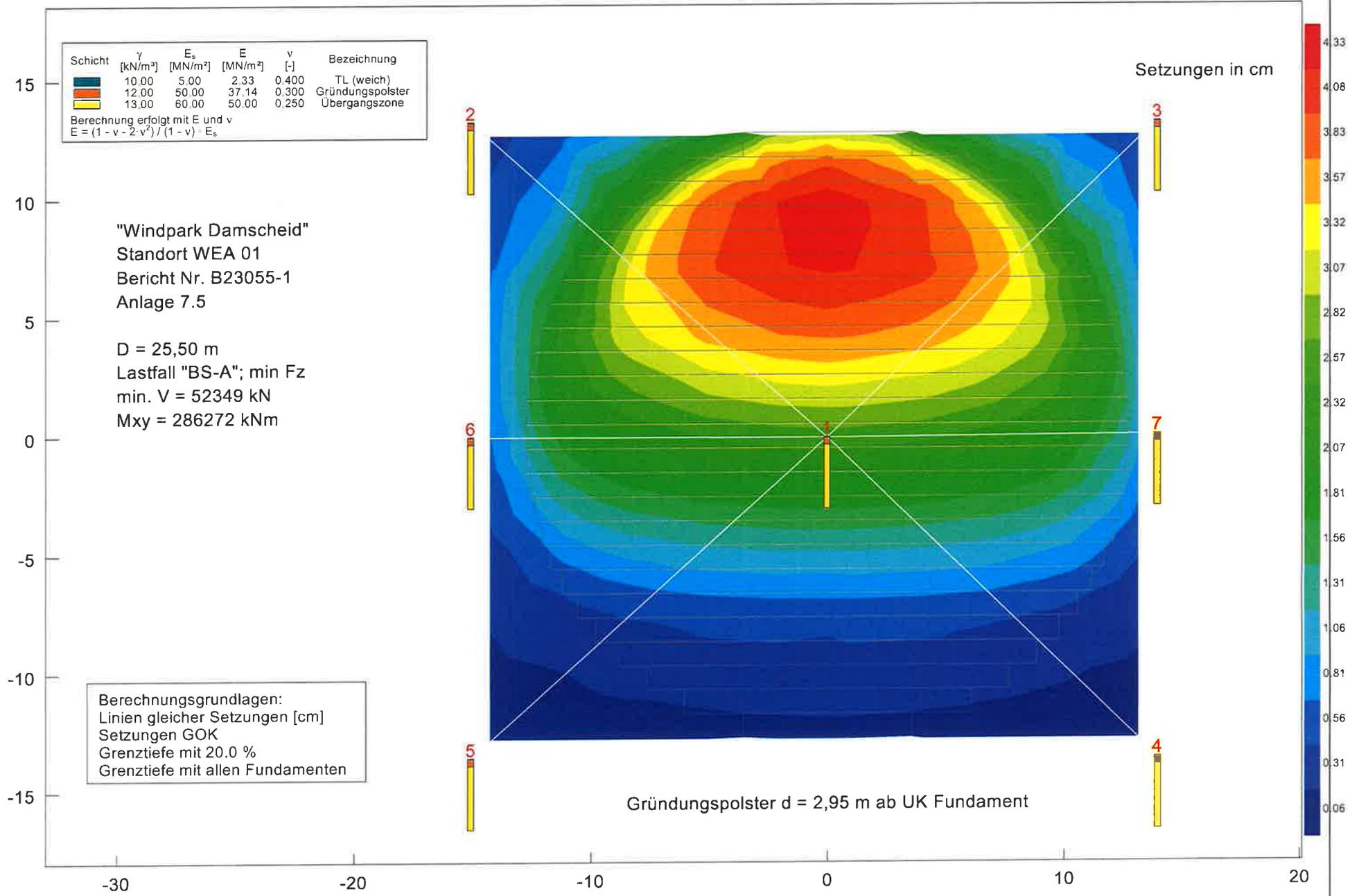
D = 25,50 m
 Lastfall "BS-P"; min Fz
 min. V = 52269 kN
 Mxy = 239323 kNm

Berechnungsgrundlagen:
 Linien gleicher Setzungen [cm]
 Setzungen GOK
 Grenztiefe mit 20.0 %
 Grenztiefe mit allen Fundamenten

