

**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 (Tektur 1)

---

**Objekt:** Windpark Am Sauberg  
Geotechnische Untersuchungen

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

**Auftrag Nr.:** 18.92071.1

**Datum:** 24.10.2018

92071.1G-Tektur1.docx

**INHALTSVERZEICHNIS**

1	Einführung	1
2	Vorhandene Unterlagen und Beschreibung der Baumassnahme	1
3	Beschreibung der Baugrundverhältnisse	3
3.1	Geländebeschreibung, Geologischer Überblick und Aufschlussprogramm	3
3.2	Bodenverhältnisse	4
3.2.1	Bodenverhältnisse bei der WEA 1	5
3.2.2	Bodenverhältnisse bei der WEA 2	5
3.2.3	Zuwegung	6
3.3	Hydrogeologische Verhältnisse	7
3.4	Bodengruppen, Frostempfindlichkeitsklassen	7
3.5	Bodenkenngrößen	8
3.6	Erdbebenzone, Bergbaueinflüsse	8
4	Gründungsmassnahmen	10
4.1	Baugrundbeurteilung und Gründungsempfehlung	10
4.2	Gründung der WEA 1	11
4.3	Gründung der WEA 2	12
5	Ausführungshinweise	14
5.1	Anlegen der Baugrube	14
5.2	Bodenaustausch	15
5.3	Ableitung von Oberflächen- und Schichtwasser, Turmwasser	16
5.4	Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen	16
5.5	Verfüllen von Leitungsgräben, Betonfrischgewicht	17
6	Betonaggressivität	17
7	Hinweise zu den Kranstellflächen	17
7.1	Kranstellfläche der WEA 1	17
7.2	Kranstellfläche der WEA 2	19
8	Erdbautechnische Angaben zur Zuwegung	21
8.1	Tragfähigkeit des vorhandenen Weges	21
8.2	Tragfähigkeit in den Verbreiterungsbereichen	21
8.3	Anlegen der Anschnittsböschungen	22
8.4	Homogenbereiche nach DIN 18300	23

## **ANLAGEN**

- 0     Legende
- 1     Übersichtslageplan
- 2     Lageskizzen, Schnitte
- 3     Lageplan und Aufschlussprofile der Zuwegung
- 4     Berechnungen
- 5     Laborversuche
- 6     Laborprotokoll zur Betonaggressivität
- 7     Protokolle der Plattendruckversuche

## **VERTEILER**

juwi AG  
Energie-Allee 1  
55286 Wörrstadt

1 – fach und als pdf  
[susemichel@juwi.de](mailto:susemichel@juwi.de)

## 1 EINFÜHRUNG

Im Windpark Am Sauberg ist die Errichtung von 2 Windenergieanlagen vom Typ GE Renewable Energy **GE 5.3** mit einem Stahl-Beton-Hybridturm (G20), einem Rotordurchmesser von 158 m und einer Nabenhöhe von 161 m geplant. Zudem ist der Ausbau der Zuwegung zu den Anlagenstandorten vorgesehen. **WPW Geoconsult Südwest GmbH** wurde mit der Durchführung von Geotechnischen Untersuchungen und der Erarbeitung eines Geotechnischen Berichtes beauftragt, der mit Datum vom 18.05.2018 vorgelegt wurde.

Mit Datum vom 05.10.2018 wurde dem Unterzeichner ein neues Fundamentdesign zur Verfügung gestellt. Er wurde seitens der juwi AG mit der Anpassung des Geotechnischen Berichtes beauftragt.

## 2 VORHANDENE UNTERLAGEN UND BESCHREIBUNG DER BAUMASSNAHME

Für die Ausarbeitung des Berichtes standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- [1] Übersicht Windpark, M 1 : 10.000, Plannr.: 1 von 1, 06.02.2018, juwi Energieprojekte GmbH
- [2] Lageplan Zuwegung, M 1 : 1.000, Plannr.: 1 – 5 von 5, 31.01.2018 und 10.04.2018, juwi Energieprojekte GmbH
- [3] DE\_G20\_105\_XX\_X\_Schalplan, M 1 : 50, 26.06.2018, Max Bögl
- [4] Technische Dokumentation Windenergieanlagen GE – All Turbine Types, Allgemeine Beschreibung, Geotechnische Anforderungen – Mindestanforderungen an das Baugrundgutachten, 2014, General Electric Company
- [5] Geologische Übersichtskarte 1 : 200.000, CC 7110 Mannheim
- [6] Höhenangaben zur Gründungskote, e-mail der juwi AG vom 11.10.2018
- [7] Detailpläne Kranstellfläche, Entwurf, 1 : 500, 12.10.2018

