

**Windpark Elsdorf III  
Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
vom Typ Nordex N149/5.X**

**Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung**

**Geotechnischer Bericht**

*im Auftrag von*

**THEE Projektentwicklungs GmbH & Co. KG  
Großer Burstah 42  
20457 Hamburg**

*vom 13.07.2020*

*Az.: 80382-101*

Inhaltsverzeichnis		Seite
<b>1</b>	<b>Vorgang und Aufgabenstellung</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Unterlagen</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>Baugrund- und Grundwasserverhältnisse</b>	<b>4</b>
3.1	Geologische Situation	4
3.2	Erkundungsumfang	5
3.3	Sondierergebnisse	6
3.3.1	Vorbemerkungen	6
3.3.2	Ergebnisse der Bohrsondierungen	6
3.3.3	Ergebnisse der Drucksondierungen	7
3.4	Grundwasserverhältnisse	10
3.4.1	Allgemeines	10
3.4.2	Erkundungszeitliche Feststellungen	11
3.4.3	Archivdaten	10
3.4.4	Beurteilung der Mess- und Archivdaten, Bemessungswasserstand	12
<b>4</b>	<b>Bodenmechanische Laboruntersuchungen</b>	<b>14</b>
4.1	Umfang und Zweck der Untersuchungen	14
4.2	Deckschicht	14
4.3	Geschiebeböden	15
4.4	Decksande und Sandzwischenlagen	14
<b>5</b>	<b>Chemische Analysen</b>	<b>16</b>
5.1	Grundwasseranalysen	16
5.2	Chemische Bodenanalysen	16
<b>6</b>	<b>Baugrundmodell und charakteristische Werte der geotechnischen Kenngrößen</b>	<b>17</b>
<b>7</b>	<b>Bautechnische Klassifikation der angetroffenen Bodenarten</b>	<b>21</b>
<b>8</b>	<b>Zusammenfassende Baugrundbeschreibung</b>	<b>22</b>
8.1	Baugrundverhältnisse	22
8.2	Grundwasserverhältnisse	23
<b>9</b>	<b>Baugrundbeurteilung</b>	<b>23</b>
<b>10</b>	<b>Bauwerk</b>	<b>24</b>
10.1	Windenergieanlagen	24
10.2	Kranstellflächen	26

<b>11</b>	<b>Gründungsbeurteilung</b>	<b>27</b>
11.1	Geotechnische Kategorie	27
11.2	Gründungskriterien	27
11.3	Gründungsmöglichkeiten und Gründungsvorschlag	27
<b>12</b>	<b>Flachgründung der Windenergieanlagen (WEA-1 und WEA-2)</b>	<b>28</b>
12.1	Verfahren	28
12.2	Untersuchungen zur Standsicherheit	30
12.2.1	Vorbemerkungen	30
12.2.2	Nachweis der Sicherheit gegen Kippen	32
12.2.3	Gleitbruchsicherheit	32
12.2.4	Grundbruchsicherheit	33
12.3	Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit	35
12.4	Drehfedersteifigkeit	37
12.4.1	Vorbemerkungen	37
12.4.2	Berechnungsansätze	38
12.4.3	Berechnungen	40
12.4.4	Berechnungsergebnisse	41
<b>13</b>	<b>Empfehlungen zur Bauausführung</b>	<b>42</b>
13.1	Erdarbeiten	42
13.2	Sicherung der Baugrube	43
13.3	Trockenhaltung der Baugrube	44
13.4	Trockenhaltung der Bauwerke	46
13.5	Abtrag des Frischbetongewichts	46
13.6	Verfüllung der Baugruben	46
<b>14</b>	<b>Kranstell- und Verkehrsflächen</b>	<b>47</b>
14.1	Anforderungen an Kranstell- und sonstige Verkehrsflächen	47
14.2	Anforderungen an den Verkehrsflächenaufbau	47
14.3	Hinweise zum Verkehrsflächenaufbau	48
<b>15</b>	<b>Hinweise zum Umgang mit potentieller Bodenverunreinigung</b>	<b>49</b>
<b>16</b>	<b>Schlussbemerkungen</b>	<b>50</b>



INGENIEURGEMEINSCHAFT  
FÜR GEOTECHNIK

Prof. Dr.-Ing. Harder + Partner

IfG Ingenieurgesellschaft für Geotechnik GmbH · Teerhof 48 · 28199 Bremen

THEE Projektentwicklungs GmbH & Co. KG  
Großer Burstah 42  
20457 Hamburg

Firmensitz Teerhof 48 · 28199 Bremen  
Telefon +49 (421) 5285 2312  
info@ifg-bremen.de www.ifg-bremen.de

Geschäftsführer Alexander Deeg · Tim Kaufhold  
Amtsgericht Bremen HRB 32976HB  
USt-IdNr. DE 315 05 3603

Norddeutsche Landesbank BIC BRLADE22XXX  
IBAN DE67 2905 0000 2002 1982 41

Ihr Zeichen Herr Kebbel, I17Wind  
Ihre Nachricht vom 17.02.2020  
Unser Zeichen 80382-101  
Durchwahl 5350-9649  
Datum 13.07.2020

## Windpark Elsdorf III - Errichtung von zwei Windenergieanlagen vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

### 1 Vorgang und Aufgabenstellung

Die *THEE Projektentwicklungs GmbH & Co. KG, Hamburg*, beabsichtigt die Errichtung von zwei Windenergieanlagen (WEA) von Typ Nordex N149/5.X TCS 164 im *Windpark Elsdorf III* westlich der *Landesstraße L131*, südlich der Ortschaft *Elsdorf* und nördlich der Ortschaft *Abbandorf*.

Mit der Lieferung der Anlagen ist die *Nordex Energy GmbH, Hamburg*, beauftragt.

Die *IfG Ingenieurgesellschaft für Geotechnik GmbH, Bremen*, wurde beauftragt, die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse für die Windenergieanlagen, für die zugehörigen Kranstellflächen und für die Zuwegungen im Windpark erkunden zu lassen und auf der Grundlage der Anforderungen des Herstellers (Unterlagen U 2) ein schriftliches Gutachten zur Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung für die Anlagenfundamenten auszuarbeiten (Geotechnischer Bericht).

## 2 Unterlagen

Zur Erarbeitung dieser Stellungnahme wurden die folgenden Unterlagen verwendet:

### U 1 Baugrunderkundung, Geländeaufmaß und Grundwasseranalyse

#### U 1.1 Baugrunderkundung Nord GmbH, Bremen

Ergebnisse von zehn Bohrsondierungen, durchgeführt am 19.05.2020

#### U 1.2 Fugro Land Germany GmbH, Lilienthal

Ergebnisse von acht Drucksondierungen, durchgeführt am 19.05.2020

#### U 1.3 Vermessungsbüro Uwe Ehrhorn, Achim

Ergebnisse des Sondierpunktaufmaßes, Lageplan im Maßstab 1 : 2500, vom 20.05.2020

### U 2 Planunterlagen

#### U 2.1 Nordex Energy GmbH

Allgemeine Dokumentation,

Fundamente Nordex Delta4000, TCS164 für N149/5.X und N163/5.X

Dokumentennr.: E0004936419, Rev. 03/27.03.2020, 2019-02-20

#### U 2.2 THEE Projektentwicklungs GmbH & Co. KG, Hamburg

Lageplan Windpark Elsdorf, im Maßstab 1 : 2.500,

mit Datum vom 31.01.2020, im pdf-Format

#### U 2.3 wpd energy

Lageplan Windpark Elsdorf, im Maßstab 1 : 2.000 ,

mit Datum vom 12.05.2020, im pdf-Format

### U 3 Geologische und hydrogeologische Karten

#### U 3.1 Landesamt für Bergbau und Energie, Hannover (LBEG-Kartenserver)

##### U 3.1.1 Kartenserie Bodenkunde

Bodengroßlandschaften und Bodenlandschaften, Maßstab 1 : 500.000

Bodenübersichtskarte, Maßstab 1 : 500.000 und 1 : 50.000

##### U 3.1.2 Kartenserie Geologie

Geologische Übersichtskarte, Maßstab 1 : 500.000 und Geologische Karte

1 : 25.000

##### U 3.1.3 Kartenserie Hydrogeologie

Lage der Grundwasseroberfläche, Maßstab 1 : 50.000

Hydrogeologische Räume und Teilräume, Maßstab 1 : 500.000

##### U 3.1.4 Kartenserie Reliefkarten

Höhen und Bathymetrie (ohne anthropogene Formen), Maßstab 1 : 5.000

##### U 3.1.5 Kartenserie Ingenieurgeologie

Ingenieurgeologische Karte, Maßstab 1 : 50.000

### U 3.2 **NLWKN - Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz**

Datenbank Grundwassermessstellen (NLWKN-Server)

Messstellen Elsdorf UE 42 und UE 155, Abbendorf UWO 047/1 und UWO 047/2, Hesedorf UWO 21, Hesedorf-Gyhum UE 156, Wistedt UE 45,

## U 4 **Richtlinien und Vorschriften**

### U 4.1 **Eurocode 7**

U 4.1.1 DIN EN 1997-1:2014-03  
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik,  
Teil 1: Allgemeine Regeln

U 4.1.2 DIN EN 1997-1/NA:2010-12  
Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter

U 4.1.3 DIN 1054:2010-12  
Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau  
Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1

U 4.1.4 DIN EN 1997-2:2010-10  
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik  
Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds;

U 4.1.5 DIN EN 1997-2/NA:2010-12  
Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter

U 4.1.6 DIN 4020:2010-12  
Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke  
Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2

U 4.1.7 DIN 4084:2009-01: Baugrund – Geländebruchberechnungen

U 4.1.8 DIN 4017:2006-03: Baugrund – Grundbruchberechnungen

U 4.1.9 DIN 4019:2015-05: Baugrund – Setzungsrechnungen

U 4.1.10 DIN 4124:2012-01: Baugruben und Gräben - Böschungen, Verbau,  
Arbeitsraumbreiten

Normenverweise

Es werden die aktuell vom DIN als Weißdruck veröffentlichten Normen verwendet.  
Die verwendeten Normen werden an der Anwendungsstelle genannt.

### U 4.2 **Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.**

U 4.2.1 Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ - EA-Pfähle, 2. Auflage, 2012

U 4.2.2 Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugrunddynamik“, 2. Auflage, 2018

U 4.2.3 Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ – EAB, 5. Auflage, 2012

### **U 4.3 Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)**

Richtlinie für Windenergieanlagen  
Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung  
Fassung Oktober 2012

### **U 5 Spezielle Literatur**

- U 5.1 *Quast, A (2010):*  
Zur Baugrundsteifigkeit bei der gesamtdynamischen Berechnung von Windenergieanlagen (Dissertationsschrift), Universität Hannover
- U 5.2 *Richter, T. (1994):*  
Zur rechnerischen Abschätzung des Last-Setzungsverhaltens von Bauwerken  
in : Savidis (Hrsg.): Festschrift aus Anlass des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hanno Müller-Kirchenbauer, Universität Hannover
- U 5.3 *Schüßler, M. (2016):*  
Auswertung von Setzungsmessungen an Brückenbauwerken am Berliner Ring  
Zeitschrift Geotechnik Volume 39, März 2016, Seiten 29 bis 39
- U 5.4 *Priebe, M. (1995):*  
Die Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen.  
Zeitschrift Bautechnik Volume 72, März 1995, Seiten 183 bis 191

## **3 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse**

### **3.1 Geologische Situation**

Nach den Angaben in den geologischen Kartenwerken liegt die Baufläche im Gebiet der *Zevener Geest* am Rande der *Wümme-Niederung*.

Die Baugrundverhältnisse werden demnach oberflächennah zunächst noch von holozänen Schwemmlagerungen der Flussniederungen (*Buschhorstbach* und *Aue-Mehde*) als Sande, Auelehme und /oder Torfe geprägt. Darunter folgen bis in größere Tiefen mächtige, pleistozäne Böden untergeordnet zunächst als periglazialen Flug- und Geschiebedecksande (*Weichsel-Kaltzeit*) über den eiszeitlich vorbelasteten Geschiebelehmen und -mergeln als Gletscherablagerungen der Grundmoränen aus mehreren Stadien der *Saale-Kaltzeit* (Jung- über Altmoränenablagerungen), darunter Gletscherablagerungen der Grundmoränen aus der *Elster-Kaltzeit*. Die Geschiebeböden sind verschiedentlich und in unterschiedlicher Ausprägung mit Schmelzwassersanden durchzogen, die sich in wärmeren Phasen während eines Eisrückgangs zwischen den Gletschervorstößen ablagerten und teils rinnenartig den Geschiebemergel erodierten. In größerer Tiefe folgen *pleistozäne* Sande, bereichsweise tonige Beckenablagerungen aus der *Elster-Kaltzeit* darunter *miozäne Sande*.

Die Geschiebeböden sind gering wasserdurchlässig. Auf und in diesen Böden und in ihren sandigen Zwischenlagen bilden sich deshalb Stau- und Schichtenwasserstände, deren Verbreitung und Anstiegshöhe von der saisonal wechselnden Niederschlagsintensität und von den örtlichen Drainage- und

Vorflutverhältnissen abhängig sind. Den eigentlichen Grundwasserleiter bilden rollige Sequenzen in den tieferen pleistozänen Schichten darunter, in denen das Grundwasser gespannt ist.

### 3.2 Erkundungsumfang

Zur Erkundung der Baugrundverhältnisse im Bereich der Windenergieanlagenstandorte einschließlich der zugehörigen Kranstellflächen wurden je WEA-Standort eine Bohrsondierung (BS) im Mittelpunkt der WEA und drei Drucksondierungen (CPT) auf dem äußeren Fundamentkreis der WEA sowie eine Bohrsondierung und eine Drucksondierung an dem der WEA gegenüberliegenden Eckbereich der KSF durchgeführt, zusätzlich entlang der geplanten Zuwegungen sechs Bohrsondierungen.

Insgesamt wurden im Windpark vier Bohrsondierungen gemäß DIN EN ISO 22475-1:2007-01 (zwei BS je WEA-Standort) mit Entnahme gestörter Kernproben bis in Tiefen zwischen rd. 12 m und rd. 15 m unter GOK durchgeführt (BS-101, BS-101K, BS-201 und BS-202K) sowie entlang der Zuwegung sechs Bohrsondierungen bis in rd. 3 m Tiefe unter GOK (BS-301Z bis BS-306Z; Unterlage U 1.1). Die tieferen Bohrsondierungen waren planmäßig bis in Tiefen von rd. 15 m unter GOK vorgesehen, sie wurde mangels Bohrfortschrittes überwiegend (BS-101, BS-201 und BS-202K) vorzeitig beendet.

Außerdem wurden acht Drucksondierungen (4 CPT je Standort) nach DIN EN ISO 22476-1:2013-10 bis in Tiefen zwischen rd. 19,3 m und rd. 35,1 m unter GOK durchgeführt (Unterlage U 1.2).

Die Drucksondierungen waren planmäßig bis in Tiefen von rd. 25 m und rd. 35 m unter GOK vorgesehen, die Drucksondierung CPT-204 wurde wegen des Erreichens der Geräteauslastung, bei hohen Sondierspitzenrücken in Verbindung mit einer großen Neigung der Sondiereinheit vorzeitig in rd. 19,1 m Tiefe unter GOK beendet.

Für die Drucksondierungen wurde eine Spitzendrucksonde (15 t Kapazität) mit einer Sondenspitzenfläche von 15 cm<sup>2</sup> eingesetzt. Mit dieser Sonde werden die Sondierspitzenrücke und die örtliche Mantelreibung am Sondiergestänge separat gemessen.

Zur Beurteilung der Sandlagerungsdichte dienen die Sondierspitzenrücke  $q_c$ . Der aus dem Quotienten von örtlicher Mantelreibung und Spitzendruck gebildete Reibungsindex  $r_f$  (*ratio of friction*) gibt in Verbindung mit dem Spitzendruckniveau Hinweise auf die Schichtenabfolge und auf die durchfahrenen Bodenarten.

Die Ergebnisse der Bohrsondierungen sind als Bohrprofile zusammen mit den Ergebnissen der Drucksondierungen als Spitzendruckprofile im Höhenmaßstab 1 : 100 und mit den aus den Drucksondierungsergebnissen abgeleiteten Bodenprofilen auf den Anlagen 2 aufgetragen.

Die vollständigen Ergebnisse der Drucksondierungen als Sondierspitzenruckspannungen und als örtliche Mantelreibung in Abhängigkeit von der Sondiertiefe zusammen mit den aus Drucksondierungsergebnissen abgeleiteten Bodenprofilen sind als Anhang A beigefügt.

Die ungefähre Lage der Erkundungspunkte ist in den Lageskizzen der Anlagen 1.2 dargestellt. Die Sondieransatzpunkte entsprechen der Geländeoberkante (GOK), sie wurden von einem Vermessungsbüro mit NHN-



Bezug eingemessen (Unterlage U 1.3). Danach ist die GOK im Bereich der geplanten Anlagenstandorte am Standort WEA-1 relativ eben zwischen  $\text{NHN} + 27,5 \text{ m}$  und  $\text{NHN} + 27,6 \text{ m}$ , zum gegenüberliegenden Eckbereich der KSF-1 ansteigend auf  $\text{NHN} + 27,9 \text{ m}$  zu erwarten, am Standort WEA 2 zwischen  $\text{NHN} + 25,4 \text{ m}$  und  $\text{NHN} + 25,5 \text{ m}$ , zum gegenüberliegenden Eckbereich der KSF-2 ansteigend auf  $\text{NHN} + 25,9 \text{ m}$  zu erwarten.

Die Zuwegung zum *Windpark Elsdorf III* soll über den westlich gelegene *Aueweg* erfolgen. Entlang der geplanten Zuwegung wurden Geländehöhen zwischen  $\text{NHN} + 25,8 \text{ m}$  und  $\text{NHN} + 27,5 \text{ m}$ , eingemessen, tendenziell fällt das Gelände vom *Aueweg* von  $\text{NHN} + 26,7 \text{ m}$  entlang der Zuwegung zur WEA-2 auf  $\text{NHN} + 25,4 \text{ m}$  leicht ab, der Stichweg zur WEA-1 steigt bis auf  $\text{NHN} + 27,9 \text{ m}$  leicht an.

Auf der Anlage 1.3 sind die Rechts- und Hochwerte als UTM-Koordinaten (Zone 32) der Ansatzpunkte beigefügt, die Anlagenmittelpunkte entsprechen den Ansatzpunkten der BS-101 und BS-201.

### **3.3 Sondiererergebnisse**

#### **3.3.1 Vorbemerkungen**

Die Ergebnisse der Bohrsondierungen und der Drucksondierungen zeigen den erwarteten durch die Entstehungsgeschichte stark eiszeitlich geprägten Baugrundaufbau (vgl. Ziffer 3.1) mit von WEA-Standort zu WEA-Standort und insbesondere in größeren Tiefen mit kleinräumig von Ansatzpunkt zu Ansatzpunkt unterschiedlichen Baugrundformationen.

Die folgende Darstellung der Sondiererergebnisse fasst diese standortabhängig zusammen, für eine schichtenweise differenzierte Betrachtung wird auf die Bohr- und Drucksondierprofile der Anlagen 2 und auf den Anhang A verwiesen.

#### **3.3.2 Ergebnisse der Bohrsondierungen**

##### **3.3.2.1 WEA-Standorte**

Mit den Bohrsondierungen am Standort WEA-1 wurden unterhalb einer bis zu rd.  $0,4 \text{ m}$  dicken humosen Deckschicht aus mit Wurzeln durchsetzten, schwach schluffigen Sanden zunächst bis in Tiefen von rd.  $1,5 \text{ m}$  und rd.  $1,8 \text{ m}$  unter GOK Geschiebedecksande als schwach schluffige bis schluffige Sande erbohrt, teils gebändert mit Geschiebelehmen.

Darunter folgen bis zur Sondierendtiefe in rd.  $14 \text{ m}$  und rd.  $15 \text{ m}$  unter GOK Geschiebeeböden, zunächst als Geschiebelehme ab rd.  $2,3 \text{ m}$  und rd.  $3 \text{ m}$  Tiefe unter GOK als Geschiebemergel. Die Geschiebeeböden sind vereinzelt mit Sandbänderungen durchzogen. Mit der Bohrsondierung BS-102K wurde eine den Geschiebelehmen und dem Geschiebemergeln zwischengelagerte rd.  $0,7 \text{ m}$  dicke Sandschicht erbohrt.

Tendenziell nimmt die Festigkeit (Konsistenz) der Geschiebemergel mit der Tiefe stetig zu, die Sondierungen BS-101K wurde mangels Sondierfortschritts in rd.  $14 \text{ m}$  unter GOK in diesen Geschiebemergeln vorzeitig beendet, die Sondierung BS-101 planmäßig in rd.  $15 \text{ m}$  Tiefe unter GOK.

Mit den Bohrsondierungen am Standort WEA-2 wurden unterhalb einer bis zu rd. 0,4 m dicken humosen Deckschicht aus mit Wurzeln durchsetzten, schwach schluffigen Sanden ebenfalls zunächst bis in Tiefen von rd. 0,7 m unter GOK Geschiebedecksande als schwach schluffige, teils schwach humose Sande erbohrt.

Darunter folgen bis zur Sondierendtiefe in rd. 12 m und rd. 13 m unter GOK Geschiebeeböden, zunächst als Geschiebelehme ab rd. 1,3 m und rd. 2 m Tiefe unter GOK als Geschiebemergel. Die Geschiebeeböden sind zonenweise vereinzelt mit dünnen Sandbänderungen, in unterschiedlichen Tiefen mit rd. 0,2 m bis rd. 0,8 m dicke Sandzwischenlagen durchzogen.

Tendenziell nimmt die Festigkeit (Konsistenz) der Geschiebemergel mit der Tiefe stetig zu, die Sondierungen wurden mangels Sondierfortschritts in rd. 12 m und rd. 13 m Tiefe unter GOK in diesen Geschiebemergeln vorzeitig beendet.

### **3.3.2.2 Zuwegungsstrecken**

Mit den Bohrsondierungen entlang der Zuwegungsstrecken wurde eine rd. 0,3 m bis rd. 0,5 m dicke humose Deckschicht aus mit Wurzeln durchsetzten, schwach schluffigen Sanden erbohrt, die bei den Bohrsondierungen BS-301 und BS-304 mit Bauschuttresten, Schotter durchsetzt ist (Auffüllungen).

Darunter folgen Geschiebedecksande als schluffige, vereinzelt schwach kiesige Sande, örtlich gebändert mit Geschiebelehmen, überwiegend mit Geschiebelehmzwichenschichten mit Schichtdicken zwischen rd. 0,2 m und rd. 1 m.

Unter den Decksanden, teils unter den Geschiebelehmen wurden ab Tiefen rd. 2,1 m und rd. 2,6 m unter GOK bis zum Erreichen der Sondierendtiefen in rd. 3 m Tiefe unter GOK Geschiebemergel erbohrt. Mit der Bohrsondierungen BS-304 wurden keine Geschiebemergel erbohrt, diese Sondierung wurden in einer Sandzwischenlage planmäßig in rd. 3 m Tiefe unter GOK beendet.

Die Bohrsondierung BS-306 zeigt ein von den übrigen Sondierungen abweichenden Baugrundaufbau, hier wurden unterhalb der Deckschicht bis zur Endtiefe in rd. 3 m unter GOK schwach schluffige bis schluffige, teils tonige Sande erbohrt, die wiederholt mit humosen Anteilen durchsetzt sind.

### **3.3.3 Ergebnisse der Drucksondierungen**

#### **3.3.3.1 Standort WEA-1**

Die Drucksondierungen am Standort WEA-1 zeigen auf den oberen Sondiermetern mit zunächst ansteigenden Sondierspitzenruckspannungen auf  $q_c = 5 \text{ MN/m}^2$  bis  $22 \text{ MN/m}^2$  die Decksande in vorwiegend lockerer bis mitteldichter Lagerung. Rücksprünge der Spitzendruckspannungen bei tiefengleichem Anstieg

des Reibungsindex lassen wiederholt auf Geschiebelehme<sup>1</sup>, teils als einzelne Bänderungen, teils als Wechsellagen mit Sanden schließen. Die Messwerte der Spitzendruckspannungen in den Geschiebeböden lassen auf eine zunächst steife Konsistenz der ausgewitterten Deckschicht (Geschiebelehm) schließen.

Ab Tiefen zwischen rd. 1,1 m und rd. 2,8 m unter GOK folgen bis zum Erreichen der Erkundungsendtiefen zwischen rd. 25 m und rd. 35,1 m unter GOK von mächtigen Geschiebeböden geprägte Baugrundverhältnisse, deren Festigkeit mit der Tiefe zunimmt. Den Geschiebeböden sind in unterschiedlichen Tiefen und Intensität Zwischenlagen aus Sanden zwischengeschaltet, teils als dünne Sandbänderungen, teils als Sand-Mergel-Wechsellagerungen, nur örtlich als ausgeprägte Sandschicht. Der überwiegend in Sandzonen vereinzelt über kurze Sondierlängen abfallende Reibungsindex auf Werte um  $r_f = 0,5 \%$  lässt auf Kiesanteile oder kiesige Zonen schließen.

Die Messwerte der Spitzendruckspannungen in den Geschiebeböden lassen auf eine zunächst weiche bis steife Konsistenz der Geschiebeböden schließen, die ab Tiefen zwischen rd. 3,4 m und rd. 5,2 m unter GOK in eine vorwiegend steife Konsistenz übergeht. Die Geschiebemergel sind zunächst nur vereinzelt mit dünnen Sandbänderungen durchzogen (sprunghafte Anstiege der Sondierspitzendruckspannungen qc).

Ab Tiefen zwischen 10,2 m und 13,9 m unter GOK wird mit ansteigenden und stärker oszillierendem Spitzendruckspannungen sowie abnehmenden Reibungsindex eine stark sandgebänderte Geschiebemergelzone von steifer bis halbfester Konsistenz angezeigt.

Mit der Drucksondierung CPT-103 folgt ab rd. 12 m Tiefe unter GOK mit stark ansteigenden Spitzendruckspannungen auf Werte zwischen  $q_c = 25 \text{ MN/m}^2$  und  $44 \text{ MN/m}^2$  eine ausgeprägte rd. 3,5 m dicke Sandzone in dichter bis sehr dichter Lagerung. Unterhalb dieser Sandzone, mit den übrigen Sondierungen folgt unterhalb der sandgebänderten Geschiebemergel eine rd. 2,2 m bis rd. 3,4 m dicke Bodenzone als Wechsellagen aus Mergeln in steifer bis halbfester Konsistenz und Sanden in mitteldichter bis dichter Lagerung.

Darunter folgen ab Tiefen zwischen rd. 18 m und rd. 20,4 m unter GOK mit allen Sondierungen Geschiebemergel von zunächst steif bis halbfest, ab rd. 21 m Tiefe unter GOK vorwiegend halbfester, tiefer dann ab rd. 22,8 m und rd. 25 m Tiefe halbfester bis fester Konsistenz. Die Sondierungen wurden in diesen Mergeln in rd. 25 m bzw. rd. 35,1 m planmäßig beendet.

---

<sup>1</sup> Eine Differenzierung zwischen Geschiebelehm und Geschiebemergel anhand von Drucksondierungsergebnissen ist nicht sicher möglich. Nach den Ergebnissen der Bohrsondierungen und der Probenansprache im Labor handelt es sich oberflächennah um Geschiebelehme (ausgewitterte obere Bodenzone) darunter um Geschiebemergel.

### 3.3.3.2 Standort WEA-2

Die Drucksondierungen am Standort WEA-2 zeigen einen, gegenüber den Sondierungen am Standort WEA-1 prinzipiell analogen Schichtenaufbau, demgegenüber jedoch kleinräumig von Ansatzpunkt zu Ansatzpunkt stärkere Unterschieden hinsichtlich der Schichtdicke und der Ausprägung der einzelnen Schichten.

Die auf den oberen Sondiermetern bis in Tiefen zwischen rd. 1 m und rd. 3 m, örtlich (CPT-203) bis 6,8 m unter GOK, gemessenen Sondierspitzenruckspannungen zwischen  $q_c = 5 \text{ MN/m}^2$  und  $22 \text{ MN/m}^2$  lassen auf Sande in vorwiegend mitteldichter, örtlich lockerer Lagerung schließen. Rücksprünge der Spitzenruckspannungen bei tiefengleichem Anstieg des Reibungsindex lassen auf Geschiebeeböden, teils als einzelne Bänderungen, teils als Wechsellagen mit Sanden, teils als bis rd. 9 dm dicke Deckschicht schließen. Die Messwerte der Spitzenruckspannungen in den Geschiebeeböden lassen auf eine steife Konsistenz der ausgewitterten Deckschicht (Geschiebelehm) schließen, ab rd. 2 m Tiefe unter GOK auf eine weiche bis steife Konsistenz der unterlagernden Geschiebe dieser Zone.

Darunter folgen ab Tiefen zwischen rd. 1 m und rd. 6,8 m unter GOK bis zum Erreichen der Erkundungsendtiefen zwischen rd. 19,3 m und rd. 35,1 m unter GOK von mächtigen Geschiebeeböden geprägte Baugrundverhältnisse, deren Festigkeit mit der Tiefe zunimmt und denen in unterschiedlichen Tiefen und Intensität Zwischenlagen aus Sanden eingeschaltet sind, teils als dünne Sandbänderungen, teils als Sand-Mergel-Wechsellagerungen, nur örtlich als ausgeprägte Sandschicht. Der überwiegend in Sandzonen vereinzelt über kurze Sondierstrecken auf Werte um  $r_f = 0,5 \%$  abfallende Reibungsindex lässt auf Kiesbänderungen oder kiesige Sandzonen schließen.

Die Messwerte der Spitzenruckspannungen in den Geschiebeeböden lassen auf eine zunächst weiche bis steife Konsistenz Geschiebeeböden schließen, die ab Tiefen zwischen rd. 2,3 m und rd. 4,3 m unter GOK in eine vorwiegend steife Konsistenz übergeht. Die Geschiebemergel sind zunächst nur vereinzelt mit dünnen Sandbänderungen durchzogen (sprunghafte Anstiege der Sondierspitzenruckspannungen  $q_c$ ).

In stark wechselhaften Tiefen zwischen rd. 7 m und rd. 12,4 m unter GOK wird mit ansteigenden, stark oszillierenden Spitzenruckspannungen sowie abnehmenden Reibungsindizes eine stark sandgebänderte Geschiebemergelzone mit steifer bis halbfester Konsistenz angezeigt. Mit der Sondierung Sondierungen CPT-204K fehlt diese Zone.

Mit der Drucksondierung CPT-201 folgt ab rd. 9,2 m Tiefe unter GOK mit stark ansteigenden Spitzenruckspannungen auf  $q_c = 15 \text{ MN/m}^2$  bis  $63 \text{ MN/m}^2$  eine ausgeprägte rd. 4,2 m dicke, teils kiesige Sandzone in dichter bis sehr dichter Lagerung, zonenweise mit Geschiebemergel durchsetzt.

Ab Tiefen zwischen rd. 13 m und rd. 17,2 m unter GOK folgt unterhalb der Sandzone (CPT-201), bei den Sondierungen (CPT-202 und CPT-203) unterhalb der sandgebänderten Geschiebemergel, mit der Sondierung CPT-204K unterhalb der Mergel, eine rd. 4,6 m bis rd. 5,6 m dicke Zone geprägt von Wechsellagen aus Mergeln in steifer bis halbfester Konsistenz und Sanden in dichter Lagerung.

Die Sondierungen CPT-204K wurde in rd. 19,3 m Tiefe unter GOK in dieser Zone, bei Sondierspitzendruckspannungen von rd. 25 MN/m<sup>2</sup> wegen Geräteauslastung bzw. zu starker Neigung der Sondiereinheit beendet wurde.

Mit den übrigen Sondierungen folgen ab Tiefen zwischen rd. 17,6 m und rd. 18,9 m unter GOK Geschiebemergel von zunächst steifer bis halbfest, ab rd. 18,9 m und rd. 20 m Tiefe unter GOK vorwiegend halbfester, mit der CPT-202 ab rd. 25,7 m Tiefe dann halbfester bis fester Konsistenz. Die Sondierungen wurden in diesen Mergeln in rd. 25 m bzw. rd. 35,1 m planmäßig beendet.

### **3.4 Grundwasserverhältnisse**

#### **3.4.1 Allgemeines**

In den vorliegenden Baugrundverhältnissen bilden sich grundsätzlich folgende bautechnisch relevanten Grundwasservorkommen aus (von unten nach oben):

- **Hauptgrundwasserleiter**

Den zusammenhängenden Grundwasserleiter (Hauptgrundwasserleiter) bilden die rolligen Böden (Sande) unterhalb der Geschiebeböden, in denen das Wasser unter der Geschiebebasis gespannt ist.

- **Schichtenwasser**

Zwischenlagen höherer Durchlässigkeit (Sandbänder und -zwischenlagen) in den Geschiebeböden führen Grundwasser als Schichtenwasser, dieses Schichtenwasser ist in Abhängigkeit von ihrer jeweiligen Druckvorlage gespannt.

- **Geländenahes Grundwasser oberhalb der Geschiebeböden**

Auf und in den nur gering wasserdurchlässigen Geschiebeböden bilden sich je nach den örtlichen Niederschlags-, Drainage- und Vorflutverhältnissen Schichtenwasserstände, deren momentane örtliche Spiegelhöhe je nach den Vorflutverhältnissen und der jeweiligen Gelände- und Schichttopografie wechselt.

Alle Bodenschichten sind bei den vorliegenden Verhältnissen prinzipiell bis zum Grundwasserspiegelanstieg in und über den Geschiebeböden als wassergesättigt anzunehmen, die Grundwasservorkommen bilden ein gemeinsames Potenzialfeld, wegen der gering durchlässigen Zwischenlagen herrschen in den Grundwasserleitern gleichwohl unterschiedliche Spiegeldruckhöhen vor.

Je nach Spiegeldruckhöhe des Hauptgrundwasserleiters in Relation zum obersten Schichtenwasserstand entsteht in den gering durchlässigen bindigen Schichten eine aufwärts oder eine abwärts gerichtete Grundwasserströmung mit entsprechendem Strömungsdruck auf das Bodengefüge.

#### **3.4.2 Archivdaten**

Spezifische Angaben über das maximale Anstiegspotential der Grundwasserspiegeldruckhöhe liegen uns für das Windparkareal *Elsdorf III* nicht vor.

Nach den Angaben in den hydrologischen Kartenwerken (Unterlage U 3.1.3) ist die mittlere Grundwasserspiegeldruckhöhe im Planungsgebiet zwischen NHN + 23 m und NHN + 24 m zu erwarten. Die Grundwasserkarten zeigen ein globales Grundwassergefälle nach Norden von einem Niveau im Bereich *Abbandorf* von NHN + 27,5 m bis auf NHN + 22,5 m im Bereich *Elsdorf*.

Zur Beurteilung der großräumigen Grundwassersituation werden weiterhin die Daten von sieben, vom *NLWKN - Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz*, im Umfeld der Baumaßnahme (Abstände zwischen rd. 0,8 km und rd. 4,7 km) betriebenen Messstellen herangezogen. Die Messzeiträume beginnen in den Jahren 1987/88 und laufen bis heute fort (Unterlage U 3.2).

Mit fünf im pleistozänen Grundwasserleiter (Grundwasserkörper Wümme Lockergestein rechts) verfilterten Messstellen (Filterunterkanten zwischen NHN + rd. 8 m und NHN - rd. 11,5 m) wurde ein Schwankungsbereich der Grundwasserspiegelhöhe im Beobachtungszeitraum zwischen NHN + rd. 26,2 m und NHN + rd. 29,2 m festgestellt. Die Ergebnisse der Grundwassermessungen zeigen ebenfalls ein globales Grundwassergefälle nach Norden von *Abbandorf* in Richtung *Elsdorf*.

Mit zwei in einem tiefer liegenden Grundwasserleiter verfilterten Messstellen (Filterunterkanten zwischen NHN – rd. 100 m und NHN – rd. 144 m) wurde ein Schwankungsbereich der Grundwasserspiegelhöhe im Beobachtungszeitraum zwischen NHN + rd. 26 m und NHN + rd. 27,6 m festgestellt.

Die Bohrpunktdatenbank enthält bei einer tief abgeteufte, geologischen Bohrung (Endteufe rd. 250 m) östlich des Windparks (in rd. 800 m Entfernung) Hinweise auf artesisch gespannte Grundwasserverhältnisse (GOK bei NHN + 25,8 m) nach dem Erreichen des eigentlichen pleistozänen Grundwasserleiters unterhalb der Saale- und Elsterkaltzeit-Schicht-Komplexes.

### **3.4.3 Erkundungszeitliche Feststellungen**

Mit den im Mai 2020 durchgeführten Bohrsondierarbeiten wurde Grundwasser am Standort der WEA-2 als Schichtenwasser in den Sandzwischenlagen in unterschiedlichen Tiefen zwischen rd. 1,8 m bzw. in rd. 7,5 m Tiefe unter GOK, entsprechend bei NHN + rd. 23,8 m bzw. NHN + rd. 17,9 m, angebohrt. Nach Abschluss der Bohrarbeiten wurde im Sondierloch der BS-202 das Grundwasser in rd. 2,1 m Tiefe unter GOK bei NHN + rd. 23,5 eingemessen, wegen des zugefallenen (ungestützten) Bohrloches konnte bei der BS-201 nach Bohrende keine Messung nach Abschluss der Bohrabreiten erfolgen.

Am Standort der WEA-1 wurde das Grundwasser als Schichtenwasser in den Decksanden auf den Geschiebeböden in rd. 1,4 m und rd. 1,7 m Tiefe unter GOK bei NHN + rd. 26,2 m und NHN + rd. 26,1 m angebohrt, in tieferen Sandzwischenlagen wurde ein weiterer Schichtenwasserstand in rd. 2,3 m Tiefe unter GOK (bei NHN + rd. 25,5 m) festgestellt. Nach Abschluss der Bohrarbeiten konnte in beiden Sondierungen wegen zugefallener (ungestützten) Bohrsondierlöcher keine Messung erfolgen.

Mit den Bohrsondierungen entlang der Zuwegungen wurde teils kein Grundwasser festgestellt (BS-301, BS-303), teils wurde Schichtenwasser in den Decksanden und Sandzwischenlagen in Tiefen zwischen rd. 1,5 m und rd. 2,3 m unter GOK bei NHN + rd. 23,7 m und NHN + rd. 25,2 m angebohrt. Nach Abschluss der Bohrarbeiten wurde mit einer Bohrsondierung (BS-305) ein Anstieg des Grundwassers auf rd. 1,5 m Tiefe unter GOK bei NHN + rd. 24,5 m festgestellt.

Der eigentlichen Grundwasserleiter wurde mit den Bohrsondierungen prinzipiell nicht erreicht, ob es sich bei den gemessenen Grundwasserständen um die entspannte Anstiegshöhe des eigentlichen Grundwasserleiters, der mit Schichtenwasserstände in sandigen Zonen korrespondiert, oder um davon unabhängige Schichtenwasserstände in den Sandzonen in und über den Geschiebeböden handelt, kann anhand der Messergebnisse in dem ungestützten Bohrsondierloch nicht zweifelsfrei ermittelt werden.

#### **3.4.4 Beurteilung der Mess- und Archivdaten**

Die Ergebnisse der Grundwassermessungen im *Windpark Elsdorf III* zeigen teils Schichtenwasserstände in den Sanden oberhalb der Geschiebeböden, überwiegend Schichtenwasserstände in den oberflächennahen wasserführenden sandigen Zwischenlagen innerhalb der Geschiebeböden, welches örtlich gespannt unter den Geschiebeböden ansteht. Die jeweils höchsten Grundwasserstände wurden in Tiefen zwischen 1,4 m und rd. 2,3 m Tiefe unter GOK, entsprechend zwischen NHN + rd. 26,2 m und NHN + rd. 23,8 m, angetroffen, sie zeigen tendenziell ein globales Grundwassergefälle von der WEA-1 zur WEA-2.

Das Niveau der erkundungszeitlich gemessenen Grundwasserstände liegt überwiegend oberhalb der gemäß den Kartenwerken erwarteten mittleren Grundwasserspiegeldruckhöhe, teils im Bereich der gemessenen Grundwasserhöchststände der umliegenden Grundwassermessstellen.

Unter Berücksichtigung der Angaben in der topographischen Karte und der Ergebnisse des Geländeaufmaßes liegt der Windpark in Hanglage mit einem Hochpunkt etwa im Bereich der WEA-1, fällt zur WEA-2 und zum südwestlich des Windparks gelegenen Flusslauf der *Aue-Mehde* (Abstand zur WEA-2 ca. 100 m) hin ab. Angaben über die Geländehöhe im Bereich der *Aue-Mehde* liegen uns nicht vor, gemäß den Daten der topografischen Karten dürfte sie etwa dem GOK-Niveau im Bereich der WEA-2 entsprechen.

Die Ergebnisse der Grundwassermessungen im Windpark lassen darauf schließen, dass die Stauwasserstände über den oberflächennahen Geschiebeböden und in den Sandzwischenlagen darunter miteinander kommunizieren und einen weitgehend zusammenhängenden Stau- und Schichtenwasserkomplex bilden, der mit einem Gefälle tendenziell dem Geländeniveau in Richtung des Geländetiefpunktes (Hangwasserabfluss) zum südwestlich des Windparks gelegenen Flusslauf der *Aue-Mehde* (Abstand zur WEA-2 ca. 100 m) gerichtet ist, welcher den Vorfluter für das Gebiet bilden dürfte. Unter Berücksichtigung der Archivdaten und der erkundungszeitlich gemessenen Grundwasserstände sind die Stau- und Schichtenwasserstände von tieferen Grundwasserleiter durch die mächtigen Geschiebemergelschichten (Grundwassergeringleiter) weitgehend abgekoppelt und bilden ein eigenständiges Grundwasserstockwerk.

#### **3.4.5 Einschätzung zum Bemessungswasserstand**

Auf der vorliegenden Datenbasis ist u. E. im Bereich der Bauflächen von einem saisonalen Anstiegspotential der Grundwasserspiegeldruckhöhe im tieferen Grundwasserleiter (Hauptgrundwasserleiter) unterhalb der Geschiebeböden bis schätzungsweise NHN + rd. 26,5 m auszugehen, diese Höhe liegt etwas unterhalb der Geländeoberkante an der WEA-1 und oberhalb der Geländeoberkante an der WEA-2 (artesische Verhältnisse).

Darüber hinaus sind je nach Geländemorphologie und Drainagesituation Grundwasserbildungen als Schichtenwasserstände in und über den Geschiebeböden aus Lehm und Mergel möglich, die zumindest zeitweilig bis zur jeweiligen Geländeoberkante absteigen können, an Geländetiefpunkten auch darüber, sie bilden den Bemessungsgrundwasserstand für den Entwurf von Konstruktion, Abdichtung und Entwässerung.

Alle Bodenschichten sind bei den vorliegenden Verhältnissen prinzipiell als wassergesättigt anzunehmen, die bindigen Böden auch oberhalb der Grundwasserspiegeldruckhöhe (Strukturwasser).

Angaben zu den Wasserständen der *Aue-Mehde* liegen uns nicht vor, ob der Fluss zeitweilig über die Ufer tritt, ist ebenfalls nicht bekannt. Hochwasserstände dieses Gewässers sind u. U. gesondert zu berücksichtigen (ggf. Bereich WEA-2).



## **4 Bodenmechanische Laboruntersuchungen**

### **4.1 Umfang und Zweck der Untersuchungen**

Aus dem Bohrgut der Bohrsondierungen wurden gestörte Proben entnommen. Das Probenmaterial der Sondierungen liegt uns zur Beurteilung und zur Untersuchung vor.

Die Proben wurden zunächst im Labor nach den visuellen und manuellen Methoden entsprechend DIN EN ISO 14688-1:2018-05 bodenmechanisch angesprochen. An ausgewählten Proben wurden klassifizierende Laborversuche entsprechend den derzeit eingeführten Normen und technischen Richtlinien durchgeführt. Der Kalkgehalt wurde während der Ansprache an allen Proben durch Schnelltests mit Salzsäure gemäß DIN EN ISO 14688 bestimmt.

Zur Kennzeichnung und Beschreibung von Böden dient ihre Korngrößenverteilung, sie wurde von charakteristischen Proben durch Nasssiegung (Sande) und kombinierte Sieb-Schlämmanalyse (Geschiebeböden) entsprechend DIN EN ISO 17892-4:2017-04 ermittelt.

An ausgewählten bindigen Proben wurden der Wassergehalt und die Dichte gemäß DIN EN ISO 17892-1:2015-03 und DIN EN ISO 17892-2:2015-03 bestimmt.

Zur Bestimmung des Anteils der organischen Beimengungen wurde an ausgewählten Proben der Glühverlust nach DIN 18128:2002-12 als klassifizierender Parameter ermittelt.

Die Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche sind tabellarisch auf der Anlage 3.1 angegeben, die Korngrößenverteilungen sind als Körnungslinien auf der Anlage 3.2 dargestellt.

### **4.2 Deckschicht**

Bei dem Probenmaterial aus der Deckschicht handelt es sich nach den Ergebnissen der Probenansprache im Labor um mit humosen Anteilen durchsetzte, schwach schluffige, mittelsandige Feinsande. Die Deckschicht ist mit Pflanzenresten (Wurzeln) durchsetzt (Mutterboden). Die Probe der Bohrsondierungen BS-301 und BS-304 sind mit Bauschuttanteilen (Ziegelresten) und Schotterpartikeln durchsetzt.

Mit dem an drei Proben aus der humosen Deckschicht durchgeführten Versuch zur Bestimmung des organischen Anteils wurde ein Glühverlust  $V_{GI}$  von 4,8 M.-% bis 6,6 M.-% ermittelt.

Die Proben der sandigen Deckschicht sind demnach und nach den Kriterien der DIN 4022 als *humos* (Bereichsgrenzen  $3 \text{ M.-%} < V_{GI} \leq 5 \text{ M.-%}$ ) bis *stark humos*, zu bezeichnen, nach den Kriterien der DIN EN ISO 14688-2 als *schwach organisch* (Bereichsgrenzen  $2 \text{ M.-%} < V_{GI} \leq 6 \text{ M.-%}$ ) bis *mittel organisch*.

