

**WPW Geoconsult Südwest GmbH**  
Büro Landstuhl  
Raiffeisenstraße 21  
66849 Landstuhl

Telefon 06371/49 96-0  
Telefax 06371/49 96-20  
E-Mail [landstuhl@wpwgeo-sw.de](mailto:landstuhl@wpwgeo-sw.de)  
[www.wpwgeo-sw.de](http://www.wpwgeo-sw.de)

# Geotechnischer Bericht

---

**Objekt:** **Windpark Gollenberg  
WEA 1 – WEA 7 (Vestas V 126)**

**Tektur der WEA 3 auf  
V 162 MW 5.6 NH 166**

**Auftraggeber:** **juwi AG  
Energie-Allee 1  
55286 Wörrstadt**

**Auftrag Nr.:** **15.91575.1**

**Datum:** **30.09.2020**

91575\_01 WEA1-WEA 7\_Tektur.docx

## INHALTSVERZEICHNIS

1	Einführung	1
2	Vorhandene Unterlagen und Beschreibung der Baumassnahme	1
3	Beschreibung der Baugrundverhältnisse	4
3.1	Geländebeschreibung, Geologischer Überblick, Aufschlussprogramm	4
3.2	Bodenverhältnisse	4
3.2.1	Bodenverhältnisse bei der WEA 1	4
3.2.2	Bodenverhältnisse bei der WEA 2	5
3.2.3	Bodenverhältnisse bei der WEA 3	5
3.2.4	Bodenverhältnisse bei der WEA 4	6
3.2.5	Bodenverhältnisse bei der WEA 5	7
3.2.6	Bodenverhältnisse bei der WEA 6	7
3.2.7	Bodenverhältnisse bei der WEA 7	8
3.3	Grundwasserverhältnisse	8
3.4	Bodengruppen, Bodenklassen und Frostempfindlichkeitsklassen	9
3.5	Bodenkenngrößen	10
3.6	Erdbebenzone	14
4	Gründungsmassnahmen	14
4.1	Gründung der WEA 1, WEA 2, WEA 4, WEA 5, WEA 6, WEA 7	14
4.2	Gründung der WEA 3	16
5	Ausführungshinweise	17
5.1	Hinweise zur Baugrube	17
5.2	Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen	18
5.3	Hinweise zum Herstellen der Schottersäulen	18
5.4	Verfüllen von Leitungsgräben	19
6	Hinweise zu den Kranstellflächen	19

## ANLAGEN

0	Legende
1	Übersichtslageplan
2	Schnitte, Lageskizze
3	Berechnungen
4	Laborversuche
5	Fotos der Kernbohrungen

## VERTEILER

juwi AG  
Energie-Allee 1  
55286 Wörrstadt  
Per E-mail:

1-fach + PDF  
[susemichel@juwi.de](mailto:susemichel@juwi.de)

## 1 EINFÜHRUNG

Im Windpark Gollenberg ist die Errichtung von 6 Windenergieanlagen (WEA 1, WEA 2, WEA 4, WEA 5, WEA 6 und WEA 7) vom Typ Vestas V 126 mit einer Nabenhöhe von 137 m sowie 1 Windenergieanlage (WEA 3) vom Typ Vestas V 162 MW 5.6 mit einer Nabenhöhe von 166 m vorgesehen. Ursprünglich waren 7 Anlagen (WEA 1-7) vom Typ Vestas V 126 mit einer Nabenhöhe von 137 m geplant.

**WPW Geoconsult Südwest GmbH** wurde mit der Anpassung des Geotechnischen Berichtes auf den aktuellen Anlagentyp beauftragt.

## 2 VORHANDENE UNTERLAGEN UND BESCHREIBUNG DER BAUMASSNAHME

Für die Ausarbeitung des Berichtes standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- [1] Übersichtslageplan, M 1 : 25.000
- [2] Lageplan M 1 : 2500, Ausführungsplanung, 10.08.2015
- [3] Fundamentdatenblatt V 126 3,3MW NH 137 GWS in UK Fundament, 26.09.2014
- [4] Fundamentdatenblatt V 126 3,3MW NH 137 GWS in OK Gelände
- [5] V 126 3,3MW 137 statische Berechnung für Fundament mit und ohne Auftrieb, 05.12.2014
- [6] 04-04.03\_FAD\_V126\_HH169-166\_DE\_T20\_005\_XX\_X\_Schalplan\_a(15551).pdf, 08.01.2020, Max Bögl
- [7] Geologische Übersichtskarte 1 : 200.000, CC 7110 Mannheim

Geplant ist die Errichtung von 6 Windenergieanlagen (**WEA 1, WEA 2, WEA 4, WEA 5, WEA 6, WEA 7**) vom Typ Vestas V 126 mit einer Nabenhöhe von 137 m. Gemäß den Unterlagen [3] und [4] können die Anlagen bei geeigneten Bodenverhältnissen flach mit einem Kreisfundament gegründet werden. Bezugsebene ist die Geländeoberkante am Fundamentmittelpunkt, die mit der Kote  $\pm 0,00$  m belegt ist. Bei dem Anlagenfundament mit Auftriebswirkung beträgt der Durchmesser 27,6 m, bei dem Fundament ohne Auftriebswirkung 22,3 m. Beide Fundamente weisen eine Gesamthöhe von 3,16 m auf. Die Fundamentsohle liegt planmäßig 2,85 m unter der Geländeoberkante ( $\Rightarrow$  Kote – 2,85 m). Die planmäßige Gründungshöhe ist demnach Kote – 2,85 m. Im Mittelteil des Fundamentes liegt die Gründungssohle auf der Kote -3,10 m.

Das Fundament wird im Endzustand bis zur Geländeoberfläche (Kote  $\pm 0,00$ ) überschüttet. Die Bodenauflast des Fundamentes muss eine Trockenwichte  $\gamma \geq 16,2 \text{ kN/m}^3$  aufweisen.

Gemäß der Unterlage [5] muss der Baugrund folgende Mindestanforderungen erfüllen:

**statische Drehfedersteifigkeit:  $k_{\phi, \text{stat}} = 17.600 \text{ MNm/rad}$**

**dynamische Drehfedersteifigkeit:  $k_{\phi, \text{dyn}} = 80.000 \text{ MNm/rad}$**

Der Baugrund muss bei einem **Fundament mit Auftrieb** eine plastische Bodenpressung von **113 kN/m<sup>2</sup>** und eine elastische Bodenpressung von **138 kN/m<sup>2</sup>** aufnehmen können.

Bei einem **Fundament ohne Auftrieb** muss der Baugrund geeignet sein, eine plastische Bodenpressung von **203 kN/m<sup>2</sup>** und eine elastische Bodenpressung von **239 kN/m<sup>2</sup>** aufzunehmen.

Gemäß der Unterlage [5] sind in der Sohlfuge eines **Fundamentes mit Auftrieb** folgende maximale charakteristische Lasten zu berücksichtigen:

*Tabelle 1: Charakteristische Fundamentlasten bezogen auf UK Fundament,*

Belastung	Lastfall GZT	Lastfall GZG
<b>Vertikallast V:</b>	22.223 kN	23.683 kN
<b>Moment M:</b>	149.056 kNm	80.456 kNm

Für ein **Fundament ohne Auftrieb** sind gemäß der Unterlage [5] in der Sohlfuge des Fundamentes folgende maximale charakteristische Lasten zu berücksichtigen:

*Tabelle 2: Charakteristische Fundamentlasten bezogen auf UK Fundament,*

Belastung	Lastfall GZT	Lastfall GZG
<b>Vertikallast V:</b>	28.139 kN	29.228 kN
<b>Moment M:</b>	149.056 kNm	80.456 kNm

Weiterhin ist die Errichtung von 1 Windenergieanlage (**WEA 3**) vom Typ Vestas V 162 mit einer Nabenhöhe von 166 m vorgesehen.

Gemäß der Unterlage [6] kann die Anlage flach mit einem Kreisfundament gegründet werden. Bezugsebene ist die Geländeoberkante am Fundamentmittelpunkt, die mit der Kote  $\pm 0,00$  m belegt ist. Bei dem Anlagenfundament ohne Auftriebswirkung beträgt der Durchmesser 24,5 m. Das Fundament weist eine Gesamthöhe von 2,9 m auf. Das Fundament ragt 2,46 m über die Geländeoberkante. Die Fundamentsohle liegt planmäßig auf Kote -0,44 m.

Der maximal zulässige Grundwasserspiegel liegt bei einer maximalen Überschüttung auf der Kote  $\pm 0,00$  m. Das Fundament wird im Endzustand bis zur Kote + 2,36 m überschüttet. Die Bodenauflast des Fundamentes muss eine Trockenwichte  $\gamma \geq 18 \text{ kN/m}^3$  aufweisen.

Gemäß der Unterlage [6] muss der Baugrund folgende Mindestanforderungen erfüllen:

**statische Drehfedersteifigkeit:  $k_{\phi, \text{stat}} = 40.000 \text{ MNm/rad}$**

**dynamische Drehfedersteifigkeit:  $k_{\phi, \text{dyn}} = 200.000 \text{ MNm/rad}$**

Die maximale Schiefstellung infolge Baugrundsetzungen in 25 Jahren darf  $\Delta s = 3 \text{ mm/m}$  nicht überschreiten. Der Baugrund muss im Lastfall BS-P eine maximale charakteristische Kantenpressung von  $286,6 \text{ kN/m}^2$  und im Lastfall BS-A eine maximale charakteristische Kantenpressung von  $360,3 \text{ kN/m}^2$  aufnehmen können.

Gemäß der Unterlage [6] sind in der Sohlfuge der Gründung folgende maximale charakteristische Lasten zu berücksichtigen:

*Tabelle 3: Charakteristische Fundamentlasten bezogen auf UK Fundament*

Belastung	Lastfall BS-P	Lastfall BS-A
<b>Vertikallast V:</b>	38.107 kN	38.147 kN
<b>Horizontallast H</b>	1.375 kNm	1.650 kNm
<b>Moment M:</b>	218.788 kNm	262.685 kNm

### **3 BESCHREIBUNG DER BAUGRUNDVERHÄLTNISSE**

#### **3.1 Geländebeschreibung, Geologischer Überblick, Aufschlussprogramm**

Die Standorte der Windkraftanlagen befinden sich in landwirtschaftlich genutzten Flächen. Die Geländeoberfläche ist an allen Standorten schwach geneigt. Der Standort der WEA 3 liegt in einer Geländemulde.

Die Standorte der Anlagen befinden sich gemäß der Unterlage [6] im Verbreitungsgebiet von Löss und fluviatilen Ablagerungen.

Zur Erkundung der Baugrundverhältnisse wurden an jedem Anlagenstandort je 1 gewerbliche Kernbohrung bis 22 m Tiefe sowie 3 Drucksondierungen (CPT) bis maximal 22 m Tiefe ausgeführt.

Die Lage der Aufschlusspunkte ist den Lageskizzen der Anlage 2 zu entnehmen. Die Aufschlussprofile sind in der Anlage 2 in Schnitten dargestellt. Höhenmäßiger Bezug erfolgte zur Geländehöhe am Fundamentmittelpunkt (Kote  $\pm 0,00$  m), welcher bauherenseits ausgepflockt war.

#### **3.2 Bodenverhältnisse**

##### **3.2.1 Bodenverhältnisse bei der WEA 1**

Die Bohrung BK 1 schloss unter 40 cm mächtigem Oberboden bis 1,8 m Tiefe Lösslehm als schluffigen Ton halbfester Konsistenz mit brauner Farbe auf. Unterlagernd folgt bis 10 m Tiefe beiger Schluff halbfester Konsistenz, bei dem es sich um Löss handelt.

Zwischen 10 m und 20,4 m durchörtert die Bohrung Feinsand und Feinmittelsand weißgrauer, an der Basis oliver Farbe. Unterhalb 20,4 m bis zur Bohrendtiefe von 22 m wurde stark sandiger Schluff in oliver Farbe angetroffen.

Die Drucksondierungen zeigen im Lösslehm und im Löss bis in Tiefen zwischen ca. 6 m und 8 m Eindringwiderstände von ca.  $q_c \leq 5$  MPa. Unterhalb dieser Tiefen ist ein Abfall des Spitzenwiderstandes bis auf Werte  $< 1$  MPa zu beobachten. In der Kernbohrung bildete sich dieser Rückgang allerdings nicht ab. Er ist. U. U. durch eine Auflockerung des Löss infolge einer temporären Schichtwasserführung bedingt.

Ab ca. 9 m bis 9,5 m steigt der Spitzenwiderstand abrupt auf einen Wert  $> 30$  MPa an. Aufgrund der Sondiererergebnisse kann dem ab 10 m Tiefe aufgeschlossenen Sand eine dichte Lagerung zugewiesen werden.

### 3.2.2 Bodenverhältnisse bei der WEA 2

Die Bohrung BK 2 schloss unter 30 cm mächtigem Oberboden bis 12 m Tiefe sandigen bis stark sandigen Löss und Lösslehm auf. Der Löss ist von überwiegend steifer und untergeordnet von steifer bis halbfester und halbfester Konsistenz. Unterlagert wird der Löss bis 15 m Tiefe von verbackenem Sand. Hinsichtlich seiner Festigkeit hat dieser Sand die Eigenschaften eines stark verwitterten Sandsteins und wurde deshalb in den Aufschlussprofilen als Festgestein dargestellt. Unter dem verbackenen Sand wurde bis 17 m Tiefe leicht- und mittelplastischer Ton mit steifer und steifer bis halbfester Konsistenz aufgeschlossen. Bis zur Endteufe von 22 m steht sandiger Schluff mit weicher, steifer und halbfester Konsistenz an. Da sich die weiche Konsistenz in der Drucksondierung nicht abbildet, ist davon auszugehen, dass sie durch den Bohreinfluss in Verbindung mit Grundwasser bedingt ist.

Die Drucksondierungen zeigen im steifen und steifen bis halbfesten Löss bis ca. 9,5 m Tiefe Eindringwiderstände von ca.  $q_c = 1,5 - 10$  MPa. Überwiegend liegen die Eindringwiderstände bis in diese Tiefe jedoch zwischen ca.  $q_c = 2,5 - 6$  MPa.

Alle 3 Sondierungen zeigen bei ca. 9,5 m Tiefe einen starken Anstieg des Spitzendruckes. Die CPT 2.2 und 2.3 endeten in dieser Tiefe. Es ist anzunehmen, dass sie auf dem verbackenen Sand zum Stehen gekommen sind. In der CPT 2.1 steigt der Spitzendruck bei ca. 9,7 m Tiefe auf ca.  $q_c = 72,5$  MPa an und fällt danach stark bis auf ca.  $q_c = 10$  MPa ab. Bis ca. 11 m Tiefe variiert der Spitzendruck sehr unregelmäßig zwischen ca.  $q_c = 2 - 25$  MPa. Darunter bis ca. 12,3 m Tiefe liegt der Spitzendruck bei ca.  $q_c = 2,5$  MPa. Bis ca. 15 m Tiefe liegt der Spitzendruck zwischen ca.  $q_c = 12,5 - 17,5$  MPa. Bis zur Endteufe von 22 m variiert er zwischen ca.  $q_c = 15 - 40$  MPa.

### 3.2.3 Bodenverhältnisse bei der WEA 3

Mit der BK 3 wurde unter 40 cm Oberboden bis 5,9 m Tiefe der Löss als sandiger bis stark sandiger Schluff aufgeschlossen.

Die Konsistenz ist bis 2,4 m Tiefe halbfest, bis 4,5 m steif und bis 5,9 m Tiefe weich bis steif. Der Löss wird bis 9,6 m Tiefe von Sandstein (verbackener Sand) unterlagert. Darunter folgt eine 10 cm dicke Schicht aus einem stark sandigen Schluff mit steifer Konsistenz.

An den Schluff schließt sich bis 11,1 m Tiefe Fein- bis Mittelsand, schwach schluffig an. Bis zur Endteufe von 22 m wurde Feinsand schluffig bis Schluff stark sandig angetroffen.

Die Drucksondierungen zeigen im Löss bis ca. 6 m Tiefe Eindringwiderstände von ca.  $q_c = 1 - 13$  MPa. In den Sondierungen CPT 3.2 und 3.3 steigen darunter die Spitzendrücke sehr stark an. In diesen Sondierungen konnte in 7 m bzw. 8,7 m Tiefe kein Sondierfortschritt mehr erzielt werden. Es ist anzunehmen, dass diese Sondierungen auf dem verbackenen Sand zum Stehen gekommen sind. In der CPT 3.1 steigt der Spitzendruck ab 6 m Tiefe bis ca. 8 m Tiefe unregelmäßig bis auf ca.  $q_c = 43$  MPa an. Bis zur Endteufe von 22 m variiert der Spitzendruck zwischen ca.  $q_c = 10 - 35$  MPa.

#### 3.2.4 Bodenverhältnisse bei der WEA 4

Die BK 4 schloss unter 30 cm Oberboden bis 10,3 m Tiefe Löss auf, bei dem es sich um sandigen Schluff handelt. Der Schluff weist bis 7,5 m Tiefe eine steife bis halbfeste, bis 9 m Tiefe eine weiche, bis 9,5 m Tiefe eine steife bis halbfeste und darunter bis 10,3 m Tiefe eine halbfeste Konsistenz auf. Unterlagert wird der Löss bis 11,9 m Tiefe von Sand, kiesig, schwach schluffig. Darunter folgt bis 13,5 m Tiefe Sandstein (verbackener Sand). Unterlagert wird der Sandstein bis 14,9 m Tiefe von Mittel- bis Feinsand, schwach schluffig. Bis 21,5 m Tiefe steht wieder der Sandstein an. Unterlagert wird dieser bis zur Endteufe von 22 m von Mittel- bis Feinsand, schwach schluffig bis schluffig mit halbfester Konsistenz.

Die Drucksondierungen zeigen recht einheitlich bis ca. 9 m Tiefe Spitzendrücke zwischen ca.  $q_c = 1 - 10$  MPa, aber überwiegend zwischen  $q_c = 4 - 8$  MPa. Ab ca. 9 m Tiefe steigen in allen Sondierungen die Spitzendrücke sehr stark an. In den Sondierungen CPT 4.1 und 4.2 wurde in ca. 9,5 m Tiefe kein Fortschritt mehr erzielt. Es ist anzunehmen, dass sie auf dem Sandstein zum Stehen gekommen sind. In der CPT 4.3 steigt der Spitzendruck bis ca. 9,5 m Tiefe bis auf ca.  $q_c = 66$  MPa an und fällt danach bis ca. 10 m Tiefe sehr stark bis auf ca.  $q_c = 15$  MPa ab. Nach einem steilen Anstieg bis auf ca.  $q_c = 43$  MPa fällt er bis ca. 10,8 m Tiefe auf ca.  $q_c = 2,5$  MPa ab.

Bis ca. 18,5 m Tiefe verläuft der Spitzendruck sehr unregelmäßig zwischen ca.  $q_c = 10 - 64$  MPa. Bis zur Endteufe von 22 m ist der Spitzendruck gering und liegt zwischen ca.  $q_c = 2 - 5$  MPa. Offensichtlich ist der Sand in dieser Tiefe stark aufgelockert.

### 3.2.5 Bodenverhältnisse bei der WEA 5

Die BK 5 schloss unter 30 cm Oberboden bis 11,4 m Tiefe den Löss als einen sandigen Schluff auf. Seine Konsistenz ist bis 3,1 m steif bis halbfest, bis 6,7 m steif, bis 6,9 m halbfest, bis 7,4 m steif bis halbfest, bis 9 m steif und bis 11,4 m weich. Unterlagert wird der Löss bis 11,7 m Tiefe von Mittel- bis Feinkies, stark sandig, schwach schluffig. Unter dem Kies steht bis 13,6 m Tiefe Sandstein (verbackener Sand) an. Bis zur Endteufe von 22 m wurde Mittel- bis Feinsand, schwach kiesig, schwach schluffig aufgeschlossen.

Die Drucksondierungen zeigen bis in Tiefen von ca. 8 m, 10 m und 11 m Spitzendrücke zwischen ca.  $q_c = 1 - 9$  MPa. Darunter steigen in allen Sondierungen die Spitzendrücke stark an. In der CPT 5.2 konnte in ca. 12,5 m Tiefe kein Sondierfortschritt mehr erzielt werden, es ist anzunehmen, dass sie auf dem Sandstein zum Stehen gekommen ist. In den Sondierungen CPT 5.1 und 5.2 variieren die Spitzendrücke bis ca. 15 m und 16 m zwischen ca.  $q_c = 15 - 55$  MPa. Bis zur Endteufe von 22 m liegen die Spitzendrücke zwischen ca.  $q_c = 5 - 40$  MPa.

### 3.2.6 Bodenverhältnisse bei der WEA 6

Die Bohrung BK 6 schloss unter 50 cm mächtigem Oberboden bis 7 m Tiefe schwach sandigen Schluff steifer bis halbfester Konsistenz auf, bei dem es sich um Löss handelt. Bis 7,6 m folgt schluffiger Sand rötlich brauner Farbe. Unter dem Sand steht bis 12 m Tiefe erneut Löss an, der bis 8,6 m eine weiche, darunter eine steife Konsistenz aufweist. Er enthält harte Kalkkonkretionen. Zwischen 12 m und 12,4 m steht wieder rötlich brauner Sand an.

Unterhalb 12,4 m bis zur Bohrendtiefe von 22 m wurde eine Abfolge aus Tonen und Schluffen aufgeschlossen, bei denen es sich um fluviatile Ablagerungen des Quartärs handelt. Der Ton weist eine mittlere bis ausgeprägte Plastizität auf.

Die Böden weisen bis etwa 14,5 m eine beige bis hellbraune Farbe auf, darunter sind sie oliv, z. T. grau-blau gefärbt. Zwischen 19 m und 19,4 m Tiefe ist eine Schicht aus zersetzter Braunkohle eingelagert, die sich durch ihre dunkelbraune Farbe abhebt.

Die Drucksondierungen zeigen bis in eine Tiefe von ca. 21 m überwiegend ein Spitzenwiderstand  $q_c < 10$  MPa. Horizontwiese steigt der Spitzenwiderstand aber bis auf Werte  $q_c = 35$  MPa an, was z. T. auf eingelagerte Sandhorizonte, z. T. auf harte Kalkkonkretionen im Löss zurückzuführen ist. Bei etwa 21 m Tiefe ist in allen Sondierungen ein merklicher Anstieg des Spitzenwiderstandes zu verzeichnen.