Geplant ist die Errichtung von 2 Windenergieanlagen vom Typ GE Renewable Energy mit einem Stahl-Beton-Hybridturm (G20), einem Rotordurchmesser von 158 m und einer Nabenhöhe von 161 m. Für die Fundamentmittelpunkte gelten folgende Koordinaten:

*Tabelle 1: Koordinaten der Fundamentmittelpunkte*

WEA Nr.	Rechtswert	Hochwert
1	3472560	5412246
2	3472887	5411656

Der Unterlage [3] zufolge können die Anlagen flach mit einem Kreisfundament gegründet werden. Die Fundamentsohle wird planmäßig auf der Kote -1,29 m angeordnet. Bezugsebene ist die Geländeoberkante am Fundamentmittelpunkt, die mit der Kote  $\pm 0,00$  m belegt ist. Der Fundamentdurchmesser beträgt 23,50 m. Der Grundwasserspiegel darf maximal bis zur Fundamentsohle ansteigen.

Abweichend von der Standardgründungskote -1,29 m werden die Fundamente gemäß [6] auf folgender Kote gegründet:

WEA 1: -1,89 m      544,51 mNN  
 WEA 2: -2,59 m      563,51 mNN

Der Unterlage [3] sind folgende Lastangaben zu entnehmen:

*Tabelle 2: Charakteristische Fundamentlasten bezogen auf UK Fundament*

Bemessungssituation nach EC 7	BS-P	BS-A
Vertikalkraft VK [kN]	35.712	35.743
Horizontalkraft HK [kN]	1.586	1.372
Moment MK [kNm]	175.708	217.919
Bodenpressung [ $\sigma_{R,k}$ ]	242,4	291,2

Der Baugrund muss folgende Mindestdrehfedersteifigkeiten aufweisen:

**Dynamische Drehfedersteifigkeit:  $k_{\varphi, \text{dyn}} = 173.800 \text{ MNm/rad}$**

**Statische Drehfedersteifigkeit:  $k_{\varphi, \text{stat}} = 34.760 \text{ MNm/rad}$**

Die zulässige Schiefstellung des Fundamentes beträgt 3 mm/m.

Die planmäßige Wichte der Fundamentüberschüttung beträgt  $18,5 \text{ kN/m}^3$ . Weicht die Wichte von diesem Wert ab, kann die erforderliche Fundamentaflast durch eine höhere Fundamentüberschüttung erreicht werden.

### **3 BESCHREIBUNG DER BAUGRUNDVERHÄLTNISSE**

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

Die Standorte der Windkraftanlagen WEA 1 und WEA 2 befinden sich in einem bewaldeten Hanggelände. Die Zuwegung befindet sich ebenfalls im bewaldeten Gebiet und verläuft im Hang.

Gemäß der Unterlage [5] liegt der Standort der Anlagen im Verbreitungsgebiet der Schichten des Oberen Buntsandsteins, die hier im Wesentlichen von Sandsteinen aufgebaut werden.

Zur Erkundung der Baugrundverhältnisse wurden im Fundamentbereich je 2 Baggerschürfe (Sch) und 3 (WEA 1) bzw. 4 (WEA 2) Sondierungen mit der Schweren Rammsonde ausgeführt. Im Bereich der Kranstellfläche wurden je 2 Baggerschürfe bis in 2,7 – 3,9 m Tiefe durchgeführt.

Bei der Baugrunduntersuchung wurde mit allen Baggerschürfen Festgestein und somit Baugrund hoher Tragfähigkeit aufgeschlossen.

Die durchgeführten Rammsondierungen bestätigen, dass das mit den Baggerschürfen aufgeschlossene Festgestein flächendeckend im Fundamentbereich vorhanden ist.

Es ist allgemein bekannt, dass der Buntsandstein aus Sandsteinen und Tonsteinen zusammengesetzt ist. Lockergesteine unterhalb der Festgesteinsoberfläche sind nicht ausgebildet. Lösliche Gesteine, wie z. B. Karbonate oder Salze liegen in diesen Schichten nicht vor.

Die in den Setzungs-/Grundbruchberechnungen angesetzten Bodenkenngrößen für das Festgestein unterhalb der Aufschlussendtiefe wurden auf der Basis der mehr als 20 – jährigen Erfahrung des Unterzeichners mit der Gründung von Windkraftanlagen in den Festgesteinen des Buntsandsteins festgelegt.

Die ermittelten Werte der Setzungsdifferenz, der Grundbruchsicherheit und der Drehfedersteifigkeit weisen erhebliche Reserven auf, so dass eine Reduzierung des Untersuchungsumfanges gegenüber den Vorgaben der DIN 4020 und DIN EN 1997-2 aus der Sicht des Unterzeichners vertretbar ist.

