

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik



BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG · Glockenplatz 1 · 34388 Trendelburg

TurboWind Energie GmbH
Vahrenwalder Straße 245 - 247

30179 Hannover

Gutachten Nr. 215227-5
Ansprechpartner: Florian Hackmann
Datum: 18.04.2019
Telefon: 0 56 71 – 77 97 0
Fax: 0 56 71 – 77 97 10
eMail: info@bbu-schubert.de
www.bbu-schubert.de

INGENIEURGEOLOGISCHES GUTACHTEN

Romrod, WP Zell - Errichtung einer Windenergieanlage (WEA 06)

Hier: Orientierende geologische Voruntersuchung nach DIN 4020 mit ingenieurgeologischer Baugrundbeurteilung sowie gründungs- und erdbautechnischen Empfehlungen

Bauvorhaben: Errichtung einer Windenergieanlage (WEA 6)
ENERCON E-138, 3.5 MW mit 160 m Nabenhöhe
im Windpark Zell
36329 Romrod - Zell

Bauherr: TurboWind Energie GmbH
Vahrenwalder Straße 245 - 247
30179 Hannover

Auftraggeber: Wie vor

Projektplanung: Wie vor

Anlagenhersteller: Enercon GmbH
Dreekamp 5
26605 Aurich

Nachfolgend wird das Ingenieurgeologische Gutachten mit den Seiten 2 bis 45 und den Anlagen 1 bis 5 vorgelegt.

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1
34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 – 77 97 0
Fax. 0 56 71 – 77 97 10
eMail. info@bbu-schubert.de

IBAN DE08 5205 0353 0100 0046 63
BIC HELADEF1KAS/ Kassel Sparkasse
St-Nr. 023 368 00060 FA KSII-HOG (OT)
HRA 17775
Prokuristen. Dipl. Geol. Marcus Kimm
Dipl. Geogr. Dr. Malte Schindler

Dr. Schubert Verwaltungsgesellschaft mbH
Zwiebelsfelder Weg 9
34369 Hofgeismar
St.-Nr. 025 231 40808
HRB 17638
Geschäftsführer. Dr. rer. nat. Claus Schubert



Inhaltsverzeichnis:

1.	Bauvorhaben	3
2.	Auftrag	4
3.	Grundlagen; Bearbeitungsunterlagen	4
4.	Örtliche Situation, geologischer Untergrund	6
5.	Baugrunderkundung	8
5.1	Erkundungsprogramm	8
5.2	Erkundeter Bodenaufbau	9
5.3	Bodenwasserverhältnisse	11
5.4	Ergebnisse der dynamische Widerstandsmessungen (DPH)	11
5.5	Charakteristische Bodenkennwerte	12
5.6	Bautechnische Einteilung.....	13
5.7	Durchlässigkeit und Versickerungsfähigkeit.....	14
5.8	Geophysik– MASW und Refraktionsseismische Messungen.....	15
5.9	Messung des spezifischen Erdwiderstandes	23
5.10	Erdbebensicherheit.....	24
5.11	Bauchemische Bodenanalyse.....	24
6.	Gründung der Anlage	25
6.1	Planungsvorgaben.....	25
6.2	Geotechnische Rahmenbedingungen (Zusammenfassung)	26
6.3	Gründungsvorschlag.....	28
6.4	Auftriebssicherheit	29
6.5	Geotechnische Nachweise	30
6.6	Erdarbeiten, Baugrubenabnahme.....	34
6.7	Wasserhaltung.....	35
6.8	Bodenaustausch	36
6.9	Frischbetoneigengewicht	37
6.10	Arbeitsraumverfüllung; Fundamentüberschüttung	37
7.	Zuwegung	37
8.	Kranstell- und Vormontagefläche	42
9.	Schlussbemerkungen	44

1. Bauvorhaben

Die **TurboWind Energie GmbH, Hannover**, beabsichtigt im Windparkgelände "Zell" (Vogelsbergkreis - Hessen) die Errichtung und den Betrieb einer weiteren Windenergieanlage. Vorgesehen ist die Aufstellung des Anlagensystems:

➤ **ENERCON E-138 3.5 MW mit 160 m Nabenhöhe**

Die Anlagenkennung ist mit **WEA 06** benannt.

Die Planungen sehen eine herausgezogene Flachfundamentgründung vor.

Die Anlage stellt eine Erweiterung des Windparks Romrod-Zell dar, in welchem bereits die Anlagen WEA 01 bis 05 im Jahr 2018 in Betrieb genommen worden sind.

Dem Bericht ist in der **Anlage 1** ein Lageplan mit Einzeichnung des Standortes sowie der Kranstellfläche und der Zuwegung beigefügt. Gleiche Anlage enthält einen Übersichtsplan mit geografischer Einordnung des Aufstellungsortes.

Für das Anlagensystem stehen die Anforderungskriterien des Anlagenherstellers mit den Fundamentdatenblättern für geotechnische Nachweise zur Verfügung wie folgt:

Turmtyp E-138 EP3-HAT-160-ES-C-PA1

- **Technische Beschreibung Fundamente**, ENERCON GmbH, ohne Datum, per Mail übersendet von der TurboWind Energie GmbH am 26.02.2019
- **Fundamentdatenblatt** für die Herausgezogene Flachgründung, ENERCON GmbH, 13.03.2018, per Mail übersendet von der TurboWind Energie GmbH am 26.02.2019
- **Fundamentdatenblatt** für die Herausgezogene Tiefgründung, ENERCON GmbH, 12.03.2018, per Mail übersendet von der TurboWind Energie GmbH am 26.02.2019

Gleichzeitig sind folgende Spezifikationen des Anlagenherstellers zugrunde zu legen u.a.:

- **Spezifikation: Anforderungskatalog für Baugrundbeurteilungen, Deutschland**, 17.02.2015, Enercon GmbH, Aurich
- **Spezifikation: Anforderungskatalog für Baugrundbeurteilungen im Festgestein, Deutschland**, 27.02.2015, Enercon GmbH, Aurich
- **Spezifikation: Durchführung von Erdbau- und Bodenaustauschmaßnahmen in Deutschland** (Aushub und Anfüllen), 26.05.2015 (Rev001), Enercon GmbH, Aurich
- **Spezifikation: Hinweise zur Ausführung der Drainage bei Fundamenten "Flach ohne Auftrieb"**, 12.01.2015 (Rev001), Enercon GmbH, Aurich
- **Spezifikation: Zuwegung und Baustellenflächen E-138 EP3, 160m Hybridturm (4.6_PLM-SiteL-SP042-E-138 EP3_160m HT-Rev002de-de)**, 03.09.2018, Enercon GmbH, Aurich

(in der jeweils neusten Fassung)



2. Auftrag

Zur Prüfung der geotechnischen Rahmenbedingungen und für die Beurteilung einer technisch einwandfreien und sicheren Gründungsausführung wird die Erkundung der anstehenden Boden- und Bodenwasserverhältnisse erforderlich.

In diesem Zusammenhang hat der **Bauherr** die **BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG**, beauftragt, die im Gründungseinwirkungsbereich des geplanten Standortes vorhandenen Untergrundverhältnisse festzustellen, auf deren Grundlage eine Empfehlung für die Gründung, einschließlich erd- und grundbautechnischer Ausführungsvorschläge zu bearbeiten sowie die Zulässigkeitskriterien entsprechend den anlagenherstellerseitigen Vorgaben zu bestätigen.

Gemäß der vorstehenden Zielsetzung wird das Ergebnis der **orientierenden Voruntersuchung** mit nachfolgendem **Ingenieurgeologischen Gutachten** dargestellt, ausgewertet und bekannt gegeben.

Das vorliegende Gutachten beschreibt die Baugrunderkundung, -untersuchung und -bewertung der geologischen Voruntersuchung nach DIN 4020 und entbehrt zur Realisierung von erd- und grundbautechnischen Arbeiten nicht die geologische Hauptuntersuchung nach DIN 4020.

Die schriftliche Ausarbeitung gilt nur nach Verifizierung und vorbehaltlich einer ausreichenden Fachbauleitung bzw. geotechnischen Baustellenbegleitung durch das Unterzeichnerbüro.

Anmerkung: Der örtlich begrenzte Untersuchungsumfang kann Änderungen der außerhalb des Untersuchungsbereiches anstehenden Baugrundverhältnisse, die Einfluss auf die geotechnischen Rahmenbedingungen sowie die erdbau- und gründungstechnischen Arbeiten haben können, naturgemäß nicht ausschließen.

3. Grundlagen; Bearbeitungsunterlagen

Als Grundlage zur Bearbeitung wurden die einschlägigen Normen, Regelwerke und sonstigen Bauvorschriften sowie das zugehörige Fachschrifttum herangezogen, unter anderem:

- **DIN 4020**
"Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke"
- **DIN EN ISO 22 475**
"Geotechnische Erkundung und Untersuchung (ersetzt DIN 4021)"
- **DIN EN ISO 14 688**
"Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden (ersetzt DIN 4 022 und DIN 4 023)"



- **DIN EN ISO 22 476**
"Geotechnische Erkundung und Untersuchung, Teil 2: Rammsondierungen (ersetzt DIN 4 094)"
- **DIN 1997 - 1 (Eurocode EC - 7)**
"Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln" und nationales Anwendungsdokument (NAD)
- **DIN 1997 - 2 (Eurocode EC - 7)**
"Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrundes" und nationales Anwendungsdokument (NAD)
- **VOB**
"Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen"
- **DIN 4124**
"Baugruben und Gräben; Böschungen, Arbeitsraumbreiten, Verbau"
- **DIBt - Richtlinie für Windenergieanlagen**
"Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung"
- **Grundbau - Taschenbuch (GBT)**
"fünfte Auflage, Teil 1, Ernst & Sohn"
- **RStO**
"Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen"
- **ZTV E - StB**
"Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau".
- **Floss, Rudolf**
"ZTVE Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau - 3. Auflage, Bonn, 2006"
- **ZTV V - SoB - StB**
"Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"
- **TL SoB - StB**
"Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"
- **Geologische Karte von Hessen**
"Blatt 5221 Alsfeld im Maßstab 1 : 25.000"

Zum Zeitpunkt der Berichtsverfassung standen dem Unterzeichnerbüro folgende Projektunterlagen für die Bearbeitung zur Verfügung:

- **Lageplan** "Windenergiestandort Zell" mit Einkartierung der WEA 06 und der Ausrichtung von Kranstell- und Vormontageflächen sowie des Zuwegungsverlaufs, Maßstab 1:1.250, von der TurboWind Energie GmbH, 27.03.2019
- **Auszug aus der Liegenschaftskarte** "Windpark Romrod-Zell", Absteckung WEA 6, unter Angabe der Mittelpunktskordinaten und der Geländehöhe am Mittelpunkt (m ü. NHN), Maßstab 1:1.000, von buck Vermessung, 12.02.2019
- **Ingenieurgeologisches Gutachten zur Errichtung der Windenergieanlagen WEA 1 bis 5 - iga 215227-1 - cs-ms-** vom 20.11.2015

4. Örtliche Situation, geologischer Untergrund

Die geplante WEA 06 stellt den Windenergiestandort Zell dar. Diese Anlage liegt wenige hundert Meter nordöstlich des bereits bestehenden Windparks Romrod-Zell. Die Anlagenstandorte befinden sich westlich der Raststätte „Pfefferhöhe“ direkt angrenzend an die A7 ca. 3 km südwestlich der Stadt Alsfeld. Die Ortschaften Romrod und Zell befinden sich ca. 2 km südlich (Romrod) bzw. 2 km westlich (Zell).

Der geplante Fundamentbereich der WEA 06 kommt auf einer Grünlandfläche zu liegen, die mit 2-5° Neigung Richtung O-OSO einfällt. Die Kranstellfläche verläuft über die ackerbaulich genutzte Kuppe und den Hangbereich in Richtung des südlich anschließenden Kreuzungsbereiches bereits bestehender und ausgebauter Zuwegungen.

Der Übersichtsplan in Anlage 1 zeigt einen Ausschnitt aus der Liegenschaftskarte mit der Einkartierung der WEA 06.

Der Anlagenmittelpunkt wird mit folgenden Koordinaten (UTM-ETRS89 Zone 32) ausgewiesen:

Tab. 1: Standortkoordinaten u. Geländehöhe des Mittelpunktes der WEA 06

Anlagenstandort	Ost	Nord	Höhe GOK am Mittelpunkt [m NHN]
WEA 06	515664.051	5620611.530	321,86 m

Der Fundamentbereich der geplanten WEA 06 kommt auf einer Kuppe zu liegen, die aktuell als Grünland (Wiese) genutzt wird. Das Gelände fällt Richtung O-OSO ein.

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die standörtlichen Bedingungen zum Zeitpunkt der Erkundung.



Abb. 1: Blick Richtung NNO auf Erkundungsstelle RKS 1 im Fundamentbereich



Abb. 2: Blick Richtung SSW auf Erkundungsstelle RKS 2 im Fundamentbereich



Abb. 3: Blick hangaufwärts Richtung WNW auf Erkundungspunkt RKS 3



Abb. 4: Blick Richtung Süd auf RKS 4



Abb. 5: Blick von RKS 5 Richtung Norden



Abb. 6: Blick auf Erkundungspunkt RKS 6 Richtung SSO

Das Untersuchungsgebiet befindet sich am nördlichen Rand des Vogelsberges. Nach Auswertungen der geologischen Kartierungen werden im Untersuchungsgebiet die Gesteinssignaturen des **Tertiär** ausgewiesen. Hierbei handelt es sich um **Vulkanite** in Form von Decken von **Basalt (alkalibasaltische Gesteine, u.a. Alkali-Olivinbasalt)**.

In die vorwiegend plattig ausgebildeten Basalte können örtlich **Tuffe** und tonige Verwitterungsbildungen zwischengeschaltet sein. Die basaltischen Gesteine sind tiefgründig verwittert und uneinheitlich tief zersetzt. Bei weit fortgeschrittener Verwitterung können Sie lockergesteinsähnliche, mitunter auch plastische Eigenschaften haben.

Jungzeitliche Ablagerungen des **Quartärs** bestehen aus mehreren Metern mächtigen **Löblehmen, hier überwiegend aus feinsandigem Schluff** und **Basaltverwitterungslehmen**, größtenteils vermischt. Größtenteils liegen diese



umgelagert als **Solifluktionsschutt** in unterschiedlicher Mächtigkeit auf basaltischem Untergrund vor. Innerhalb des lehmigen und steinig-grusigen Schuttes sind basaltische Einlagerungen in Blockgröße nicht auszuschließen.

Die Entwässerung der Fläche erfolgt den topografischen Gegebenheiten entsprechend in östliche Richtung. Etwa 300 m östlich des geplanten Anlagenmittelpunktes verläuft ein Bach, der im weiteren Verlauf "Erlenbach" benannt ist und in Richtung Norden führt. Die topografische Senke, in welchem der Bach verläuft wird in der Topografischen Hintergrundkarte mit der Bezeichnung "Langergrund" geführt. Ein zusammenhängender Grundwasserspiegel ist in der relevanten Bodenzone nicht zu erwarten. Generell sind jedoch auf reiferen Bodenstandorten in Senken und an Hangfußlagen jahreszeitig bedingte und niederschlagsabhängige, temporäre **Schicht- und Stauwasserhorizonte** in geringer Bodentiefe nicht auszuschließen.

Die anstehenden basaltischen Festgesteine sind als Kluftgrundwasserleiter einzustufen. Die zwischengeschalteten Tufflagen können je nach Beschaffenheit und Kornverteilung unterschiedliche hydraulische Leitfähigkeiten besitzen, die örtlich zur Ausbildung schwebender Grundwasserstockwerke führen können.

Das Vorkommen von Felddrängen, die ggf. durch Landwirte selbstständig verlegt wurden, kann ebenfalls nicht ausgeschlossen werden.

5. Baugrunderkundung

5.1 Erkundungsprogramm

Zur Erzielung eines **orientierenden** Überblickes über die tatsächlichen Boden- und Bodenwasserverhältnisse im Lasteinwirkungsbereich des Standortes und als Grundlage für die **Vorbeurteilung** der Gründung wurden vom 19. bis 20.02.2019 bzw. als Nacherkundung am 05.04.2019 auftragsgemäß ausgeführt:

6 Rammkernsondierungen Ø 50 - 80 mm

(Kurzbezeichnung: **RKS 1 bis RKS 6**)

nach DIN 4020 bzw. DIN EN ISO 14688,

2 schwere Rammsondierungen DPH

(Kurzbezeichnung: **DPH 1 und DPH 2**)

nach 4094 bzw. DIN EN ISO 22476,

MASW und refraktionsseismische Messungen

(mit je Kreuzprofil)

nach dem Multielektroden - Wenner - Verfahren und die

Messung spezifischer Erdwiderstandes (je Standort)

nach VDE 0185-305 und DIN VDE 0413 (siehe **Anlage 5**).

In den Erkundungsstellen, die hinsichtlich ihrer Lage in dem Lageplan der **Anlage 1** einkartiert sind, wurden Bodenschichten benannt, Schichtgrenzen eingemessen und die Grundwasser- bzw. Bodenfeuchtesituation aufgenommen. Gleiche Anlage enthält die Eintragung der geophysikalischen Messrichtungen.

Die dynamischen Rammsondierungen DPH dienen zur quantitativen Prüfung der natürlichen Lagerungsdichte des Bodens.

5.2 Erkundeter Bodenaufbau

Das im Verlauf der Erkundungsarbeiten angetroffene Bodenprofil wurde ingenieurgeologisch detailliert aufgenommen. In der nachfolgenden Zusammenfassung wird ein Überblick über die Untergrundsituation gegeben.

GOK = Geländeoberkante

Anlagenstandort

RKS 1

- bis 0.25 m u. GOK Schluff, mittel feinsandig, sehr schwach tonig, sehr schwach feinkiesig, mittel organisch, weich (Oberboden)
- bis 0.50 m u. GOK **Feinkies**, mittel schluffig, schwach sandig, schwach organisch, mitteldicht gelagert (Verwitterungszone)
- bis 0.80 m u. GOK **Kies**, stark sandig, schwach schluffig, mitteldicht gelagert - dicht gelagert, stark verwittert (Verwitterungszone, Tertiär)
- bis 1.25 m u. GOK **Kies, Basalt**, zerbohrter Basalttuffit, dicht gelagert - sehr dicht gelagert, mäßig verwittert (Verwitterungszone, Tertiär)

Erkundungsendtiefe - kein weiterer Bohrfortschritt!

RKS 2

- bis 0.25 m u. GOK **Schluff**, mittel feinsandig, sehr schwach tonig, sehr schwach feinkiesig, mittel organisch, weich (Oberboden)
- bis 0.50 m u. GOK **Schluff**, mittel tonig, schwach sandig, schwach kiesig, steif (Quartär)
- bis 1.15 m u. GOK **Sand**, sehr stark kiesig, mittel schluffig, dicht gelagert, sehr stark verwittert (Verwitterungszone, Tertiär)
- bis 1.30 m u. GOK **Kies, Basalt**, zerbohrter Basalttuffit, dicht gelagert, mäßig verwittert (Verwitterungszone, Tertiär)
- bis 1.50 m u. GOK **Kies, Basalt**, stark sandig, mittel schluffig, dicht gelagert (Verwitterungszone, Tertiär)
- bis 1.60 m u. GOK **Kies, Basalt**, zerbohrter Basalttuffit, sehr dicht gelagert, mäßig verwittert (Verwitterungszone, Tertiär)

Erkundungsendtiefe - kein weiterer Bohrfortschritt!

Kranstell- und Vormontagefläche

RKS 3

bis 0.20 m u. GOK	Schluff , stark feinsandig, mittel organisch, weich (Oberboden)
bis 0.40 m u. GOK	Schluff , stark feinsandig, stark feinkiesig, schwach organisch, steif (Verwitterungslehm, Quartär)
bis 0.80 m u. GOK	Kies , stark sandig, mittel schluffig, dicht gelagert, sehr stark verwittert (Verwitterungszone, Tertiär)
bis 1.45 m u. GOK	Kies, Basalt , sandig, zerbohrter Basalttuffit, dicht gelagert - sehr dicht gelagert, mäßig verwittert (Verwitterungszone, Tertiär)

Erkundungsendtiefe - kein weiterer Bohrfortschritt!

RKS 4

bis 0.20 m u. GOK	Schluff , stark sandig, schwach kiesig, mittel organisch, weich (Oberboden)
bis 0.55 m u. GOK	Fein- bis Mittelkies , stark schluffig, mittel sandig, dicht gelagert (Verwitterungszone)
bis 0.60 m u. GOK	Kies, zerbohrter Basalt , sandig, dicht - sehr dicht gelagert (Verwitterungszone, Tertiär)

Erkundungsendtiefe - kein weiterer Bohrfortschritt!

RKS 5

bis 0.20 m u. GOK	Schluff , stark sandig, sehr schwach tonig, mittel organisch, weich (Oberboden)
bis 0.35 m u. GOK	Schluff , mittel tonig, schwach sandig, steif - halbfest (Verwitterungslehm)
bis 0.80 m u. GOK	Schluff , mittel - stark tonig, feinkiesig-mittelkiesig, halbfest (Verwitterungslehm)
bis 1.50 m u. GOK	Ton , feinkiesig-stark mittelkiesig, halbfest (Verwitterungszone, Tertiär)
bis 1.60 m u. GOK	Basalt , dicht - sehr dicht gelagert (Verwitterungszone, Tertiär)

Erkundungsendtiefe - kein weiterer Bohrfortschritt!

Zuwegung

RKS 6

bis 0.20 m u. GOK	Schluff , mittel sandig, schwach tonig, mittel organisch, weich - steif (Oberboden)
bis 0.50 m u. GOK	Schluff , mittel sandig, schwach - mittel tonig, schwach feinkiesig, steif (Verwitterungslehm)
bis 0.90 m u. GOK	Schluff , stark sandig, steif (Verwitterungslehm)
bis 1.60 m u. GOK	Kies, zerbohrter Basalttuffit , mittel schluffig, mittel sandig, mitteldicht gelagert (Verwitterungszone, Tertiär)
bis 2.00 m u. GOK	Kies, zerbohrter Basalttuffit , schluffig, sandig, dicht gelagert (Verwitterungszone, Tertiär)

Erkundungsendtiefe

Aufgrund der abrupten Zunahme der Gesteinsfestigkeit der Basalttuffite an den Bohrorten RKS 1 bis 5 mussten die Bohrungen im begrenzten Tiefenbereich bei Erreichen der Geräteauslastungsgrenze beendet werden.