### 3.2.7 Bodenverhältnisse bei der WEA 7

Die Bohrung BK 7 schloss unter 30 cm Oberboden bis 10,3 m Tiefe den Löss als einen sandigen Schluff auf. Die Konsistenz ist bis 6 m Tiefe halbfest und bis 10,3 m steif. Unter dem Löss folgt bis 11,4 m Tiefe Sandstein (verbackener Sand). Bis zur Endteufe von 22 m wurde Mittel- bis Feinsand, schwach schluffig, z. T. schwach kiesig erbohrt.

In den Drucksondierungen variieren die Spitzendrücke bis ca. 7 m Tiefe zwischen ca.  $q_c = 3,5 - 12,5$  MPa. Unterlagernd sind die Spitzendrücke bis in eine Tiefe von ca. 8 m bis 8,5 m sehr niedrig und liegen zwischen ca.  $q_c = 1 - 2,5$  MPa. Darunter steigen in allen Sondierungen die Spitzendrücke sehr stark an. Die beiden Sondierungen CPT 7.1 und 7.3 erreichten in ca. 8,5 m und 9 m ihre Leistungsgrenze. Es ist anzunehmen, dass sie auf dem Sandstein (verbackener Sand) zum Stehen gekommen sind. In der CPT 7.2 fallen die Spitzendrücke danach wieder ab und liegen bis ca. 21 m zwischen ca.  $q_c = 3 - 48$  MPa. Bis zur Sondierendteufe von 22 m liegen sie bei ca.  $q_c = 2,5$  MPa.

## 3.3 Grundwasserverhältnisse

In den Bohrungen wurden nach Beendigung der Bohrung und dem Ziehen der Verrohrung folgende Wasserstände gemessen:

- BK 1: kein Grundwasser
- BK 2: 17,4 m unter GOK
- BK 3: 10,2 m unter GOK
- BK 4: kein Grundwasser

BK 5: 10,2 m unter GOK

BK 6: 13,0 m unter GOK

BK 7: 10,7 m unter GOK

Der Wasserstand in den Bohrungen ist wahrscheinlich dem geschlossenen Grundwasserhorizont zuzuordnen.

In der in einer Geländemulde liegenden Bohrung BK 3 war das Bohrgut ab einer Tiefe von 4,5 m stark feucht, so dass davon auszugehen ist, dass in dieser Tiefe Schichtwasser vorliegt. Da die Aufschlussbohrungen im Anschluss an eine längere Trockenperiode ausgeführt wurden, ist nicht auszuschließen, dass der Schichtwasserspiegel in niederschlagsreichen Zeiten bis über die Fundamentsohle ansteigen kann. Da die geringe Geländeneigung am Standort der WEA 3 die Ausführung einer Sohldränage nicht oder nur mit wirtschaftlich hohem Aufwand zulässt, und bei dem Anlagentyp der V 162 die Ausführung eines Fundamentes ohne Auftriebwirkung vorgesehen ist, wird im Bereich der Überschüttung auf Höhe der Fundamentsohle der Einbau einer etwa 30 - 50 cm mächtigen, entwässernden Schottererschicht empfohlen.

Bei den übrigen Anlagen ist ein Anstieg von Grund- oder Schichtwasser bis über die Fundamentsohle nicht zu erwarten. Bei dem im Bereich der Baugrubensohlen anstehenden Löss handelt es sich um einen mäßig durchlässigen Baugrund. Im Arbeitsraum versickerndes Niederschlagswasser wird in tiefe Schichten versickern, ohne dass es zu einem Aufstau von Wasser kommt. Voraussetzung ist, dass der Arbeitsraum mit Massen verfüllt wird, die eine geringere Durchlässigkeit als der Löss aufweisen.

### **3.4 Bodengruppen, Bodenklassen und Frostempfindlichkeitsklassen**

Die aufgeschlossenen Schichten wurden den jeweiligen Bodengruppen nach DIN 18196 und Bodenklassen nach DIN 18300 sowie DIN 18301 zugeordnet. Die Einstufung in die Frostempfindlichkeitsklassen erfolgte nach ZTVE-StB 09 Tabelle 1. Die Zuordnung entspricht der Schichtenzusammenfassung in den Aufschlussprofilen.

Tabelle 4: Bodengruppen, -klassen, Frostempfindlichkeitsklassen

Bodenart		Bodengruppe nach DIN 18196	Bodenklasse nach DIN 18300 / 18301	Frostempfindlichkeitsklasse ZTVE-StB 09
Oberboden		OT	1 / -	-
Löss, Lösslehm		TL, UL, ST*	4 <sup>1)</sup> / BN 1, BB 2, BB 3	F 2, F 3
Sand		SU, SU*, ST*	3, 4 <sup>1)</sup> / BN 1, BN 2	F 2, F 3
Kies		GW	3 / BN 1	F 1
Sandstein (Sand, verbacken)	Zv	FV 1	6	F 2, F 3
Ton		TL, TM, TM - TA	(4) <sup>1)</sup> , 5 / BB 2, BB 3	F 2, F 3
Schluff		UL	(4) <sup>1)</sup> , / BB 2, BB 3	F 2, F 3

<sup>1)</sup> Fein- und gemischtkörnige Böden verändern ihre Konsistenz bereits bei geringer Veränderung des Wassergehaltes. Wasserentzug lässt sie rasch austrocknen und schrumpfen, Wasserzufuhr in die Bodenklasse 2 übergehen.

### 3.5 Bodenkenngrößen

Auf der Grundlage der Laborwerte, der Sondierungen und von Erfahrungswerten wurden für jeden Anlagenstandort den definierten Schichten Bodenkenngrößen zugeordnet. Hierbei handelt es sich um charakteristische Werte im Sinne der DIN 1054:2010-12, die für Bemessungszwecke mit entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten zu beaufschlagen sind.

Tabelle 5: Bodenkenngrößen WEA 1

Tiefe [m u. GOK = ±0,00 m]	Bodenart		Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Rei- bungs- winkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Quer-deh- nungs- zahl $\nu$	Steifemodul [MN/m <sup>2</sup> ]	
							$E_{s, stat}$	$E_{s, dyn}$
0,4 – 12,0	Löss halbfest		19 / 9	30	8	0,40	12	90
12,0 – 20,4	Sand		19 / 9	32,0	2	0,35	60	180
20,4 – 22,0	Schluff steif		18 / 8	30	5	0,40	20	120

Tabelle 6: Bodenkenngrößen WEA 2

Tiefe [m u. GOK = ±0,00 m]	Bodenart		Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungs- winkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion c' [kN/m <sup>2</sup> ]	Quer-deh- nungs- zahl $\nu$	Steifemodul [MN/m <sup>2</sup> ]	
							E <sub>s, stat</sub>	E <sub>s, dyn</sub>
0,3 – 3,9	Löss steif - halbfest		19 / 9	30	8	0,40	12	90
3,9 – 9,0	Löss steif		19 / 9	30	6	0,40	10	80
9,0 – 11,0	Löss steif		19 / 9	30	15	0,40	20	120
11,0 – 12,0	Löss steif		19 / 9	30	5	0,40	10	80
12,0 – 15,0	Sandstein (Sand, ver- backen)	Z <sub>v</sub>	21 / 13	35	10	0,30	80	240
15,0 – 17,0	Ton Steif-halb- fest		18 / 8	25	20	0,40	15	98
17,0 – 22,0	Schluff steif - halbfest		18 / 8	27,5	10	0,40	18	108

Tabelle 7: Bodenkenngrößen WEA 3

Tiefe [m u. GOK = ±0,00 m]	Bodenart		Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungs- winkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion c' [kN/m <sup>2</sup> ]	Quer-deh- nungs- zahl $\nu$	Steifemodul [MN/m <sup>2</sup> ]	
							E <sub>s, stat</sub>	E <sub>s, dyn</sub>
0,4 – 2,4	Löss halbfest		19 / 9	30	8	0,40	12	90
2,4 – 4,0	Löss steif		19 / 9	30	6	0,40	10	80
4,0 – 5,9	Löss weich-steif		19 / 9	30	4	0,40	6	65
5,9 – 9,6	Sandstein (Sand, ver- backen)	Z <sub>v</sub>	21 / 13	35	10	0,30	80	240
9,6 – 9,7	Schluff steif		18 / 8	27,5	10	0,40	15	98
9,7 – 22,0	Sand		19 / 9	30	5	0,35	60	180

Tabelle 8: Bodenkenngößen WEA 4

Tiefe [m u. GOK = ±0,00 m]	Bodenart		Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungs- winkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion c' [kN/m <sup>2</sup> ]	Quer-deh- nungs- zahl $\nu$	Steifemodul [MN/m <sup>2</sup> ]	
							E <sub>s, stat</sub>	E <sub>s, dyn</sub>
0,3 – 7,5	<b>Löss</b> Steif - halfest		19 / 9	30	8	0,40	12	90
7,5 – 9,0	<b>Löss</b> weich		19 / 9	30	4	0,40	6	65
9,0 – 10,3	<b>Löss</b> steif-half- fest		19 / 9	30	5	0,40	20	120
10,3 – 11,9	<b>Sand</b>		19 / 9	32,5	2	0,35	60	180
11,9 – 13,5	<b>Sandstein</b> (Sand, ver- backen)	Z <sub>v</sub>	21 / 13	35	10	0,30	80	240
13,5 – 14,9	<b>Sand</b>		19 / 9	32,5	2	0,35	60	180
11,9 – 19,0	<b>Sandstein</b> (Sand, ver- backen)	Z <sub>v</sub>	21 / 13	35	10	0,30	80	240
19,0 – 22,0	<b>Sand</b>		19 / 9	32,5	2	0,35	15	98

Tabelle 9: Bodenkenngößen WEA 5

Tiefe [m u. GOK = ±0,00 m]	Bodenart		Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungs- winkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion c' [kN/m <sup>2</sup> ]	Quer-deh- nungs- zahl $\nu$	Steifemodul [MN/m <sup>2</sup> ]	
							E <sub>s, stat</sub>	E <sub>s, dyn</sub>
0,3 – 3,1	<b>Löss</b> Steif -half- fest		19 / 9	30	8	0,40	12	90
3,1 – 9,0	<b>Löss</b> steif		19 / 9	30	6	0,40	10	80
9,0 – 11,4	<b>Löss</b> weich		19 / 9	30	4	0,40	6	65
11,4 – 11,7	<b>Kies</b>		20 / 10	35	2	0,35	60	180
11,7 – 13,6	<b>Sandstein</b> (Sand, ver- backen)	Z <sub>v</sub>	21 / 13	35	10	0,30	80	240
13,6 – 22,0	<b>Sand</b>		19 / 9	32,5	2	0,35	60	180

Tabelle 10: Bodenkenngößen WEA 6

Tiefe [m u. GOK = ±0,00 m]	Bodenart		Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungs- winkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion c' [kN/m <sup>2</sup> ]	Quer-deh- nungs- zahl v	Steifemodul [MN/m <sup>2</sup> ]	
							E <sub>s, stat</sub>	E <sub>s, dyn</sub>
0,5 – 7,0	<b>Löss</b> Steif -halb- fest		19 / 9	30	8	0,40	12	90
7,0 – 7,6	<b>Sand</b>		19 / 9	30	2	0,35	40	120
7,6 – 8,0	<b>Löss</b> weich		19 / 9	30	2	0,40	6	65
8,0 – 12,0	<b>Löss</b> steif		19 / 9	30	4	0,40	12	90
12,0 – 21,0	<b>Schluff, Ton, steif</b>		18 / 8	22,5	10	0,425	12	90
21,0 – 22,0	<b>Schluff, steif</b>		18 / 8	30	5	0,40	20	120

Tabelle 11: Bodenkenngößen WEA 7

Tiefe [m u. GOK = ±0,00 m]	Bodenart		Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungs- winkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion c' [kN/m <sup>2</sup> ]	Quer-deh- nungs- zahl v	Steifemodul [MN/m <sup>2</sup> ]	
							E <sub>s, stat</sub>	E <sub>s, dyn</sub>
0,3 – 6,0	<b>Löss</b> halbfest		19 / 9	30	8	0,40	12	90
6,0 – 7,0	<b>Löss</b> steif		19 / 9	30	6	0,40	10	80
7,0 – 8,0	<b>Löss</b> Weich- steif		19 / 9	30	4	0,40	6	65
8,0 – 10,3	<b>Löss, Sandlöss</b>		19 / 9	30	5	0,375	15	98
10,3 – 11,4	<b>Sandstein</b> (Sand, ver- backen)	Z <sub>v</sub>	21 / 13	35	10	0,30	80	240
13,6 – 21,0	<b>Sand</b>		19 / 9	32,5	2	0,35	60	180
21,0 – 22,0	<b>Sand</b>		19 / 9	32,5	2	0,35	15	98

### **3.6 Erdbebenzone**

Der Standort der Windenergieanlagen befindet sich nach DIN 4149 in der Erdbebenzone 1, der Untergrundklasse S und der Baugrundklasse C.

## **4 GRÜNDUNGSMASSNAHMEN**

### **4.1 Gründung der WEA 1, WEA 2, WEA 4, WEA 5, WEA 6, WEA 7**

Die Gründung dieser Windenergieanlagen erfolgt in einer Tiefe von 2,8 m unter GOK. Bei allen Anlagen stehen in Höhe der Gründungssohle und darunter mit dem Löss und dem Lösslehm teils weicher Konsistenz setzungswillige Böden an. Zudem handelt es sich beim Löss um einen sensitiven Boden, der durch einen direkten dynamischen Lasteintrag infolge Zusammenbruch des Korngerüstes deutlich an Tragfähigkeit verlieren kann.

Bei einer exemplarischen Setzungsberechnung für die WEA 2 wurde eine Setzungsdifferenz von 10 cm ermittelt. Eine mögliche Abminderung der Tragfähigkeit des Löss durch den Zusammenbruch des Korngerüstes infolge der dynamischen Beanspruchung blieb dabei hierbei unberücksichtigt.

Trotz der Einhaltung der geforderten Drehfedersteifigkeit ist die Gründung der Fundamente ohne tragfähigkeitserhöhende und stabilisierende Maßnahmen nicht möglich. Da der Löss und der Lösslehm an den einzelnen Standorten bis in Tiefen zwischen 7,5 m und 12 m unter GOK anstehen, ist ein Austausch der Böden nicht realisierbar.

Zur Einhaltung der Anforderungen hinsichtlich der Drehfedersteifigkeit und der Schiefstellung wird eine Baugrundverbesserung mittels Rüttelstopfsäulen empfohlen. I. d. R. wird auf die Schottersäulen eine 50 cm mächtige lastverteilende Schicht aus Mineralgemisch aufgebracht.

Da es sich bei der Baugrundverbesserung mit Schottersäulen um ein Spezialverfahren handelt, ist die Gründung von der ausführenden Firma auf der Grundlage der Bodenkenngrößen der Tabellen 4, 5, 7, 8, 9 10 statisch zu bemessen. Dabei ist der Nachweis zu führen, dass der Mindestwert der Drehfedersteifigkeit wird. Die entsprechenden erdstatischen Nachweise sind dem Unterzeichner vorzulegen.

Eine ausreichende Verdichtung der Schottersäulen und der lastverteilenden Schotter-schicht ist im Zuge von Verdichtungskontrollen oder durch Herstellungsprotokolle nachzuweisen.

Bei den Anlagenstandorten der **WEA 1, WEA 2, WEA 4, WEA 5, WEA 6 und WEA 7** liegt der Grundwasserspiegel mehrere Meter unterhalb der Fundamentsohle. Ein Anstieg des Grundwasserspiegels bis über die Fundamentsohle ist nicht zu erwarten.

Bei dem im Bereich der Baugrubensohlen anstehenden Löss handelt es sich um einen mäßig durchlässigen Baugrund. Wenn der Arbeitsraum mit Massen verfüllt wird, die eine geringere Durchlässigkeit als der Löss aufweisen, wird das im Arbeitsraum versickernde Niederschlagswasser in tiefere Schichten versickern, bevor es zu einem Aufstau des Wasser auf der Arbeitsraumsohle kommt. Bei einer entsprechenden Verfüllung des Arbeitsraumes kann ein **Fundament ohne Auftrieb** ausgeführt werden.

Hinsichtlich einer möglichen Betonaggressivität der Böden ist folgendes auszuführen:

Bei den in der Fundamentsohle und darüber anstehenden Böden handelt es sich um Löss und Lösslehm, der einen hohen Karbonatgehalt aufweist. Das Karbonat wurde durch einen Test mit verdünnter Salzsäure nachgewiesen.

Betonangreifende Stoffe im Baugrund oder im Grundwasser zeichnen sich dadurch aus, dass sie das Karbonat im Beton lösen. Wäre der Baugrund betonaggressiv, würde er kein Karbonat enthalten. Durch den hohen Karbonatgehalt des anstehenden Baugrundes ist sichergestellt, dass der Baugrund keine betonangreifenden Substanzen enthält. Die Gründungsparameter sind in der Tabelle 11 zusammengefasst.

Tabelle 12: Gründungsparameter der WEA 1, WEA 2, WEA 4, WEA 5, WEA 6, WEA 7

<b>Gründungsniveau (Kote) Fundamentplatte</b>	GOK am Mittelpunkt -2,85 m
<b>Gründungsart</b>	Flachgründung nach Durchführung einer Bodenverbesserung mittels Rüttelstopfverdichtung
<b>Max. charakteristische Bodenpressung, plastische Verformung (GW-Spiegel maximal in Höhe UK-Fundament)</b>	203 kN/m <sup>2</sup>
<b>Max. charakteristische Bodenpressung, elastische Verformung (GW-Spiegel maximal in Höhe UK-Fundament)</b>	239 kN/m <sup>2</sup>
<b>dyn. Drehfedersteifigkeit</b>	$k_{\phi, \text{dyn}}$ 80.000 MNm/rad
<b>stat. Drehfedersteifigkeit</b>	$k_{\phi, \text{stat}}$ = 17.600 MNm/rad
<b>Setzungsdifferenz</b>	≤ 3 mm/m
<b>Auftrieb auf Fundamentsohle</b>	Ist nicht zu erwarten, Arbeitsraum mit gering durchlässigen Massen verfüllen.

#### 4.2 Gründung der WEA 3

Da davon auszugehen ist, dass Schichtwasser zumindest periodisch bis über die Fundamentsohle ansteigen kann und aufgrund der Lage des Standortes in einer Geländemulde die Ausführung einer Sohldränage mit wirtschaftlich hohem Aufwand verbunden ist, muss bei der Ausführung eines Fundamentes ohne Auftrieb eine **entwässernde Schotterschicht** gemäß Abschnitt 3.3 eingebaut werden.

Die Gründung der Anlage WEA 3 erfolgt in einer Tiefe von 0,44 m unter GOK. In Höher der Gründungssohle und bis in eine Tiefe von ca. 6 m stehen setzungswillige Böden aus Löss und Lösslehm an. Die Lössen bzw. Lösslehme weisen ab einer Kote von - 4,5 m eine lediglich weiche bis steife Konsistenz auf. Darunter steht mit dem verbackenen Sand (Sandstein) und unterlagernd dem mitteldicht bis dicht gelagert Sand Baugrund ausreichender Tragfähigkeit an.

Ohne Berücksichtigung einer Abminderung der Tragfähigkeit durch einen Zusammenbruch des Korngerüstes ergeben sich bereits differentielle Setzungen von ca. 15 cm. Auch hier ist die Gründung des Fundamentes auf dem Löss ohne tragfähigkeitserhöhende und stabilisierende Maßnahmen nicht möglich.

Der Austausch der gering tragfähigen Böden erfordert eine Austauschtiefe von ca. 6 m, was Sicht des Unterzeichners unwirtschaftlich ist. Es wird deshalb eine Bodenverbesserung mittels einer Rüttelstopfverdichtung gemäß den Angaben in Abschnitt 4.1 empfohlen. Für die Bemessung der Rüttelstopfverdichtung gelten die Bodenkenngrößen der Tabelle 6. Die Säulen sind auf jeden Fall unterhalb des weichen Löss abzusetzen.

Hinsichtlich einer möglichen Betonaggressivität der anstehenden Böden wird auf Abschnitt 4.1 verwiesen. Die Gründungsparameter sind in der Tabelle 12 zusammengefasst.

*Tabelle 13: Gründungsparameter der WEA 3*

<b>Gründungsniveau (Kote) Fundamentplatte</b>	GOK am Mittelpunkt -0,44 m
<b>Gründungsart</b>	Flachgründung nach Durchführung einer Bodenverbesserung mittels Rüttelstopfverdichtung
<b>Max. charakteristische Kantenpressung, Lastfall BS-A</b>	360,3 kN/m <sup>2</sup>
<b>Max. charakteristische Kantenpressung, Lastfall BS-P</b>	286,6 kN/m <sup>2</sup>
<b>dyn. Drehfedersteifigkeit</b>	$k_{\varphi, \text{dyn}}$ 200.000 MNm/rad
<b>stat. Drehfedersteifigkeit</b>	$k_{\varphi, \text{stat}}$ = 40.600 MNm/rad
<b>Setzungsdifferenz</b>	≤ 3 mm/m
<b>Auftrieb auf Fundamentsohle</b>	Temporär Schichtwasser oberhalb der Fundamentsohle zu erwarten, entwässernde Schotter-schicht vorsehen.

## 5 AUSFÜHRUNGSHINWEISE

### 5.1 Hinweise zur Baugrube

Die bindigen Deckschichten (Löss, Lösslehm) sind extrem wasserempfindlich und weichen bei Niederschlagseintrag oder durch Frost/Tau-Wechsel rasch auf, wodurch die Tragfähigkeit und Verdichtbarkeit der Böden weitgehend verloren geht. Freigelegte Sohlen sind deshalb möglichst rasch zu überbauen.

Böschungsoberflächen sind gegen Austrocknung und Durchfeuchtung in geeigneter Weise, z.B. durch Folienabdeckung, zu schützen.

Die Baugrubenböschungen sind mit einer Neigung  $\beta \leq 60^\circ$  anzulegen.

Der Baugrube zufließendes Oberflächen- oder Schichtwasser (WEA 3) ist durch eine Wasserhaltung mit einer Dränage und einem Pumpensumpf (außerhalb der Gründungssohle) zu fassen und abzuleiten.