Im Bereich der Zuwegung für die Windkraftanlagen wurden im bergseitigen Böschungsbereich 16 Baggerschürfe ausgeführt. Weiterhin wurden auf dem Bestandsweg 10 statische Plattendruckversuche nach DIN 18134 – 300 durchgeführt.

Die Lage der Aufschlusspunkte an den Anlagenstandorten 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 bauherrenseits ausgepflockt war. Der Lageplan und die Aufschlussprofile der Zuwegung sind in der Anlage 3 aufgeführt.

An Bodenproben wurden folgende bodenmechanische Laborversuche durchgeführt:

- 3 Bestimmungen des natürlichen Wassergehaltes gemäß DIN 18121
- 2 Bestimmungen der Fließ- und Ausrollgrenze gemäß DIN 18122

2 Bodenproben wurden auf betonangreifende Inhaltsstoffe nach DIN 4030 untersucht.

### 3.2 Bodenverhältnisse

Die Baugrundverhältnisse an den Anlagenstandorten lassen sich nach ingenieurgeologischen Gesichtspunkten wie folgt gliedern:

	Oberboden
	Hanglehm
	Hangschutt
	Festgestein

### 3.2.1 Bodenverhältnisse bei der WEA 1

Im Bereich des Anlagenfundamentes wurde unter 10 – 30 cm **Oberboden** bis in 2,1 m bis 3,0 m Tiefe toniger, kiesiger, steiniger bis stark steiniger **Hangschutt** aus Sand aufgeschlossen. Der Hangschutt enthält Sandsteinblöcke mit einem Durchmesser bis ca. 1,5 m.

Darunter steht das **Festgestein** in Form von verwittertem, mittel hartem, dünnplattigem bis bankigem Sandstein an. Der Sandstein liegt klüftig bis stark klüftig vor und zerfiel beim Aushub grusig bis stückig. Die Schichtflächen des Sandsteins lagern söhlig, die Klufflächen stehen lotrecht auf den Schichtflächen.

Mit den Sondierungen mit der Schweren Rammsonde DPH 1.3 bis DPH 1.5 wurden im Hangschutt Schlagzahlen im Bereich einer lockeren bis mitteldichten Lagerung erreicht. Spitzen in den Sondierdiagrammen sind wahrscheinlich auf Steine zurückzuführen. Die Rammsondierungen DPH 1.3 und DPH 1.4 wurden bei 1,9 m bzw. 3,4 m Tiefe vermutlich im Festgestein ausgerammt. Die Rammsondierung DPH 1,5 endete in 1,2 m Tiefe vermutlich auf einem Block.

Im Bereich der Kranstellfläche wurde 15 - 20 cm mächtiger **Oberboden** aufgeschlossen. Unterlagernd wurde **Hangschutt** aus tonigem, schwach kiesigem, stark steinigem Sand erschürft. Der Hangschutt enthält Sandsteinblöcke mit einem Durchmesser bis ca. 1,5 m.

Das **Festgestein** wurde ab 2,2 – 2,5 m Tiefe erreicht. Dieses besteht aus verwittertem, mittel hartem, dünnplattig bis bankigem, klüftigem und grobstückig zerfallendem Sandstein.

### 3.2.2 Bodenverhältnisse bei der WEA 2

Am Standort der WEA 2 wurde im Bereich des Anlagenfundamentes in den oberen 10 - 20 cm **Oberboden** und darunter bis 2,2 – 3,1 m Tiefe toniger, kiesiger, steiniger bis stark steiniger **Sand-Hangschutt** aufgeschlossen. Der Hangschutt enthält Sandsteinblöcke mit einem Durchmesser bis 1,5 m.

Im Schurf Sch 2.2 enthielt der Hangschutt Blöcke aus kantigem Granitgestein. Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass es sich hierbei nicht um gewachsenen Baugrund sondern um Auffüllungen handelt.

Mit dem Schurf Sch 2.1 wurde unter dem sandigen Hangschutt bis in 6,8 m Tiefe weicher, leicht bis mittel plastischer **Hanglehm** erschürft, der ab 6,5 m Tiefe kiesige Nebenanteile führt und stark feucht ist. Dem Hanglehm unterlagernd folgt **Festgestein** aus Sandstein gering harter und plattiger Ausbildung. Die Schichtflächen des Sandsteins lagern söhlig, die Klufflächen stehen lotrecht auf den Schichtflächen.