Anthropogene oder organoleptisch auffällige Schichten wurden im Zuge der Erkundung bis in maximale Erkundungstiefe nicht beobachtet.



Die umfassende Bodenbeschreibung und Darstellung der Schichtbegrenzungen kann den **Anlagen 2.1 bis 2.6** entnommen werden.

5.3 Bodenwasserverhältnisse

Während der Erkundungsarbeiten wurde am unmittelbaren Aufstellungsort der Anlage kein Grundwasser angetroffen. Nach sensitivem Befund zeigten sich die erbohrten Schichten "sehr schwach feucht" bis "feucht" beansprucht. Auffällig zeigten sich im Bereich des Hangfußes höhere Feuchtigkeiten als in den hangoberen Erkundungsstellen.

Generell gilt es zu beachten, dass es sich um eine aktuelle Feststellung zum Zeitpunkt der Erkundungsarbeiten handelt. Langzeitmessungen liegen nicht vor.

Der Bodenwasserhaushalt ist niederschlagsabhängig und jahreszeitlich bedingten Veränderungen unterworfen. Im Verlauf niederschlagsreicher Jahreszeiten können in Schichtabschnitten sowohl überhöhte Bodenfeuchte als auch lokale Schichtwasserleiter bzw. -ansammlungen auftreten.

Langfristige Aussagen der bodenhydrologischen Verhältnisse können nur nach Herstellung von verrohrten Messpegeln bzw. -brunnen erfolgen. Die u.s. Empfehlungen sind daher vorbehaltlich einer eingehenderen und langfristigeren Grundwasserbeobachtung zu sehen.

Grundwasserflurabstand: Detaillierte Informationen zum Grundwasserflurabstand liegen nicht vor.

Anmerkung: Die anstehenden basaltischen Festgesteine sind als Kluftgrundwasserleiter einzustufen. Die zwischengeschalteten Tufflagen können je nach Beschaffenheit und Kornverteilung unterschiedliche hydraulische Leitfähigkeiten besitzen, die örtlich zur Ausbildung schwebender Grundwasserstockwerke führen können.

5.4 Ergebnisse der dynamische Widerstandsmessungen (DPH)

Zur Bestimmung der dynamischen Eindringwiderstände und zur Bestätigung der sensitiven Bodenansprache wurden am unmittelbaren Aufstellungsort der Anlage zusätzlich zwei Rammsondierungen mit der schweren Rammsonde (DPH) nach DIN EN ISO 22476 ausgeführt.

Bei der Rammsondierung wird der Eindringwiderstand einer Sondierspitze genormten Durchmessers gemessen, die mit einer definierten Rammenergie (Fallhöhe und Fallgewicht) senkrecht in den Untergrund gerammt wird. Hierbei wird die Anzahl der Schläge des Fallgewichtes pro 10 cm Eindringung (N_{10}) mit vorgegebener Fallhöhe gezählt.



Die Ergebnisse werden als Widerstandslinie in einer Stufengrafik dargestellt. In den **Anlagen 2.1 und 2.2** sind die insitu - Versuche dokumentiert.

Die Auswertung der Rammsondierungen erfolgt unter Beachtung der allgemeinen Grundsätze der DIN 4094 auf der Grundlage einer Gegenüberstellung von Schlagzahlbereichen und Lagerungsdichte bei grobkörnigen Böden und von Schlagzahlbereichen und Konsistenz bei feinkörnigen Böden.

Bei der Auswertung wird nach PRINZ, (2006), Tabelle 4.6, berücksichtigt:

Lagerungsdichte	DPH N_{10}
locker	1 - 4
mitteldicht	4 - 18
dicht	18 - 24
sehr dicht	>24

Tabelle 5a: Einteilung Lagerungsdichte nach Schlagzahlen der schweren Rammsonde

Danach wird das Ergebnis der Schichtübergänge bestimmt:

DPH	mitteldicht ab m u. GOK	dicht ab m u. GOK	sehr dicht ab m u. GOK	Sonde sitzt auf bei m u. GOK
1	0,50	0,70	0,90	1,00
2	0,70	1,10	1,60	1,80

Tabelle 5b: Schichtgrenzen der Lagerungsdichteübergänge nach Schlagzahlen der DPH

Die Prüfstellen enden mit dem Auftreffen auf sehr dichte Vortriebswiderstände in Tiefe von 1,00 m bzw. 1,80 m unter GOK. Eine weitere Tieferführung war mit dem Erreichen der Geräteauslastungsgrenze nicht mehr möglich.

5.5 Charakteristische Bodenkennwerte

Bis zur maximalen Tiefe der Erkundungsstellen werden die angetroffenen Bodenschichten hinsichtlich ihrer wahrscheinlichen Kennwerte abgeleitet und sind **Mittelwerte**. Die Kennwerte der Tabelle gelten für den natürlichen, d.h. ungestörten Zustand.

Bodenschicht	Wichte γ / γ' kN / m ³	Reibungswinkel ϕ' Grad	Steifemodul E_s kN / m ²	Kohäsion c'/c_u kN / m ²
Oberboden	17,0 / 7,0	17,5	kein Lastboden	0,0 / 15,0
Schluff, weich bis steif (Verwitterungslehm)	19,0 / 9,0	27,5	5.000	2,0 / 15,0
Schluff, steif bis halbfest (Verwitterungslehm)	19,5 / 9,5	22,5	8.000	5,0 / 25,0
Ton, halbfest (Tertiär)	20,5 / 10,5	22,5	6.000	15,0 / 75,0
Feinkies (Verwitterungszone)	19,0 / 9,0	32,5	40.000	0,0 / 0,0



Sand (Verwitterungszone)	20,0 / 10,0	32,5	60.000	0,0 / 0,0
Kies, Basalt (Verwitterungszone)	21,0 / 11,0	37,5	100.000	0,0 / 0,0

Tabelle 6: Charakteristische Bodenkennwerte

5.6 Bautechnische Einteilung

Nach den örtlichen Feststellungen ist der angrenzende Untergrund bis zur maximalen Erkundungstiefe für bautechnische Zwecke wie folgt einzuordnen:

Bodenschicht	Boden- gruppe <small>DIN 18196</small>	Klassifikation <small>DIN 18196</small>	Boden- klasse <small>DIN 18300</small>	Homogen- bereich ^{*)}	Frost- empfindlichkeit <small>ZTVE-StB 09</small>
Oberboden	OU	organogene Böden	1	A	F 2
Schluff, weich bis steif (Verwitterungslehm)	UL, UM, UM-TM	bindige, feinkörnige Böden	4	B	F 3
Schluff, steif bis halbfest (Verwitterungslehm)	UM-UA, UA	bindige, feinkörnige Böden	4 + 5	B	F 3
Ton, halbfest (Tertiär)	TL-TM	bindige, feinkörnige Böden	4	B	F3
Feinkies/Mittelkies (Verwitterungszone)	GU*	bindige, gemischt-körnige Böden	4	B	F 3
Sand (Verwitterungszone)	SU	schwach bindige, gemischt-körnige Böden	6	C	F 2
Kies, Basalt (Verwitterungszone)	GW, GU*	nicht bindige, grobkörnige und bindige, gemischt-körnige Böden	6	D	F 1 + F 3

Tabelle 7: Bautechnische Einteilung

^{*)} Vorschlag - ohne VOB - rechtswirksamen Charakter

Erläuterungen zu den Einteilungen

➤ **Bodengruppen (DIN 18196)**

- **GE:** enggestufte Kiese **GW** weitgestufte Kies - Sand - Gemische **GI:** intermittierend gestufte Kies - Sand - Gemische
- **SE:** enggestufte Sande **SW** weitgestufte Sand - Kies - Gemische **SI:** intermittierend gestufte Sand - Kies - Gemische
- **GU bzw. GU*:** Kies - Schluff - Gemische **GT bzw. GT*:** Kies - Ton - Gemische
- **SU bzw. SU*:** Sand - Schluff - Gemische **ST bzw. ST*:** Sand - Ton - Gemische
- **UL:** leicht plastische Schluffe **UM:** mittelpastische Schluffe **UA:** ausgeprägt plastische Schluffe
- **TL:** leicht plastische Tone **TM:** mittelpastische Tone **TA:** ausgeprägt plastische Tone
- **OU:** Schluffe mit organischen Beimengungen **OT:** Tone mit organischen Beimengungen
- **OH:** grob- bis gemischtkörnige Böden mit Beimengungen humoser Art **HN:** nicht bis mäßig zersetzte Torfe (Humus)
- **HZ:** zersetzte Torfe **A:** Auffüllungen

➤ **Bodenklassen (DIN 18300 und VOB "Erdarbeiten"):**

- **Bodenklasse 1:** Oberboden (Mutterboden) - oberste Bodenschicht, die neben anorganischen Stoffen auch Humus und Bodenlebewesen enthält.
- **Bodenklasse 2:** Fließende Bodenarten - von flüssiger bis zähflüssiger Beschaffenheit, die das Wasser schwer abgeben.
- **Bodenklasse 3:** Leicht lösbare Bodenarten - nicht bindige bis schwach bindige Sande, Kiese, und Sand - Kies - Gemische mit bis zu 15 Gewichtsprozent Beimengungen an Schluff und Ton und mit höchstens 30 Gew.-% Steinen über 63 mm Korngröße und bis zu 0,01 m³ Rauminhalt. Organische Bodenarten mit besserer als breiiger Konsistenz sowie Torfe.
- **Bodenklasse 4:** Mittelschwer lösbare Bodenarten - Gemische von Sand, Kies, Schluff und Ton mit einem Anteil von mehr als 15 Gew.-%, sowie bindige von leichter bis mittlerer Plastizität und höchstens 30 Gew.-% Steine von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m³ Rauminhalt.
- **Bodenklasse 5:** Schwer lösbare Bodenarten - Bodenarten nach den Bodenklassen 3 und 4, jedoch mit mehr als 30 Gew.-% Steinen von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m³ Rauminhalt. Ebenso nicht bindige und bindige Bodenarten mit höchstens 30 Gew.-% Steinen von über 0,01 m³ bis 0,1 m³ Rauminhalt sowie ausgeprägt plastische Tone, die je nach Wassergehalt weich bis fest sind.
- **Bodenklasse 6:** Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt haben, jedoch stark klüftig, brüchig, bröckelig, schiefrig, weich oder verwittert sind, sowie vergleichbare verfestigte bindige und nicht bindige Bodenarten, wie sie z.B. durch Austrocknen, Gefrieren oder chemischen Bindungen hervorgerufen werden; nicht bindige und bindige Bodenarten mit mehr als 30 Gew.-% Steinen von über 0,01 m³ bis 0,1 m³ Rauminhalt.
- **Bodenklasse 7:** Schwer lösbarer Fels - Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt und hohe Gefügesteifigkeit haben und die nur wenig klüftig oder verwittert sind. Festgelagerter, unverwitterter Tonschiefer, Nagelfluhschichten, Schlackenhalde der Hüttenwerke sowie dergleichen.

➤ **Homogenbereiche (DIN 18300 (2015) und VOB / C "Erdarbeiten"):**

- **Definition:** Gemäß ATV DIN 18304 (2012) sind Boden und Fels in Homogenbereiche (Schichteneinteilung) einzuteilen. Ein Homogenbereich ist ein begrenzter Bereich aus einer oder mehreren Boden- und Felsschichten nach DIN 4020 und DIN EN 1997, T. 2, dessen bautechnische Eigenschaften eine definierte Streuung aufweisen und sich von den Eigenschaften der abgegrenzten Bereiche abheben.
- Die DIN 18300 (2012) wurde zurückgezogen - **die Einteilung in Bodenklassen (bisher 1 - 7) entfällt.**

➤ **Frostempfindlichkeit (ZTVE - StB 09):**

- **Frostempfindlichkeitsklasse F1:** nicht frostempfindlich
- **Frostempfindlichkeitsklasse F2:** gering bis mittel frostempfindlich
- **Frostempfindlichkeitsklasse F3:** sehr frostempfindlich

Hinweis: Die Abschätzung der Werte für die Homogenbereiche erfolgt auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen und der Erfahrung aus Projekten mit ähnlichen / vergleichbaren Böden sowie auf Grundlage von Literatur- und Tafelwerten. Die Angabe der nach DIN 18300 vorgesehenen Kennwerte für die Homogenbereiche ist mit entsprechender Genauigkeit und Aussagekraft nur auf der Grundlage eines entsprechenden Umfangs an Feld- und Laboruntersuchungen möglich.

5.7 Durchlässigkeit und Versickerungsfähigkeit

Für die Entscheidung über die Wahl des Fundamenttyps (mit / ohne Auftrieb) ist die Beurteilung der Durchlässigkeit und Versickerungsfähigkeit des Untergrundes maßgebend.

Zur Beurteilung der hydraulischen Leitfähigkeit (= Wasserdurchlässigkeit) des Untergrundes ist es notwendig, den k_f - Wert (so genannter "Durchlässigkeitsbeiwert") zu bestimmen.

Für die Bodenschichten bis in maximale Tiefe des Erkundungsaufschlusses werden die Durchlässigkeiten nach Erfahrung wie folgt angegeben:

Bodenschicht	k_f - Wert m / s	Durchlässigkeit nach DIN 18130
Oberboden	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁸	durchlässig bis schwach durchlässig
Schluff, weich bis steif (Verwitterungslehm)	unter 10 ⁻⁶ - unter 10 ⁻⁸	schwach durchlässig bis sehr schwach durchlässig
Schluff, steif bis halbfest (Verwitterungslehm)	unter 10 ⁻⁶ - unter 10 ⁻⁸	schwach durchlässig bis sehr schwach durchlässig
Ton, halbfest (Tertiär)	unter 10 ⁻⁶ - unter 10 ⁻⁸	schwach durchlässig bis sehr schwach durchlässig
Feinkies (Verwitterungszone)	10 ⁻⁵ - unter 10 ⁻⁶	durchlässig bis schwach durchlässig
Sand (Verwitterungszone)	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁵	stark durchlässig bis durchlässig
Kies, Basalt (Verwitterungszone)	10 ⁻⁴ - unter 10 ⁻⁸	stark durchlässig bis sehr schwach durchlässig

Tabelle 8: Abschätzung Durchlässigkeit

Nach der Einteilung ist der Untergrund als stark bis sehr schwach durchlässig einzustufen.

Innerhalb der Erkundungsaufschlüsse liegt infolge der z.T. intensiven Verlehmung des geländenahen bis teils in größere Tiefe reichenden Untergrundes eine deutlich eingeschränkte Wasserwegsamkeit und Durchlässigkeit vor.

Die nachfolgenden basaltischen Festgesteine sind als Kluftgrundwasserleiter einzustufen. Allerdings können die zwischengeschalteten Tufflagen je nach Beschaffenheit und Kornverteilung unterschiedliche hydraulische Leitfähigkeiten besitzen, die örtlich zur Ausbildung schwebender Grundwasserstockwerke führen können.

5.8 Geophysik– MASW und Refraktionsseismische Messungen

Vorbemerkungen

Die Methode der aktiven MASW (aus dem englischen: Multi Analysis of Surface Waves) ist eine seismische Methode zur Erkundung des oberflächennahen Untergrundes. Die MASW-Messungen dienen der geologischen Strukturerkundung

(v.a. Feststellung von Diskontinuitäten). In Kombination mit einer refraktionsseismischen Auswertung der Daten können darüber hinaus dynamische Bodenkennwerte und die Poissonzahl direkt bestimmt werden.

Durchgeführte Arbeiten

Zur Erkundung des geologischen Untergrundes wurden an dem geplanten Standort WEA 6 aktive 2D-MASW Messungen (s. Beschreibung des Verfahrens in der Anlage) durchgeführt. Hierzu wurden dem Standort zwei Profile mit je 13 Schusspunkten vermessen.

An jedem Schusspunkt wird mit 24 Kanälen bzw. Geophonen mit einem Einzelgeophonabstand von $\Delta x = 1.5 \text{ m}$ gemessen. Dadurch ergibt sich eine Auslagelänge der Geophonkette von $D = 34.5 \text{ m}$. Der Messpunkt liegt dabei jeweils in der Profilmittle.

Für jedes Profil werden insgesamt 13 Schüsse (#1001 bis #1013 bzw. #2001 bis #2013) durchgeführt, wobei die gesamte Messanordnung (Quelle und Empfänger) jeweils nach jedem Schuss um einen Abstand $\Delta d = 1,5 \text{ m}$ in Richtung der Geophonauslage weiterzieht. Der Abstand des Schusspunktes zum ersten Geophon x beträgt konstante 9 m. Die Eindringtiefe ist im Wesentlichen durch die Länge der Geophonauslage D bestimmt, und beträgt bei oben genannten Parametern ca. 15 m.

Die Skizze in Abbildung 1 zeigt den Messaufbau schematisch.

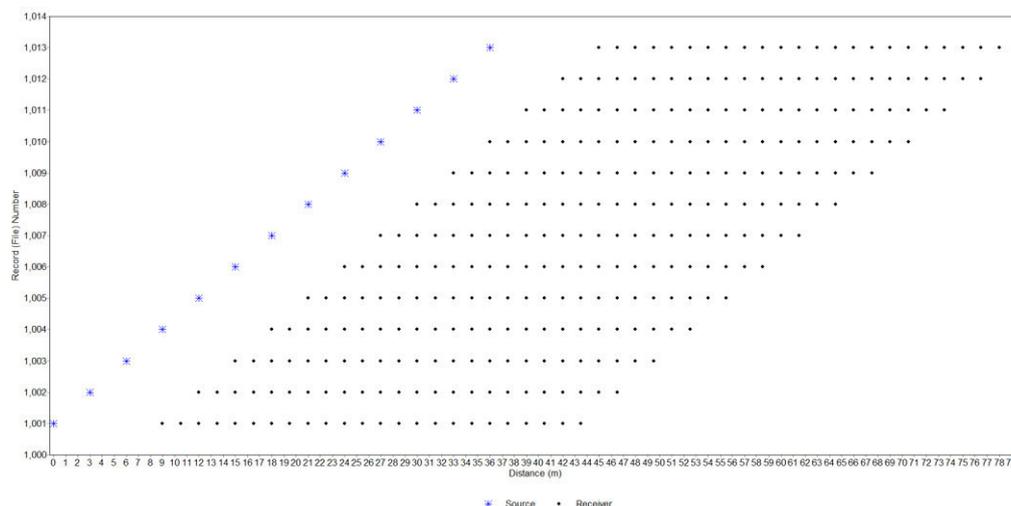


Abbildung 1: Schematischer Messaufbau 2D-MASW

Zur Anregung der seismischen Wellen wird ein Hammer mit einer Masse von 10 kg verwendet. Die seismischen Wellen werden durch vertikales Schlagen des Hammers auf eine Schlagplatte erzeugt.

Die jeweiligen Signale werden mit Vertikalgeophonen registriert und über einen A/D Wandler an den Seismograph gegeben. Die Aufnahmelänge betrug jeweils 1 s bei



einer Samplingrate von 5000 Hz. Eine Qualitätskontrolle der Daten wird direkt vor Ort durchgeführt und je nach Signal/Rausch Verhältnis mehrere Schüsse gestapelt. Dabei wurde eine seismische Messapparatur und die Software „DoReM“ von SARA ELECTRONIC INSTRUMENTS S.R.L., Italien zur Datenaquisition und die Software „ParkSEIS“ von PARK SEISMIK LLC, USA, zur Datenverarbeitung und zur Auswertung der Daten genutzt.

Zur Bestimmung der Kompressionswellengeschwindigkeit, werden die Ersteinsätze der seismischen Wellen für die jeweils 13 Schusspunkte mit der Software „ZondST2D“ ausgewertet.

Die notwendigen Geländearbeiten fanden am 18.02.2019 bei trockener, sonniger Witterung und Temperaturen um 12°C statt. Der Boden war aufgrund der vorangegangenen Witterungsbedingungen feucht.

Die Einmessung der Geophonpositionen geschah mittels Bandmaßes und/oder eines Zollstockes, so dass die Positionierungsfehler der Geophone im Bereich kleiner als 5 % zu liegen kommen.

Zum Zeitpunkt der Untersuchungen war der Standort mit einem Markierungspflöck gekennzeichnet. Lagepläne mit Angabe der Standortkoordinaten wurden durch den Auftraggeber bereitgestellt. Die Untersuchungsfläche befand sich vollständig auf einer Wiese mit niederem Grasbewuchs.

Die Daten wurden bei geringer Signalstärke 2-fach gestapelt, um ein verwertbares Signal-Rausch-Verhältnis zu erhalten. Die Störeinflüsse durch natürliche und technisch induzierte Bodenbewegungen waren sehr gering.

Wahl der Messprofile und einschränkende Bedingungen

An dem Standort wurden zwei Profile vermessen. Diese werden normalerweise möglichst senkrecht zueinander angeordnet. Dadurch ergibt sich eine größere Flächenabdeckung und laterale Änderungen in der geologischen Situation können besser erfasst werden. Diese Anordnung konnte auch am Standort WEA 06 erreicht werden.

Der Standort befindet sich an einem schwach nach Osten bis Südosten einfallenden Hang. Eine markante Geländestufe trennt den Bereich der geplanten Kranstellfläche vom Fundamentgrundriss. Im Bereich des Fundamentes fällt die Fläche leicht nach Nordosten ab, so dass das erste Profil in dieser Hangeinfallrichtung angeordnet wurde.

Lage der Messprofile

Die Profile tragen die Bezeichnungen „Profil 1“ und „Profil 2“. Jedes Profil ist mit einer Längenskala versehen.

Der Lageplan in der **Anlage 1** gibt die Anordnung der Profile im Gelände wieder.

Die Auslagerichtungen (= Himmelsrichtung, in die das positive Profilende zeigt) für die Profile ergaben sich wie folgt:

Profil Nr.	Profilrichtung (°)
Profil 1	043
Profil 2	133

Einschränkende Bedingungen

Beschränkungen der Messungen durch natürliche oder technische Hindernisse wie Gräben, versiegelte Oberflächen, Zäune usw. waren nicht gegeben.