Gründungspolster d = 2,95 m ab UK Fundament

Setzungen in cm





Schicht	γ [kN/m ³]	E_s [MN/m ²]	E [MN/m ²]	ν [-]	Bezeichnung
TL (weich)	10.00	5.00	2.33	0.400	TL (weich)
Gründungspolster	12.00	50.00	37.14	0.300	Gründungspolster
Übergangszone	13.00	60.00	50.00	0.250	Übergangszone

Berechnung erfolgt mit E und ν
 $E = (1 - \nu - 2 \cdot \nu^2) / (1 - \nu) \cdot E_s$

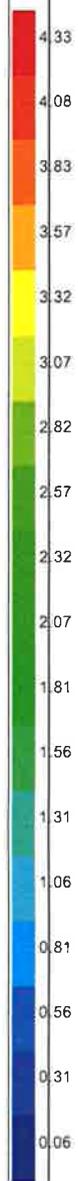
"Windpark Damscheid"
 Standort WEA 01
 Bericht Nr. B23055-1
 Anlage 7.5

D = 25,50 m
 Lastfall "BS-A"; min Fz
 min. V = 52349 kN
 Mxy = 286272 kNm

Berechnungsgrundlagen:
 Linien gleicher Setzungen [cm]
 Setzungen GOK
 Grenztiefe mit 20.0 %
 Grenztiefe mit allen Fundamenten

Gründungspolster d = 2,95 m ab UK Fundament

Setzungen in cm



Schicht	γ [kN/m ³]	E_s [MN/m ²]	E [MN/m ²]	ν [-]	Bezeichnung
	10.00	5.00	2.33	0.400	TL (weich)
	12.00	50.00	37.14	0.300	Gründungspolster
	13.00	60.00	50.00	0.250	Übergangszone

Berechnung erfolgt mit E und ν
 $E = (1 - \nu - 2 \cdot \nu^2) / (1 - \nu) \cdot E_s$

15
10
5
0
-5
-10
-15

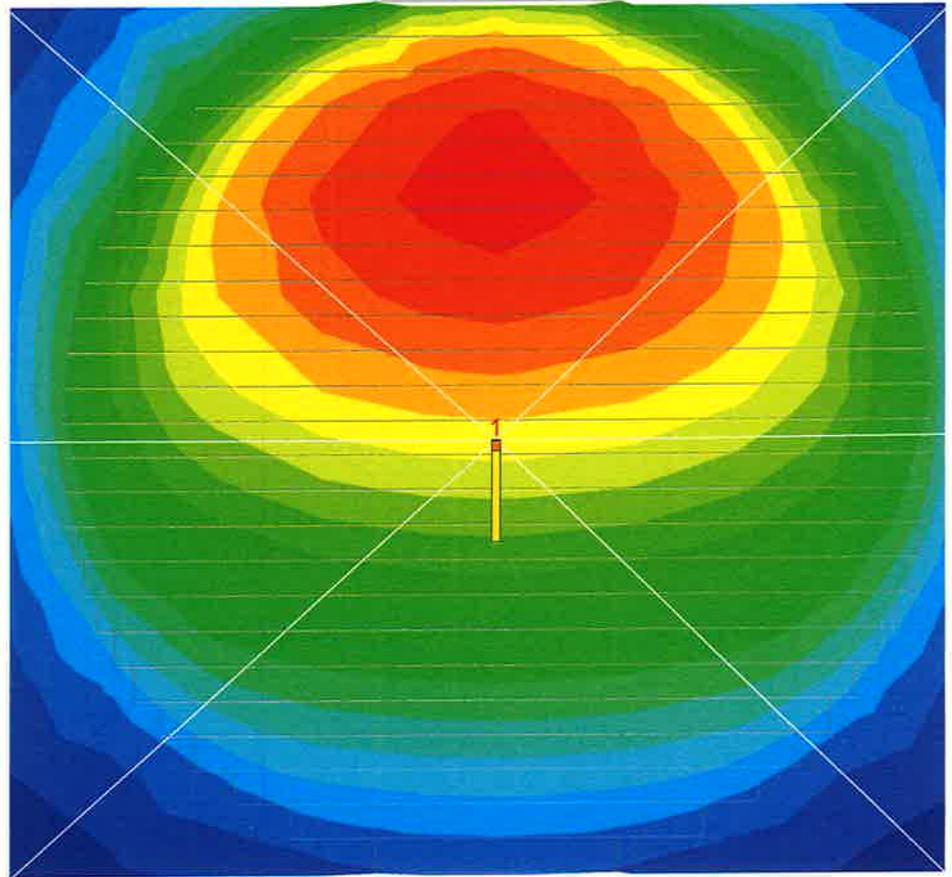
"Windpark Damscheid"
 Standort WEA 01
 Bericht Nr. B23055-1
 Anlage 7.6