Die Schlagzahlen der Sondierungen mit der Schweren Rammsonde DPH 2.3 bis DPH 2.5 weisen auf eine lockere bis mitteldichte Lagerung des Hangschutts hin. Spitzen in den Sondierdiagrammen sind wahrscheinlich auf Steine zurückzuführen. Die Rammsondierung DPH 2.2 zeigt Schlagzahlen im Bereich einer weichen Konsistenz des Hanglehms an. Die Rammsondierungen sind zwischen 2,4 m und 6,9 m Tiefe im Festgestein ausgerammt.

Im Bereich der Kranstellflächen wurde unter 10 – 20 cm mächtigem **Oberboden** Lockergestein aus tonigem, kiesigem, steinigem bis stark steinigem Sand-**Hangschutt** aufgeschlossen. Der Hangschutt enthält Sandsteinblöcke mit einem Durchmesser bis ca. 1,5 m.

Mit dem Schurf Sch 2.7 wurde zwischen 2,2 m und 3,7 m Tiefe sandiger **Hanglehm** breiiger Konsistenz und mittlerer Plastizität erschürft. Das **Festgestein** in Form von verwittertem bis stark verwittertem Sandstein mittel harter, dickbankiger bis bankiger und klüftiger Ausbildung wurde ab 2,6 – 2,7 m Tiefe erreicht.

### 3.2.3 Zuwegung

Mit den Schürfen Sch 1 bis Sch 16 wurde unter 10 - 30 cm mächtigem **Oberboden** bis zur Endtiefe von 0,8 m bis 1,1 m Lockergestein aus schwach tonigen bis tonigen, schwach kiesigen bis kiesigen, teilweise schwach steinigen bis steinigen und im Schurf Sch 11 schwach blockigen **Sanden** erschlossen. Bei dem Kies-, Stein-, Blockanteil handelt es sich um Sandstein-Bruchstücke. Aufgrund der Erkenntnisse aus den Schürfen im Bereich der Windenergieanlagen ist ab einer Tiefe von 2 – 3 m der Übergang zum Festgestein aus Sandstein zu erwarten.

### 3.3 Hydrogeologische Verhältnisse

Bei den an den Standorten der WEA 1 und WEA 2 durchgeführten Aufschlussarbeiten wurde kein Grundwasser angetroffen. Der geschlossene Grundwasserspiegel ist hier erst in größerer Tiefe zu erwarten. Bei den durchzuführenden Erdarbeiten wird nicht in den Grundwasserspiegel eingegriffen.

Die am Standort der WEA 2 festgestellte weiche und breiige Konsistenz des Hanglehms lässt aber auf eine zumindest temporäre Schicht- oder Sickerwasserführung schließen. Ein Hinweis auf das Vorhandensein von Schichtwasser im Umfeld der Windkraftanlagen ist eine Quelle zwischen den beiden Standorten der Windkraftanlagen

Da die Sohle der Anlagenfundamente an der Talseite etwa in Höhe der Geländeoberfläche zu liegen kommt, sind ein Anstieg von Grund- oder Schichtwasser bis über die Fundamentsohle und eine Auftriebswirkung auf das Fundament nicht zu erwarten.

Einen Einfluss auf die Standsicherheit der Anlagen durch Schichtwasser oder das tieferliegende Grundwasser, z. B. durch Auslaugung von Gesteinen und dadurch bedingte Entstehung von Karsthohlräumen, ist nicht zu erwarten, da in den Schichten des Oberen und unterlagernden Mittleren Buntsandsteins keine löslichen Minerale, wie z. B. Karbonate oder Salze vorhanden sind.

In den Schürfen im Bereich der Zuwegung erfolgte ebenfalls kein Wasserzutritt.

### 3.4 Bodengruppen, Frostempfindlichkeitsklassen

Die aufgeschlossenen Schichten wurden den jeweiligen Bodengruppen nach DIN 18196 zugeordnet. Die Einstufung in die Frostempfindlichkeitsklassen erfolgte nach ZTVE-StB 17 Tabelle 3. Die Zuordnung entspricht der Schichtenzusammenfassung in den Aufschlussprofilen.

Tabelle 3: Bodengruppen, Frostempfindlichkeitsklassen

Bodenart		Bodengruppe nach DIN 18196	Frostempfindlichkeitsklasse ZTVE-StB 17
Oberboden	Mu	OH	F 2
Hanglehm		TL, TM	F 2 – F 3
Hangschutt		ST*, SU*	F 3
Festgestein	Zv	-	F 1, F 2

### 3.5 Bodenkenngrößen

Auf der Grundlage von Laborversuchen und Erfahrungswerten wurden den definierten Schichten Bodenkenngrößen zugeordnet. Es handelt sich dabei um charakteristische Werte im Sinne der DIN 1054/2010-12, die für Bemessungszwecke mit entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten zu beaufschlagen sind.