Niederschlagswasser aus bergseitig des Fundamentes liegenden Flächen, z. B. Kranstellflächen, ist mittels Dränagen zu fassen und aus dem Fundamentbereich abzuleiten, ebenso am Turm abfließendes Wasser.

## 5.2 Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen

Die beim Aushub anfallenden Lockergesteine sind als Arbeitsraumverfüllung geeignet. Zum Erreichen einer ausreichend geringen Durchlässigkeit bei Verzicht auf ein Auftriebsfundament sind die Massen mit Bindemittel (Kalk-/zement-Gemisch) zu verbessern.

Mit den verbesserten Massen wird einerseits die für die Fundamentüberschüttung erforderliche Wichte  $\gamma \geq 16,2 \text{ kN/m}^3$  bzw.  $\gamma \geq 18,0 \text{ kN/m}^3$  (Trockenwichte) erreicht, andererseits weisen die Verfüllmassen eine ausreichende Tragfähigkeit im Falle einer Gründung der Kranstützen im Arbeitsraum auf.

Durch entsprechende Maßnahmen bei der Zwischenlagerung (Einbau verdichtet in Mieten mit geneigter Oberfläche, Abdecken mit Folien) ist dafür Sorge zu tragen, dass sich der Wassergehalt der Massen nicht ungünstig verändert.

## 5.3 Hinweise zum Herstellen der Schottersäulen

Zum Herstellen der Schottersäulen ist ein Arbeitsplanum aus tragfähigen Massen erforderlich. Die Mächtigkeit des Aufbaus ist auf das zum Einsatz gelangende Gerät abzustimmen und der von der ausführenden Firma anzugeben.

In der Regel wird zum Herstellen des Schotterpolsters oberhalb der Schottersäulen Schotter der Körnung 0/32 bis 0/45 verwendet und das Polster mit einer Mächtigkeit von 50 cm hergestellt.

Der Einbau des Schotterpolsters ist lagenweise, in Schichtdicken  $\leq 30$  cm (Schüttdicke) vorzunehmen. Als Verdichtungsanforderung gilt:  $D_{Pr} \geq 100$  %. Wird die Verdichtung mit dem statischen Plattendruckversuch geprüft, ist ein Verhältnis der Verformungsmoduln  $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,5$  nachzuweisen

Im Löss können Hindernisse in Form von Kalkkonkretionen auftreten, z. T. wechsellagert der Löss mit dicht gelagerten Sanden, die das Eindringen des Schleußenrüttlers erschweren oder gar verhindern. Zur Sicherstellung einer reibungslosen Herstellung der Schottersäulen, ist Vorbohren mit einem leistungsfähigen Bohrgerät bis zum Säulenfuß vorzusehen.

Eine ausreichende Verdichtung der Schottersäulen und des Schotterpolsters ist durch Herstellungsprotokolle oder durch Verdichtungskontrollen nachzuweisen.

#### **5.4 Verfüllen von Leitungsgräben**

Falls unter den Fundamenten ein Leerrohrgraben hergestellt wird, ist dieser mit grobkörnigen oder gemischtkörnigen Böden (Feinkorngehalt  $\leq 15$  %) nach DIN 18196 zu verfüllen. Dabei ist ein Verdichtungsgrad  $D_{Pr} \geq 100$  % nachzuweisen. Alternativ kommt ein Verfüllen mit Beton in Frage.

### **6 HINWEISE ZU DEN KRANSTELLFLÄCHEN**

Das Planum der Kranstellflächen wird im Löss zu liegen kommen, wo die erforderliche Planumtragfähigkeit nicht gegeben ist. Bei Niederschlagseintrag nimmt die Tragfähigkeit noch weiter ab. In Abhängigkeit von der Konsistenz bei der Bauausführung ist unterhalb der planmäßigen Tragschicht (i. d. R. 50 cm mächtig) eine Verbesserung des Planums mit Bindemittel (Kalk-/Zement-Gemisch) in einer Mächtigkeit von 30 – 40 cm möglich. Die Bindemittelart und die Bindemittelmenge sind entweder auf der Grundlage von Erfahrungswerten der ausführenden Firma oder einer Eignungsprüfung festzulegen.

Mit den genannten Maßnahmen wird der i. d. R. auf der Oberfläche der Kranstellfläche erforderliche Verformungsmodul  $E_{v2} \geq 100 \text{ MN/m}^2$  erreicht.

Nach Vorliegen konkreter Krاندaten und der Geländegeometrie der Kranstellfläche ist für die Kranstützen ein Grundbruchnachweis zu führen.

WPW Geoconsult Südwest, Landstuhl  
pn/gr  **WPW Geoconsult  
Südwest**  
Baugrund | Hydrogeologie | Umwelt  
WPW Geoconsult Südwest GmbH  
Reifenstraße 21  
66849 Landstuhl  
Telefon 06371-4996-0  
Telefax 06371-4996-20  
www.wpw-geoconsult.de  
Dipl.-Ing. M. Götter  
(Geschäftsführer)

  
M.Sc. P. Niemitz  
(Projektbearbeiterin)

# LEGENDE

ZEICHENERKLÄRUNG (s. DIN 4023)

## UNTERSUCHUNGSSTELLEN

■	SCH	Schurf
●	BK	Bohrung mit durchgehender Kerngewinnung
●	BS	Kleinbohrung
●	GWM	Grundwassermeßstelle
×	DPL-5	Leichte Rammsonde DIN 4094 Spitzenquerschnitt 5 cm <sup>2</sup>
×	DPL-10	Leichte Rammsonde DIN 4094 Spitzenquerschnitt 10 cm <sup>2</sup>
×	DPM-A	Mittelschwere Rammsonde DIN 4094
×	DPH	Schwere Rammsonde DIN 4094

## BODENARTEN

Auffüllung		A	
Blöcke	mit Blöcken	Y y	
Geschiebemergel	mergelig	Mg me	
Kies	kiesig	G g	
Mudde	organisch	F o	
Sand	sandig	S s	
Schluff	schluffig	U u	
Steine	steinig	X x	
Ton	tonig	T t	
Torf	humos	H h	

## KORNGRÖßENBEREICH

f	fein
m	mittel
g	grob

## KONSISTENZ

brg		breiig
wch		weich
stf		steif
hfst		halbfest
fst		fest
loc		locker
mdch		mitteldicht
dch		dicht
fstg		fest gelagert

## HÄRTE

h	hart
mh	mittelhart
gh	geringhart
brü	brüchig
mü	mürbe

## SCHICHTUNG

ma	massig	pl	plattig
b	blattig	dipl	dickplattig
diba	dickbankig	dpl	dünnplattig
dba	dünnbankig	bl	blättrig

**BODENGRUPPE** nach DIN 18196 (UL) z.B. = leicht plastische Schluffe

**BODENKLASSE** nach DIN 18300: 4 z.B. = Klasse 4

## RAMMSONDIERUNG NACH DIN 4094

	leicht	mittelschwer	schwer
Spitzendurchmesser	3.57 cm	3.56 cm	4.37 cm
Spitzenquerschnitt	5.00 cm <sup>2</sup>	10.00 cm <sup>2</sup>	15.00 cm <sup>2</sup>
Gestängedurchmesser	2.20 cm	2.20 cm	3.20 cm
Rammbergewicht	10.00 kg	30.00 kg	50.00 kg
Fallhöhe	50.00 cm	20.00 cm	50.00 cm

## PROBENENTNAHME UND GRUNDWASSER

	Grundwasser angetroffen
	Grundwasser nach Beendigung des Aufschlusses
	Ruhewasserstand in einem ausgebauten Bohrloch
	Schichtwasser angetroffen
	Sonderprobe
	Bohrkern

k.GW. kein Grundwasser

## FELSARTEN

Fels, allgemein	Z	
Fels, verwittert	Zv	
Granit	Gr	
Kalkstein	Kst	
Kongl., Brekzie	Gst	
Mergelstein	Mst	
Sandstein	Sst	
Schluffstein	Ust	
Tonstein	Tst	

## NEBENANTEILE

'	schwach (< 15 %)
-	stark (> 30 %)

## FEUCHTIGKEIT

f°	trocken
f	schwach feucht
f	feucht
f̄	stark feucht
f̄	naß

## KLÜFTUNG

klü		klüftig
klü		stark klüftig
klü		sehr stark klüftig

## ZERFALL

gstü	grobstückig
st	stückig
klstü	kleinstückig
gr	grusig

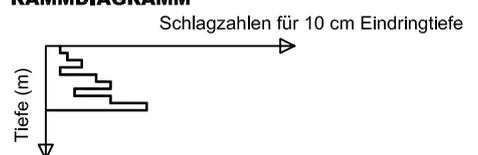
## VERWITTERUNG

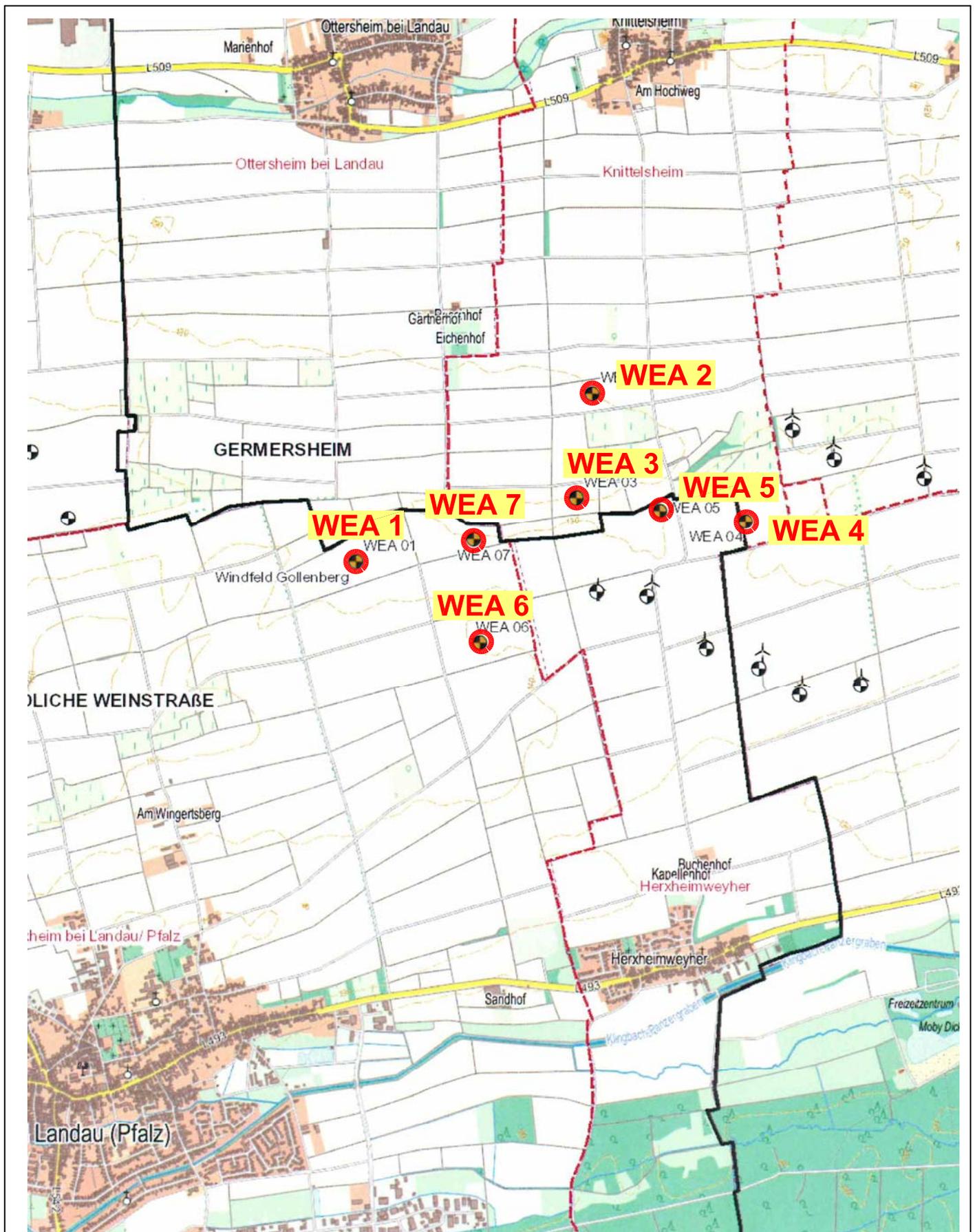
vo	unverwittert	
v'		schwach verwittert
v		verwittert
v̄		stark verwittert
z		zersetzt

## BOHRVERFAHREN

	Einfachkernrohr
	Doppelkernrohr DKH
	Doppelkernrohr DKD
	Verrohrung

## RAMMDIAGRAMM





91575-01z.dwg

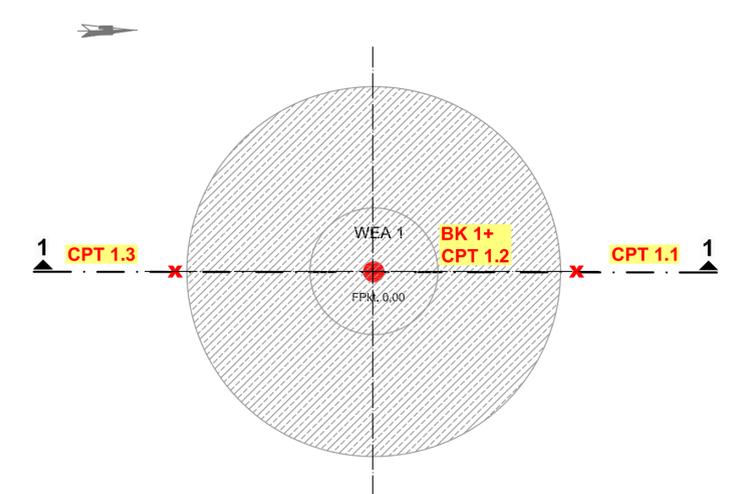
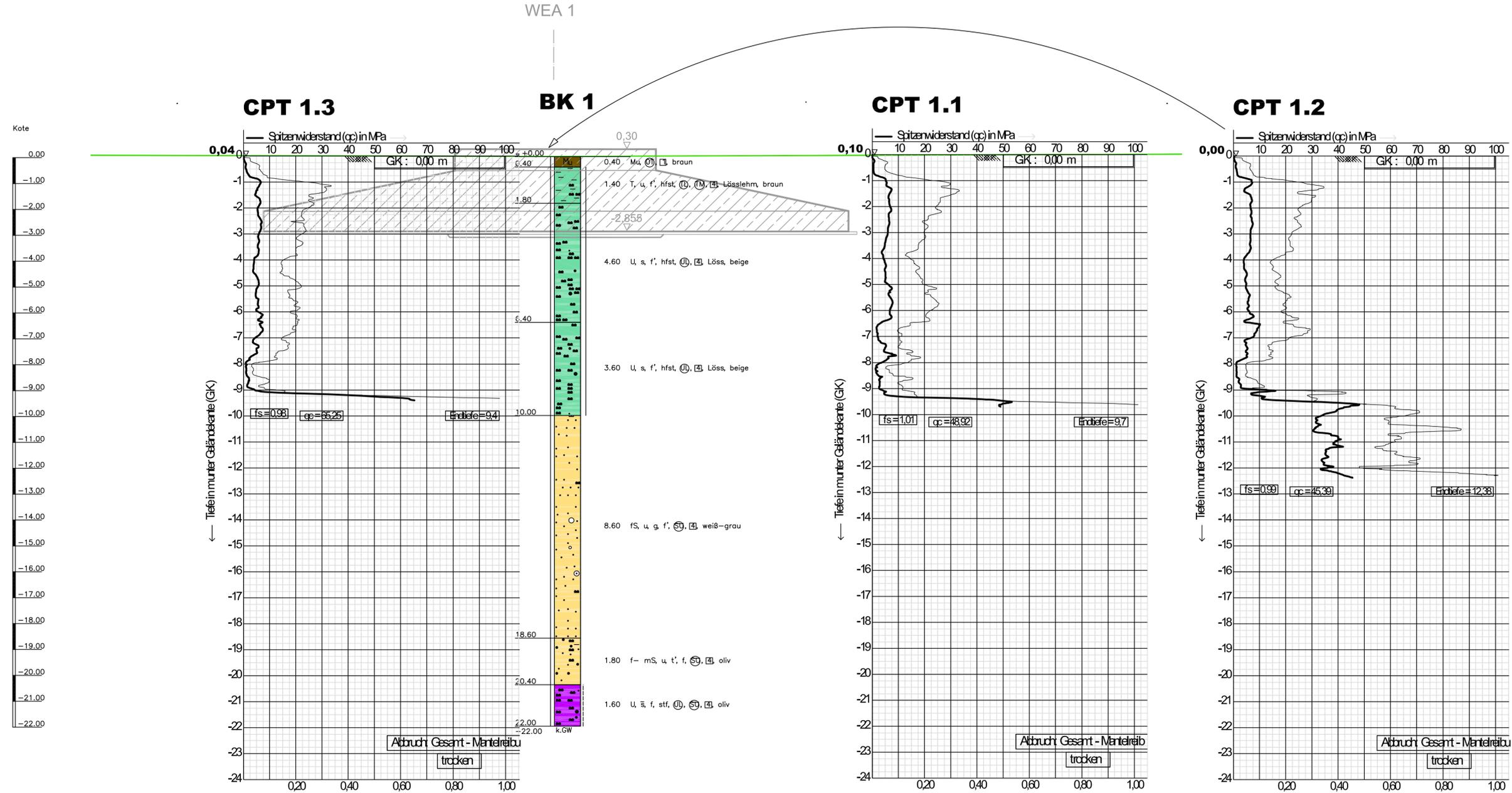
WPW Geoconsult Südwest  
 Baugrund Hydrogeologie Umwelt  
 66849 Landstuhl  
 68165 Mannheim  
 65189 Wiesbaden  
 67065 Ludwigshafen  
 66606 St. Wendel

Bauvorhaben:  
**Windpark Gollenberg**  
 - WEA 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 -  
 Planbezeichnung:  
**Übersichtslageplan**

Anlage: 1  
 Maßstab: 1 : 25000  
 Projekt-Nr: 15.91575.1

# Schnitt 1-1

M. 1 : 100



## Lageskizze

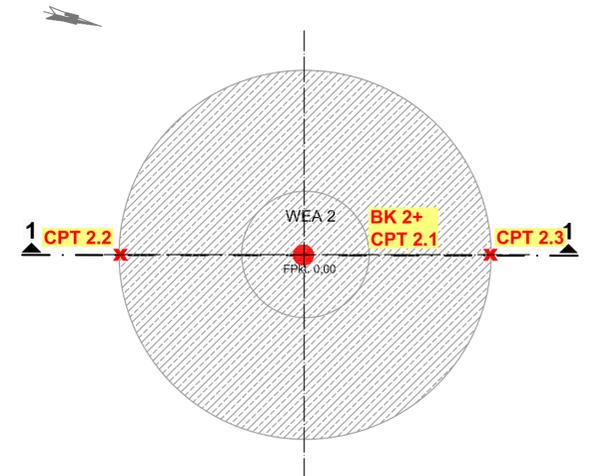
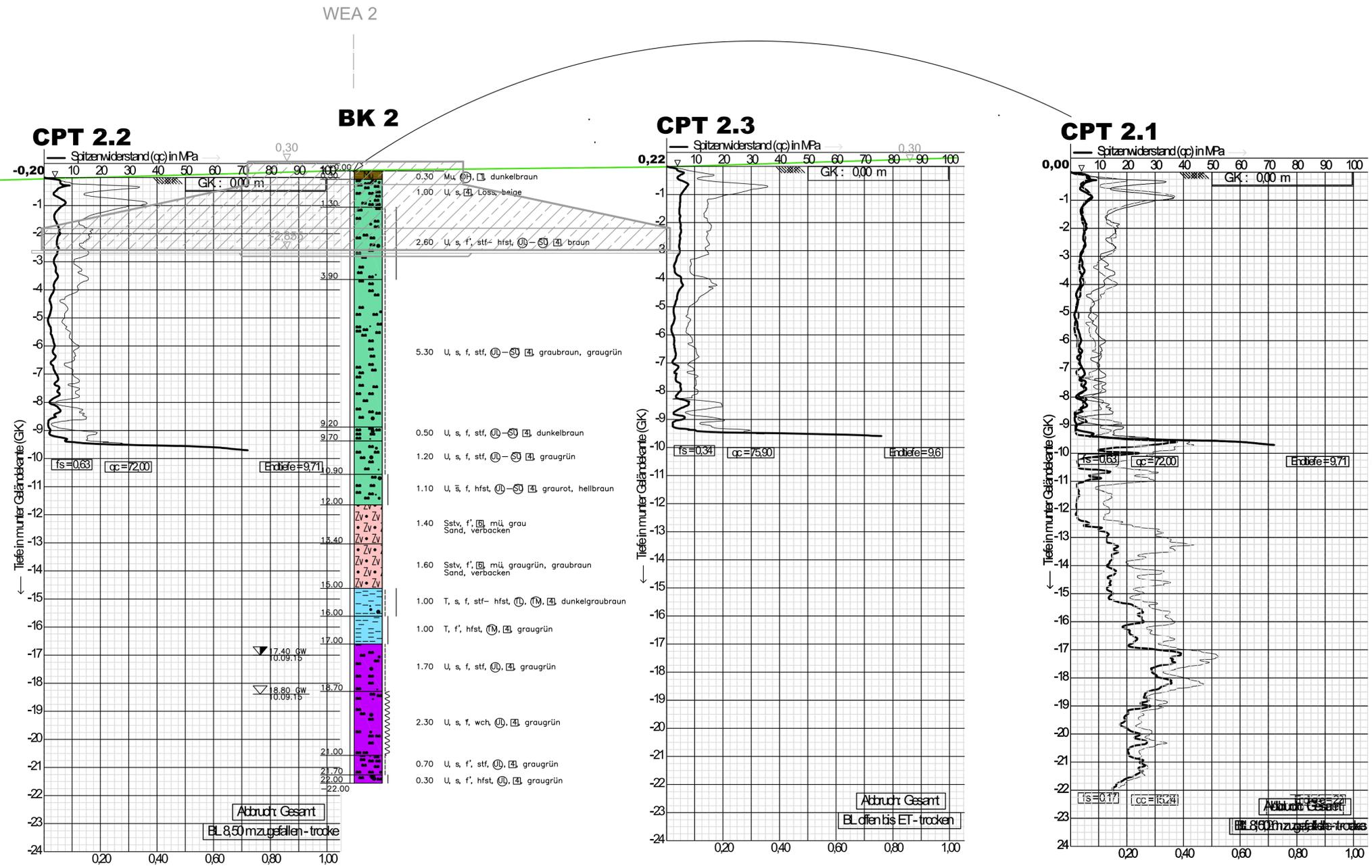
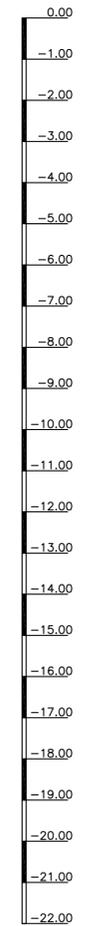
M. ca. 1 : 250