Ergebnisse und Interpretationen

Die Ergebnisse mit der entsprechenden geologischen Interpretation sind nachfolgend wiedergegeben. Dabei werden Aufschlüsse aus der ingenieurgeologischen Erkundung zur Interpretation genutzt. Die Längen- und Tiefen an dem Profil sind in Metern angegeben. Zu beachten ist, dass kein fester Maßstab für die Skalierung von Tiefen- und Längenangaben gewählt wurde. Als Einheit für die Scherwellengeschwindigkeit wird m/s verwendet. Die Ergebnisse werden nachfolgend ausführlich beschrieben.

Profil 1 – MASW -

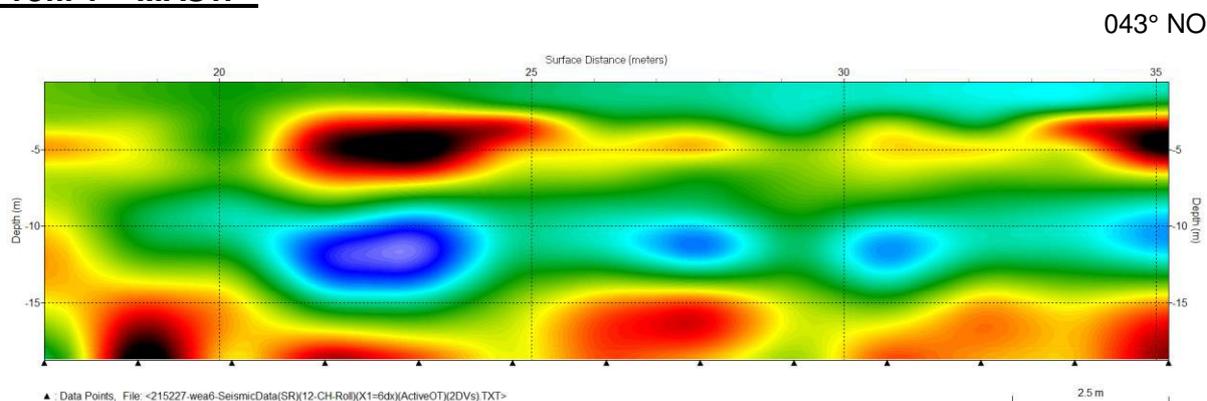


Abbildung 2a: Das Profil 1

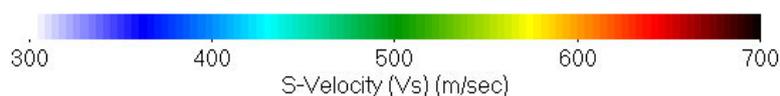


Abbildung 2b: Farbskala zum Profil 1

Der geplante Anlagenmittelpunkt befindet sich bei Profilmeter 26,25.

Bis zu einer Tiefe von ca. 18 m unter GOK stellt sich der Untergrund im Wesentlichen horizontal geschichtet dar. Vier Schichten sind an der unterschiedlichen Scherwellengeschwindigkeit deutlich zu unterscheiden. Von oben nach unten können diese wie folgt beschrieben werden:

- Bis ca. 2 m bis 2,5 m liegt die Scherwellengeschwindigkeit bei Werten um 460 m/s. Gemäß den Erkundungsergebnissen aus den Rammkernsondierungen RKS 1, RKS 2 und RKS 3 befindet man sich in dieser Tiefe in den Verwitterungsprodukten von Basaltfels. Diese wurden als Basalt oder Basalttuff mit wechselnden Nebengemengeteilen angesprochen.
- Bis zu einer Tiefe zwischen 7 m und 8 m unter GOK (örtlich leicht variierend) liegt eine Schicht mit einer Scherwellengeschwindigkeit von durchweg mehr als 500 m/s, örtlich bis ca. 700 m/s, vor. Dabei handelt es sich der örtlichen geologischen Situation zufolge um kompakten Basaltfels.
- Unterhalb dieser Schicht lässt sich bis zu einer Tiefe von ca. 13 m bis 15 m unter GOK eine Abnahme der Scherwellengeschwindigkeit auf unter 400 m/s (teilweise bis 320 m/s) feststellen. Da kein Aufschluss aus dieser Tiefe vorliegt, kann eine direkte Schichtansprache nicht erfolgen. Möglicherweise handelt es sich um eine Tuffitlage, die zur Bildung plastischer Tone durch Verwitterung neigen.
- Im Tiefsten des Profilschnitts steigt die Scherwellengeschwindigkeit wieder auf Werte deutlich über 500 m/s (kompakter Fels) an.

Möglicherweise handelt es sich bei der zweiten Schicht von oben um eine Basaltfließdecke, die über einem Tuffit erstarrt ist. Dies würde aufgrund des Kontrastes in der Härte des Gesteins die Geländestufe nordöstlich des geplanten Anlagenmittelpunktes erklären.

Profil 2 – MASW -

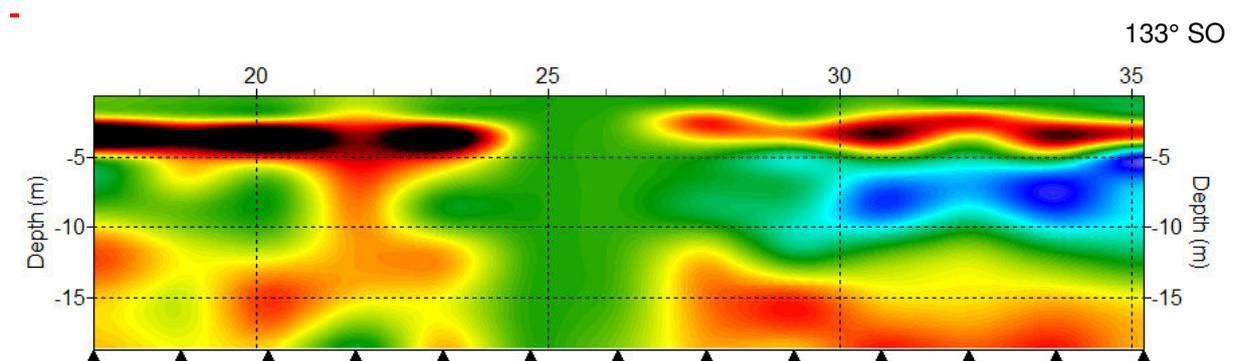


Abbildung 3a: Das Profil 2



Abbildung 3b: Farbskala zum Profil 2

Der geplante Anlagenmittelpunkt befindet sich bei Profilmeter 26,25.

Das Profil gleicht in seinem schichtigen Aufbau weitgehend dem ersten Profil. Die Scherwellengeschwindigkeiten liegen in dieser Profilrichtung im Mittel etwas höher als im Profil 1¹. Dadurch erscheint auch im visuellen Vergleich die zweite Schicht etwas dünner als im ersten Profilschnitt (durch eine gestauchte Farbskala).

Nach Südosten (im Bild rechts) fallen die Werte für die Scherwellengeschwindigkeit auf ein Minimum ab (blaue Darstellung). Hier nähert man sich der Geländestufe an.

Ansonsten finden sich gegenüber dem Profil 1 keine weiteren Besonderheiten.

Profil 1 – Refraktion -

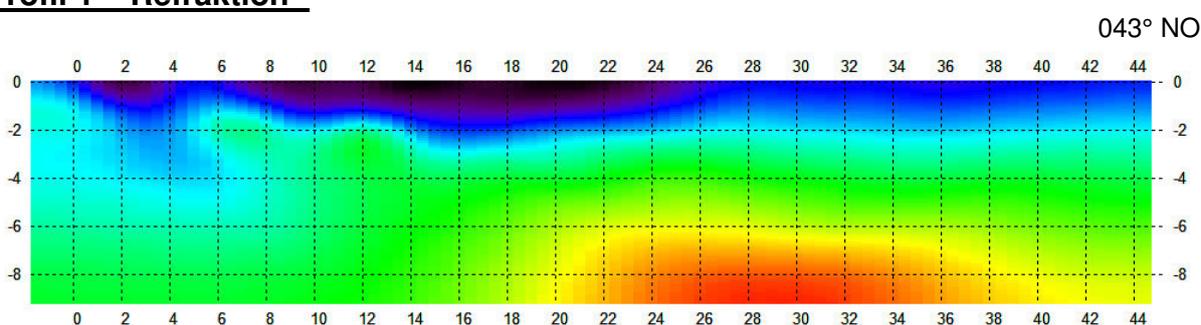


Abbildung 4a: Das Profil 1, Auswertung der Kompressionswellengeschwindigkeit

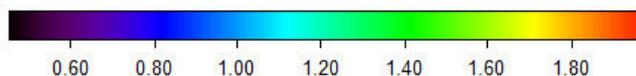


Abbildung 4b: Farbskala zum Profil 1, Kompressionswellengeschwindigkeit in km/s

Verfahrensbedingt liegen an den Rändern des Profilschnitts keine Daten für die dargestellte maximale Tiefe vor. Deshalb ist der zentrale Teil des Profils, insbesondere um den geplanten Anlagenmittelpunkt bei 26,25 m zu betrachten.

In diesem Bereich erkennt man eine von oben nach unten zunehmende Kompressionswellengeschwindigkeit (P-Wellengeschwindigkeit). Am geplanten Anlagenmittelpunkt werden in einer Tiefe von ca. 1,5 m unter GOK P-Wellengeschwindigkeiten von mehr als 1000 m/s erreicht.

Eine Niedriggeschwindigkeitszone, wie sie im MASW-Profil in einer Tiefe zwischen ca. 7 m und 15 m unter GOK auftaucht, ist nicht feststellbar. Dies ist für Refraktionsauswertung der Messdaten auch prinzipbedingt nicht möglich. Zudem ist bei der Inversion der Messdaten nur eine Tiefe von ca. 9 m unter GOK erreicht worden.

¹ Eine Anisotropie, also Richtungsabhängigkeit der seismischen Wellengeschwindigkeiten kann z. B. durch das Abkühlungskluftgefüge der vulkanischen Gesteine erzeugt werden.

Der größte Teil des Profils ist also von der Schicht aus kompaktem Basalt dominiert. Auffälligkeiten sind hierbei nicht vorhanden.

Profil 2 – Refraktion -

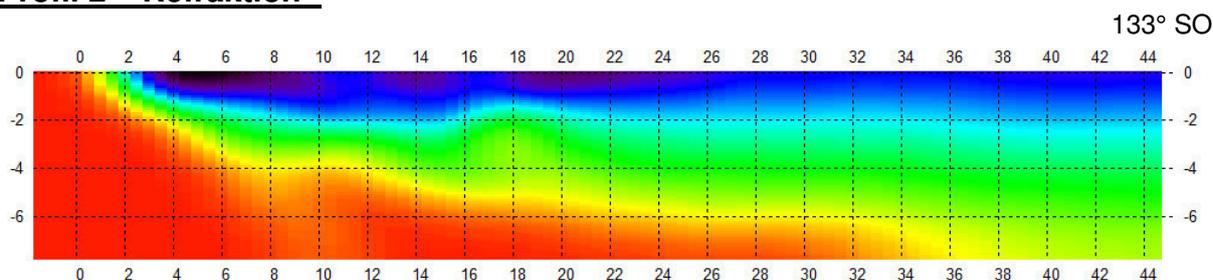


Abbildung 5a: Das Profil 2, Auswertung der Kompressionswellengeschwindigkeit

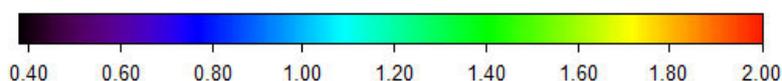


Abbildung 5b: Farbskala zum Profil 2, Kompressionswellengeschwindigkeit in km/s

Verfahrensbedingt liegen an den Rändern des Profilschnitts keine Daten für die dargestellte maximale Tiefe vor. Deshalb ist der zentrale Teil des Profils, insbesondere um den geplanten Anlagenmittelpunkt bei 26,25 m zu betrachten.

Bis zur erreichten Tiefe von 8 m unter GOK steigt die P-Wellengeschwindigkeit mit der Tiefe an zwei Schichtgrenzen deutlich an. Im Tiefsten des Profils werden Werte um 2000 m/s erreicht, wie sie für kompakten Fels typisch sind.

Bereits in einer Tiefe von 2 m unter GOK erreicht die P-Wellengeschwindigkeit 1400 m/s, was mit den Aufschlussergebnissen in guter Übereinstimmung ist.

Die Bemerkung unter Profil 1 bezüglich der Niedriggeschwindigkeitszone gilt auch für diesen Profilschnitt.

Dynamische Bodenkennwerte

Aus den ermittelten seismischen Geschwindigkeiten können verschiedene dynamische Bodenkennwerte für kleine Verzerrungen des Bodens berechnet werden:

- dynamisches Kompressionsmodul K_d
- dynamisches Steifemodul E_{sd}
- dynamisches Schubmodul G_d
- Querdehnzahl (Poissonzahl) ν



Zusätzlich ist die Angabe der Dichte des jeweiligen Bodens/Gesteins erforderlich. Diese wird aus den Ergebnissen der ingenieurgeologischen Untersuchung abgeleitet.

Im Folgenden werden die Kennwerte für die Schichtenfolge am geplanten Anlagenmittelpunkt WEA 6 ausgewertet.

WEA 6, Anlagenmittelpunkt (Profil 1, Profilmeter 26,3)

Tiefe [m]	v_p [m/s]	v_s [m/s]	ρ [kg/m ³]	ν	K_{max} [MN/m ²]	$G_{d,max}$ [MN/m ²]	G_d [MN/m ²]	$E_{s,d,max}$ [MN/m ²]
1,0	820	466	1700	0,26	651	369	129	400
2,2	1040	470	2400	0,37	1889	530	186	909
3,4	1280	510	2600	0,41	3358	676	237	1490
6,5	1590	565	2600	0,43	5466	830	290	2300

Tabelle 9: Dynamische Bodenkennwerte für den Standort WEA 06

d	:	Tiefe UK Schicht
v_p	:	Kompressionswellengeschwindigkeit
v_s	:	Scherwellengeschwindigkeit
ρ	:	Angenommene Dichte
ν	:	Poissonzahl
K_{max}	:	dynamisches Kompressionsmodul für sehr kleine Dehnungen
G_{max}	:	dynamisches Schermodul/Schubmodul für sehr kleine Dehnungen
G_d	:	dynamisches Schermodul/Schubmodul für realistische Dehnungen (rel. Verformung $\sim 10^{-4}$)
$E_{s,max}$:	dynamisches Steifemodul für realistische Dehnungen

Die dynamische Baugrundsteifigkeit ist jedoch abhängig von den jeweiligen Einwirkungen auf das Bauwerk selbst, was sich durch den Parameter der Schubverzerrung γ ausdrückt. A. Quast (2010)² gibt eine typische Schubverzerrung von 10^{-3} an, woraus eine Verminderung der maximalen dynamischen Module auf ca. 35% für die Berechnung der Drehfedersteifigkeit resultiert. Diesem Umstand wurde durch eine Abminderung des Schubmoduls $G_{d,max}$ auf die Werte in der jeweiligen Spalte G_d Rechnung getragen. Auch der Wert für das dynamische Steifemodul $E_{s,d,max}$ berücksichtigt das.

Statische Bodenkennwerte

Das statische Steifemodul E_s ist mit Unsicherheiten über empirische Beziehungen aus dem dynamischen Steifemodul $E_{s,dyn}$ abschätzbar.

Abbildung 6 zeigt die empirische Beziehung zwischen dem Quotienten aus dynamischen und statischen Steifemodul zum statischen Steifemodul.

² Quast, A.: Zur Baugrundsteifigkeit bei der gesamtdynamischen Berechnung von Windenergieanlagen // MITTEILUNGEN, Heft 69, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE) Leibniz Universität Hannover (2010)

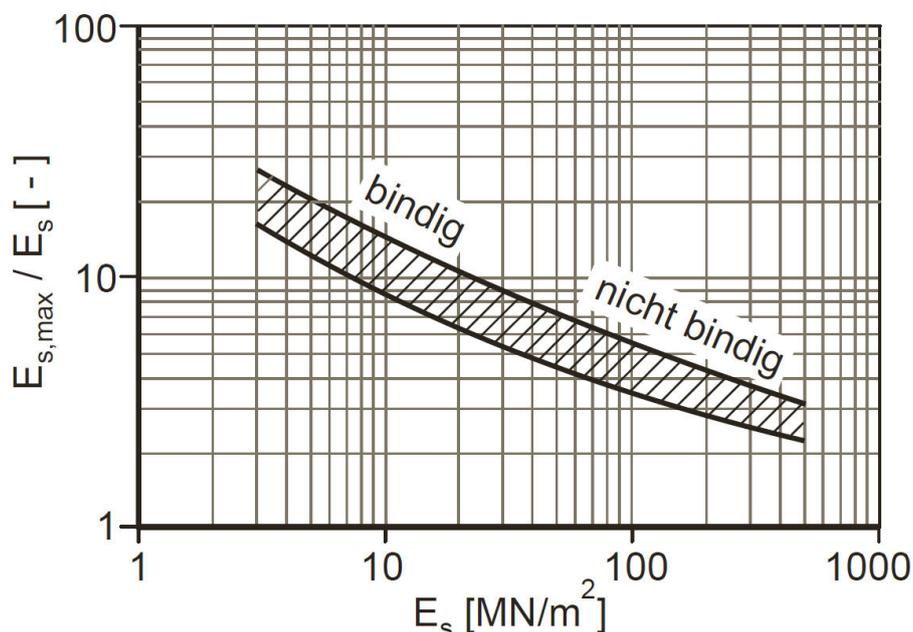


Abbildung 6: Empirische Beziehung zwischen dynamischen und statischen Steifemodul [Quelle: DGGT, Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugrundndynamik“, 2002]

Mit dieser empirischen Beziehung erhält man für das statische Steifemodul E_s die folgenden tiefenabhängigen Werte:

Tiefe [m]	$E_{s,max}$ [MN/m ²]
1,0	160
2,2	460
3,4	> 500
6,5	> 500

Tabelle 10: Statische Steifemodule für den Standort WEA 06

5.9 Messung des spezifischen Erdwiderstandes

Für Windenergieanlagen des Anlagenherstellers ist gemäß dem Anforderungskatalog für die Baugrunderkundung in seiner aktuellsten Fassung der spezifische Erdwiderstand zu messen.

Das Ergebnis der Messung des spezifischen Erdwiderstandes wird in **Anlage 5** bekannt gegeben.

5.10 Erdbebensicherheit

Nach DIN EN 1998-1 / NA: 2011-01 und der aktuellen zugehörigen "Karte der Erdbebenzonen in der Bundesrepublik Deutschland" gehört die Umgebung zu keiner Erdbebenzone.

5.11 Bauchemische Bodenanalyse

Während der Erkundung wurde kein zusammenhängender, freier Grundwasserspiegel angetroffen. Gemäß Anforderungen des Anlagenherstellers wurde für die Untersuchung auf betonaggressive Stoffe demnach die Bodenaggressivität nach DIN 4030 bestimmt. Analysiert wurde eine Mischprobe aus dem anstehenden Bodenaufbau wie folgt:

Mischprobe MP 1
RKS 1; 0,25 - 0,50 m
RKS 1; 0,80 - 1,25 m
RKS 2: 0,50 - 1,15 m

Die folgende Tabelle gibt die Grenzwerte zur Einordnung des Angriffsgrads nach DIN 4030 an (Tabelle entnommen aus Baustoffchemie, Springer Verlag, Tab. 4.38).

Tabelle 4.38: Angreifende Bestandteile in Wässern zur Einordnung des chemischen Angriffs (DIN 4030 und EN 206)

Angreifende Bestandteile	Prüfverfahren	Angriffsgrad (Expositionsklasse)		
		Schwach (XA1)	Mäßig (XA2)	Stark (XA3)
Grundwasser				
pH-Wert	ISO 4316 DIN 4030-2	≤ 6,5 und ≥ 5,5	< 5,5 und ≥ 4,5	< 4,5 und ≥ 4,0
Kalklösendes CO ₂ in $\frac{\text{mg}}{\text{l}}$	DIN 4030-2	≥ 15 und ≤ 40	> 40 und ≤ 100	> 100 bis Sättigung
Ammonium NH ₄ ⁺ in $\frac{\text{mg}}{\text{l}}$	ISO 7150-1 ISO 7150-2 oder DIN 4030-2	≥ 15 und ≤ 30	> 30 und ≤ 60	> 60 und ≤ 100
Magnesium Mg ²⁺ in $\frac{\text{mg}}{\text{l}}$	ISO 7980 oder DIN 4030-2	≥ 300 und ≤ 1 000	≥ 1 000 und ≤ 3 000	> 3 000 bis Sättigung
Sulfat SO ₄ ²⁻ in $\frac{\text{mg}}{\text{l}}$	DIN EN-196-2 DIN 4030-2	≥ 200 und ≤ 600	> 600 und ≤ 3 000	> 3 000 und ≤ 6 000
Boden				
Säuregrad des Bodens in $\frac{\text{ml}}{\text{kg}}$	DIN 4030-2	> 200 Baumann-Gully	In der Praxis nicht anzutreffen	
Sulfat in $\frac{\text{mg}}{\text{kg}}$ insgesamt	DIN EN 196-2	≥ 2 000 und ≤ 3 000	> 3 000 und ≤ 12 000	> 12 000 und ≤ 24 000

Tabelle 11a: Grenzwerttabelle nach DIN 4030

Das Ergebnis der Analytik ist in **Anlage 4** beigefügt.

Der Analysebefund hat folgendes Ergebnis bestimmt:

Parameter	Messwert	schwach angreifend	stark angreifend
SO ₄	854 mg / kg	2000 bis 5000	> 5000
Säuregrad nach Baumann - Gully	7 ml / kg	> 200	-----

Tabelle 11b: Ausgewählte Vorgaben der DIN 4030 für betonangreifende Stoffe im Boden.

Gemäß dem Befund ist dem analysierten Material kein Angriffsgrad zuzuordnen.

Die ermittelten Werte sind ergänzend vom Betonlieferanten hinsichtlich der erforderlichen Betonrezeptur zu beurteilen.