Tabelle 4: Bodenkenngrößen (charakteristische Werte)

Bodenart		Wichte $\gamma_k / \gamma'_{k}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungswinkel $\varphi'_{k}$ [°]	Kohäsion $c'_{k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Statischer Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	dynamischer Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
Hanglehm breiig weich		19 / 9	25	0	3	50
		19 / 9	25	0	4	60
Hangschutt locker mitteldicht		18 / 8	32,5	0	10	30
		19 / 9	32,5	5	40	120
Festgestein	Zv	23	35	50	150 - 200	750 - 1000

### 3.6 Erdbebenzone, Bergbaueinflüsse

Der Standort der Windenergieanlagen befindet sich in der Erdbebenzone 0 und ist der Untergrundklasse R zuzuordnen. Hinweise auf Bergbaueinflüsse am Standort der Anlagen liegen nicht vor.

### 3.7 Homogenbereich nach DIN 18300

In den Tabellen 5 und 6 sind die im Bereich der Anlagenstandorte aufgeschlossenen Schichten den Homogenbereichen nach DIN 18300 für Lockergesteine und Festgesteine zugeordnet.

*Tabelle 5: Homogenbereiche nach DIN 18300 für Lockergestein*

Homogenbereich Nr.	Eigenschaft, Kennwert	Bemerkung
<b>O 1</b>	Ortsübliche Bezeichnung	Oberboden
	Massenanteil Steine, Blöcke	30 – 50 %
	Bodengruppe	OH
<b>B 1</b>	Ortsübliche Bezeichnung	Handlehm
	Korngrößenverteilung	Ton, sandig
	Massenanteil Steine, Blöcke	< 5 %
	Dichte (Wichte)	18 – 20 kN/m <sup>3</sup>
	Undrainede Scherfestigkeit	15 – 40 kN/m <sup>2</sup>
	Wassergehalt	25 – 40 %
	Konsistenz	Weich bis breiig
	Organischer Anteil	Nicht organisch
	Bodengruppe	TL, UM
Abrasivität	nicht bestimmt	
<b>B 2</b>	Ortsübliche Bezeichnung	Hangschutt
	Korngrößenverteilung	Sand, tonig, kieisig, steinig, mit Blöcken
	Massenanteil Steine, Blöcke	20 – 50 %
	Dichte (Wichte)	18 – 20 kN/m <sup>3</sup>
	Wassergehalt	12 - 18 %
	Lagerungsdichte	locker bis mitteldicht
	Organischer Anteil	Nicht organisch
	Bodengruppe	SU, SU*, ST*
Abrasivität	Nicht bestimmt	

Tabelle 6: Homogenbereiche nach DIN 18300 für Festgestein

Homogen-Bereich Nr.	Eigenschaft/Kennwerte	Bemerkung
<b>X 1</b>	ortsübliche Bezeichnung	Sandstein des Oberen Buntsandsteins
	Benennung Beschreibung nach DIN EN ISO 14689-1	Sedimentär, geschichtet, feinkörnig bis mittelkörnig
	Dichte/Wichte	23 – 25 kN/m <sup>3</sup>
	Verwitterung und Veränderung nach DIN EN ISO 14689-1	mäßig verwittert bis zersetzt nicht veränderlich bis stark veränderlich
	Einaxiale Druckfestigkeit nach DIN EN ISO 14689-1	außerordentlich gering bis gering < 1 MN/m <sup>2</sup> - 25 MN/m <sup>2</sup>
	Trennflächenrichtung, Trennflächenabstand	Schichtflächenneigung: söhlig Schichtflächenabstand: fein laminiert bis dick Kluftflächenneigung: steil bis lotrecht Kluftflächenabstand: sehr engständig bis weitständig
	Abrasivität	Nicht bestimmt

## 4 GRÜNDUNGSMASSNAHMEN

### 4.1 Baugrundbeurteilung und Gründungsempfehlung

Bei geeigneten Baugrundverhältnissen kann das Anlagenfundament flach gegründet werden. Standardmäßig bindet das Fundament 1,29 m im Gelände ein. Da die Geländeoberfläche an beiden Standorten ein Gefälle von ca. 10 % bis 12 % aufweist, erfolgt die Gründung auf einem tieferen Niveau, so dass die Fundamente an der Talseite etwa auf dem Niveau der Geländeoberfläche zu liegen kommen. An der Bergseite binden sie ca. 4 m tief im Gelände ein.

Da an beiden Standorten Hanglehm oder Hangschutt geringer Tragfähigkeit mehrere Meter unter die Fundamentsohle reicht, besteht bei einer Flachgründung der Fundamente die Notwendigkeit eines umfangreichen Bodenaustausches.