### **4.3 Decksande und Sandzwischenlagen**

Die Proben aus den Decksanden oberhalb der Geschiebeböden und die Proben aus den Sandzwischenlagen innerhalb der Geschiebeböden sind nach den Ergebnissen der Probenansprache im Labor überwiegend als schwach schluffige bis schluffige, mittelsandige Feinsande zu bezeichnen, teils stark mittelsandig, vereinzelt

schwach grobsandig oder schwach kiesig. Die Proben der Bohrsondierung BS-306 enthalten teils tonige Anteile. Vereinzelt sind die Proben dieser Sande mit Geschiebelehmen und -mergeln durchsetzt.

Die an fünf exemplarischen Sandproben ermittelten Körnungslinien zeigen diese Sande mit Schlämmkornanteilen (Korndurchmesser  $d \leq 0,063$  mm) zwischen rd. 8 M.-% und rd. 19 M.-% und Kiesanteilen (Korndurchmesser  $d > 2$  mm) bis rd. 2 M.-%.

Nach den Ergebnissen der Probenansprache enthalten die Sande überwiegend keine nennenswerten humosen Anteile. Lediglich die Probe der BS-201, die unmittelbar unterhalb der Deckschicht entnommen wurden, enthält in geringem Umfang humose Anteile, der Glühverlust an dieser Probe wurde mit 1,9 M.-% ermittelt. Abweichend von den übrigen Sondierungen enthalten die Proben der BS-306 verschiedentlich humose Anteile bis in Entnahmetiefen von 2,7 m unter GOK. Die Sande sind demnach überwiegend als *nicht humos*, örtlich *schwach humos* bzw. als *nicht organisch* zu bezeichnen, die Proben der Bohrsondierung BS-306 als *nicht humos bis humos* bzw. *nicht organisch bis schwach organisch*.

#### 4.4 Geschiebeböden

Geschiebelehme und -mergel werden nur anhand des Kalkgehaltes unterschieden: Geschiebelehme sind durch natürliche Auslaugung kalkfrei, Geschiebemergel kalkhaltig. Nach den Ergebnissen der Salzsäure-Schnelltest handelt es sich bei den untersuchten Proben mit Entnahmetiefen bis zu rd. 2 m unter GOK um Geschiebelehme (kein Aufbrausen beim Schnelltest mit Salzsäure), bei dem tieferen Probenmaterial um Geschiebemergel (starkes Aufbrausen).

Wegen der auf den Ton- und Schluffgehalt zurückgehenden überwiegend bindigen Eigenschaften sind die Proben nach den Kriterien der DIN EN ISO 14688 überwiegend als feinsandige bis stark feinsandige, mittelsandige, schwach grobsandige, schwach tonige Schluffe, teils schwach kiesig zu bezeichnen, örtlich als toniger, sandiger Schluff (BS-202).

Die Proben enthalten vereinzelt Sand-Linsen als Reste von Sandbänderungen oder dünnen Sandschichten.

Mit den an vier exemplarischen Geschiebeproben ermittelten Körnungslinien wurden Schlämmkornanteile zwischen rd. 31 M.-% und rd. 43.-M.-% bei Tonanteilen (Korndurchmesser  $d \leq 0,002$  mm) zwischen rd. 9 M.-% und rd. 16 M.-% und Kiesanteile zwischen rd. 2 M.-% und rd. 6 M.-% ermittelt.

Bei den Laboruntersuchungen zur Konsistenzbeurteilung ausgewählter Geschiebeproben wurden die folgenden Bandbreiten der Versuchswerte ermittelt (die Klammerwerte sind Probe Nr. 5 der BS-202 aus der der tonigen, sandigen Schluffzone zuzuordnen):

Dichte	$\rho$	=	2,12 t/m <sup>3</sup> und 2,30 t/m <sup>3</sup>	(2,01 t/m <sup>3</sup> )
Wassergehalt	$w$	=	0,157 bis 0,107	(0,175)

Die kleineren Dichten mit den korrespondierend höheren Wassergehalten sind tendenziell den oberen Zonen zuzuordnen.

In Verbindung mit den Ergebnissen der Probenansprache im Labor ist den oberflächennahen Geschiebelehmen demnach überwiegend eine weiche bis steife Konsistenz zuzuweisen, der obersten Zone ist vereinzelt eine steife Konsistenz (ausgewitterte Deckschicht) zuzuweisen. Den Geschiebemergelproben ist eine mit der Tiefe tendenziell zunehmende Konsistenz von weich, über steif, bis hin zu halbfest zuzuordnen.

Nach den Ergebnissen der Probenansprache enthalten die Sande überwiegend keine nennenswerten humosen Anteile. Die Proben der Geschiebeeböden sind demnach als *nicht humos* bzw. *nicht organisch* zu bezeichnen.

## **5 Chemische Analysen**

### **5.1 Grundwasseranalysen**

Im Zuge der Erkundungsarbeiten wurden die in den Kranstellflächen gelegenen Bohrsondierlöcher (BS-102K und BS-202K) jeweils mit temporären Rammpegeln ausgebaut um daraus Grundwasserproben zu entnehmen, mangels Zustrom konnte jedoch keine ausreichende Probenmenge für eine chemische Analysen entsprechend DIN EN 206-1.2000 (Betonangriffsgrad) entnommen werden. Chemische Grundwasseranalysen wurden deshalb durchgeführt.

### **5.2 Chemische Bodenanalysen**

Bodenchemische Analysen wurden nicht durchgeführt.

## 6 Baugrundmodell und charakteristische Werte der geotechnischen Kenngrößen

Auf der Grundlage der vorliegenden Baugrunderkundungs- und -untersuchungsergebnisse in Verbindung mit unseren und allgemeinen Erfahrungen mit vergleichbaren Böden werden für die im *Windpark Elsdorf III* in der Baufläche der WEA-1 (einschl. der zugehörigen KSF-1) anstehenden Bodenschichten in den Tabellen 6.1 und in der Bauflächen der WEA-2 (einschl. der zugehörigen KSF-2) anstehenden Bodenschichten charakteristische Werte der geotechnischen Kenngrößen für einen vereinfachten Baugrundaufbau zur Verwendung in erdstatischen Nachweisen nach dem Sicherheitskonzept mit Partialsicherheiten entsprechend DIN 1054:2010-12 angegeben (Baugrundmodell).

Kenngrößen und Schichtenprofile für die Zuwegungen können erforderlichenfalls anhand der Angaben in den Tabellen 6.1 und 6.2 unter Berücksichtigung der Bohrprofile in der Anlage 2.3 abgeleitet werden.

Die angegebenen Werte sind vorsichtig gewählte mittlere Werte, sie beruhen auf Korrelationen größerer Datenmengen vergleichbarer Bodenarten. Die angegebene Bandbreite der Steifemoduln und der Schubmoduln berücksichtigt die Inhomogenität der Böden und ihre Abhängigkeit vom Spannungsniveau.

Bei den im *Windpark Elsdorf III* anstehenden Geschiebeböden handelt es sich um eiszeitlich vorbelastete Böden. Für überkonsolidierte bindige Böden, wie es eiszeitlich vorbelastete Böden in Norddeutschland überwiegend sind, ist zu unterscheiden, ob diese Böden ihren seinerzeitigen Spannungszustand erhalten konnten oder ob dieser durch spätere Einflüsse abgebaut wurde.

Nach den Ergebnissen umfangreicher empirischer Feld- und Laboruntersuchungen von *Prof. Dr. Lorenz* (zitiert in aus *Richter 1994*) an vergleichbaren Baugründen in *Berlin* kann davon ausgegangen werden, dass die günstige Wirkung der eiszeitlichen Vorbelastung bei Geschiebemergeln wegen des kalkhaltigen Bindemittels grundsätzlich erhalten geblieben ist, während bei Sanden und Lehmen zu berücksichtigen ist, dass die eiszeitlichen Spannungszustände durch strukturverändernde Einwirkungen nacheiszeitlich verloren sein könnten. Neuere Ergebnisse von *Schüßler (2016)* mit Auswertungen von Setzungsmessungen an Brückenwiderlagen auf Geschiebemergeln und -lehm bestätigen grundsätzlich die Vorspannungswirkung der eiszeitlichen Vorbelastung.

Demnach kann

- für eiszeitlich vorbelastete Mergel, also kalkhaltige Lehme, im Allgemeinen der Wiederbelastungsmodul verwendet werden (in den Tabellenwerten berücksichtigt).
- Für Geschiebelehme, also ausgelaugte Mergel, ist eher ein korrigierter Wert des Erstbelastungsmoduls zutreffend, da die Auslaugung strukturverändernd wirkt oder wirken kann.

Eine eiszeitliche Vorbelastung lässt sich anhand von Ergebnissen im Oedometerversuch erfahrungsgemäß nicht ohne weiteres ableiten (vgl. *Schüßler 2016*), sie ergibt sich aus der Zusammenführung der verfügbaren Erkenntnisse über die geologische Entstehung (siehe Ziffer 3.1) und der sachverständigen Einordnung der klassifizierenden Parameter in eine Vergleichsdatenmenge.

Die Schubmoduln und Querkontraktionszahlen wurden anhand von Erfahrungswerten unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Drucksondierungen und entsprechend den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugrunderdynamik der DGGT abgeleitet (*EA Baugrunderdynamik*, Unterlage U 4.2.2). Der Schubmodul  $G_{d0}$  beschreibt den maximal möglichen Schubmodul, der im Allgemeinen nur Gültigkeit für sehr kleine Dehnungsamplituden, bei hochfrequenten Belastungen hat, bei denen die Massenkräfte nicht vernachlässigt werden können. Für die Gründung von Windenergieanlagen (mit niederfrequent zyklischen Belastungen) ist zur Ableitung des maßgebenden Rechenwertes des Schubmoduls  $G_d$  unter Berücksichtigung der Schubverzerrungsamplitude gemäß den *EA Baugrunderdynamik* eine Abminderung erforderlich (siehe auch Ziffer 12.4).

Bei den „dynamischen Steifigkeitsparametern“ handelt es sich um die Anfangswerte aus Spannungs-Dehnungs-Kurven, die für annähernd elastische Deformation stehen und für die Erst-, die Ent-, und die Wiederbelastung etwa gleich groß sind (s. hierzu z. B. die Erläuterungen der *EA-Baugrunderdynamik*).

Der dynamische Parameter  $E_{s,dyn}$  wurde unter Anwendung der in den *EA-Baugrunderdynamik* aufgeführten Korrelation als Vielfaches des statischen Steifemoduls  $E_{s,stat}$  abgeschätzt, dabei wurden auf der sicheren Seite liegend, konservative Werte abgeschätzt, durch die Übernahme der unteren Grenzkurve der dort angegebenen Bandbreite, sowie eine Begrenzung des Verhältnisses auf  $E_{s,dyn}/E_{s,stat} < 10$ .

Für die Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise unter ständiger Last sind die statischen Bodenkennwerte für drainierte Verhältnisse ( $E_{s,stat}, \nu_{stat}$ ) anzusetzen. Für Betrachtungen unter transienter Einwirkungen (Schwingungen, Extremwindlasten) können für nichtbindige Böden (hier Sande) die dynamischen Parameter für drainierte Verhältnisse ( $E_{s,dyn}, \nu_{dyn}$ ) angewendet werden. Bei bindigen Böden sind entweder die dynamischen Parameter für drainierte Zustände ( $E_{s,dyn}, \nu_{dyn}$ ) oder für undrainierte Verhältnisse anzuwenden ( $E_{s,dyn}, \nu_{dyn,u}$ ).

**Tabelle 6.1 Standort WEA-1**  
**Vereinfachter Baugrundaufbau und geotechnische Kenngrößen**  
**für erdstatische Untersuchungen gemäß DIN 1054:2010-12**

Bodenart Lagerungsdichte bzw. Konsistenz	Schicht- unterkante bei	Wichte $\gamma / \gamma'$	Steifemodul		Querdehn- zahl $v_{dyn}^{stat} / v_{dyn,u}$	dyn. Schub- modul $G_{d,0}$	Reib- ungs- winkel $\varphi'_k$	Kohäsion $c'_k$	Anfangs- scher- festigkeit# $c_{uk}$
			$E_{s,stat}$	$E_{s,dyn}$					
	m unter GOK [m NHN]	kN/m <sup>3</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	-	°	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
<b>Deckschicht</b>									
<u>Sande</u> , schwach schluffig, humos, Wurzeln	bis 0,4 [27,3 bis 27,4]	17/10	---	---	---	---	---	---	---
<b>Decksande</b>									
<u>Sande</u> , schwach schluffig bis schluffig, Lg./Mg.-Bd. locker bis mitteldicht	1,1 bis 2,8 [26,5 bis 24,7]	18/10	25 - 50	120 - 180	0,25 - 0,35 (0,35 / ---)	50 - 100	32,5	0	---
<b>Geschiebeböden</b>									
<u>Geschiebelehm</u> weich bis steif	0,9 bis 2,4 [26,7 bis 25,3]	20/10	8 - 16	75 - 110	0,30 - 0,40 (0,4 / 0,49)	40 - 80	27,5	2,5	20 bis 40
( <u>Sandzwischenlagen</u> ) mitteldicht	1,4 bis 3 [26,2 bis 24,8]	18/10	25 - 50	140 - 200	0,25 - 0,35 (0,35 / ---)	50 - 100	32,5	0	---
<u>Geschiebemergel</u> weich bis steif	3,4 bis 5,3 [23,8 bis 22,3]	21/11	20 - 40	125 - 180	0,30 - 0,40 (0,4 / 0,49)	50 - 100	30	2,5	30 bis 60
<u>Geschiebemergel</u> steif	10,2 bis 14 [17,4 bis 13,6]	21/11	25 - 60	140 - 220	0,35 - 0,40 (0,4 / 0,49)	60 - 120	32,5	5	40 bis 100
<u>Geschiebemergel</u> sandgebändert steif bis halbfest	12 bis 17,1 [15,6 bis 10,5]	21/11	50 - 100	200 - 320	0,35 - 0,40 (0,4 / 0,49)	120 - 240	32,5	5	100 bis 200
( <u>Sandzwischenlage</u> ) dicht bis sehr dicht	bis 15,5 [12,1]	19/11	100 - 200	320 - 550	0,25 - 0,35 (0,35 / ---)	150 - 300	37,5	0	---
<u>Sand-Mergel-Wechselagen</u> dicht bis sehr dicht / steif bis halbfest	18 bis 20,4 [9,4 bis 7,1]	21/11	60 - 120	220 - 320	0,35 - 0,40 (0,4 / 0,49)	120 - 250	35	0	---
<u>Geschiebemergel</u> steif bis halbfest	21 bis 21,1 [6,4 bis 6,8]	22/12	60 - 120	220 - 370	0,35 - 0,40 (0,4 / 0,49)	150 - 250	35	10	200 bis 300
<u>Geschiebemergel</u> halbfest bis fest	25 <sup>1)</sup> bis 35,1 <sup>1)</sup> [2,6 bis -7,5] <sup>1)</sup>	22/12	80 - 160	270 - 460	0,35 - 0,40 (0,4 / 0,49)	180 - 300	35	15	>300

--- nicht bestimmt bzw. keine Angabe

(...) örtlich

# dazu  $\varphi_u = 0$

<sup>1)</sup> Endtiefen der Sondierungen

**Tabelle 6.2 Standort WEA-2**  
**Vereinfachter Baugrundaufbau und geotechnische Kenngrößen**  
**für erdstatische Untersuchungen gemäß DIN 1054:2010-12**

Bodenart Lagerungsdichte bzw. Konsistenz	Schicht- unterkante bei	Wichte $\gamma / \gamma'$	Steifemodul		Querdehn- zahl $v_{stat}$ ( $v_{dyn} / v_{dyn,u}$ )	dyn. Schub- modul $G_{d,0}$	Reib- ungs- winkel $\varphi'_k$	Kohäsion $c'_k$	Anfangs- scher- festigkeit# $c_{uk}$
			$E_{s,stat}$	$E_{s,dyn}$					
	m unter GOK [m NHN]	kN/m <sup>3</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	-	°	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
<b>Deckschicht</b>									
<u>Sande</u> , schwach schluffig, humos, Wurzeln, (Bauschuttbeimengungen)	bis 0,4 [25 bis 25,2]	17/10	---	---	---	---	---	---	---
<b>Decksande</b>									
<u>Sande</u> , schwach schluffig bis schluffig, Lg./Mg.-Bd., locker bis mitteldicht	0,7 bis 3,0 [24,90 bis 22,4]	18/10	25 - 50	120 - 180	0,25 - 0,35 (0,35 / ---)	50 - 100	32,5	0	---
<b>Geschiebeböden</b>									
<u>Geschiebelehm</u> weich bis steif	0,9 bis 1,8 [24,5 bis 23,8]	20/11	8 - 16	75 - 110	0,30 - 0,40 (0,4 / 0,49)	40 - 80	27,5	2,5	20 bis 40
( <u>Sandzwischenlagen</u> ) mitteldicht	2 bis 3,6 [23,6 bis 22] (6,8 [18,7])	18/10	25 - 50	140 - 200	0,25 - 0,35 (0,35 / ---)	50 - 100	32,5	0	---
<u>Geschiebemergel</u> weich bis steif	2,3 bis 4,6 [23,2 bis 21]	20/10	20 - 40	125 - 180	0,30 - 0,40 (0,4 / 0,49)	50 - 100	30	2,5	30 bis 60
<u>Geschiebemergel</u> steif	7 bis 12,4 [18,4 bis 13,1] (17,2 <sup>2)</sup> [8,7 <sup>2</sup> ])	21/11	25 - 60	140 - 220	0,35 - 0,40 (0,4 / 0,49)	60 - 120	32,5	5	40 bis 100
<u>Geschiebemergel</u> sandgebändert steif bis halbfest	9,2 bis 13,8 [16,2 bis 11,7]	21/11	50 - 100	200 - 320	0,35 - 0,40 (0,4 / 0,49)	120 - 240	32,5	5	100 bis 200
( <u>Sandzwischenlage</u> ) dicht bis sehr dicht	bis 13,4 [12,0]	19/11	100 - 200	320 - 550	0,25 - 0,35 (0,35 / ---)	150 - 300	37,5	0	---
<u>Sand-Mergel-Wechselagen</u> dicht bis sehr dicht / steif bis halbfest	17,6 bis 19,3 <sup>1)</sup> [7,9 bis 6,6 <sup>1)</sup>	21/11	60 - 120	220 - 320	0,35 - 0,40 (0,4 / 0,49)	150 - 250	35	0	---
<u>Geschiebemergel</u> steif bis halbfest	19,2 bis 20 [6,6 bis 5,5]	22/12	60 - 120	220 - 370	0,35 - 0,40 (0,4 / 0,49)	150 - 250	35	10	200 bis 300
<u>Geschiebemergel</u> halbfest bis fest	25 <sup>1)</sup> bis 35,1 <sup>1)</sup> [0,3 bis -9,6 <sup>1)</sup>	22/12	80 - 160	270 - 460	0,35 - 0,40 (0,4 / 0,49)	180 - 300	35	15	>300

--- nicht bestimmt bzw. keine Angabe

(...) örtlich

# dazu  $\varphi_u = 0$

<sup>1)</sup> Endtiefen der Sondierungen

<sup>2)</sup> Bereich Kranstellfläche gegenüber der WEA

## 7 Bautechnische Klassifikation der angetroffenen Bodenarten

Zur bautechnischen Klassifikation und Beurteilung der angetroffenen Bodenarten sind in Tabelle 7.1 die Bodengruppen, die Bodenklassen und die Frostempfindlichkeitsklassen der angetroffenen Bodenarten gemäß den üblichen bautechnischen Standards und Empfehlungen angegeben.

**Tabelle 7.1 Bodengruppen, Bodenklassen und Frostempfindlichkeitsklassen**

Bodenart	Bodengruppe gemäß DIN 18196:2011-05	Bodenklasse nach DIN 18300:2012-09 <sup>1)</sup>	Frostempfindlichkeits- klasse gemäß ZTVE-StB 09
<b>Deckschicht</b>			
<u>Sande</u> schluffig, humos, Wurzeln	OH, (SU, SU*)	2 bis 4 <sup>2)</sup>	F2, F3
<b>Decksande und oberflächennahe Zwischenschichten</b>			
<u>Sande</u> schluffig, Lehm und Mergelbänder	SU, SU*, (SE, UL)	3, 4 <sup>2)</sup>	F1 bis F3
<b>Geschiebeböden</b>			
<u>Geschiebelehme / Geschiebemergel</u> (Sand-, Kiesbänder)	SU*, UL, TL (SU, SE, GU, GE)	4 <sup>2)</sup> (3)	F3
<u>Sandzwischenschichten</u> (kiesig)	SE, SU, SU*, SW, SI (GU, GE, GI, GW)	3	---

(...) örtlich                      --- bautechnisch hier nicht relevant

<sup>1)</sup> Lösbarkeitsklasse für den Erdbau, nicht identisch mit Homogenbereich gemäß VOB 2019  
Erläuterung: Projektspezifisch zu definierende „Homogenbereiche“ sind in den Normen der VOB/C an die Stelle der bisher allgemein definierten „Bodenklassen“ getreten. Homogenbereiche sind für den Erdbau und für alle Verfahrenstechniken des Spezialtiefbaus festzulegen und anzuwenden, die geotechnischen Parameter dafür sind für die einzelnen Bauverfahren unterschiedlich. Diese Festlegung von Homogenbereichen ist anhand vorgeschriebener geotechnischer Kenngrößen mit projektspezifisch geeigneten Bandbreiten zu parametrisieren, sie erfordert gezielte Feld- und Laboruntersuchungen erheblichen Umfangs, die für die Baugrundbeurteilung nicht oder nicht in gleicher Weise notwendig sind und die zweckmäßig erst nach Beendigung der Planung und Festlegung der Verfahrenstechniken gezielt vorgenommen werden (können).

<sup>2)</sup> bei Wasserzutritt und mechanischer Beanspruchung Bodenklasse 2

Die Einordnung in die Bodengruppen, Boden- und Frostempfindlichkeitsklassen in Tabelle 7.1 wurde auf Grundlage der vorliegenden Laboruntersuchungsergebnisse vorgenommen, das Vorkommen anderer Bodengruppen und Bodenklassen ist grundsätzlich möglich.



## 8 Zusammenfassende Baugrundbeschreibung

### 8.1 Baugrundverhältnisse

Nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung und -untersuchung stellt sich der Baugrund im Bereich der Windenergieanlagenstandorte WEA-1 und WEA-2 im *Windpark Elsdorf III* wie folgt dar:

Die Baugrundverhältnisse an beiden WEA-Standorten und im Bereich der Zuwegungen werden überwiegend geprägt von den mächtigen Geschiebemergeln als Gletscherablagerungen aus unterschiedlichen Eiszeiten, deren Konsistenz stetig zunimmt, von zunächst weich bis steif, über steif, zu steif bis halbfest bis hin zu teils fest im Bereich der Erkundungsendtiefen. Die Mergel sind in unterschiedlichen Tiefen und Intensität, Sandbänderungen und Zwischenschichten aus Sanden zwischengeschaltet sind, zonenweise sind auch von Wechsellagen beider Böden geprägte Zonen vorhanden.

Unter einer bis rd. 0,5 m dicken, teils bauschutthaltigen, **humosen Deckschicht** aus schluffigen Sanden liegen zunächst bis in Tiefen zwischen rd. 0,7 m und rd. 3 m unter GOK, örtlich bis rd. 6,8 unter GOK überwiegend geringmächtige **Geschiebedecksande** als schwach schluffige bis schluffige, teils lehmgebänderte Sande in lockerer bis mitteldichter Lagerung

Darunter folgen, örtlich bereits ab GOK **Geschiebeböden** (Lehm über Mergel) von zunächst **weicher bis steifer Konsistenz** bis rd. 2,3 m bis 5,3 m Tiefe unter GOK. Die Geschiebelehme und Mergel sind bis in Tiefen zwischen 1,4 m und 3,6 m unter GOK wiederholt mit Sandschichten bis rd. 1 m Dicke durchzogen.

Abweichend von den übrigen Sondierungen wurden mit der Bohrsondierung BS-306 bis zur Endtiefe in rd. 3 m unter GOK schwach schluffige bis schluffige, teils tonige und humose Sande erbohrt.

Unterhalb der Geschiebemergelzone mit weicher bis steifer Konsistenz ab Tiefen zwischen rd. 2,3 m und rd. 5,3 m unter GOK, örtlich unterhalb einer tiefreichenden Sandzone ab rd. 6,8 m Tiefe unter GOK (WEA-2), werden die Baugrundverhältnisse an den WEA-Standorten von mächtigen, nur vereinzelt **sandgebänderten Geschiebemergeln mit steifer Konsistenz** geprägt, denen ab rd. 7 m und rd. 14 m unter GOK, lokal ab rd. 17,2 m Tiefe unter GOK (KSF-2), eine intensiv **sandgebänderte Geschiebemergelzone** mit steifer bis halbfester Konsistenz folgt. Eine Drucksondierung an der KSF-2 wurde in dieser Zone in rd. 19,3 m Tiefe unter GOK wegen eines Hindernis vorzeitig beendet.

Darunter liegt ab rd. 9,2 m und 17,1 m unter GOK eine **Wechsellagerung** aus Geschiebemergeln mit steifer bis halbfester Konsistenz und Sanden in dichter Lagerung, der jeweils örtlich allerdings an beiden Standorten eine ausgeprägte, teils **kiesige Sandschicht** mit rd. 3,5 m und rd. 4,2 m Dicke in dichter bis sehr dichter Lagerung vorgeschaltet ist.

Ab rd. 17,6 m und rd. 20,4 m Tiefe unter GOK, folgen unterhalb der Geschiebemergel-Sand-Wechsellagerungen wiederum mächtige **Geschiebemergel**, von zunächst **steifer bis halbfester** Konsistenz, mit der Tiefe zunehmend, ab rd. 19,2 und rd. 21,1 m unter GOK von wenigstens **halbfester** Konsistenz bis hin zu **halbfester bis fester** Konsistenz ab rd. 23 m und rd. 25 m Tiefe unter GOK. Die Basis dieser Böden wurde mit dem Erreichen der Sondierendtiefen in bis rd. 35 m unter GOK nicht erreicht.

## 8.2 Grundwasserverhältnisse

Auf der vorliegenden Datenbasis ist u. E. im Bereich der Bauflächen von einem saisonalen Anstiegspotential der Grundwasserspiegeldruckhöhe im tieferen Grundwasserleiter (Hauptgrundwasserleiter) unterhalb der Geschiebeböden bis schätzungsweise  $\text{NHN} + \text{rd. } 26,5 \text{ m}$  auszugehen, diese Höhe liegt etwas unterhalb der Geländeoberkante an der WEA-1 und oberhalb der Geländeoberkante an der WEA-2 (artesische Verhältnisse).

Darüber hinaus sind je nach Geländemorphologie und Drainagesituation Grundwasserbildungen als Schichtenwasserstände in und über den Geschiebeböden aus Lehm und Mergel möglich, die zumindest zeitweilig bis zur jeweiligen Geländeoberkante ansteigen können, an Geländetiefpunkten auch darüber, sie bilden den Bemessungsgrundwasserstand für den Entwurf von Konstruktion, Abdichtung und Entwässerung.

Alle Bodenschichten sind bei den vorliegenden Verhältnissen prinzipiell als wassergesättigt anzunehmen, die bindigen Böden auch oberhalb der Grundwasserspiegeldruckhöhe (Strukturwasser).

Angaben zu Wasserständen oder Hochwasserständen des östlichen gelegenen Flusses *Aue-Mehde* liegen uns nicht vor, ob der Fluss zeitweilig über die Ufer tritt, ist ebenfalls nicht bekannt. Hochwasserstände des Flusses sind u. U. gesondert zu berücksichtigen (ggf. Bereich WEA-2).

## 9 Baugrundbeurteilung

Die humose Deckschicht ist für bautechnische Zwecke nicht geeignet.

Die oberflächennahen Geschiebelehme und Mergel in weicher bis steifer Konsistenz sowie die überwiegend locker bis mitteldicht gelagerten Decksande sind ohne Maßnahmen zur Baugrundverbesserung nur für Flachgründungen von Bauwerken mit geringen Lasten und ohne besondere Ansprüche an eine Setzungsbegrenzung geeignet.

Für eine Flachgründung von Bauwerken mit zyklischem Lasteintrag sind diese Böden nicht ohne weiteres geeignet, da sie wassergesättigt und wegen ihrer geringen Wasserdurchlässigkeit zur Entwicklung von Porenwasserüberdruck neigen, der bei ungünstigster Entwicklung zu Aufweichungen (Geschiebe) bis hin zu einer temporären Verflüssigung der Böden (schluffiger Feinsand) führen kann.

Der tiefere Baugrund, überwiegend geprägt von Geschiebemergeln von wenigstens steifer mit der Tiefe weiter zunehmender Konsistenz, mit örtlichen Sandzwischen-schichten von dichter bis sehr dichter Lagerung und mit Wechsellagen aus Sanden und Geschiebemergel ist, unter Berücksichtigung des Potenzials an Setzungen und Setzungsdifferenzen infolge seiner standortabhängig sowie kleinräumig (von Sondierpunkt zu Sondierpunkt) teils wechselhaften Ausprägung und Schichtfolge, grundsätzlich als Gründungsboden auch für Bauwerke mit höheren Lasten geeignet.

Die Sandzwischen-schichten von wenigstens dichter Lagerung und die Geschiebemergel mit mindestens steifer Konsistenz sind prinzipiell auch für den Eintrag vertikaler Lasten über Mantelreibung und Pfahlsplizendruck geeignet, bei der Planung von Tiefgründungen ist die Baugrundinhomogenität und insbesondere die hohe Lagerungsdichte der Sandzonen bei der Wahl eines geeigneten Pfahlsystems und einer geeigneten Absetztiefe für die Pfahlfüße zu berücksichtigen.

Mit Ramm- und Bohrhindernissen (Steinen) ist zu rechnen: grundsätzlich können Hindernisse in Form von Kieslagen oder Steinen in den Sanden nicht ausgeschlossen werden (z. B. als Steine in Kieslagen oder als singuläre „Dropstones“), bei den Sondierarbeiten wurden in unterschiedlichen Tiefen Hindernisse angetroffen.

## **10 Bauwerk**

### **10.1 Windenergieanlagen**

Geplant ist die Errichtung von zwei Windenergieanlagen (WEA-1 und WEA-2) des Typs Nordex N149/5.X mit dem Hybridturm TCS164 mit 149 m Rotordurchmesser und 164 m Nabenhöhe. Planerisch ist eine Flachgründung der beiden Windenergieanlagen mit einem kreisringförmigen Stahlbeton-Einzelfundament vorgesehen.

Der Außendurchmesser des Stahlbetonfundaments soll rd. 25,8 m betragen (Variante Flachgründung mit Auftrieb), der Innendurchmesser 9,86 m. Die Fundamentdicke beträgt durchgängig rd. 0,9 m, die Platte wird mit zwölf aufgesetzten rd. 0,75 m breiten Rippen bis zu einem Außendurchmesser von rd. 25 m ausgesteift, der Innendurchmesser entspricht demjenigen der Fundamentplatte. Die Höhe der Rippen (über der Platte) nimmt von außen von zunächst 50 cm linear bis auf 2 m zum kreisringförmigen Sockel zu. Der Sockel mit einem Außendurchmesser von 13 m und einem Innendurchmesser von 7,66 m. weist eine Höhe von rd. 2,3 m oberhalb der Fundamentplatte auf. Einschließlich der Stahlbetonplatte beträgt die Höhe des Fundamentes inkl. Sockel demnach rd. 3,2 m. Im Bereich des Kellers ist unterhalb des Turmsockel eine mind. rd. 0,30 m dicke Kellersohlplatte vorgesehen.

Die Unterkante der Stahlbetonfundamentplatte ist in rd. 1,44 m Tiefe (Außen) bis 1,74 m Tiefe (Kellersohle) unter der OK umgebenden Geländes vorgesehen, unterhalb der Fundamentunterkante ist eine mind. rd. 10 cm dicke Sauberkeitsschicht vorgesehen.

Das Fundament wird vollflächig um bis rd. 2 m Höhe über OK umgebendes Gelände bzw. bis rd. 0,2 m oberhalb der Oberkante-Turmsockel, mit einem Erdbaumaterial angefüllt (Mindestwichte  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ).

Die derzeitige Geländehöhe am Standort WEA-1 wurde erkundungszeitlich in der Baufläche der WEA-1 relativ eben zwischen NHN + 27,5 m und NHN + 27,6 m eingemessen (entlang KSF bis NHN + 27,9 m), in der Baufläche der WEA-2 zwischen NHN + 25,4 m und NHN + 25,5 m (entlang KSF bis NHN + 25,9 m)

Angaben über die geplante Sohltiefe der WEA in Bezug auf NHN liegen uns nicht vor, für die weiteren Betrachtungen wird die Sohltiefe der WEA in rd. 1,5 m Tiefe (UK Fundament einschl. Sauberkeitsschicht, ohne Kellersohle) unter dem derzeitigen mittleren Geländeniveau etwa bei NHN + 26 m (WEA-1) bzw. bei NHN + 24 m (WEA-2) angenommen.

Gemäß den Anforderungen der Herstellerdokumentation (Unterlage U 2.1) sind für eine Flachgründung der WEA die in Tabelle 10.1 angegebenen charakteristischen Werte der Einwirkungen (Index  $k$ ) unter Berücksichtigung einer Auftriebswirkung (Grundwasser in Höhe GOK) in Abhängigkeit der zugehörigen Bemessungssituation gemäß EC-7 und DIN 1054 zu berücksichtigen.

Als charakteristische Werte des Sohlwiderstands  $\sigma_{R,k}$  werden Kantenpressungen von  $\sigma_{R,k} \geq 300 \text{ kN/m}^2$  gefordert.

**Tabelle 10.1** Maximalwerte der charakteristischen Lasten an der Sohlfuge der Gründung nach DIBt für Fundament mit Auftrieb (gemäß Unterlage U 2.1)

Bemessungssituation	Vertikalkraft		Horizontalkraft [kN]	Biegemoment [kNm]
	max [kN]	min [kN]		
BS-P	48.363	40.699	1480	172.618
BS-A	49.070	41.406	2122	219.389
BS-T	47.632	39.968	878	81.111
Auftrieb	---	-7664	---	---

Die in Tabelle 10.1 enthaltene Einwirkungskombinationen sind gemäß DIBt-Richtlinie maßgebend für die Standsicherheitsuntersuchungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit als ungünstigste Einwirkungskombination der jeweiligen Lastfallgruppen.

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist gemäß DIBt-Richtlinie zusätzlich zwischen der Einwirkungskombination D.1 als charakteristische (seltene) Einwirkungen entsprechend den Lastfallgruppen N (Normal und Extrem) und T (Transport und Errichtung) und der Einwirkungskombination D.3 als quasi-ständige Einwirkungen entsprechend den Lastfällen für die Nachweise der Ermüdungssicherheit zu unterscheiden. Angaben zu den Einwirkungen der Einwirkungskombinationen D.1 und D.3 liegen uns nicht vor. Die Einwirkungen der Bemessungssituation BS-P und BS-T in der Tabelle 10.1 werden vorliegend deshalb für die Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen in die Einwirkungskombination D.1 als charakteristische (seltene) Einwirkungen gemäß DIBt-Richtlinie (Tabelle 8) eingestuft, die Einwirkungskombination D.3 (Quasi-ständige Einwirkungen) wird mangels Angaben nicht berücksichtigt. Die Einwirkungen der Bemessungssituation BS-A werden gemäß DIBt-Richtlinie der Lastfallgruppe A als außergewöhnliche Einwirkungen zugeordnet, die Lastfallgruppe A ist nicht in der Einwirkungskombination D.1 oder D.3 enthalten, die Bemessungssituation BS-A ist daher für die Gebrauchstauglichkeitsnachweise nicht maßgebend.

Zur Berücksichtigung der Interaktionen zwischen Fundament und Baugrund werden in den statischen Berechnungen für das WEA-Fundament zur Vermeidung von Schwingungsresonanzen des Turmes die folgenden Mindestwerte der Drehfedersteifigkeit  $k\varphi$  gefordert (Unterlage U 2.1):

statisch	$k\varphi_{\text{stat}} =$	75.000	MNm/rad
dynamisch	$k\varphi_{\text{dyn}} =$	300.000	MNm/rad

Hinsichtlich der Zulässigkeit von Setzungsdifferenzen für das WEA-Fundament werden vorliegend die Kriterien der DIBt-Richtlinie herangezogen, wonach eine Begrenzung der Schiefstellung des Turmes auf einen Wert von 3 mm/m zu berücksichtigen ist. Unter Berücksichtigung eines Fundamentdurchmessers von 25,8 m ergibt sich daraus eine maximal zulässige Setzungsdifferenz von bis zu rd. 7,7 cm für diametral gegenüberliegende Fundamentplattenränder.

## **10.2 Kranstellflächen**

Für die Errichtung der Anlagen ist erfahrungsgemäß die Herrichtung einer Kranstellfläche am jeweiligen Anlagenstandort erforderlich.

Außerdem wird die Herrichtung diverser Nebenflächen (Hilfskranstellflächen, Arbeits- und Lagerflächen sowie Parkplatzflächen und Sicherheitszonen) und Zuwegung ggf. eine temporären Baustraße benötigt.

Anforderungen an die Abmessungen, die Tragfähigkeit und Ebenheit dieser Flächen liegen uns nicht vor. Überschlägige Angaben auf der Grundlage von Erfahrungen mit vergleichbaren Projekten sind unter Ziffer 14.1 zusammengefasst dargestellt.

## **11 Gründungsbeurteilung**

### **11.1 Geotechnische Kategorie**

Entsprechend der als Teil des Eurocodes EC-7 bauordnungsrechtlich eingeführten DIN 1054:2010-12 ist jedes Objekt zu Planungsbeginn in eine geotechnische Kategorie einzuordnen. Windenergieanlagen gehören nach der DIBt-Richtlinie (Unterlage U 4.3) *a priori* zur geotechnischen Kategorie GK 3.

### **11.2 Gründungskriterien**

Die Gründungssituation für die Windenergieanlagen WEA-1 und WEA-2 im *Windpark Elsdorf III* wird geprägt

- von den Windenergieanlagen mit ihrem Anteil an zyklischen Lasten,
- von der Gründungssohlentiefe in rd. 1,5 m Tiefe unter GOK,
- von den kleinräumig wechselhaften Baugrundverhältnissen mit Wechsellagen überwiegend aus Geschiebemergeln und Sanden unterschiedlicher Schichtdicke, Tiefenlage, Konsistenz bzw. Lagerungsform,
- von den oberflächennahen Geschiebelehmen und -mergeln von zunächst nur weicher bis steifer Konsistenz,
- von den grundsätzlich tragfähigen Geschiebelehmen mindestens steifer Konsistenz ab rd. 5,3 m (Standort WEA-1) bzw. ab rd. 4,6 m (Standort WEA-2) Tiefe unter GOK,
- von der mit der Tiefe von steif bis hin zu fest ansteigenden Konsistenz der Geschiebeböden darunter,
- von den örtlichen Sandzwischen-schichten mit sehr hohen Lagerungsdichte (Sondierspitzen-drücke  $q_c$  bis  $> 40 \text{ MN/m}^2$ ) und
- von potenziellen Grundwasserständen bis zur Geländeoberkante.

### **11.3 Gründungsmöglichkeiten und Gründungsvorschlag**

Die angetroffenen Baugrundverhältnisse sind für eine Flachgründung der WEA grundsätzlich ausreichend tragfähig, beinhalten jedoch unter Berücksichtigung der Setzungseinflüsse der mächtigen Geschiebemergel und insbesondere wegen der oberflächennahen Zonen aus Geschiebeböden mit zunächst nur weicher bis steifer Konsistenz, ein Potenzial an Setzungen und Setzungsdifferenzen, die, auch mit Blick auf die geforderte (Mindestdrehfeder-)Steifigkeit des Baugrunds, Maßnahmen zur Baugrundverbesserung erfordern.

Hierzu ist aus geotechnischer Sicht eine Baugrundverbesserung mit Methoden des Spezialtiebaus (Tragsäulen z. B. als Stopfsäulen, unbewehrte Betonsäulen, o. ä.) zweckmäßig, die die Eigenschaften der oberflächennahen Bodenzone aus weichen bis steifen Geschiebeböden und teilweise der steifen Mergel darunter (WEA-1 bis rd. 10 m und WEA-2 bis rd. 9 m Tiefe unter GOK) gezielt verbessert. Die Flachgründung erfolgt anschließend auf einer Polsterschicht.

Alternativ kann die Flachgründung der WEA nach einer Baugrundverbesserung durch einen Teilboden-austausch der Geschiebemergel auf verdichteten Sand erfolgen. Hierzu wäre die obere Zone der

Geschiebeböden mit nur weicher bis steifer Konsistenz auszutauschen. Mit Blick auf die notwendige Austauschtiefe für den Teilbodenaustausch ist ein Bodenaustausch der weichen bis steifen Geschiebemergel (bis rd. 5,3 m Tiefe unter GOK (WEA-1) und bis rd. 4,6 m Tiefe unter GOK ) wegen der hierzu erforderlichen Baugrube voraussichtlich nicht wirtschaftlich und technisch aufwendig, auch vor dem Hintergrund, das für diese Erdbaumaßnahmen voraussichtlich der Schutz einer Wasserhaltung erforderlich wird.

Unabhängig von der Art der Baugrundverbesserungen ist mit Blick auf potenziell geländenahe Grundwasserstände außerdem die Anordnung einer gut durchlässigen Schotterpolsterschicht unmittelbar unterhalb der WEA-Fundamente erforderlich, mit der die Baugrundspannungen vergleichmäßigt und der Aufbau von Porenwasserdrücken, und damit das Aufweichen der unmittelbar belasteten Bodenschicht unterhalb der Anlagefundamente vermieden werden kann.

Es wird daher vorgeschlagen, die Anlagen nach einer Baugrundverbesserung mit Methoden des Spezialtiefbaus (Einbau von Tragsäulen z. B. als Stopfsäulen, unbewehrte Betonsäulen) in Verbindung mit der Anordnung einer gut durchlässigen Schotterschicht flach zu gründen.

## **12 Flachgründung der Windenergieanlagen (WEA-1 und WEA-2)**

### **12.1 Verfahren**

Die Windenergieanlagen (WEA-1 und WEA-2) werden nach dem Abtrag der humosen Deckschicht) und nach einer Baugrundverbesserung durch den Einbau von Tragsäulen flach gegründet. Durch das Zusammenwirken von Tragsäulen und der Polsterschicht werden die Bauwerkssetzungen so verringert, dass die Setzungsdifferenzen tolerabel bleiben.

Für die Flachgründung ist unterhalb der jeweiligen Gründungssohle (UK Fundamentsohle einschl. Sockel) eine mindestens 0,8 m dicke sorgfältig verdichtete (Schotter-) Polsterschicht sicherzustellen. Die Polsterschicht dient zum einen der Vergleichmäßigung von Spannungen, zum anderen als kapillar brechende Schicht, die auch bei Wassersättigung unempfindlich gegenüber dynamischer Beanspruchung ist (Vermeidung von Porenwasserdruckakkumulation).

Aus geotechnischer Sicht ist bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen eine Baugrundverbesserung mit einer Rüttelstopfverdichtung als Schotter- oder Kiessäulen zweckmäßig. Alternativ können hydraulisch gebundene Tragsäulen nach dem Prinzip der Vollverdrängung entweder vibrierend und schlagend (vermörtelte Rüttelstopfsäulen) oder bohrend (VVB-Tragsäulen) hergestellt werden.

Bei dem System der Rüttelstopfverdichtung handelt es sich ursprünglich um eine punktweise Baugrundverbesserung durch Verdichtung mit Zugabe von Material (Stopfsäule). Die Verbesserung der Baugrundtragfähigkeit entsteht, indem der Baugrund im Fußbereich und seitlich der Säule verdichtet und vorgespannt wird und indem die Säule als steifes Element entlastend und dadurch setzungsmindernd wirkt.

Übliche Zugabematerialien sind Kies oder Schotter (unvermörtelte Stopfsäulen) oder Beton (vermörtelte Stopfsäulen). Unvermörtelte Stopfsäulen sind zur Berücksichtigung der Lastausbreitung auch außerhalb der eigentlichen Gründungsfläche des Bauwerks einzubauen.

Stopfsäulen werden mit einer Sonderform des Tiefenrüttlers, dem *Schleusenrüttler*, hergestellt. Der Rüttler führt an seiner Seite ein am Fuß mit einer Druckluftschleuse verschließbares Rohr, mit dem das Material für die Säule bei Ziehbewegungen des Rüttlers durch Druckluft gezielt am Rüttlerfuß zugegeben wird. Der Tiefenrüttler dringt unter (horizontaler) Vibration in den Baugrund ein und verdichtet dabei das Umfeld.

Wesentliche Merkmale des Herstellungsprozesses sind:

- Nach Erreichen der Solltiefe wird der Säulenfußbereich von Stopfmaterial durch mehrere Stopfvorgänge, d. h. durch kurzes Anziehen und Wiederversenken des Rüttlers verdichtet.
- Für die Energieaufnahme bei der Vorbereitung des Säulenfußes gibt es einen Mindestwert als Qualitätsdefinition und als Kontrollmöglichkeit.
- Nach Herstellung des Fußbereichs erfolgt die weitere Herstellung der Säule unter Zufuhr von Zuschlag unter Druckluft und durch abwechselndes Ziehen und Wiederversenken des Rüttlers, bis die Aufnahmekapazität des Bodens erschöpft ist oder in weichen Bodenschichten die Sollabmessungen überschritten werden.

Unvermörtelte Stopfsäulen sind infolge der seitlichen Bodenverdrängung durch das Zugabematerial innig mit dem umgebenden Boden verzahnt. Es ergibt sich ein Baugrund mit erhöhter Tragfähigkeit und Steifigkeit.