6. Gründung der Anlage

6.1 Planungsvorgaben

Innerhalb des Windparkgeländes wird die Aufstellung einer weiteren Windenergieanlage vorgesehen. Zur Aufstellung kommt das Anlagensystem:

- **E-138 EP3-HT-160-ES-C-PA mit 160 m Nabenhöhe**

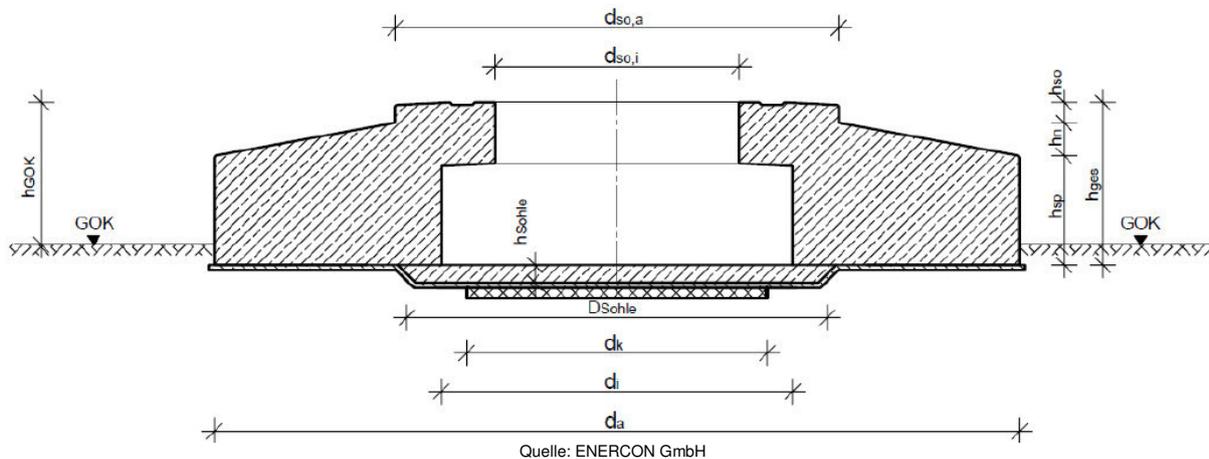
Geplant ist eine herausgezogene Flachgründung (mit Auftriebswirkung).

Fundamenteinbindung:

$h_{\text{ges}} = 2,45 \text{ m}$ Fundamenthöhe
 $h_{\text{GOK}} = 2,05 \text{ m}$ Differenz Fundamentoberkante - GOK

Gemäß dem vorliegenden Fundament - Datenblatt wird die Fundamentsohle, zuzüglich einer $d = 0,10 \text{ m}$ betragenden Betonsauberkeitsschicht somit $0,50 \text{ m}$ unter Oberkante Gelände angeordnet.

Der Außendurchmesser des Kreisringfundamentes beträgt $\varnothing a = 22,00 \text{ m}$, der Innendurchmesser $\varnothing i = 10,40 \text{ m}$.

Abbildung 7: Schnitt (Fundamentdesign)

6.2 Geotechnische Rahmenbedingungen (Zusammenfassung)

Die geotechnischen Rahmenbedingungen wurden an dem Standort mit Rammkernsondierungen (RKS) und schweren Rammsondierungen (DPH) erkundet. Zur Strukturerkundung sowie zur Ermittlung von dynamischen Bodenkennwerten wurden zudem seismische Messungen durchgeführt.

In den vorhergehenden Abschnitten wurden die Ergebnisse der bodenkundlichen Feststellungen beschrieben. Im Folgenden werden die geotechnischen Rahmenbedingungen zusammenfassend wiedergegeben.

Die Befunde anhand der örtlichen Erkundungen entsprechen den Erwartungen auf Basis des vorliegenden geologischen Archivmaterials.

Der oberflächennahe Untergrund im Bereich des Standortes wird unterhalb des geländeanliegenden Oberbodens zunächst von wechselhaften Profilfolgen in Form variierender bindig / nicht bindiger Schichtzonen und -mächtigkeiten geprägt. Es handelt sich dabei um jungzeitige Ablagerungen des Quartärs aus feinsandigem Schluff und Basaltverwitterungslehmen. Im Wesentlichen sind es Solifluktionsschuttbildungen, als umgelagerte Bodenmassen über basaltischem Untergrund. Die Basalte sind Basaltuffite und wurden im Kernrohrgewinn kiesig zerbohrt. Sie sind dicht bis sehr dicht gelagert.

An der Basis der Bohrungen in Tiefe von 1,25 m bzw. 1,60 m konnte kein weiterer Bohrfortschritt erreicht werden, so dass profiltiefer eine Zunahme der Festigkeit der Gesteine erwartet wird.

Eine planungsgemäße Höheneinstellung der Gelände- / Fundamentoberkante am Mittelpunkt der Anlagen liegt derzeit noch nicht vor. Gemäß der Einmessung der



Geländehöhe am Anlagenmittelpunkt durch die buck Vermessung wird die Höhe mit 321,86 m ü. NN angegeben. Die Geländeneigung weist eine Oberflächenneigung in Richtung O - OSO von 2 bis 5° auf.

Wird die Geländehöhe von 321,86 m ü. NN am Anlagenmittelpunkt bestätigt, ergeben sich unter Berücksichtigung der effektiven, standardisierten Fundamenteinbindung, einschließlich Betonsauberkeitsschicht von -0,50 m, somit einem Niveau von $321,86 - 0,50 = 321,36$ m ü. NN, folgende Bedingungen in Tiefe der Fundamentsohle:

Fundamenteinbindung im Bereich

Rammkernsondierungen:	RKS 1:	Schluff - weich (Oberboden) im Übergang zu Feinkies, mittel schluffig - mitteldicht (Verwitterungszone)
		→ Kies, Basalt - dicht bis sehr dicht bei 0,80 m u. GOK (= 320,70 m ü. NN)
	RKS 2:	Sand, sehr stark kiesig - dicht
		→ Kies, Basalt - dicht bei 1,15 m u. GOK (= 321,03 m ü. NN)

Fundamenteinbindung im Bereich

Rammsondierungen:	DPH 1:	Sehr locker gelagert
		→ Dicht bis sehr dicht bei 0,90 m u. GOK (= 320,60 m ü. NN)
	DPH 2:	Mitteldicht gelagert
		→ Dicht bis sehr dicht bei 1,60 m u. GOK (= 320,58 m ü. NN)

Grundwasser: keine Feststellungen bis maximale Erkundungstiefe

Während der seismischen Messungen zeigte sich im Tiefenbereich zwischen 13 und 15 m unter GOK eine Abnahme der Scherwellengeschwindigkeit. Möglicherweise handelt es sich um eine Tuffitlage, die zur Bildung plastischer Tone durch Verwitterung neigt. Oberhalb und unterhalb ist mit kompaktem Basaltfels zu rechnen. Bis Tiefe von 2 bis 2,5 m stehen Verwitterungsbildungen des Basalt mit wechselnden Nebengemengeanteilen an.

Zur Beurteilung der Baugrundeigenschaften ist bedeutsam, dass die basaltischen Vulkanite und Tuffe verschiedenen Eruptionsphasen zuzuordnen sind. Die Basalte



stehen teils mit den großen Decken des vorderen Vogelsbergs im Zusammenhang - als deren äußerste Nordzungen und als lokale kleine Ströme. Im Vorland treten die Basalte in Form von Durchbrüchen oder örtlich beschränkten Vulkankuppen auf.

Die Basalte sind als Deckenergüsse (Trappbasalte) oder in Form von Förder- und Lagergängen mit tertiären Tuffen und Meeressedimenten (meist Ton und Sand) verzahnt. Im späten Tertiär fand eine flächenhafte Erosion und Einebnung statt. Die Basalte erfuhren unter tropischen Klimabedingungen eine tiefgründige Verwitterung.

Letztes Endprodukt der Verwitterung von basaltischen Gesteinen können je nach den klimatischen Bedingungen während des Verwitterungsprozesses auch tonige / schluffige Residualbildungen mit Eigenschaften plastischer Lockergesteine sein, die allenfalls anhand feiner Textur- / Strukturelikte als ehemalige Basalte erkannt werden können.

Derartige Verwitterungsbildungen können flächenhaft und bis in größere Tiefen auftreten, z.T. durchsetzen sie die Basaltkörper in unregelmäßigen Bändern, Lagen oder Linsen. Relevante Erscheinungsformen konnten während der seismischen Messungen in Tiefen zwischen 13 und 15 m ausgemacht werden.

Anhand der relativ großen Überlagerungsmächtigkeit des kompakten Basaltfelses dürfte der genannte Tiefenbereich jedoch ohne Bedeutung sein.

6.3 Gründungsvorschlag

Eine ausreichende Tragfähigkeit des Untergrundes zur Aufnahme der einwirkenden Lasten ist in den dicht bis sehr dicht gelagerten basaltischen Gesteinen gegeben. Mit der Lasteinleitung in diesen Untergrund kann sichergestellt werden, dass die Lasten im Hinblick auf die zu berücksichtigenden (möglichen) Lastwechsel und der hiermit einhergehenden erhöhten Eck- und Kantenpressung schadlos aufgenommen werden.

An dem Standort kann in Tiefe von +/- 2 m unter GOK ein entsprechender Baugrund erwartet werden. Bei einer Einbindung des Fundamentes von 0,50 m (einschl. Sauberkeitsbetonschicht $d = 0,10$ m), beträgt die erforderliche Überbrückungshöhe ca. 1,5 m.

Vorgeschlagen wird daher, die unzureichend steifen Böden bis zum Beginn der felsigen Gesteinsstrukturen durch einen mineralischen Bodenersatzkörper zu überbrücken.

Der Bodenersatz erfolgt in der Weise, dass der anstehende Boden ausgekoffert und durch gleichmäßig kornabgestufte, einbau- und verdichtungsfähige sowie raumbeständige Erdbaustoffen ersetzt wird (z.B. Brechkorngemisch 0 - 32, 0 - 45



oder 0 - 56 mm). Das Material wird in Lagen zu $d = 0,30$ m eingebaut und lagenweise verdichtet (s. Abschn. 6.8 "Bodenaustausch").

Die endgültige Festlegung wird unter Hinzuziehung des Baugrundsachverständigen im Rahmen der Baugrubenabnahme und Freigabe der weiteren Arbeiten festgelegt. Zweck der baugrundsachverständigen Beteiligung ist zudem, ungünstige Einflüsse auf die Gründung der Anlage auszuschließen und ggf. frühzeitig eventuell notwendige Maßnahmen zur Vergleichmäßigung der Tragfähigkeitseigenschaften durchzuführen.

Die Beteiligung des Baugrundsachverständigen ist insbesondere deswegen geboten, da die Beurteilung der Gründungsverhältnisse erst in der fertig gestellten Baugrube über den gesamten Baugrubenquerschnitt ermöglicht wird.

Bei sach- und fachgerechter Umsetzung der Maßnahme kann eine standsichere Gründung gewährleistet werden, so dass die von der Windenergieanlage abzutragenden maßgeblichen Bauwerkslasten vom anstehenden Baugrund ausreichend aufgenommen werden können. Dies gilt insbesondere für den Lastfall "N / A / T" und der hiermit einhergehenden erhöhten Eck- und Kantenpressung.

6.4 Auftriebssicherheit

Während der Erkundungsarbeiten wurde an dem Standort bis in Tiefe des Erkundungsaufschlusses kein Grundwasser angetroffen.

Es gilt grundsätzlich zu beachten, dass bei entsprechenden Niederschlagsereignissen im jahreszeitigem Klimazyklus schichtweise auftretende Grundwasserführungen nicht auszuschließen sind. Im Falle geländenaher Schichtwasserauftritte ist eine direkte Beeinflussung des jeweiligen Fundamentes gegeben.

Die anstehenden Böden sind wechselnd wasserdurchlässig. Als wasserstauend gelten die geländenah anstehenden Lehme und bindig verwitterten basaltischen Gesteine sowie sehr dichte Strukturen des Basalt - Festgesteins. Sie behindern eine rasche Versickerung von Bodenwässern. Schließlich sind bei Niederschlagsereignissen entsprechende Zutritte in die Arbeitsraumverfüllung möglich, die insbesondere im Kontakt zwischen dem Fundamentrand und der Arbeitsraumverfüllung eine unmittelbare Beanspruchung auslösen können.

Aufgrund der vorliegenden Rahmenbedingungen wird bauseits bereits ein **auftriebssicheres Fundament** eingeplant.

6.5 Geotechnische Nachweise

Die Aufstellung und der Betrieb der Anlage erfordert die Einhaltung bestimmter Anforderungskriterien. Diese werden durch den Anlagenhersteller in der Veröffentlichung standardisierter Fundamentdatenblätter für geotechnische Nachweise vorgegeben. Die hierfür festgelegten Kriterien sind in der nachstehenden tabellarischen Auflistung aufgeführt.

Flachgründung	E-138 EP3-HT-160-ES-C-PA
Erforderlicher Sohldruck:	$\sigma_{k,vorh} = 360 \text{ kN / m}^2$
Mindestwert Steifemodul (in Abhängigkeit von Fundamentgeometrie und Querdehnzahl):	$E_{oed,dyn} = k_{\phi} \cdot \frac{3}{4} \cdot 1/r^3 \cdot ((1 + \nu) \cdot (1 - \nu)^2 / (1 - \nu - 2 \cdot \nu^2))$ in MN / m ²
Mindestdrehfedersteifigkeit zwischen Fundament und Baugrund:	$k_{\phi,dyn} = 100.000 \text{ MNm / rad}$ $k_{\phi,stat} = 12.500 \text{ MNm / rad}$
Ersatzradius:	$r = 10,91 \text{ m}$
Aufschüttung und Erdauflast:	Eine Aufschüttung ist in der Regel Bestandteil der Anlage. Die Erdauflast muss ein Eigengewicht von 18,0 kN / m ³ (im Trockenzustand) erreichen. Wichtiger Hinweis: <i>Da sich bei dieser Anlage um einen neuen Typ handelt, dessen Datenblätter in stetiger Überarbeitung durch den Hersteller (ENERCON GmbH) sind, ist die Plausibilität dieser Angabe zu prüfen und mit den aktuellsten Datenblättern abzugleichen.</i>
Fundamentgeometrie:	Kreisringfundament $\varnothing a / \varnothing i = 22,00 / 10,40 \text{ m}$ Einbindetiefe $h_e = 0,50 \text{ m}$ (mit Sauberkeitsbeton)
Lasten an der Fundamentunterkante:	mit / ohne Auftrieb NTM DLC D.3: $F_{xy} = 800 \text{ kN}$ $F_z = -32.014 \text{ kN} / -36.148 \text{ kN}$ $M_{xy} = 102.710 \text{ kNm}$ N/A/T: $F_{xy} = 1.560 \text{ kN}$ $F_z = -32.014 \text{ kN} / -36.148 \text{ kN}$ $M_{xy} = 197.822 \text{ kNm}$ <small>alle Lasten ohne Teilsicherheitsbeiwert ($\gamma_F = 1,0$)</small>
Zulässige Schiefstellung (max. infolge Baugrundsetzung in 25 Jahren, bezogen auf Fundamentdurchmesser)	$\Delta s \leq 40 \text{ mm}$

Tabelle 12: Flachgründung - Anforderungskriterien

Weiterhin sind einschlägige DIN-Normen und Regelwerke zu beachten.

Auf der Grundlage der Bodenkennwerte und Lastanforderungen wurden Grundbruch- und Setzungsprognosen sowie Nachweise gegen Gleiten und Kippen mit Hilfe des Programmes "GGU - Footing" erstellt, dessen Rechnerausdrucke in den **Anlagen 4.1 bis 4.4** ersichtlich sind.

Die in der Berechnung eingesetzten Belastungswerte sind gemäß den Vorgaben des Fundamentdatenblattes berücksichtigt worden (Tabelle 12). Die Belastungswerte beziehen sich auf Unterkante Fundament.

Die Lasten der Gesamtkonstruktion werden zur Verbesserung der Tragfähigkeitseigenschaften bzw. zur Vergleichmäßigung der Lastverteilung in einen Bodenaustausch aus mineralischen und nicht bindigen Erdbaustoffen eingeleitet.

Auf der Grundlage der punktuellen Erkundungsfeststellungen wurde die Schichtmächtigkeit für den Standort mit **d = 1,5 m** vorläufig festgelegt.

Für den Bodenaustausch werden folgende mittlere bodenphysikalische Kennwerte bei Verwendung eines mineralischen Gesteins der Bodengruppe GW und Gewährleistung einer dichten Lagerung abschätzend erwartet:

γ / γ'	=	19,0 / 12,0 kN / m ³	Wichte
ϕ	=	37,5 °	Reibungswinkel
c	=	0,0 kN / m ²	Kohäsion
E_s	=	100.000 kN / m ²	Steifemodul

Für den anstehenden Untergrund bis in die Tiefe der Lasteinwirkung werden folgende Kennwerte **-als Mittelwerte-** angesetzt:

γ / γ'	=	26,0 / 16,0 kN / m ³	Wichte
ϕ	=	35,0 °	Reibungswinkel
c	=	0,0 kN / m ²	Kohäsion

Der statische Steifemodul wurde gemäß Abschnitt 5.8 - "Geophysik- MASW und Refraktionsseismische Messungen" wie folgt abgeleitet:

Tiefe [m]	E _{s,max} [MN/m ²]
1,0	160
2,2	460
3,4	> 500
6,5	> 500



Bis Tiefe von 2 m wird der Untergrund durch Bodenaustausch verbessert, so dass nur die unteren beiden Tiefenbereiche angesetzt wurden. Diese können zusammengefasst werden.

Berechnet wurden gemäß dem Datenblatt die Lastfälle: "NTM DLC D.3" und "N / A / T", jeweils mit / ohne Auftrieb.

Die nachstehende Tabelle 13 enthält die Ergebnisdarstellung.

Programm-berechnung	WEA 06
Setzungen: in cm	mit / ohne Auftrieb NTM DLC D.3: $s = 0,11 - 0,55 / 0,15 - 0,59$ N / A / T: $s = 0,02 - 0,80 / 0,03 - 0,81$
Zul. Schiefstellung: $\Delta s \leq 40 \text{ mm}$ bei $D = 22,00 \text{ m}$ (Kantenlänge Ersatzfläche) $22,00 / 0,04 = 1 : 550$	mit / ohne Auftrieb NTM DLC D.3: $1 : 4.250 / 1 : 4.245 < 1 : 550$ N / A / T: $1 : 2.371 / 1 : 2.383 < 1 : 550$
Grundbruchsicherheit: Ausnutzungsgrad $\mu = V_d / R_d$ $\leq 1,0 \rightarrow$ Nachweis erbracht!	mit / ohne Auftrieb NTM DLC D.3: $\mu = 0,108 / 0,072 \leq 1,0$ N / A / T: $\mu = 0,447 / 0,204 \leq 1,0$
Gleitwiderstand: Ausnutzungsgrad $\mu = T_{t,d} / R_{t,d}$ $\leq 1,0 \rightarrow$ Nachweis erbracht!	mit / ohne Auftrieb NTM DLC D.3: $\mu = 0,053 / 0,047 \leq 1,0$ N / A / T: $\mu = 0,103 / 0,092 \leq 1,0$

Tabelle 12: Geotechnische Standsicherheitsnachweise - Programmberechnung

Die Programmberechnung hat unter den gegebenen Lastbeanspruchungen für die betrachteten Lastfälle jeweils zulässige Setzungsverformungen nachgewiesen.

Grundbruchsicherheit, Kippsicherheit und Gleitwiderstand sind ausreichend.

Die Resultierende liegt im Lastfall N / A / T "mit und ohne Auftrieb" im 2. Kern. Hierdurch ist in der Sohle eine **"klaffende Fuge"** vorhanden.

Bei Kreisringfundamenten wird das Auftreten einer klaffenden Fuge durch konstruktive Maßnahmen im Bereich des Fundamentkerns verhindert. Zu diesem



Zweck erhalten die Fundamente eine kreisringförmige Aussparung sowie eine Betonsohle und kompressible Einlage.

Für die Fundamenteinspannung zwischen Fundament und Baugrund ist eine dynamische Mindestdrehfedersteifigkeit in der Größenordnung entsprechend Tabelle 11 zu bestätigen. Die Vorgaben beinhalten ferner, dass sich die erforderlichen dynamischen Steifemodule in Abhängigkeit von Fundamentgeometrie und Querdehnzahl ergeben. Die Anforderungen gelten für jede Baugrundsicht im Lasteinflussbereich des Fundamentes.

Die dynamischen Steifemodule $E_{dyn.}$ ($E_{oed,dyn.}$) und die Poissonzahl ν liegen der Ergebnistabelle 9 aus dem Abschnitt Abschnitt 5.8 - "Geophysik- MASW und Refraktionsseismische Messungen" zugrunde. Berücksichtigt wurden die unteren beiden Schichtzeilen.

Tiefe [m]	v_p [m/s]	v_s [m/s]	ρ [kg/m ³]	ν	K_{max} [MN/m ²]	$G_{d,max}$ [MN/m ²]	G_d [MN/m ²]	$E_{s,d,max}$ [MN/m ²]
1,0	820	466	1700	0,26	651	369	129	400
2,2	1040	470	2400	0,37	1889	530	186	909
3,4	1280	510	2600	0,41	3358	676	237	1490
6,5	1590	565	2600	0,43	5466	830	290	2300

- d : Tiefe UK Schicht
- v_p : Kompressionswellengeschwindigkeit
- v_s : Scherwellengeschwindigkeit
- ρ : Angenommene Dichte
- ν : Poissonzahl
- K_{max} : dynamisches Kompressionsmodul für sehr kleine Dehnungen
- G_{max} : dynamisches Schermodul/Schubmodul für sehr kleine Dehnungen
- G_d : dynamisches Schermodul/Schubmodul für realistische Dehnungen (rel. Verformung $\sim 10^{-4}$)
- $E_{s,max}$: dynamisches Steifemodul für realistische Dehnungen

Die nachfolgende Tabelle enthält das Nachweisergebnis der nach Excel - Kalkulation berechneten Werte.

WP Romrod - Zell				Nachweis Drehfedersteifigkeit								
Datum	22.03.2019											
Turmtyp	E-138, 160m NH											
Gründungsart	FlmA			Standort	WEA 06				12.500	100.000	Sollwerte	
Schichten unter Fundament:	Innerer Reibungswinkel	Lagerung / Konsistenz	UK Schicht von GOK (m)	Schichthöhe (m)	EOed,stat (MN/m ²)	EOed,dyn (MN/m ²)	stat. Querdehnzahl	dyn. Querdehnzahl	Fundamentradius (m)	Kappa phi, stat (MN/rad)	Kappa phi, dyn (MN/rad)	Bemerkung
UK Sauberkeitsschicht			0,5						10,91			
Bodenaustausch	37,5	sehr dicht	2,00	1,50	100	300	0,28	0,28	10,91	146.643	440.882	ausreichend
Basalt (1. Schichtzone)	35	sehr dicht	3,40	1,40	500	1490	0,30	0,41	12,06	956.968	1.802.364	ausreichend
Basalt (2. Schichtzone)	35	sehr dicht	30,00	26,60	500	2300	0,30	0,43	13,04	1.209.788	2.930.931	ausreichend

Tabelle 13: Dynamische Drehfedersteifigkeit - statischer / dynamischer Steifemodul

Die geforderten Mindestwerte gemäß Tabelle 11 werden rechnerisch eingehalten.