D = 25,50 m
 Lastfall "BS-T"; min Fz
 min. V = 52535 kN
 Mxy = 146235 kNm

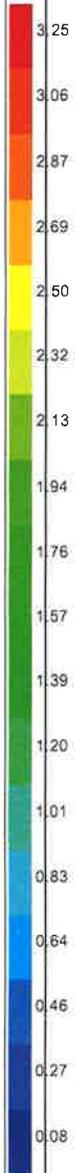
Berechnungsgrundlagen:
 Linien gleicher Setzungen [cm]
 Setzungen GOK
 Grenztiefe mit 20.0 %
 Grenztiefe mit allen Fundamenten

2
6
5

3
7
4



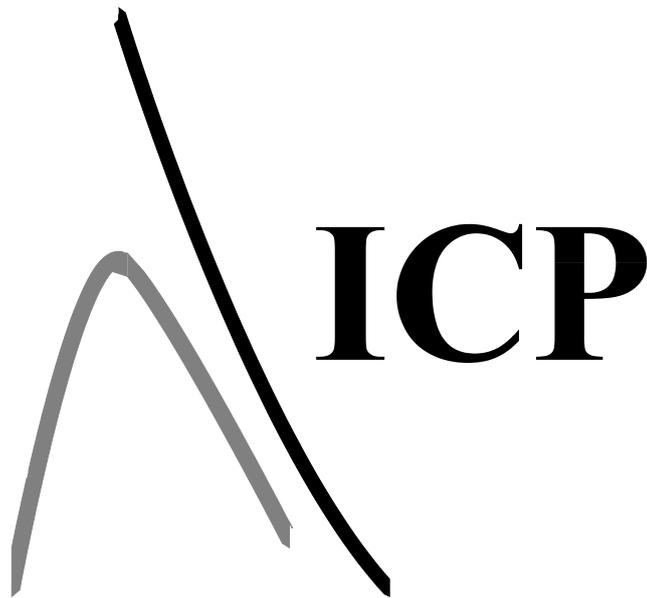
Setzungen in cm



Gründungspolster d = 2,95 m ab UK Fundament

-30 -20 -10 0 10 20

Übersichtsplan / Lageplan



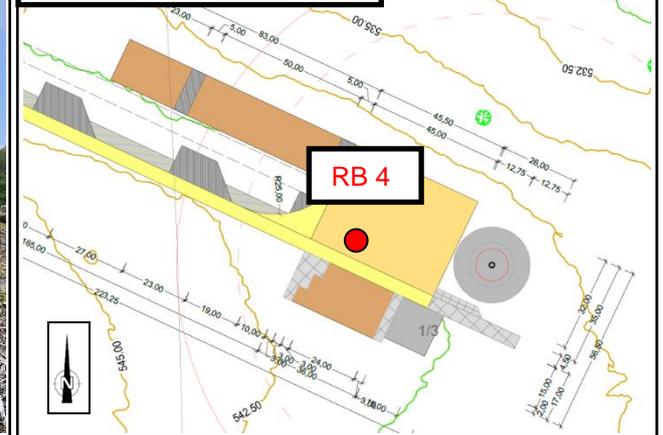
"Windpark Damscheid"