Dagegen handelt es sich bei den vermörtelten Stopfsäulen oder unbewehrten Betonsäulen der Wirkung nach um Pfeiler- oder Pfahlartige Tragelemente aus unbewehrtem Beton. Bei Verwendung vermörtelten Stopfsäulen und Betonsäulen sind wegen ihrer größeren Steifigkeit kleinere Bauwerkssetzungen als bei unvermörtelten Säulen zu erwarten.

Unter Berücksichtigung der Setzungsberechnungen in Ziffer 12.3 ist zunächst von Absetztiefen der Säulen bis rd. 10 m Tiefe unter GOK am Standort WEA-1 und bis rd. 9 m Tiefe unter GOK am Standort WEA-2 auszugehen. Stopfsäulen können erfahrungsgemäß mit einem Durchmesser von ca. 50 bis 90 cm hergestellt werden. Die Achsabstände der Stopfsäulen sollten zur Optimierung der Baugrundverbesserung ca. 2 bis 3 Stopfsäulendurchmesser betragen.

Die Stopfsäulen werden nur bis rd. 8 dm unterhalb der Fundamentsohlen hergestellt. Auf diesem Niveau wird anschließend eine rd. 8 dm dicke Ausgleichsschicht als Schotterpolsters (oder vgl. Mineralgemisch, Baustoffrecyclat) eingebaut. Die äußere Säulenreihe sollte mindestens bis rd. 2 m über die Fundamentabmessungen hinaus geführt werden. Vor Herstellung der Tragsäulen ist ein entsprechendes Arbeitsplanum zu schaffen.

Wegen der Vielzahl von Verfahren, erfolgt die Bemessung der Tragsäulen und die Festlegungen des Säulendurchmessers und der Rasterabstände durch den jeweiligen Hersteller. Die im folgenden verwendeten Verbesserungsfaktoren sind durch den Tragsäulenhersteller zu bestätigen (vgl. Ziffer 12.2.1). Mit der Herstellung der Baugrundverbesserung sollten nur Unternehmen beauftragt werden, die nachweislich Erfahrung mit Tragsäulen bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen vorweisen können.



## 12.2 Untersuchungen zur Standsicherheit

### 12.2.1 Vorbemerkungen

Zum Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit der vorgeschlagenen Flachgründung unter den in Ziffer 10, Tabelle 10.1, aufgeführten Lasteinwirkungen wurden Betrachtungen zu den Grenzzuständen der Tragfähigkeit in Bezug auf die Versagensmechanismen Kippen (Verlust der Lagesicherheit), Gleiten und Grundbruch unter Anwendung der Bemessungsmodelle des EC-7 und der DIN 1054 durchgeführt (Unterlagen U 4.1).

Den Untersuchungen liegt das Sicherheitskonzept der DIN 1054:2010-12 zugrunde.

Als Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit gegenüber Grund- und Gleitbruch gemäß DIN 1054:2010-12 ist zu belegen, dass der Bemessungswert des Widerstandes  $R_d$  gegenüber dem Grund- und dem Gleitbruchmechanismen unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände entsprechend Tabelle A 2.3 der DIN 1054:2010-12 (GEO-2) größer oder höchstens gleich dem berechneten Bemessungswert der Einwirkungen  $E_d$  unter Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend Tabelle A 2.1 der DIN 1054:2010-12 ist:

$$R_d \geq E_d$$

Die anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwerte sind dabei neben dem jeweiligen Widerstandstyp bzw. Einwirkungstyp abhängig von der für den Nachweis anzusetzenden Bemessungssituation (BS-P, BS-T und BS-A), dabei sind vorliegend die Angaben in der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen zu berücksichtigen.

Über den Nachweis der Standsicherheit hinaus wird der Ausnutzungsgrad  $\mu$  des Bemessungswiderstandes ermittelt, dazu sind der Bemessungswert der Einwirkungen und der Bemessungswert der Widerstände ins Verhältnis zu setzen:

$$\mu = E_d / R_d \qquad \text{zul } \mu < 1,0$$

Die Angaben zu den Fundamentabmessungen und die Gründungslasten wurden entsprechend den Angaben unter Ziffer 10.1 in die Berechnung eingeführt. Aus den Bohr- und Drucksondierprofilen wurde jeweils ein standortspezifisches Baugrundprofil abgeleitet. Für die geotechnischen Kenngrößen und die Schichtenfolge wurden die Angaben in Tabelle 6.1 und 6.2 (Ziffer 6) mit teilweise ungünstiger Kombination verwendet.

Durch die Baugrundverbesserung werden die Eigenschaften der erfassten Bodenschichten beeinflusst, der Einfluss kann vereinfacht nach analytischen Verfahren, z. B. *Priebe (1995)*, berücksichtigt werden. Für die verbesserte Zone des Baugrundes wird vereinfacht ein Verbesserungsfaktor bestimmt, mit dem die in diesem Bereich ursprünglich vorhandenen geotechnischen Kennwerte erhöht werden. Die erhöhten Scherparameter bzw. Steifemoduln des Baugrundersatzsystems liegen dem Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit zugrunde.

Die Tragsäulen sollen vorliegend zur Reduktion der Setzungen herangezogen werden. In Abhängigkeit von der Steifigkeit der Tragsäulen kann für die von der Baugrundverbesserung erfassten Bodenzonen eine Steifigkeitserhöhung über einen Setzungsverbesserungsfaktor berücksichtigt werden. Für Schottertragsäulen

kann im Allgemeinen in Abhängigkeit vom Säulendurchmesser und den Achsabstand von einem Verbesserungsfaktor von 1,5 bis 2 ausgegangen werden, für unbewehrte Betonsäulen sind Faktoren von 2 bis 3 möglich.

Im Folgenden wird für die verbesserten Bodenzonen ein Verbesserungsfaktor von 1,5 für die Erhöhung der Steifemoduln verwendet, nach überschlägigen Berechnungen nach dem Verfahren von *Priebe (1995)* ist hierfür vorliegend ein Säulendurchmesser von rd. 0,5 m und eine Achsabstand der Säulen von rd. 1,5 m erforderlich. Der Einfluss auf die Scherfestigkeit (Erhöhung) wird vernachlässigt.

Für die einzubauende Schotterschicht werden die folgenden charakteristischen Werte der Kenngrößen verwendet:

Wichte	$\gamma/\gamma'$	=	19/11 kN/m <sup>3</sup>
Reibungswinkel	$\varphi'_k$	=	37,5°
Kohäsion	$c'_k$	=	0 kN/m <sup>2</sup>
Steifemodul	$E_s$	=	80 MN/m <sup>2</sup>
Querkontraktionszahl	$\nu$	=	0,30
Schubmodul	$G_{d0}$	=	150 MN/m <sup>2</sup>

Die Berechnungen erfolgen programmunterstützt mit der Software *GGU-Footing*. Die Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen sind in den nachfolgenden Ziffern zusammengestellt. Die Berechnungsergebnisse sind für jede Bemessungssituation (BS-P, BS-A und BS-T) standortabhängig auf den Anlagen 4 (Anlage 4.1.1ff für WEA1 und Anlage 4.2.1ff für WEA2) jeweils unter Berücksichtigung der minimalen (mit Auftrieb) und der maximalen Vertikallast (ohne Auftrieb) zusammen mit den abgeleiteten Baugrundprofilen dargestellt.

Bei den in Tabelle 10.1 angegebenen Einwirkungskombinationen handelt sich um die charakteristischen Werte der Einwirkungen  $E_k$ . Bei den programmunterstützten Berechnungen in den Anlagen 4 ff werden gemäß den Angaben in der DIBt-Richtlinie die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen mit  $\gamma_G = \gamma_Q = \gamma_{Q,dst} = 1,35$  verwendet, die Teilsicherheitsbeiwerte für die (geotechnischen) Widerstände werden entsprechend den Anforderungen der DIN 1054 angesetzt.

Bei einer Flachgründung der WEA neben Böschungen oder in Hanglage ist die Standsicherheit der Böschung durch Böschungsbruchberechnungen nach DIN 4084 / DIN EN 1997-1 nachzuweisen, Angaben über signifikant abfallendes Gelände an den Anlagenstandorten liegen uns nicht vor. Die Standsicherheit von Böschungen ist ggf. gesondert zu beurteilen.

Der vorliegend angesetzte Verbesserungsfaktor zur Berücksichtigung der Setzungsreduktion durch die Tragsäulen ist durch den Tragsäulenhersteller zu bestätigen. Die Bemessung der Tragsäulen (Durchmesser, Rastermaße, Tragsicherheit) erfolgt durch den Hersteller in einem Geotechnischen Entwurfsbericht.

Die vorliegenden Standsicherheitsnachweise sind an die angegebenen Fundamentabmessungen und die Lastkonfigurationen gemäß Ziffer 10.1 gebunden, andere Abmessungen bedürfen einer gesonderten Betrachtung.

### 12.2.2 Nachweis der Sicherheit gegen Kippen

Der Nachweis der Sicherheit gegen Kippen wird gemäß DIBt-Richtlinie mit den Nachweis der Lagesicherheit (Grenzzustand EQU) geführt.

Als Nachweis einer ausreichenden Lagesicherheit ist zu belegen, dass der Bemessungswert der stabilisierende Einwirkungen  $E_{dst,d}$  unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände entsprechend Tabelle A 2.1 der DIN 1054:2010-12 (EQU) größer oder höchstens gleich dem berechneten Bemessungswert der destabilisierende Einwirkungen  $E_{dst,d}$  unter Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend Tabelle A 2.1 der DIN 1054:2010-12 ist:

$$E_{stb,d} \geq E_{dst,d}$$

Der Nachweis wird näherungsweise durch Vergleich der destabilisierenden und der stabilisierenden Bemessungsgrößen der Einwirkungen bezogen auf eine fiktive Kippkante am Fundamentrand geführt.

Für den geplanten Fundamentgrundriss mit einem Durchmesser von 25,8 m ergeben sich für beide Anlagenfundamente die folgenden Ausnutzungsgrade für die Bemessungssituationen BS-P, BS-T und BS-A gemäß Ziffer 10.1 (vgl. Anlagen 4.1.1 und 4.2.1) unter Berücksichtigung der minimalen und der maximalen Vertikallast.

BS-P	$\mu = 0,42$ bis $0,49$
BS-T	$\mu = 0,18$ bis $0,22$
BS-A	$\mu = 0,37$ bis $0,43$

Unter Berücksichtigung der Anforderungen gemäß DIBt-Richtlinie ist demnach die ausreichende Kippsicherheit für die WEA-Fundament gegeben (vgl. Anlagen 4). Zusätzlich müssen die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich der Fundamentverdrehung und der Begrenzung einer klaffenden Fuge erbracht werden (vgl. Ziffer 12.3).

### 12.2.3 Gleitbruchsicherheit

Als Nachweis einer ausreichenden Gleitsicherheit in der Kontaktfläche zwischen der Fundamentunterkante und dem Schotterpolster aus dem Bodenaustausch ist gemäß DIN 1054 zu belegen, dass der mit dem Teilsicherheitsbeiwert für den Gleitwiderstand  $\gamma_{Gl}$  abgeminderte Bemessungswert des Gleitwiderstandes

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

kleiner als der oder gleich dem unter Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen berechneten Designwert der parallel zur Sohlfläche  $T_d$  wirkenden Komponente der Sohlresultierenden ist:

$$T_d \leq R_{t,d}$$

Der charakteristische Wert  $R_{t,k}$  des Gleitwiderstandes wird ermittelt aus:

$$R_{t,k} = N_k \cdot \tan \delta_s$$

mit  $\tan \delta_s = \tan \varphi'$

Darin bedeuten:

$N_k$	rechtwinklig zur Sohlfläche gerichtete Komponente der charakteristischen Beanspruchung der Sohlfläche
$\delta_s$	Sohlreibungswinkel
$\varphi'$	effektiver Reibungswinkel in der Sohlfuge

Bei Einbindetiefen von 1,4 m (zzgl. 10 cm Sauberkeitsschicht) und dem geplanten Fundamentgrundriss mit Durchmesser von 25,8 m ergeben sich ohne Ansatz eines Erdwiderstandes an den Außenflächen folgende Ausnutzungsgrade für die Bemessungssituationen BS-P, BS-T und BS-A gemäß Ziffer 10.1 unter Berücksichtigung der minimalen und der maximalen Vertikallast (vgl. Anlagen 4.1.1ff und 4.2.1ff).

BS-P	$\mu = 0,065$ bis $0,077$
BS-T	$\mu = 0,038$ bis $0,045$
BS-A	$\mu = 0,075$ bis $0,089$

Demnach besteht für die vorgesehenen WEA-Fundamente eine ausreichende Sicherheit gegenüber Gleiten unter Ansatz der unter Ziffer 10.1 angegebenen Belastungen (vgl. Anlagen 4.1ff und 4.2ff).

Die oben angegebenen Ausnutzungsgrade berücksichtigen die Horizontalbelastungen gemäß Ziffer 10.1. Inwieweit der Horizontallastanteil aus einem Torsionsmoment in diese Belastungen inkludiert ist, ist uns nicht bekannt, erfahrungsgemäß ergeben sich auch bei Ansatz einer Horizontalersatzlast zur Berücksichtigung eines Torsionsmomentes im Gleitnachweis ausreichende Ausnutzungsgrade.

#### 12.2.4 Grundbruchsicherheit

Als Nachweis einer ausreichenden Grundbruchsicherheit gemäß DIN 1054:2010-12 ist zu belegen, dass der mit dem Teilsicherheitsbeiwert für den Grundbruchwiderstand  $\gamma_{R,v}$  abgeminderte Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes

$$R_{n,d} = R_{n,k} / \gamma_{R,v}$$

kleiner oder gleich dem unter Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_G$  und  $\gamma_Q$  für die Einwirkungen berechneten Designwert der normal zur Sohlfläche (Index n) wirkenden Komponente der Sohlkraftresultierenden  $N_{n,d}$  ist:

$$N_{n,d} \leq R_{n,d}$$

Für den Ausnutzungsgrad  $\mu$  als Verhältniswert aus  $N_{n,d}$  und  $R_{n,d}$  ergibt sich hieraus die Bemessungsungleichung

$$\mu \leq 1 \quad \text{mit} \quad \mu = N_{n,d} / R_{n,d}$$

Grundbruchberechnungen können mit dem vereinfachten Modell der DIN 4017 durchgeführt werden. Der charakteristische Wert  $R_{n,k}$  des Grundbruchwiderstands wird dabei ermittelt aus:

$$R_{n,k} = (a' \cdot b') \cdot (b' \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0} \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b + d \cdot \gamma_1 \cdot N_{d0} \cdot v_d \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d + c' \cdot N_{c0} \cdot v_c \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c)$$

Darin bedeuten:

$a', b'$	wirksame Sohlbreite,
$d$	Einbindetiefe
$N_{b0}, N_{d0}, N_{c0}$	Tragfähigkeitsbeiwerte gemäß DIN 4017
$v_b, v_d, v_c$	Formbeiwert gemäß DIN 4017
$i_b, i_d, i_c$	Lastneigungsbeiwerte gemäß DIN 4017
$\lambda_b, \lambda_d, \lambda_c$	Geländeneigungsbeiwerte gemäß DIN 4017
$\xi_b, \xi_d, \xi_c$	Sohlneigungsbeiwerte gemäß DIN 4017
$\gamma_1, \gamma_2$	Wichte des Bodens über bzw. unter der Gründungssohle [kN/m <sup>3</sup> ]
$c'$	Kohäsion

Bei Einbindetiefen von 1,4 m (zzgl. 10 cm Sauberkeitsschicht) und den geplanten Fundamentabmessungen mit einem Durchmesser von 25,8 m ergeben sich folgende Ausnutzungsgrade für die Bemessungssituationen BS-P, BS-T und BS-A gemäß Ziffer 10.1 unter Berücksichtigung der minimalen und der maximalen Vertikallast (vgl. Anlagen 4.1.1ff und 4.2.1ff).

	WEA-1	WEA-2
BS-P	$\mu = 0,083$ bis $0,085$	$\mu = 0,078$ bis $0,080$
BS-T	$\mu = 0,039$ bis $0,043$	$\mu = 0,037$ bis $0,041$
BS-A	$\mu = 0,078$ bis $0,089$	$\mu = 0,073$ bis $0,082$

Demnach besteht für die WEA-Fundamente unter Berücksichtigung der unter Ziffer 10.1 angegebenen Lasten eine ausreichende Grundbruchsicherheit.

Unter Berücksichtigung der Einwirkungskombinationen gemäß Ziffer 10.1 liegen die charakteristischen maximalen Kantenpressungen lastfallabhängig zwischen  $\sigma_{E,k} = 139$  kN/m<sup>2</sup> und 244 kN/m<sup>2</sup>. Unter Berücksichtigung der oben angegebenen Ausnutzungsgrade liegen die zulässigen Bemessungswerte des Sohlwiderstands mit  $\sigma_{R,d} > 2.000$  kN/m<sup>2</sup> deutlich oberhalb der gemäß Herstellerangaben geforderten Mindestwerte der Bodenpressungen  $\sigma_{E,k}$ , die Mindestwerte werden demnach eingehalten.

Voraussetzung für die oben angegebenen Ausnutzungsgrade ist, dass die Einbindetiefe der Fundamente allseitig mindestens 1,4 m (zzgl. 10 cm Sauberkeitsschicht) beträgt und dass das Gelände allseitig nicht signifikant abfällt.

Überschlägige Berechnungen mit einer fiktiven Böschung neben dem Fundament mit Böschungsneigungen bis 1 : 5 zeigen ausreichende Ausnutzungsgrade gegenüber dem Versagen durch Grundbruch, steilere Böschungen sind prinzipiell möglich, hierfür wären gesonderte Betrachtungen (Böschungsbruchsicherheit) erforderlich.

## **12.3 Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit**

### **12.3.1 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit**

Der Nachweis der Sicherheit gegen Kippen wird mit dem Nachweis der Einhaltung der zulässigen Ausmitte der Sohldruckresultierenden geführt.

Infolge der aus den charakteristischen (seltenen) Einwirkungen (Einwirkungskombination D.1 bzw. Bemessungssituation BS-P und BS-T) resultierenden charakteristischen Beanspruchung in der Sohlfläche darf ein Klaffen der Sohlfuge höchstens bis zum Schwerpunkt der Sohlfläche auftreten (Lage der resultierenden innerhalb der 2. Kernweite). Infolge der aus ständigen und quasi-ständigen Einwirkungen (Einwirkungskombination D.3) resultierenden charakteristischen Beanspruchung, darf in der Gründungssohle hingegen keine klaffende Fuge auftreten (Lage der resultierenden innerhalb der 1. Kernweite).

Für die unter Ziffer 10.1 angegebenen Belastungen tritt bei den vorgesehenen Fundamentabmessungen infolge der charakteristischen (seltenen) Beanspruchungen der Bemessungssituation BS-P (Einwirkungskombination D.1) unter Berücksichtigung der maximalen Vertikallast (ohne Auftrieb) keine klaffende Fuge auf, unter Berücksichtigung der minimalen Vertikallast (max. Auftrieb) tritt eine klaffende Fuge auf, die Sohlresultierende liegt dann innerhalb der 2. Kernweite des Fundaments, (wengleich knapp 4,2 m zu 3,9 m). Infolge der Einwirkungen der Bemessungssituation BS-T tritt keine klaffende Fuge auf, weder mit der maximalen Vertikallast (ohne Auftrieb) noch mit der minimalen Vertikallast.

Angaben über die charakteristischen ständigen und quasi-ständigen Beanspruchungen für die Einwirkungskombination D.3 liegen uns nicht vor, erfahrungsgemäß sind diese gegenüber den Beanspruchungen in der Einwirkungskombination D.1 (BS-P und BS-T) um Größenordnungen kleiner. Unter Berücksichtigung der nur geringfügig über die 1. Kernweite hinausgehenden Lage der Sohldruckresultierenden für die Beanspruchungen in der Einwirkungskombination D.1 (und dann auch nur unter ungünstiger Annahme des maximalen Auftriebsentlastung) ist für die Einwirkungskombination D.3 davon auszugehen, dass keine klaffende Fuge auftritt.

Unter Berücksichtigung der Anforderungen gemäß DIBt-Richtlinie ist demnach die ausreichende Kippsicherheit für die WEA-Fundamente für die maßgebenden Lastkombinationen zu erwarten, der Nachweis ist im Zuge der Fundamentbemessung durch den Tragwerksplaner zu erbringen, sofern dieser nicht Teil der Typenstatik ist.

### **12.3.2 Schiefstellung der Turmachse**

Maßgebendes Kriterium für die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit der WEA-Gründung ist die Schiefstellung der Anlage. In der DIBt-Richtlinie wird hierfür ein Maximalwert von  $\Delta_{s_{\max}} = 40$  mm bezogen auf den Fundamentdurchmesser oder eine Schiefstellung des Turmes von 3 mm/m (entspricht einer Schiefstellung von 1 : 333) empfohlen, der innerhalb des Nutzungszeitraum von 20 Jahren nicht überschritten werden darf.

Die Setzung der geplanten WEA ergibt sich aus der Kumulation

- der Setzungen infolge der näherungsweise als statisch zu betrachtenden setzungswirksamen Zusatzbelastung des Baugrundes durch die WEA und
- der Akkumulation von Setzungen infolge der mit hohen Lastspielzahlen wechselnden Bodenpressungen.

Die Setzungen infolge der zusätzlichen Baugrundbelastung durch die WEA lassen sich mit den Näherungsverfahren der DIN 4019 abschätzen. Die Setzungsakkumulation infolge der häufig wechselnden Baugrundbelastungen kann bei den hier vorliegenden Baugrundverhältnissen auf der Grundlage allgemeiner Erfahrungswerte beurteilt werden.

Zur Bewertung der Flachgründung wurde eine rechnerische Setzungsabschätzung mit abgeschätzten extremen Annahmen durchgeführt werden. Die rechnerische Setzungsgröße  $cal s$  kann nach der DIN 4019 aus der folgenden Beziehung ermittelt werden:

$$cal s = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{m,i}}{E_{s,i}} \cdot h_i$$

Hierin bedeuten:

$\Delta\sigma_{m,i}$	mittlere setzungswirksame Bodenspannung in der Schicht $i$
$h_i$	Dicke der Schicht $i$
$E_{s,i}$	(spannungsabhängigen) Steifemodul (als Rechenmodul) der Schicht $i$
$n$	Anzahl der kompressiblen Schichten

Die Setzung bzw. die statische Fundamentverdrehung von Windenergieanlagen ist im Regelfall mit den ungünstigsten aller möglichen Einwirkungskombinationen unter ständigen und quasi-ständigen Einwirkungen (Einwirkungskombination D.3) und unter Berücksichtigung der statischen Baugrundsteifigkeiten zu bestimmen.

Dabei sind Zusatzsetzungen infolge zyklischer Einwirkung zu berücksichtigen. Auf den Nachweis der Langzeitverformung aus zyklischer Belastung kann prinzipiell verzichtet werden, wenn Infolge ständiger und quasi-ständiger Einwirkungen (Einwirkungskombination D.3) in der Gründungssohle keine klaffende Fuge auftritt (vgl. Ziffer 12.2.2).

Angaben zu den Einwirkungskombinationen unter ständigen und quasi-ständigen Einwirkungen (Einwirkungskombination D.3) liegen uns nicht vor, die Setzungsberechnungen wurden deshalb ersatzweise mit den Lastkombinationen aus den seltenen Einwirkungen (Bemessungssituation BS-P und BS-T) durchgeführt. Die Lastkombination BS-A wird wegen des per se außergewöhnlichen Auftretens als nicht setzungsrelevant eingestuft (vgl. Ziffer 10).

Die Steifemoduln der Bodenschichten ab Fundamentunterkante werden entsprechend den Angaben unter Ziffer 6, Tabelle 6.1 und 6.2 in die Setzungsberechnung eingeführt, die EKnnwerte für die einzubauende Schotterschicht entsprechend den Angaben in Ziffer 12.2.1. Für die verbesserten Bodenzonen durch die Tragsäulen wird ein Verbesserungsfaktor von 1,5 für die Erhöhung der Steifemoduln verwendet (vgl. Ziffer 12.2.1).

Mit diesen Werten, unter Berücksichtigung der Baugrundverbesserung (Tragsäulen, Schotterpolster) und den angegebenen Lastgrößen (Ziffer 10.1) unter Berücksichtigung der maximalen Vertikallast (ohne Auftrieb) und der minimalen Vertikallast sind für die Setzungen infolge der Bauwerklasten Baugrundsetzungen der folgenden Größenordnungen zu erwarten:

Lastsituation		WEA-1	WEA-2
	max s =	rd. 5,1 bis 5,6 cm	rd. 4,9 cm bis 5,4 cm
BS-P	min s =	rd. 0,4 bis 0,9 cm	rd. 0,3 cm bis 0,8 cm
	max Δs =	rd. 4,7 cm	rd. 4,6 cm

Die Setzungen und Setzungsdifferenzen unter Berücksichtigung der Einwirkungen der Bemessungssituation BS-T sind deutlich kleiner, sie sind auf den Anlagen enthalten, auf eine Wiedergabe wird hier verzichtet.

Die angegebenen Setzungen und Setzungsdifferenzen berücksichtigen ein auf der sicheren Seite liegendes Baugrundprofil mit einer ungünstigen Kombination der setzungsrelevanten Baugrundsichten sowie weiterhin eine ungünstig angenommene Belastungssituation mit einer dauerhaft in dieselbe Richtung wirkenden Belastung der Kombination aus seltenen Einwirkungen (Einwirkungskombination D.1). Deshalb und wegen der über die Baufläche unsystematisch wechselnden Baugrundsichtung mit Schichten höherer Steifigkeit und unter Berücksichtigung der wechselnden Windrichtungen (Rückstellungen) werden die tatsächlichen Setzungsdifferenzen kleiner ausfallen.

Bei Zugrundelegung der oben beschriebenen maximal anzunehmenden Setzungsdifferenzen und des Fundamentdurchmessers von rd. 25,8 m ergibt sich die maximale Verdrehung und damit potentielle Schiefstellung der Turmachse von

WEA-1	$\tan \alpha = \max \Delta s / l$	$= 4,7 / 2.580$	$= 1 / 548 \ll 1 / 333$
WEA-2	$\tan \alpha = \max \Delta s / l$	$= 4,6 / 2.580$	$= 1 / 563 \ll 1 / 333$

Die zulässige Schiefstellung gemäß DIBt-Richtlinie werden demnach an beiden Standorten eingehalten.

## 12.4 Drehfedersteifigkeit

### 12.4.1 Vorbemerkungen

Die Interaktion zwischen Fundament und Baugrund wird in statischen Berechnungen für den WEA-Turm durch den Ansatz einer Drehfedersteifigkeit  $k_{\varphi}$  berücksichtigt, in denen die nachgiebige Schnittstelle zwischen dem Turmfundament und dem Baugrund vereinfacht als elastische Drehfeder („Ersatzdrehfeder“) modelliert wird (vgl. Unterlage U 2.1). Dabei wird je nach Art der Belastung zwischen der dynamischen Drehfedersteifigkeit  $k_{\varphi_{\text{dyn}}}$  und der statischen Drehfedersteifigkeit  $k_{\varphi_{\text{stat}}}$  unterschieden.

Gemäß den Herstelleranforderungen sind die folgenden Mindestwerte der Drehfedersteifigkeit  $k_{\varphi}$  anzuwenden, die zur Vermeidung von Schwingungsresonanzen des Turmes nicht unterschritten werden dürfen (Unterlage U 2.1):



statisch	$k_{\varphi_{\text{stat}}} =$	75.000	MNm/rad
dynamisch	$k_{\varphi_{\text{dyn}}} =$	300.000	MNm/rad

#### 12.4.2 Berechnungsansätze

Die Einschätzung von Zahlenwerten für die Steifigkeit einer Drehfeder beruht methodisch auf der stark vereinfachten Modellierung des Baugrundes als elastischer Halbraum mit homogenen, isotropen Eigenschaften.

Die Drehfedersteifigkeit des auf dem Baugrund gelagerten Fundamentes wird hierfür hilfsweise mit den folgenden Beziehungen für die Interaktion zwischen einem starren Kreisquerschnitt und einem unendlich tiefen, elastischen, homogenen, isotropen Untergrund (eine einzige Bodenart unbegrenzter Tiefe mit über die Tiefe konstantem, von der Belastungsgeschichte unabhängigen und konstanten Zahlenwert des Steifemodul  $E_s$ ) ermittelt:

$$k_{\varphi} = G_d \cdot \frac{8}{3} \cdot r_i^3 \frac{1}{1 - \nu}$$

Darin bedeuten:

$r$	Radius des Kreisfundamentes,
$\nu$	Querkontraktionszahl
$G_d$	maßgebender Schubmodul

Der *Schubmodul*  $G$  ist in der allgemeinen Elastizitätstheorie homogener isotroper Kontinua mit dem *Elastizitätsmodul*  $E$  verknüpft, der wiederum mit dem ödometrischen Steifemodul  $E_s$  verknüpft wird. Über diese Beziehungen kann die Drehfedersteifigkeit näherungsweise mit dem statischen und dynamischen Steifemodul berechnet werden.

$$k_{\varphi} = E_s \cdot \frac{4}{3} \cdot r_i^3 \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{(1 + \nu)(1 - \nu)^2}$$

Darin bedeuten:

$E_s$	Steifemodul
-------	-------------

Wobei je nach Berechnung die statischen oder die dynamischen Baugrundkennwerte einzusetzen sind. Die Gleichungen berücksichtigen zunächst lediglich einen homogenen Baugrund, unbegrenzter Tiefe und ohne Steifigkeitswechsel.

Die Modellformulierung kann nur bei sehr einfachen Verhältnissen geschlossen mit obiger Formel vorgenommen werden, bei komplexeren Verhältnissen ist eine diskrete Modellformulierung (s. u.) zweckmäßiger. Der geschichtete Baugrund kann mit den obigen Gleichungen vereinfacht grundsätzlich auf der Grundlage einer ingenieurmäßigen Einschätzung des Verhaltens als Gesamtsystems mit festgelegten Werten für den Steifemodul und die Querdehnungszahl berücksichtigt werden; die Brauchbarkeit der Ergebnisse, hängt dabei jedoch davon ab, dass die Randbedingungen des jeweils betrachteten Falls durch geeignete Auswahl der eingesetzten Werte Berücksichtigung finden. Dieser Ansatz liegt insbesondere bei

geschichteten Böden deren Steifigkeit mit der Tiefe zunimmt deutlich auf der sicheren Seite, bei weichen Schichten ist dieser Ansatz jedoch ungeeignet.

Für eine (stark) vereinfachte schichtenbezogene Ermittlung der Drehfedersteifigkeit wird in der Praxis häufig ein mit der Tiefe vergrößerter Ersatzradius  $r_i$  der Lasteinwirkfläche (vergrößerte Grundfläche) verwendet. Die Vergrößerung des Ersatzradius wird dabei aus dem Reibungswinkel über die Höhe der betrachteten Bodenschicht abgeleitet, die Auswertung erfolgt tabellarisch schichtbezogen an der Oberkante der jeweiligen Schicht. Dieser Ansatz ist physikalisch nicht begründet, dennoch in der Praxis verbreitet und bewährt, da es dabei lediglich um den Nachweis von Schrankenwerten geht. Der Nachweis liegt für eine Schrankenbetrachtung bei Baugrundprofilen mit, mit der Tiefe zunehmender Steifigkeit auf der sicheren Seite, führt jedoch gegenüber diskreten Modellformulierungen, die eine spannungs- und tiefenabhängige Steifigkeit und die tatsächliche Lastkonfiguration berücksichtigen zu ungünstigeren Werten und zu Überbemessungen.

Wegen der vorliegend komplexen Baugrundsichtung wurde vorliegend ergänzend ein diskretes Modell mit einer spannungs- und tiefenabhängiger Steifigkeit und unter Berücksichtigung einer Grenztiefenbetrachtung abgebildet und daraus die Drehfedersteifigkeit als Systemparameter für das Fundament standortbezogen ausgewertet.

Dabei wurde zunächst auf ein vereinfachtes Berechnungsverfahren gemäß der DIN 4019 zurückgegriffen, mit dem die Drehfedersteifigkeit mit Hilfe von tiefenabhängigen Verdrehungsbeiwerten ermittelt werden (Anlage 5.2ff), welches jedoch die Lastkonfiguration vernachlässigt.

Vergleichend hierzu wurden an einem diskreten Modell die Drehfedersteifigkeiten anhand der spannungsabhängigen und tiefenabhängigen Setzungsberechnungen gemäß Ziffer 12.3 unter Berücksichtigung der in der Sohlfläche wirkenden Vertikallast und dem wirkenden Moment wie folgt ausgewertet:

$$k_{\varphi} = \frac{M}{\alpha(M, V)} \cdot \text{mit } \alpha = \frac{\Delta s}{2r}$$

Darin bedeuten:

$M$	maßgebende Momenteneinwirkung
$\alpha$	Schiefstellung in Abhängigkeit von der maßgebenden Vertikallast und der Momenteneinwirkung
$\max \Delta s$	Setzungsdifferenz unter der Lastwirkung der maßgebenden Vertikallast und der Momenteneinwirkung
$r$	Fundamentradius

Hierbei sind alle setzungsempfindlichen Bodenschichten zu berücksichtigen.

### 12.4.3 Berechnungen

Die Fundamentabmessungen und die Bauwerkslasten wurden entsprechend den Angaben unter Ziffer 10.1 in die Berechnung eingeführt. Aus den Bohr- und Drucksondierprofilen wurde jeweils ein standort-spezifisches Baugrundprofil mit ungünstiger Kombination der maßgebenden Schichten abgeleitet. Für die geotechnischen Kenngrößen der Böden wurden die Angaben in Tabelle 6.1 und 6.2 (Ziffer 6) verwendet. Sofern die Tabellen 6.1ff Bandbreiten der geotechnischen Kennwerte enthalten, wurden auf der sicheren Seite liegend tiefenabhängig jeweils die ungünstigeren Kennwerte verwendet. Der Einfluss der Baugrundverbesserung mit Tragsäulen wird mit einer Erhöhung der Steifigkeiten der verbesserten Schichten berücksichtigt (vgl. Ziffer 12.2.1).

Die Berechnungen erfolgen tabellarisch programmunterstützt. Die Ergebnisse der Berechnungen zur Drehfedersteifigkeit sind in der nachfolgenden Ziffer 12.4.4 zusammengefasst dargestellt und standortbezogen in den Anlagen 5.1.1ff (WEA1) und 5.2.1ff (WEA2) zusammen mit den abgeleiteten Baugrundprofilen aufgeführt.

Dabei sind auf der Anlage 5.1.1 und 5.2.1 die Ergebnisse der Drehfedersteifigkeit mit der vereinfachten, schichtenbezogenen Auswertung mit dem vergrößerten Ersatzradius, auf der Anlage 5.1.2 und 5.2.2 die Ergebnisse der Auswertung nach Verfahren gemäß DIN 4019 und auf der Anlage 5.1.3 und 5.2.3 die Ergebnisse der Auswertungen anhand der Setzungsdifferenzen gemäß Ziffer 12.3 dargestellt.

Für den Nachweis der statischen Drehfedersteifigkeit ist prinzipiell die Einwirkungskombination D.1 zu verwenden, für die dynamischen Drehfedersteifigkeit die Einwirkungskombination D.3. Mangels Angaben zur Einwirkungskombination D.3 wird für die Ermittlung der dynamischen Drehfedersteifigkeiten in Abhängigkeit der Setzungsdifferenz (lastabhängiger Ansatz; Anlage 5.1.3 und 5.2.3) die Lastkonfiguration BS-P verwendet (Einwirkungskombination D.1), der Nachweis liegt damit auf der sicheren Seite.

Für die Ermittlung der statischen Drehfedersteifigkeit wurden die statischen Baugrundkennwerte und Baugrundeigenschaften für drainierte Bedingungen ( $E_{s,stat}$ ,  $\nu_{stat}$ ) verwendet.

Die Formänderungen des Baugrundes unter transienter Einwirkung (Schwingungen, Extremwindlasten) auf mächtigen Schichten wasser(teil-)gesättigten bindigen Böden finden je nach Belastung und Konsolidierungszustand u. U. auch unter undrainierten Verhältnissen statt. Es wurden deshalb die Parameter der Baugrundeigenschaften fallweise sowohl für die drainierte als auch für undrainierte Verhältnisse angesetzt (Anlage 5.1.1 und 5.2.1).

Bei der Berechnung der Drehfedersteifigkeit mit dem vereinfachten Ansatz gemäß Ziffer 12.4.2 ist zu beachten, dass die Kenngrößen  $G$  bzw.  $E$  ohne weiteres nur für Querkontraktionszahlen  $\nu \leq 0,4$  aus dem Steifemodul  $E_s$  nach der Elastizitätstheorie abgeleitet werden können. Insbesondere bei wassergesättigten bindigen Böden unter undrainierten Verhältnissen also mit Querkontraktionszahlen  $\nu \rightarrow 0,5$  (Volumenkonstanz) liefert die Ableitung des Schubmoduls aus dem Steifemodul  $E_s$  zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit  $k\varphi(E_s)$  unrealistische Ergebnisse.

Für den Nachweis der Drehfedersteifigkeit wird deshalb, bei Querkontraktionszahlen  $\nu \leq 0,4$  für die Ermittlung der Drehfedersteifigkeiten die Gleichung  $k\varphi(E_s)$  auf Grundlage der Steifemoduln  $E_s$  gemäß Tabelle 6 und bei  $\nu > 0,4$  die Gleichung  $k\varphi(G_d)$  unter Verwendung der abgeminderten Schubmoduln  $G_d$  (Anlage 5.1.1 und 5.2.1) angewendet.

Der maßgebende Schubmodul  $G_d$  ist abhängig von der Frequenz der dynamischen Einwirkung. Bei einer Berechnung der dynamischen Drehfedersteifigkeit auf Grundlage der Schubmoduln ist gemäß *EA Baugruddynamik* (Unterlage U 4.2.2) der maximal mögliche Schubmodul  $G_{d0}$  in Abhängigkeit von der dynamische Schubverzerrungsamplitude  $\gamma$  abzumindern. Gemäß *Quast (2010)* ist für WEA-Gründung eine Schubverzerrungsamplitude  $\gamma = 10^{-3}$  anzunehmen, woraus sich gemäß *EA Baugruddynamik* eine Abminderung des Schubmoduls auf 30 % ergibt, die in den Berechnungen mit  $G_d = G_{d0} * 0,3$  berücksichtigt wird.

#### 12.4.4 Berechnungsergebnisse

Mit dem stark vereinfachten Ansatz und einer schichtenbezogenen Auswertung der Drehfedersteifigkeit mit einem mit der Tiefe vergrößertem Ersatzradius  $r_i$  werden die folgenden (Mindest-)Drehfedersteifigkeiten ermittelt (Anlage 5.1.1 und 5.2.1).

WEA1 und WEA2

$$\begin{aligned} k\varphi_{\text{stat,vorh,min}} &= 76.000 \text{ MN/rad} > k\varphi_{\text{stat,erf}} = 75.000 \text{ MN/rad} \\ k\varphi_{\text{dyn,vorh,min}} &= 351.500 \text{ MN/rad} > k\varphi_{\text{stat,erf}} = 300.000 \text{ MN/rad} \end{aligned}$$

Mit den spannungsabhängigen Ansätzen ergeben sich größeren Reserven (Anlage 5.1.2ff und 5.2.2ff).

WEA1	$k\varphi_{\text{stat,vorh}} = 94.500 \text{ MN/rad}$	>	$k\varphi_{\text{stat,erf}} = 75.000 \text{ MN/rad}$
	$k\varphi_{\text{dyn,vorh}} = 416.000 \text{ MN/rad}$	>	$k\varphi_{\text{stat,erf}} = 300.000 \text{ MN/rad}$
WEA2	$k\varphi_{\text{stat,vorh}} = 97.000 \text{ MN/rad}$	>	$k\varphi_{\text{stat,erf}} = 75.000 \text{ MN/rad}$
	$k\varphi_{\text{dyn,vorh}} = 420.000 \text{ MN/rad}$	>	$k\varphi_{\text{stat,erf}} = 300.000 \text{ MN/rad}$

Die geforderten Mindestdrehfedersteifigkeiten werden demnach eingehalten.

## **13 Empfehlungen zur Bauausführung**

### **13.1 Erdarbeiten und Herstellung der Tragsäulen**

Zur Herrichtung der Bauflächen ist zunächst die humose Deckschicht aus schluffigen Sanden, vollständig abzutragen.

Die unbewehrten Tragsäulen werden mit Blick auf die Grundwasserverhältnisse zweckmäßig von einer Arbeitsebene auf Höhe der derzeitigen GOK oder von einem Voraushubniveau geringfügig darunter hergestellt. Die Anforderungen an die Arbeitsebene sind mit dem jeweiligen Hersteller abzustimmen.

Nach der Herstellung der Tragsäulen, wird ausgehend von der Arbeitsebene ein Schotterpolster im Bodenaustausch eingebaut und anschließend auf diesem Planum das Fundament gegründet.

Die Fundamentunterkante ist nach den Planunterlagen in rd. 1,4 m Tiefe unter GOK im Bereich des Kellers rd. 1,7 m Tiefe unter GOK geplant. Unter Berücksichtigung einer rd. 0,1 m dicken Sauberkeitsschicht, liegt die Unterkante der rd. 0,8 m dicken Polsterschicht demnach in rd. 2,3 m bis rd. 2,6 m Tiefe unter GOK.

Die Festlegung des erforderlichen Säulenrasters (Achsabstand) und Durchmessers erfolgt unter Berücksichtigung der Erfordernisse durch die ausführenden Unternehmung (siehe Ziffer 12).

Die äußere Säulenreihe sollte mindestens bis rd. 2 m über die Fundamentabmessungen hinaus geführt werden. Der Bodenaustausch für das Schotterpolster sollte ebenfalls bis rd. 2 m über die Fundamentabmessungen hinaus reichen.

Zur Reduktion des baubetrieblichen Aufwands hat es sich bewährt, die Säulen von einem Planum aus zunächst bis zur planmäßigen Unterkante der Polsterschicht mit Materialzugabe und darüber bis zur Arbeitsebene ohne Materialzugabe herzustellen, anschließend wird die Baugrube für den Einbau des Schotterpolsters ausgehoben und auf den Säulenköpfen das rd. 0,8 m dicke lastverteilende Polster aus einem Mineralgemisch durch Bodenaustausch aufgebaut (siehe auch Ziffer 12.1). An der Baugrubensohle für das Schotterpolster ggf. noch anstehende Geschiebelehne sind gegen Füllsand zu ersetzen.

Auf dem Aushubplanum wird das rd. 0,8 m dicke Schotterpolster lagenweise verdichtet aufgebaut (Einzellagendicke von 0,4 m). Das 0,8 m dicke Schotterpolster aus geeignetem Material (z. B. Mineralgemisch aus Natur- oder Recyclingmaterial o. v.; Baustoffgemisch 0/45 oder 0/56 für Schottertragschichten in Anlehnung die *TL SoB-StB*) ist unter jedem Gründungselement sicher zu stellen (Fundament einschließlich Kellervertiefung).

Die Unterkante der Sohle liegt damit im Bereich der erkundungszeitlich gemessenen Grundwasserstände (zwischen rd. 1,4 m und rd. 2,3 m Tiefe unter GOK), das Niveau für den Bodenaustausch zum Einbau des Schotterpolster darunter, jahreszeitlich bedingt sind höhere Wasserstände möglich. In Abhängigkeit von dem bauzeitlichen Grundwasserstand werden demnach für die Durchführung der Erdbaumaßnahmen Maßnahmen zur Grundwasserhaltung erforderlich (vgl. Ziffer 13.3).

Der an der Aushubsohle anstehende Boden darf nicht befahren werden, der Boden würde aufweichen und seine Tragfähigkeit dadurch erheblich vermindert werden. Der Bodenaushub wird zweckmäßig von der Geländeoberkante oder von einem Voraushubniveau aus mit einem Hydraulikbagger mit zahnloser Schaufel durchgeführt.

Auf eine Nachverdichtung des Aushubplanums für den Bodenaustausch ist mit Rücksicht auf die Geschiebelehme bzw. auf die schluffigen Sande zu verzichten, die anstehenden Böden würden aufweichen und ihre Tragfähigkeit erheblich gemindert werden. Verdichtungsarbeiten sind erst nach Einbau der ersten Füllsandlage durchzuführen. Mit Rücksicht auf die unterlagernden Geschiebeböden ist zur Verdichtung der ersten Schotterlage zunächst ein Oberflächenrüttler von mittlerer Wuchtkraft (z. B. AT 3.000 / AT 5.000 oder vergleichbar), schweres Verdichtungsgerät (z. B. AT 5.000 / AT 10.000 oder vergleichbar) erst auf den Schotterpolster.

An der Baugrubensohle anstehende aufgeweichte Böden sind erforderlichenfalls auszuheben und durch geeigneten Füllsand zu ersetzen.

Bei ungünstigen Grundwasserständen bzw. sofern das Absenkziel hierfür nicht ausreicht (vgl. Ziffer 13.3), kann der tiefere Bodenaustausch im Andeckungsverfahren durchgeführt werden. Bei diesem Verfahren wird Füllsand bzw. Schotter unmittelbar dem Aushub folgend von der gegenüberliegenden Seite eingebaut, bevor eine Wassersättigung eintritt.

Als Füllsand ist ein regional verfügbarer gleichförmiger Gruben- oder Flusssand der Bodengruppe *SE* bzw. *SU* nach DIN 18196 hinreichend geeignet, dessen Schlämmkorngehalt (Korndurchmesser < 0,06 mm) den Wert von 7 M.-% nicht überschreiten soll. Nach den vorliegenden Ergebnissen der Baugrunderkundung und -untersuchung können die oberflächennah anstehenden Decksande wegen ihrer Schluffanteile hierfür überwiegend nicht wiederverwendet werden (qualifizierter Erdbau, bauzeitliche Überprüfung während der Erdarbeiten). Die Geschiebeböden sind für den Wiedereinbau nicht geeignet.