Der anstehende Baugrund muss die in der o.s. Tabelle aufgeführten max. charakteristischen Kantenpressung aufnehmen:

max. Kantenpressung	E-138 EP3, 160 m NH
aufnehmbarer charakteristischer Sohldruck:	erforderlicher charakteristischer Sohldruck:
Bodenaustausch *	
$\sigma_{k,zul} \geq 400 \text{ kN / m}^2$	$\sigma_{k,vor} = 360 \text{ kN / m}^2$

* Voraussetzung: Ersatz unter Verwendung von weitgestuften mineralischen Erdbaustoffen der Bodengruppe GW in optimaler Verdichtung ($D_{pr} = 103\%$).

Tabelle 13: Gegenüberstellung aufnehmbarer / erforderlicher Sohldruck

Der aufnehmbare Sohldruck wird somit unterschritten.

Die Anlage kann gemäß den Nachweisen in den Bodenaustausch gegründet werden.

6.6 Erdarbeiten, Baugrubenabnahme

Die Abgrabungen zur Herstellung der Baugrube orientiert sich an den örtlichen Gegebenheiten. Die Tiefe ergibt sich durch die erforderliche Bodenaustauschmächtigkeit und den Geländebeziehungen.

Für die erdbautechnischen Arbeiten ist zu beachten, dass die Möglichkeit der freien Bodenabschachtung nur unter Einhaltung einer dem anstehenden Boden angepassten Abflachungsneigung erfolgen kann. Für die Anlegung der Baugrubenböschung wird eine Profilierung unter $\beta = 60^\circ$ vorgeschlagen.

Auf die Beachtung der DIN 4124 - "Baugruben und -gräben" - sowie der einschlägigen Unfallschutzvorschriften wird hingewiesen. Sollten Labilisierungen der Böschungswandungen beobachtet werden, sind diese unverzüglich durch abflachende Nachprofilierungen oder andere geeignete Stützmaßnahmen zu sichern.

Die Abgrabungen zur Profilierung der Baugrube sind zweckmäßigerweise mit leistungsfähigem Tieflöffelbaggergerät und Arbeitsstand in OK Gelände vorzunehmen. Der Baugrubenaushub greift in verwitterte basaltische Gesteine unterschiedlicher, teils kiesig - plattiger Zersatzbildungen ein. Hier sollte vorsorglich mittelschweres Tieflöffelbaggergerät mit Felszähnen eingeplant werden.

Nach der Profilierung der Baugrube ist das Erdplanum intensiv "kreuzweise" mit schwerer Vibrationswalze zu verdichten.



Entlang der oberen Baugrubenränder wird die Einhaltung eines lastfreien Schutzstreifens von $\geq 1,50$ m empfohlen.

Durch Niederschlagseinfluss aufgeweichte Böden sind vollständig auszukoffern und in Erdbauweise zu ersetzen.

Unmittelbar nach Fertigstellung ist das Planum vom Baugrundsachverständigen abzunehmen.

Anschließend, bzw. nach Durchführung der Bodenaustauschmaßnahmen erfolgt unverzüglich das Aufbringen der Betonsauberkeitsschicht zur Versiegelung der Fundamenteufstandsfläche. Es sollte berücksichtigt werden, dass u.U. innerhalb der Gesteinsstrukturen eine saubere Profilierung naturgemäß nicht gewährleistet werden kann, so dass mit entsprechenden Mehraufwendungen des Sauberkeitsbetons zu rechnen ist.

6.7 Wasserhaltung

Nach den Erkundungsergebnissen ist bis in Tiefe der effektiven Fundamenteinbindung kein Grundwasser angetroffen worden.

Bei ungünstigen Witterungsverhältnissen (z.B. langandauernde Niederschläge) können jedoch örtlich begrenzte Schicht-, Sicker- und Tagwässer nicht ausgeschlossen werden. Hierdurch kann eine Behinderung der erd- und gründungstechnischen Arbeiten eintreten.

Wasserhaltungsmaßnahmen sind grundsätzlich an die örtlichen Verhältnisse anzupassen.

Zur Auffangung und Ableitung von Wasserzuläufen wird zweckmäßigerweise der Einsatz von leistungsfähigen, schwimmergeschalteten Schmutzwasserpumpen vorgeschlagen, die randlich und außerhalb des Fundamentgrundrisses in vertiefte Gruben (als Pumpensumpf) eingestellt werden.

Die Anzahl richtet sich nach der Intensität des Zulaufes, welche im jahreszeitigen Klimaverlauf unterschiedlich ausfallen kann. So wird in den Sommermonaten mit geringeren und in den Winter- und Frühjahrsmonaten mit deutlich vermehrten Bodenwasseraufkommen zu rechnen sein.

Erforderlichenfalls ist entlang des Baugrubenrandes ein Drainagegraben außerhalb des Fundamentlasteinflussbereichs (45° ab äußerem Fundamentrand) mit einem pumpen- (vorflut-)seitigen Gefälle anzulegen.

6.8 Bodenaustausch

Der Standort benötigt zur Verbesserung der Tragfähigkeitseigenschaften einen Bodenaustausch. Die Schichtmächtigkeit richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen. Gemäß dem Untersuchungsbefund sollte abschätzend mit einer Schichtdicke von $d = 1,5$ m gerechnet werden. Die endgültige Austauschmächtigkeit wird gemeinsam mit dem Baugrundsachverständigen vor Ort festgelegt.

Aufgrund der Anforderungen sollten ausschließlich mineralische und raumbeständige Brechkorngemische in gleichmäßiger Kornabstufung zur Verwendung zugelassen werden (z.B. Körnung 0 - 32, 0 - 45 oder 0 - 56 mm). Der Einbau erfolgt dabei prinzipiell in Lagen von höchstens $d = 0,30$ m und Verdichtung je Lage.

Auswahl, Einbau und Verdichtung der Erdbaustoffe erfolgen zweckmäßigerweise in Anlehnung an die

- **ZTV V - SoB - StB 04**
"Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"
- **TL SoB - StB 04**
"Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"

Es sollten vorzugsweise ortstypische Baumaterialien zur Verwendung vorgesehen werden. Recycling - Material ist nur zuzulassen, wenn es den o.s. Richtlinien entspricht und umweltverträglich ist (ausschließlich Z 0 - Material).

Die Erdbaustoffe sind ab Fundamentrand im Lastausbreitungswinkel von 45° nach unten einzubauen. Zur Gewährleistung der ausreichenden Verdichtung am Fundamentrand ist zusätzlich eine Verbreiterung der mineralischen Schicht auf mindestens $b = 0,50$ m zu empfehlen. Die Verdichtung ist je Einzeleinbaulage intensiv und "kreuzweise" durchzuführen.

Als Verdichtungsziel sollte nachgewiesen werden:

$D_{pr} \geq 103$ % Proctor

oder ersatzweise

$E_{v2} \geq 120$ MN / m² Verformungsmodul
 $E_{v2} / E_{v1} \leq 2,2$ Verdichtungsverhältnis

Der Nachweis erfolgt durch Lastplattendruckversuche nach DIN 18134. Die erreichte Verdichtung wird im Rahmen einer Fremdprüfung empfohlen. Einbau, Verdichtung



und Kontrolle erfolgt grundsätzlich mit dem Baugrundsachverständigen in enger Abstimmung.

6.9 Frischbetoneigengewicht

Die Baugrundbedingungen sind bei Einhaltung und Prüfung der Empfehlungen sowie nach Freigabe durch den Baugrundsachverständigen geeignet, die Belastung aus dem Frischbetoneigengewicht des Fundamentes schadlos aufzunehmen.

Das Fundament kann somit in einem Durchgang betoniert werden.

6.10 Arbeitsraumverfüllung; Fundamentüberschüttung

Bei der Heraushebung des Fundamentes in Höhe des Geländes entsteht kein Arbeitsraum. Lediglich die oberen 0,5 m ab Geländeniveau am Anlagenmittelpunkt erfolgen durch Einbindung des Fundamentes.

Angaben zur erforderlichen Mindestwichte für die Böden der Fundamentüberschüttung sind in dem vorgelegten Fundamentdatenblatt nicht enthalten. Nach telefonischer Auskunft von Fa. Enercon sei eine Fundamentüberschüttung für den geplanten Anlagentyp aus statischer Sicht nicht zwingend erforderlich und werde dem Auftraggeber freigestellt. In der Vergangenheit war die Fundamentüberschüttung ein Bestandteil der Anlage. Die Erdauflast musste ein Eigengewicht von 18,0 kN / m³ (im Trockenzustand) erreichen. Da es sich bei dieser Anlage um einen neuen Typ handelt, dessen Datenblätter in stetiger Überarbeitung durch den Hersteller (ENERCON GmbH) sind, ist die Plausibilität dieser Angabe zu prüfen und mit den aktuellsten Datenblättern abzugleichen.

Zur Andeckung des oberen Überschüttbereichs eignen sich Lehmböden, die zur raschen Abführung von Oberflächenwässern geglättet und mit Gefälle vom Anlagenmittelpunkt weg profiliert werden sollten.

Als Schichtdicke der Einzeleinbaulage wird $d < 0,25$ m vorgeschlagen.

Eine Kontrolle und Bestätigung der anlagenherstellerseitigen Vorgaben wird erforderlich.

7. Zuwegung

Der Standort wird von Süden her kommend über eine bereits bestehende und ausgebaute Zuwegung erreicht. Für die direkte Anbindung des Anlagenstandortes



wird von hier aus wird bis zum Aufstellungsort der Bau einer unmittelbaren Zuwegung benötigt. Diese quert landwirtschaftliche Betriebsflächen.

Für den Fahrweg und die unmittelbare Zuwegung ist zu beachten, dass diese während der Bauphase durch häufig wiederkehrenden Schwerlastverkehr beansprucht werden. Bei entsprechenden Belastungen können erhebliche Einsenkungen und Rinnenbildungen auftreten. Insbesondere im Verlauf niederschlagsreicher Zeiten stellen sich entlang der Fahrflächen ggf. tiefgründige Aufweichungen ein, die dann nicht mehr befahrbar bzw. ungehindert nutzbar sind.

Für Verkehrsflächen wird der Aufbau einer durchgehenden, dauerhaft nutzbaren und frostsicheren Oberflächenbefestigung benötigt. Die Tragfähigkeit und Befahrbarkeit müssen auch im Falle von starken Regenfällen gegeben sein.

Um die Anforderungen zu erfüllen, müssen in den betroffenen Abschnitten entsprechende bautechnische Maßnahmen eingeleitet werden. Die Ausbaubreite der Fahrwege, einschließlich der Bankette richtet sich nach den Vorgaben des Anlagenherstellers.

Generell gilt, dass die Wege anforderungsgerecht ertüchtigt werden müssen. Dies betrifft u.a. Maßnahmen zur Verbreiterung sowie Aufweitungen der Fahrwege in Kurvenbereichen.

Vorläufige anlagenherstellerseitige Vorgaben bzw. Anforderungen finden sich in der Spezifikation - "PLM-SiteL-SP042-E-138 EP3_160 m HAT-Rev002de-de" vom 03.09.2018 ("Prototypenstatus").

U.a. müssen gemäß den Vorgaben des Anlagenherstellers für Zuwegungen folgende Bedingungen erfüllt sein:

Untere Tragschicht	$D_{pr} \geq 100 \% / E_{v2} / E_{v1} \leq 2,3$
Obere Tragschicht	$D_{pr} \geq 100 \% / E_{v2} / E_{v1} \leq 2,3$

Die Prüfung erfolgt mittels Lastplattendruckversuchen nach DIN 18134.

Die Deckschicht soll möglichst gleichmäßig mit einer Überhöhung von mindestens 10 cm zum anliegenden Gelände eingebaut werden. Dazu sollte eine Mindestschichtstärke von 25 cm eingehalten werden.

Zur Niederschlagsabführung wird randlich des Weges (hangseitig) der Einbau einer Drainage erforderlich. Zu diesem Zweck sind Gräben zu profilieren, in denen Drainageleitungen DN 100 mm im Gefälle von mindestens $I = 1\%$ verlegt werden. Die Drainagen sind allseitig $d = 0,15$ m mit filterwirksamen Kiessand zu ummanteln und vorflutseitig rückstaufrei abzuleiten.



Im Tiefenbereich der Zuwegung wurde punktuell eine kleinkalibrige Rammkernsondierung (RKS 6) durchgeführt (s. Lageplankennzeichnung **Anlage 1**). Die Ergebnisse sind im Abschnitt 5.2 - "Erkundeter Bodenaufbau" beschrieben.

Danach stehen unterhalb des geländeabdeckenden Oberbodens ($d = 0,20$ m) quartäre Schuffe in weicher Konsistenz an. Es handelt sich dabei um bindige, feinkörnige Böden der **Bodengruppe UL, UM** oder **UL - UM**. In Anlehnung an die ZTVE - StB ist die Frostempfindlichkeitsklasse **F 3** → **sehr frostempfindlich** zuzuordnen.

Der anstehende Oberboden ist hoch verformungsempfindlich und daher ungenügend tragfähig. Er muss entsprechend seiner ausgebildeten Schichtdicke vollständig abgetragen werden.

Unter Berücksichtigung der Belastungsklasse Bk3,2 (abschätzend angenommen) nach RStO 12, beträgt der Ausgangswert für die Bestimmung der Mindestdicke des frostsicheren Oberbaus $d = 0,60$ m (Tab. 6).

Für die Oberkante der Deckschicht wird eine Tragfähigkeit von $E_{v2} \geq 100$ MN / m² und $E_{v2} / E_{v1} \leq 2,3$ empfohlen. Voraussetzung hierfür ist neben dem Herstellen einer ausreichenden Schichtdicke die Verwendung geeigneter Erdbaustoffe.

Für die Materialgüte, Beschaffenheit, Einbau sowie Verdichtung der frostsicheren Oberbaukonstruktion (Deck- und Tragschicht = Frostschutzschicht) sollte in Anlehnung an folgende Richtlinien verfahren werden:

- **ZTV V - SoB - StB 04**
"Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"
- **TL SoB - StB 04**
"Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"

Generell sollten gleichmäßig kornabgestufte, einbau- und verdichtungsfähige, frostsichere und -beständige sowie raumbeständige Brechkorngemische gewählt werden.

RC - Materialien können nur zugelassen werden, wenn sie bestimmungsgemäß geeignet und umweltunbedenklich sind (besondere Freigabe erforderlich!).

Für die Verbreiterungen und den Ausbau der Kurvenradien ist überall dort, wo Oberboden angetroffen wird, dieser aufgrund seiner hoch verformungsempfindlichen Eigenschaften entsprechend seiner ausgebildeten Schichtstärke vollständig abzuschleifen. Zum Erreichen einer frostsicheren Gesamtaufbaustärke sind bei Erfordernis oberflächennahe, plastisch reagierende und/oder aufgeweichte Böden



entsprechend der notwendigen Schichtdicke auszukoffern. Dies gilt auch für den Bau von unmittelbaren Zuwegungen.

Werden entlang der neu zu bauenden Bautrasse aufgeweichte Böden im Planum vorgefunden, müssen diese vollständig entfernt und in erdbauweise ersetzt werden.

Freigelegte Planien sind zur raschen Abführung von Niederschlagswässern mit einem einseitigen Gefälle von wenigstens 3 % zum Wegrand hin glättend zu profilieren sowie intensiv statisch zu verdichten (Glattmantelwalze 4 bis 6 überlappende Übergänge). Der Verdichtung sollten mindestens 3 Tage niederschlagsfreies Wetter vorausgegangen sein.

Zur Vermeidung von Vernässungen am seitlichen Rand sollte erwogen werden, eine Entwässerungseinrichtung in Form eines Grabenprofils und Ausbildung eines vorflutseitigen Gefälles herzurichten. Hierdurch soll vermieden werden, dass das anfallende Niederschlagswasser zu einer Aufweichung des Planums führen kann. Dies gilt auch für den Endzustand.

Für die Gründung der unmittelbaren Zuwegung ist ein Mindestverformungsmodul für das Planum von $E_{v2} = 45 \text{ MN} / \text{m}^2$ vorauszusetzen. Dies entspricht im Übrigen auch den Richtlinien der ZTVE - StB, Abschn. 4.5. Das Leistungsmerkmal wird durch den Lastplattendruckversuch nach DIN 18134 ermittelt. Hiervon ausgehend wird auf dem Planum im Bauzustand ein ausreichend tragfähiger Untergrund abgeleitet.

Eine erfahrungsgemäß getroffene Abschätzung, ob der geforderte Wert in den anstehenden Böden mit Sicherheit erreicht werden kann, ist im Vorfeld nicht zweckmäßig und sollte daher grundsätzlich einer flächendeckenden Prüfung vorbehalten werden.

Können die Anforderungen des Mindestverformungsmoduls nicht bestätigt werden, und dies wird anhand der festgestellten Konsistenzabminderung in den überwiegenden Flächenabschnitten zu erwarten sein, bietet sich ein Bodenaustausch und Ersatz durch gleichmäßig kornabgestufte sowie einbau- und verdichtungsfähige mineralische Erdbaustoffe an.

Die erforderliche Austauschdicke und deren Optimierung sollte in einem integrierten Prüffeld ermittelt und festgelegt werden.

Um hinsichtlich der Tragfähigkeitseigenschaften eine Optimierung von Bodenaustauschböden zu ermöglichen, kann zwischen dem Planum und der darüber einzubauenden Tragschicht der Einbau eines Geogitters mit aufkaschiertem Vlies des Typs TENAX GT HM 3 vorgesehen werden. Die Verbundmatte ist nach *"Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus"*, Ausgabe 2005, zu verlegen. Ein Befahren ist nicht zulässig und im Vor - Kopf - Verfahren zu beschütten.



Alternative: Als Alternative zum Bodenaustausch kann eine Verfestigung des Untergrundes durch Einfräsen von Kalk / Zement (ggf. als Mischbinder) in Erwägung gezogen werden (Hauptziel: Langzeitwirkung). Zu diesem Zweck erfolgt das Einfräsen von 6 % Kalkzementgemisch (Mischbinder mit 70 % Zement) bis in Tiefe von 0,40 m. Bei Annahme einer Trockendichte von $\rho_d = 1,65 \text{ kg / cm}^3$ ergibt sich für die Einfrästiefe von 0,40 m ein Mischbinderbedarf von abschätzend 40 kg / m^2 . Konkrete Zugabemengen lassen sich jedoch nur durch Laborversuche bestimmen.

Die Bodenverfestigung ist nach dem Fertigerprinzip zu empfehlen. Bei diesem Bauverfahren werden Spezialfräsen in Kombination mit Misch- und Dosiergeräten für die Bodenaufbereitung eingesetzt, welche die Arbeitsphasen Fräsen und Aufnehmen des Bodens, Zerkleinern und Homogenisieren, Einmischen des Bindemittels und des Zugabewassers mit dosierter Steuerung, Absetzen des Fertigen Boden - Bindemittel - Gemisches in sich vereinigen.

Auf eine besonders sorgfältige Einarbeitung des Bindemittels und Homogenisierung des Boden - Bindemittel - Gemisches ist unbedingt zu achten. Dabei ist der Boden so aufzureißen und zu zerkleinern, dass abgesehen von Kies- und Steinanteilen augenscheinlich $\geq 80 \%$ der Bodenklumpen $< 8 \text{ mm}$ sind. Die Bodenklumpen müssen auch im Innern durchfeuchtet sein. Der Wassergehalt des Bodens sollte dem für Einbau und Verdichtung erforderlichen Wassergehalt, welcher im Rahmen der Eignungsprüfungen mittels Proctorversuch zu bestimmen ist, entsprechen.

Müssen die zu verfestigten Böden angefeuchtet werden, so ist dies so rechtzeitig vorzunehmen, dass sich vor dem Einbringen des Bindemittels eine gleichmäßige Durchfeuchtung der Bodenklumpen eingestellt hat. Der Boden ist so lange zu homogenisieren bzw. zu mischen, bis in der gesamten Schicht eine gleichmäßige Färbung und ein gleichmäßiger Wassergehalt erreicht sind.

In Anlehnung an die ZTVE - StB ist bei derart verfestigten Böden ein Verformungsmodul von $E_{v2} = 70 \text{ kN / m}^2$ nachzuweisen. Boden der ehemaligen Frostempfindlichkeitsklasse F 3 kann dann der Klasse F 2 \rightarrow gering bis mittel frostempfindlich zugeordnet werden.

Es wird angeraten, die baubegleitenden Kontrollprüfungen entlang der Trassenabschnitte durch das Büro des Baugrundsachverständigen oder einem anderen öffentlich bestellten und vereidigten Sachverständigen durchführen zu lassen.

Alle weiteren Anforderungen regelt die anlagenherstellerseitige Spezifikation zum Wegebau.

8. Kranstell- und Vormontagefläche

Kranstell- und Vormontageflächen unterliegen einer besonderen Beanspruchung. Insbesondere die Kranstellflächen werden im Hinblick auf die eingesetzten Hebefahrzeuge durch hohe Sohlrücke beansprucht.

Der Untergrund muss gewährleisten, dass infolge der Beanspruchungen keine unzulässigen Schiefstellungen auftreten können. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die Lastbeanspruchung in die angrenzende Arbeitsraumverfüllung des Fundamentes hineinreicht. Zudem gelten die Anforderungen analog zu den Zuwegungen sinngemäß. Dies betrifft vor allem die Dauerhaftigkeit der Eigenschaften und Beschaffenheit sowie die Frostsicherheit.

Anlagenherstellerseitige Anforderungen umfassen folgende Tragfähigkeitsbedingungen u.a.:

Kranstellfläche

Untere Tragschicht	$D_{pr} \geq 100 \% / E_{v2} / E_{v1} \leq 2,3$
Obere Tragschicht	$D_{pr} \geq 103 \% / E_{v2} / E_{v1} \leq 2,3$

Vormontagefläche

Untere Tragschicht	$D_{pr} \geq 100 \% / E_{v2} / E_{v1} \leq 2,3$
Obere Tragschicht	$D_{pr} \geq 103 \% / E_{v2} / E_{v1} \leq 2,3$

Gemäß den Herstellerangaben erfolgen Prüfungen mittels Lastplattendruckversuchen nach DIN 18134.