Standort WEA 01; Typ VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m NH

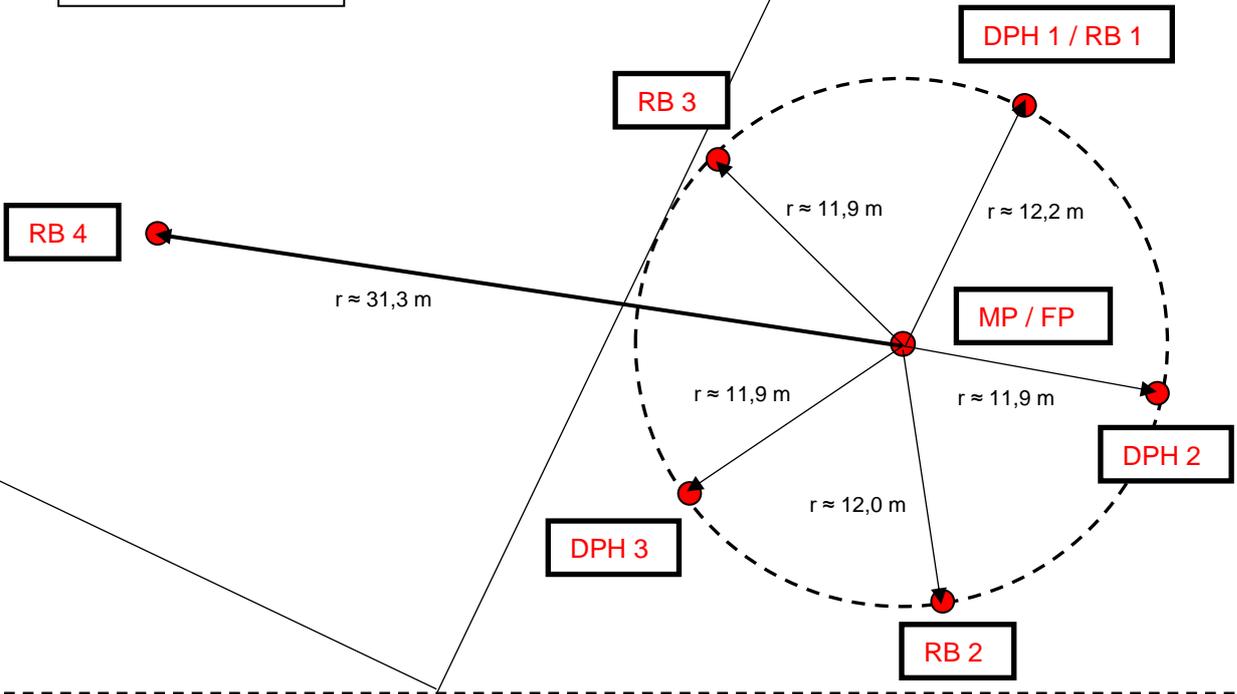
Standort WEA 01



Übersichtsplan WEA 01



Angenom. Bereich
Kranstell- und
Montagefläche



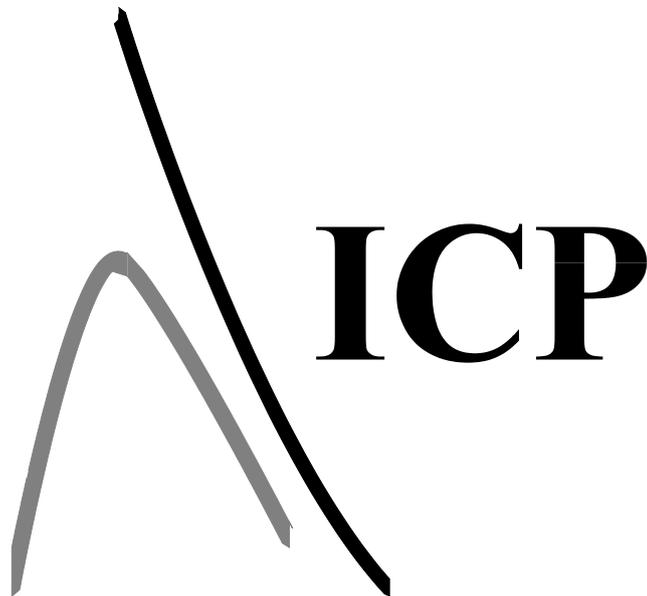
Legende

- RB Kleinrammbohrung
DN 80/60
- DPH Schwere Rammsondierung
- MP/FP: Mittelpunkt / Festpunkt

Objekt	"Windpark Damscheid" Standort WEA 01; Typ VESTAS V172-6.8/7.2 MW mit 175 m Nabenhöhe
Proj.-Nr.	B23055-1
Aufschlussdatum	15.05.2023
Maßstab	schematisch
Anlage	8 Lageplan
Bearbeiter	Ch. Koch (Dipl.-Ing.)