Die erzielte Verdichtung des Planums kann durch Plattendruckversuche auf dem Planum überprüft werden (Zielwerte bei statischen Plattendruckversuchen:  $E_{v2, \text{Schotter}} > 120 \text{ MN/m}^2$  und  $E_{v2}/E_{v1} < 2,5$ ; dynamische Plattendruckversuche sind zum Nachweis eines verdichteten Einbaus von Schottermaterial nicht geeignet).

Die Qualitätssicherung der Tragsäulen erfolgt je nach Herstellungsverfahren gemäß den Festlegungen der bauaufsichtlichen Zulassungen von dem ausführenden Unternehmen oder gemäß den objektspezifischen Verfahrensanweisungen des ausführenden Unternehmens.

### **13.2           Sicherung der Baugrube**

Zur Herstellung der WEA-Fundamente wird eine rd. 1,5 m bis rd. 1,8 m tiefe Baugrube erforderlich; zum Einbau des Schotterpolsters muss diese temporär auf Aushubtiefen bis rd. 2,3 m bzw. bis rd. 2,6 m unter GOK vertieft werden.

Wegen ausreichender Platzverhältnisse können die Baugruben prinzipiell geböschert hergestellt werden. Die Baugruben können bei den anstehenden Bodenarten über dem Grundwasserspiegel ggf. im Schutze einer

Grundwasserhaltung mit Böschungsneigungen bis 1 : 1,5 (in den Geschiebeböden bzw. Decksanden) hergestellt werden.

Die Böschungsschultern sind in einem 3 m breiten Streifen von Lasten über 10 kN/m<sup>2</sup> freizuhalten, die Anforderungen der DIN 4124 sind zu beachten. Die Standsicherheit belasteter Böschungskörper (durch vorhandene Einrichtungen, Baustellengeräte, Lagerung von Materialien etc.) muss für die tatsächlichen Verhältnisse nachgewiesen werden. Für Standsicherheitsuntersuchungen der Baugrubenböschung sind dann zwei Bauzustände zu unterscheiden:

Bauzustand I	Baugrube für den Bodenaustausch zur Herstellung des Schotterpolsters, vollflächiger Aushub bis rd. 2,3 m bzw. 2,6 m Tiefe unter GOK
Bauzustand II	Baugrube für die Herstellung der Fundamente, vollflächiger Aushub bis rd. 1,5 m und rd. 1,8 m Tiefe unter GOK

Die Ansammlung von Oberflächenwasser auf dem die Baugrube umgebenden Gelände ist zu vermeiden, anderenfalls besteht die Gefahr von unerwünschten Böschungserosionen durch in die Baugrube strömendes Oberflächenwasser wie auch von destabilisierenden Strömungsdruckkräften auf den Böschungskörper.

### **13.3 Trockenhaltung der Baugrube**

Mit den im Mai 2020 durchgeführten Bohrsondierarbeiten wurde Grundwasser in den oberflächennahen Sandzonen in Tiefen zwischen rd. 1,4 m und rd. 2,3 m Tiefe unter GOK eingemessen. Die tieferen Sandzwischenlagen führen ebenfalls Grundwasser, welches grundsätzlich unter den Geschiebeböden gespannt ansteht und ggf. in den gut durchlässigen Schottersäulen aufsteigen kann. Die Anstiegshöhe des entspannten Grundwassers in den Sandzwischenlagen ist uns nicht bekannt, es ist davon auszugehen, dass die Anstiegshöhe derjenigen des oberen Grundwasserleiters entspricht.

Die untergrundhydraulische Situation ist wegen der Schichten und Zonen wechselhafter Wasserdurchlässigkeit komplex: Die örtliche Absenkung des Grundwassers führt zu einem Potentialsink, der einen hydraulischen Gradienten im Potentialfeld des Grundwassers zur Baugrube hin bewirkt. Dieser Gradient verursacht einerseits den Zustrom einer Wassermenge, andererseits verursacht er Strömungsdruckkräfte auf das Korngerüst, das wiederum den Zustrom mit seinem Porensystem bremst. Diese Strömungsdruckkräfte konzentrieren sich auf die Bodenzonen geringerer Wasserdurchlässigkeit, weil ihre Größe wie die Strömungsgeschwindigkeit direkt vom hydraulischen Gradienten abhängt.

Außer der Fassung und Abführung des Grundwasserzustroms zur Baugrube ist deshalb auch die Veränderung des Kräftezustandes an der Baugrube sicher zu beherrschen, dazu ist deshalb für die Grundwasserabsenkung zur Trockenhaltung der Baugruben auf mehrere Aspekte zu achten:

- Das Absenkziel muss erreicht werden: erfahrungsgemäß sollte der abgesenkte Grundwasserspiegel wenigstens rd. 0,3 m, besser 0,5 m unterhalb der Baugrubensohle entsprechend temporär wenigstens in 3 m Tiefe unter GOK liegen, um ein Aufweichen der Aushubsohle durch die Bautätigkeit zu vermeiden.

- Die horizontal auf den Böschungskörper wirkenden Strömungsdruckkräfte dürfen die Standsicherheit der Böschung nicht durch Gleitbruch oder Böschungsbruch gefährden.
- Die vertikal gerichteten Strömungskräfte aus den tieferen Bodenzonen größerer Durchlässigkeit dürfen die Standsicherheit der Baugrubensohle nicht durch Auftriebskräfte oder durch hydraulischen Sohlbruch gefährden.

Vorliegend erzeugen die wechselhaften Ton- und Schluffkornanteile und Sandbänderungen (Geschiebemergel/-lehme mit Sandbänderungen und -zwischenlagen, teils unter schluffigen Decksanden) im Hinblick auf die Wasserdurchlässigkeit des Untergrundes hydraulisch ein komplexes geschichtetes System, so dass erwartet werden muss, dass nicht alle notwendigen Wirkungen (s. o.) mit einer einzigen technischen Maßnahme erzielt werden können. Es ist zweckmäßig, die Maßnahmen nach Ihrem Zweck, einerseits Absenkung und Beherrschung der Wassermenge, andererseits Absenkung des Wasserdrucks in tieferen Schichten, zu wählen.

In der gegebenen Baugrundsituation kann das Absenkmaß prinzipiell entweder mit ringförmig angeordneten Steckfilteranlagen (Minibrunnen), erforderlichenfalls gestaffelt, oder mit einer umlaufenden Drainage, hergestellt als eingefräster Horizontalbrunnen in einem verkiesten Drängraben, erreicht werden. Beide sind mit einigem Abstand von der Böschungsschulter anzuordnen, um den Wasserdruck von der Böschung zu nehmen.

Um das lateral anströmende Wasser fassen zu können, benötigen Steckfilter im Beharrungszustand jedoch noch eine ausreichend hohe benetzte Filterhöhe in der zu entwässernden Schicht, so dass sie nur dann eingesetzt werden können, wenn die erste Schicht geringerer Wasserdurchlässigkeit (Grundwasserhemmer) ausreichend tief unter der Aushubtiefe liegt, bei 3 m Absenkmaß (temporär) sind dies schätzungsweise weitere 3 m. Diese Bedingung wird vorliegend nicht eingehalten. Mit Vakuumpumpen betriebene Steckfilteranlagen weisen außerdem eine technisch begrenzte Saughöhe etwa bis 9 m auf; bis in diese Tiefen stehen überwiegend nur gering durchlässige Bodenschichten an, so dass die erforderliche Absenkung mit Steckfilteranlagen nicht zweifelsfrei erreicht werden kann. Es ist deshalb zweckmäßiger, hier zur Absenkung von vornherein eingefräste Horizontal-Drainagen vorzusehen.

Es ist u. E. zu erwarten, dass die Entwässerung des Planums (Baugrubensohle) durch Absenken des Wasserspiegels mit den Horizontal-Drainagen in der Baufläche nicht vollständig gelingen wird, insbesondere dann nicht, wenn in den Schottersäulen Grundwasser aus tieferen Sandzwischenlagen aufsteigt. Hier wird deshalb vorgeschlagen das an der Baugrubensohle hergestellte Schotterpolster zu entwässern. Hierzu wird am Böschungsfuß eine umlaufende Ringdrainage im Filterkiesbett rd. 0,5 m unterhalb der Polsteroberkante angelegt und an mindestens zwei Pumpensümpfe angeschlossen, die Entwässerung der Polsterschicht zur Ringdrainage hin ist durch mehrere beidseitig angeschlossene Querstränge im Abstand von höchstens 4 m zu unterstützen.

Unter den Geschiebeböden wechselhafter Schichtenfolge steht gespanntes Grundwasser, die entspannte Grundwasserspiegeldruckhöhe wird nach derzeitiger Datenlage nahe der GOK, teils darüber erwartet. Eine ausreichende Sicherheit der natürlichen Sohldichtung (hier Geschiebemergel) gegenüber dem Auftrieb der Baugrubensohle ist unter Berücksichtigung der derzeit vorgesehenen Baugrubentiefe (Aushubtiefe rd. 3 m



Tiefe unter GOK) und der angetroffenen Schichtenfolge (Mergel mit Sandzwischenlagen) voraussichtlich gegeben. Die Standsicherheit gegenüber einem hydraulischen Sohlaufbruch hängt im Detail von der Abstufung der Wasserdurchlässigkeit der Einzelschichten ab, sie kann durch Entspannung der Böden bis rd. 3 m unterhalb der Baugrubensohle voraussichtlich gewährleistet werden.

Es ist für die Standsicherheit der Baugrubensohle notwendig, dass die Maßnahmen zur Grundwasserhaltung jederzeit betrieben werden, auch wenn sie wenig oder fast kein Wasser führen, weil es nicht auf die Wassermenge, sondern nur auf den Potentialsunk ankommt, den sie bilden.

Es ist darauf zu achten, dass die Anlagen ausreichend abgefiltert werden und nach kurzer Einspielzeit keinen Sand mehr fördern.

Eine Grundwasserentnahme ist nach den jeweiligen Ländergesetzen erlaubnispflichtig, es empfiehlt sich, den Antrag bei der zuständigen Behörde rechtzeitig zu stellen und den Entsorgungsweg für das Grundwasser zu klären. Es ist grundsätzlich damit zu rechnen, dass die Erlaubnis zur Grundwasserentnahme mit Auflagen hinsichtlich Betriebsdauer, der Förderrate und der geförderten Gesamtwassermenge verbunden sein wird.

#### **13.4 Trockenhaltung der Bauwerke**

Die Maßnahmen zur Trockenhaltung des Bauwerks beziehen sich hier auf die Fundamentplatte und insbesondere auf die Kellersohle. Sie ist für den potentiellen Grundwasseranstieg bis zur Höhe der jeweiligen GOK auszulegen und wird hier zweckmäßig (wie planmäßig) aus wasserundurchlässigem Beton (WU-Beton) konstruiert.

#### **13.5 Abtrag des Frischbetongewichts**

Bei Einhaltung der unter Ziffer 13.1 genannten Empfehlungen zu den Erdarbeiten sind die an der Aushubsohle anstehenden Böden geeignet, das Eigengewicht des Frischbetons der Pfahlkopfplatte ohne nennenswerte Setzungen und Verformungen zu tragen.

#### **13.6 Verfüllung der Baugruben**

Zur Anfüllung der Fundamente in den Baugruben empfiehlt sich aus erdbaulichen Gründen Füllsand der Bodengruppe *SE* bzw. *SU* nach DIN 18196, dessen Schlämmkorngehalt (Korndurchmesser < 0,06 mm) den Wert von 7 M.-% nicht überschreiten soll. Nach den vorliegenden Ergebnissen der Baugrunderkundung und -untersuchung sind die anstehenden Decksande wegen ihrer hohen Schluffgehalte hierfür überwiegend nicht geeignet (bauzeitliche Überprüfung während der Erdarbeiten, qualifizierter Erdbau). Diese Aushubböden können ggf. lagenweise im Wechsel (Schichtdicken rd. 0,3 m) mit Liefersanden eingebaut werden („Sandwich-Bauweise“). Die Geschiebeböden sind ungeeignet.

## 14 Kranstell- und Verkehrsflächen

### 14.1 Anforderungen an Kranstell- und sonstige Verkehrsflächen

Für die Errichtung der Anlagen ist die Herrichtung einer Kranstellfläche am jeweiligen Anlagenstandort erforderlich. Außerdem wird die Herrichtung diverser Nebenflächen (Hilfskranstellflächen, Arbeits- und Lagerflächen sowie Parkplatzflächen und Sicherheitszonen) und einer temporären Baustraße benötigt.

Angaben zu herstellerepezifischen Anforderungen liegen uns für das Projekt nicht vor, eine Zusammenstellung von spezifischen Anforderungen für vergleichbare Projekten ist in Tabelle 14.1 enthalten.

**Tabelle 14.1 Anforderungen an befestigte Flächen**

Flächentyp	Belastbarkeit [kN/m <sup>2</sup> ] $\sigma$
Kranstell- und Vormontagefläche	150 bis 250
Hilfskranstellfläche, Logistikflächen	150 bis 200
Baustraße, Zuwegung und Parkplatzflächen	150 bis 180

Die Montage der Anlagenteile erfolgt im Regelfall unter Zuhilfenahme unterschiedlicher Fahrzeug- und Krantechnik. Für die auf den jeweiligen Verkehrsflächen zu positionierenden Geräte- bzw. Fahrzeugtypen sind mit den folgenden Achslasten und Gesamtgewichte zu erwarten:

- Mobile Hilfskrane mit Kettenlasten bis zu 200 kN/m<sup>2</sup> und Gesamtgewichten bis 300 to,
- Raupenkrane mit Kettenlasten bis zu 250 kN/m<sup>2</sup> und Gesamtgewichten 1.250 to,
- Transportfahrzeuge mit Achsenlasten von 12 t bis 15 t und Gesamtgewichten bis rd. 150 to.

Die Wegstrecken müssen üblicherweise ein Fahrwegbreite von mindestens 4,5 m aufweisen, in Kurvenbereichen breiter.

Die Angaben dienen vorliegend für eine überschlägige Ermittlung der anzunehmenden Lastgrößen zur Festlegung eines üblicherweise geeigneten Verkehrsflächenaufbaus, die Angaben sind anhand der tatsächlichen Lastgrößen unter Berücksichtigung der geplanten Fahrzeug- und Krantechnik zu überprüfen.

### 14.2 Anforderungen an den Verkehrsflächenaufbau

Nach unseren und allgemeinen Erfahrungen ist zur dauerhaften Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit von Verkehrsflächen ein frostsicherer entwässerter Oberbau notwendig, der durch Dämpfung und Lastverteilung der dynamischen Verkehrslasteinwirkung sicherstellt, dass keine schädlichen Verformungen entstehen.

Erfahrungsgemäß ist für einen standsicheren, schadensfreien Aufbau der durch Schwerlastverkehr beanspruchten Flächen ein mindestens 0,8 m dicker, frostsicherer und ganzjährig grundwasserfreier Aufbau (Tragschicht einschließlich der Frostschuttschicht) auf einem tragfähigen Planum erforderlich.

Zur Sicherstellung eines langfristig schadenfreien Aufbaus ist auf dem Planum gemäß den anerkannten Regeln der Technik ein Verformungsmodul  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  durch statische Plattendruckversuche nachzuweisen, dieser Wert ist auf den unter der humosen Deckschicht oberflächennah angetroffenen Geschiebelehmen und auf den Decksanden erfahrungsgemäß nicht ohne weiteres zu erreichen, es sind daher zusätzliche baugrundverbessernde Maßnahmen (Teilbodenaustausch) zu berücksichtigen.

### **14.3 Hinweise zum Verkehrsflächenaufbau**

Die zur Herrichtung der Verkehrsflächen erforderlichen Aushubtiefen sind u. a. abhängig von der geplanten Höhenlage der Verkehrswege.

Für die Neuanlage von Verkehrsflächen ist zunächst die humose Deckschicht (erkundungszeitlich bis rd. 0,5 m dick) vollständig abzutragen, in Abhängigkeit vom Zielniveau der Straße auch die darunter liegenden Geschiebelehme bzw. Decksande mind. bis rd. 0,8 m unter planmäßiger Verkehrsflächenoberkante (FOK), im Bereich hoch belasteter Kranstellflächen bis rd. 1,2 m unter FOK auszubauen.

Auf eine Nachverdichtung des Planums ist mit Blick auf die unterlagernden Geschiebelehme bzw. der schluffigen Sande zu verzichten, die Böden würden infolge der dynamischen Einwirkungen aufweichen und ihre Tragfähigkeit damit erheblich vermindert werden.

Auf dem Planum ist zunächst der Aufbau einer mind. 0,4 m Sandpolsterschicht aus geeignetem Füllsand als Unterbau definierter Eigenschaften erforderlich. Dieser Unterbau wird über einem filterstabilen, zugfesten Trennvlies verdichtet in einer Lage aufgebaut (dynamische Verdichtung erst auf der Schichtoberkante).

Im Anschluss daran wird eine mind. 0,4 m bzw. mind. 0,8 m dicke Tragschicht aus geeignetem Material (z. B. Sand-Schotter-Gemisch, Mineralgemisch aus Natur- oder Recyclingmaterial o. v.) lagenweise verdichtet (Einzellagendicke von 0,4 m) aufgebaut, so dass im Ergebnis ein wenigstens 0,8 m dicker, für die Kranstellfläche wenigstens 1,2 m dicker Verkehrsflächenaufbau entsteht.

Mit Blick auf die potenziell hohen Grundwasserstände bis zur Geländeoberkante können hier Entwässerungsmaßnahmen zur Herrichtung des Verkehrsflächenaufbaus zweckmäßig sein. Hierzu werden Drainstränge (vliesummantelte, geschlitzte Kunststoffrohre DN 100) in rd. 0,3 m Tiefe unterhalb der jeweiligen Tragschichtbasis verlegt, mit denen anfallendes Grund- und Oberflächenwasser gesammelt und in eine Vorflut entwässert wird, erff. mit Pumpenhilfe. Diese Dränleitungen werden im Bereich der Verkehrswege beidseitig des Fahrdamms angeordnet, bei den Arbeitsflächen umlaufend und in der Fläche im Abstand von ca. 6 m.

Als Füllsand eignet sich ein hinreichend regional verfügbarer gleichförmiger Gruben- oder Flusssand der Bodengruppe *SE* bzw. *SU* nach DIN 18196, dessen Schlämmskorngelalt (Korndurchmesser < 0,06 mm) den Wert von 7 M.-% nicht überschreiten soll. Die anstehenden Decksande und Geschiebeböden sind nicht für den Wiedereinbau geeignet.

Der Aufbau der Tragschicht muss seitlich so weit über die jeweiligen tatsächlichen Nutzflächen hinausreichen, dass der Druckausstrahlungsbereich unter einem Winkel von 45° innerhalb der Schicht liegt (Überstandsbreite entspricht mindestens der Schichtdicke).

Eine Verdichtung der aufgefüllten Böden ist nur dann möglich, wenn der Grundwasserspiegel mindestens rd. 0,5 m unterhalb der Verdichtungsebene liegt, bei geringerem Grundwasserabstand führen die dynamischen Einwirkungen während des Verdichtungsvorgangs erfahrungsgemäß zum Aufweichen des Untergrundes.

Mit Rücksicht auf die unterlagernden Böden (Geschiebelehme bzw. Decksande) erfolgt die Verdichtung der Tragschicht erst nach dem Einbau der ersten Schüttlage mit einer Mindestdicke von 0,4 m und mit einem Oberflächenrüttler von mittlerer Wuchtkraft (z. B. AT 3.000 / AT 5.000 oder vergleichbar), schweres Verdichtungsgerät (z. B. AT 5.000 / AT 10.000 oder vergleichbar) erst auf den Schotterlagen.

Die Verdichtung des Aufbaus kann schichtweise durch statische Plattendruckversuche überprüft werden, ergänzend können für die Prüfung der Füllsandlagen dynamische Plattendruckversuche zum Nachweis herangezogen werden.

Die erzielte Verdichtung des Planums kann durch Plattendruckversuche auf dem Planum überprüft werden (Zielwerte bei statischen Plattendruckversuchen:  $E_{v2, \text{Füllsand}} > 80 \text{ MN/m}^2$  und  $E_{v2, \text{Tragschicht}} > 120 \text{ MN/m}^2$  und  $E_{v2} / E_{v1} < 2,3$ ; Zielwert bei dynamischen Plattendruckversuche  $E_{vd, \text{Füllsand}} > 40 \text{ MN/m}$ ).

Werden mit den Verkehrsflächen Entwässerungsgräben gekreuzt, sind diese im Vorfeld zu entschlickern und zu verfüllen. Wenn die hydraulische Wirkung der Gräben erhalten werden muss, wird dazu an der Basis der Verfüllung eine entsprechend dimensionierte Rohrleitung verlegt. Die Grabenverfüllung erfolgt mit verdichtetem Füllsand oder Mineralgemisch auf einem Trennvlies.

Der vorgeschlagene Kranstellflächenaufbau ist auch für den Kranbetrieb geeignet und für die in Tabelle 14.1 angegebenen Belastungen  $e_k = 150$  und  $250 \text{ kN/m}^2$  ausreichend grundbruchsicher, wenn eine effektive Lasteinwirkfläche von mind.  $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$  und  $4 \text{ m} \times 4 \text{ m}$  sichergestellt ist (erff. unter Einsatz von Lastverteilungsplatten oder „Baggermatten“), zentrische und lotrechte Lasteinleitung vorausgesetzt und die Fläche nicht mehr als rd. 0,5 m über dem angrenzenden Gelände liegt sowie das Gelände nicht signifikant abfällt.

Bei der ersten Befahrung der Flächen mit Großgeräten ist mit signifikanten Setzungen infolge Nachverdichtung zurechnen, ein Nachschottern der Flächen ist vorzusehen.

## **15 Hinweise zum Umgang mit potentieller Bodenverunreinigung**

Zur Herrichtung der Bauflächen ist ein Abtrag der anstehenden Mutterbodenzone und ein Teilaushub der darunter liegenden Geschiebeböden bzw. Decksande erforderlich.

Hinsichtlich der umweltrechtlichen Aspekte der Verwendung von Böden werden beim Umgang mit Bodenaushub (Wiederverwendung oder Entsorgung) die Anforderungen an die stoffliche Verwertung von

mineralischen Reststoffen/Abfällen der *Länderarbeitsgemeinschaft LAGA (20)* herangezogen und anhand der Ergebnissen chemischer Analysen den Einbauklassen Z0 bis Z2 zugeordnet, bei Grenzwertüberschreitung der Klasse > Z2 (Entsorgung).

Bodenchemische Analysen wurden bisher nicht durchgeführt. Für den richtigen Umgang mit den Stoffen ist rechtzeitig eine sachverständige *LAGA-Klassifikation* und *LAGA-Beurteilung* anhand chemischer Analysen vorzunehmen, sie ist auch zur Schaffung einer Grundlage für die Abrechnung mit den Erdbauunternehmen zweckmäßig.

## **16 Schlussbemerkungen**

Der vorliegende Geotechnische Bericht empfiehlt die Flachgründung der WEA-1 und WEA-2 im Windpark *Elsdorf III* nach einer Baugrundverbesserung mit Tragsäulen auf einer Polsterschicht.

Diese Empfehlung beruht auf den Ergebnissen der vorliegenden Baugrunderkundung und -untersuchung (u. a. mit klassifizierenden Laborversuchen). Das Untersuchungsprogramm wurde auf der Grundlage einer Vorstudie anhand von verfügbaren Informationen und Unterlagen (eigene und allgemeine) zu den Baugrundverhältnissen und zunächst ohne Sonderversuche festgelegt. Unter Ziffer 6 angegebene geotechnische Kennwerte, die nicht direkt bestimmt wurden, wurden als auf der sicheren Seite liegende vorsichtig gewählte mittlere Werte festgelegt, sie beruhen auf Korrelationen größerer Datenmengen vergleichbarer Bodenarten.

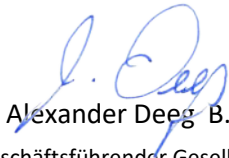
Gemäß den Anforderungen des Eurocode 7 (Unterlage U 4.1) sowie den Anforderungen des Anlagenherstellers (Mindestanforderungen an das Baugrundgutachten; Unterlage U 2.3) sollten für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK3 (vorliegend die WEA) die relevante Baugrundkenngößen auch mit Sonderversuchen bestimmt werden.

Die Standsicherheitsuntersuchungen unter Ziffer 12.2 zeigen für beide WEA-Standorte große Tragsicherheitsreserven. Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit und der Drehfedersteifigkeit (Ziffer 12.3 und 12.4) zeigen hingegen geringere Abstände zu den Mindestanforderungen (Schiefstellung, Setzungsdifferenzen, Mindestdrehfedersteifigkeiten); maßgebender Parameter ist dabei die Kompressibilität der Geschiebemergel.

Wegen des Einflusses der oberflächennahen Geschiebeböden auf die Gründung, wird deshalb eine Verifizierung der Annahmen zur Steifigkeit der Geschiebe anhand der Ergebnisse von Sonderversuchen empfohlen. Zur Gewinnung geeigneten Probenmaterials ist hier die Durchführung einer Trockenbohrung mit der Entnahme von Sonderproben aus den Geschiebeböden zweckmäßig, wegen der grundsätzlich vergleichbaren Baugrundverhältnisse im Windpark, ist hierfür eine Bohrung an einem WEA-Standort ausreichend. Anhand der Ergebnisse kann ggf. das Gründungssystem (Anzahl und Durchmesser der Tragsäulen) optimiert werden. Bei der Festlegung des Nachuntersuchungsprogramms ist die eiszeitliche Vorbelastung der Geschiebeböden zu berücksichtigen.

Im Zuge der Bohrungen kann auch eine ergänzende Grundwasserprobe entnommen und chemisch analysiert werden, die Ergebnisse können zum einen hinsichtlich der Grundwasseraggressivität als auch für die Beantragung der Genehmigung zur Grundwasserentnahme herangezogen werden.

Für die weitere Beratung während der Planung und der Realisierung sowie für die Material- und Verdichtungsprüfungen des Erdbaus stehen wir Ihnen gern zur Verfügung.



Alexander Deeg B. Sc.  
(Geschäftsführender Gesellschafter)  
(Projektleitende Ingenieur)



Dipl.-Ing. Daniel Bringezu  
(Projektingenieur)

## **Anlagenverzeichnis**

### **1 Lagepläne**

- 1.1 Übersichtslageplan
- 1.2 Lageplan mit Lage der Erkundungspunkte
- 1.3 Koordinaten der Erkundungspunkte

### **2 Ergebnisse der Baugrunderkundung**

- 2.1 WEA-1
- 2.2 WEA-2
- 2.3 Zuwegungen

### **3 Bodenmechanische Laboruntersuchung**

- 3.1 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche
- 3.2 Körnungslinien

### **4 Untersuchungen zur Standsicherheit**

- 4.1 WEA-1
- 4.2 WEA-2

### **5 Ermittlung der Drehfedersteifigkeit**

- 5.1 WEA-1
- 5.2 WEA-2

### **Anhänge**

---

- A Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

**Windpark Elsdorf III**  
**Errichtung von zwei Windenergieanlagen Typ Nordex N149/5**  
**Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung**

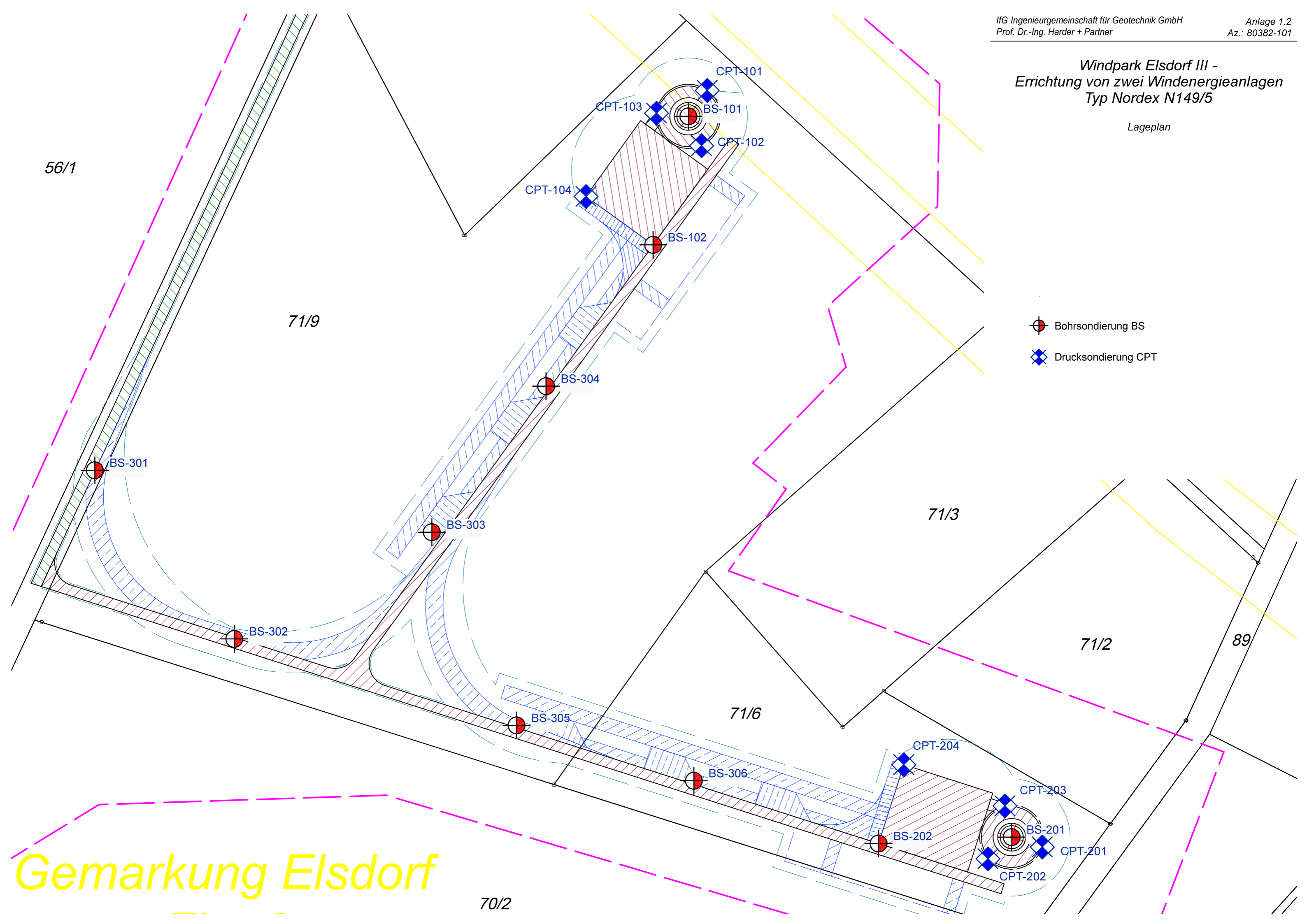
Ortsplan







# Windpark Elsdorf III - Errichtung von zwei Windenergieanlagen Typ Nordex N149/5

Lageplan



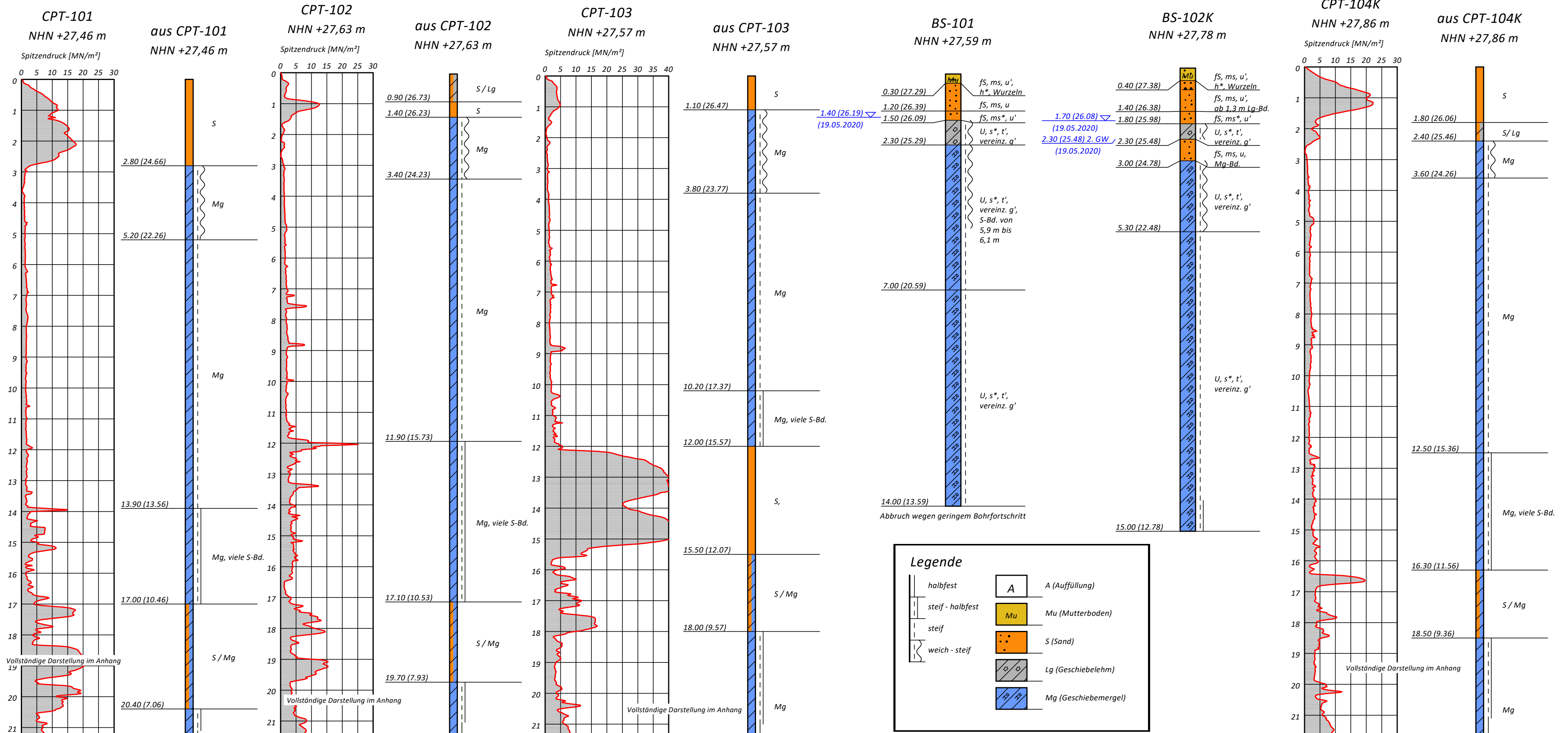
-  Bohrsondierung BS
-  Drucksondierung CPT

Gemarkung Elsdorf

**Windpark Elsdorf III**  
**Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X**  
*Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung*  
*Koordinatenliste*

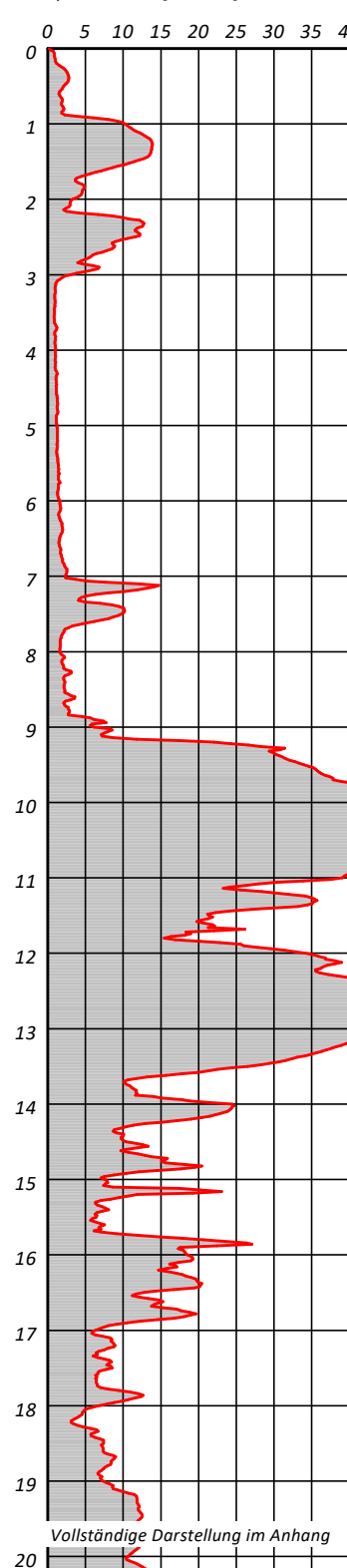
Koordinatensystem UTM ETRS 89 Zone 32N		
Bezeichnung	Rechtswert	Hochwert
<b>WEA-1</b>		
BS-101 (Anlagenmittelpunkt)	524419,40	5896539,60
BS-102	524404,28	5896484,52
CPT-101	524427,45	5896550,75
CPT-102	524425,03	5896527,05
CPT-103	524405,72	5896541,00
CPT-104	524375,51	5896505,30
<b>WEA-2</b>		
BS-201 (Anlagenmittelpunkt)	524557,90	5896230,70
BS-202	524500,85	5896227,97
CPT-201	524571,00	5896226,51
CPT-202	524547,72	5896221,46
CPT-203	524554,99	5896244,14
CPT-204	524511,67	5896261,77
<b>Zuwegungen</b>		
BS-301	524165,08	5896387,92
BS-302	524224,84	5896315,64
BS-303	524309,45	5896361,40
BS-304	524358,43	5896423,97
BS-305	524345,78	5896278,60
BS-306	524421,72	5896254,86

Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 des Typs Nordex N149/5.X  
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
 Ergebnisse der Baugrunderkundung WEA1

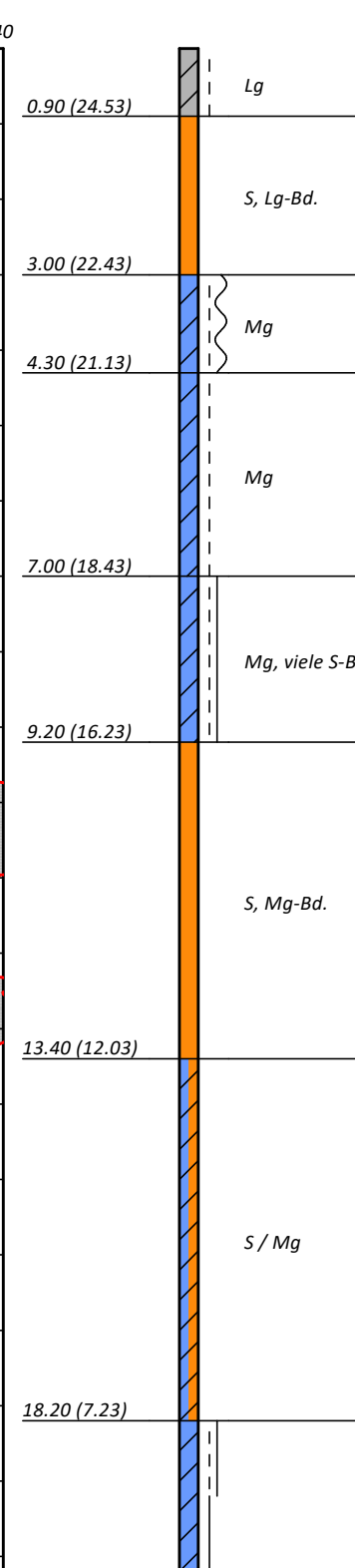


Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 des Typs Nordex N149/5.X  
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
 Ergebnisse der Baugrunderkundung