Index:	Änderungen:	Gesehen:	Datum:
Projekt:			
Windpark Gollenberg - WEA 1 -			
Planbezeichnung:			
Schnitt 1 - 1; Lageskizze			
Anlage Nr.: 2.1	Maßstab: 1 : 100; 1:250		
<p>Baugrund   Hydrogeologie   Umwelt</p> <p>67065 Ludwigshafen 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 66606 St. Wendel 65189 Wiesbaden</p>	Bearbeiter:	P. Scheid	Datum:
	Gezeichnet:	J. Hartz	05.02.2016
	geändert:		
	Datet:	91575-01z.dwg; Blatt: 297 x 730	
Projekt-Nr.:		15.91575.01	

# Schnitt 1-1

M. 1 : 100

Kote



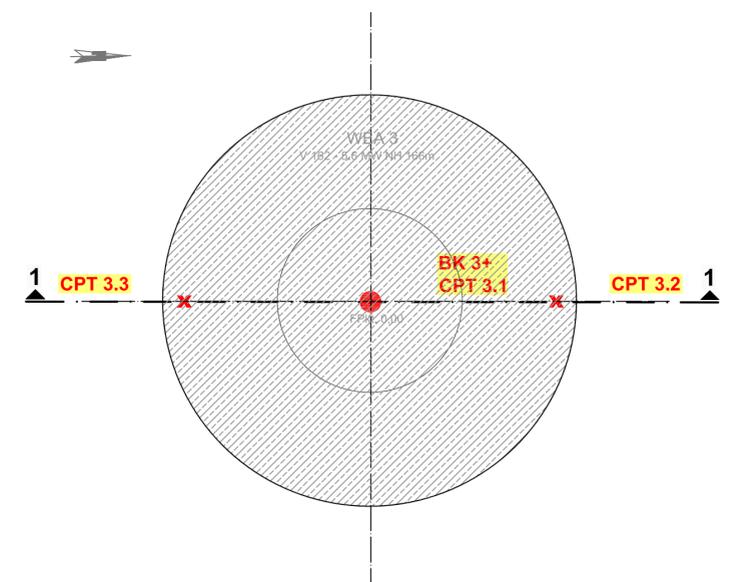
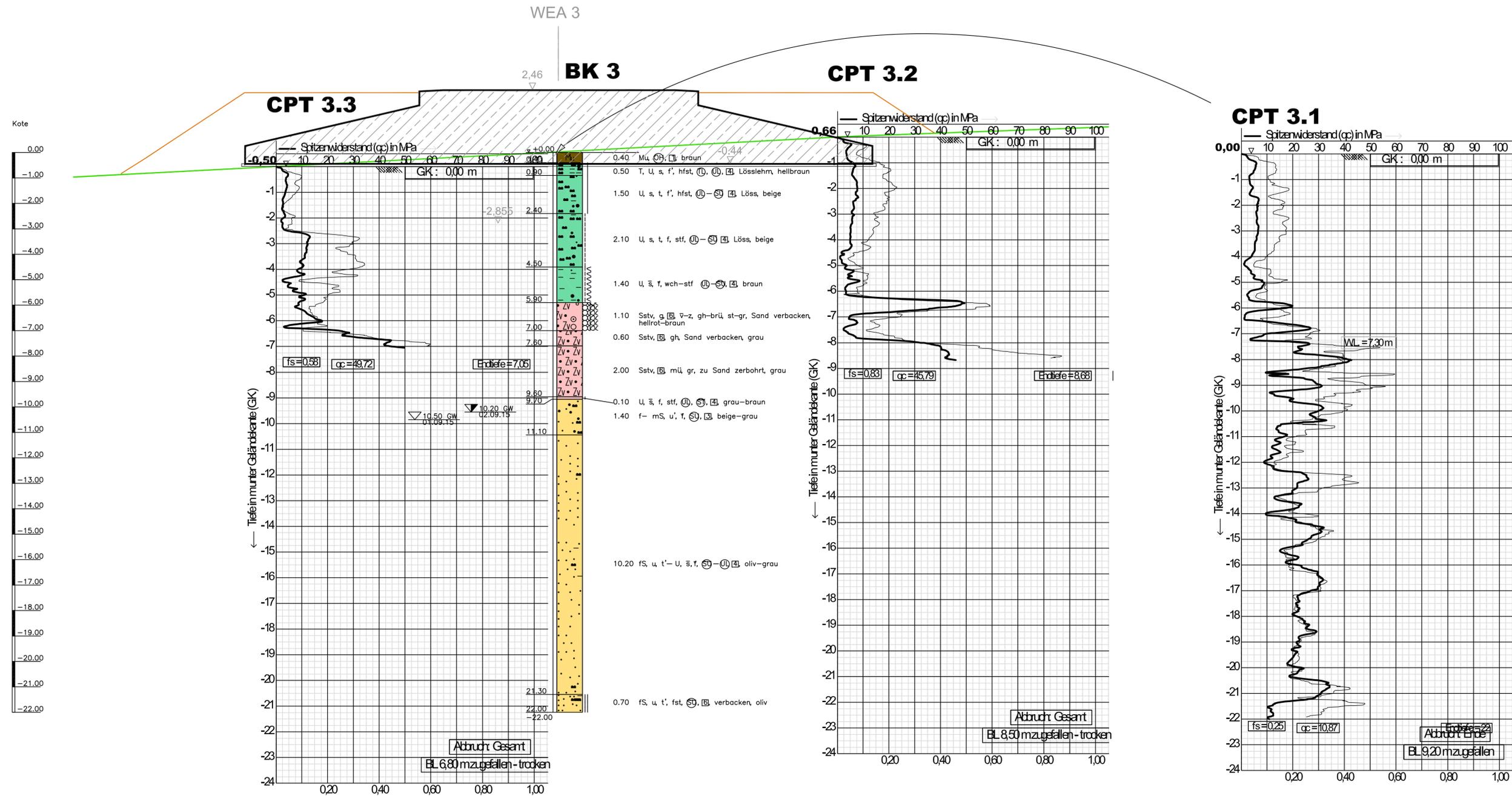
## Lageskizze

M. ca. 1 : 250

Index:	Änderungen:	Gesehen:	Datum:
Projekt:			
Windpark Gollenberg - WEA 2 -			
Planbezeichnung:			
Schnitt 1 - 1; Lageskizze			
Anlage Nr.: 2.2	Maßstab: 1 : 100; 1:250		
<p>WPW Geoconsult Südwest</p> <p>Baugrund   Hydrogeologie   Umwelt</p> <p>67065 Ludwigshafen 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 66606 St. Wendel 65189 Wiesbaden</p>	Bearbeiter:	P. Scheid	Datum:
	Gezeichnet:	J. Hartz	25.09.2015
	geändert:		
	Datell:	91575-01z.dwg; Blatt: 297 x 730	
Projekt-Nr.:		15.91575.01	

# Schnitt 1-1

M. 1 : 100



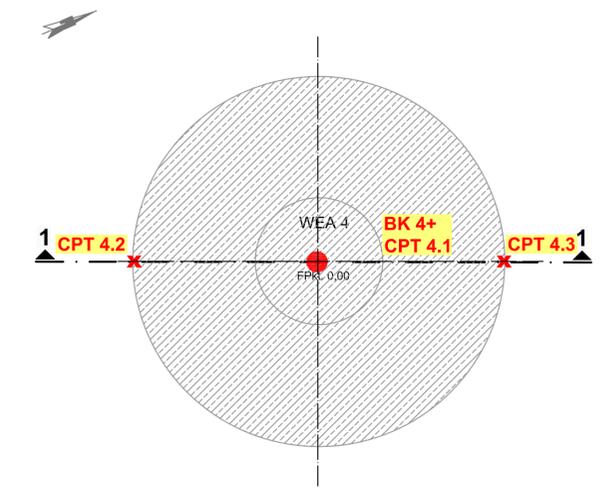
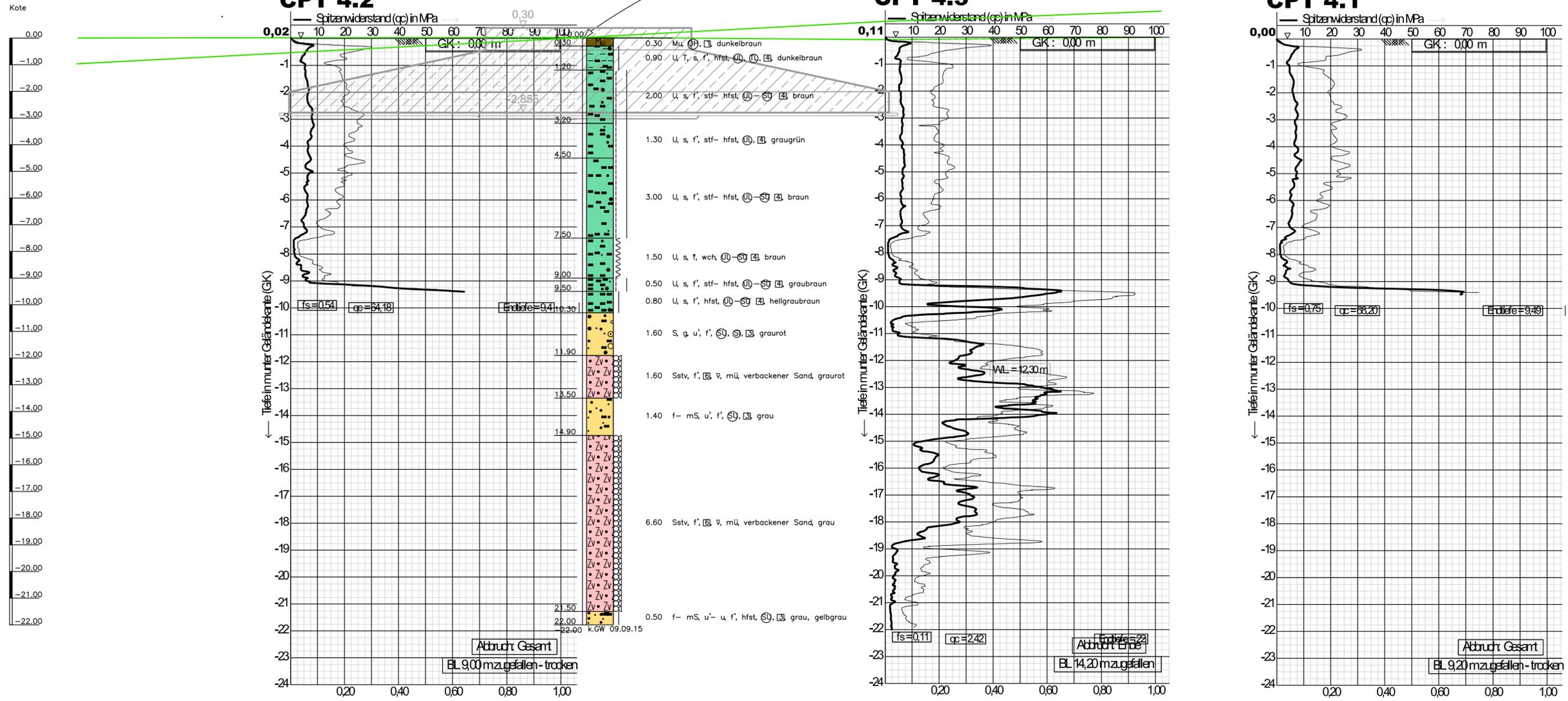
Index:	Änderungen:	Gesehen:	Datum:
Projekt:			
Windpark Gollenberg - WEA 3 - (Vestas V 162 5.6 MW; NH 166m)			
Planbezeichnung:			
Schnitt 1 - 1; Lageskizze			
Anlage Nr.:	2.3	Maßstab:	1 : 100; 1:250
<p><b>WPW Geoconsult Südwest</b> Baugrund   Hydrogeologie   Umwelt</p> <p>67065 Ludwigshafen 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden</p>		Bearbeiter:	P. Niemitz
		Gezeichnet:	J. Hartz
		geändert:	J. Hartz
		Datum:	25.09.2015
		Datei:	91575-01z.dwg; Blatt: 297 x 730
		Projekt-Nr.:	15.91575.01
		Datum:	07.10.2020

# Schnitt 1-1

M. 1 : 100

WEA 4

BK 4

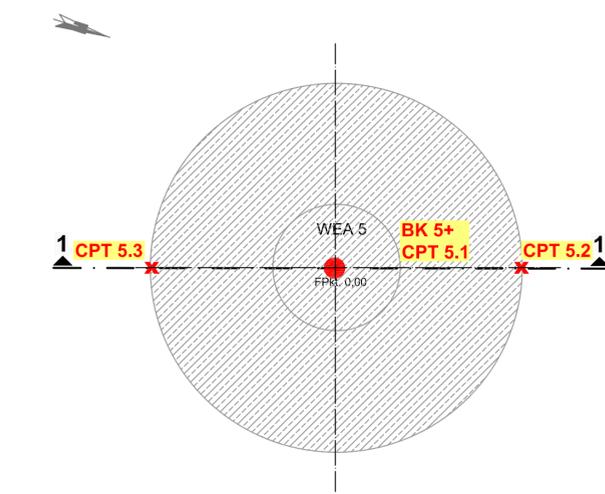
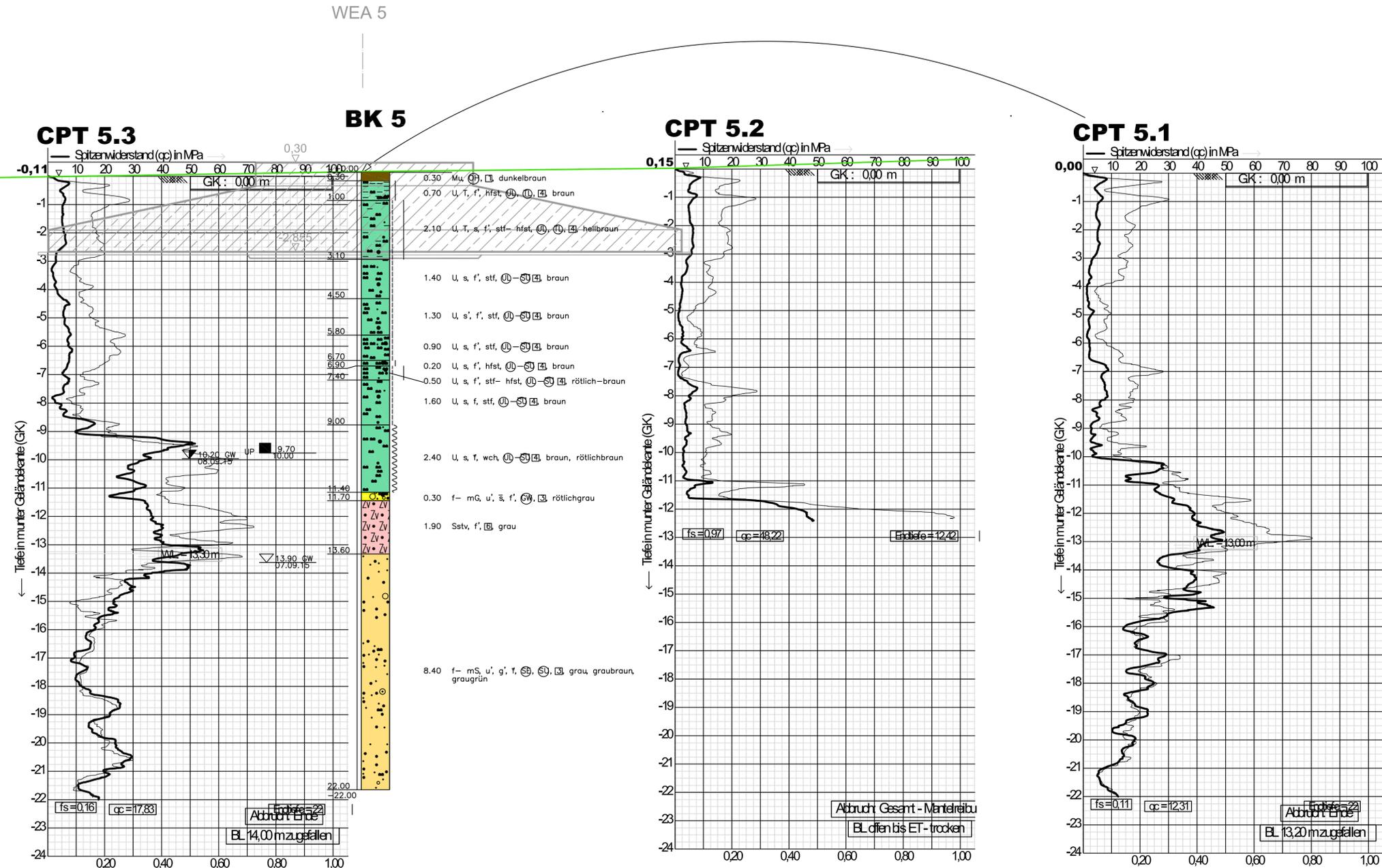
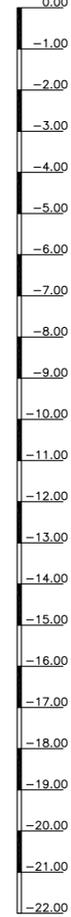


Index:	Änderungen:	Gesehen:	Datum:
Projekt: <b>Windpark Gollenberg - WEA 4 -</b>			
Planbezeichnung: <b>Schnitt 1 - 1; Lageskizze</b>			
Anlage Nr.: 2.4	Maßstab: 1 : 100; 1:250	Bearbeiter: P. Scheld	Datum: 25.09.2015
 Baugrund   Hydrogeologie   Umwelt 67065 Ludwigshafen 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden		Gezeichnet: J. Hartz	geändert:
67065 Ludwigshafen 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden		Datei: 91575-01z.dwg; Blatt: 297 x 730	Projekt-Nr.: 15.91575.01

**Schnitt 1-1**

M. 1 : 100

Kote



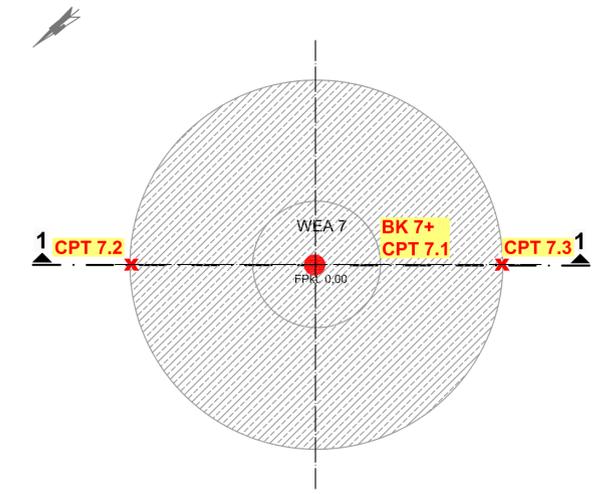
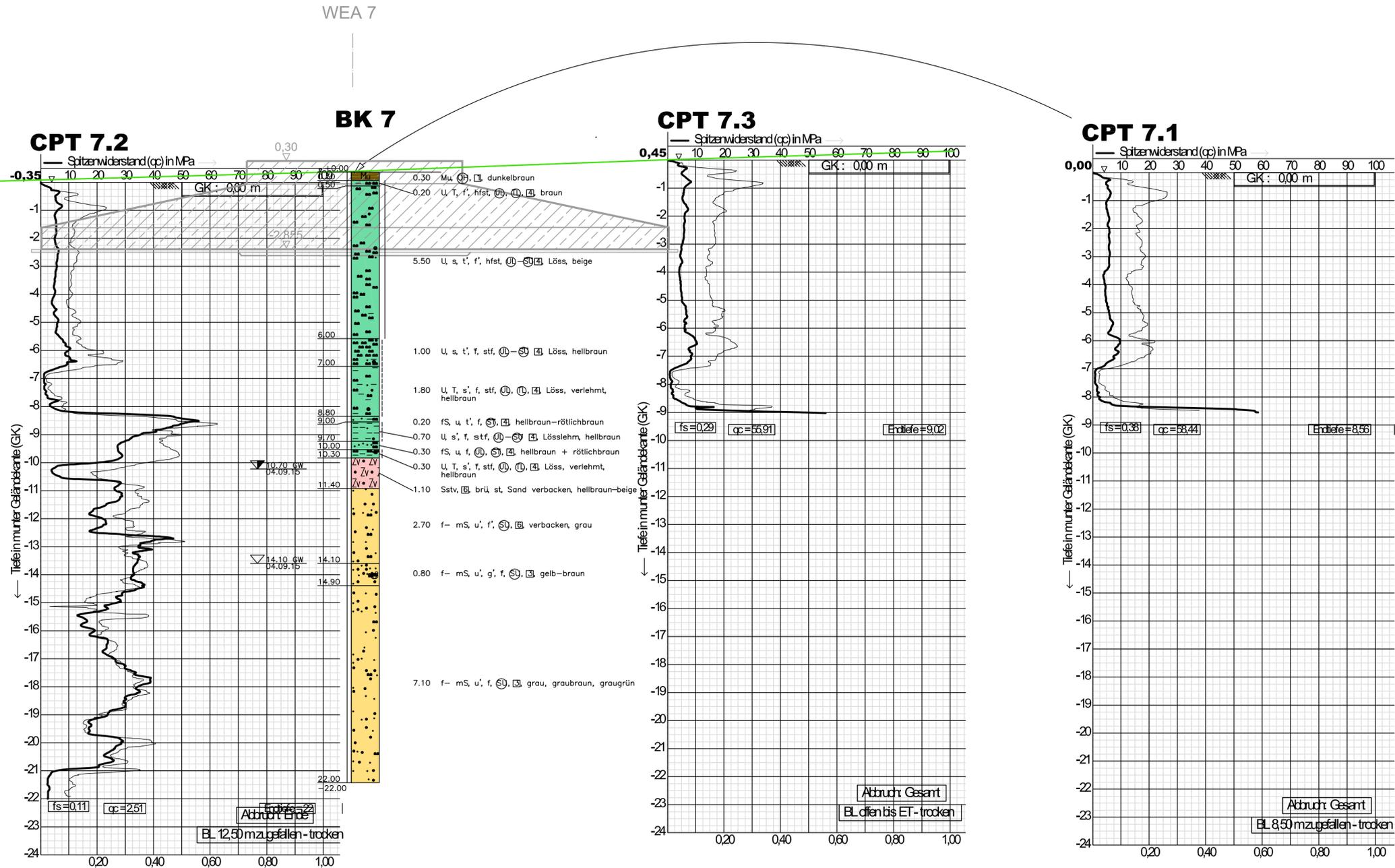
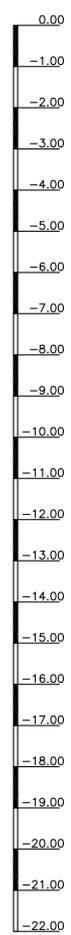
Index:	Änderungen:	Gesehen:	Datum:
Projekt: <b>Windpark Gollenberg - WEA 5 -</b>			
Planbezeichnung: <b>Schnitt 1 - 1; Lageskizze</b>			
Anlage Nr.: 2.5	Maßstab: 1 : 100; 1:250	Bearbeiter: P. Scheid	Datum: 25.09.2015
<p><b>WPW Geoconsult Südwest</b> Baugrund   Hydrogeologie   Umwelt</p> <p>67065 Ludwigshafen 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 66606 St. Wendel 65189 Wiesbaden</p>		Gezeichnet: J. Hartz	
		geändert:	
		Datel: 91575-01z.dwg; Blatt: 297 x 730	
		Projekt-Nr.: 15.91575.01	