Eine Untergrundverbesserung mittels einer Rüttelstopfverdichtung scheidet aufgrund des hohen Blockanteils des Hangschuttes und der Tatsache, dass beide Fundamente an der Bergseite auf dem Festgestein zu stehen kommen, aus.

Aufgrund der im Festgestein nahezu setzungsfreien Gründung ergibt sich bei der WEA 2 selbst nach einer Verbesserung des Baugrundes durch eine Rüttelstopfverdichtung eine unzulässige Schiefstellung des Fundamentes. Aus geotechnischer Sicht empfiehlt sich deshalb an beiden Standorten eine Flachgründung des Fundamentes nach Durchführung eines Bodenaustausches bis auf das Festgestein.

#### **4.2 Gründung der WEA 1**

Die Fundamentsohle ist auf der Kote – 1,89 m geplant. Sie kommt in der bergseitigen Fundamenthälfte im Festgestein aus Sandstein und somit in nahezu inkompressiblen Baugrund zu liegen. An der Talseite reichen Hangschuttmassen aus lockeren bis mittelschichten Sanden ca. 2 m unter die Gründungssohle.

Eine Gründung des Fundamentes in den Hangschuttmassen führt zu einer unzulässigen Schiefstellung des Fundamentes. Deshalb ist unter dem Fundament ein Bodenaustausch bis auf das Festgestein auszuführen. Wo die Fundamentsohle im Festgestein zu liegen kommt, genügt eine 20 cm mächtige Ausgleichsschicht. Im Schnitt der Anlage 2.1 zu diesem Bericht ist die Ausdehnung des Bodenaustausches dargestellt. Angaben zur Durchführung des Bodenaustausches werden in Abschnitt 5.2 gemacht.

Da die Fundamentsohle an der Talseite etwa auf dem Niveau der Geländeoberfläche zu liegen kommt, kann eine Auftriebswirkung auf die Fundamentsohle, z. B. infolge aufstauenden Sickerwassers, ausgeschlossen werden.

Mit dem Programm GGU-Footing 8 wurden die Grundbruchsicherheit und die Setzungen für die Lastfälle BS-P und BS-A unter Ansatz statischer und dynamischer Bodenkenngrößen ermittelt.

Hierbei wurden folgende Setzungsdifferenz und Grundbruchsicherheit ermittelt:

Lastfall BS-P:  $\Delta s = 0,8 \text{ cm}$

Lastfall BS-A:  $\Delta s = 1,0 \text{ cm}$

Grundbruchsicherheit:  $\mu = 0,068$

Die Setzungsdifferenz hält den zulässigen Wert von  $\Delta s = 3 \text{ mm/m}$  deutlich ein. Die Grundbruchsicherheit ist ebenfalls eingehalten.

Die Gründungsparameter sind in der Tabelle 7 zusammengefasst.

*Tabelle 7: Gründungsparameter der WEA 1*

<b>Gründungsniveau (Kote) Fundamentplatte</b>	GOK am Mittelpunkt -1,89 m
<b>Gründungsart</b>	Flachgründung nach Durchführung eines Bodenaustausches
<b>Zusatzmaßnahme</b>	Bodenaustausch in einer Mächtigkeit zwischen ca. 0,5 m und 3 m sowie 20 cm mächtige Ausgleichsschicht
<b>Gründungshorizont</b>	Austauschboden und Festgestein
<b>charakteristische Bodenpressung Lastfall BS-P Anforderung 242,4 kN/m<sup>2</sup></b>	wird schadlos aufgenommen
<b>charakteristische Bodenpressung Lastfall BS-A Anforderung 291,2 kN/m<sup>2</sup></b>	wird schadlos aufgenommen
<b>Grundbruchsicherheit Anforderung: <math>\mu \leq 1,0</math></b>	$\mu = 0,068$
<b>dyn. Drehfedersteifigkeit Anforderung: <math>k_{\varphi, \text{dyn}} = 173.800 \text{ MNm/rad}</math></b>	$k_{\varphi, \text{dyn}} = 1.575.339,2 \text{ MNm/rad}$
<b>stat. Drehfedersteifigkeit Anforderung <math>k_{\varphi, \text{stat}} = 34.760 \text{ MNm/rad}</math></b>	$k_{\varphi, \text{stat}} = 440.840,3 \text{ MNm/rad}$
<b>Setzungsdifferenz Anforderung: <math>s \leq 3 \text{ mm/m}</math></b>	$s = 0,43 \text{ mm/m}$
<b>Auftrieb auf das Fundament</b>	Nicht zu erwarten

Da das Anlagenfundament im söhlig lagernden Festgestein bzw. auf scherfestem Austauschboden gegründet wird, ist die Gefahr des Abgleitens des Fundamentes auf ungünstig einfallenden Trennflächen trotz der deutlichen Neigung der Geländeoberfläche nicht gegeben.