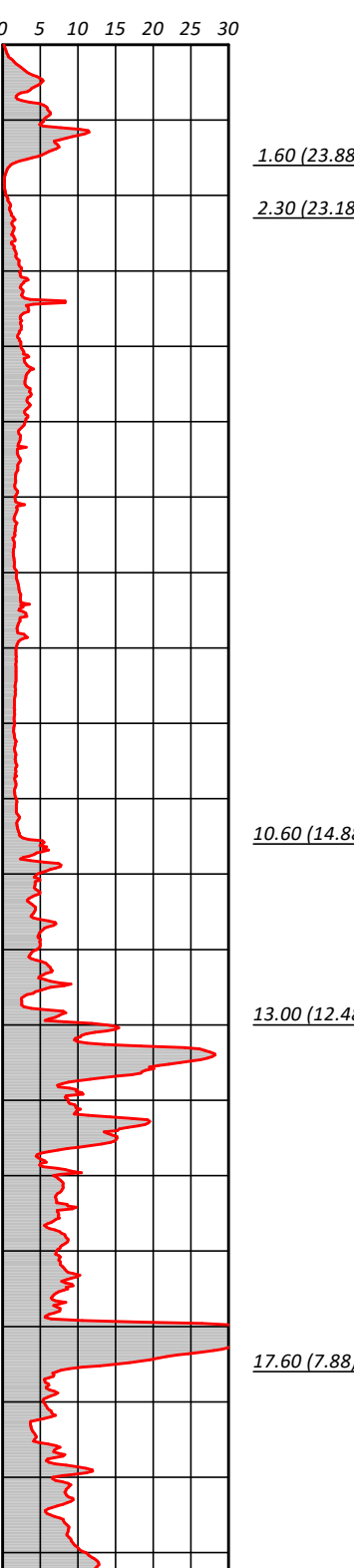
CPT-201  
 NHN +25,43 m



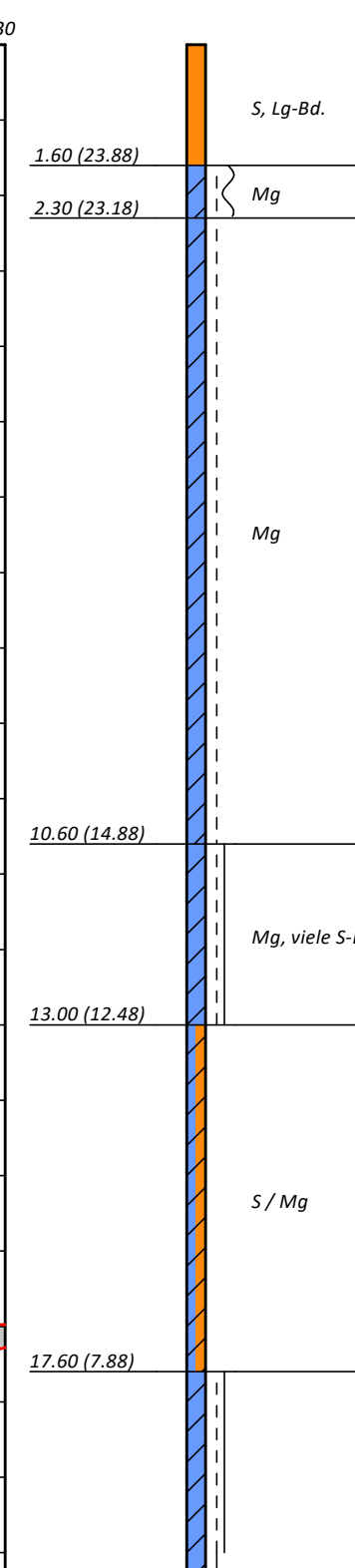
aus CPT-201  
 NHN +25,43 m



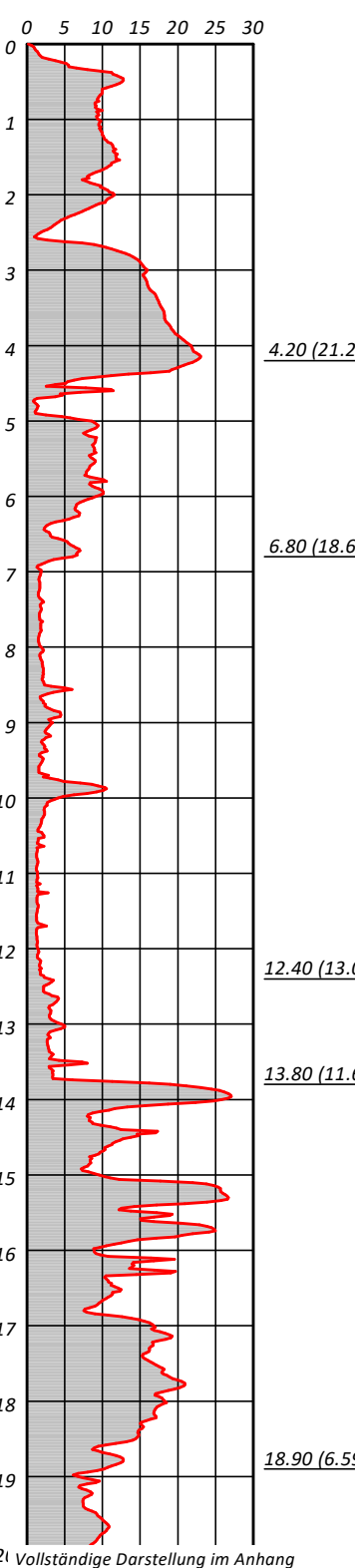
CPT-202  
 NHN +25,48 m



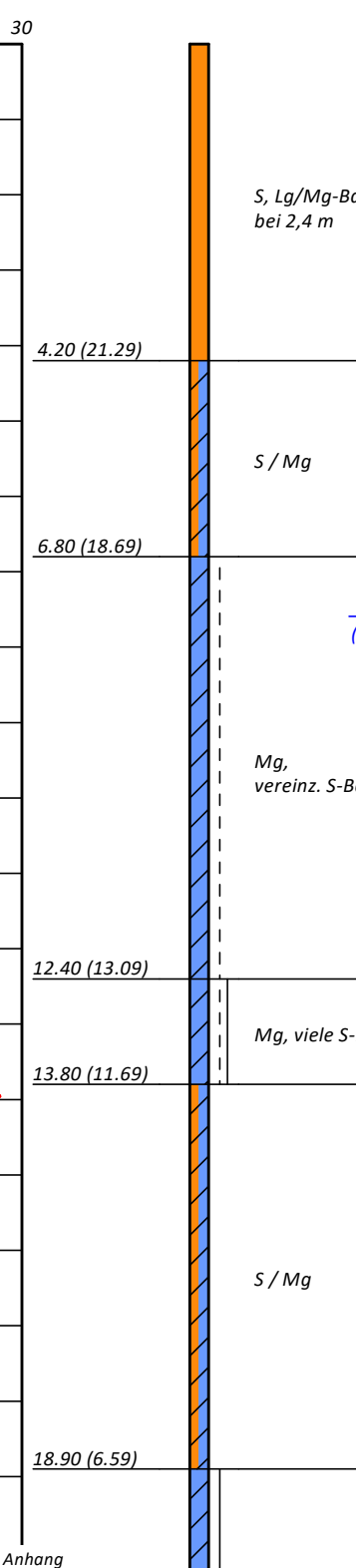
aus CPT-202  
 NHN +25,48 m



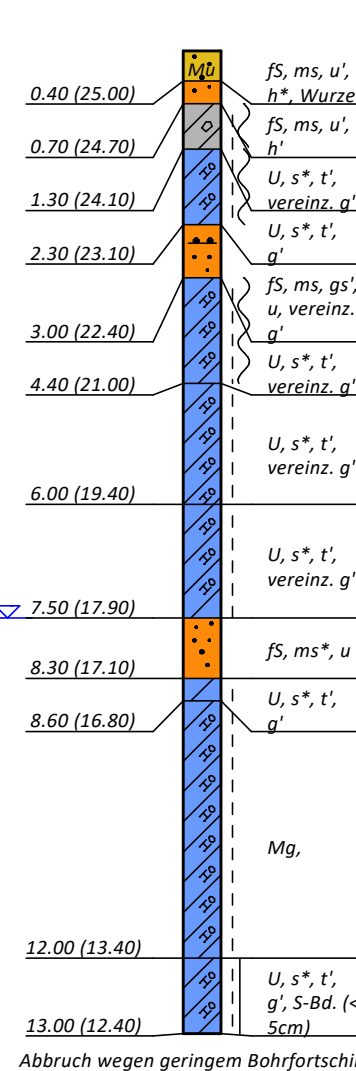
CPT-203  
 NHN +25,49 m



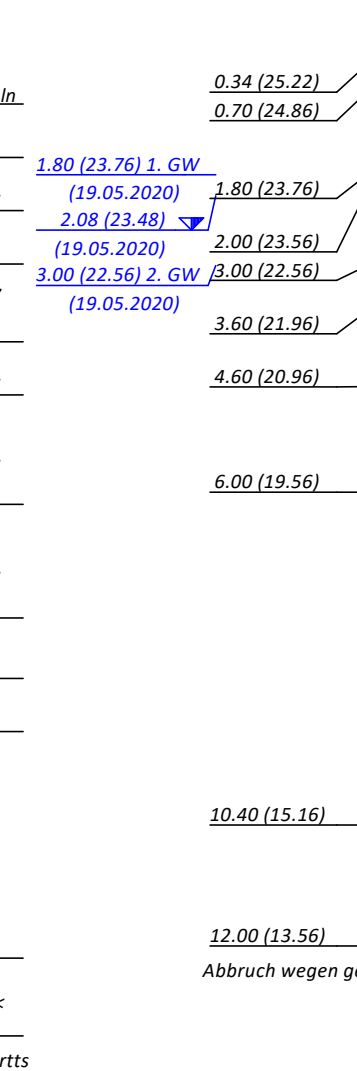
aus CPT-203  
 NHN +25,49 m



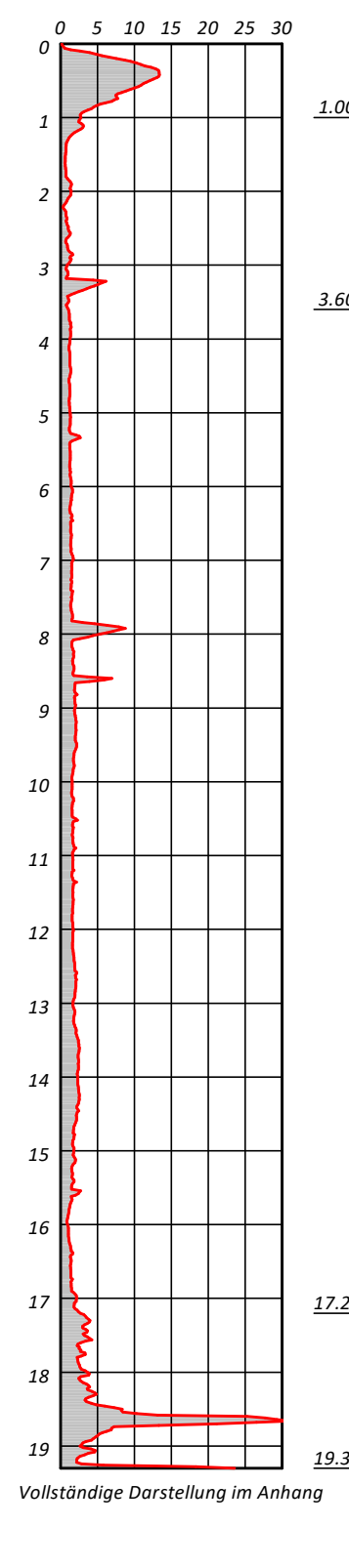
BS-201  
 NHN +25,40 m



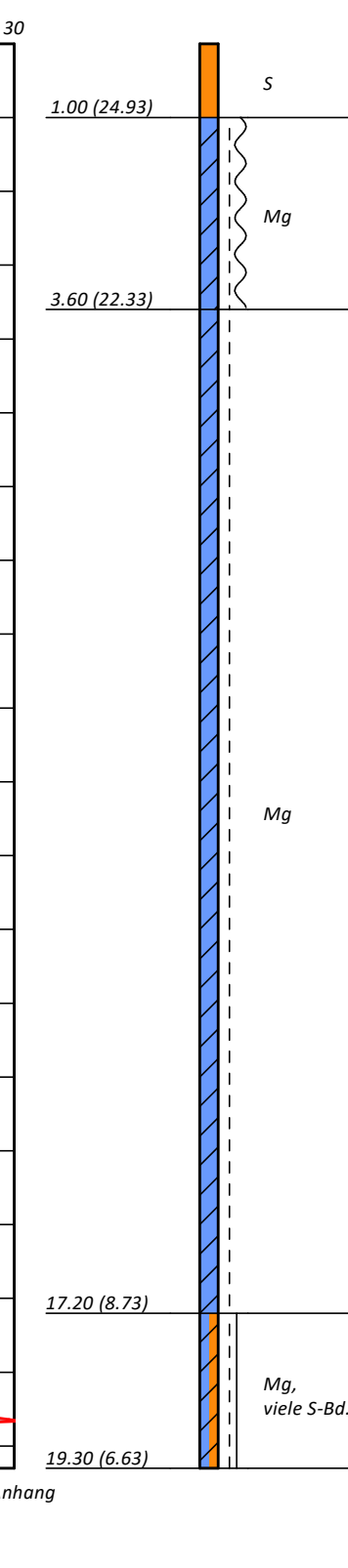
BS-202K  
 NHN +25,56 m



CPT-204K  
 NHN +25,93 m



aus CPT-204K  
 NHN +25,93 m

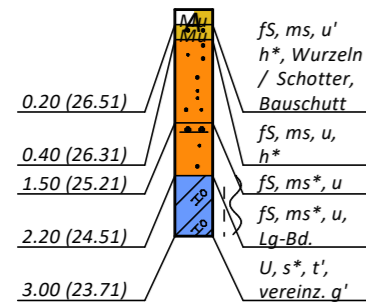


**Legende**

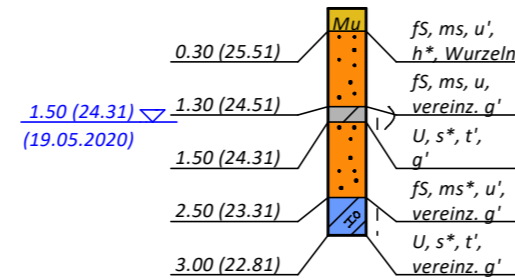
	halbfest - fest		Mu (Mutterboden)
	halbfest		A (Auffüllung)
	steif - halbfest		S (Sand)
	steif		Lg (Geschiebelehm)
	weich - steif		Mg (Geschiebemergel)

Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 Typ Nordex N149/5  
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
 Ergebnisse der Baugrunderkundung

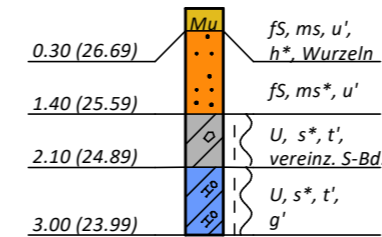
BS-301  
 NHN +26,71 m



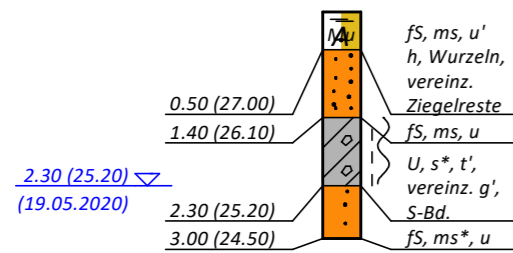
BS-302  
 NHN +25,81 m



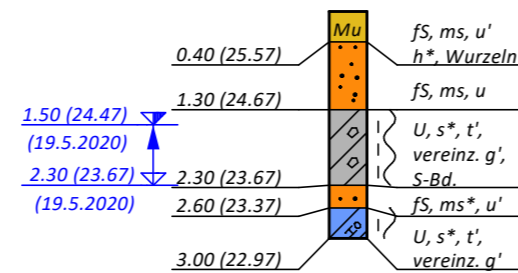
BS-303  
 NHN +26,99 m



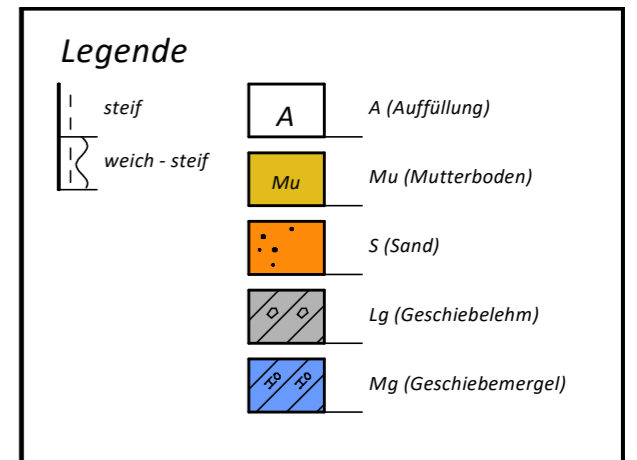
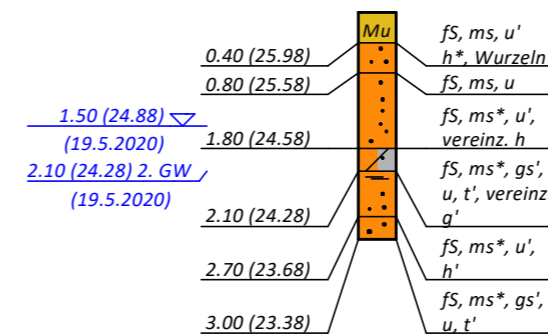
BS-304  
 NHN +27,50 m



BS-305  
 NHN +25,97 m



BS-306  
 NHN +26,38 m



**Windpark Elsdorf III**  
**Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X**  
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

lfd.- Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte r t/ m <sup>3</sup>	Trockendichte r <sub>d</sub> t/ m <sup>3</sup>	Glühverlust V <sub>gl</sub> M.-%	Körnungslinien			Verdichtungsgrad D <sub>pr</sub>	Fließgrenze w <sub>L</sub>	Ausrollgrenze w <sub>P</sub>	Plastizitätszahl I <sub>p</sub>	Konsistenzzahl I <sub>c</sub>	Steifemodul E <sub>s</sub>	Scherparameter					
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination							Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/ m <sup>2</sup>	undrän. Kohäsion c <sub>u</sub> kN/ m <sup>2</sup>	Flügelsondier- widerstand τ <sub>fs</sub> kN/ m <sup>2</sup>		
1	BS-101	1	0	0,3	0,3	fS ms u' h* wenig Wurzelreste				6,6															
2	BS-101	2	0,3	1,2	1,2	fS ms u					.1														
3	BS-101	3	1,2	1,5	1,5	fS ms* u'																			
4	BS-101	4	1,5	2,3	2,3	U t' fs* ms gs'	0,133	2,15	1,90																
5	BS-101	5	2,3	7	3	U t' fs ms gs' (++) vereinz. g'																			
6	BS-101	6	2,3	7	4	U t' fs* ms gs' (++) vereinz. g'	0,114	2,19	1,97																
7	BS-101	7	2,3	7	5	U t' fs ms gs' (++) vereinz. g	0,124					.1													
8	BS-101	8	2,3	7	6	U t' fs ms gs' (++)																			
9	BS-101	9	2,3	7	7	U t' fs ms gs' (++)																			
10	BS-101	10	7	14	8	U t' fs* ms gs' (++)																			
11	BS-101	11	7	14	9	U t' fs ms gs' (++) vereinz. g'																			
12	BS-101	12	7	14	10	U t' fs* ms gs' (++)	0,117																		
13	BS-101	13	7	14	11	U t' fs* ms gs' (++)																			
14	BS-101	14	7	14	12	U t' fs ms gs' (++) vereinz. g'	0,111	2,23	2,01			.1													
15	BS-101	15	7	14	13	U t' fs ms gs' (++)																			
16	BS-101	16	7	14	14	U t' fs ms gs' (++) vereinz. g'																			

**Windpark Elsdorf III**  
**Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X**  
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

lfd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte r t/m <sup>3</sup>	Trockendichte r <sub>d</sub> t/m <sup>3</sup>	Glühverlust V <sub>gl</sub> M.-%	Körnungslinien			Verdichtungsgrad D <sub>pr</sub>	Fließgrenze w <sub>L</sub>	Ausrollgrenze w <sub>P</sub>	Plastizitätszahl I <sub>p</sub>	Konsistenzzahl I <sub>c</sub>	Steifemodul E <sub>s</sub>	Scherparameter			
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination							Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m <sup>2</sup>	undrän. Kohäsion c <sub>u</sub> kN/m <sup>2</sup>	Flügelsondierwiderstand τ <sub>fs</sub> kN/m <sup>2</sup>
											s. Anlage Nr. 3.2 /.Blatt			s. Anlage Nr.									
17	BS-102	1	0	0,4	0,4	fS ms u' h* wenig Wurzelreste																	
18	BS-102	2	0,4	1,8	1	fS ms u'																	
19	BS-102	3	0,4	1,8	1,8	fS ms* u'																	
20	BS-102	4	1,8	2,3	2,3	U t' fs* ms	0,130																
21	BS-102	5	2,3	3	3	fS ms u (+), U t' fs* ms (+)																	
22	BS-102	6	3	5,3	4	U t' fs* ms gs' (++)																	
23	BS-102	7	3	5,3	5	U t' fs* ms gs' (++)																	
24	BS-102	8	3	5,3	5,3	U t' fs* ms gs' (++) vereinz. g'	0,128	2,12	1,88														
25	BS-102	9	5,3	15	6	U t' fs* ms gs' (++)	0,132	2,16	1,91														
26	BS-102	10	5,3	15	7	U t' fs* ms gs' (++) vereinz. g'																	
27	BS-102	11	5,3	15	8	U t' fs* ms gs' (++)																	
28	BS-102	12	5,3	15	9	U t' fs* ms gs' (++)	0,126																
29	BS-102	13	5,3	15	10	U t' fs* ms gs' (++)																	
30	BS-102	14	5,3	15	11	U t' fs* ms gs' (++) vereinz. g'																	
31	BS-102	15	5,3	15	12	U t' fs* ms gs' (++)																	
32	BS-102	16	5,3	15	13	U t' fs* ms gs' (++)																	
33	BS-102	17	5,3	15	14	U t' fs* ms gs' (++)																	
34	BS-102	18	5,3	15	15	U t' fs* ms gs' (++)	0,124	2,15	1,91														

**Windpark Eldorf III**  
**Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X**  
*Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung*  
*Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche*

lfd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte r t/ m <sup>3</sup>	Trockendichte r <sub>d</sub> t/ m <sup>3</sup>	Glühverlust V <sub>gl</sub> M.-%	Körnungslinien			Verdichtungsgrad D <sub>pr</sub>	Fließgrenze w <sub>L</sub>	Ausrollgrenze w <sub>P</sub>	Plastizitätszahl I <sub>p</sub>	Konsistenzzahl I <sub>c</sub>	Steifemodul E <sub>s</sub> s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondier- widerstand τ <sub>FS</sub> kN/ m <sup>2</sup>
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination							Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/ m <sup>2</sup>	undrän. Kohäsion c <sub>u</sub> kN/ m <sup>2</sup>	
35	BS-201	1	0	0,4	0,4	fS ms u' h* wenig Wurzelreste																	
36	BS-201	2	0,4	0,7	0,7	fS ms u' tw. h'				1,9													
37	BS-201	3	0,7	1,3	1,3	U t' fs* ms gs' Fe-Konkret.																	
38	BS-201	4	1,3	2,3	2,3	U t' fs* ms gs' (++) fS ms u-Linsen	0,117	2,21	1,98														
39	BS-201	5	2,3	3	3	fS ms gs' u (++)																	
40	BS-201	6	3	4,4	4	U t' fs* ms gs' (++) fS ms* u-Linsen	0,157																
41	BS-201	7	3	4,4	4,4	U t' fs* ms gs' (++) vereinz. g'																	
42	BS-201	8	4,4	6	5	U t' fs* ms gs' (++) vereinz. g'	0,107																
43	BS-201	9	4,4	6	6	U t' fs* ms gs' (++)																	
44	BS-201	10	6	7,5	6,8	U t' fs* ms gs' (++)																	
45	BS-201	11	6	7,5	7,5	U t' fs* ms gs' (++) fS ms* u-Linsen																	
46	BS-201	12	7,5	8,3	8,3	fS ms* u (++)																	
47	BS-201	13	8,3	8,6	8,6	U t' fs* ms gs' (++)	0,130																
48	BS-201	14	8,6	13	9	U t' fs* ms gs' (++)	0,112	2,30	2,07														
49	BS-201	15	8,6	13	10	U t' fs* ms gs' (++)																	
50	BS-201	16	8,6	13	11	U t' fs* ms gs' (++) vereinz. g'																	
51	BS-201	17	8,6	13	12	U t' fs* ms gs' (++) vereinz. g' fS ms* u-Linsen																	
52	BS-201	18	8,6	13	13	fS ms* u* (++) / U t' fs* ms gs' (++)																	



**Windpark Elsdorf III**  
**Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X**  
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte r t/m <sup>3</sup>	Trockendichte r <sub>d</sub> t/m <sup>3</sup>	Glühverlust V <sub>gl</sub> M.-%	Körnungslinien			Verdichtungsgrad D <sub>pr</sub>	Fließgrenze w <sub>L</sub>	Ausrollgrenze w <sub>P</sub>	Plastizitätszahl I <sub>p</sub>	Konsistenzzahl I <sub>c</sub>	Steifemodul E <sub>s</sub>	Scherparameter			
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination							Reibungswinkel φ'	Kohäsion c'	undrän. Kohäsion c <sub>u</sub>	Flügelsondierwiderstand τ <sub>fs</sub>
											s. Anlage Nr. 3.2 / .Blatt			s. Anlage Nr.									
53	BS-202	1	0	0,4	0,4	fS ms u' h* wenig Wurzelreste																	
54	BS-202	2	0,4	0,7	0,7	fS ms* u'					.2												
55	BS-202	3	0,7	1,8	1,8	U t' fs* ms gs' vereinz. h' fs ms* u-Linsen																	
56	BS-202	4	1,8	2	2	fS ms u' (+) U t' fs* ms gs'-Linsen																	
57	BS-202	5	2	3	3	U t fs ms' (++)	0,175	2,01	1,71														
58	BS-202	6	3	3,6	3,6	fS, ms*, gs', u' bis u (++)																	
59	BS-202	7	3,6	4,6	4,6	U t' fs* ms gs' (++)	0,142																
60	BS-202	8	4,6	6	5,5	U t' fs* ms gs' (++)																	
61	BS-202	9	4,6	6	6	U t' fs* ms gs' (++) vereinz. g'																	
62	BS-202	10	6	10,4	7	U t' fs* ms gs' (++) vereinz. g'	0,122	2,18	1,94														
63	BS-202	11	6	10,4	8	U t' fs* ms gs' g' (++)																	
64	BS-202	12	6	10,4	9	U t' fs* ms gs' (++)																	
65	BS-202	13	6	10,4	10	U t' fs* ms gs' (++)																	
66	BS-202	14	6	10,4	10,4	U t' fs* ms gs' g' (++)																	
67	BS-202	15	10,4	12	11	U t' fs* ms gs' (++) vereinz. g'	0,120																
68	BS-202	16	10,4	12	12	U t' fs* ms gs' (++) vereinz. g'																	

**Windpark Eldorf III**  
**Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X**  
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

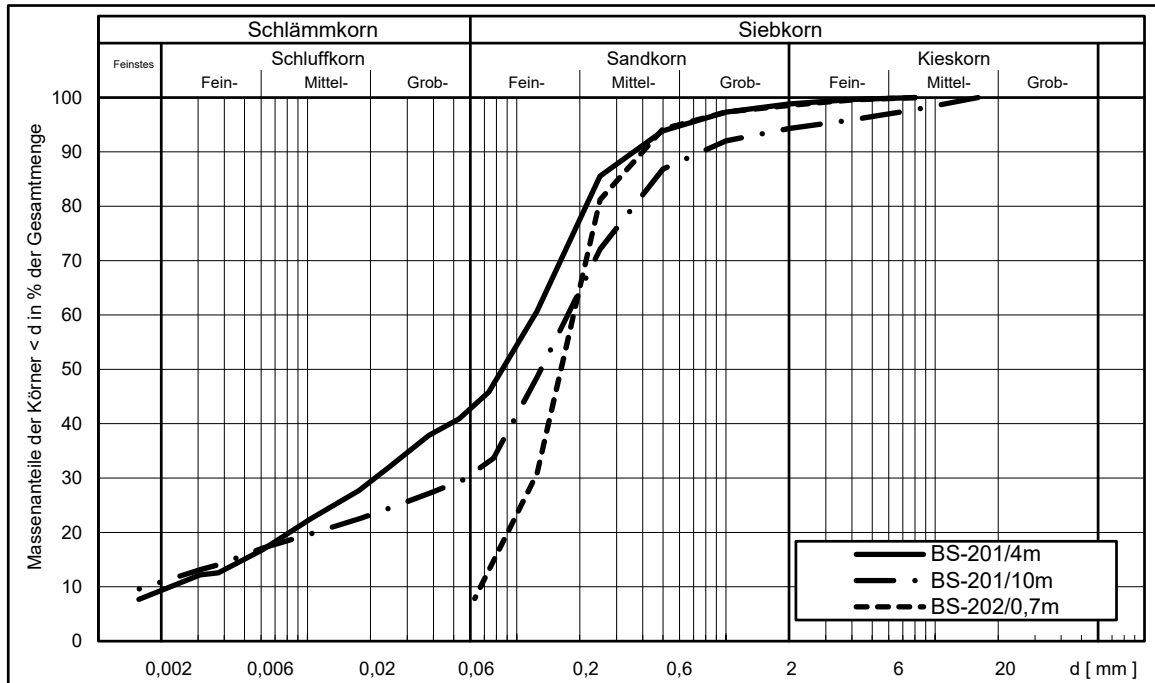
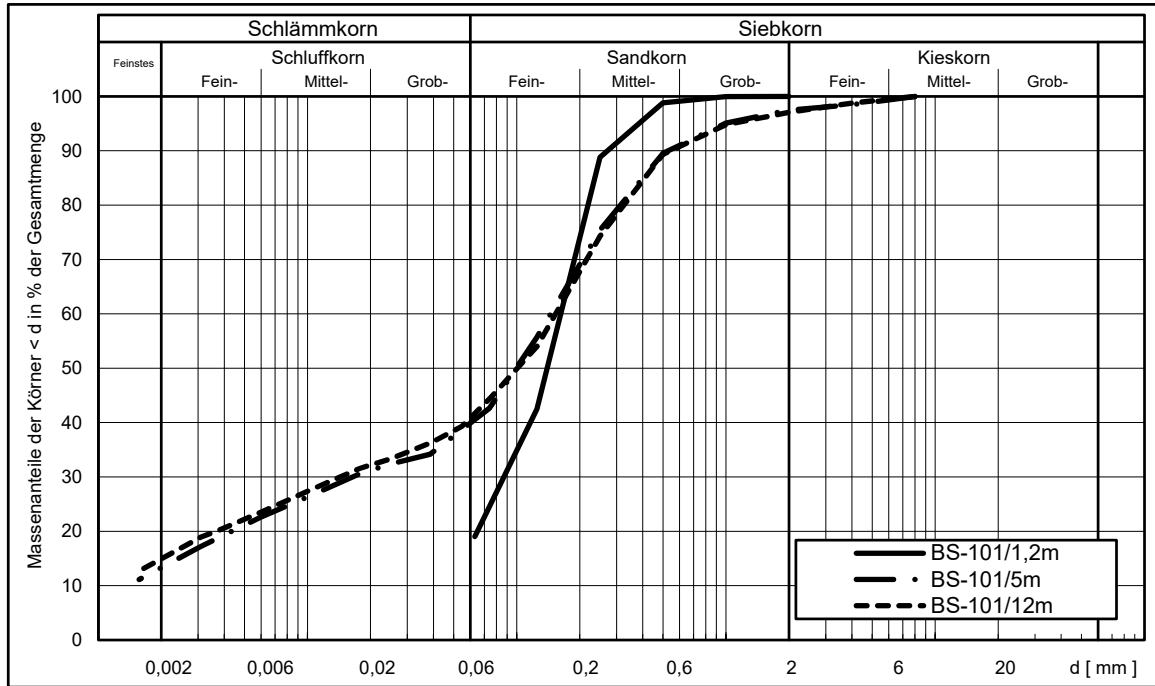
lfd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte r t/m <sup>3</sup>	Trockendichte r <sub>d</sub> t/m <sup>3</sup>	Glühverlust V <sub>gl</sub> M.-%	Körnungslinien			Verdichtungsgrad D <sub>pr</sub>	Fließgrenze w <sub>L</sub>	Ausrollgrenze w <sub>P</sub>	Plastizitätszahl I <sub>p</sub>	Konsistenzzahl I <sub>c</sub>	Steifemodul E <sub>s</sub> s. Anlage Nr.	Scherparameter						
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination							Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m <sup>2</sup>	undrän. Kohäsion c <sub>u</sub> kN/m <sup>2</sup>	Flügelsondierwiderstand τ <sub>fs</sub> kN/m <sup>2</sup>			
69	BS-301	1	0	0,2	0,2	fS ms u' h* wenig Wurzelreste Bauschutt																				
70	BS-301	2	0,2	0,4	0,4	fS ms u' h* wenig Wurzelreste																				
71	BS-301	3	0,4	1,5	1,5	fS ms* u					.2															
72	BS-301	4	1,5	2,2	2,2	fS ms* u , U t' fs* ms gs'-Linsen																				
73	BS-301	5	2,2	3	3	U t' fs* ms gs' (++)																				
74	BS-302	1	0	0,3	0,3	fS ms u' h* wenig Wurzelreste				5,0																
75	BS-302	2	0,3	1,3	1,3	fS ms u vereinz. g'																				
76	BS-302	3	1,3	1,5	1,5	U t' fs* ms gs' / fS ms* u'	0,122																			
77	BS-302	4	1,5	2,5	2,5	fS ms* u' vereinz. g'																				
78	BS-302	5	2,5	3	3	U t' fs* ms gs' (++) kl. fS ms-Linsen																				
79	BS-303	1	0	0,3	0,3	fS ms u' h* wenig Wurzelreste																				
80	BS-303	2	0,3	1,4	1,4	fS ms* u'					.2															
81	BS-303	3	1,4	2,1	2,1	U t' fs* ms gs' fS ms* u-Linsen																				
82	BS-303	4	2,1	3	3	U t' fs* ms gs' (++)																				
83	BS-304	1	0	0,5	0,5	fS ms u' h wenig Wurzelreste Bauschutt				4,8																
84	BS-304	2	0,5	1,4	1,4	fS ms u																				
85	BS-304	3	1,4	2,3	2,3	U t' fs* ms gs' , fS ms* u', vereinz. g'																				
86	BS-304	4	2,3	3	3	fS ms* u																				

**Windpark Elsdorf III**  
**Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X**  
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

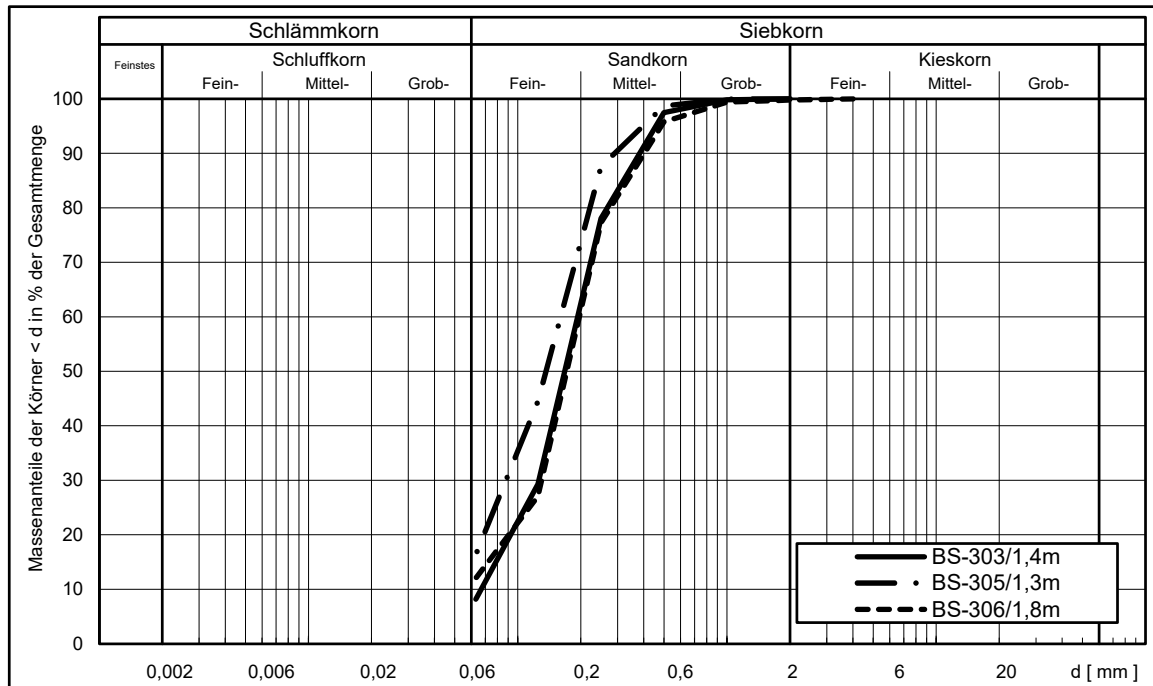
Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte r t/m <sup>3</sup>	Trockendichte r <sub>d</sub> t/m <sup>3</sup>	Glühverlust V <sub>gl</sub> M.-%	Körnungslinien			Verdichtungsgrad D <sub>br</sub>	Fließgrenze w <sub>L</sub>	Ausrollgrenze w <sub>P</sub>	Plastizitätszahl I <sub>p</sub>	Konsistenzzahl I <sub>c</sub>	Steifemodul E <sub>s</sub>	Scherparameter			
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination							Reibungswinkel φ'	Kohäsion c'	undrän. Kohäsion c <sub>u</sub>	Flügelsondierwiderstand τ <sub>fs</sub>
											s. Anlage Nr. 3.2 / .Blatt			s. Anlage Nr.									
87	BS-305	1	0	0,4	0,4	fS ms u' h wenig Wurzelreste																	
88	BS-305	2	0,4	1,3	1,3	fS ms u					.2												
89	BS-305	3	1,3	2,3	2,3	U t' fs* ms gs' vereinz. g', fS ms* u	0,121																
90	BS-305	4	2,3	2,6	2,6	fS ms* u'																	
91	BS-305	5	2,6	3	3	U t' fs* ms gs'(++)																	
92	BS-306	1	0	0,4	0,4	fS ms u' h wenig Wurzelreste																	
93	BS-306	2	0,4	0,8	0,8	fS ms u																	
94	BS-306	3	0,8	1,8	1,8	fS ms* u' vereinz. h					.2												
95	BS-306	4	1,8	2,1	2,1	fS ms* gs' u t' vereinz. g'																	
96	BS-306	5	2,1	2,7	2,7	fS ms* u' h'																	
97	BS-306	6	2,7	3	3	fS ms* gs' u t'																	

(++) stark kalkhaltig (+) kalkhaltig

**Windpark Elsdorf III**  
**Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X**  
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
 Körnungslinien



**Windpark Elsdorf III**  
**Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X**  
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
Körnungslinien



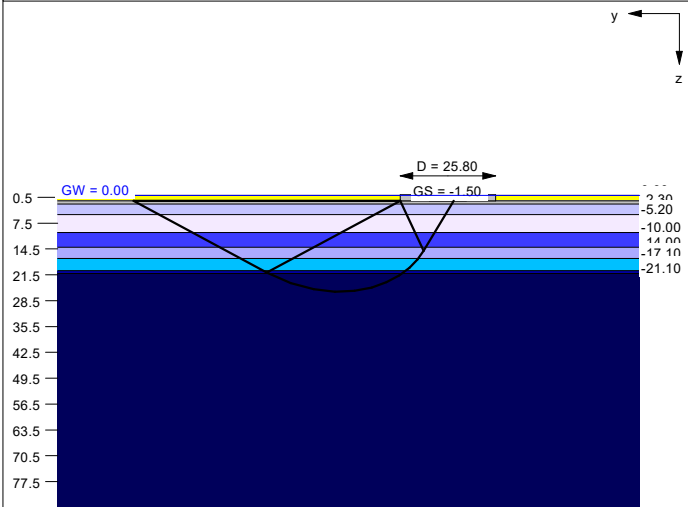
Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA1 - Untersuchungen zur Standsicherheit  
 Grundbruch - Gleiten - EQU - BS-P - min V

Boden	Tiefe [mGOK]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	-1.50	18.0	10.0	30.0	0.0	25.0	15.6	0.35	Mu / S / Gsl
	-2.30	19.0	10.0	35.0	0.0	80.0	59.4	0.30	Schotter
	-5.20	21.0	11.0	30.0	2.5	37.5	20.0	0.38	Mg w-st
	-10.00	21.0	11.0	32.5	5.0	45.0	24.0	0.38	Mg st
	-14.00	21.0	11.0	32.5	5.0	35.0	16.3	0.40	Mg st
	-17.10	21.0	11.0	32.5	5.0	50.0	23.3	0.40	Mg st, S-Bd.
	-20.40	22.0	12.0	35.0	0.0	60.0	28.0	0.40	Mg / S
	-21.10	22.0	12.0	35.0	10.0	60.0	28.0	0.40	Mg st-hf
	<-21.10	22.0	12.0	35.0	15.0	80.0	37.3	0.40	Mg hf-f

Oberkante Gelände = 0.00 mGOK



**Ergebnisse Einzelfundament**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 40699.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / -1480.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 172618.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser D = 25.800 m  
 Durchmesser (innen) d = 9.860 m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 a' = 22.377 m  
 b' = 22.377 m  
 Unter Gesamlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.241$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 7.876 m)  
 a' = 14.479 m  
 b' = 20.372 m

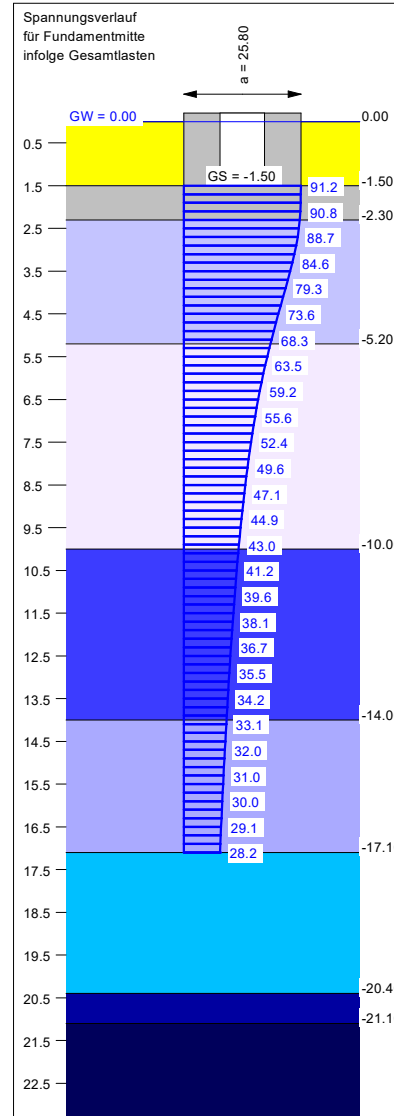
**Grundbruch:**  
 Durchstanzen untersucht, aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 3064.7 / 2189.04$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 903925.11$  kN  
 $R_{n,d} = 645660.79$  kN  
 $V_d = 1.35 \cdot 40699.00 + 1.35 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 54943.65$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.085  
 cal  $\varphi = 33.6^\circ$   
 cal c = 7.86 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 11.16$  kN/m<sup>3</sup>

cal  $\sigma_0 = 15.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 26.07 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 103.73 m  
 Fläche log. Spirale = 1341.08 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{c0} = 42.59$ ;  $N_{d0} = 29.85$ ;  $N_{b0} = 19.54$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.412$ ;  $v_d = 1.399$ ;  $v_b = 0.787$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_c = 0.941$ ;  $i_d = 0.943$ ;  $i_b = 0.909$   
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{c0} = 40.80$ ;  $N_{d0} = 28.13$ ;  $N_{b0} = 18.05$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.408$ ;  $v_d = 1.394$ ;  $v_b = 0.787$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.941$ ;  $i_d = 0.943$ ;  $i_b = 0.909$

**Gleitwiderstand:**  
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand)  $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 40699.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$   
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 25907.04$  kN  
 $T_d = 1998.00$  kN  
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.077$

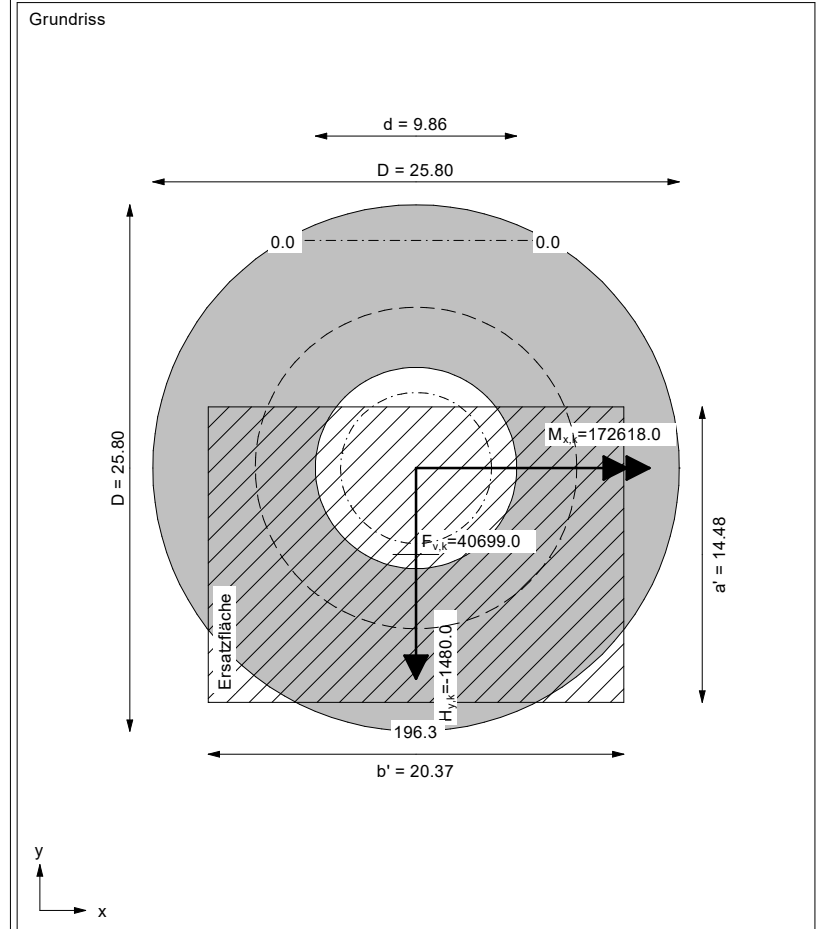
**Setzung infolge Gesamlasten:**  
 Grenztiefe  $t_g = 17.10$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.73 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0.38 cm  
 unten = 5.08 cm

**Nachweis EQU:**  
 $M_{stb} = 40699.0 \cdot 25.80 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 472515.4$   
 $M_{dst} = 172618.0 \cdot 1.35 = 233034.3$   
 $\mu_{EQU} = 233034.3 / 472515.4 = 0.493$



**Berechnungsgrundlagen:**  
 Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-P  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\gamma_G = 1.35$   
 $\gamma_Q = 1.35$   
 $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$   
 $\gamma_{G,stb} = 0.90$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.35$   
 Oberkante Gelände = 0.00 mGOK  
 Gründungssohle = -1.50 mGOK  
 Grundwasser = 0.00 mGOK  
 Grenztiefe mit festem Wert von 15.60 m u. GS  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite



## Windpark Elsdorf III

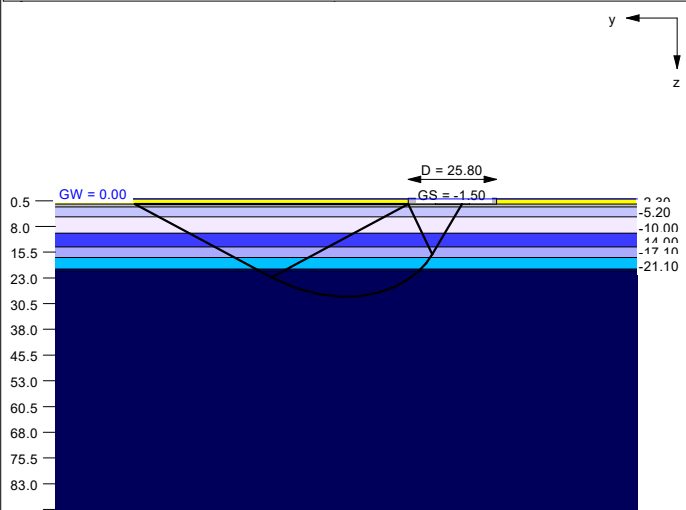
### Errichtung von zwei Windenergieanlagen vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA1 - Untersuchungen zur Standsicherheit  
 Grundbruch - Gleiten - EQU - BS-P - max V

Boden	Tiefe [mGOK]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	-1.50	18.0	10.0	30.0	0.0	25.0	15.6	0.35	Mu / S / Gsl
	-2.30	19.0	10.0	35.0	0.0	80.0	59.4	0.30	Schotter
	-5.20	21.0	11.0	30.0	2.5	37.5	20.0	0.38	Mg w-st
	-10.00	21.0	11.0	32.5	5.0	45.0	24.0	0.38	Mg st
	-14.00	21.0	11.0	32.5	5.0	35.0	16.3	0.40	Mg st
	-17.10	21.0	11.0	32.5	5.0	50.0	23.3	0.40	Mg st, S-Bd.
	-20.40	22.0	12.0	35.0	0.0	60.0	28.0	0.40	Mg / S
	-21.10	22.0	12.0	35.0	10.0	60.0	28.0	0.40	Mg st-hf
	<-21.10	22.0	12.0	35.0	15.0	80.0	37.3	0.40	Mg hf-f

Oberkante Gelände = 0.00 mGOK



**Ergebnisse Einzelfundament**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 48363.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / -1480.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 172618.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser  $D = 25.800$  m  
 Durchmesser (innen)  $d = 9.860$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 22.377$  m  
 $b' = 22.377$  m  
 Unter Gesamlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -3.569$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 15.679$  m  
 $b' = 20.831$  m

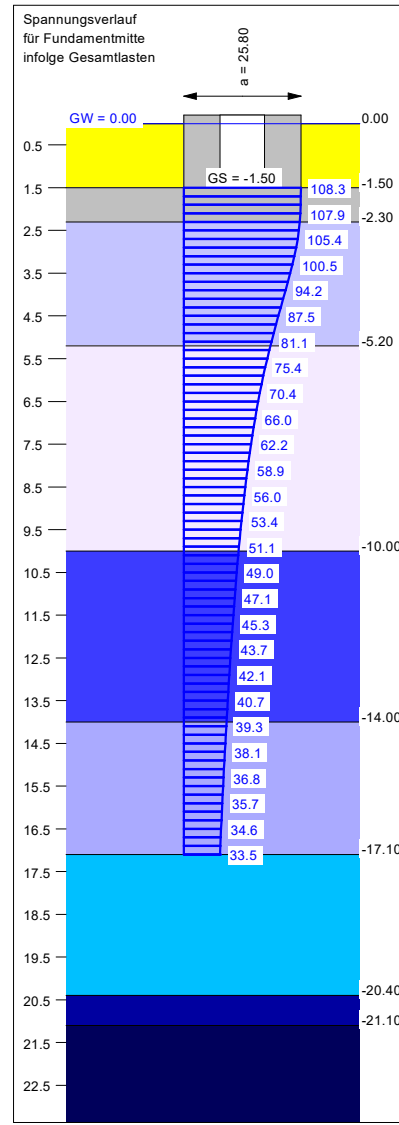
**Grundbruch:**  
 Durchstanzen untersucht, aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 3379.7 / 2414.09$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 1103837.83$  kN  
 $R_{n,d} = 788455.60$  kN  
 $V_d = 1.35 \cdot 48363.00 + 1.35 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 65290.05$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.083  
 $\text{cal } \varphi = 33.8^\circ$   
 $\text{cal } c = 8.59$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\text{cal } \gamma_2 = 11.22$  kN/m<sup>3</sup>