# Schnitt 1-1

M. 1 : 100

Kote



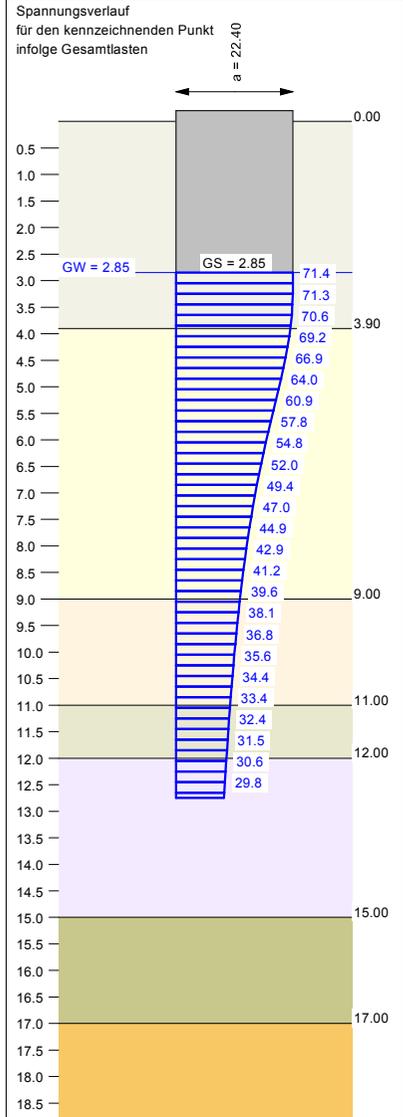
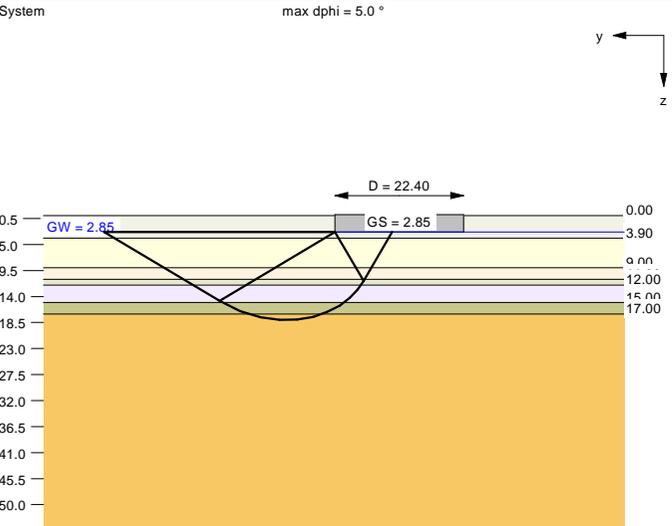
## Lageskizze

M. ca. 1 : 250

Index:	Änderungen:	Gesehen:	Datum:
Projekt: <b>Windpark Gollenberg - WEA 7 -</b>			
Planbezeichnung: <b>Schnitt 1 - 1; Lageskizze</b>			
Anlage Nr.: 2.7	Maßstab: 1 : 100; 1:250		
<p><b>WPW Geoconsult Südwest</b> Baugrund   Hydrogeologie   Umwelt</p> <p>67065 Ludwigshafen 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 66606 St. Wendel 65189 Wiesbaden</p>		Bearbeiter: P. Scheld	Datum: 25.09.2015
geändert:		Gezeichnet: J. Hartz	
Datei: 91575-01z.dwg; Blatt: 297 x 730			
Projekt-Nr.: 15.91575.01			

# 91575.1 - WEA 2 -- ohne Auftrieb - statisch

Boden	$\gamma$ [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> ]	v [-]	Bezeichnung
	19.0	9.0	30.0	8.0	12.0	0.00	Löss, steif - halbfest
	19.0	9.0	30.0	6.0	10.0	0.00	Löss steif
	19.0	9.0	30.0	15.0	20.0	0.00	Löss steif
	19.0	9.0	30.0	5.0	10.0	0.00	Löss steif
	21.0	13.0	35.0	19.0	80.0	0.00	Sand verbacken
	18.0	8.0	25.0	20.0	15.0	0.00	Ton
	18.0	8.0	27.5	10.0	18.0	0.00	Schluff



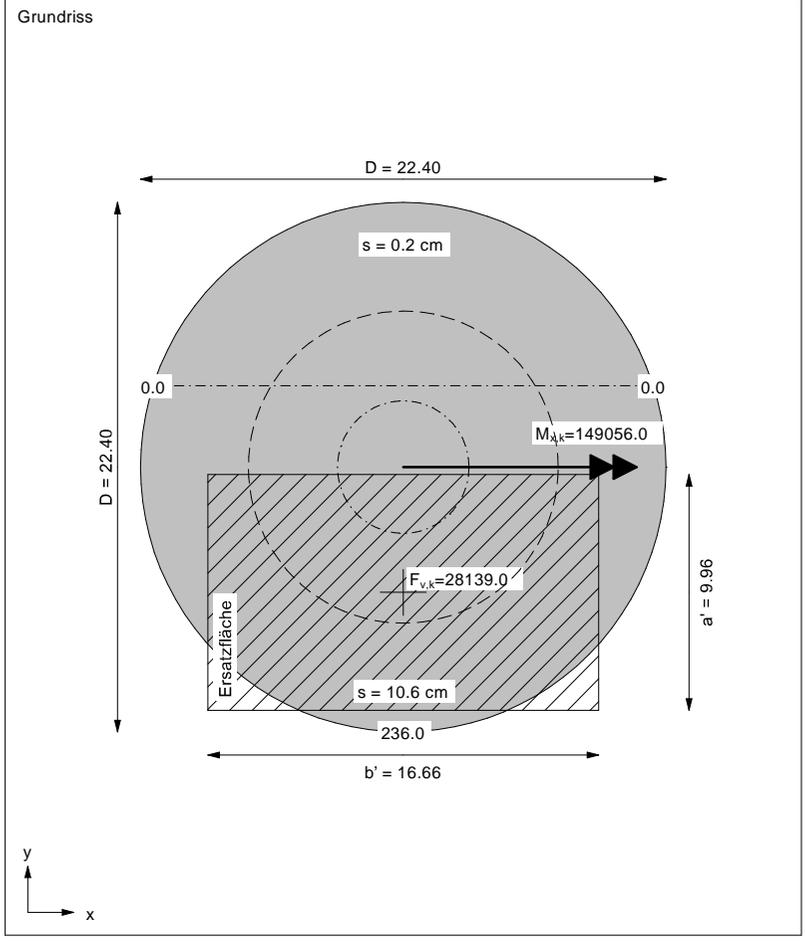
**Ergebnisse Einzelfundament:**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 28139.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 149056.00 / 0.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser D = 22.400 m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -5.297$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 6.597 m)**  
 $a' = 9.963$  m  
 $b' = 16.656$  m  
 Unter Gesamlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -5.297$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 6.597 m)**  
 $a' = 9.963$  m  
 $b' = 16.656$  m  
 Grundbruch:  
 Durchstanzen untersucht,  
 aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.00$   
 $\sigma_{0f,k} / \sigma_{0fd} = 2234.0 / 2233.98$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 370708.29$  kN  
 $R_{n,d} = 370708.29$  kN  
 $V_d = 1.00 \cdot 28139.00 + 1.00 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 28139.00$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.076  
 cal  $\phi = 28.9^\circ$   
 $\phi$  wegen 5° Bedingung abgemindert  
 cal c = 12.15 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 9.54$  kN/m<sup>3</sup>

cal  $\sigma_0 = 54.15$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 18.05 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 61.21 m  
 Fläche log. Spirale = 484.01 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{c0} = 27.66$ ;  $N_{d0} = 16.28$ ;  $N_{b0} = 8.44$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.308$ ;  $v_d = 1.289$ ;  $v_b = 0.821$

Setzung infolge Gesamlasten:  
 Grenztiefe  $t_g = 12.75$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 5.38 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0.19 cm  
 unten = 10.56 cm  
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 182.5  
 Drehfedersteifigkeit:  
 $k_{\phi,x} = 27207.9$  MN·m/rad  
 Nachweis EQU:  
 $M_{sib} = 28139.0 \cdot 22.40 \cdot 0.5 \cdot 1.00 = 315156.8$   
 $M_{dst} = 149056.0 \cdot 1.00 = 149056.0$   
 $\mu_{EQU} = 149056.0 / 315156.8 = 0.473$

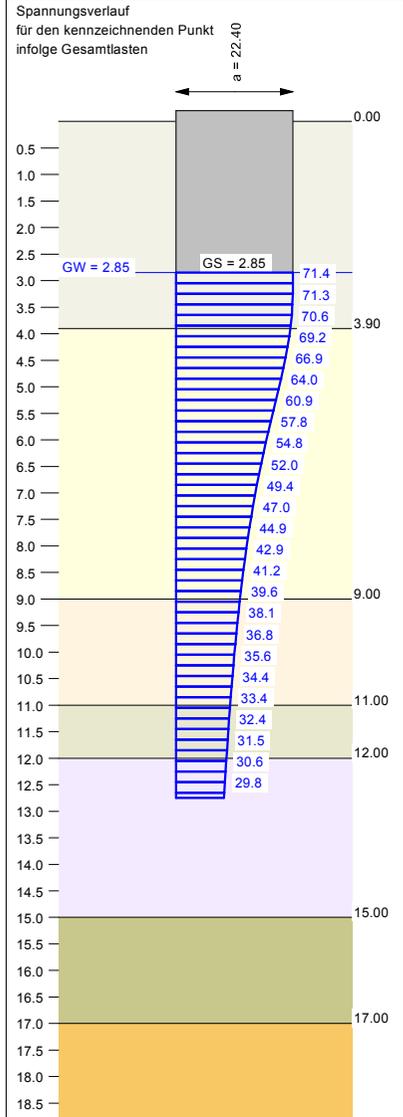
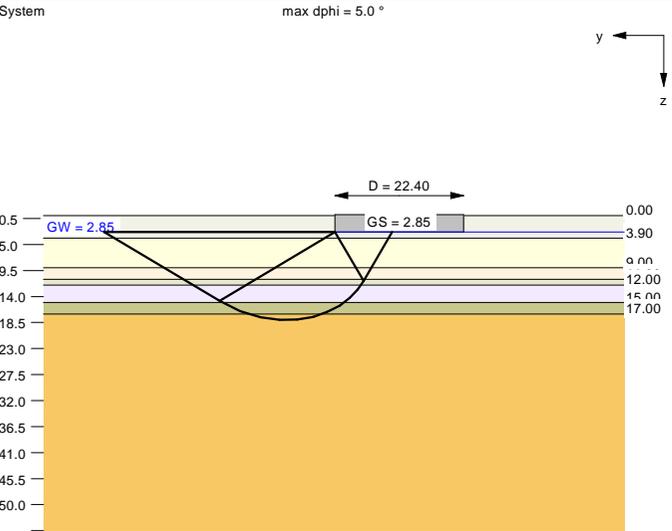
**Berechnungsgrundlagen:**  
 91575.1 - Setzungsberechnung  
 Norm: EC 7  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.00$   
 $\gamma_G = 1.00$   
 $\gamma_Q = 1.00$   
 Grenzzustand EQU:  
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$

$\gamma_{G,stab} = 1.00$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$   
 Gründungssohle = 2.85 m  
 Grundwasser = 2.85 m  
 Grenztiefe mit  $p = 20.0$  %  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite



# 91575.1 - WEA 2 -- ohne Auftrieb - dynamisch

Boden	$\gamma$ [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> ]	v [-]	Bezeichnung
	19.0	9.0	30.0	8.0	90.0	0.00	Löss, steif - halbfest
	19.0	9.0	30.0	6.0	80.0	0.00	Löss steif
	19.0	9.0	30.0	15.0	120.0	0.00	Löss steif
	19.0	9.0	30.0	5.0	80.0	0.00	Löss steif
	21.0	13.0	35.0	19.0	240.0	0.00	Sand verbacken
	18.0	8.0	25.0	20.0	98.0	0.00	Ton
	18.0	8.0	27.5	10.0	108.0	0.00	Schluff



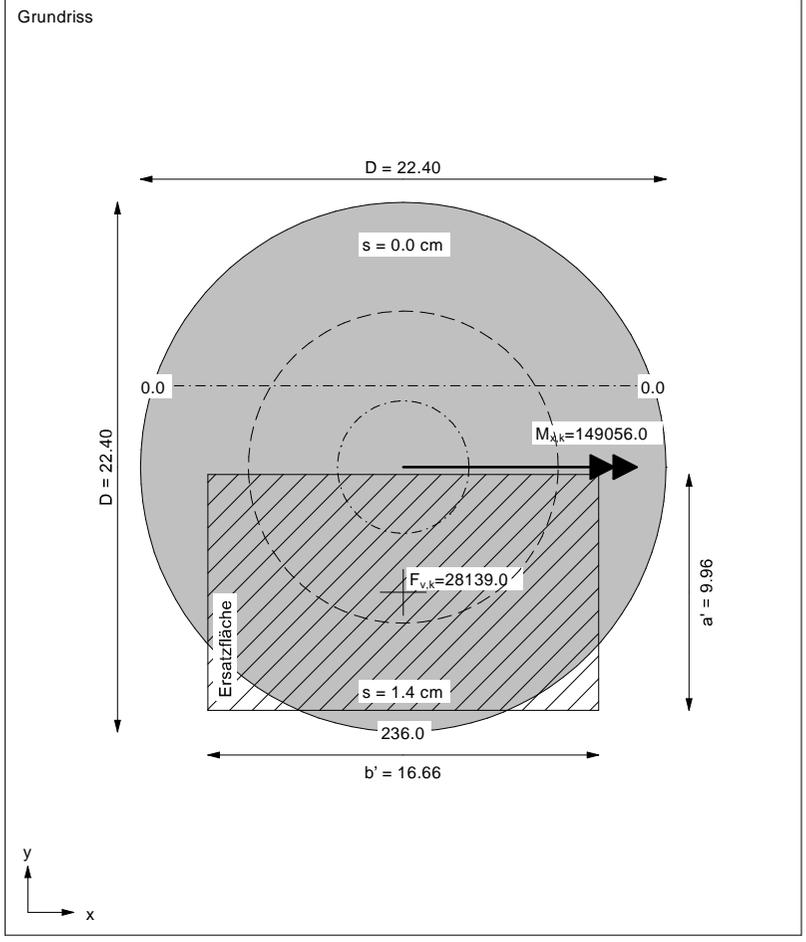
**Ergebnisse Einzelfundament:**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 28139.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 149056.00 / 0.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser D = 22.400 m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -5.297$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 6.597 m)**  
 $a' = 9.963$  m  
 $b' = 16.656$  m  
 Unter Gesamlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -5.297$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 6.597 m)**  
 $a' = 9.963$  m  
 $b' = 16.656$  m  
 Grundbruch:  
 Durchstanzen untersucht,  
 aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.00$   
 $\sigma_{0f,k} / \sigma_{0fd} = 2234.0 / 2233.98$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 370708.29$  kN  
 $R_{n,d} = 370708.29$  kN  
 $V_d = 1.00 \cdot 28139.00 + 1.00 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 28139.00$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.076  
 cal  $\phi = 28.9^\circ$   
 $\phi$  wegen 5° Bedingung abgemindert  
 cal c = 12.15 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 9.54$  kN/m<sup>3</sup>

cal  $\sigma_0 = 54.15$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 18.05 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 61.21 m  
 Fläche log. Spirale = 484.01 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{c0} = 27.66$ ;  $N_{d0} = 16.28$ ;  $N_{b0} = 8.44$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.308$ ;  $v_d = 1.289$ ;  $v_b = 0.821$

Setzung infolge Gesamlasten:  
 Grenztiefe  $t_g = 12.75$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.70 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0.03 cm  
 unten = 1.38 cm  
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 1400.6  
 Drehfedersteifigkeit:  
 $k_{\phi,x} = 208770.2$  MN·m/rad  
 Nachweis EQU:  
 $M_{sib} = 28139.0 \cdot 22.40 \cdot 0.5 \cdot 1.00 = 315156.8$   
 $M_{dst} = 149056.0 \cdot 1.00 = 149056.0$   
 $\mu_{EQU} = 149056.0 / 315156.8 = 0.473$

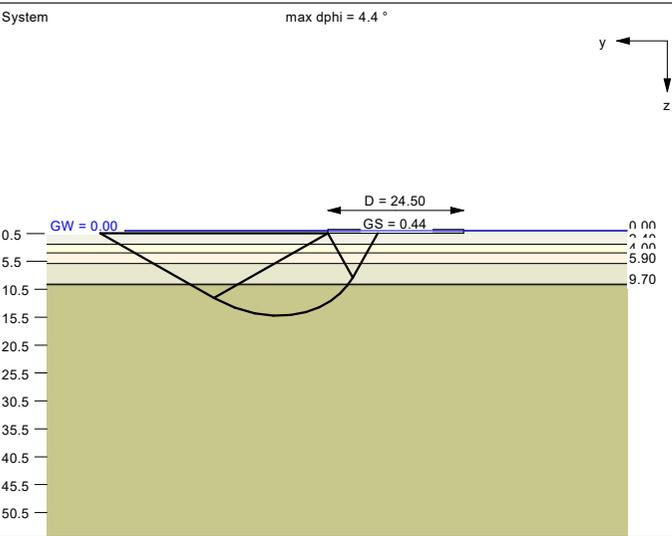
**Berechnungsgrundlagen:**  
 91575.1 - WEA 2 ohne Auftrieb dynamisch  
 Norm: EC 7  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.00$   
 $\gamma_G = 1.00$   
 $\gamma_Q = 1.00$   
 Grenzzustand EQU:  
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$

$\gamma_{G,sib} = 1.00$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$   
 Gründungssohle = 2.85 m  
 Grundwasser = 2.85 m  
 Grenztiefe mit p = 20.0 %  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite



# 91575.1 - WEA 3 - statisch

Boden	$\gamma$ [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> ]	v [-]	Bezeichnung
	19.0	9.0	30.0	8.0	12.0	0.00	Löss, steif - halbfest
	19.0	9.0	30.0	6.0	10.0	0.00	Löss steif
	19.0	9.0	30.0	4.0	6.0	0.00	Löss weich - steif
	21.0	13.0	35.0	10.0	80.0	0.00	Sand verbacken
	18.0	8.0	27.5	10.0	15.0	0.00	Schluff
	19.0	9.0	30.0	5.0	60.0	0.00	Sand



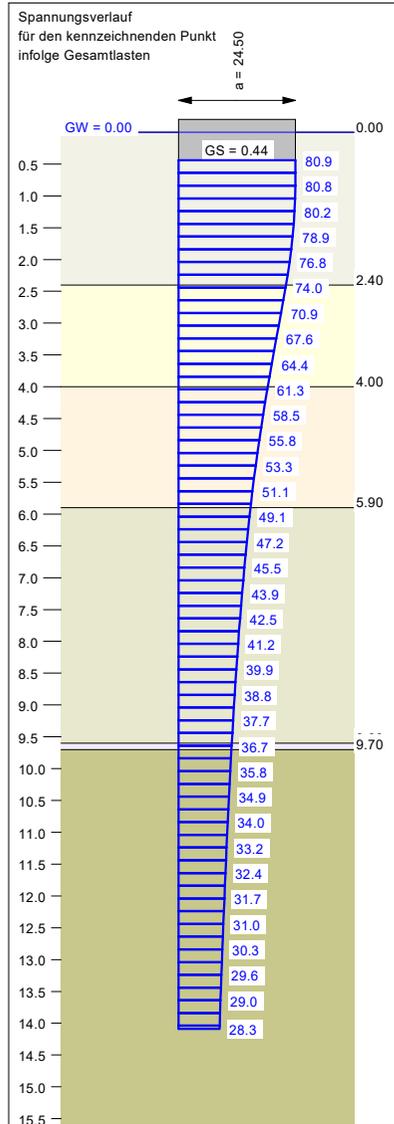
Ergebnisse Einzelfundament:  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 38147.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 1650.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 262685.00 / 0.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser D = 24.500 m

Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -6.886$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 7.216 m)**  
 $a' = 8.993$  m  
 $b' = 16.985$  m  
 Unter Gesamlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -6.886$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 7.216 m)**  
 $a' = 8.993$  m  
 $b' = 16.985$  m