Messung spezifischer Erdwiderstand



Messung des spezifischen Erdwiderstandes ρ_s

Nach technischer Information (Enercon) „PM-EW-DC094“

Projekt: WP Damscheid; Standort WEA 01		Projekt-Nr.: B23055-1 Anlage 9
Ausführende: J. Knauf, M. Schmitz	Geo Referenz (UTM):	
Datum: 18.04.2023	Rechts:402306 Hoch: 5550892	
Bodenzustand: erdfeucht	Wetterlage: wechselhaft	
Temperaturen: 6°C	Ausrichtung: O-W	
Messgerät: Earth & Resistivity Tester C.A 6460	Kalibriert bis: 2023	

a [m]	R [Ω]	$\rho_s = R \times 2\pi \times a$ [$\Omega \times m$]	Bemerkung
0,5	152,4	478,78	
1	92,8	583,08	
2	67,9	853,26	
3	50,2	946,25	
5	36,7	1152,96	
8	20,9	1050,55	
12	12,84	968,11	
16	8,95	899,75	
20	7,34	922,37	
25	5,68	892,21	
30	4,65	876,50	

Mit der Unterschrift bestätigt der Ausführende die Messung nach der Wenner-Methode durchgeführt zu haben.

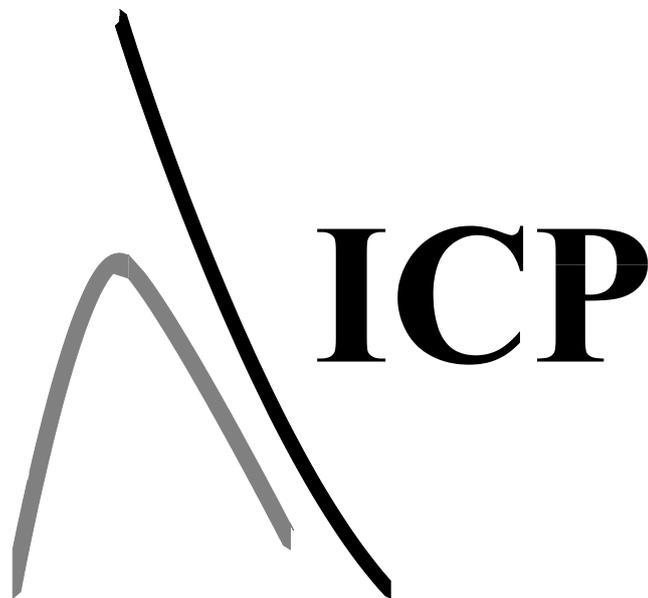


Frank Neumann
(Dipl.-Geologe/Berat. Geowissenschaftler)

gez.
Josef Knauf
(BSc. UGW)

Analysebericht

Betonaggressivität nach DIN 4030



CBA GmbH, Konrad-Zuse-Straße 10, 66459 Kirkel-Limbach

info@cba-analytik.de
www.cba-analytik.de
Telefon: 06841 - 189 97 -0
Telefax: 06841 - 189 97 -17

Firma
ICP GmbH
Am Tränkwald 27

67688 Rodenbach

Kirkel-Limbach, den 15.06.2023

=====

Interne Analysenberichtsnummer: 09/06/23

Bestell-Nr.:	B23055	Probenanzahl:	1
Probeneingang:	01.06.2023	Probenart:	Boden
Entnahmedatum:	15.05.2023	Probenahme:	Vom Auftraggeber angeliefert
Untersuchungszeitraum:	01.06.2023 – 15.06.2023		

Projekt: Windpark Damscheid, Standort WEA
Probenbezeichnung: WEA / MP 1

Die Untersuchung erfolgte nach DIN 4030 (Beurteilung betonangreifende Böden).

Ergebnis:

Parameter	Probe	Dimension
Trockenrückstand	86,2	%
Chlorid	8,68	mg/kg
Sulfat	75,9	mg/kg
Sulfid	< 0,10	mg/kg
Säuregrad n. Baumann-Gully	318	ml/kg
Expositionsklasse	XA1	---

Der Boden ist nach DIN 4030 als **schwach betonangreifend** einzustufen.

erstellt und freigegeben von:



Dr. Florian Heib, stellv. technische Leitung

Bei übermittelten Prüfergebnissen:
Die Prüfergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die angegebene Probe. Prüfberichte dürfen ohne schriftliche Genehmigung der CBA GmbH nicht in Auszügen veröffentlicht werden.