$\text{cal } \sigma_0 = 15.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 28.52 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 114.13 m  
 Fläche log. Spirale = 1622.90 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{d0} = 42.67$ ;  $N_{d0} = 29.92$ ;  $N_{b0} = 19.61$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.437$ ;  $v_d = 1.422$ ;  $v_b = 0.774$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_c = 0.951$ ;  $i_d = 0.952$ ;  $i_b = 0.923$   
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{d0} = 41.26$ ;  $N_{d0} = 28.58$ ;  $N_{b0} = 18.43$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.433$ ;  $v_d = 1.418$ ;  $v_b = 0.774$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.951$ ;  $i_d = 0.952$ ;  $i_b = 0.923$

**Gleitwiderstand:**  
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand)  $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 48363.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$   
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 30785.58$  kN  
 $T_d = 1998.00$  kN  
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.065$

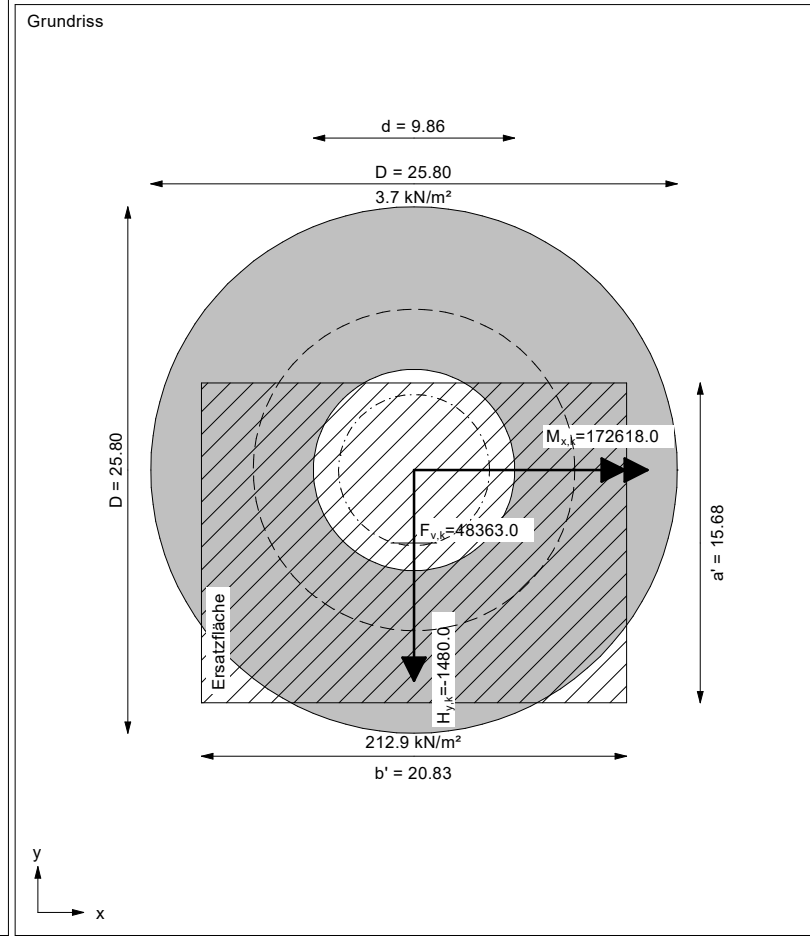
**Setzung infolge Gesamlasten:**  
 Grenztiefe  $t_g = 17.10$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 3.23 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0.87 cm  
 unten = 5.58 cm

**Nachweis EQU:**  
 $M_{stb} = 48363.0 \cdot 25.80 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 561494.4$   
 $M_{dst} = 172618.0 \cdot 1.35 = 233034.3$   
 $\mu_{EQU} = 233034.3 / 561494.4 = 0.415$



**Berechnungsgrundlagen:**  
 Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-P  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\gamma_G = 1.35$   
 $\gamma_Q = 1.35$   
 $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$   
 $\gamma_{G,stb} = 0.90$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.35$   
 Oberkante Gelände = 0.00 mGOK  
 Gründungssohle = -1.50 mGOK  
 Grundwasser = 0.00 mGOK  
 Grenztiefe mit festem Wert von 15.60 m u. GS  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite



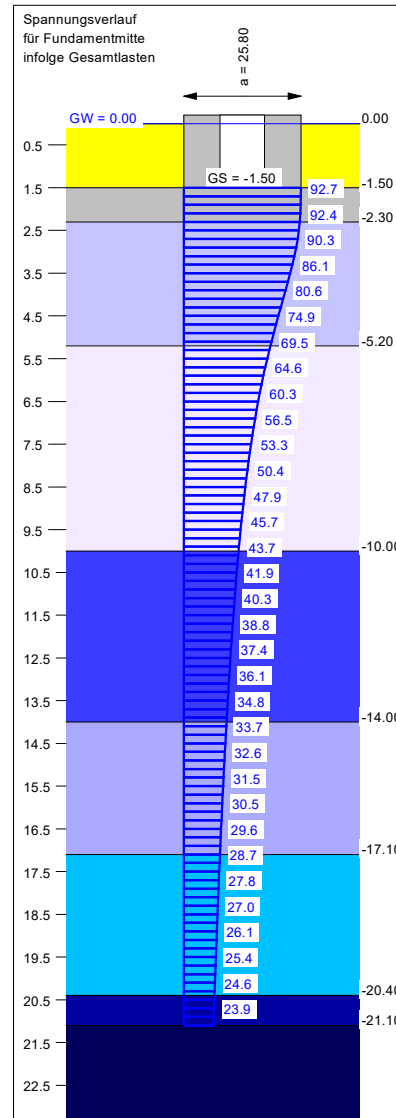
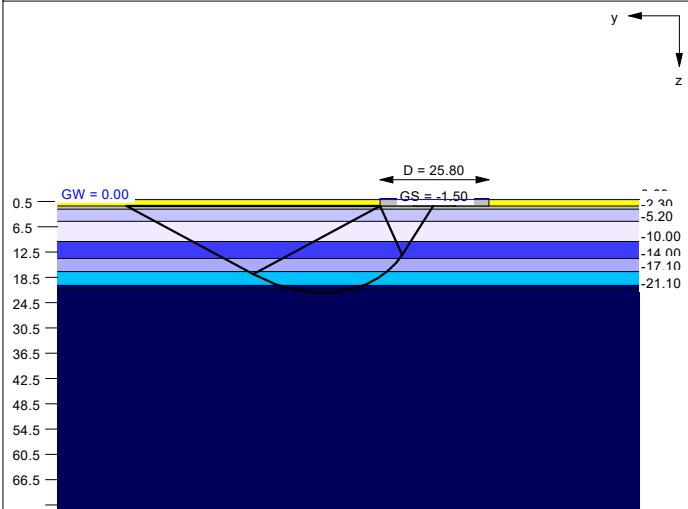
Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA1 - Untersuchungen zur Standsicherheit  
 Grundbruch - Gleiten - EQU - BS-A - min V

Boden	Tiefe [mGOK]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	-1.50	18.0	10.0	30.0	0.0	25.0	15.6	0.35	Mu / S / Gsl
	-2.30	19.0	10.0	35.0	0.0	80.0	59.4	0.30	Schotter
	-5.20	21.0	11.0	30.0	2.5	37.5	20.0	0.38	Mg w-st
	-10.00	21.0	11.0	32.5	5.0	45.0	24.0	0.38	Mg st
	-14.00	21.0	11.0	32.5	5.0	35.0	16.3	0.40	Mg st
	-17.10	21.0	11.0	32.5	5.0	50.0	23.3	0.40	Mg st, S-Bd.
	-20.40	22.0	12.0	35.0	0.0	60.0	28.0	0.40	Mg / S
	-21.10	22.0	12.0	35.0	10.0	60.0	28.0	0.40	Mg st-hf
	<-21.10	22.0	12.0	35.0	15.0	80.0	37.3	0.40	Mg hf-f

Oberkante Gelände = 0.00 mGOK



Berechnungsgrundlagen:

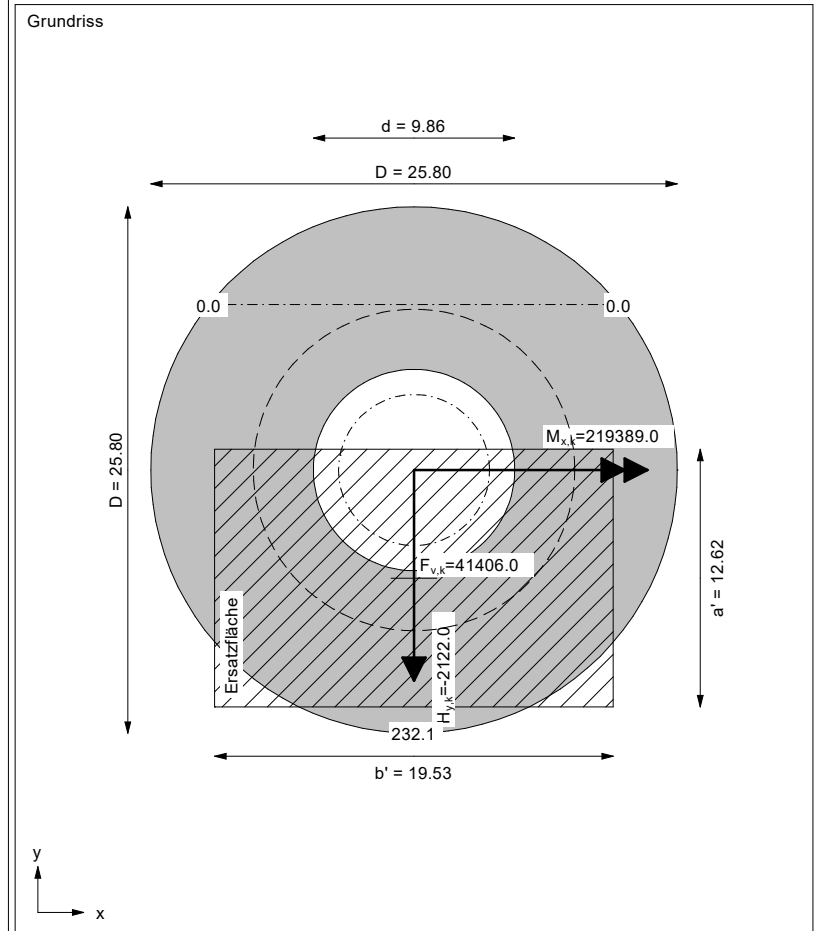
Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-A  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.20$   
 $\gamma_G = 1.10$   
 $\gamma_Q = 1.10$   
 $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.00$   
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$   
 Oberkante Gelände = 0.00 mGOK  
 Gründungssohle = -1.50 mGOK  
 Grundwasser = 0.00 mGOK  
 Grenztiefe mit festem Wert von 19.60 m u. GS  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite

**Ergebnisse Einzelfundament**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 41406.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / -2122.00$  kN-m  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 219389.00$  kN-m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN-m  
 Durchmesser  $D = 25.800$  m  
 Durchmesser (innen)  $d = 9.860$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 22.377$  m  
 $b' = 22.377$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -5.298$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 7.876 m)  
 $a' = 12.620$  m  
 $b' = 19.527$  m  
 Grundbruch:  
 Durchstanzen untersucht, aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.20$   
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 2481.5 / 2067.91$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 611503.71$  kN  
 $R_{n,d} = 509586.42$  kN  
 $V_d = 1.10 \cdot 41406.00 + 1.10 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 45546.60$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.089  
 cal  $\varphi = 33.3^\circ$   
 cal c = 5,74 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 11.06$  kN/m<sup>3</sup>

cal  $\sigma_d = 15.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 22.10 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 86.95 m  
 Fläche log. Spirale = 942.38 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{c0} = 42.44$ ;  $N_{d0} = 29.70$ ;  $N_{b0} = 19.41$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.375$ ;  $v_d = 1.362$ ;  $v_b = 0.806$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_c = 0.916$ ;  $i_d = 0.919$ ;  $i_b = 0.872$   
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{c0} = 39.78$ ;  $N_{d0} = 27.17$ ;  $N_{b0} = 17.21$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.369$ ;  $v_d = 1.355$ ;  $v_b = 0.806$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.916$ ;  $i_d = 0.919$ ;  $i_b = 0.872$

Gleitwiderstand:  
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand)  $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 41406.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$   
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26357.08$  kN  
 $T_d = 2334.20$  kN  
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.089$   
 Nachweis EQU:  
 $M_{stab} = 41406.0 \cdot 25.80 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 507430.5$   
 $M_{dst} = 219389.0 \cdot 1.00 = 219389.0$   
 $\mu_{EQU} = 219389.0 / 507430.5 = 0.432$





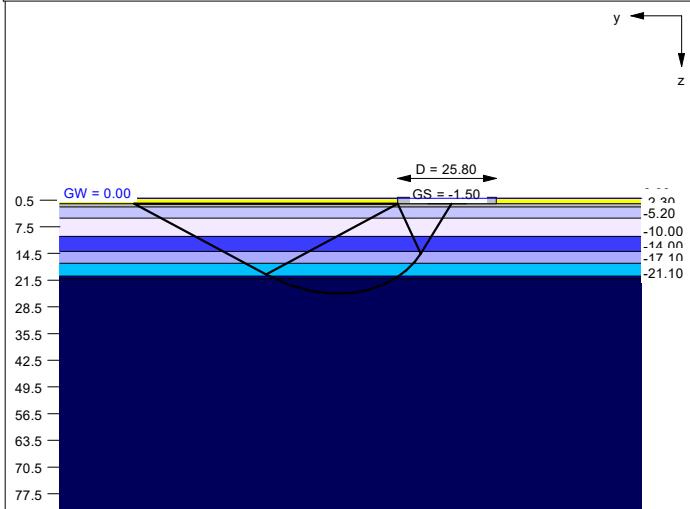
Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA1 - Untersuchungen zur Standsicherheit  
 Grundbruch - Gleiten - EQU - BS-A - max V

Boden	Tiefe [mGOK]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	-1.50	18.0	10.0	30.0	0.0	25.0	15.6	0.35	Mu / S / Gsl
	-2.30	19.0	10.0	35.0	0.0	80.0	59.4	0.30	Schotter
	-5.20	21.0	11.0	30.0	2.5	37.5	20.0	0.38	Mg w-st
	-10.00	21.0	11.0	32.5	5.0	45.0	24.0	0.38	Mg st
	-14.00	21.0	11.0	32.5	5.0	35.0	16.3	0.40	Mg st
	-17.10	21.0	11.0	32.5	5.0	50.0	23.3	0.40	Mg st, S-Bd.
	-20.40	22.0	12.0	35.0	0.0	60.0	28.0	0.40	Mg / S
	-21.10	22.0	12.0	35.0	10.0	60.0	28.0	0.40	Mg st-hf
	<-21.10	22.0	12.0	35.0	15.0	80.0	37.3	0.40	Mg hf-f

Oberkante Gelände = 0.00 mGOK

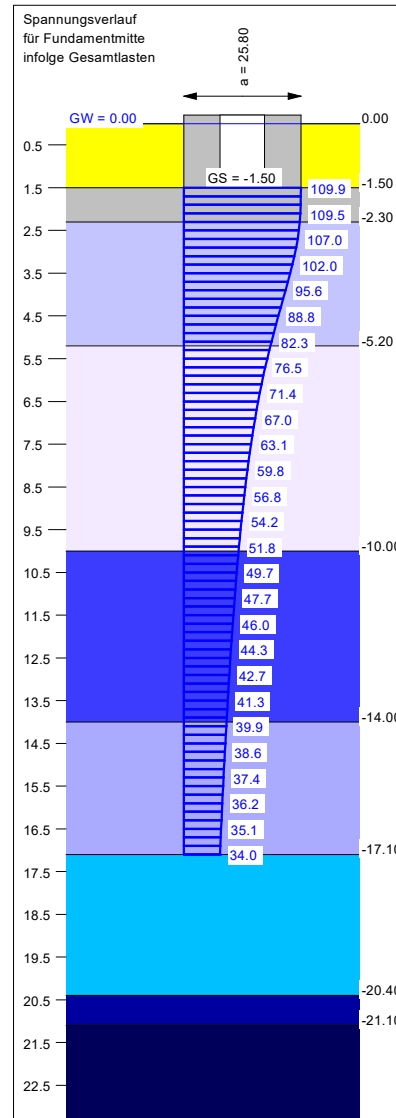


**Ergebnisse Einzelfundament**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 49070.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / -21220.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 219389.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser D = 25.800 m  
 Durchmesser (innen) d = 9.860 m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 a' = 22.377 m  
 b' = 22.377 m  
 Unter Gesamlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.471$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 7.876 m)  
 a' = 14.072 m  
 b' = 20.201 m

**Grundbruch:**  
 Durchstanzen untersucht,  
 aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.20$   
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 2907.7 / 2423.11$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 826579.95$  kN  
 $R_{n,d} = 688816.63$  kN  
 $V_d = 1.10 \cdot 49070.00 + 1.10 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 53977.00$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.078  
 cal  $\varphi = 33.6^\circ$   
 cal c = 7.46 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 11.14$  kN/m<sup>3</sup>

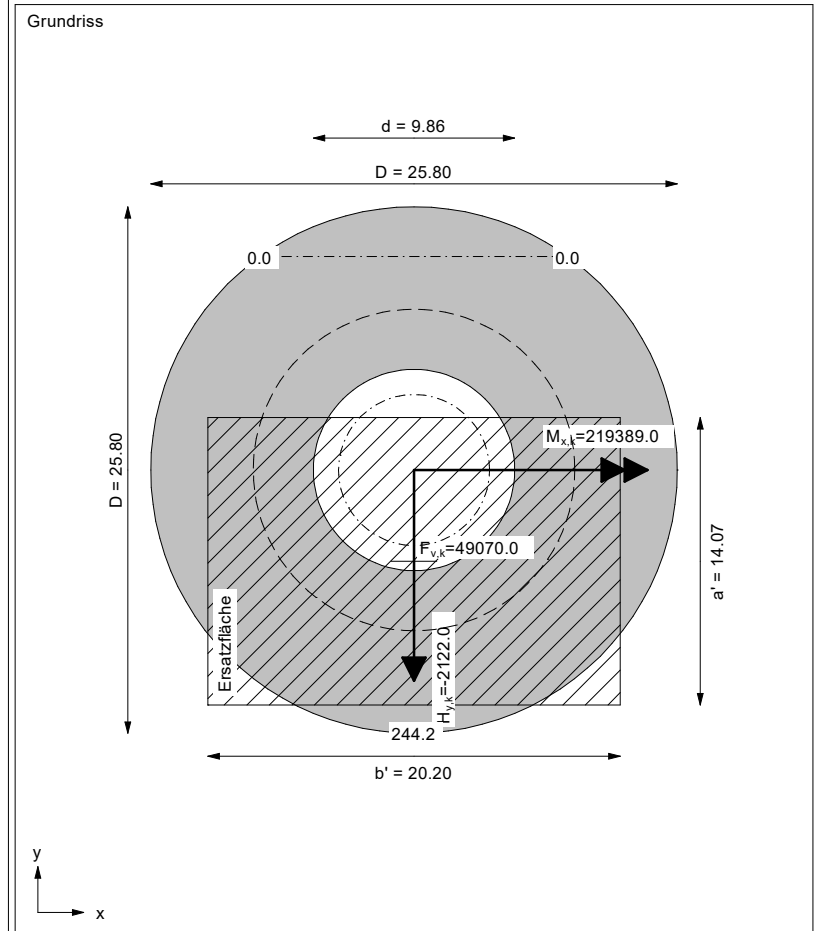
cal  $\sigma_0 = 15.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 25.02 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 99.35 m  
 Fläche log. Spirale = 1229.71 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{c0} = 42.56$ ;  $N_{d0} = 29.82$ ;  $N_{b0} = 19.52$   
 Formbeiwerte (x):  
 $i_c = 1.404$ ;  $i_d = 1.391$ ;  $i_b = 0.791$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_c = 0.930$ ;  $i_d = 0.932$ ;  $i_b = 0.892$   
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{c0} = 40.56$ ;  $N_{d0} = 27.91$ ;  $N_{b0} = 17.85$   
 Formbeiwerte (y):  
 $i_c = 1.399$ ;  $i_d = 1.385$ ;  $i_b = 0.791$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.930$ ;  $i_d = 0.932$ ;  $i_b = 0.892$

**Gleitwiderstand:**  
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand)  $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 49070.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$   
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 31235.62$  kN  
 $T_d = 2334.20$  kN  
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.075$   
 Nachweis EQU:  
 $M_{stb} = 49070.0 \cdot 25.80 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 601352.8$   
 $M_{dst} = 219389.0 \cdot 1.00 = 219389.0$   
 $\mu_{EQU} = 219389.0 / 601352.8 = 0.365$



**Berechnungsgrundlagen:**  
 Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-A  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.20$   
 $\gamma_G = 1.10$   
 $\gamma_Q = 1.10$   
 $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.00$   
 $\gamma_{G,stb} = 0.95$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$   
 Oberkante Gelände = 0.00 mGOK  
 Gründungssohle = -1.50 mGOK  
 Grundwasser = 0.00 mGOK  
 Grenztiefe mit festem Wert von 15.60 m u. GS  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite



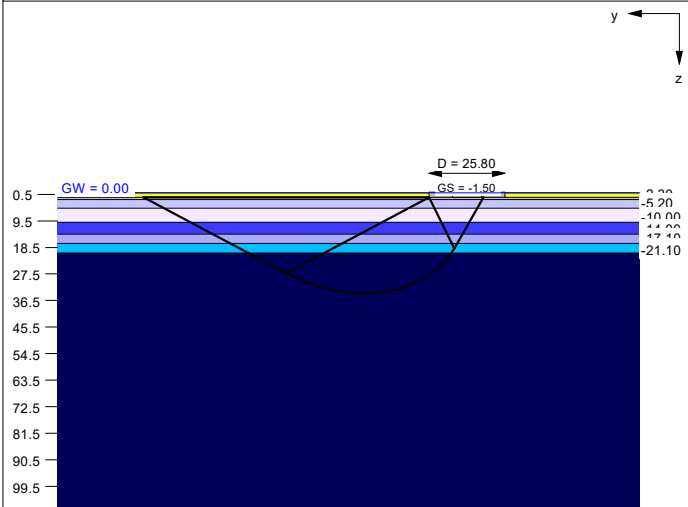
Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

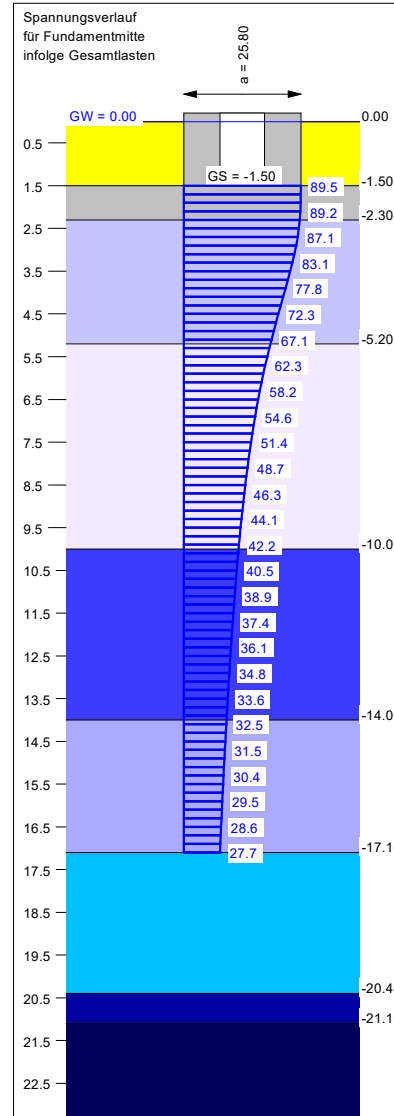
WEA1 - Untersuchungen zur Standsicherheit  
 Grundbruch - Gleiten - EQU - BS-T - min V

Boden	Tiefe [mGOK]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	-1.50	18.0	10.0	30.0	0.0	25.0	15.6	0.35	Mu / S / Gsl
	-2.30	19.0	10.0	35.0	0.0	80.0	59.4	0.30	Schotter
	-5.20	21.0	11.0	30.0	2.5	37.5	20.0	0.38	Mg w-st
	-10.00	21.0	11.0	32.5	5.0	45.0	24.0	0.38	Mg st
	-14.00	21.0	11.0	32.5	5.0	35.0	16.3	0.40	Mg st
	-17.10	21.0	11.0	32.5	5.0	50.0	23.3	0.40	Mg st, S-Bd.
	-20.40	22.0	12.0	35.0	0.0	60.0	28.0	0.40	Mg / S
	-21.10	22.0	12.0	35.0	10.0	60.0	28.0	0.40	Mg st-hf
	<-21.10	22.0	12.0	35.0	15.0	80.0	37.3	0.40	Mg hf-f

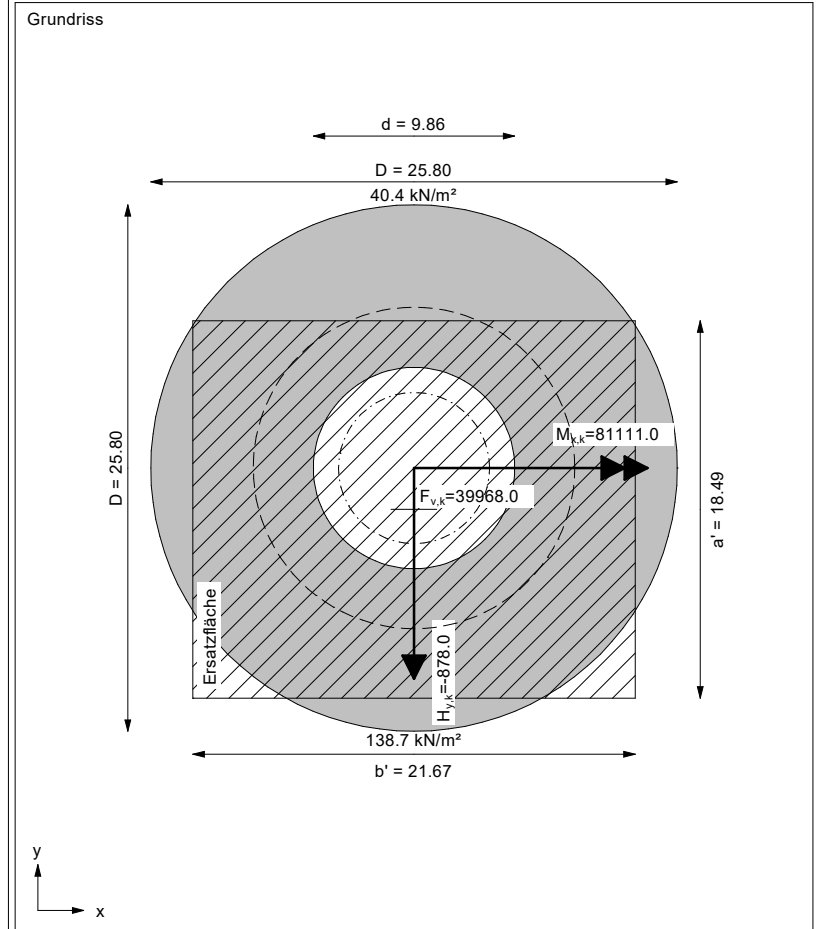
Oberkante Gelände = 0.00 mGOK



**Ergebnisse Einzelfundament**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 39968.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / -878.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 81111.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser D = 25.800 m  
 Durchmesser (innen) d = 9.860 m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 22.377$  m  
 $b' = 22.377$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -2.029$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 18.494$  m  
 $b' = 21.674$  m  
**Grundbruch:**  
 Durchstanzen untersucht, aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.30$   
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 4034.8 / 3103.70$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 1617330.06$  kN  
 $R_{n,d} = 1244100.05$  kN  
 $V_d = 1.20 \cdot 39968.00 + 1.30 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 47961.60$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.039  
 cal  $\varphi = 34.0^\circ$   
 cal c = 9.75 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 11.33$  kN/m<sup>3</sup>  
 cal  $\sigma_0 = 15.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 34.14 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 138.01 m  
 Fläche log. Spirale = 2371.70 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{d0} = 42.80$ ;  $N_{d0} = 30.05$ ;  $N_{b0} = 19.72$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.496$ ;  $v_d = 1.479$ ;  $v_b = 0.744$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_c = 0.965$ ;  $i_d = 0.966$ ;  $i_b = 0.945$   
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{d0} = 42.07$ ;  $N_{d0} = 29.35$ ;  $N_{b0} = 19.10$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.494$ ;  $v_d = 1.477$ ;  $v_b = 0.744$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.965$ ;  $i_d = 0.966$ ;  $i_b = 0.945$   
 Gleitwiderstand:  
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand)  $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 39968.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$   
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 25441.72$  kN  
 $T_d = 1141.40$  kN  
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.045$   
 Setzung infolge Gesamtlasten:  
 Grenztiefe  $t_g = 17.10$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.67 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 1.56 cm  
 unten = 3.77 cm  
 Nachweis EQU:  
 $M_{stb} = 39968.0 \cdot 25.80 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 464028.5$   
 $M_{dst} = 81111.0 \cdot 1.25 = 101388.8$   
 $\mu_{EQU} = 101388.8 / 464028.5 = 0.218$



**Berechnungsgrundlagen:**  
 Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-T  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.30$   
 $\gamma_G = 1.20$   
 $\gamma_Q = 1.30$   
 $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 Grenzzustand EQU:  
 $\gamma_{G,dst} = 1.05$   
 $\gamma_{G,stb} = 0.90$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.25$   
 Oberkante Gelände = 0.00 mGOK  
 Gründungssohle = -1.50 mGOK  
 Grundwasser = 0.00 mGOK  
 Grenztiefe mit festem Wert von 15.60 m u. GS  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite



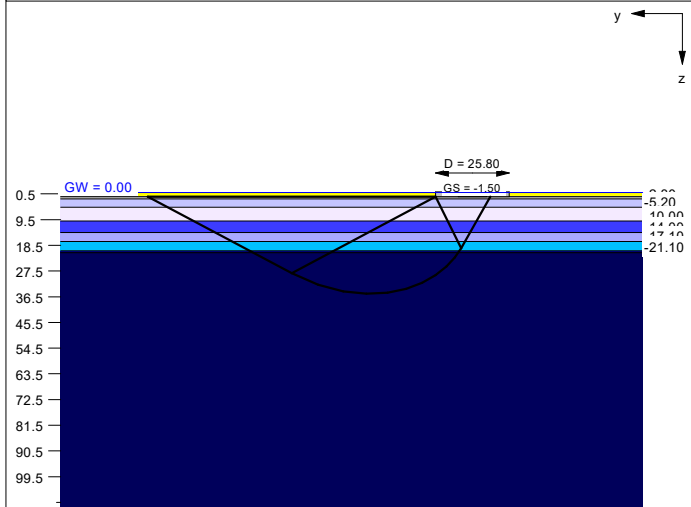
Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA1 - Untersuchungen zur Standsicherheit  
 Grundbruch - Gleiten - EQU - BS-T - max V

Boden	Tiefe [mGOK]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	-1.50	18.0	10.0	30.0	0.0	25.0	15.6	0.35	Mu / S / Gsl
	-2.30	19.0	10.0	35.0	0.0	80.0	59.4	0.30	Schotter
	-5.20	21.0	11.0	30.0	2.5	37.5	20.0	0.38	Mg w-st
	-10.00	21.0	11.0	32.5	5.0	45.0	24.0	0.38	Mg st
	-14.00	21.0	11.0	32.5	5.0	35.0	16.3	0.40	Mg st
	-17.10	21.0	11.0	32.5	5.0	50.0	23.3	0.40	Mg st, S-Bd.
	-20.40	22.0	12.0	35.0	0.0	60.0	28.0	0.40	Mg / S
	-21.10	22.0	12.0	35.0	10.0	60.0	28.0	0.40	Mg st-hf
	<-21.10	22.0	12.0	35.0	15.0	80.0	37.3	0.40	Mg hf-f

Oberkante Gelände = 0.00 mGOK



**Ergebnisse Einzelfundament**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 47632.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / -878.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 81111.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser D = 25.800 m  
 Durchmesser (innen) d = 9.860 m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 a' = 22.377 m  
 b' = 22.377 m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -1.703$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 a' = 19.105 m  
 b' = 21.817 m

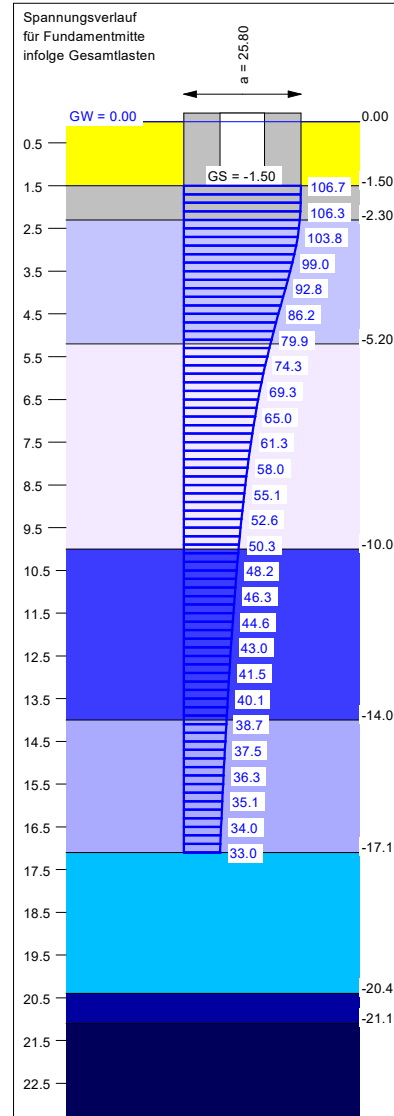
**Grundbruch:**  
 Durchstanzen untersucht, aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.30$   
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 4190.4 / 3223.40$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 1746617.95$  kN  
 $R_{n,d} = 1343552.27$  kN  
 $V_d = 1.20 \cdot 47632.00 + 1.30 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 57158.40$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.043  
 cal  $\varphi = 34.0^\circ$   
 cal c = 9.97 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 11.35$  kN/m<sup>3</sup>

cal  $\sigma_0 = 15.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 35.48 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 143.68 m  
 Fläche log. Spirale = 2570.60 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{d0} = 42.82$ ;  $N_{d0} = 30.07$ ;  $N_{b0} = 19.74$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.509$ ;  $v_d = 1.492$ ;  $v_b = 0.737$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_c = 0.971$ ;  $i_d = 0.972$ ;  $i_b = 0.954$   
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{d0} = 42.23$ ;  $N_{d0} = 29.50$ ;  $N_{b0} = 19.24$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.507$ ;  $v_d = 1.490$ ;  $v_b = 0.737$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.971$ ;  $i_d = 0.972$ ;  $i_b = 0.954$

**Gleitwiderstand:**  
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand)  $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 47632.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$   
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 30320.26$  kN  
 $T_d = 1141.40$  kN  
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.038$

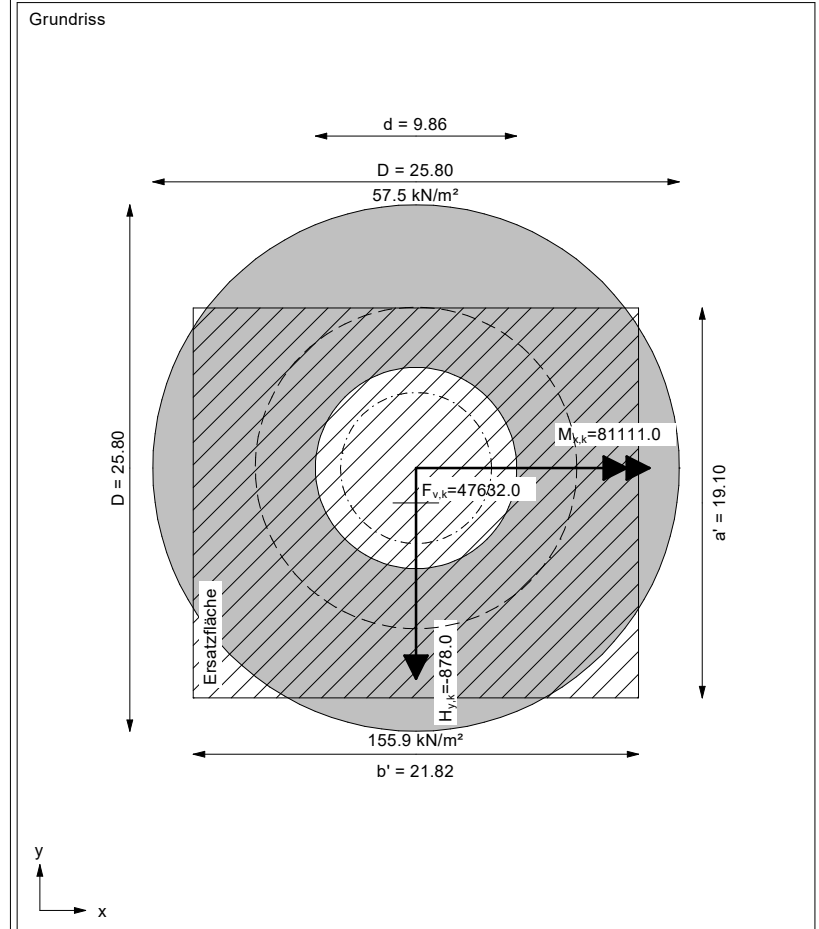
**Setzung infolge Gesamtlasten:**  
 Grenztiefe  $t_g = 17.10$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 3.18 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 2.07 cm  
 unten = 4.28 cm

**Nachweis EQU:**  
 $M_{stb} = 47632.0 \cdot 25.80 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 553007.5$   
 $M_{dst} = 81111.0 \cdot 1.25 = 101388.8$   
 $\mu_{EQU} = 101388.8 / 553007.5 = 0.183$



**Berechnungsgrundlagen:**  
 Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-T  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.30$   
 $\gamma_G = 1.20$   
 $\gamma_G = 1.30$   
 $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 Grenz Zustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.05$   
 $\gamma_{G,stb} = 0.90$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.25$   
 Oberkante Gelände = 0.00 mGOK  
 Gründungssohle = -1.50 mGOK  
 Grundwasser = 0.00 mGOK  
 Grenztiefe mit festem Wert von 15.60 m u. GS  
 - - - - 1. Kernweite  
 - - - - 2. Kernweite



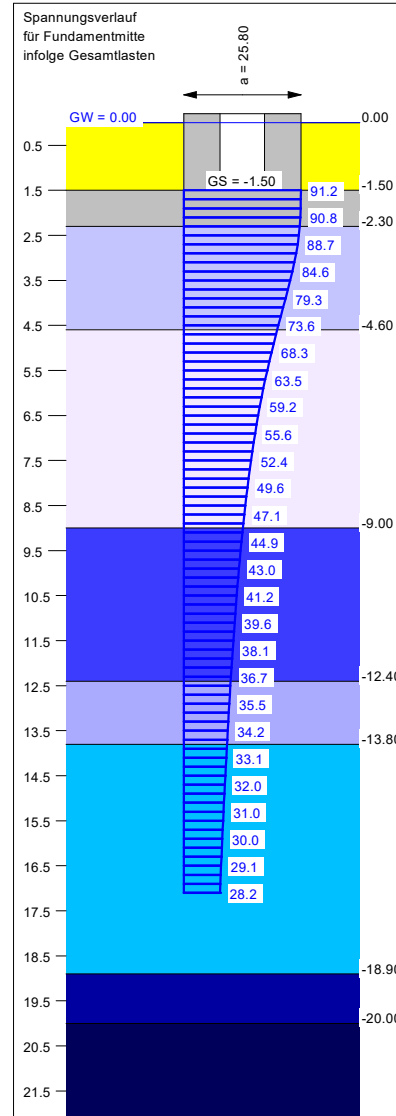
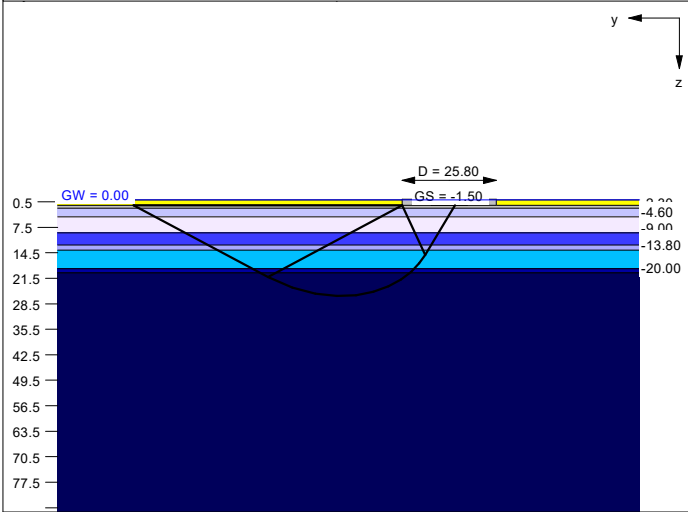
Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA2 - Untersuchungen zur Standsicherheit  
 Grundbruch - Gleiten - EQU - BS-P - min V

Boden	Tiefe [mGOK]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	-1.50	18.0	10.0	30.0	0.0	25.0	15.6	0.35	Mu / S / Gsl
	-2.30	19.0	10.0	35.0	0.0	80.0	59.4	0.30	Schotter
	-4.60	21.0	11.0	30.0	2.5	37.5	20.0	0.38	Mg w-st
	-9.00	21.0	11.0	32.5	5.0	45.0	24.0	0.38	Mg st
	-12.40	21.0	11.0	32.5	5.0	35.0	16.3	0.40	Mg st
	-13.80	21.0	11.0	32.5	5.0	50.0	23.3	0.40	Mg st, S-Bd.
	-18.90	22.0	12.0	35.0	0.0	60.0	28.0	0.40	Mg / S
	-20.00	22.0	12.0	35.0	10.0	60.0	28.0	0.40	Mg st-hf
	<-20.00	22.0	12.0	35.0	15.0	80.0	37.3	0.40	Mg hf-f

Oberkante Gelände = 0.00 mGOK



Berechnungsgrundlagen:

Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-P  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)

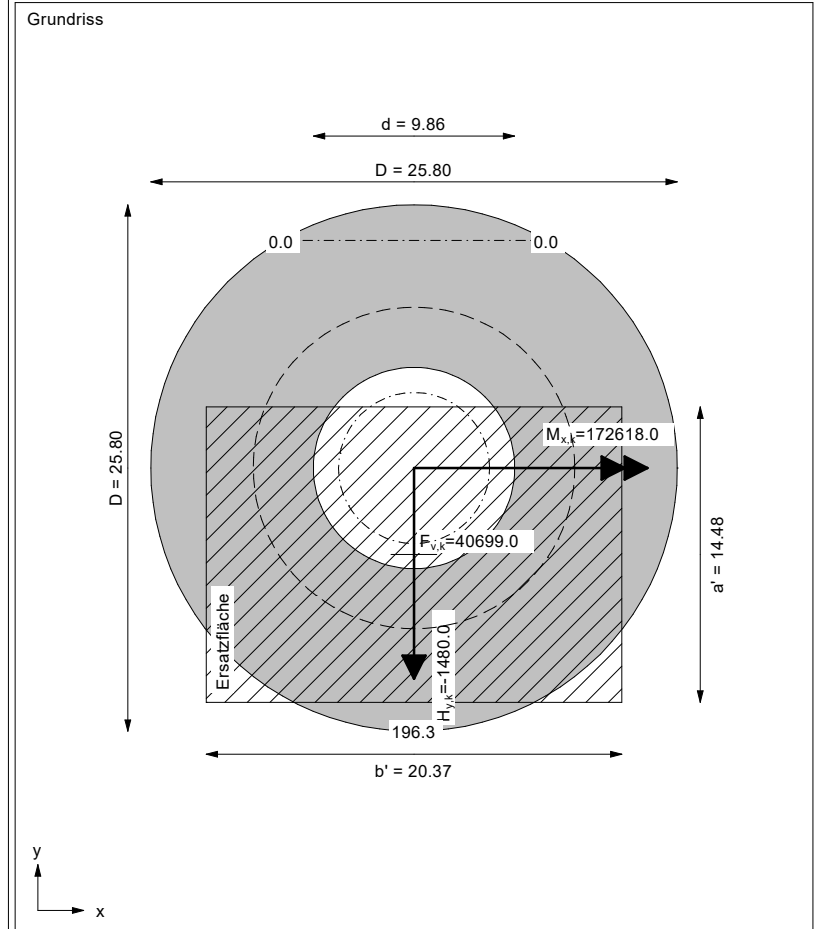
$\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\gamma_G = 1.35$   
 $\gamma_Q = 1.35$   
 $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$   
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.35$   
 Oberkante Gelände = 0.00 mGOK  
 Gründungssohle = -1.50 mGOK  
 Grundwasser = 0.00 mGOK  
 Grenztiefe mit festem Wert von 15.60 m u. GS

--- 1. Kernweite  
 - - - 2. Kernweite

Ergebnisse Einzelfundament  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 40699.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / -1480.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 172618.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser  $D = 25.800$  m  
 Durchmesser (innen)  $d = 9.860$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 22.377$  m  
 $b' = 22.377$  m  
 Unter Gesamlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.241$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 7.876 m)  
 $a' = 14.479$  m  
 $b' = 20.372$  m  
 Grundbruch:  
 Durchstanzen untersucht,  
 aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 3260.7 / 2329.07$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 961744.86$  kN  
 $R_{n,d} = 686960.62$  kN  
 $V_d = 1.35 \cdot 40699.00 + 1.35 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 54943.65$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.080  
 cal  $\varphi = 33.9^\circ$   
 cal c = 8.21 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 11.30$  kN/m<sup>3</sup>

cal  $\sigma_0 = 15.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 26.38 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 105.40 m  
 Fläche log. Spirale = 1381.06 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{d0} = 43.37$ ;  $N_{d0} = 30.60$ ;  $N_{b0} = 20.20$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.414$ ;  $v_d = 1.401$ ;  $v_b = 0.787$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_c = 0.941$ ;  $i_d = 0.943$ ;  $i_b = 0.909$   
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{d0} = 41.98$ ;  $N_{d0} = 29.26$ ;  $N_{b0} = 19.02$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.411$ ;  $v_d = 1.397$ ;  $v_b = 0.787$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.941$ ;  $i_d = 0.943$ ;  $i_b = 0.909$   
 Gleitwiderstand:  
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand)  $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 40699.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$   
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 25907.04$  kN  
 $T_d = 1998.00$  kN  
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.077$   
 Setzung infolge Gesamlasten:  
 Grenztiefe  $t_g = 17.10$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.62 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0.34 cm  
 unten = 4.91 cm  
 Nachweis EQU:  
 $M_{stab} = 40699.0 \cdot 25.80 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 472515.4$   
 $M_{dst} = 172618.0 \cdot 1.35 = 233034.3$   
 $\mu_{EQU} = 233034.3 / 472515.4 = 0.493$