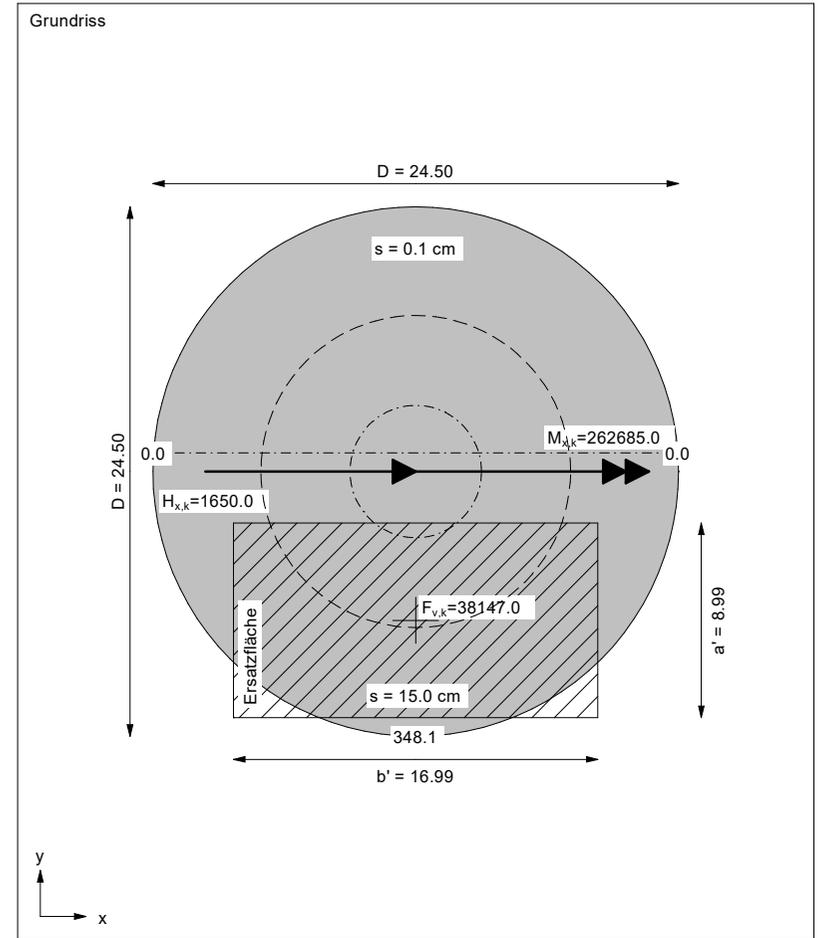
Grundbruch:  
 Durchstanzen untersucht,  
 aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.20$   
 $\sigma_{0f,k} / \sigma_{0f,d} = 1154.8 / 962.35$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 176387.32$  kN  
 $R_{n,d} = 146989.43$  kN  
 $V_d = 1.10 \cdot 38147.00 + 1.10 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 41961.70$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.285  
 cal  $\phi = 31.0^\circ$   
 cal c = 6.30 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 10.03$  kN/m<sup>3</sup>  
 cal  $\sigma_0 = 3.96$  kN/m<sup>2</sup>

UK log. Spirale = 15.23 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 60.64 m  
 Fläche log. Spirale = 468.64 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{c0} = 32.69$ ;  $N_{d0} = 20.65$ ;  $N_{b0} = 11.81$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.287$ ;  $v_d = 1.273$ ;  $v_b = 0.841$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.939$ ;  $i_d = 0.942$ ;  $i_b = 0.901$

Setzung infolge Gesamlasten:  
 Grenztiefe  $t_g = 14.09$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 7.54 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0.11 cm  
 unten = 14.97 cm  
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 139.3  
 Drehfedersteifigkeit:  
 $k_{\phi,x} = 36590.4$  MN-m/rad  
 Nachweis EQU:  
 $M_{stb} = 38147.0 \cdot 24.50 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 443935.7$   
 $M_{dst} = 262685.0 \cdot 1.00 = 262685.0$   
 $\mu_{EQU} = 262685.0 / 443935.7 = 0.592$

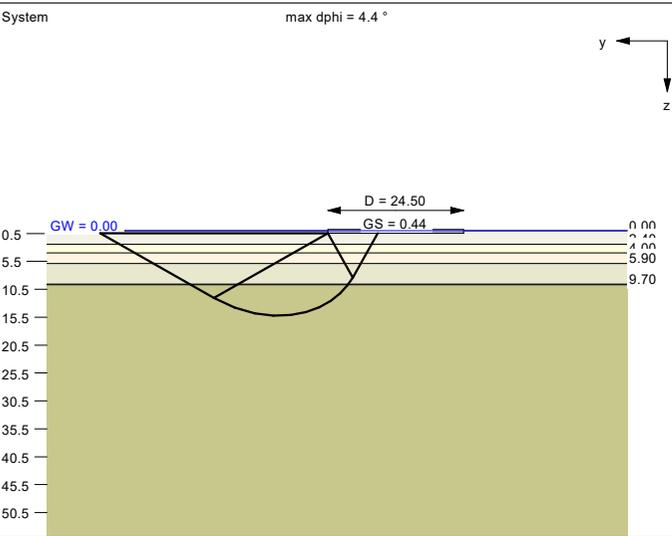


Berechnungsgrundlagen:  
 91575.1 - Setzungsberechnung  
 Norm: EC 7  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.20$   
 $\gamma_G = 1.10$   
 $\gamma_Q = 1.10$   
 Grenzzustand EQU:  
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$   
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$   
 Gründungssohle = 0.44 m  
 Grundwasser = 0.00 m  
 Grenztiefe mit  $p = 20.0$  %  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite



# 91575.1 - WEA 3 - dynamisch

Boden	$\gamma$ [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> ]	v [-]	Bezeichnung
	19.0	9.0	30.0	8.0	90.0	0.00	Löss, steif - halbfest
	19.0	9.0	30.0	6.0	80.0	0.00	Löss steif
	19.0	9.0	30.0	4.0	65.0	0.00	Löss weich - steif
	21.0	13.0	35.0	10.0	240.0	0.00	Sand verbacken
	18.0	8.0	27.5	10.0	98.0	0.00	Schluff
	19.0	9.0	30.0	5.0	180.0	0.00	Sand

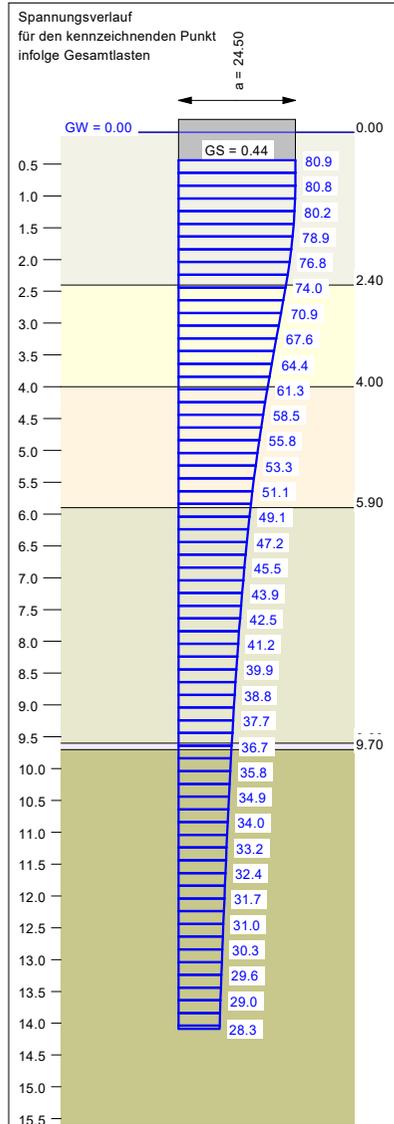


**Ergebnisse Einzelfundament:**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 38147.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 1650.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 262685.00 / 0.00$  kN·m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser D = 24.500 m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -6.886$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 7.216 m)**

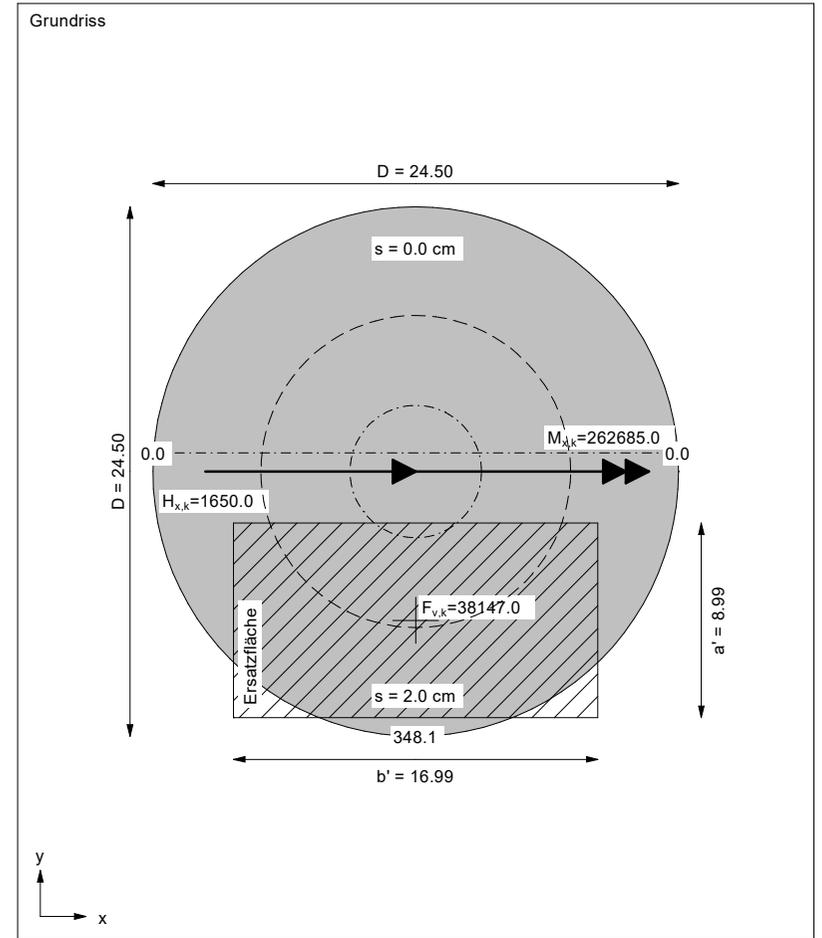
$a' = 8.993$  m  
 $b' = 16.985$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -6.886$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 7.216 m)  
 $a' = 8.993$  m  
 $b' = 16.985$  m

**Grundbruch:**  
 Durchstanzen untersucht,  
 aber nicht maßgebend.  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.20$   
 $\sigma_{0f,k} / \sigma_{0f,d} = 1154.8 / 962.35$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 176387.32$  kN  
 $R_{n,d} = 146989.43$  kN  
 $V_d = 1.10 \cdot 38147.00 + 1.10 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 41961.70$  kN  
 $\mu$  (parallel zu y) = 0.285  
 cal  $\phi = 31.0^\circ$   
 cal c = 6.30 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 10.03$  kN/m<sup>3</sup>  
 cal  $\sigma_0 = 3.96$  kN/m<sup>2</sup>

UK log. Spirale = 15.23 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 60.64 m  
 Fläche log. Spirale = 468.64 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):  
 $N_{c0} = 32.69$ ;  $N_{d0} = 20.65$ ;  $N_{b0} = 11.81$   
 Formbeiwerte (y):  
 $v_c = 1.287$ ;  $v_d = 1.273$ ;  $v_b = 0.841$   
 Neigungsbeiwerte (y):  
 $i_c = 0.939$ ;  $i_d = 0.942$ ;  $i_b = 0.901$   
 Setzung infolge Gesamtlasten:  
 Grenztiefe  $t_g = 14.09$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 1.00 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0.03 cm  
 unten = 1.96 cm  
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 1068.1  
 Drehfedersteifigkeit:  
 $k_{\phi,x} = 280569.8$  MN·m/rad  
 Nachweis EQU:  
 $M_{stb} = 38147.0 \cdot 24.50 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 443935.7$   
 $M_{dst} = 262685.0 \cdot 1.00 = 262685.0$   
 $\mu_{EQU} = 262685.0 / 443935.7 = 0.592$



**Berechnungsgrundlagen:**  
 91575.1 - WEA 3 mit Auftrieb dynamisch  
 Norm: EC 7  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.20$   
 $\gamma_G = 1.10$   
 $\gamma_Q = 1.10$   
 Grenzzustand EQU:  
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$   
 $\gamma_{G,stb} = 0.95$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$   
 Gründungssohle = 0.44 m  
 Grundwasser = 0.00 m  
 Grenztiefe mit p = 20.0 %  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite



15.91575.1

Windpark Gollenberg

Anl. 4.1

Entnahmepunkte			Bodenbeschreibung			Bodenkennwerte													
Aufschluss	Tiefe [m]	Ent- nahme- art	Bodenart	Boden- gruppe DIN 18196	Konsis- tenz	Zustandsgrenzen			Korn- dichte [t/m³]	Trocken- dichte [t/m³]	Wasser- gehalt [%]	Kalk- gehalt [%]	Glüh- verlust [%]	Proctor			Scherfestigkeit		k - Wert [m/s]
						w <sub>L</sub> [%]	w <sub>P</sub> [%]	I <sub>C</sub>						w <sub>Pr</sub> [%]	ρ <sub>Pr</sub> [t/m³]	Ü [%]	φ [°]	c [kN/m²]	
BK 1	0,80	g									9,9								
BK 1	3,60	g									7,7								
BK 1	6,80	g	T, u*	TL	halbfest	29,5	20,3	1,64			14,3								
BK 3	0,80	g	U	UL	halbfest						5,8								
BK 3	2,90	g	U, fs'-fs	Zb.	halbfest	25,1	19,9	1,23			18,7								
BK 3	5,50	g	U, fs*	UL	steif	22,6	17,8	0,79			18,8								
BK 3	12,70	g	S, U, t'	SU*							14,3								
BK 4	5,60	g	U, fs	Zwber.	halbfest	24,7	19,1	2,47			10,9								
BK 5	2,40	g	U, fs	Zwber.	halbfest	24,9	19,9	3,20			9,0								
BK 5	6,00	g	T, u, fs'	TL	steif	30,0	15,2	0,93			16,2								
BK 6	0,90	g									16,3								
BK 6	3,80	g									15,1								
BK 6	5,8	g	T, u*	TL	halbfest	27,2	19,5	1,49			15,8								
BK 6	10,5	g									20,0								
BK 6	14,8	g									16,0								

Entnahmepunkte			Bodenbeschreibung			Bodenkennwerte													
Ausschluss	Tiefe [m]	Entnahmeart	Bodenart	Boden- gruppe DIN 18196	Konsis- tenz	Zustandsgrenzen			Korn- dichte [t/m³]	Trocken- dichte [t/m³]	Wasser- gehalt [%]	Kalk- gehalt [%]	Glüh- verlust [%]	Proctor			Scherfestigkeit		k - Wert [m/s]
						w <sub>L</sub> [%]	w <sub>P</sub> [%]	I <sub>C</sub>						w <sub>Pr</sub> [%]	ρ <sub>Pr</sub> [t/m³]	Ü [%]	φ [°]	c [kN/m²]	
BK 7	0,80	g	U	UL	halbfest						3,9								
BK 7	3,0	g	U, fs'	UL	halbfest						8,3								
BK 7	5,0	g	U, fs	UL	halbfest						11,2								
BK 7	9,2	g	U, fs, t'	ST	steif	26,9	20,1	0,77			21,7								



**Zustandsgrenzen** nach DIN 18122 - 1

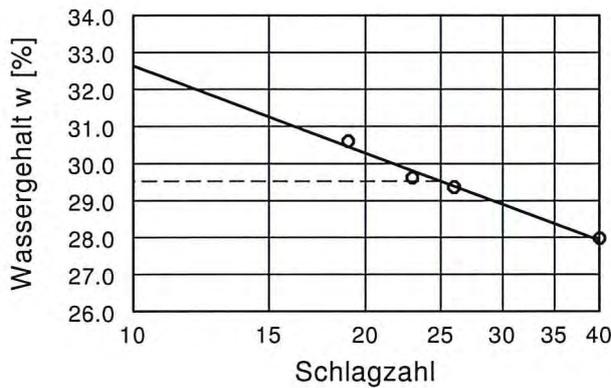
Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze

Aufschluss:..... BK 1  
Tiefe:..... 6,8m  
Probe entnommen am:..... 18.01.16  
Probe entnommen von:..... Sch  
Bodenart nach DIN 4022 - 1:.. T,  $\bar{u}$

Bearbeiter: Preissler

Datum: 25.01.16

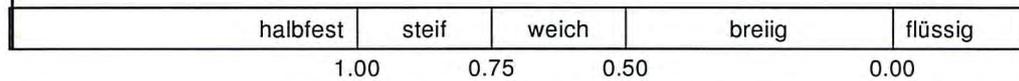
gepr.:



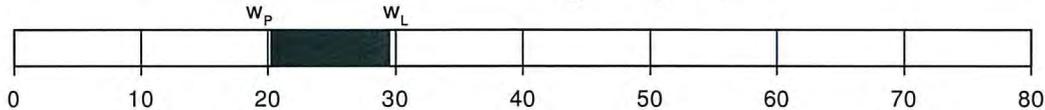
Wassergehalt w =	14.3 %
Fließgrenze $w_L$ =	29.5 %
Ausrollgrenze $w_p$ =	20.3 %
Plastizitätszahl $I_p$ =	9.2 %
Konsistenzzahl $I_c$ =	1.64

$I_c = 1.64$

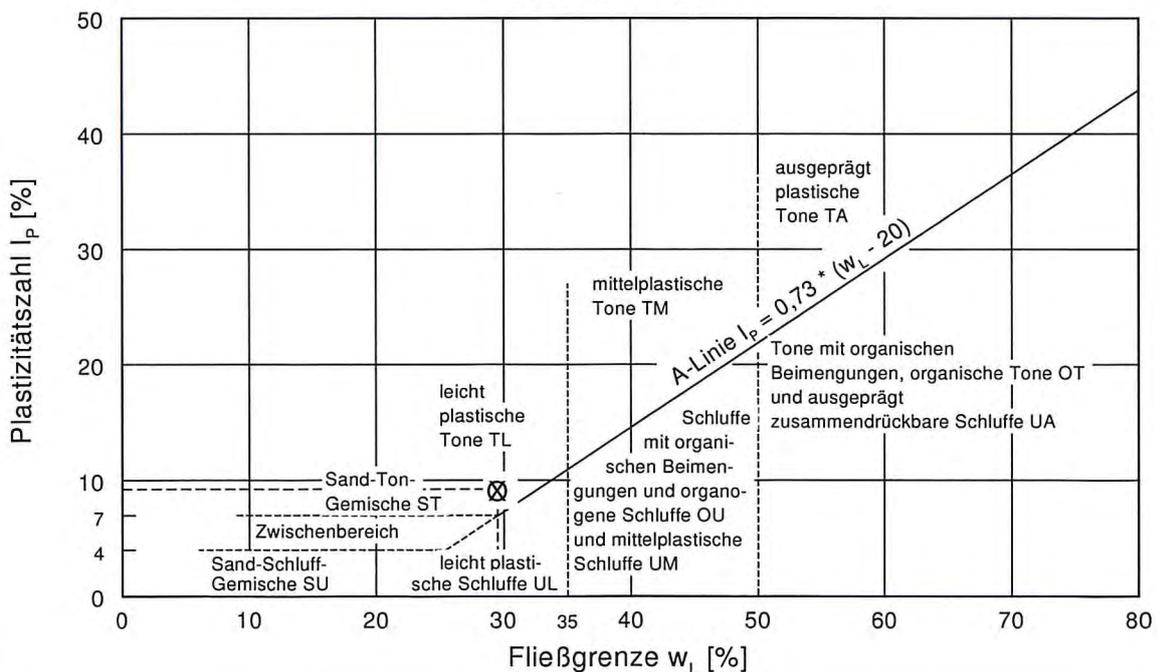
Zustandsform



Plastizitätsbereich ( $w_L$  bis  $w_p$ ) [%]