Die Anforderungen des Anlagenherstellers sieht weiterhin eine grobkörnige ebene Oberfläche mit einer Deckschicht aus gebrochenem Schüttgut, wie z.B. Schotter oder sonstiger gebrochener Naturstein mit einer Körnungsstärke von 0 - 32, 0 - 45 oder 0 - 56 mm vor. Der Feinanteil darf 5 % nicht überschreiten.

Die Kranstellfläche sollte vom Höhenniveau analog wie die Zuwegung über Geländeoberkante liegen, damit der Ablauf von Oberflächenwasser gewährleistet wird.

Auf der Grundlage der durchgeführten Baugrunderkundung im Bereich der Kranstell- und Vormontageflächen sind die Untergrundverhältnisse gemäß den Beschreibungen im Abschnitt 5.2 - "Erkundeter Bodenaufbau" zu erwarten.

Folgerungen

Der Oberboden ist hoch verformungsempfindlich und daher ungenügend tragfähig. Er muss entsprechend seiner ausgebildeten Schichtdicke vollständig ausgeräumt werden.



Die Bohrungen RKS 3 und RKS 4 haben hingegen ab Basis des Oberbodens bei Tiefe von 0,40 m stark sandigen - stark schluffigen Kies (tertiäre Basalt - Verwitterungszone) in dichter Lagerung angetroffen. Aufgrund der bindigen Nebengemengeanteile ist die Bodengruppe GU* einzuteilen und in die Frostempfindlichkeitsklasse F 3 zuzuordnen.

Für die Gründung der Flächen ist ein Mindestverformungsmodul für das Planum von $E_{v2} = 45 \text{ MN} / \text{m}^2$ vorzugeben. Dies entspricht im Übrigen auch den Richtlinien der ZTVE - StB, Abschn. 4.5. Das Leistungsmerkmal wird durch den Lastplattendruckversuch nach DIN 18134 ermittelt. Hiervon ausgehend wird auf dem Planum im Bauzustand ein ausreichend tragfähiger Untergrund abgeleitet.

Die plastischen Eigenschaften und die geringe Konsistenz der Schluffe ("weich") gewährleisten keine ausreichenden Tragfähigkeitseigenschaften. Auch die in der WEA - benachbarten Erkundungsstelle RKS 3 vorgefundenen bindig durchsetzten Verwitterungskiese sollten nicht genutzt werden, da im Hinblick auf die Lasteinwirkungen unzulässige Verformungen nicht auszuschließen sind.

Aufgrund der erhöhten Flächenbelastungen ist ein Bodenaustausch vorzuschlagen. Die Schichtstärke ist vorab nicht anzugeben und sollte in einem integrierten Prüffeld unter Beteiligung des Baugrundsachverständigen bestimmt werden.

Der Einbau des Bodenaustausches erfolgt aus gleichmäßig kornabgestuften und raumbeständigen Brechkorngemischen in Einzeleinbaulagen von höchstens $d = 0,30 \text{ m}$ und Verdichtung je Lage (analog Zuwegung).

Zur Verbesserung der Tragfähigkeitseigenschaften wird empfohlen, zusätzlich zwischen dem Planum und der Unterkante Bodenaustausch ein Geogitter mit aufkaschiertem Vlies des Typs TENAX GT HM 3 einzubauen. Die Verbundmatte ist nach "*Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus*", Ausgabe 2005, zu verlegen. Ein Befahren ist nicht zulässig und im Vor - Kopf - Verfahren zu beschütten.

Voraussetzung für das Erreichen des Verformungsmoduls von $E_{v2} = 120 \text{ MN} / \text{m}^2$ bzw. einer Proctordichte von 103 % in Oberkante Tragschicht ist eine entsprechend dimensionierte Schichtdicke aus geeigneten mineralischen Gesteinen. Material und Zusammensetzung sollte denen der Zuwegung entsprechen. Der durchlaufende Einbau wird mit einer Mindest - Einbaufertigdicke von $d = 0,50 \text{ m}$ vorgeschlagen (bzw. unter Berücksichtigung der Oberbodenmächtigkeit und erforderlichen Geländeüberhöhung).

Alternative: Alternativ zum Bodenaustausch ist ggf. der Aufbau mittels Geozellen auszuführen. Hierbei handelt es sich um dreidimensionale, flexible Wabeneinheiten, bestehend aus mittels Ultraschall verschweißten Streifen (PE-HD). Sie werden am Einsatzort aufgespannt und anschließend mit einem geeigneten Füllmaterial befüllt und verdichtet. Die Zellenwände verhindern dabei das seitliche Ausdehnen des



Füllbodens unter Belastung. Vorteil dieser Technik ist, dass sie einerseits das eingebrachte Füllmaterial gegen hydraulische und mechanische Kräfte schützt, andererseits verleihen sie dem Füllmaterial eine zusätzliche Steifigkeit. Sie ermöglichen somit eine deutliche Traglasthöhung auf wenig tragfähigen Untergrund. Die Bemessung erfolgt durch den Hersteller.

Im Hinblick auf die ungünstigen Untergrundbedingungen wäre auch eine Kombination zwischen Bodenaustausch und Geozellen denkbar.

Vorab ist das Abtragsplanum mit schwerer Walze (empfohlen: 10 to) intensiv in Längs- und Querrichtung sowie überlappenden Übergängen zu verdichten. Der Verdichtung sollte zudem mindestens 3 Tage niederschlagsfreies Wetter vorausgegangen sein.

Wegen der bislang noch unbekanntem Lastgröße des tatsächlich zum Einsatz kommenden Kranes gilt generell, dass das System auf die Belastungssituation abzustimmen ist.

Aufgrund umfangreicher Erfahrungen wird zur Prüfung und Optimierung der Aufbauten jeweils das Anlegen von Testfeldern zwingend erforderlich.

Das Erdplanum, die eingebauten mineralischen bzw. geogenen Schichten (OK Planum / OK. Bodenaustausch / OK. Bodenverfestigung und OK. Tragschicht) ist durch Lastplattendruckversuche abzunehmen.

Die dauerhafte Standsicherheit der abgenommenen Flächen ist für die Bau- und Betriebszeit sicherzustellen.

Der vorab empfohlene Aufbau der Flächen ist nach Bekanntgabe der tatsächlich zum Einsatz kommenden Krane / Kranlasten (auch Abmessungen der Aufstellflächen) durch Grundbruch- / Setzungsnachweise zu prüfen.

Im Übrigen gelten die Vorgaben des Anlagenherstellers.

9. Schlussbemerkungen

Sollten während der erd- und bautechnischen Arbeiten Abweichungen von den bodenkundlichen Feststellungen vorgefunden werden, bitten wir rechtzeitig um Benachrichtigung. Dies gilt auch bei Änderungen gegenüber den bisherigen Vorgaben.

Das Gutachten gilt nur vollständig und nach Prüfung bzw. Abnahme der Empfehlungen sowie den Hinweisen zur Bauausführung durch den

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik



Baugrundsachverständigen. Wir bitten um Verständnis, dass nur nach örtlicher Prüfung während der bautechnischen Arbeiten Gewähr für die Richtigkeit des Gutachtens sowie der umgesetzten Baugrundbeurteilungen übernommen werden kann.

Die geotechnischen Nachweise liegen dem Gründungskonzept des Bodengutachtens in ausführlicher Weise bei. In Anlage 4 ff. sind die Berechnungen für die maßgeblichen Lastfälle dargestellt. Hiermit wird bestätigt, dass die Konformität des Bodengutachtens mit der dazu vorgelegten Typenprüfung in Form der Fundamentdatenblätter besteht.

Die Eingangswerte der Fundamentdatenblätter als Auszug der typengeprüften Serienstatik der Fa. Enercon wurden bei den geotechnischen Nachweisen verwendet. Die zulässigen Beurteilungsgrenzen werden eingehalten.

Für weitere ingenieurgeologische Beratungen stehen wir Ihnen selbstverständlich gerne zur Verfügung.

Aufgestellt: Trendelburg, den 18.04.2019

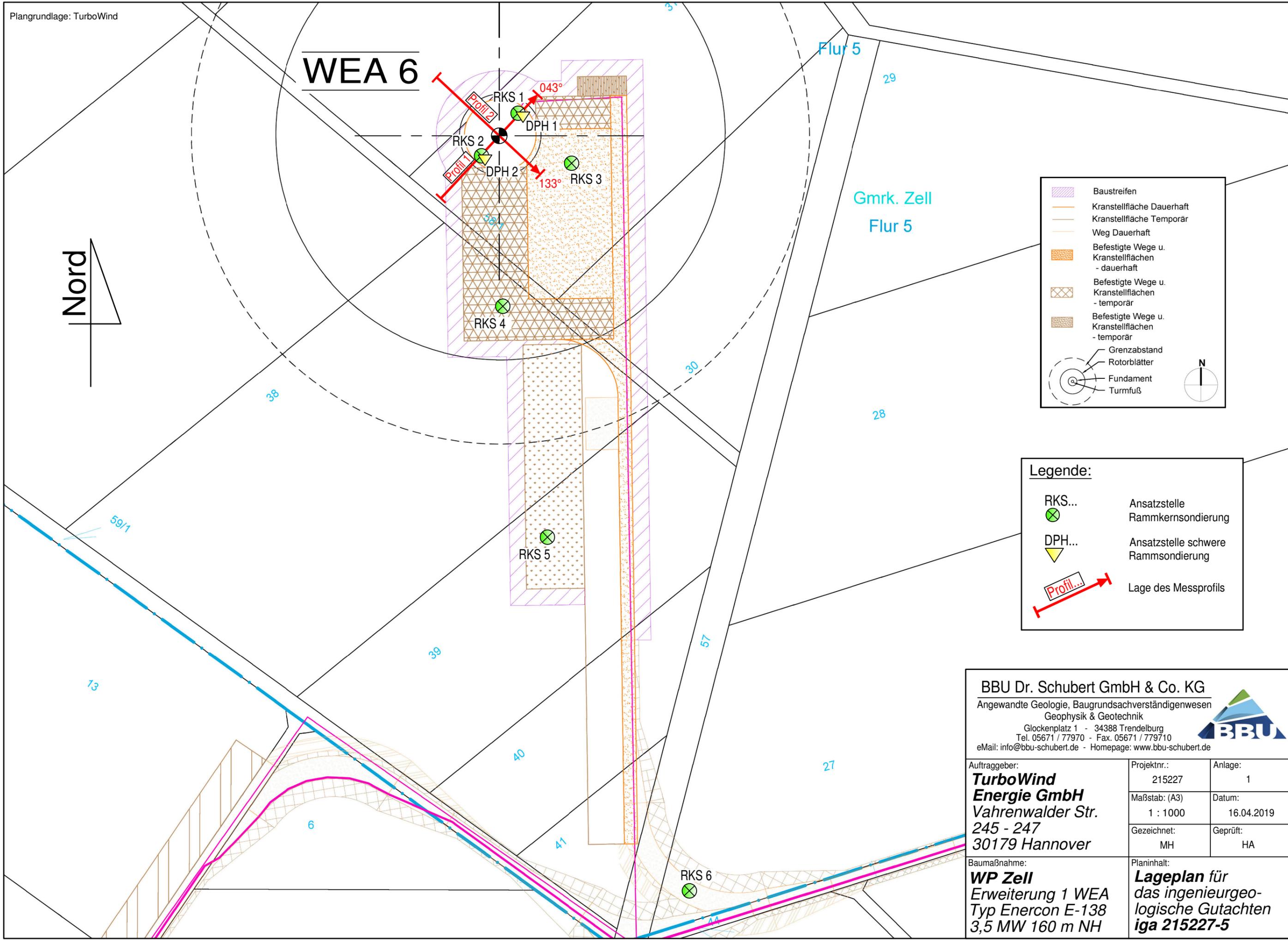
BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
vertreten durch Dr. Schubert, Verwaltungsgesellschaft mbH
Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik
Dr. Claus Schubert
Öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger der IHK KS für das Beststellungsgebiet
2450, Baugrund-Erkundung, -untersuchung & -bewertung
www.bbu-schubert.de

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
vertreten durch Dr. Schubert, Verwaltungsgesellschaft mbH
Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik
M.Sc. Florian Hackmann
Öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger der IHK KS für das Beststellungsgebiet
2450, Baugrund-Erkundung, -untersuchung & -bewertung
www.bbu-schubert.de

-
- | | | |
|---------------------------|---|--|
| Anlage 1 | - | Lageplan mit Einkartierung der Erkundungsstellen und der seismischen Messrichtung sowie Übersichtsplan |
| Anlage 2.1 bis 2.6 | - | Profilbalkendarstellung der Rammkernsondierungen |
| Anlage 2.1 und 2.2 | - | Widerstandslinien der schweren Rammsondierungen |
| Anlage 3 | - | Analysebefund der bauchemischen Bodenbeprobung |
| Anlage 4.1 bis 4.4 | - | Grundbruch- und Setzungsprognose, Kippsicherheit und Gleitwiderstand für Lastfall NTM DLC D.3 und N/AT - mit / ohne Auftrieb |
| Anlage 5 | - | Stellungnahme st215227-40 zur Messung des spezifischen Erdwiderstandes |
-

Wir bitten Sie freundlichst um Beachtung folgenden Hinweises:
Das Kopieren und Weiterleiten des Gutachtens an Dritte ist weder vollständig noch auszugsweise **ohne ausdrückliche schriftliche Zustimmung des Entwurfsverfassers** zulässig. Dies gilt insbesondere auch für die elektronische Verbreitung digitaler Dateien über Datenträger oder Internet.

WEA 6



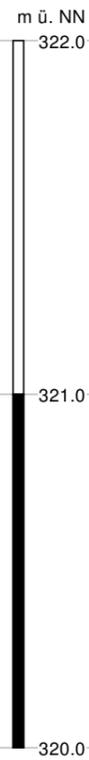
	Baustreifen
	Kranstellfläche Dauerhaft
	Kranstellfläche Temporär
	Weg Dauerhaft
	Befestigte Wege u. Kranstellflächen - dauerhaft
	Befestigte Wege u. Kranstellflächen - temporär
	Befestigte Wege u. Kranstellflächen - temporär
	Grenzabstand
	Rotorblätter
	Fundament
	Turmfuß

Legende:

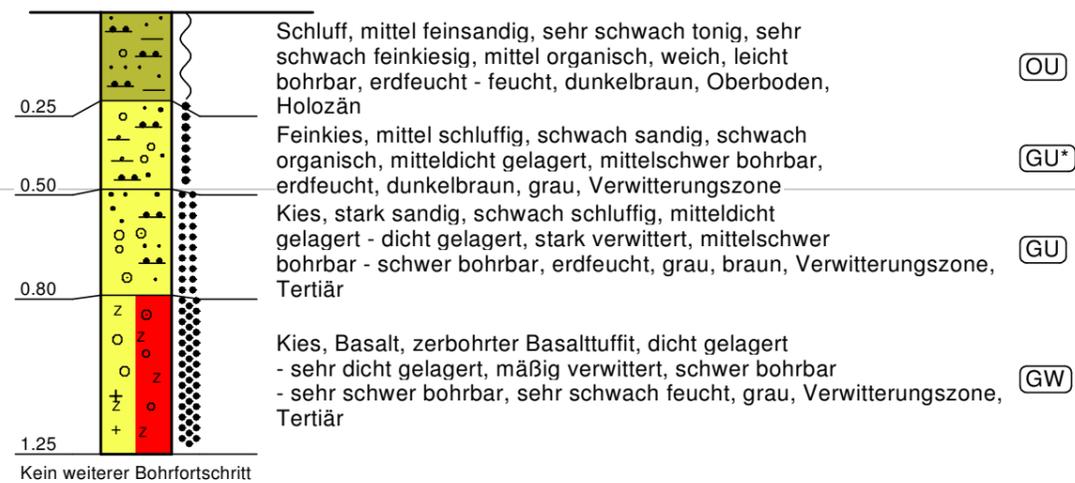
	RKS...	Ansatzstelle Rammkernsondierung
	DPH...	Ansatzstelle schwere Rammsondierung
		Lage des Messprofils

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen Geophysik & Geotechnik Glockenplatz 1 - 34388 Trendelburg Tel. 05671 / 77970 - Fax. 05671 / 779710 eMail: info@bbu-schubert.de - Homepage: www.bbu-schubert.de				
Auftraggeber: TurboWind Energie GmbH Vahrenwalder Str. 245 - 247 30179 Hannover	Projektnr.:	215227	Anlage:	1
	Maßstab: (A3)	1 : 1000	Datum:	16.04.2019
	Gezeichnet:	MH	Geprüft:	HA
Baumaßnahme: WP Zell Erweiterung 1 WEA Typ Enercon E-138 3,5 MW 160 m NH	Planinhalt: Lageplan für das ingenieurgeologische Gutachten iga 215227-5			

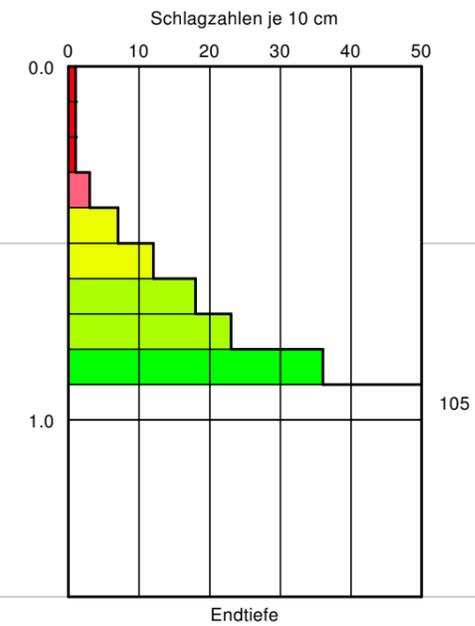
Profil einer Rammkern- und einer Rammsondierung
 Maßstab der Höhe ca.: 1:20



RKS 1
 321,50 m ü. NHN = GOK



DPH 1
 321,50 m ü. NHN



Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten

	weich		Schluff
	mitteldicht		Kies
	dicht		Feinkies
	sehr dicht		Basalt

Hinweise:

GOK am Anlagenmittelpunkt: 321,86 m ü. NN
 UTM-Koordinaten: 32515664.051 / 5620611.530

RKS / DPH 1 liegen ca. 9 m NNO des Mittelpunktes

Feststellungen vom 19.02.2019:
 Sondierlöcher offen,
 kein Grundwasser angetroffen

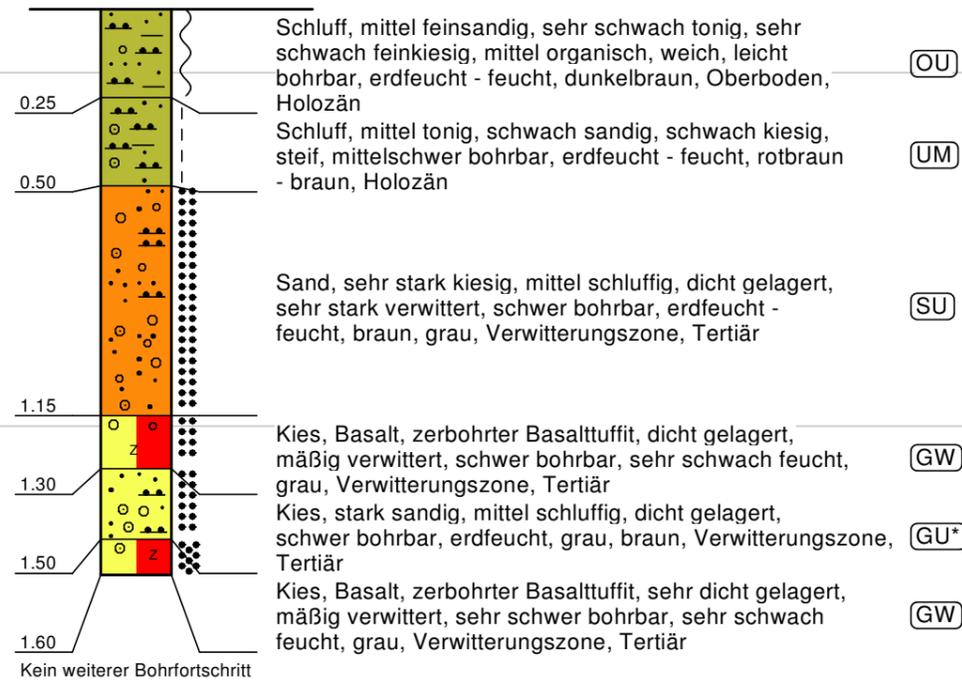
Legende DPH

	sehr locker
	locker
	mitteldicht
	dicht
	sehr dicht

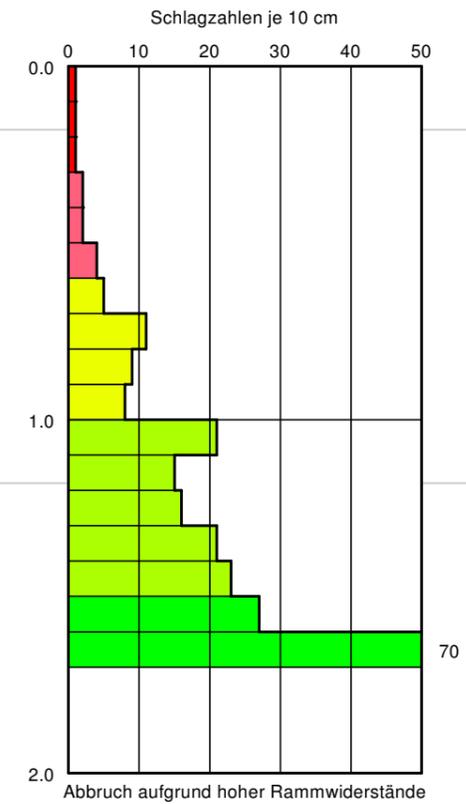
Profil einer Rammkern- und einer Rammsondierung
 Maßstab der Höhe ca.: 1:20

m ü. NN
 323.0

RKS 2
 322,18 m ü. NHN = GOK



DPH 2
 322,18 m ü. NHN



Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten

steif	Schluff
weich	Sand
dicht	Kies
sehr dicht	Basalt

Hinweise:
 GOK am Anlagenmittelpunkt: 321,86 m ü. NN
 UTM-Koordinaten: 32515664.051 / 5620611.530
 RKS / DPH 2 liegen ca. 8,70 m SSW des Mittelpunktes
 Feststellungen vom 19.02.2019:
 Sondierlöcher offen,
 kein Grundwasser angetroffen