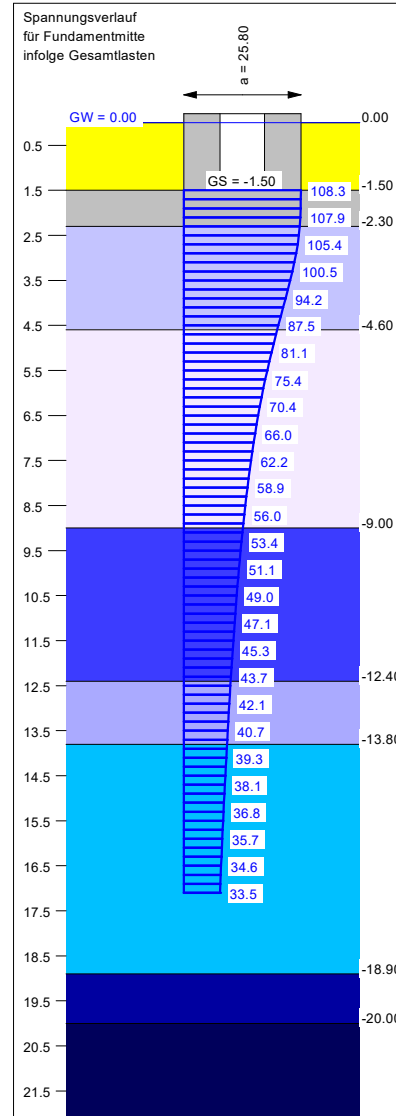
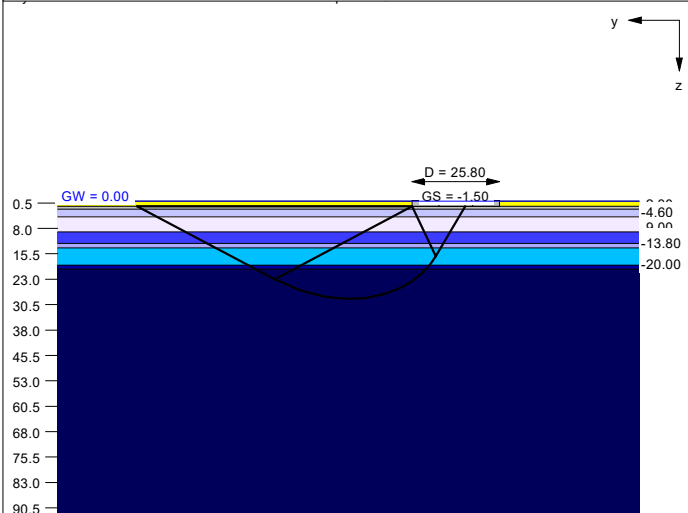
Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA2 - Untersuchungen zur Standsicherheit  
 Grundbruch - Gleiten - EQU - BS-P - max V

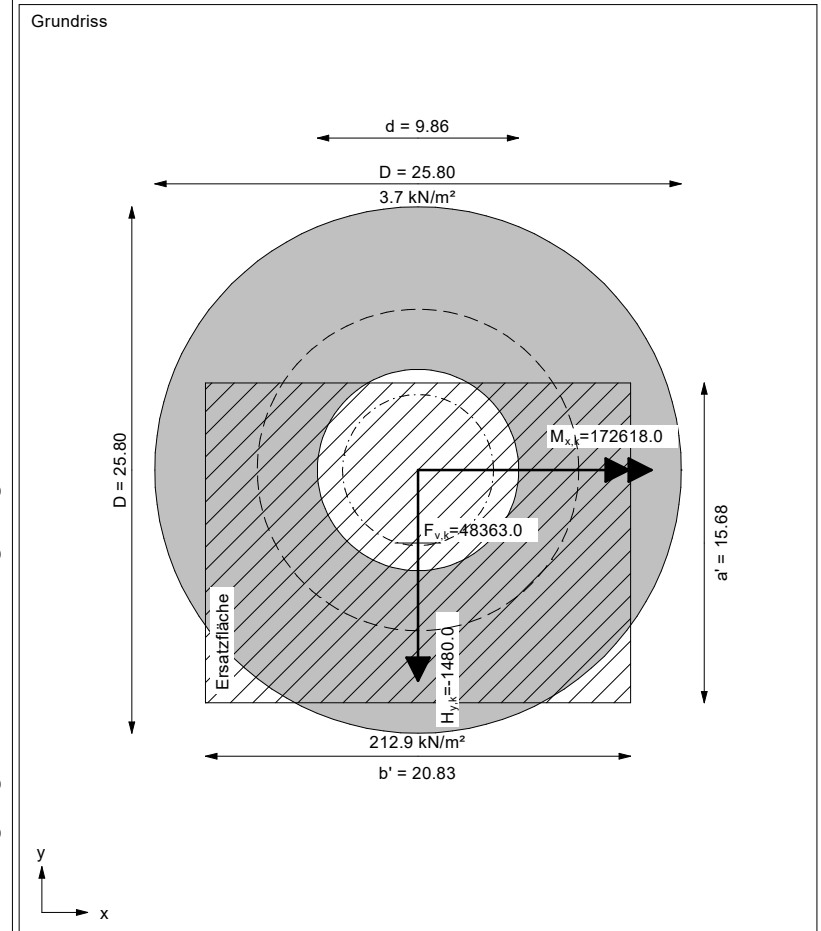
Boden	Tiefe [mGOK]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	$\nu$ [-]	Bezeichnung
	-1.50	18.0	10.0	30.0	0.0	25.0	15.6	0.35	Mu / S / Gsl
	-2.30	19.0	10.0	35.0	0.0	80.0	59.4	0.30	Schotter
	-4.60	21.0	11.0	30.0	2.5	37.5	20.0	0.38	Mg w-st
	-9.00	21.0	11.0	32.5	5.0	45.0	24.0	0.38	Mg st
	-12.40	21.0	11.0	32.5	5.0	35.0	16.3	0.40	Mg st
	-13.80	21.0	11.0	32.5	5.0	50.0	23.3	0.40	Mg st, S-Bd.
	-18.90	22.0	12.0	35.0	0.0	60.0	28.0	0.40	Mg / S
	-20.00	22.0	12.0	35.0	10.0	60.0	28.0	0.40	Mg st-hf
	<-20.00	22.0	12.0	35.0	15.0	80.0	37.3	0.40	Mg hf-f

Oberkante Gelände = 0.00 mGOK



Berechnungsgrundlagen:  
 Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-P  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\gamma_G = 1.35$   
 $\gamma_Q = 1.35$   
 $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$   
 $\gamma_{G,stb} = 0.90$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.35$   
 Oberkante Gelände = 0.00 mGOK  
 Gründungssohle = -1.50 mGOK  
 Grundwasser = 0.00 mGOK  
 Grenztiefe mit festem Wert von 15.60 m u. GS  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 48363.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / -1480.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 172618.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser  $D = 25.800$  m  
 Durchmesser (innen)  $d = 9.860$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 22.377$  m  
 $b' = 22.377$  m  
 Unter Gesamlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -3.569$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 15.679$  m  
 $b' = 20.831$  m

Grundbruch:  
 Durchstanzen untersucht,  
 aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 3571.9 / 2551.33$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 1166587.57$  kN  
 $R_{n,d} = 833276.84$  kN  
 $V_d = 1.35 \cdot 48363.00 + 1.35 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 65290.05$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.078  
 $\text{cal } \varphi = 34.0^\circ$   
 $\text{cal } c = 8.86$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\text{cal } \gamma_2 = 11.35$  kN/m<sup>3</sup>

$\text{cal } \sigma_0 = 15.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 28.83 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 115.77 m  
 Fläche log. Spirale = 1666.25 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{c0} = 43.43$ ;  $N_{d0} = 30.66$ ;  $N_{b0} = 20.26$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.439$ ;  $v_d = 1.425$ ;  $v_b = 0.774$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_c = 0.951$ ;  $i_d = 0.952$ ;  $i_b = 0.923$   
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{c0} = 42.33$ ;  $N_{d0} = 29.60$ ;  $N_{b0} = 19.33$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.436$ ;  $v_d = 1.421$ ;  $v_b = 0.774$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.951$ ;  $i_d = 0.952$ ;  $i_b = 0.923$

Gleitwiderstand:  
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand)  $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 48363.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$   
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 30785.58$  kN  
 $T_d = 1998.00$  kN  
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.065$

Setzung infolge Gesamtlasten:  
 Grenztiefe  $t_0 = 17.10$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 3.10 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0.81 cm  
 unten = 5.39 cm

Nachweis EQU:  
 $M_{dst} = 48363.0 \cdot 25.80 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 561494.4$   
 $M_{dst} = 172618.0 \cdot 1.35 = 233034.3$   
 $\mu_{EQU} = 233034.3 / 561494.4 = 0.415$

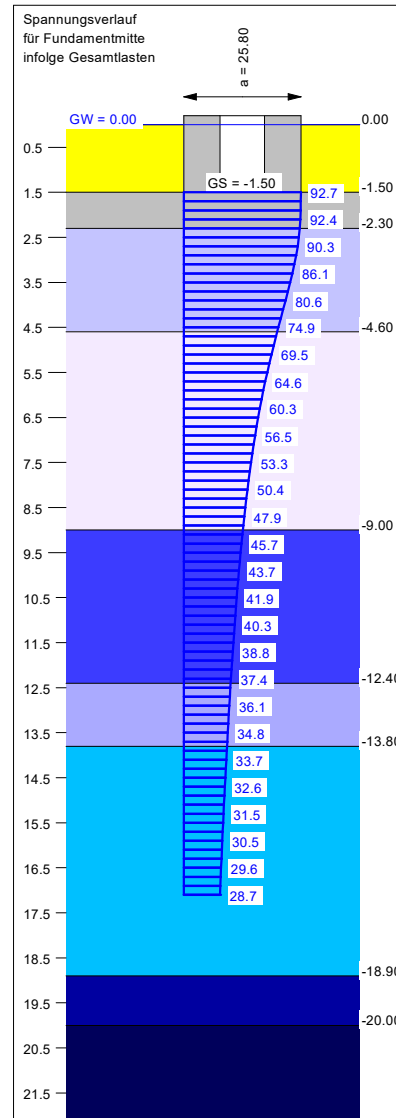
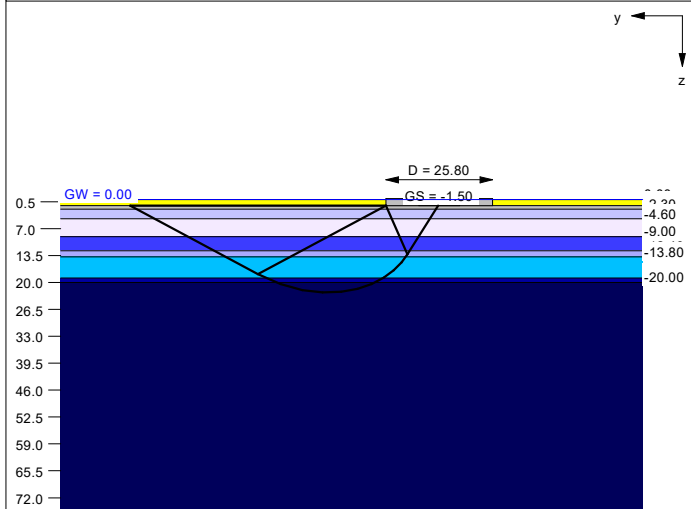
Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA2 - Untersuchungen zur Standsicherheit  
 Grundbruch - Gleiten - EQU - BS-A - min V

Boden	Tiefe [mGOK]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	-1.50	18.0	10.0	30.0	0.0	25.0	15.6	0.35	Mu / S / Gsl
	-2.30	19.0	10.0	35.0	0.0	80.0	59.4	0.30	Schotter
	-4.60	21.0	11.0	30.0	2.5	37.5	20.0	0.38	Mg w-st
	-9.00	21.0	11.0	32.5	5.0	45.0	24.0	0.38	Mg st
	-12.40	21.0	11.0	32.5	5.0	35.0	16.3	0.40	Mg st
	-13.80	21.0	11.0	32.5	5.0	50.0	23.3	0.40	Mg st, S-Bd.
	-18.90	22.0	12.0	35.0	0.0	60.0	28.0	0.40	Mg / S
	-20.00	22.0	12.0	35.0	10.0	60.0	28.0	0.40	Mg st-hf
	<-20.00	22.0	12.0	35.0	15.0	80.0	37.3	0.40	Mg hf-f

Oberkante Gelände = 0.00 mGOK

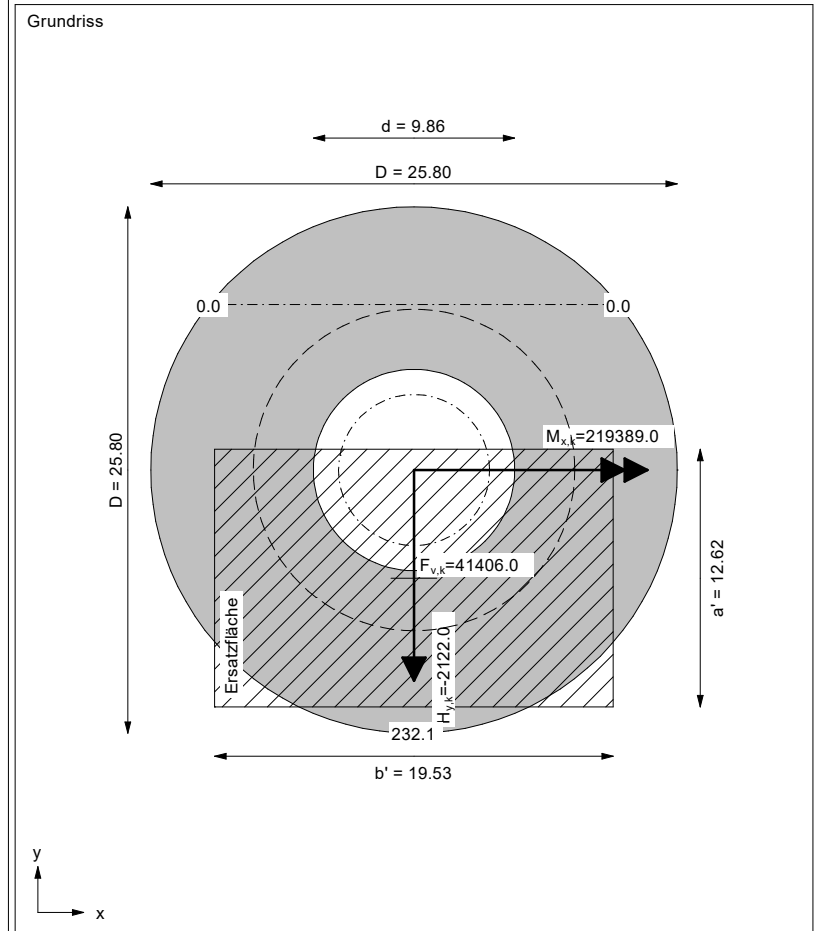


Berechnungsgrundlagen:

Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-A  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)

$\gamma_{R,v} = 1.20$   
 $\gamma_G = 1.10$   
 $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.00$   
 $\gamma_{G,sub} = 0.95$   
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$   
 Oberkante Gelände = 0.00 mGOK  
 Gründungssole = -1.50 mGOK  
 Grundwasser = 0.00 mGOK  
 Grenztiefe mit festem Wert von 15.60 m u. GS  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite



**Ergebnisse Einzelfundament**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 41406.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / -2122.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 219389.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser  $D = 25.800$  m  
 Durchmesser (innen)  $d = 9.860$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 22.377$  m  
 $b' = 22.377$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -5.298$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 7.876 m)  
 $a' = 12.620$  m  
 $b' = 19.527$  m

**Grundbruch:**  
 Durchstanzen untersucht, aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.20$   
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 2704.3 / 2253.60$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 666414.36$  kN  
 $R_{n,d} = 555345.30$  kN  
 $V_d = 1.10 \cdot 41406.00 + 1.10 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 45546.60$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.082  
 $\text{cal } \varphi = 33.7^\circ$   
 $\text{cal } c = 6.61$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\text{cal } \gamma_2 = 11.20$  kN/m<sup>3</sup>

$\text{cal } \sigma_{\phi} = 15.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 22.44 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 88.72 m  
 Fläche log. Spirale = 978.12 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{c0} = 43.25$ ;  $N_{d0} = 30.48$ ;  $N_{b0} = 20.10$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.376$ ;  $v_d = 1.364$ ;  $v_b = 0.806$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_c = 0.916$ ;  $i_d = 0.919$ ;  $i_b = 0.872$   
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{c0} = 41.22$ ;  $N_{d0} = 28.54$ ;  $N_{b0} = 18.40$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.372$ ;  $v_d = 1.359$ ;  $v_b = 0.806$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.916$ ;  $i_d = 0.919$ ;  $i_b = 0.872$

**Gleitwiderstand:**  
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand)  $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 41406.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$   
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26357.08$  kN  
 $T_d = 2334.20$  kN  
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.089$

**Nachweis EQU:**  
 $M_{stb} = 41406.0 \cdot 25.80 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 507430.5$   
 $M_{dst} = 219389.0 \cdot 1.00 = 219389.0$   
 $\mu_{EQU} = 219389.0 / 507430.5 = 0.432$

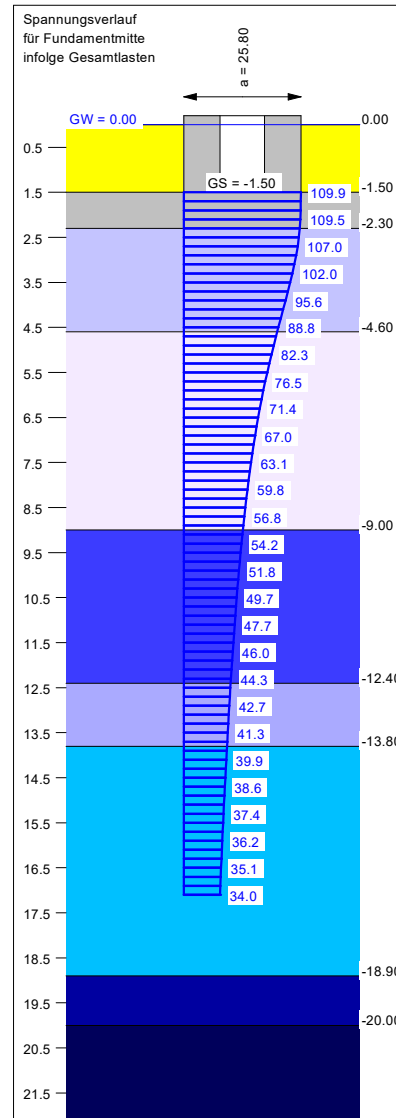
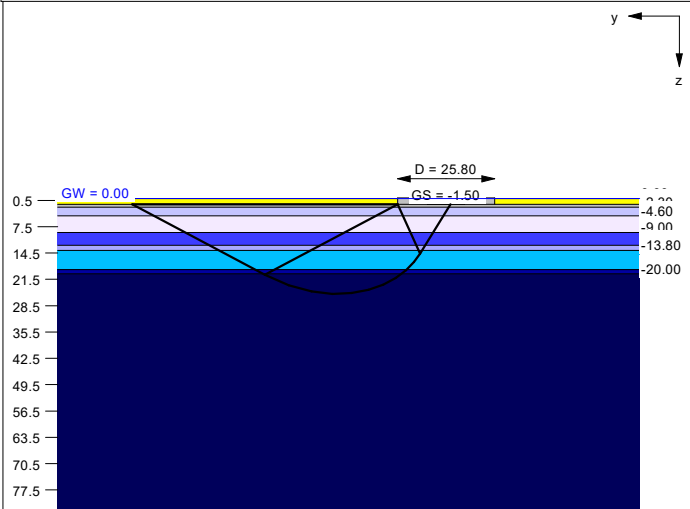
Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA2 - Untersuchungen zur Standsicherheit  
 Grundbruch - Gleiten - EQU - BS-A - max V

Boden	Tiefe [mGOK]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	-1.50	18.0	10.0	30.0	0.0	25.0	15.6	0.35	Mu / S / Gsl
	-2.30	19.0	10.0	35.0	0.0	80.0	59.4	0.30	Schotter
	-4.60	21.0	11.0	30.0	2.5	37.5	20.0	0.38	Mg w-st
	-9.00	21.0	11.0	32.5	5.0	45.0	24.0	0.38	Mg st
	-12.40	21.0	11.0	32.5	5.0	35.0	16.3	0.40	Mg st
	-13.80	21.0	11.0	32.5	5.0	50.0	23.3	0.40	Mg st, S-Bd.
	-18.90	22.0	12.0	35.0	0.0	60.0	28.0	0.40	Mg / S
	-20.00	22.0	12.0	35.0	10.0	60.0	28.0	0.40	Mg st-hf
	<-20.00	22.0	12.0	35.0	15.0	80.0	37.3	0.40	Mg hf-f

Oberkante Gelände = 0.00 mGOK



Berechnungsgrundlagen:

Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-A  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)

$\gamma_{R,v} = 1.20$   
 $\gamma_G = 1.10$   
 $\gamma_Q = 1.10$   
 $\gamma_{R,h} = 1.10$

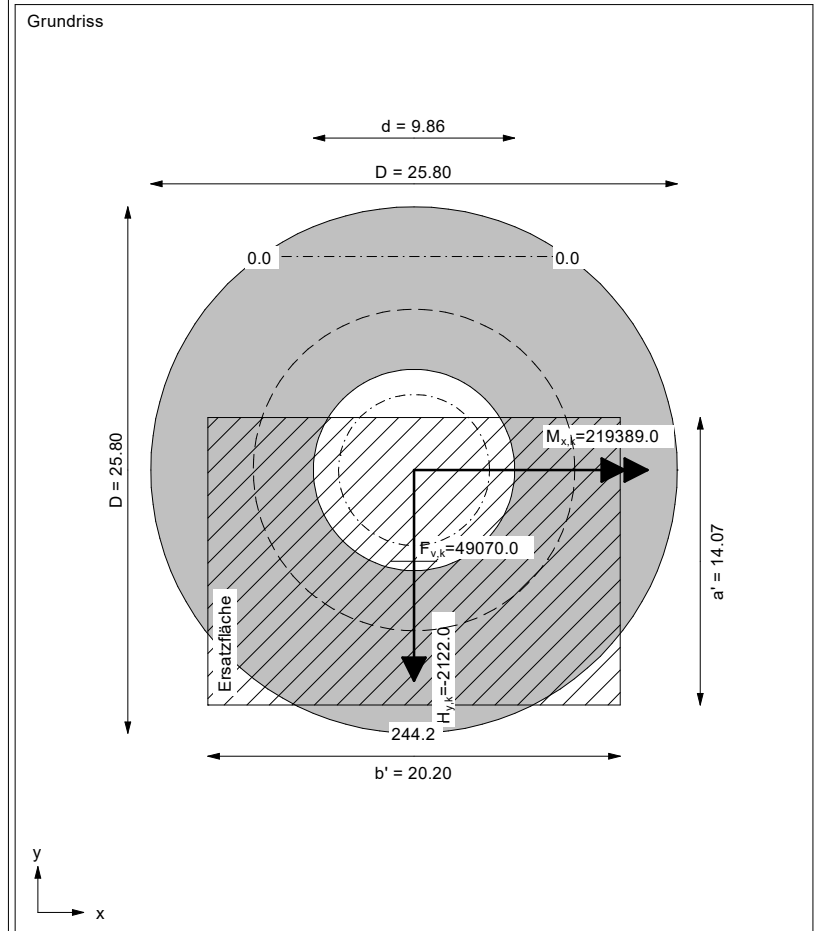
Grenzlasten:

$\gamma_{G,dst} = 1.00$   
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$

Oberkante Gelände = 0.00 mGOK  
 Gründungssohle = -1.50 mGOK  
 Grundwasser = 0.00 mGOK  
 Grenztiefe mit festem Wert von 15.60 m u. GS

--- 1. Kernweite  
 - - - 2. Kernweite

Grenzlasten EQU:



**Ergebnisse Einzelfundament**

Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 49070.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / -2122.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 219389.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser  $D = 25.800$  m  
 Durchmesser (innen)  $d = 9.860$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 22.377$  m  
 $b' = 22.377$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.471$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 7.876 m)  
 $a' = 14.072$  m  
 $b' = 20.201$  m

Grundbruch:  
 Durchstanzen untersucht,  
 aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.20$   
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 3106.7 / 2588.91$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 883140.66$  kN  
 $R_{n,d} = 735950.55$  kN  
 $V_d = 1.10 \cdot 49070.00 + 1.10 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 53977.00$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.073  
 cal  $\phi = 33.9^\circ$   
 cal c = 7.87 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 11.28$  kN/m<sup>3</sup>

cal  $\sigma_d = 15.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 25.34 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 101.04 m  
 Fläche log. Spirale = 1268.52 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{c0} = 43.34$ ;  $N_{d0} = 30.58$ ;  $N_{b0} = 20.18$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.406$ ;  $v_d = 1.393$ ;  $v_b = 0.791$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_c = 0.930$ ;  $i_d = 0.932$ ;  $i_b = 0.892$   
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{c0} = 41.80$ ;  $N_{d0} = 29.09$ ;  $N_{b0} = 18.88$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.402$ ;  $v_d = 1.389$ ;  $v_b = 0.791$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.930$ ;  $i_d = 0.932$ ;  $i_b = 0.892$

Gleitwiderstand:  
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand)  $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 $N_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{R,h} = 49070.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$   
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{R,h} = 31235.62$  kN  
 $T_d = 2334.20$  kN  
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.075$   
 Nachweis EQU:  
 $M_{stab} = 49070.0 \cdot 25.80 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 601352.8$   
 $M_{dst} = 219389.0 \cdot 1.00 = 219389.0$   
 $\mu_{EQU} = 219389.0 / 601352.8 = 0.365$

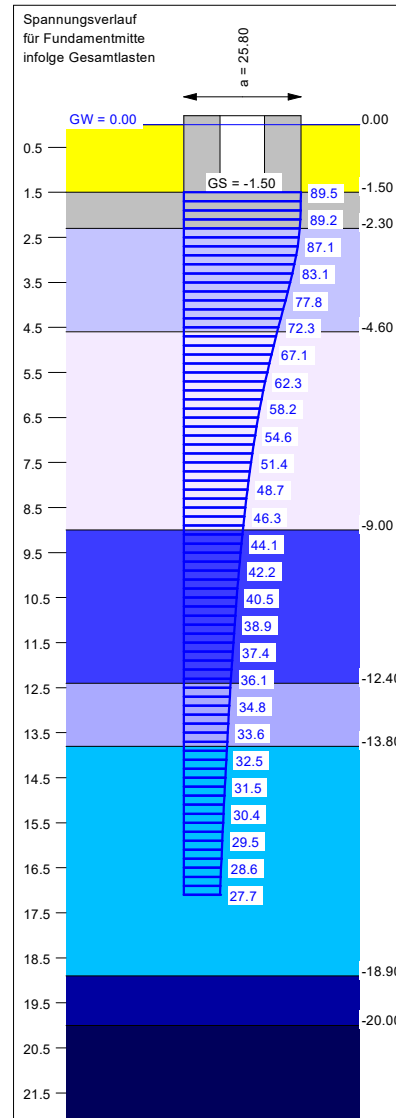
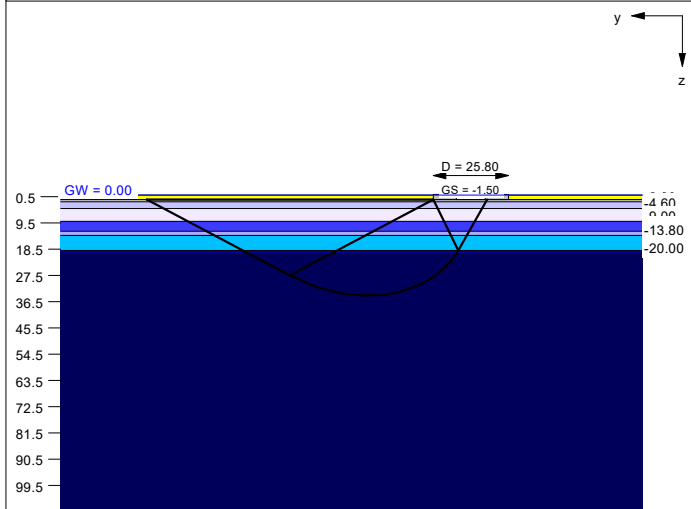
Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

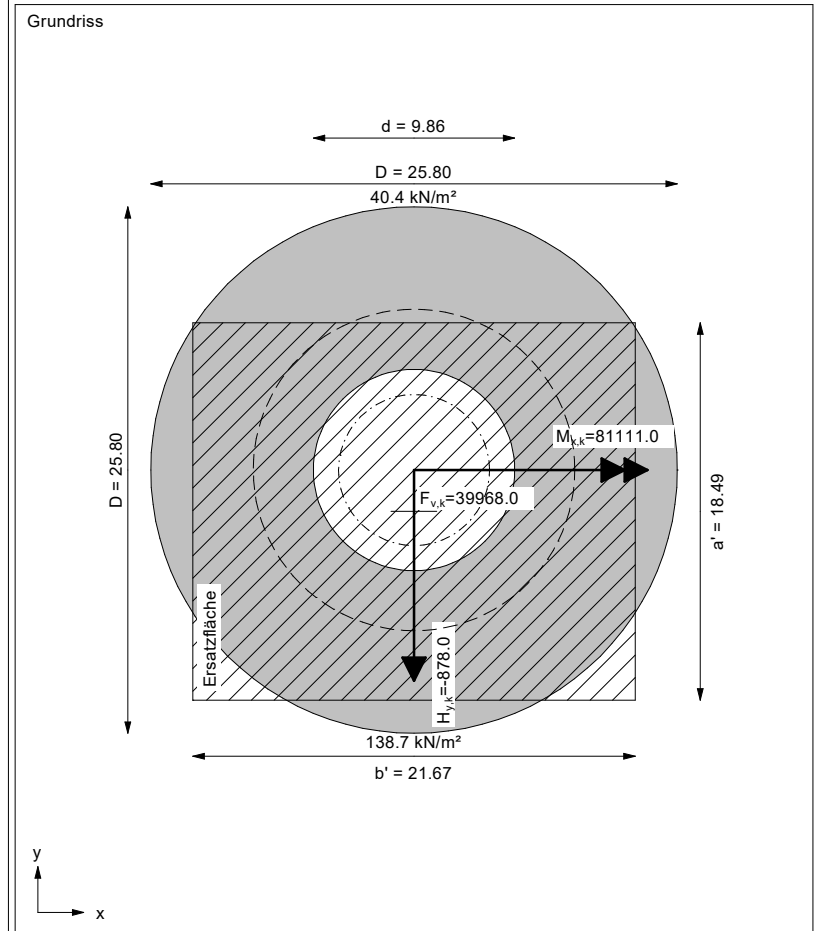
WEA2 - Untersuchungen zur Standsicherheit  
 Grundbruch - Gleiten - EQU - BS-T - min V

Boden	Tiefe [mGOK]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	$\nu$ [-]	Bezeichnung
	-1.50	18.0	10.0	30.0	0.0	25.0	15.6	0.35	Mu / S / Gsl
	-2.30	19.0	10.0	35.0	0.0	80.0	59.4	0.30	Schotter
	-4.60	21.0	11.0	30.0	2.5	37.5	20.0	0.38	Mg w-st
	-9.00	21.0	11.0	32.5	5.0	45.0	24.0	0.38	Mg st
	-12.40	21.0	11.0	32.5	5.0	35.0	16.3	0.40	Mg st
	-13.80	21.0	11.0	32.5	5.0	50.0	23.3	0.40	Mg st, S-Bd.
	-18.90	22.0	12.0	35.0	0.0	60.0	28.0	0.40	Mg / S
	-20.00	22.0	12.0	35.0	10.0	60.0	28.0	0.40	Mg st-hf
	<-20.00	22.0	12.0	35.0	15.0	80.0	37.3	0.40	Mg hf-f

Oberkante Gelände = 0.00 mGOK



Berechnungsgrundlagen:  
 Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-T  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.30$   
 $\gamma_G = 1.20$   
 $\gamma_Q = 1.30$   
 $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 Grenzzustand EQU:  
 $\gamma_{G,dst} = 1.05$   
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.25$   
 Oberkante Gelände = 0.00 mGOK  
 Gründungssohle = -1.50 mGOK  
 Grundwasser = 0.00 mGOK  
 Grenztiefe mit festem Wert von 15.60 m u. GS  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 39968.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / -878.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 81111.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser D = 25.800 m  
 Durchmesser (innen) d = 9.860 m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 22.377$  m  
 $b' = 22.377$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -2.029$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 18.494$  m  
 $b' = 21.674$  m  
 Grundbruch:  
 Durchbrüche untersucht, aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.30$   
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 4220.8 / 3246.78$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 1691890.77$  kN  
 $R_{n,d} = 1301454.44$  kN  
 $V_d = 1.20 \cdot 39968.00 + 1.30 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 47961.60$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.037  
 $\text{cal } \varphi = 34.2^\circ$   
 $\text{cal } c = 9.94$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\text{cal } \gamma_2 = 11.45$  kN/m<sup>3</sup>  
 $\text{cal } \sigma_a = 15.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 34.44 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 139.63 m  
 Fläche log. Spirale = 2423.22 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{d0} = 43.53$ ;  $N_{d0} = 30.76$ ;  $N_{b0} = 20.35$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.498$ ;  $v_d = 1.482$ ;  $v_b = 0.744$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_c = 0.965$ ;  $i_d = 0.966$ ;  $i_b = 0.945$   
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{d0} = 42.96$ ;  $N_{d0} = 30.21$ ;  $N_{b0} = 19.86$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.496$ ;  $v_d = 1.480$ ;  $v_b = 0.744$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.965$ ;  $i_d = 0.966$ ;  $i_b = 0.945$   
 Gleitwiderstand:  
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand)  $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 39968.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$   
 $R_{td} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 25441.72$  kN  
 $T_d = 1141.40$  kN  
 $\mu = T_d / R_{td} = 0.045$   
 Setzung infolge Gesamtlasten:  
 Grenztiefe  $t_b = 17.10$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.56 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 1.49 cm  
 unten = 3.64 cm  
 Nachweis EQU:  
 $M_{stb} = 39968.0 \cdot 25.80 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 464028.5$   
 $M_{dst} = 81111.0 \cdot 1.25 = 101388.8$   
 $\mu_{EQU} = 101388.8 / 464028.5 = 0.218$



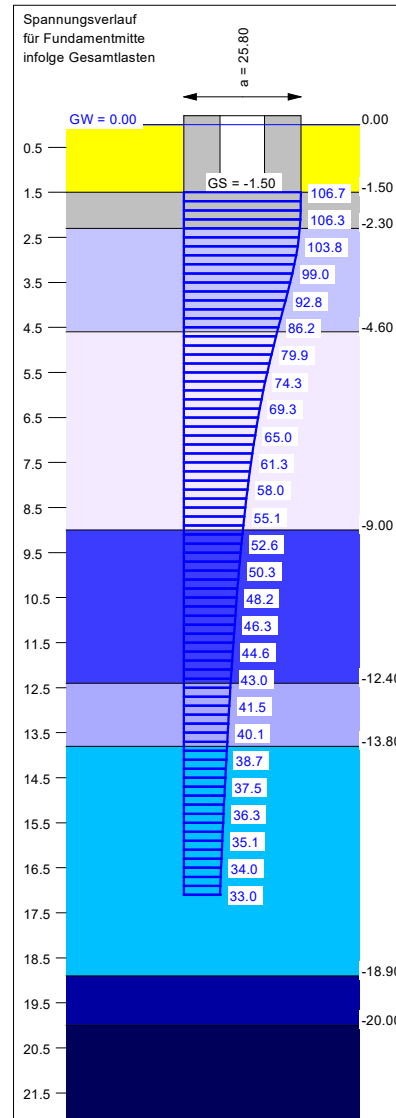
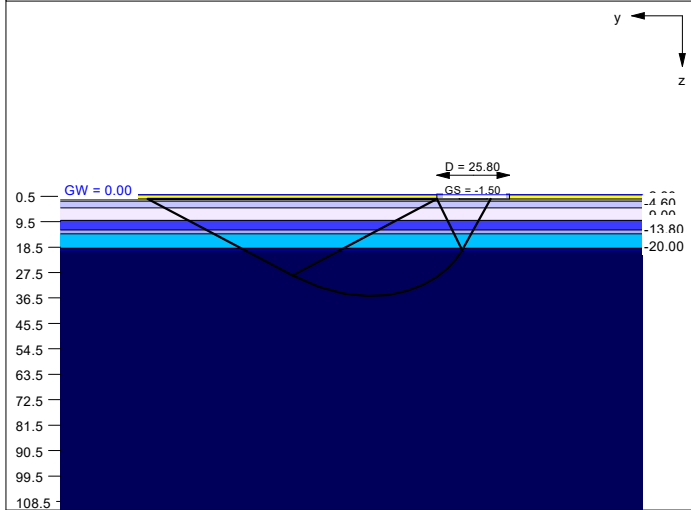
Windpark Elsdorf III  
 Errichtung von zwei Windenergieanlagen  
 vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA2 - Untersuchungen zur Standsicherheit  
 Grundbruch - Gleiten - EQU - BS-T - max V

Boden	Tiefe [mGOK]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	-1.50	18.0	10.0	30.0	0.0	25.0	15.6	0.35	Mu / S / Gsl
	-2.30	19.0	10.0	35.0	0.0	80.0	59.4	0.30	Schotter
	-4.60	21.0	11.0	30.0	2.5	37.5	20.0	0.38	Mg w-st
	-9.00	21.0	11.0	32.5	5.0	45.0	24.0	0.38	Mg st
	-12.40	21.0	11.0	32.5	5.0	35.0	16.3	0.40	Mg st
	-13.80	21.0	11.0	32.5	5.0	50.0	23.3	0.40	Mg st, S-Bd.
	-18.90	22.0	12.0	35.0	0.0	60.0	28.0	0.40	Mg / S
	-20.00	22.0	12.0	35.0	10.0	60.0	28.0	0.40	Mg st-hf
	<-20.00	22.0	12.0	35.0	15.0	80.0	37.3	0.40	Mg hf-f

Oberkante Gelände = 0.00 mGOK

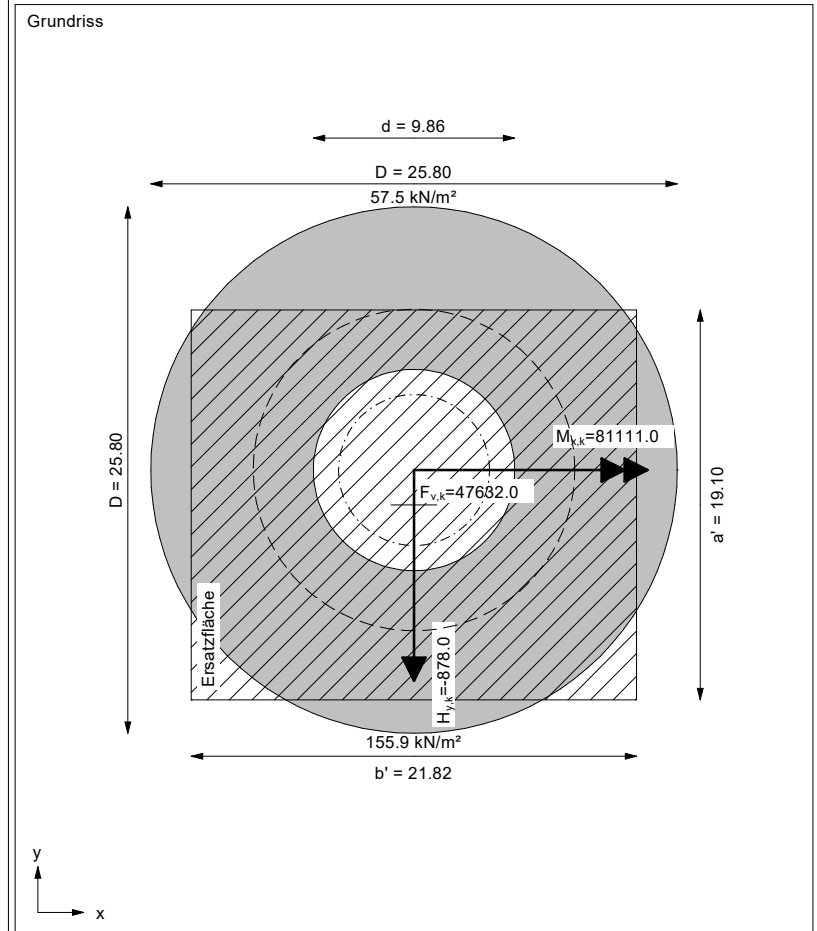


Berechnungsgrundlagen:

Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-T  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)

$\gamma_{R,v} = 1.30$   
 $\gamma_G = 1.20$   
 $\gamma_G = 1.30$   
 $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.05$   
 $\gamma_{G,sub} = 0.90$   
 $\gamma_{G,dst} = 1.25$   
 Oberkante Gelände = 0.00 mGOK  
 Gründungssohle = -1.50 mGOK  
 Grundwasser = 0.00 mGOK  
 Grenztiefe mit festem Wert von 15.60 m u. GS  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite



**Ergebnisse Einzelfundament**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 47632.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / -878.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 81111.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser D = 25.800 m  
 Durchmesser (innen) d = 9.860 m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 22.377$  m  
 $b' = 22.377$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -1.703$  m  
 Resultierende im 1. Kern (= 3.696 m)  
 $a' = 19.105$  m  
 $b' = 21.817$  m

**Grundbruch:**  
 Durchstanzen untersucht, aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.30$   
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 4375.6 / 3365.82$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 1823788.84$  kN  
 $R_{n,d} = 1402914.49$  kN  
 $V_d = 1.20 \cdot 47632.00 + 1.30 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 57158.40$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.041  
 cal  $\varphi = 34.2^\circ$   
 cal c = 10.14 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 11.47$  kN/m<sup>3</sup>

cal  $\sigma_a = 15.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 35.78 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 145.29 m  
 Fläche log. Spirale = 2624.07 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{d0} = 43.55$ ;  $N_{d0} = 30.78$ ;  $N_{b0} = 20.36$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.511$ ;  $v_d = 1.494$ ;  $v_b = 0.737$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_c = 0.971$ ;  $i_d = 0.972$ ;  $i_b = 0.954$   
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{d0} = 43.08$ ;  $N_{d0} = 30.32$ ;  $N_{b0} = 19.96$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.510$ ;  $v_d = 1.493$ ;  $v_b = 0.737$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.971$ ;  $i_d = 0.972$ ;  $i_b = 0.954$

**Gleitwiderstand:**  
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand)  $\gamma_{R,h} = 1.10$   
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 47632.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$   
 $R_{td} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 30320.26$  kN  
 $T_d = 1141.40$  kN  
 $\mu = T_d / R_{td} = 0.038$

**Setzung infolge Gesamtlasten:**  
 Grenztiefe  $t_b = 17.10$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 3.05 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 1.98 cm  
 unten = 4.13 cm  
 Nachweis EQU:  
 $M_{sub} = 47632.0 \cdot 25.80 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 553007.5$   
 $M_{dst} = 81111.0 \cdot 1.25 = 101388.8$   
 $\mu_{EQU} = 101388.8 / 553007.5 = 0.183$

## Windpark Elsdorf III - Errichtung von zwei Windenergieanlagen vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA-1 - Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (Ersatzradius)

**Eingabedaten:**

Fundamentradius - außen	r	12,90	[m]
Fundamentradius - innen	r	4,93	[m]
Ersatzradius äquivalenter Kreis	r <sub>i</sub>	12,83	[m]

**Mindestanforderungen:**

Drehfedersteifigkeit, statisch	<b>k<sub>φstat</sub></b>	75.000	[MNm/rad]
Drehfedersteifigkeit, dynamisch	<b>k<sub>φdyn</sub></b>	300.000	[MNm/rad]