### 4.3 Gründung der WEA 2

Die Fundamentsohle ist auf der Kote – 2,59 m geplant. Sie kommt an der Bergseite im Festgestein zu liegen. An der Talseite reichen weiche Hanglehne ca. 6,5 – 7 m unter die derzeitige Geländeoberfläche. Eine Gründung des Fundamentes im oder oberhalb des Hanglehms führt zu einer unzulässigen Schiefstellung des Fundamentes.

Deshalb ist unter dem Fundament ein Bodenaustausch bis auf das Festgestein auszuführen. Wo die Fundamentsohle im Festgestein zu liegen kommt, genügt eine 20 cm mächtige Ausgleichsschicht. Im Schnitt der Anlage 2.2 zu diesem Bericht ist die ungefähre Ausdehnung des Bodenaustausches dargestellt. Der genaue Umfang muss vor Ort bei der Bauausführung festgelegt werden. Angaben zur Durchführung des Bodenaustausches werden in Abschnitt 5.2 gemacht.

Da die Fundamentsohle an der Talseite etwa auf dem Niveau der Geländeoberfläche zu liegen kommt, kann eine Auftriebswirkung auf die Fundamentsohle, z. B. infolge aufstauenden Sickerwassers, ausgeschlossen werden.

Mit dem Programm GGU-Footing 8 wurden die Grundbruchsicherheit und die Setzungen für die Lastfälle BS-P und BS-A unter Ansatz statischer und dynamischer Bodenkenngrößen ermittelt. Hierbei wurden folgende Setzungsdifferenzen und Grundbruchsicherheit ermittelt:

Lastfall BS-P:  $\Delta s = 1,0 \text{ cm}$

Lastfall BS-A:  $\Delta s = 1,3 \text{ cm}$

Grundbruchsicherheit:  $\mu = 0,077$

Tabelle 8: Gründungsparameter der WEA 2

<b>Gründungsniveau (Kote) Fundamentplatte</b>	GOK am Mittelpunkt -2,59 m
<b>Gründungsart</b>	Flachgründung nach Durchführung eines Bodenaustausches
<b>Zusatzmaßnahme</b>	Bodenaustausch in einer Mächtigkeit zwischen ca. 0,5 m und 7 m sowie 20 cm mächtige Ausgleichsschicht
<b>Gründungshorizont</b>	Austauschboden und Festgestein
<b>charakteristische Bodenpressung Lastfall BS-P Anforderung 242,4 kN/m<sup>2</sup></b>	wird schadlos aufgenommen
<b>charakteristische Bodenpressung Lastfall BS-A Anforderung 291,2 kN/m<sup>2</sup></b>	wird schadlos aufgenommen
<b>Grundbruchsicherheit Anforderung: <math>\mu \leq 1,0</math></b>	$\mu = 0,077$
<b>dyn. Drehfedersteifigkeit Anforderung: <math>k_{\phi, \text{dyn}} = 173.800 \text{ MNm/rad}</math></b>	$k_{\phi, \text{dyn}} = 1.064.416,5 \text{ MNm/rad}$
<b>stat. Drehfedersteifigkeit Anforderung <math>k_{\phi, \text{stat}} = 34.760 \text{ MNm/rad}</math></b>	$k_{\phi, \text{stat}} = 345.288,3 \text{ MNm/rad}$
<b>Setzungsdifferenz Anforderung: <math>s \leq 3 \text{ mm/m}</math></b>	$s = 0,55 \text{ mm/m}$
<b>Auftrieb auf das Fundament</b>	Nicht zu erwarten

Da das Anlagenfundament im söhlig lagernden Festgestein bzw. auf scherfestem Austauschboden gegründet wird, ist die Gefahr des Abgleitens des Fundamentes auf ungünstig einfallenden Trennflächen trotz der deutlichen Neigung der Geländeoberfläche nicht gegeben.

## 5 AUSFÜHRUNGSHINWEISE

### 5.1 Anlegen der Baugrube

Für die Baugrubenböschungen bei der WEA 1 und WEA 2 gelten folgende zulässigen Böschungsneigungen:

Sand:	$\beta \leq 45^\circ$
Ton:	$\beta \leq 45^\circ$
Festgestein:	$\beta \leq 60^\circ$

An beiden Standorten ist im bergseitigen Teil der Baugrube Sandsteinfels auszuheben, zu dessen Lösen der Einsatz eines Felsmeißels oder Vergleichbarem erforderlich werden kann. Im Fels ist in der Aushubsohle geologisch bedingter Mehrausbruch zu erwarten, der mit der Ausgleichsschicht ausgeglichen werden kann.