Legende DPH

sehr locker
locker
mitteldicht
dicht
sehr dicht

Windpark Zell - WEA 6
 Kranstellfläche

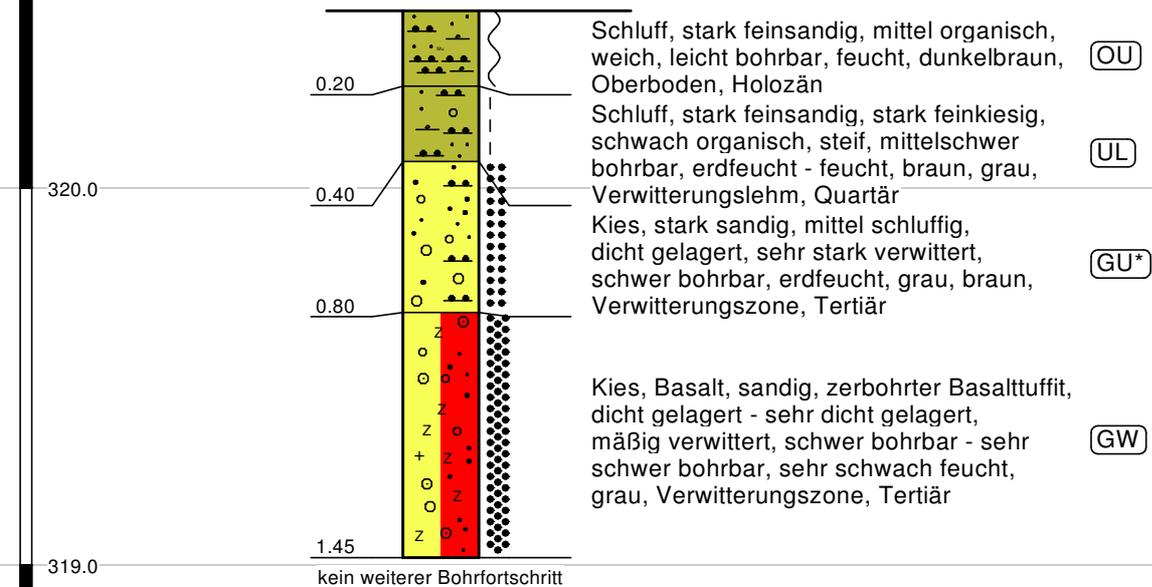
Projektnummer:
 215227-5
 Anlage:
 2.3

Profil einer Rammkernsondierung
 Maßstab der Höhe ca.: 1:20

m ü. NHN
 321.0

RKS 3

320,47 m ü. NHN



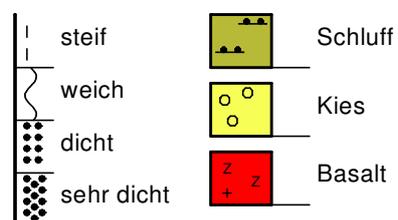
319.0

318.0

Hinweis:

kein Grund- o. Schichtwasser angetroffen
 (19.02.2019)

Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten



Windpark Zell - WEA 6
 Montagefläche

Projektnummer:
 215227-5
 Anlage:
 2.4

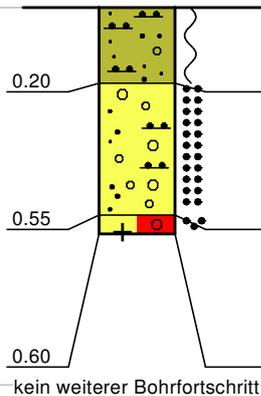
Profil einer Rammkernsondierung
 Maßstab der Höhe ca.: 1:20

RKS 4

0,0 m = GOK

m u. GOK

0.0



Schluff, stark sandig, schwach kiesig,
 mittel organisch, weich, leicht bohrbar,
 erdfeucht, dunkelbraun, Oberboden, Holozän

Feinkies - Mittelkies, stark schluffig,
 mittel sandig, schwach tonig, dicht
 gelagert, mittelschwer bohrbar - schwer
 bohrbar, erdfeucht, braun - rotbraun,
 schwarzgrau, Verwitterungszone

Kies, Basalt, sandig, zerbohrtes Basaltgestein,
 dicht gelagert - sehr dicht gelagert,
 schwer bohrbar - sehr schwer bohrbar,
 sehr schwach feucht, hellgrau, Verwitterungszone,
 Tertiär

OU

GU*

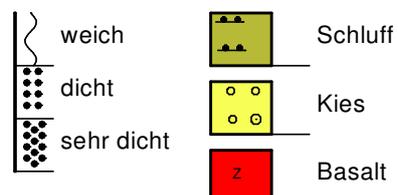
GW

-1.0

kein weiterer Bohrfortschritt

-2.0

Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten



Hinweis:

kein Grund- o. Schichtwasser angetroffen
 (05.04.2019)

Windpark Zell - WEA 6
 Montagefläche

Projektnummer:
 215227-5
 Anlage:
 2.5

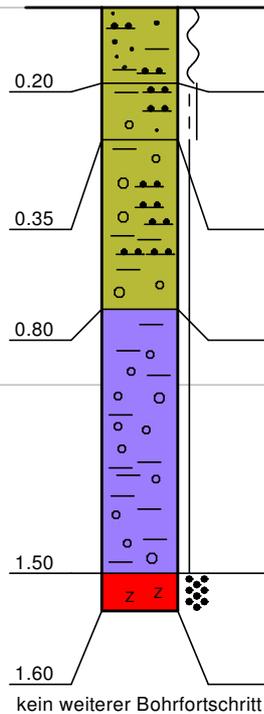
Profil einer Rammkernsondierung
 Maßstab der Höhe ca.: 1:20

RKS 5

0,0 m = GOK

m u. GOK

0.0



Schluff, stark sandig, sehr schwach tonig, mittel organisch, weich, leicht bohrbar, feucht, dunkelbraun, Oberboden, Holozän
 Schluff, mittel tonig, schwach sandig, schwach feinkiesig, steif - halbfest, mittelschwer bohrbar, erdfeucht, braun, ocker, weißfleckig, Verwitterungslehm, Quartär
 Schluff, mittel tonig - stark tonig, feinkiesig - stark mittelkiesig, schwach sandig, halbfest, mittelschwer bohrbar, erdfeucht, rotbraun - braun, Verwitterungszone

OU

UM

UM

Ton, feinkiesig - stark mittelkiesig, stark verwittert, halbfest, schwer bohrbar, erdfeucht, hellbraun - rotbraun, weißfleckig, Verwitterungszone, Tertiär

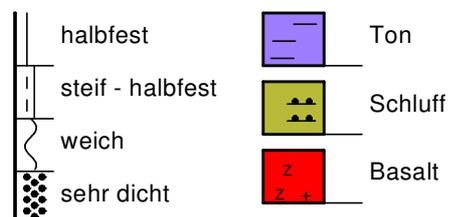
TL - TM

Basalt, dicht gelagert - sehr dicht gelagert, schwach vergewittert, sehr schwer bohrbar, sehr schwach feucht, hellgrau, Verwitterungszone, Tertiär

kein weiterer Bohrfortschritt

-2.0

Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten



Hinweis:

kein Grund- o. Schichtwasser angetroffen
 (05.04.2019)

Windpark Zell - WEA 6
 Zuwegung

Projektnummer:
 215227-5
 Anlage:
 2.6

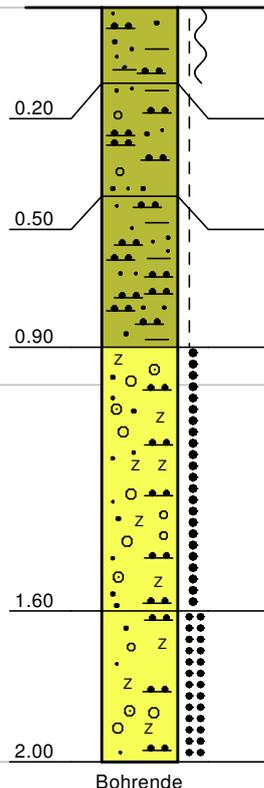
Profil einer Rammkernsondierung
 Maßstab der Höhe ca.: 1:20

RKS 6

0,0 m = GOK

m u. GOK

0.0



Schluff, mittel sandig, schwach tonig,
 mittel organisch, weich - steif, mittelschwer
 bohrbar, feucht, dunkelbraun, Oberboden,
 Holozän

OU

Schluff, mittel sandig, schwach tonig
 - mittel tonig, schwach feinkiesig, steif,
 leicht bohrbar, feucht, ocker, Verwitterungslehm,
 Quartär

UM

Schluff, stark sandig, sehr schwach tonig,
 steif, leicht bohrbar - mittelschwer
 bohrbar, erdfeucht, hellbraun, Verwitterungslehm,
 Quartär

UL

Kies, Basalt, mittel schluffig, mittel
 sandig, mitteldicht gelagert, mäßig verwittert
 - stark verwittert, mittelschwer bohrbar,
 erdfeucht, grau, hellbraun, Verwitterungszone,
 Tertiär

GU*

Kies, Basalt, schluffig, sandig, dicht
 gelagert, schwach vergewittert - stark
 verwittert, schwer bohrbar, erdfeucht,
 grau, braun, Verwitterungszone, Tertiär

GU

-2.0

Bohrende

Hinweis:

kein Grund- o. Schichtwasser angetroffen
 (05.04.2019)

Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten

	steif		Schluff
	weich - steif		Kies
	mitteldicht		Basalt
	dicht		

AGROLAB Labor GmbH, Dr.-Pauling-Str.3, 84079 Bruckberg

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1
Eberschütz
34388 Trendelburg

Datum 05.03.2019

Kundennr. 27055138

PRÜFBERICHT 2862460 - 572323

Auftrag **2862460 215227 -5 WPZell - WEA 06, Windpark Romrod-Zell nahe Ailsfeld (He.)**
Analysennr. **572323**
Probeneingang **27.02.2019**
Probenahme **19.02.2019**
Probenehmer **Auftraggeber (F. Hackmann)**
Kunden-Probenbezeichnung **Boden+Basaltbruch MP1**

Einheit Ergebnis Best.-Gr. Methode

Feststoff

Einheit	Ergebnis	Best.-Gr.	Methode
Analyse in der Gesamtfraktion			keine Angabe
Trockensubstanz	% ° 85,1	0,1	DIN EN 14346 : 2007-03
Sulfat *	mg/kg 854	100	DIN 4030 (mod.)(PL)
Säuregrad n. Baumann-Gully *	ml/kg 7	1	DIN 4030-2 : 2008-06

Die Analysenwerte der Feststoffparameter beziehen sich auf die Trockensubstanz, bei den mit ° gekennzeichneten Parametern auf die Originalsubstanz.

Agrolab-Gruppen-Labore

Untersuchung durch

(PL) AGROLAB Standort Plauen, Jößnitzer Str. 113, 08525 Plauen

Methoden

DIN 4030 (mod.)

Beginn der Prüfungen: 27.02.2019

Ende der Prüfungen: 05.03.2019

Die Prüfergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die Prüfgegenstände. Bei Proben unbekanntem Ursprungs ist eine Plausibilitätsprüfung nur bedingt möglich. Die auszugsweise Vervielfältigung des Berichts ohne unsere schriftliche Genehmigung ist nicht zulässig. Die Prüfergebnisse in diesem Prüfbericht werden gemäß der mit Ihnen schriftlich gemäß Auftragsbestätigung getroffenen Vereinbarung in vereinfachter Weise i.S. der ISO/IEC 17025:2005, Abs. 5.10.1 berichtet.



AGROLAB Labor GmbH, Barbara Bruckmoser, Tel. 08765/93996-24
barbara.bruckmoser@agrolab.de
Kundenbetreuung

Die in diesem Dokument berichteten Parameter sind gemäß ISO/IEC 17025:2005 akkreditiert. Ausschließlich nicht akkreditierte Parameter sind mit dem Symbol " * " gekennzeichnet.

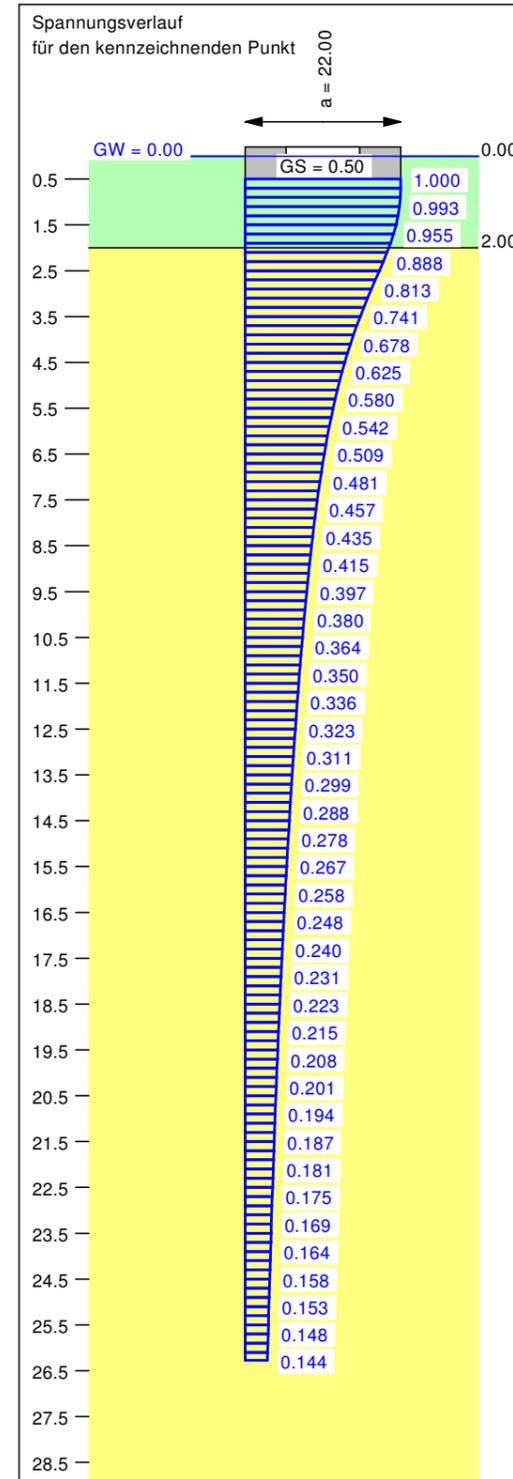
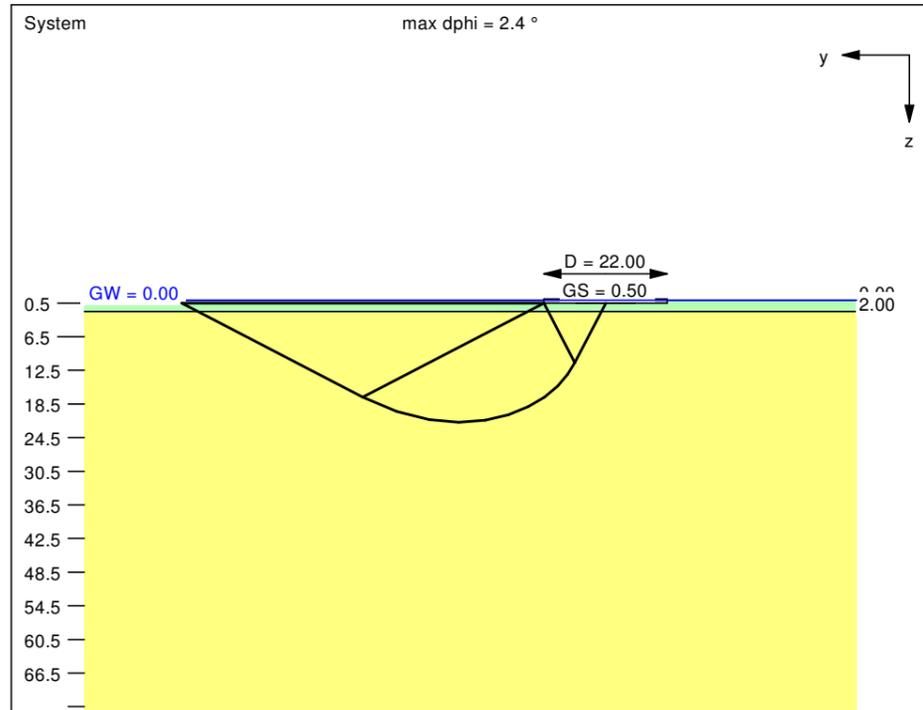
Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	κ [-]	Bezeichnung
	19.0	12.0	37.5	0.0	100.0	0.00	1.000	Bodenaustausch
	26.0	16.0	35.0	0.0	500.0	0.00	1.000	Basalt

WP Zell WEA 06

NTM DLC D.3 - mit Auftrieb

Projekt: 215227-5

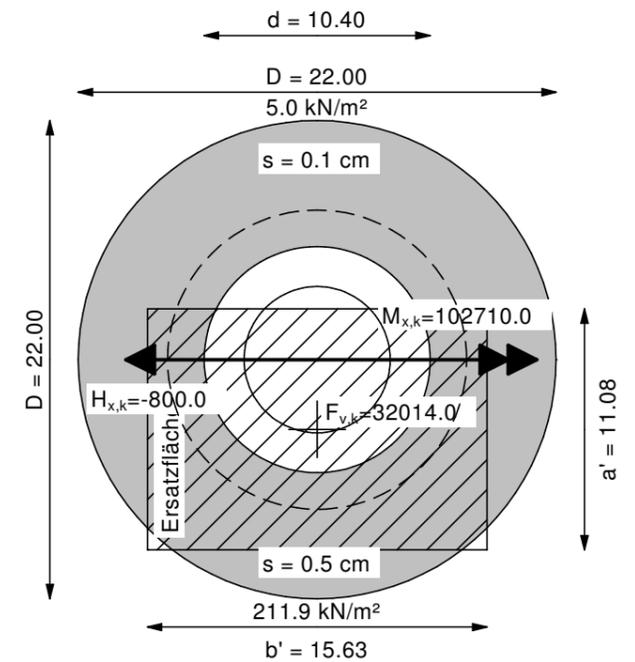
Anlage: 4.1



GGU-FOOTING / Version 8.23 / 05.10.2015
 Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 35.00^\circ$
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stb} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $x \cdot b$
 $x = 1.500$
 --- 1. Kernweite
 --- 2. Kernweite

Grundriss
 Setzungen und Spannungsverteilung aus ständigen Lasten



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 32014.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = -800.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 102710.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 22.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 10.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.208$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.365 m)
 $a' = 11.078$ m
 $b' = 15.625$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.208$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.365 m)
 $a' = 11.078$ m
 $b' = 15.625$ m

$V_d = 43218.90$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.108
 cal $\varphi = 35.1^\circ$
 cal c = 0.00 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 15.56$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 6.00$ kN/m²
 UK log. Spirale = 21.74 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 90.69 m
 Fläche log. Spirale = 1017.04 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):
 $N_{c0} = 46.72$; $N_{d0} = 33.88$; $N_{b0} = 23.15$
 Formbeiwerte (y):
 $v_c = 1.420$; $v_d = 1.408$; $v_b = 0.787$
 Neigungsbeiwerte (y):
 $i_c = 0.964$; $i_d = 0.965$; $i_b = 0.941$

Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 32014.0 \cdot 22.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 316938.6$
 $M_{dst} = 102710.0 \cdot 1.10 = 112981.0$
 $\mu_{EQU} = 112981.0 / 316938.6 = 0.356$

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 32014.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 20378.59$ kN
 $T_d = 1080.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.053$

Setzung infolge ständiger Lasten:
 Grenztiefe $t_g = 26.27$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.33 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.11 cm
 unten = 0.55 cm
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 4249.7

Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 3231.9 / 2308.52$ kN/m²
 $R_{n,k} = 559442.41$ kN
 $R_{n,d} = 399601.72$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 32014.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	κ [-]	Bezeichnung
	19.0	12.0	37.5	0.0	100.0	0.00	1.000	Bodenaustausch
	26.0	16.0	35.0	0.0	500.0	0.00	1.000	Basalt