Plastizitätsdiagramm





**Zustandsgrenzen** nach DIN 18122 - 1

Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze

Aufschluss:..... BK 3

Tiefe:..... 2,9 m

Probe entnommen am:..... 04.09.2015

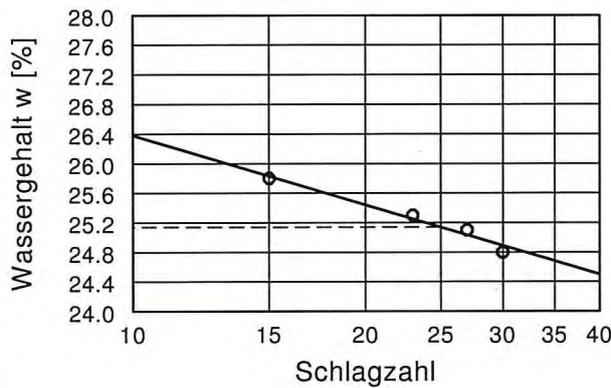
Probe entnommen von:..... Sch

Bodenart nach DIN 4022 - 1:.. U, fs'-fs

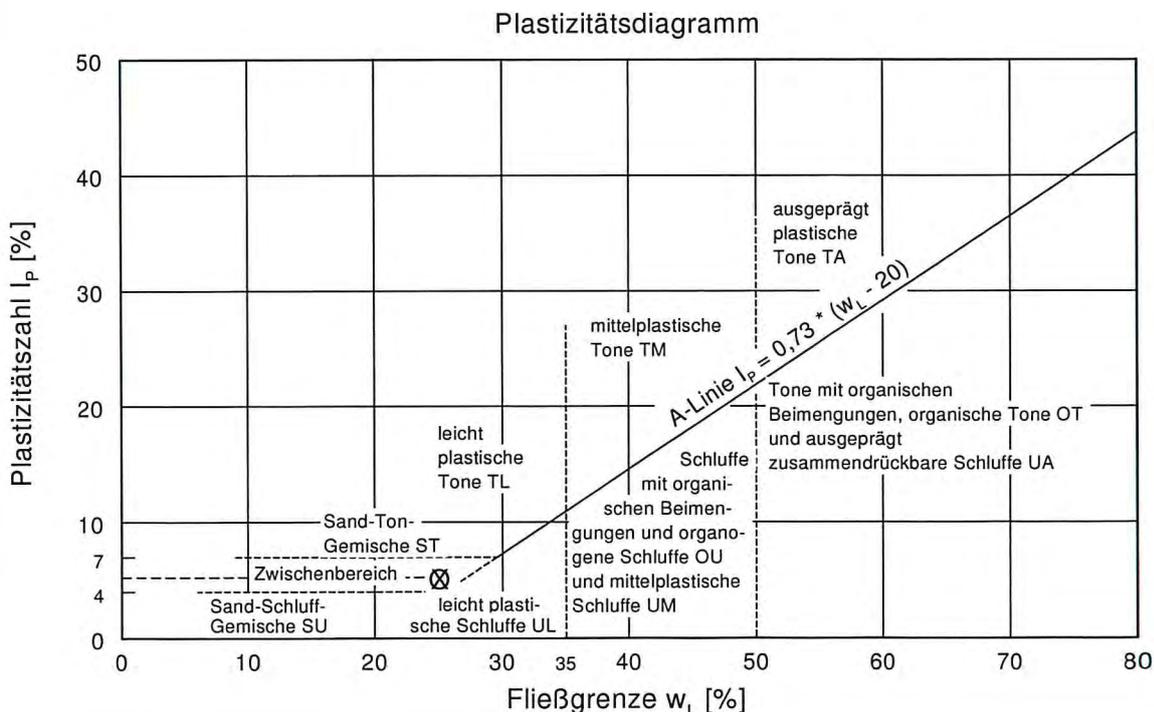
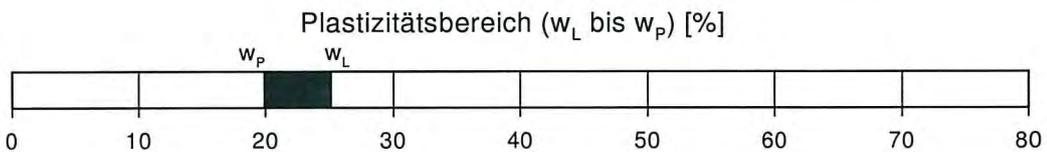
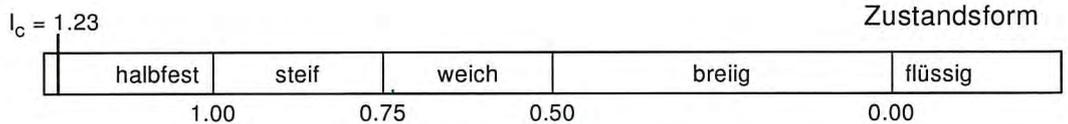
Bearbeiter: Wroblewski

Datum: 11.09.2015

gepr.:



Wassergehalt w =	18.7 %
Fließgrenze $w_L$ =	25.1 %
Ausrollgrenze $w_p$ =	19.9 %
Plastizitätszahl $I_p$ =	5.2 %
Konsistenzzahl $I_c$ =	1.23





**Zustandsgrenzen** nach DIN 18122 - 1

Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze

Aufschluss:..... BK 3

Tiefe:..... 5,5 m

Probe entnommen am:..... 04.09.2015

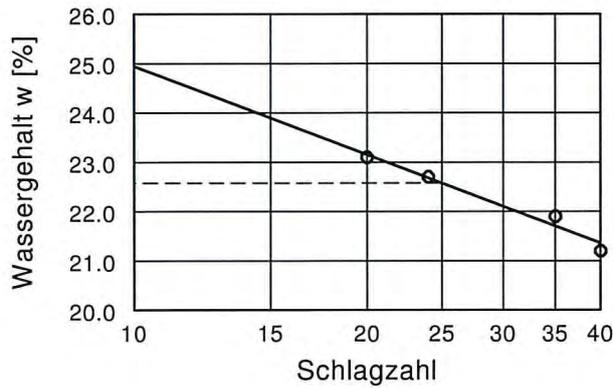
Probe entnommen von:..... Sch

Bodenart nach DIN 4022 - 1:.. U, f<sub>s</sub>

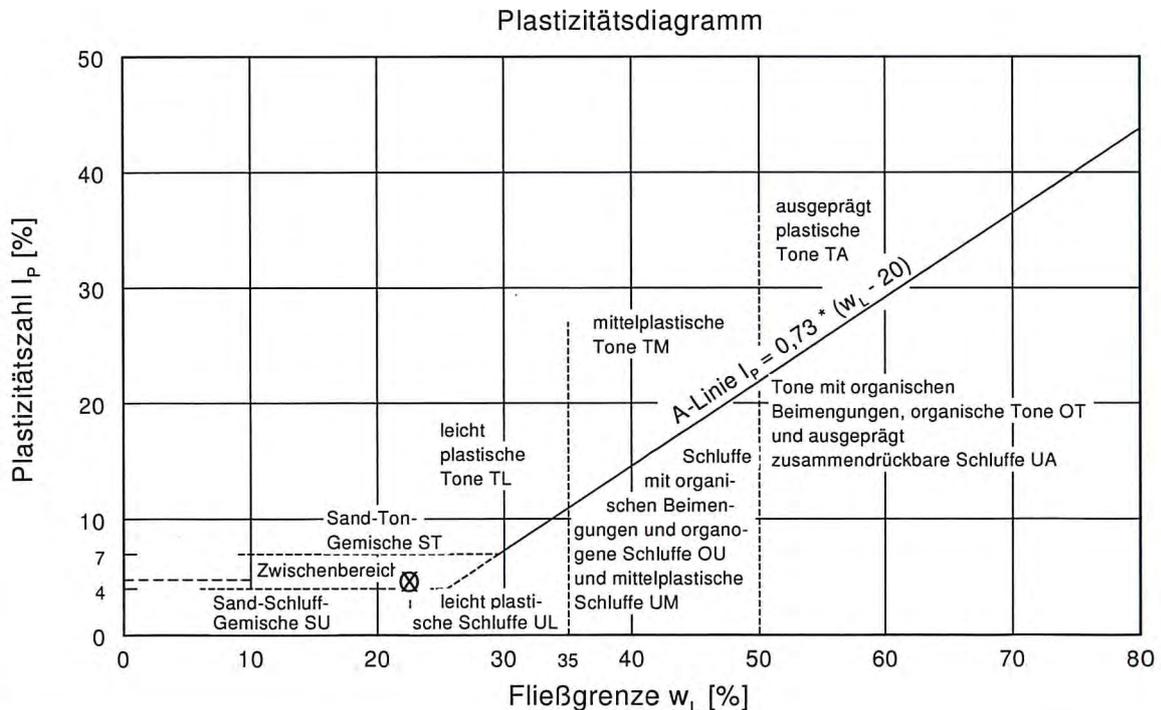
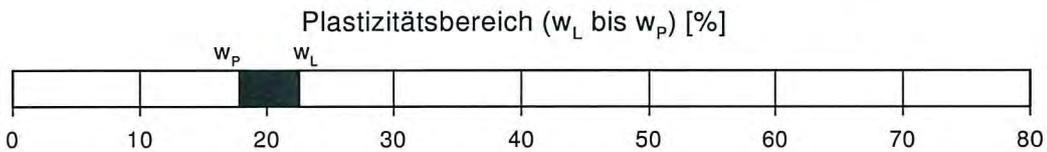
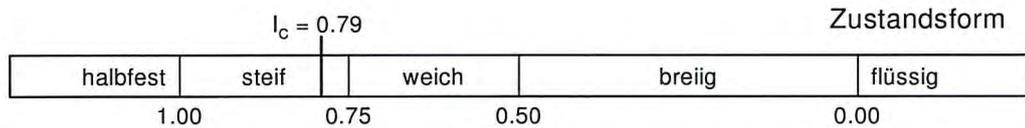
Bearbeiter: Wroblewski

Datum: 11.09.2015

gepr.: *SW*



Wassergehalt w =	18.8 %
Fließgrenze w <sub>L</sub> =	22.6 %
Ausrollgrenze w <sub>p</sub> =	17.8 %
Plastizitätszahl I <sub>p</sub> =	4.8 %
Konsistenzzahl I <sub>c</sub> =	0.79





**WPW Geoconsult**  
Südwest

Baugrund | Hydrogeologie | Umwelt

# Korngrößenverteilung

nach DIN 18123

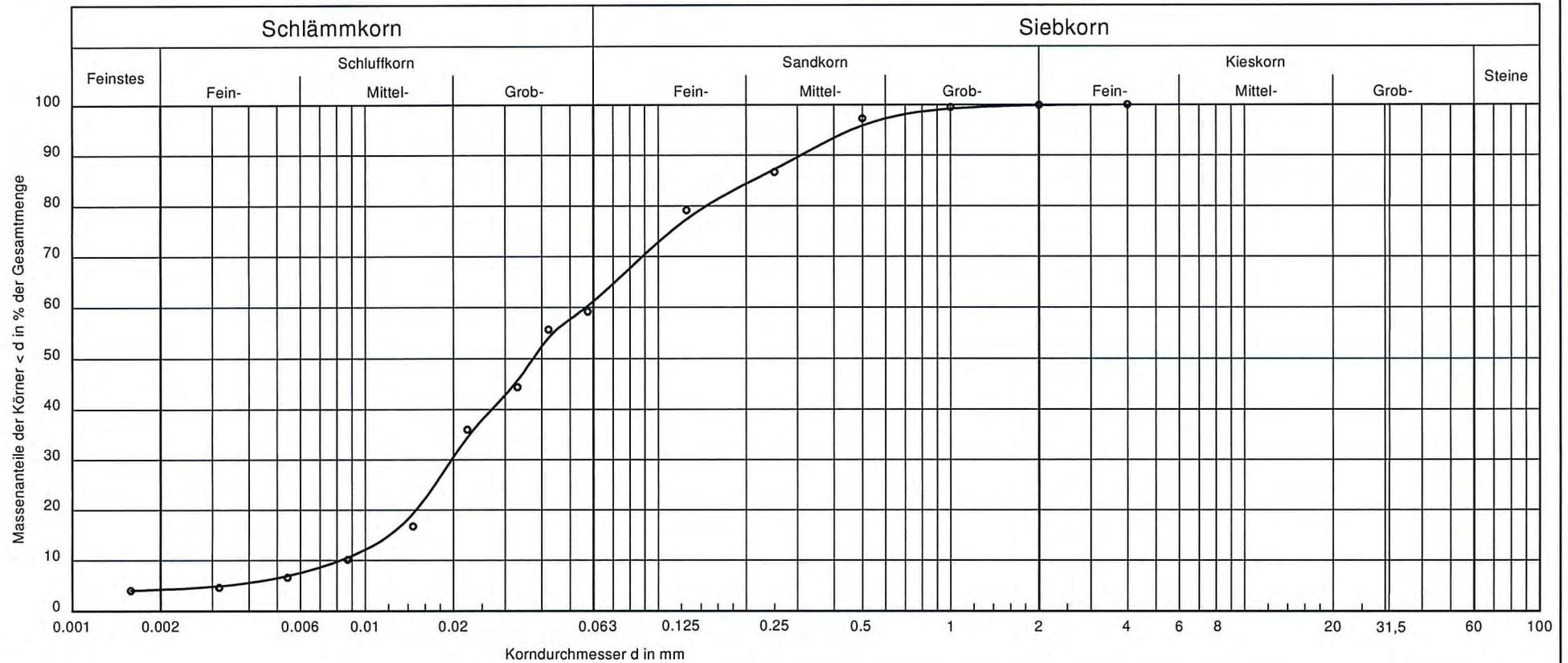
Windpark  
Gollenberg

Probe:..... BK 3  
Tiefe:..... 5,5 m  
Probe entnommen am.: 04.09.15  
Probe entnommen von: Sch

Bearbeiter: Wroblewski

Datum: 11.09.2015

gepr.: *SW*



Bodenart nach DIN 4022:	U, $\bar{s}$	Bemerkungen:	Anlage: <i>4.6</i> 15.91575.1
Bodengruppe nach DIN 18196:	UL		
U/Cc:	6.9/0.8		
Probe trocken [g]:	302,6		
Wassergehalt [%]:	18,8		
Feinkorngehalt [%]:	62,3		



**WPW Geoconsult**  
**Südwest**

Baugrund | Hydrogeologie | Umwelt

# Korngrößenverteilung

nach DIN 18123

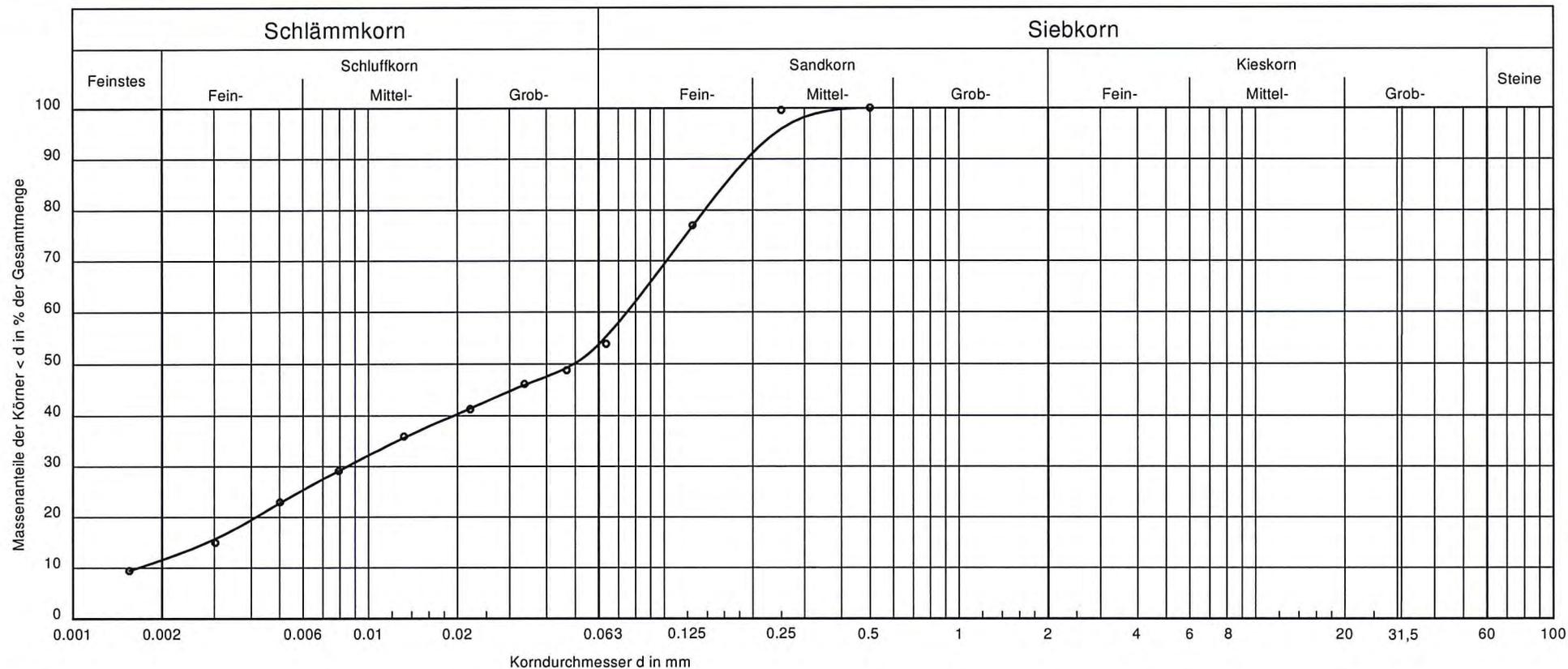
Windpark  
Gollenberg

Probe:..... BK 3  
Tiefe:..... 12,7 m  
Probe entnommen am: 04.09.15  
Probe entnommen von: Sch

Bearbeiter: Wroblewski

Datum: 11.09.2015

gepr. *SB*



Bodenart nach DIN 4022:	S, U, t'	Bemerkungen:	Anlage: <i>4.7</i> 15.915/5.1
Bodengruppe nach DIN 18196:	S $\bar{U}$		
U/Cc:	45.3/0.6		
Probe trocken [g]:	334,9		
Wassergehalt [%]:	14,3		
Feinkorngehalt [%]:	55,0		



**Zustandsgrenzen** nach DIN 18122 - 1

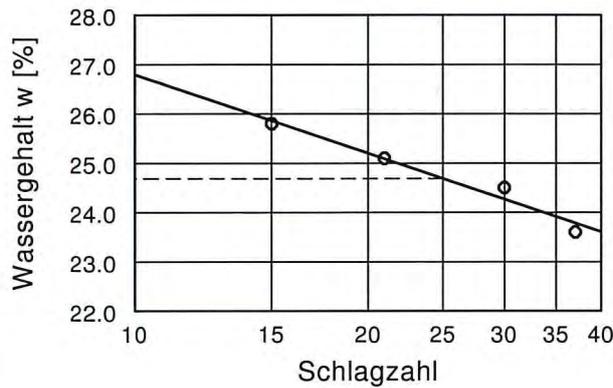
Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze

Aufschluss:..... BK 4  
Tiefe:..... 5,6 m  
Probe entnommen am:..... 16.09.15  
Probe entnommen von:..... gh  
Bodenart nach DIN 4022 - 1:.. U, fs

Bearbeiter: Wroblewski

Datum: 25.09.2015

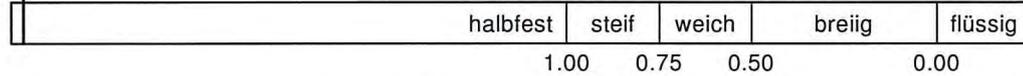
gepr.:



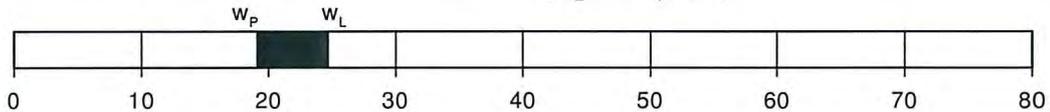
Wassergehalt w =	10.9 %
Fließgrenze $w_L$ =	24.7 %
Ausrollgrenze $w_p$ =	19.1 %
Plastizitätszahl $I_p$ =	5.6 %
Konsistenzzahl $I_c$ =	2.47

$I_c = 2.47$

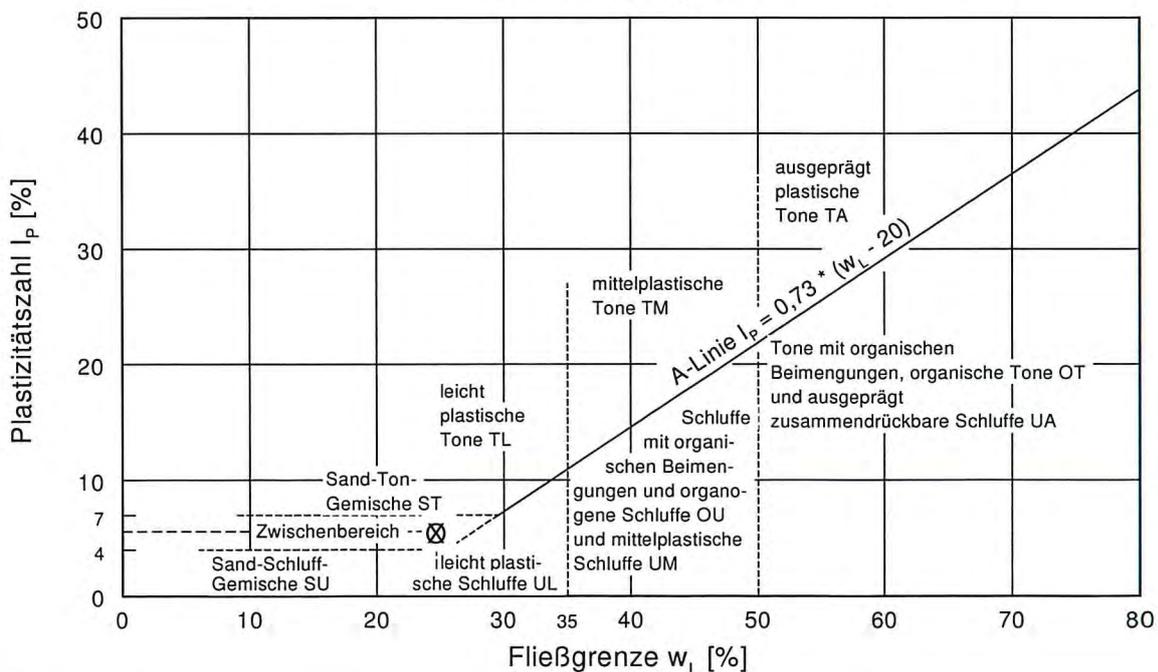
Zustandsform



Plastizitätsbereich ( $w_L$  bis  $w_p$ ) [%]



Plastizitätsdiagramm





**WPW Geoconsult  
Südwest**

Baugrund | Hydrogeologie | Umwelt

15.91575.1

Anlage: 4.9

Windpark

Gollenberg

**Zustandsgrenzen** nach DIN 18122 - 1

Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze

Aufschluss:..... BK 5

Tiefe:..... 2,4 m

Probe entnommen am:..... 16.09.15

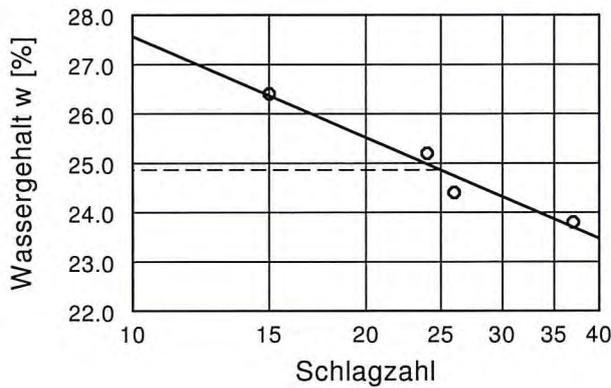
Probe entnommen von:..... gh

Bodenart nach DIN 4022 - 1:.. U, fs

Bearbeiter: Wroblewski

Datum: 25.09.2015

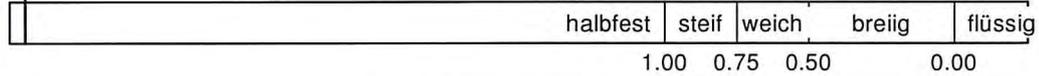
gepr.:



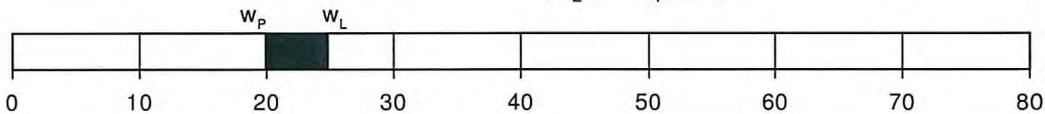
Wassergehalt $w =$	9.0 %
Fließgrenze $w_L =$	24.9 %
Ausrollgrenze $w_p =$	19.9 %
Plastizitätszahl $I_p =$	5.0 %
Konsistenzzahl $I_c =$	3.20

$I_c = 3.20$

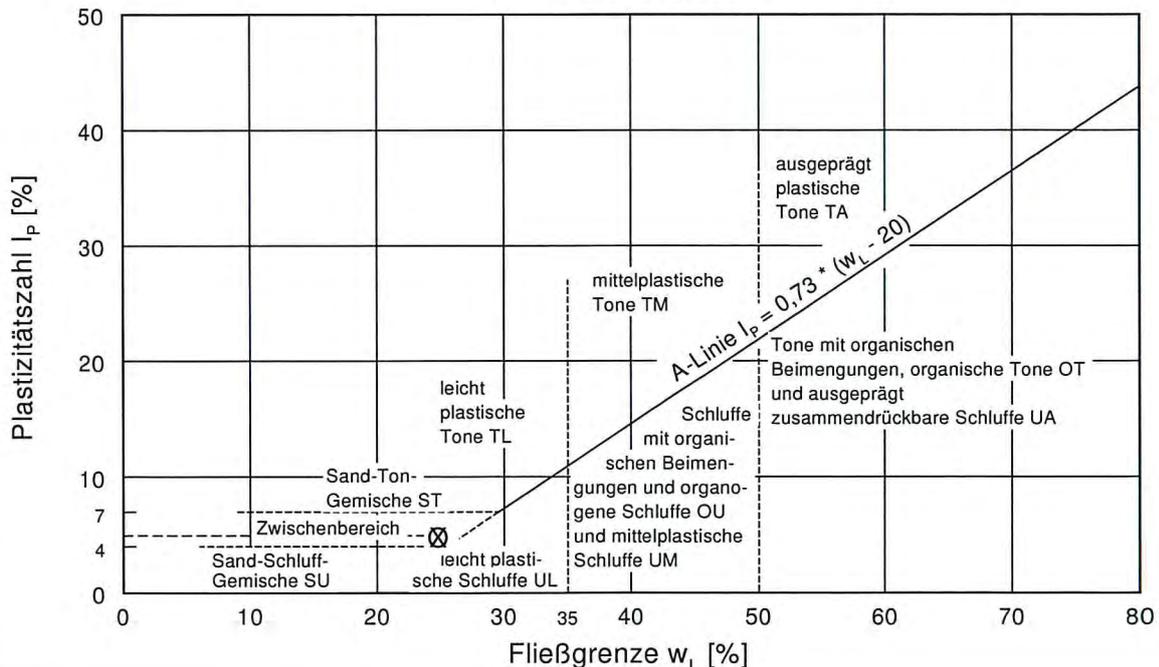
Zustandsform



Plastizitätsbereich ( $w_L$  bis  $w_p$ ) [%]



Plastizitätsdiagramm





**Zustandsgrenzen** nach DIN 18122 - 1

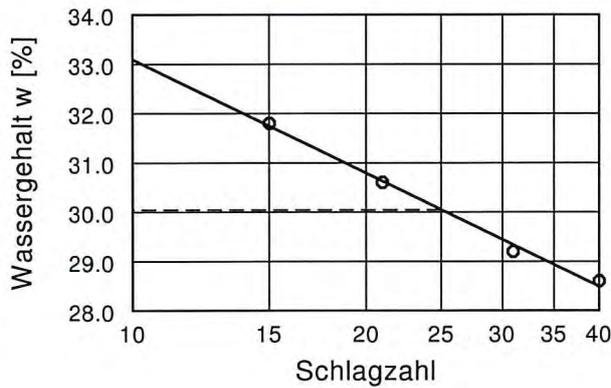
Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze

Aufschluss:..... BK 5  
Tiefe:..... 6,0 m  
Probe entnommen am:..... 16.09.15  
Probe entnommen von:..... gh  
Bodenart nach DIN 4022 - 1:.. T, u, fs'

Bearbeiter: Wroblewski

Datum: 25.09.2015

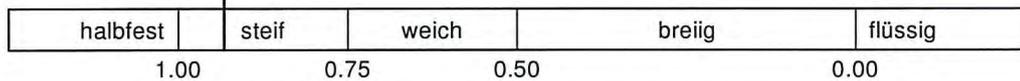
gepr.: SA



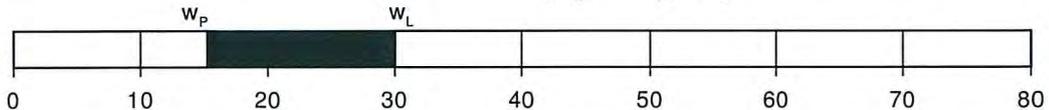
Wassergehalt w =	16.2 %
Fließgrenze $w_L$ =	30.0 %
Ausrollgrenze $w_p$ =	15.2 %
Plastizitätszahl $I_p$ =	14.8 %
Konsistenzzahl $I_c$ =	0.93

$I_c = 0.93$

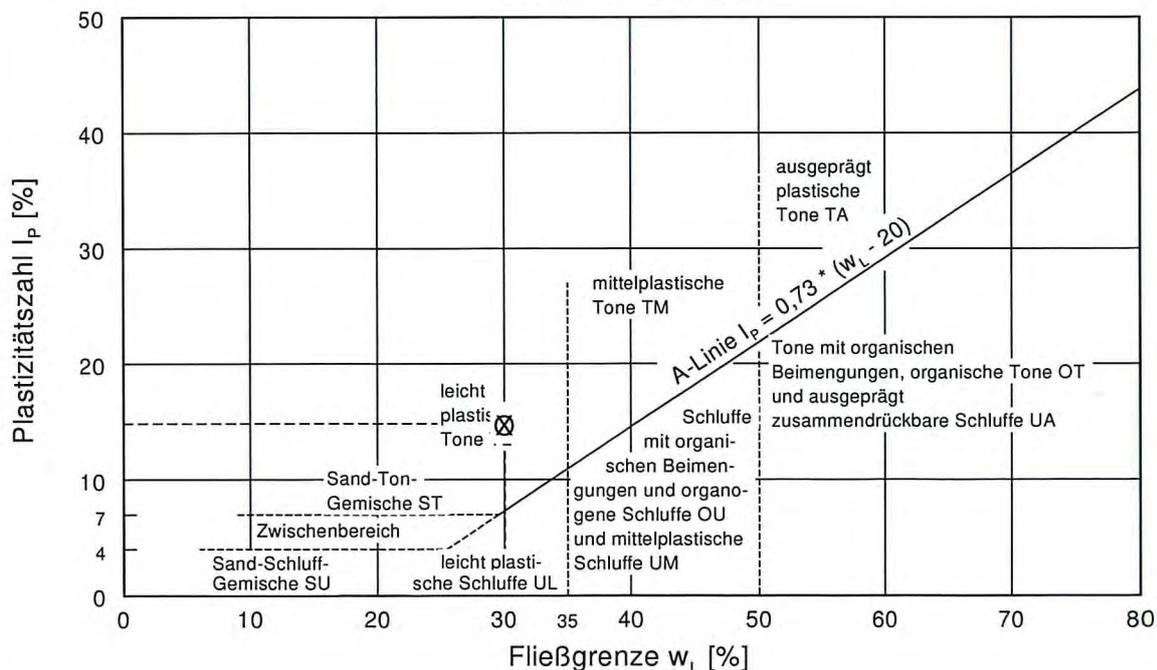
Zustandsform



Plastizitätsbereich ( $w_L$  bis  $w_p$ ) [%]



Plastizitätsdiagramm





**WPW Geoconsult  
Südwest**

Baugrund | Hydrogeologie | Umwelt

15.91575.1

Anlage: *4M*

Windpark

Gollenberg

**Zustandsgrenzen** nach DIN 18122 - 1

Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze

Aufschluss:..... BK 6

Tiefe:..... 5,8m

Probe entnommen am:..... 18.01.16

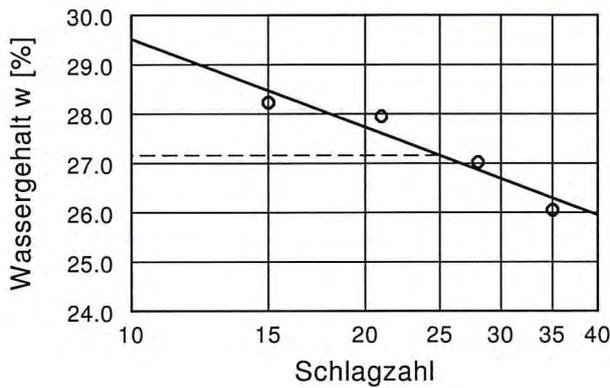
Probe entnommen von:..... Sch

Bodenart nach DIN 4022 - 1:.. T,  $\bar{u}$

Bearbeiter: Preissler

Datum: 25.01.16

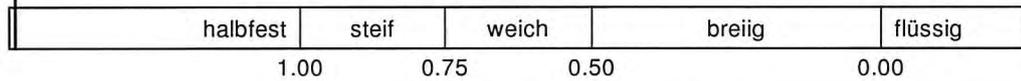
gepr.: *[Signature]*



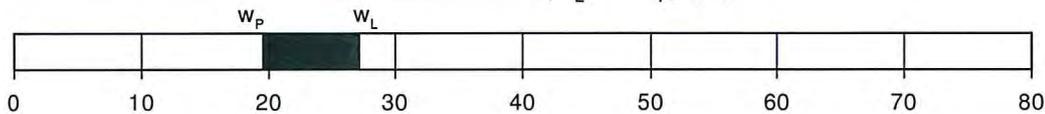
Wassergehalt $w =$	15.8 %
Fließgrenze $w_L =$	27.2 %
Ausrollgrenze $w_p =$	19.5 %
Plastizitätszahl $I_p =$	7.7 %
Konsistenzzahl $I_c =$	1.49

$I_c = 1.49$

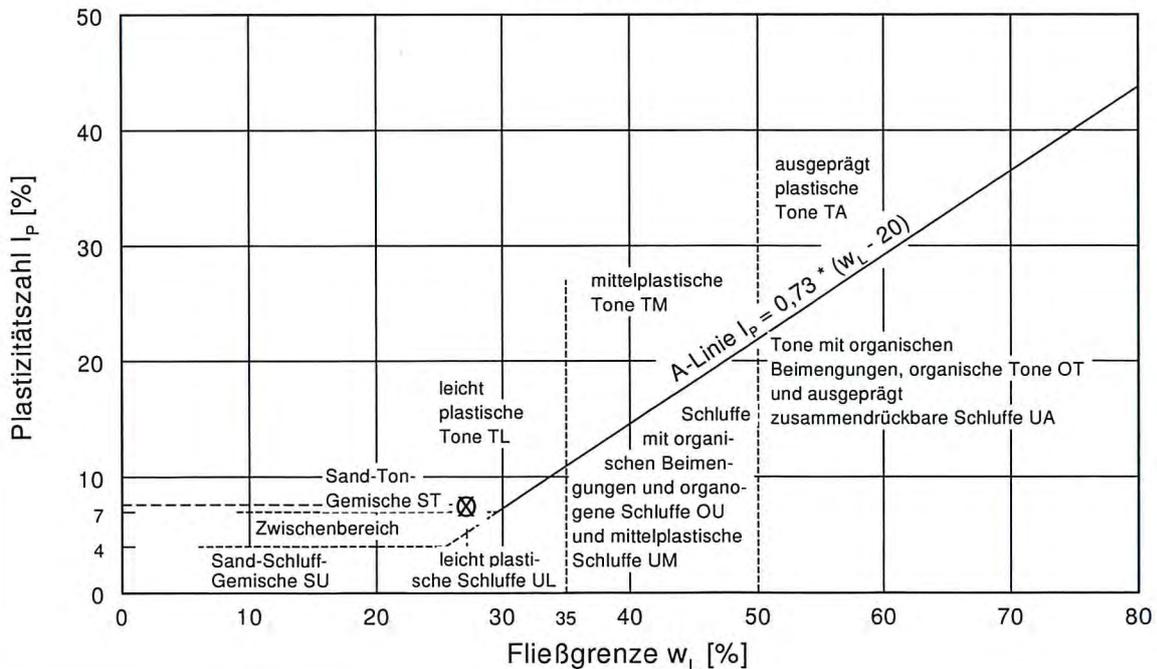
Zustandsform



Plastizitätsbereich ( $w_L$  bis  $w_p$ ) [%]



Plastizitätsdiagramm



Windpark  
 Gollenberg

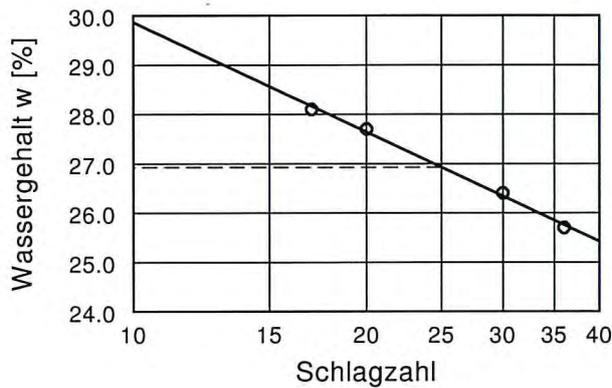
**Zustandsgrenzen** nach DIN 18122 - 1  
 Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze

Aufschluss:..... BK 7  
 Tiefe:..... 9,2 m  
 Probe entnommen am:..... 04.09.2015  
 Probe entnommen von:..... Sch  
 Bodenart nach DIN 4022 - 1:.. U, fs, t'

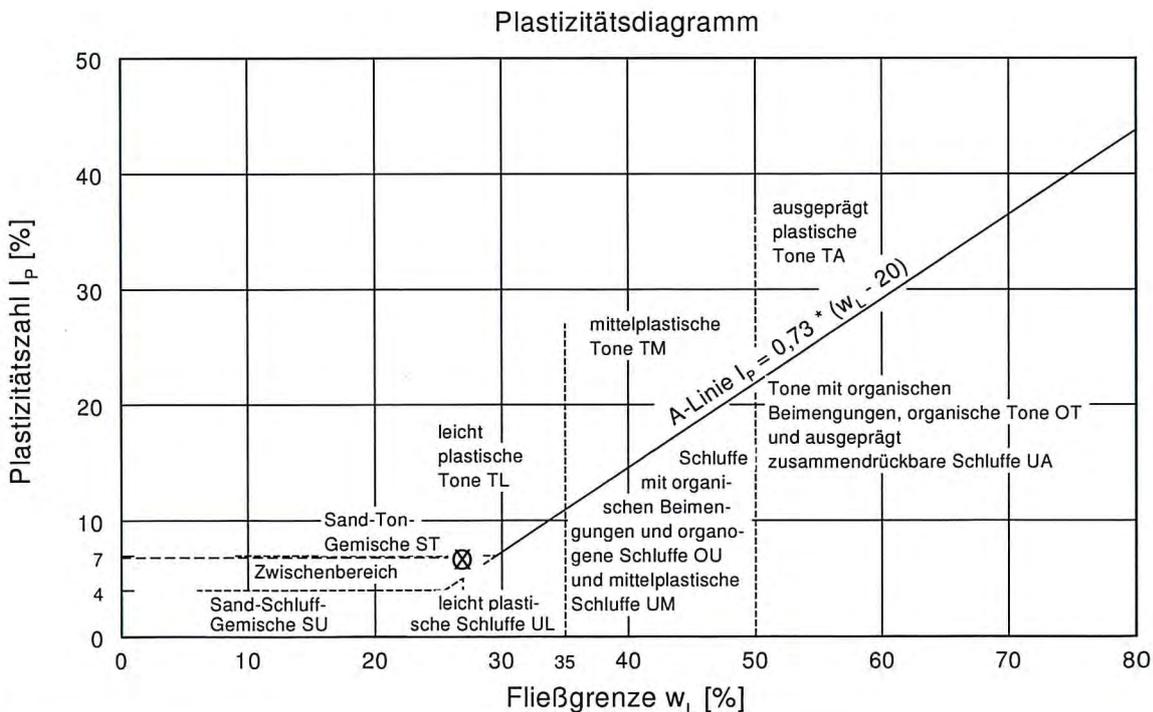
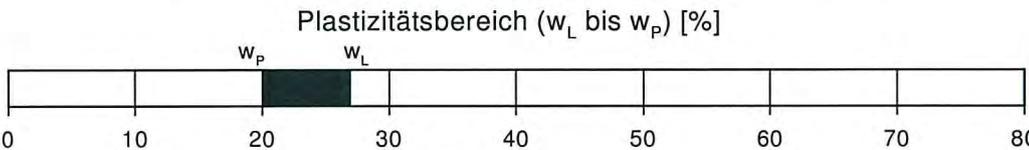
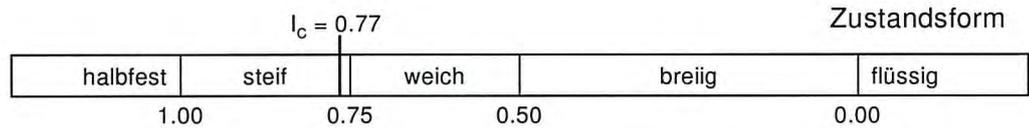
Bearbeiter: Wroblewski

Datum: 11.09.2015

gepr.: *SW*



Wassergehalt w =	21.7 %
Fließgrenze $w_L$ =	26.9 %
Ausrollgrenze $w_p$ =	20.1 %
Plastizitätszahl $I_p$ =	6.8 %
Konsistenzzahl $I_c$ =	0.77



# BK 1

(0 - 12 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden 67065 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben: <b>Windpark Gollenberg</b> - WEA 1 bis WEA 7 - Planbezeichnung: <b>Fotodokumentation BK 1</b>	Anlage: 5.1
		Maßstab: -----
		Projekt-Nr: 15.91575.1

# BK 5

(12 - 22 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden 67065 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben:	Anlage:	5.10
	Windpark Gollenberg - WEA 1 bis WEA 7 - Planbezeichnung:	Maßstab:	-----
	Fotodokumentation BK 5	Projekt-Nr:	15.91575.1

# BK 6

(0 - 12 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden 67065 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben: Windpark Gollenberg - WEA 1 bis WEA 7 - Planbezeichnung: Fotodokumentation BK 6	Anlage: 5.11
		Maßstab: -----
		Projekt-Nr: 15.91575.1

# BK 6

(12 - 22 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden 67065 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben: <b>Windpark Gollenberg</b> - WEA 1 bis WEA 7 - Planbezeichnung: <b>Fotodokumentation BK 6</b>	Anlage: 5.12
		Maßstab: -----
		Projekt-Nr: 15.91575.1

# BK 7

(0 - 12 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden 67065 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben:	Anlage:	5.13
	Windpark Gollenberg - WEA 1 bis WEA 7 - Planbezeichnung:	Maßstab:	-----
	Fotodokumentation BK 7	Projekt-Nr:	15.91575.1

# BK 7

(12 - 22 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest  
Baugrund Hydrogeologie Umwelt  
66849 Landstuhl  
68165 Mannheim  
65189 Wiesbaden  
67065 Ludwigshafen  
66606 St. Wendel

Bauvorhaben:  
**Windpark Gollenberg**  
- WEA 1 bis WEA 7 -  
Planbezeichnung:  
**Fotodokumentation BK 7**

Anlage: 5.14

Maßstab: -----

Projekt-Nr: 15.91575.1

# BK 1

(12 - 22 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden 67065 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben: Windpark Gollenberg - WEA 1 bis WEA 7 - Planbezeichnung: Fotodokumentation BK 1	Anlage: 5.2
		Maßstab: -----
		Projekt-Nr: 15.91575.1

# BK 2

(0 - 12 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden 67065 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben:	Anlage:	5.3
	Windpark Gollenberg - WEA 1 bis WEA 7 - Planbezeichnung:	Maßstab:	-----
	Fotodokumentation BK 2	Projekt-Nr:	15.91575.1

# BK 2

(12 - 22 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden 67065 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben: <b>Windpark Gollenberg</b> - WEA 1 bis WEA 7 - Planbezeichnung: <b>Fotodokumentation BK 2</b>	Anlage: 5.4
		Maßstab: -----
		Projekt-Nr: 15.91575.1

# BK 3

(0 - 12 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden 67065 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben: Windpark Gollenberg - WEA 1 bis WEA 7 - Planbezeichnung: Fotodokumentation BK 3	Anlage: 5.5
		Maßstab: -----
		Projekt-Nr: 15.91575.1

# BK 3

(12 - 22 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden 67065 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben: Windpark Gollenberg - WEA 1 bis WEA 7 - Planbezeichnung: Fotodokumentation BK 3	Anlage: 5.6
		Maßstab: -----
		Projekt-Nr: 15.91575.1

# BK 4

(0 - 12 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden 67065 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben: Windpark Gollenberg - WEA 1 bis WEA 7 - Planbezeichnung: Fotodokumentation BK 4	Anlage: 5.7
		Maßstab: -----
		Projekt-Nr: 15.91575.1

# BK 4

(12 - 22 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68165 Mannheim 65189 Wiesbaden 67065 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben: <b>Windpark Gollenberg</b> - WEA 1 bis WEA 7 - Planbezeichnung: <b>Fotodokumentation BK 4</b>	Anlage: 5.8
		Maßstab: -----
		Projekt-Nr: 15.91575.1

# BK 5

(0 - 12 m)



91575-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest  
Baugrund Hydrogeologie Umwelt  
66849 Landstuhl  
68165 Mannheim  
65189 Wiesbaden  
67065 Ludwigshafen  
66606 St. Wendel

Bauvorhaben:  
Windpark Gollenberg  
- WEA 1 bis WEA 7 -  
Planbezeichnung:  
Fotodokumentation BK 5

Anlage: 5.9

Maßstab: -----

Projekt-Nr: 15.91575.1