Schicht	Unterkante Schicht	Unterkante Schicht	Schicht-mächtigkeit	Bodenwichten	effektiver Reibungsw.	Ersatzradius	Steifemodul statisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder	Steifemodul dynamisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder	Schubmodul dynamisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder
[-]	[m u. GOK]	[m u. FUK]	[m]	y / y'	φ'	r <sub>i</sub>	E <sub>s,stat</sub>	ν <sub>stat</sub>	k φ <sub>stat</sub>	E <sub>s,dyn</sub>	ν <sub>stat=ν<sub>dyn</sub></sub>	k φ <sub>dyn</sub>	G <sub>d</sub> =0,3*G <sub>d0</sub>	ν <sub>dyn,ur</sub>	k φ <sub>dyn,ur</sub>
				[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]		[MN/m <sup>2</sup> ]	[MNm/rad]	[MNm/rad]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[MNm/rad]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[MNm/rad]
Schotter	1,50	0,00	0,80	10,0	37,50	12,83	80,0	0,30	183.924	274,0	0,30	630.004	50,0	0,30	402.334
	2,30	0,80				13,44			181.452			462.888			
Geschiebemergel (w-st) / RSV		0,80	2,90	10,0	27,50	13,44	37,5 *	0,38	75.863	173,7	0,38	351.465	30,0	0,49	381.202
	5,20	3,70				14,95 **			104.396			524.572			
Geschiebe-mergel (st) / RSV		3,70	4,80	11,0	30,00	14,95	45,0 *	0,38	125.275	187,6	0,38	522.197	30,0	0,49	524.572
	10,00	8,50				15,44 **			138.007			577.886			
Geschiebe-mergel (st)		8,50	4,00	11,0	32,50	15,44	35,0	0,40	95.512	168,3	0,40	459.279	20,0	0,49	385.257
	14,00	12,50				17,99			151.018			609.150			
Geschiebe-mergel S-Bd. (st-hf)		12,50	3,10	11,0	32,50	17,99	50,0	0,40	215.741	195,0	0,40	841.388	40,0	0,49	1.218.300
	17,10	15,60				19,97			294.863			1.665.111			
Geschiebemergel / Sand		15,60	3,30	11,0	35,00	19,97	60,0	0,40	353.836	223,0	0,40	1.314.811	50,0	0,49	2.081.389
	20,40	18,90				22,28			491.438			2.890.814			
Geschiebemergel st - hf		18,90	0,70	12,0	35,00	22,28	60,0	0,40	491.438	223,0	0,40	1.826.124	50,0	0,49	2.890.814
	21,10	19,60				22,77			524.594			3.085.844			
Geschiebemergel hf - f		19,60	14,00	12,0	35,00	22,77	80,0	0,40	699.458	274,0	0,40	2.395.888	60,0	0,49	3.703.013
	35,10	33,60				32,57			2.047.704			10.840.787			

\* Erhöhung wg. Baugrundverbesserung mit RSV

\*\* Begrenzung wg. Baugrundverbesserung mit RSV

**k<sub>φstat,min</sub> = 75.863 MNm/rad**

**k<sub>φdyn,min</sub> = 351.465 MNm/rad**

**k<sub>φdyn,min</sub> = 381.202 MNm/rad**

**Baugrundverbesserung (RSV)**  
 Tiefe  
 Überstand über Fundamentradius

ja  
 10,00 [m u GOK]  
 2 [m]

$$k_{\phi,i} = E_{s,i} \cdot \frac{4}{3} \cdot r_i^3 \cdot \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{(1 + \nu)(1 - \nu)^2}$$

$$k_{\phi,dyn} = G_{d,i} \cdot \frac{8}{3} \cdot r_i^3 \cdot \frac{1}{(1 - \nu)}$$

## Windpark Elsdorf III - Errichtung von zwei Windenergieanlagen vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA-1 - Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (DIN4019 - Verdrehung nach Kany)

**Eingabedaten:**

Fundamentradius - außen	12,90	[m]
Fundamentradius - innen	4,93	[m]
Ersatzradius r' äquivalenter Kreis	12,83	
Breite b quadratisches Ersatzfundament	22,48	

**Mindestanforderungen:**

Drehfedersteifigkeit, statisch	<b>k<sub>φstat</sub></b>	75.000	[MNm/rad]
Drehfedersteifigkeit, dynamisch	<b>k<sub>φdyn</sub></b>	300.000	[MNm/rad]

Schicht	Unterkante Schicht z [m u. FUK]	Schicht- mächtigkeit [m]	Boden- wichten y / y' [kN/m³]	Tiefe z/b [-]	Verdrehung s-beiwert f <sub>a,i</sub> (DIN4019) [-]	Steifemodul statisch E <sub>s,stat</sub> [MN/m²]	Querkontr.- zahl ν <sub>stat</sub> [-]	Rechenmodul statisch E* <sub>stat</sub> [MN/m²]	f <sub>ai</sub> - f <sub>ai-1</sub> / E <sub>i</sub> * [-]	Steifemodul dynamisch E <sub>s,dyn</sub> [MN/m²]	Querkontr.- zahl ν <sub>stat</sub> [-]	Rechenmodul dynamisch E* <sub>stat</sub> [MN/m²]	f <sub>ai</sub> - f <sub>ai-1</sub> / E <sub>i</sub> * [-]	
Schotter	0,00	0,80	10,0	0,04	0,47	80,0	0,30	65,3	0,0072	274,0	0,30	223,7	0,0021	
	0,80													
Geschiebemergel (w-st) /	0,80	2,90	10,0	0,16	1,45	37,5 *	0,38	23,4	0,0419	173,7	0,38	108,5	0,0090	
	3,70													
Geschiebemergel (st) /	3,70	4,80	11,0	0,38	2,47	45,0 *	0,38	28,1	0,0364	187,6	0,38	117,1	0,0087	
	8,50													
Geschiebemergel (st)	8,50	4,00	11,0	0,56	2,92	35,0	0,40	19,4	0,0229	168,3	0,40	93,5	0,0048	
	12,50													
Geschiebemergel S-Bd.	12,50	3,10	11,0	0,69	3,09	50,0	0,40	27,8	0,0064	195,0	0,40	108,3	0,0016	
	15,60													
Geschiebemergel / Sand	15,60	3,30	11,0	0,84	3,34	60,0	0,40	33,3	0,0074	223,0	0,40	123,9	0,0020	
	18,90													
* Erhöhung wg. Baugrundverbesserung mit RSV									Σ f <sub>ai</sub> - f <sub>ai-1</sub> / E <sub>i</sub> *	0,1222	Σ f <sub>ai</sub> - f <sub>ai-1</sub> / E <sub>i</sub> *			0,0283

$$k_{\phi} = (r \cdot \sqrt{\pi})^3 \cdot \frac{1}{\frac{f_{a,1}}{E_1^*} + \sum_{i=2}^n \frac{f_{a,i} - f_{a,i-1}}{E_i^*}}$$

**k<sub>φ,stat</sub> = 96.287 MNm/rad**

**k<sub>φ,dyn</sub> = 416.148 MNm/rad**

## Windpark Elsdorf III - Errichtung von zwei Windenergieanlagen vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
WEA-1 - Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (Setzungsdifferenz)

### Eingabedaten:

Fundamentradius - außen  $r_a = 12,90$  [m]  
Fundamentradius - innen  $r_i = 4,93$  [m]

### Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch  $k_{\phi,stat} = 75.000$  [MNm/rad]  
Drehfedersteifigkeit, dynamisch  $k_{\phi,dyn} = 300.000$  [MNm/rad]

Momentenbelastung  $M = 172.618$  [kNm]  
Setzungsdifferenz aus Setzungsberechnung  $\Delta s = 4,71$  cm  
Verdrehung  $1 : 547,771$

Momentenbelastung  $M = 172.618$  [kNm]  
Setzungsdifferenz  $\Delta s = 1,07$  cm

$$k_{\phi,stat} = 94.555 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\phi} = \frac{M}{\alpha(M,V)} \text{ mit } \alpha = \frac{\Delta s}{D}$$

$$k_{\phi,dyn} = 416.219 \text{ MNm/rad}$$

## Windpark Elsdorf III - Errichtung von zwei Windenergieanlagen vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
 WEA-2 - Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (Ersatzradius)

**Eingabedaten:**

Fundamentradius - außen	r	12,90	[m]
Fundamentradius - innen	r	4,93	[m]
Ersatzradius äquivalenter Kreis	r <sub>i</sub>	12,83	[m]

**Mindestanforderungen:**

Drehfedersteifigkeit, statisch	<b>k<sub>φstat</sub></b>	75.000	[MNm/rad]
Drehfedersteifigkeit, dynamisch	<b>k<sub>φdyn</sub></b>	300.000	[MNm/rad]

Schicht	Unterkante Schicht	Unterkante Schicht	Schicht-mächtigkeit	Bodenwichten	effektiver Reibungsw.	Ersatzradius	Steifemodul statisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder	Steifemodul dynamisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder	Schubmodul dynamisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder
[-]	[m u. GOK]	[m u. FUK]	[m]	y / y'	φ'	r <sub>i</sub>	E <sub>s,stat</sub>	ν <sub>stat</sub>	k φ <sub>stat</sub>	E <sub>s,dyn</sub>	ν <sub>stat= dyn</sub>	k φ <sub>dyn</sub>	G <sub>d</sub> =0,3*G <sub>d0</sub>	ν <sub>dyn,ur</sub>	k φ <sub>dyn,ur</sub>
				[kN/m³]	[°]		[MN/m²]	[MNm/rad]	[MNm/rad]	[MN/m²]	[-]	[MNm/rad]	[MN/m²]	[-]	[MNm/rad]
Schotter	1,50	0,00	0,80	10,0	37,50	12,83	80,0	0,30	183.924	274,0	0,30	630.004	50,0	0,35	433.282
	2,30	0,80				13,44			181.452			621.536			498.494
Geschiebemergel (w-st) / RSV		0,80	2,30	10,0	27,50	13,44	37,5 *	0,38	75.863	173,7	0,38	351.465	30,0	0,49	381.202
	4,60	3,10				14,64 **			97.990			453.975			492.385
Geschiebe-mergel (st) / RSV		3,10	4,40	11,0	30,00	14,64	45,0 *	0,38	117.588	187,6	0,38	490.155	30,0	0,49	492.385
	9,00	7,50				15,44 **			138.007			575.269			577.886
Geschiebe-mergel (st)		7,50	3,40	11,0	32,50	15,44	35,0	0,40	95.512	168,3	0,40	459.279	20,0	0,49	385.257
	12,40	10,90				17,61			141.597			680.884			571.146
Geschiebe-mergel S-Bd. (st-hf)		10,90	1,40	11,0	32,50	17,61	50,0	0,40	202.281	195,0	0,40	788.895	40,0	0,49	1.142.292
	13,80	12,30				18,50			234.598			914.931			1.324.787
Geschiebemergel / Sand		12,30	5,10	11,0	35,00	18,50	60,0	0,40	281.517	223,0	0,40	1.046.083	50,0	0,49	1.655.984
	18,90	17,40				22,07			478.004			1.776.203			2.811.787
Geschiebemergel st - hf		17,40	1,10	12,0	35,00	22,07	60,0	0,40	478.004	223,0	0,40	1.776.203	50,0	0,49	2.811.787
	20,00	18,50				22,84			529.808			1.968.702			3.116.519
Geschiebemergel hf - f		18,50	15,10	12,0	35,00	22,84	80,0	0,40	706.411	274,0	0,40	2.419.705	60,0	0,49	3.739.823
	35,10	33,60				33,42			2.211.329			7.574.576			11.707.037

\* Erhöhung wg. Baugrundverbesserung mit RSV

\*\* Begrenzung wg. Baugrundverbesserung mit RSV

**k<sub>φstat,min</sub> = 75.863 MNm/rad**

**k<sub>φdyn,min</sub> = 351.465 MNm/rad**

**k<sub>φdyn,min</sub> = 381.202 MNm/rad**

**Baugrundverbesserung (RSV)**  
 Tiefe  
 Überstand über Fundamentradius

ja  
 9,00 [m u GOK]  
 2 [m]

$$k_{\phi,i} = E_{s,i} \cdot \frac{4}{3} \cdot r_i^3 \cdot \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{(1 + \nu)(1 - \nu)^2}$$

$$k_{\phi,dyn} = G_{d,i} \cdot \frac{8}{3} \cdot r_i^3 \cdot \frac{1}{(1 - \nu)}$$

## Windpark Elsdorf III - Errichtung von zwei Windenergieanlagen vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

WEA-2 - Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (DIN4019 - Verdrehung nach Kany)

**Eingabedaten:**

Fundamentradius - außen	12,90	[m]
Fundamentradius - innen	4,93	[m]
Ersatzradius r' äquivalenter Kreis	12,83	[m]
Breite b quadratisches Ersatzfundament	22,48	[m]

**Mindestanforderungen:**

Drehfedersteifigkeit, statisch	$k_{\phi,stat}$	75.000	[MNm/rad]
Drehfedersteifigkeit, dynamisch	$k_{\phi,dyn}$	300.000	[MNm/rad]

Schicht	Unterkante Schicht z [m u. FUK]	Schichtmächtigkeit [m]	Bodenwichten $\gamma/\gamma'$ [kN/m³]	Tiefe z/b [-]	Verdrehungsbeiwert $f_{a,i}$ (DIN4019) [-]	Steifemodul statisch $E_{s,stat}$ [MN/m²]	Querkontr.-zahl $\nu_{stat}$ [-]	Rechenmodul statisch $E^*_{stat}$ [MN/m²]	$f_{ai} - f_{ai-1}/E_i^*$ [-]	Steifemodul dynamisch $E_{s,dyn}$ [MN/m²]	Querkontr.-zahl $\nu_{stat}$ [-]	Rechenmodul dynamisch $E^*_{stat}$ [MN/m²]	$f_{ai} - f_{ai-1}/E_i^*$ [-]
Schotter	0,00	0,80	10,0	0,04	0,47	80,0	0,30	65,3	0,0072	274,0	0,30	223,7	0,0021
	0,80												
Geschiebemergel (w-st) /	0,80	2,30	10,0	0,14	1,23	37,5 *	0,38	23,4	0,0325	173,7	0,38	108,5	0,0070
	3,10												
Geschiebemergel (st) /	3,10	4,40	11,0	0,33	2,30	45,0 *	0,38	28,1	0,0380	187,6	0,38	117,1	0,0091
	7,50												
Geschiebemergel (st)	7,50	3,40	11,0	0,48	2,77	35,0	0,40	19,4	0,0241	168,3	0,40	93,5	0,0050
	10,90												
Geschiebemergel S-Bd.	10,90	1,40	11,0	0,55	2,90	50,0	0,40	27,8	0,0048	195,0	0,40	108,3	0,0012
	12,30												
Geschiebemergel / Sand	12,30	5,10	11,0	0,77	3,25	60,0	0,40	33,3	0,0106	223,0	0,40	123,9	0,0028
	17,40												
* Erhöhung wg. Baugrundverbesserung mit RSV									$\sum f_{ai} - f_{ai-1}/E_i^*$	0,1171		$\sum f_{ai} - f_{ai-1}/E_i^*$	0,0273

$$k_{\phi} = (r \cdot \sqrt{\pi})^3 \cdot \frac{1}{\frac{f_{a,1}}{E_1^*} + \sum_{i=2}^n \frac{f_{a,i} - f_{a,i-1}}{E_i^*}}$$

$k_{\phi,stat} = 100.444 \text{ MNm/rad}$

$k_{\phi,dyn} = 430.796 \text{ MNm/rad}$

## Windpark Elsdorf III - Errichtung von zwei Windenergieanlagen vom Typ Nordex N149/5.X

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung  
WEA-2 - Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (Setzungsdifferenz)

### Eingabedaten:

Fundamentradius - außen  $r_a = 12,90$  [m]  
Fundamentradius - innen  $r_i = 4,93$  [m]

### Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch  $k_{\phi,stat} = 75.000$  [MNm/rad]  
Drehfedersteifigkeit, dynamisch  $k_{\phi,dyn} = 300.000$  [MNm/rad]

Momentenbelastung  $M = 172.618$  [kNm]  
Setzungsdifferenz aus Setzungsberechnung  $\Delta s = 4,58$  cm  
Verdrehung  $1 : 563,319$

Momentenbelastung  $M = 172.618$  [kNm]  
Setzungsdifferenz  $\Delta s = 1,06$  cm

$$k_{\phi,stat} = 97.239 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\phi} = \frac{M}{\alpha(M,V)} \text{ mit } \alpha = \frac{\Delta s}{D}$$

$$k_{\phi,dyn} = 420.146 \text{ MNm/rad}$$

## Windpark Elsdorf III

### Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X

#### Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

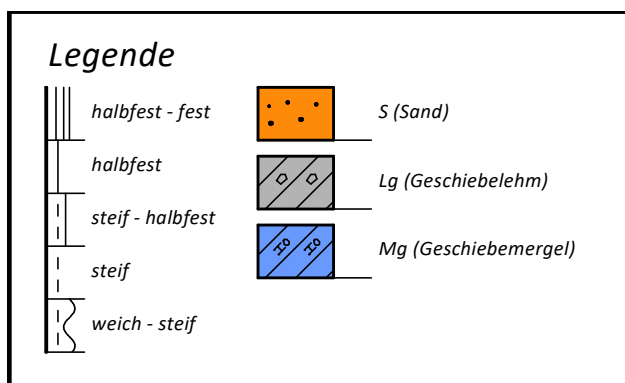
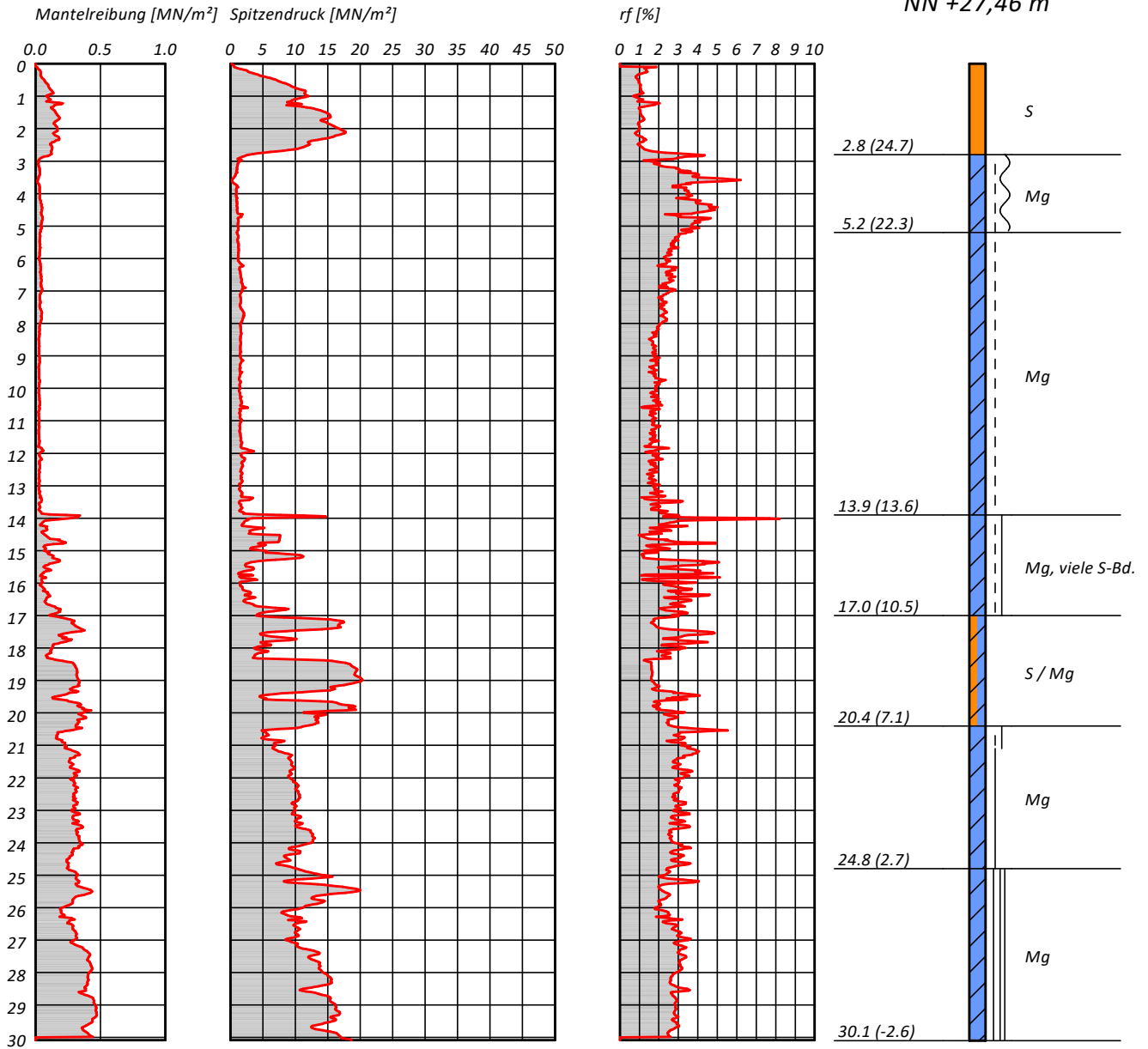
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

**CPT-101**

NN +27,46 m

aus CPT-101

NN +27,46 m





## Windpark Elsdorf III

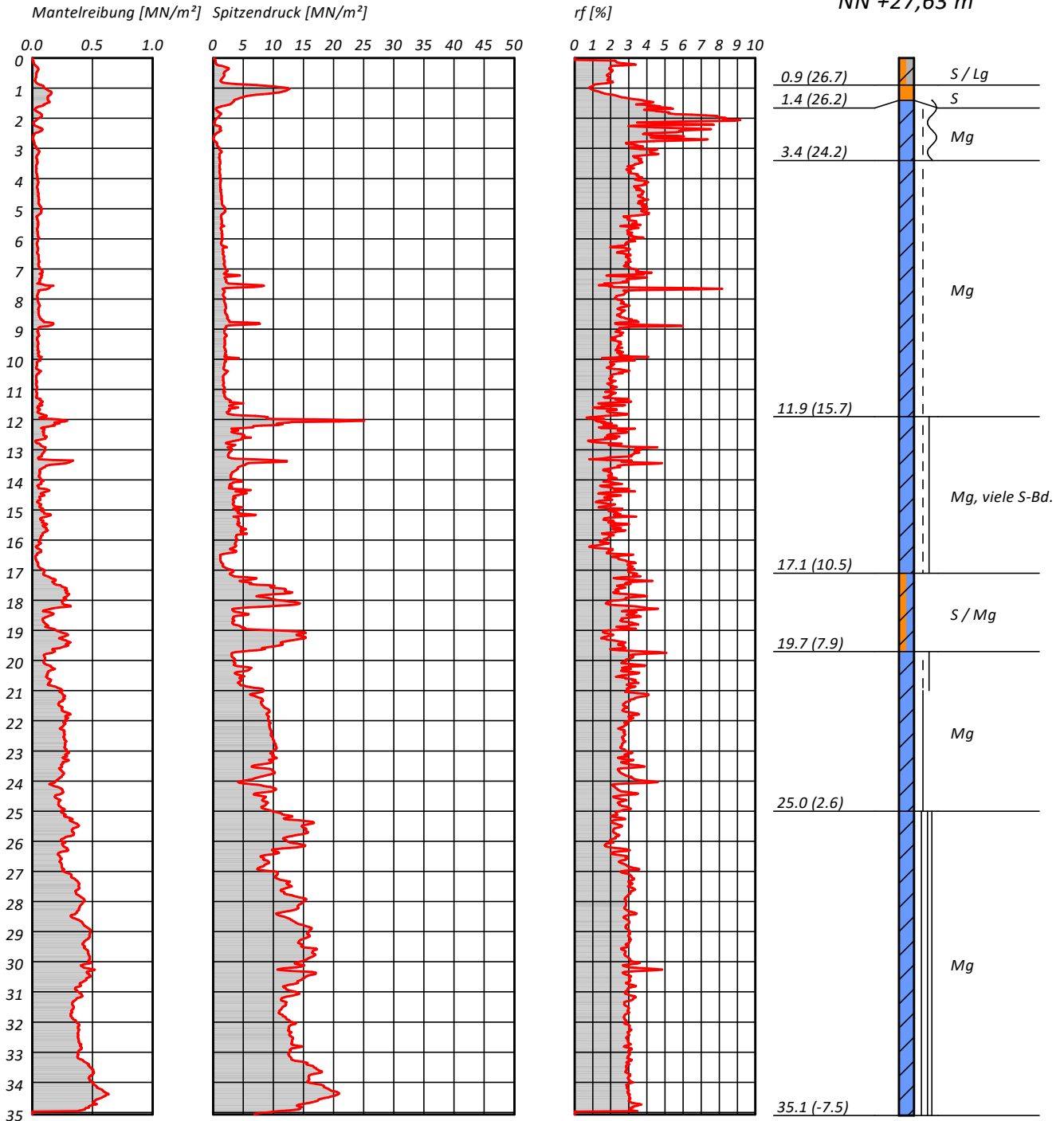
### Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X

#### Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen  
**CPT-102**

NN +27,63 m

aus CPT-102  
 NN +27,63 m



#### Legende

	halbfest - fest		S (Sand)
	halbfest		Lg (Geschiebelehm)
	steif - halbfest		Mg (Geschiebemergel)
	steif		
	weich - steif		

## Windpark Elsdorf III

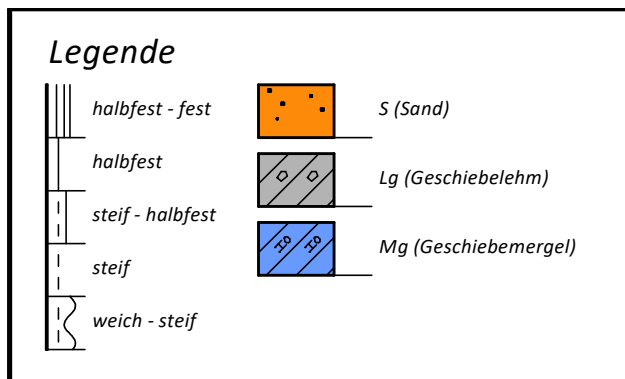
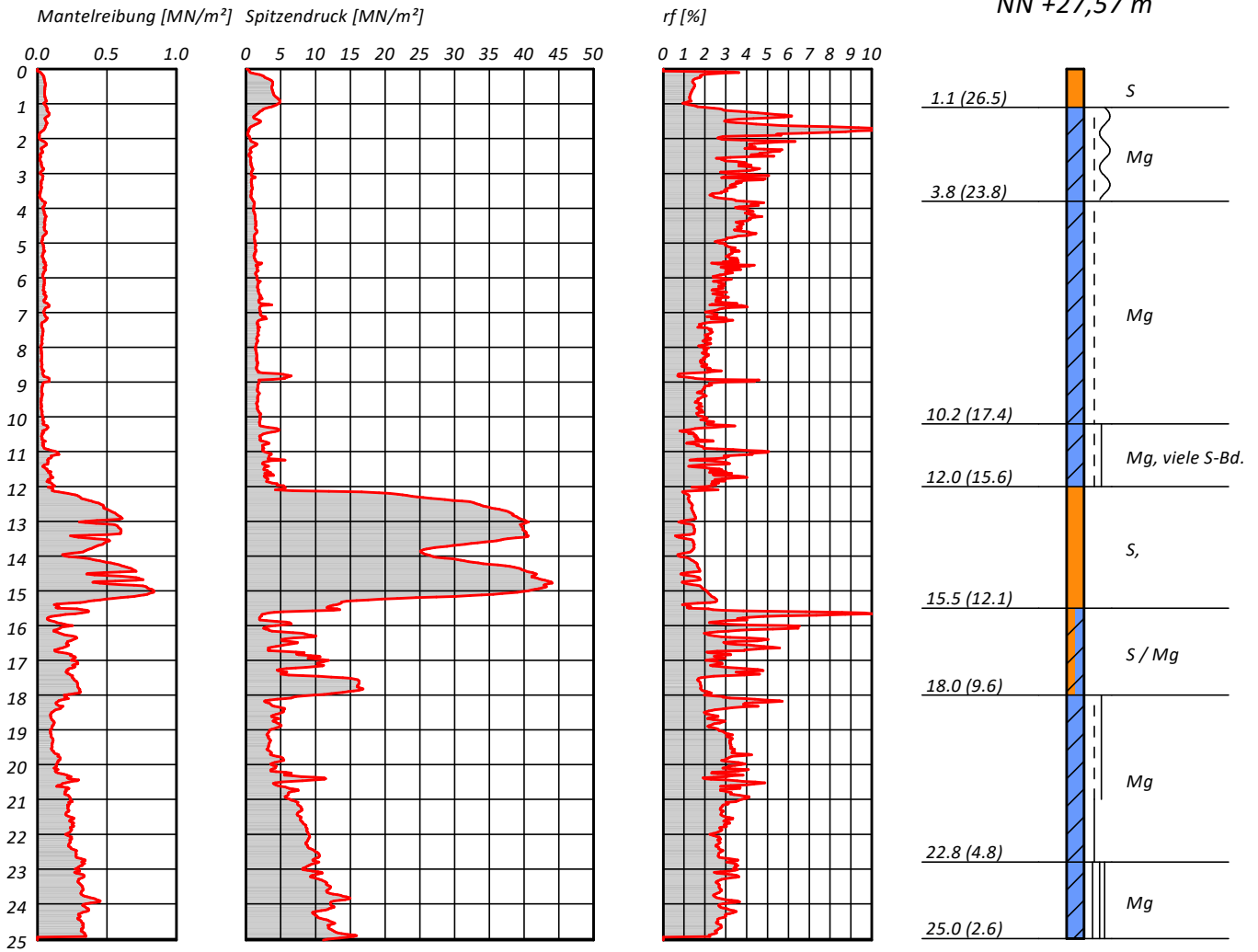
### Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X

#### Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen  
**CPT-103**

NN +27,57 m

aus CPT-103  
 NN +27,57 m



## Windpark Elsdorf III

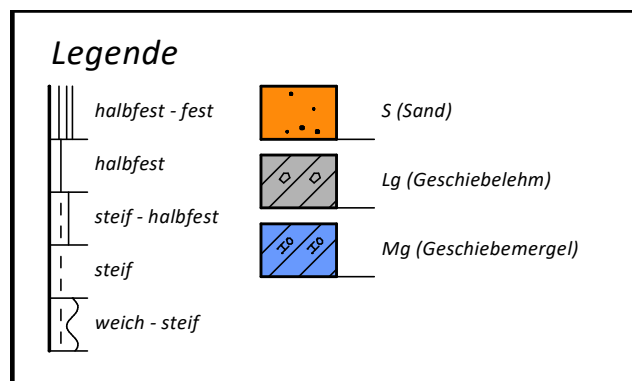
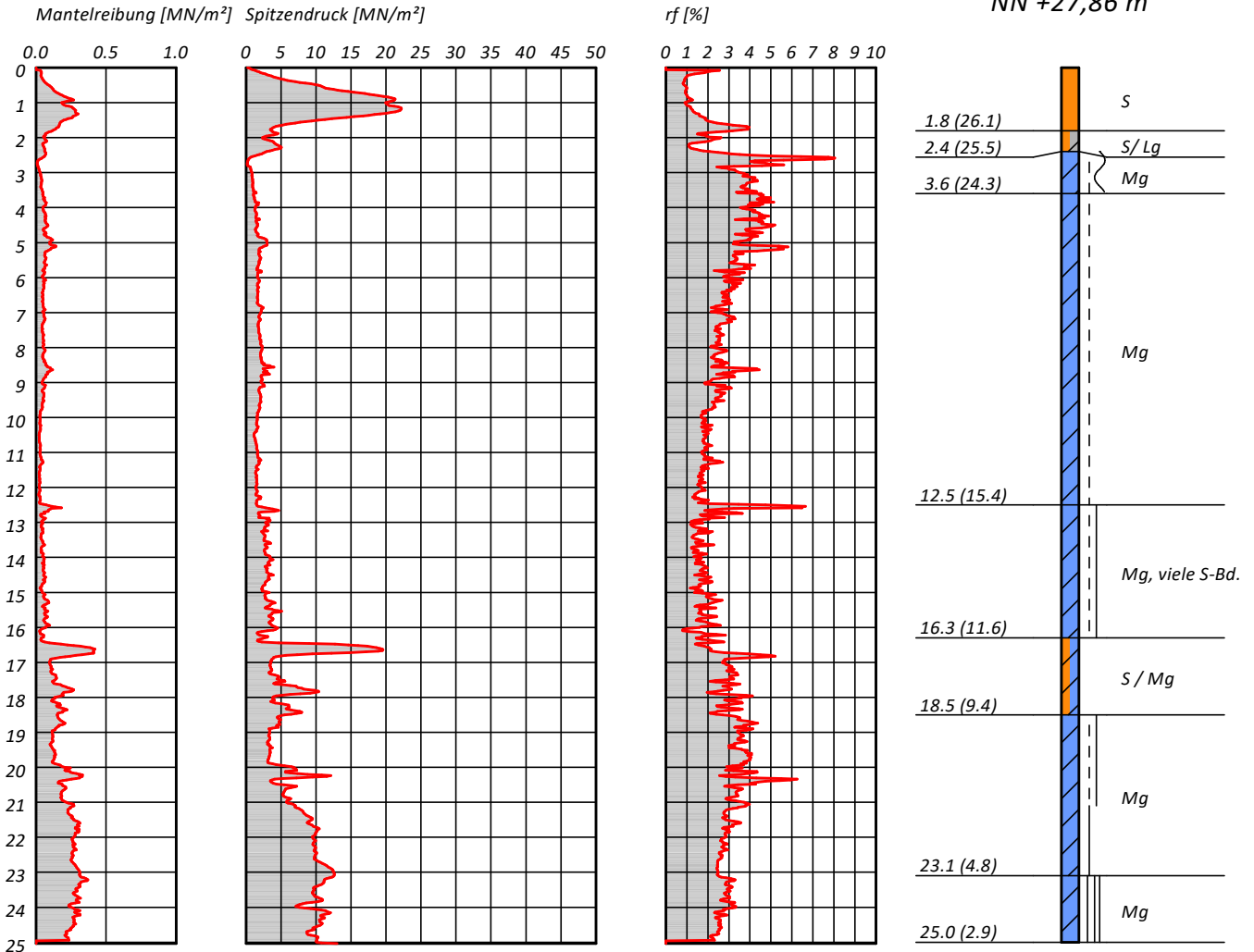
### Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X

#### Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen  
**CPT-104**

NN +27,86 m

aus CPT-104-K  
 NN +27,86 m



## Windpark Elsdorf III

### Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X

#### Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

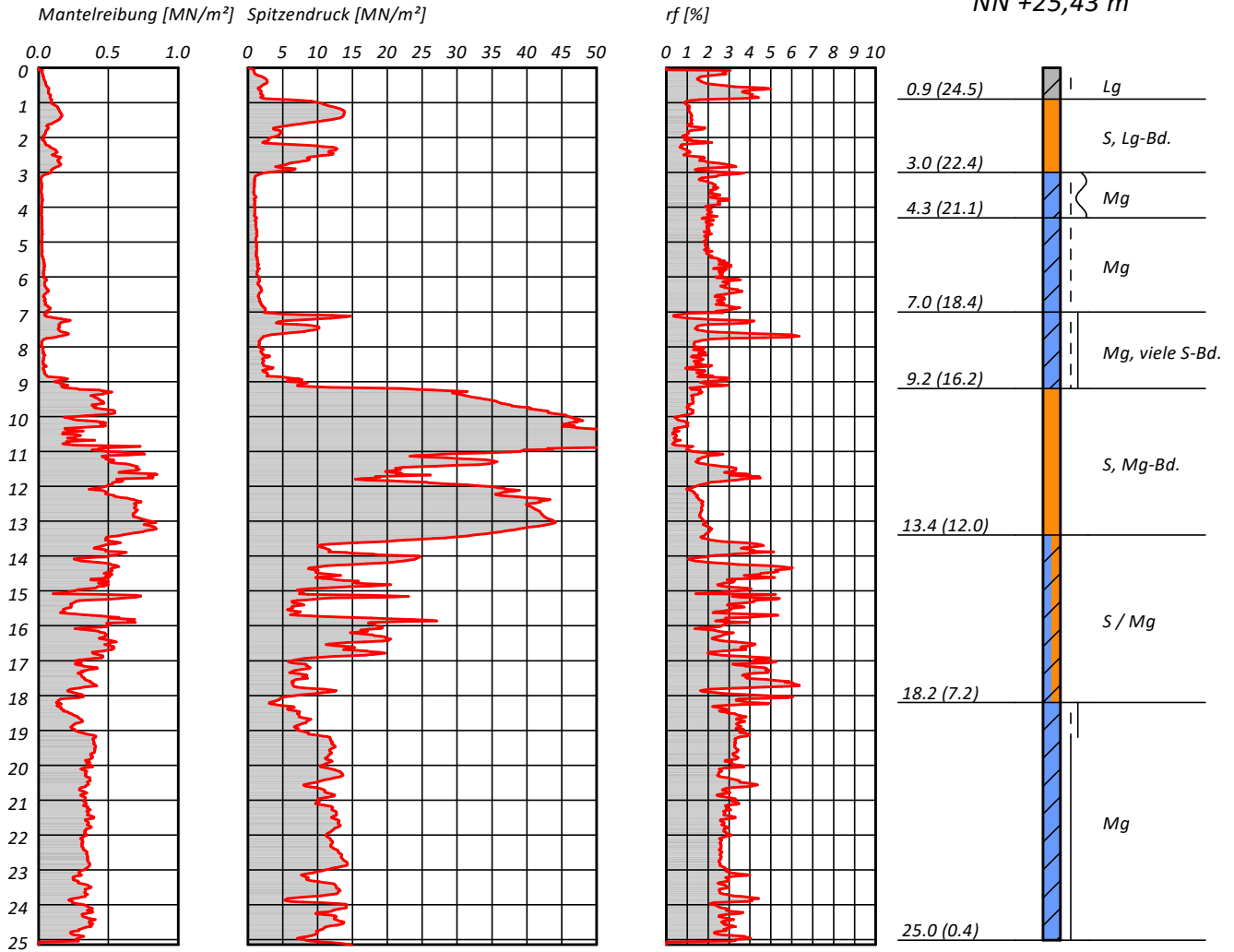
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

**CPT-201**

NN +25,43 m

aus CPT-201

NN +25,43 m



### Legende

<ul style="list-style-type: none"> <li>— halbfest</li> <li>— steif - halbfest</li> <li>— steif</li> <li>— weich - steif</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li> S (Sand)</li> <li> Lg (Geschiebelehme)</li> <li> Mg (Geschiebemergel)</li> </ul>	
--	--	--

## Windpark Elsdorf III

### Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X

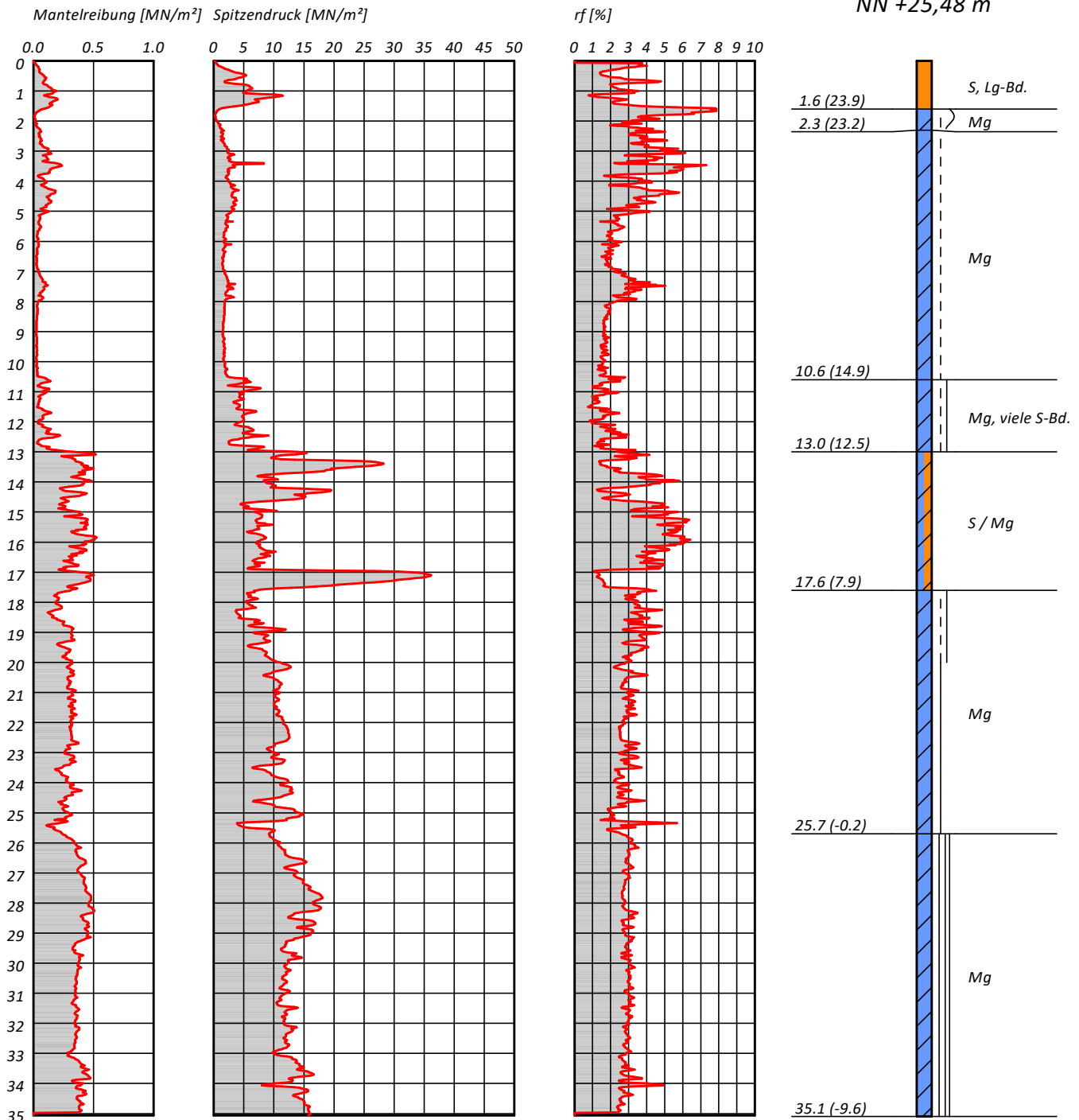
#### Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen  
**CPT-202**

NN +25,48 m

aus CPT-202

NN +25,48 m



#### Legende

- |  |                  |  |                      |
|--|------------------|--|----------------------|
|  | halbfest - fest  |  | S (Sand)             |
|  | halbfest         |  | Lg (Geschiebelehm)   |
|  | steif - halbfest |  | Mg (Geschiebemergel) |
|  | steif            |  |                      |
|  | weich - steif    |  |                      |

## Windpark Elsdorf III

### Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X

#### Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

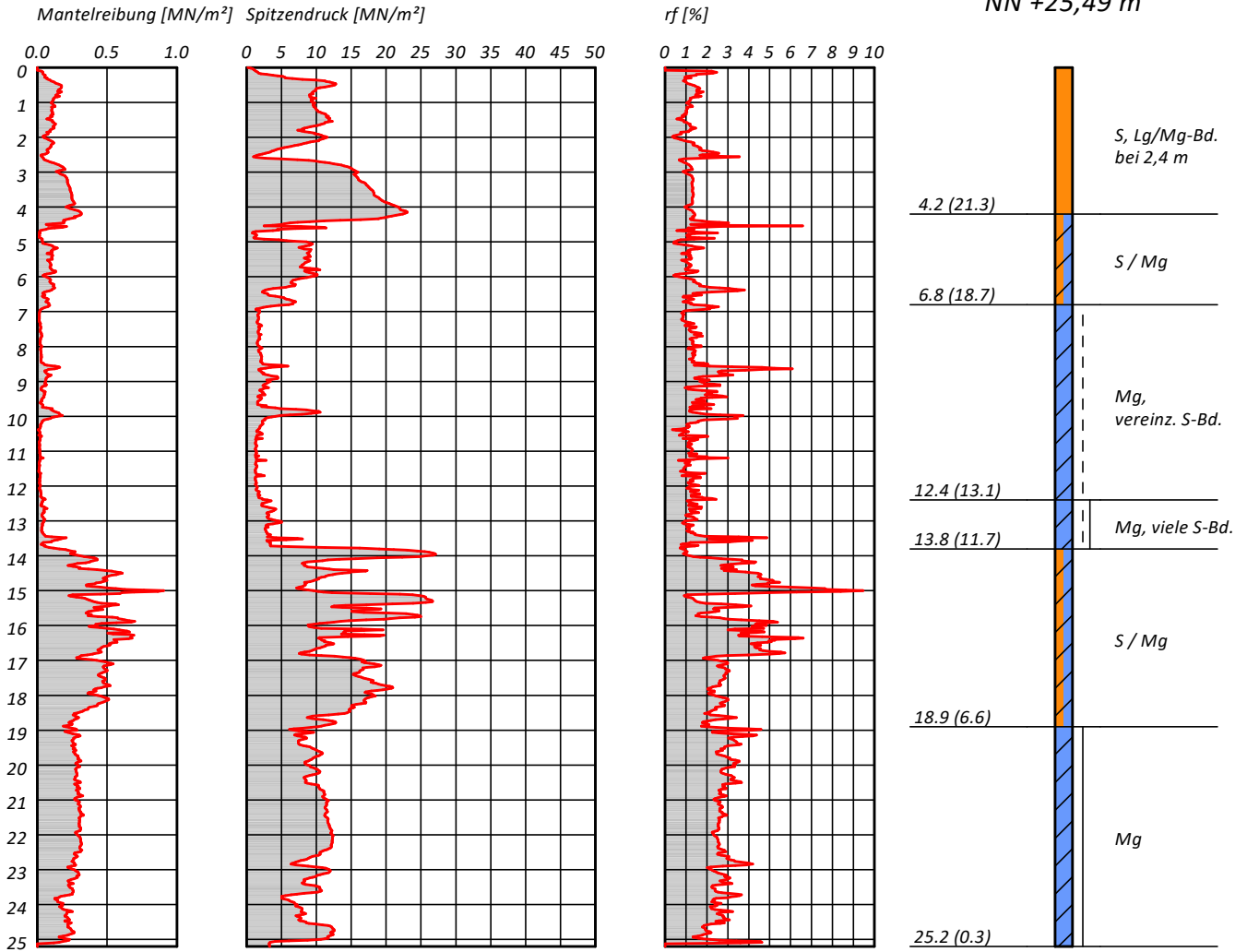
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

**CPT-203**

NN +25,49 m

aus CPT-203

NN +25,49 m



### Legende

<div style="margin-bottom: 5px;">    halbfest</div> <div style="margin-bottom: 5px;">    steif - halbfest</div> <div style="margin-bottom: 5px;">    steif</div>	<div style="margin-bottom: 5px;"> S (Sand)</div> <div style="margin-bottom: 5px;"> Lg (Geschiebelehm)</div> <div style="margin-bottom: 5px;"> Mg (Geschiebemergel)</div>	
--	--	--

## Windpark Elsdorf III

### Errichtung von zwei Windenergieanlagen des Typs Nordex N149/5.X

#### Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen  
 CPT-204

NN +25,93 m

aus CPT-204  
 NN +25,93 m