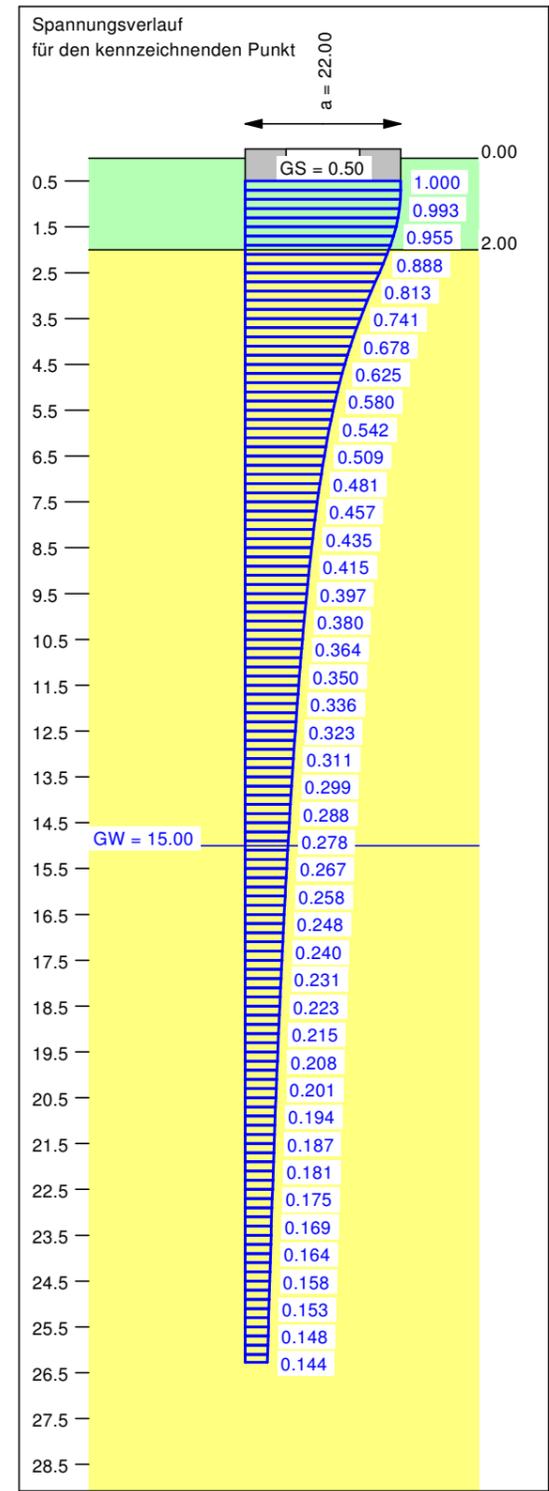
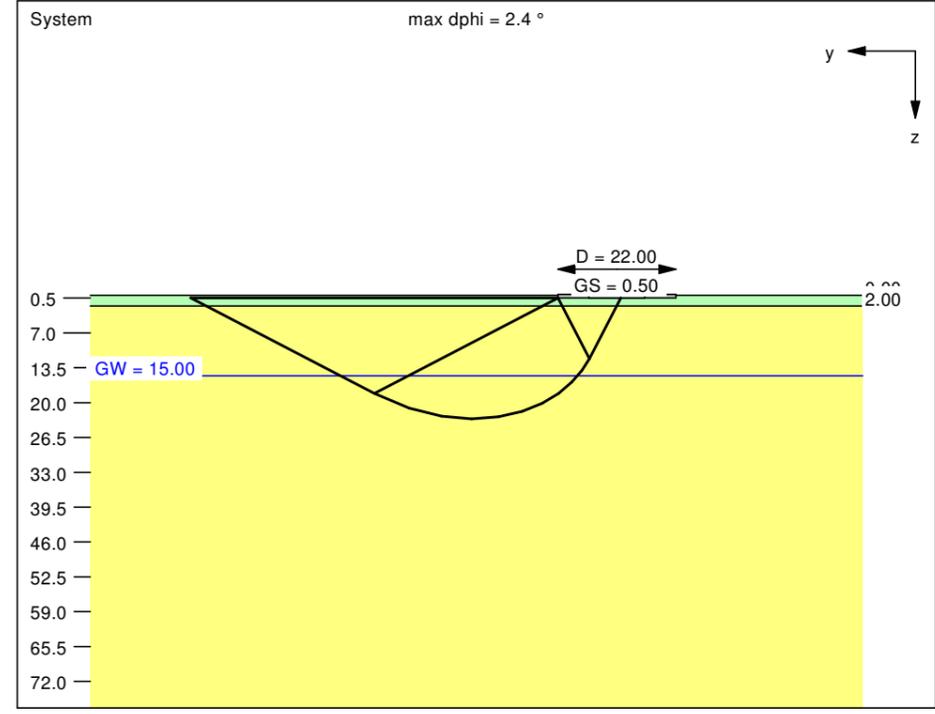
WP Zell

WEA 06

NTM DLC D.3 - ohne Auftrieb

Projekt: 215227-5

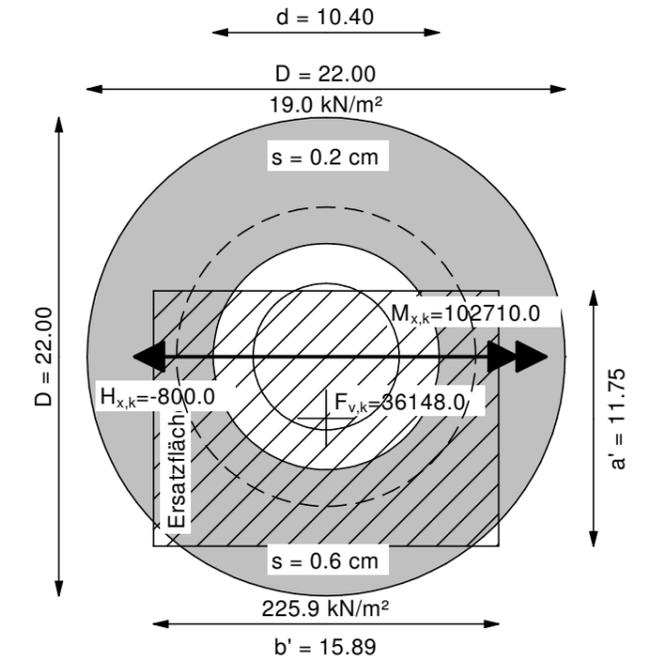
Anlage: 4.2



GGU-FOOTING / Version 8.23 / 05.10.2015
 Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 35.00^\circ$
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stb} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 15.00 m
 Grenztiefe mit $x \cdot b$
 $x = 1.500$
 --- 1. Kernweite
 - - - - 2. Kernweite

Grundriss Setzungen und Spannungsverteilung aus ständigen Lasten



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 36148.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = -800.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 102710.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 22.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 10.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.841$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.365 m)
 $a' = 11.746$ m
 $b' = 15.887$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.841$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.365 m)
 $a' = 11.746$ m
 $b' = 15.887$ m
 Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht, aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 5088.2 / 3634.45$ kN/m²
 $R_{n,k} = 949533.66$ kN
 $R_{n,d} = 678238.33$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 36148.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN

$V_d = 48799.80$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.072
 cal $\varphi = 35.1^\circ$
 cal c = 0.00 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 23.21$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 9.50$ kN/m²
 UK log. Spirale = 23.01 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 96.12 m
 Fläche log. Spirale = 1142.65 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):
 $N_{c0} = 46.68$; $N_{d0} = 33.85$; $N_{b0} = 23.12$
 Formbeiwerte (y):
 $v_c = 1.438$; $v_d = 1.425$; $v_b = 0.778$
 Neigungsbeiwerte (y):
 $i_c = 0.968$; $i_d = 0.969$; $i_b = 0.947$
 Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 36148.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 23010.09$ kN
 $T_d = 1080.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.047$
 Setzung infolge ständiger Lasten:
 Grenztiefe $t_g = 26.27$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.37 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.15 cm
 unten = 0.59 cm
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 4244.7

Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 36148.0 \cdot 22.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 357865.2$
 $M_{dst} = 102710.0 \cdot 1.10 = 112981.0$
 $\mu_{EQU} = 112981.0 / 357865.2 = 0.316$

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	κ [-]	Bezeichnung
	19.0	12.0	37.5	0.0	100.0	0.00	1.000	Bodenaustausch
	26.0	16.0	35.0	0.0	500.0	0.00	1.000	Basalt

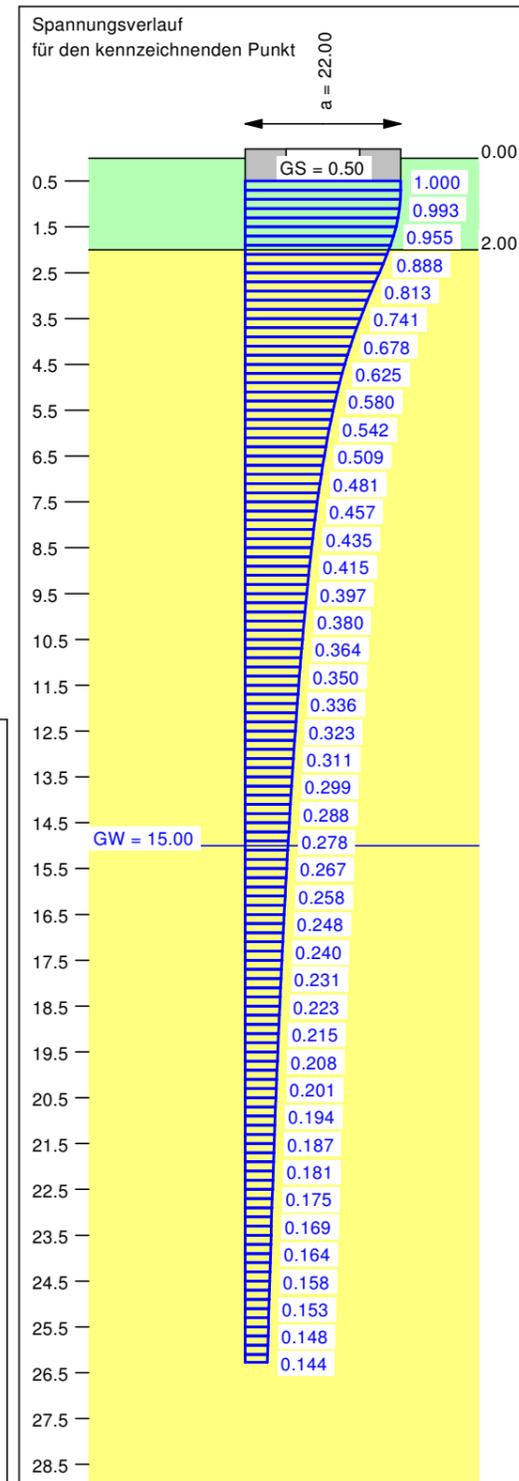
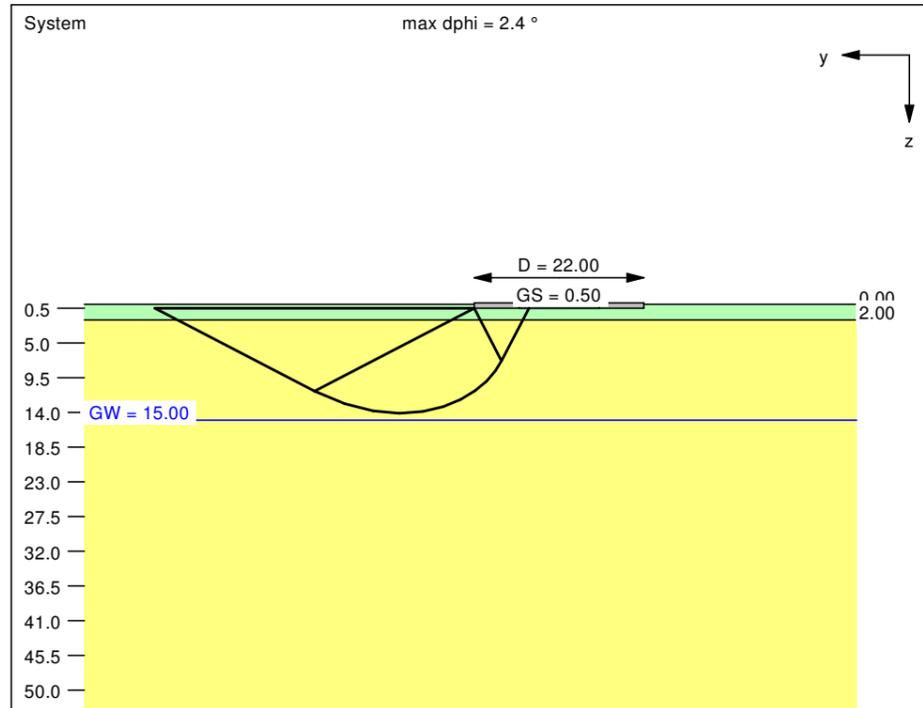
WP Zell

WEA 06

N/A/T - ohne Auftrieb

Projekt: 215227-5

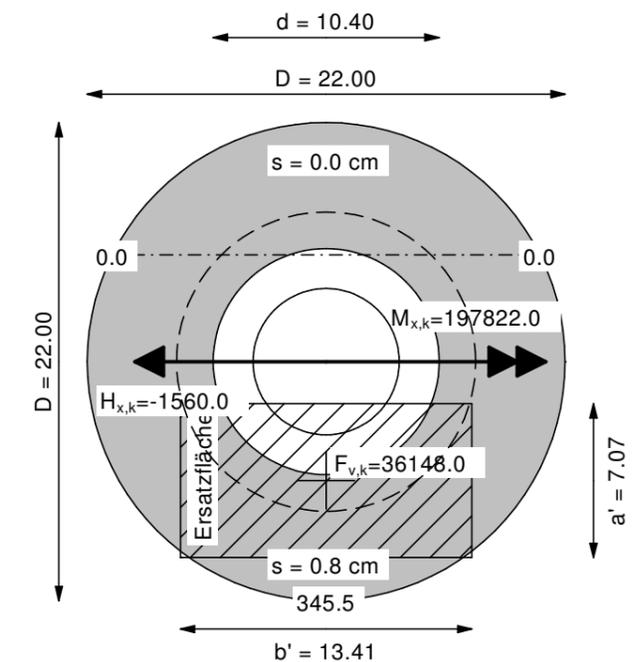
Anlage: 4.4



GGU-FOOTING / Version 8.23 / 05.10.2015
 Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 35.00^\circ$
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stb} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 15.00 m
 Grenztiefe mit $x \cdot b$
 $x = 1.500$
 --- 1. Kernweite
 --- 2. Kernweite

Grundriss
 Setzungen und Spannungsverteilung aus ständigen Lasten



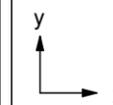
Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 36148.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = -1560.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 197822.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 22.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 10.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.473$ m
Resultierende im 2. Kern (= 6.883 m)
 $a' = 7.075$ m
 $b' = 13.411$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.473$ m
Resultierende im 2. Kern (= 6.883 m)
 $a' = 7.075$ m
 $b' = 13.411$ m

$V_d = 48799.80$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.204
 $\text{cal } \varphi = 35.2^\circ$
 $\text{cal } c = 0.00$ kN/m²
 $\text{cal } \gamma_2 = 24.83$ kN/m³
 $\text{cal } \sigma_{\bar{a}} = 9.50$ kN/m²
 UK log. Spirale = 14.10 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 58.13 m
 Fläche log. Spirale = 417.58 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):
 $N_{c0} = 47.06$; $N_{d0} = 34.22$; $N_{b0} = 23.45$
 Formbeiwerte (y):
 $v_c = 1.313$; $v_d = 1.304$; $v_b = 0.842$
 Neigungsbeiwerte (y):
 $i_c = 0.941$; $i_d = 0.942$; $i_b = 0.902$

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 36148.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 23010.09$ kN
 $T_d = 2106.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.092$

Setzung infolge ständiger Lasten:
 Grenztiefe $t_g = 26.27$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.42 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.03 cm
 unten = 0.81 cm
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 2382.9

Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 36148.0 \cdot 22.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 357865.2$
 $M_{dst} = 197822.0 \cdot 1.10 = 217604.2$
 $\mu_{EQU} = 217604.2 / 357865.2 = 0.608$



BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik



BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG · Glockenplatz 1 · 34388 Trendelburg

TurboWind Energie GmbH
Herr Voges
Vahrenwalder Str. 245 - 247
30179 Hannover

Stellungnahme Nr. 215227-40
Ansprechpartner: Andreas Milchsack
Datum: 10.04.2019
Telefon: 0 56 71 – 77 97 0
Fax: 0 56 71 – 77 97 10
eMail: info@bbu-schubert.de
www.bbu-schubert.de

PRÜFBERICHT

Windpark Romrod-Zell, Errichtung WEA 6

Hier: Messung des spezifischen Erdwiderstandes

1. Vorgang

Die TurboWind Energie GmbH beauftragte die BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG mit der Messung des spezifischen Erdwiderstandes an der zu errichtenden Windenergieanlage WEA 6 im Windpark Romrod-Zell.

Am 03.04.2019 wurden die Messungen ausgeführt.

2. Durchgeführte Arbeiten

Für Windenergieanlagen des Anlagenherstellers ist gemäß dem Anforderungskatalog für die Baugrunderkundung in seiner aktuellsten Fassung der spezifische Erdwiderstand zu messen.

Grundlage für die Ausführung derartiger Messungen ist die VDE-Richtlinie 0185-305. Darin wird für die Messungen ein Vierpol-Verfahren (z.B. Wenner-Verfahren) und ein Mindestabstand Erder - Hilferder (= Stromeinspeiseelektroden) von 20 m gefordert.

Die Fa. ENERCON hat eine Technische Information „Messung des spezifischen Erdwiderstandes ρ_s “ herausgegeben, in der sie ein spezielles 4-Pol-Verfahren mit den anzuwendenden Elektrodenabständen festlegen.



Für die Messungen wurde ein Messgerät vom Typ „GEOhm C“ des Herstellers GMC Instruments verwendet. Als Elektrodenkonfiguration kam gemäß der vorgenannten Technischen Information die Wenner- α Anordnung zur Anwendung. Die verwendeten Elektrodenabstände a sind sowohl dem Messprotokoll in der Anlage, als auch der nachstehenden Tabelle zu entnehmen.

Das verwendete Messgerät errechnet aus Elektrodenabstand, sowie den gemessenen Werten für Strom und Spannung den spezifischen elektrischen Widerstand gemäß der Formel

$$\rho_s = 2 \cdot \pi \cdot a \cdot R.$$

In der nachfolgenden Tabelle sowie im Messprotokoll in Anlage 1 sind die Elektrodenabstände a in m und der scheinbare spezifische elektrische Widerstand ρ_s in Ωm aufgeführt.

Tabelle 1: Messwerte des spezifischen elektrischen Widerstandes

Elektrodenabstand a [m]	WEA 6 spezifischer Erdwiderstand ρ_s [Ωm]
2	104
3	110
5	90,9
8	60,9
12	51,4
16	45,9
20	52,7
25	57,8
30	57,1

Zusätzlich wurde durch Inversion ein eindimensionales Schichtenmodell errechnet. Die Ergebnisse sind zusammen mit der Sondierungskurve (Rohdaten) in Abbildung 1 dargestellt. In Rot dargestellt ist die Sondierungskurve der Rohdaten. Blau eingezeichnet ist das Schichtenmodell. Auf der horizontalen Achse ist der Einzelelektrodenabstand a in m aufgetragen. Auf der vertikalen Achse ist der spezifische elektrische Widerstand in Ωm aufgetragen (scheinbarer spezifischer elektrischer Widerstand im Falle der Sondierungskurve). In der Tabelle bezeichnet N die Schichtnummer (von GOK nach unten), ρ den spezifischen elektrischen Widerstand in Ωm , h die Schichtmächtigkeit in m, d die Tiefenlage der jeweiligen Schichtgrenze in m. Mit „Alt“ ist die Höhenlage der Schichtgrenze in Bezug auf GOK angegeben.

Abbildung 1: Sondierungskurve und Schichtenmodell

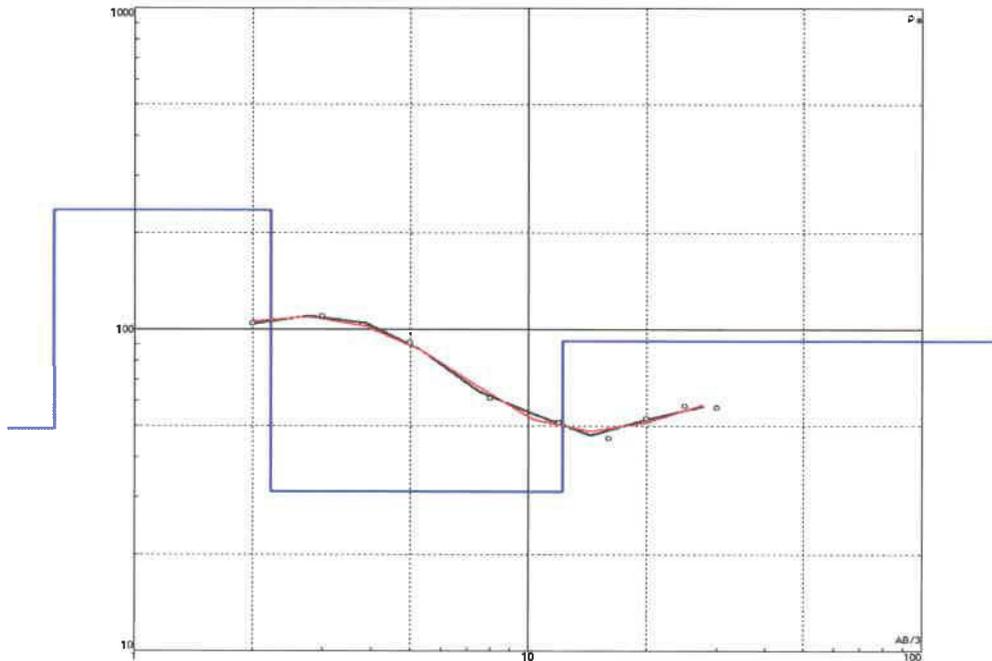


Tabelle 2: ermitteltes Schichtenmodell

N	ρ	h	d	Alt
1	49.3	0.624	0.624	-0.6243
2	235	1.6	2.22	-2.222
3	31.3	9.99	12.2	-12.22
4	91.9			

Aufgestellt: Trendelburg, 10.04.2019

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

vertreten durch Dr. Schubert, Erweiterungsgeschäft mbH

Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik

Obstankplatz 1 • 94385 Trendelburg

Andreas Milchsack 0 56 71 - 77 97 10

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

www.bbu-schubert.de

Anlage 1 - Messprotokoll für den spezifischen Erdwiderstand

Wir bitten Sie freundlichst um Beachtung folgenden Hinweises:

Das Kopieren und Weiterleiten des Gutachtens an Dritte ist weder vollständig noch auszugsweise ohne ausdrückliche schriftliche Zustimmung des Entwurfsverfassers zulässig. Dies gilt insbesondere auch für die elektronische Verbreitung digitaler Dateien über Datenträger oder Internet.

8 Protokoll für die Messung des spezifischen Erdwiderstandes

Durchführende Firma: BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
 Anschrift: Glockenplatz 1
 34388 Trendelburg
 Name Ausführender: Andreas Milchsack
 Projektname/Windpark: Romrod-Zell
 WEA-Nr./Ü-Station: WEA 6
 Geo-Referenz: Gauß-Krüger: 3515 742,39 5622 423,45
 WGS84:
 Messgerät Typ, S/N, Kalibrierung gültig bis: GMC Instruments GEOhm C
 Umgebungstemperatur, Wetter, Bodenzustand: trocken, bewölkt, Oberboden feucht

a [m]	R [Ω]	$\rho_s = R \times 2 \times \pi \times a$ [$\Omega \times m$]	Bemerkung
2		104	
3		110	
5		90,9	
8		60,9	
12		51,4	
16		45,9	
20		52,7	
25		57,8	
30		57,1	

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

Trendelburg, 11.04.2019

Ort, Datum, Unterschrift des Ausführenden

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
 Vertreten durch Dr. Schubert
 Angewandte Geologie, Baugrundwissenschaften
 Geotechnik & Bautechnik
 Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
 Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • Fax 0 56 71 - 77 97 10
 eMail: info@bbu-schubert.de
 www.bbu-schubert.de