**Die Baugrubensohle ist vom Unterzeichner vor dem Einbau des Austauschbodens in Augenschein nehmen zu lassen und nach der Freigabe unverzüglich zu verschließen bzw. zu überbauen.**

## 5.2 Bodenaustausch

Als Austauschboden eignen sich Mineralgemische der Körnung 0/32 bis 0/56 nach ZTV SoB-StB 04 oder gebrochenes Hartgestein mit einer stetigen Körnungslinie, einem Feinkorngehalt < 15 % und einem Größtkorn von 150 mm. In den oberen 20 cm sowie für die Ausgleichsschicht ist Mineralgemisch zu verwenden.

Der Austauschboden ist so weit über die Fundamentkanten zu führen, dass bei der WEA 1 eine Lastausbreitung unter 45° gewährleistet ist. Bei der WEA 2 kann in der talseitigen Fundamenthälfte aufgrund des hier sehr mächtigen Bodenaustausches eine Lastausbreitung unter 60° angesetzt werden.

Der Bodenaustausch muss an der Talseite des Fundamentes horizontal mindestens 2 m weit über die Fundamentkante reichen und dann in eine maximal 1 : 1,5 geneigte Böschung übergehen.

Der Austauschboden ist in Schichtdicken von max. 30 cm Dicke einzubauen. Als Verdichtungsanforderung gilt:  $D_{Pr} \geq 100 \%$ . Dieser Wert ist durch Verdichtungskontrollen nachzuweisen.

Alternativ gilt beim statischen Plattendruckversuch in Abhängigkeit von der Korngröße des Austauschmaterials folgendes Verdichtungsverhältnis:

Gebrochenes Hartgestein:  $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,5$

Mineralgemisch:  $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,3$

Da die Aufstandsfläche für den Bodenaustausch (Festgesteinsoberfläche) geneigt ist, muss sie vor dem Einbau des Austauschbodens stufenförmig abgetrept werden (siehe Anlage 2.1 und 2.2).

### 5.3 Ableitung von Oberflächen- und Schichtwasser, Turmwasser

Da die Baugruben an der Bergseite etwa 5 – 6 m tief ins Gelände einschneiden, kann nicht ausgeschlossen werden, dass es beim Baugrubenaushub zu Schichtwasserandrang im Festgestein kommt. Schichtwasser sowie Niederschlagswasser werden nur langsam in tiefere Schichten abgeführt. Zutretendes Wasser ist deshalb mit einer Dränage außerhalb des Lastabtragungsbereiches des Fundamentes dauerhaft zu fassen und abzuleiten. Die Dränage ist filterstabil auszubilden, d.h. das Dränagerohr ist mit Filterkies zu ummanteln, der mit einem Geotextil zu umgeben ist.

Turmwater ist am Fuß des Turmes zu fassen und schadlos abzuleiten, so dass eine Erosion der Fundamentüberschüttung ausgeschlossen ist. Wasser aus Flächen bergseitig des Anlagenfundamentes ist ebenfalls mit Dränagen zu fassen und abzuleiten.

### 5.4 Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen

Die beim Baugrubenaushub anfallenden Hangschuttmassen aus Sand sowie Festgesteinsmassen können zum Verfüllen des Arbeitsraumes, zum Überschütten des Fundamentes und zum Einbau in der Kranstellfläche verwendet werden. Im Hangschutt eingelagerte Blöcke sind zu separieren. Das zulässige Größtkorn für die Arbeitsraumverfüllung und die Fundamentüberschüttung beträgt 100 mm, für den Einbau in der Kranstellfläche 400 mm. Weiche Böden sind bereits beim Aushub zu separieren.

Voraussetzung für den Wiedereinbau der Massen ist der Schutz vor Niederschlägen bei der Zwischenlagerung. Bei zu hohem Wassergehalt der Einbaumassen kann durch die Zugabe von Bindemittel (Kalk) ein für den Wiedereinbau geeigneter Wassergehalt erreicht werden.

Die Arbeitsraumverfüllung sowie die Fundamentüberschüttung sind auf einen Verdichtungsgrad  $D_{Pr} \geq 100\%$  zu verdichten.

Bei diesem Verdichtungsgrad wird die für die Fundamentaflast erforderliche Mindestwichte  $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$  als Feuchtwichte erreicht, als Trockenwichte mit den Hangschuttmassen voraussichtlich nicht. Falls für die Mindestüberdeckung des Fundamentes eine Trockenwichte  $\gamma \geq 18,5 \text{ kN/m}^3$  nachzuweisen ist, ist für die Fundamentüberschüttung eine Mehrstärke von 10 % einzuplanen.

## 5.5 Verfüllen von Leitungsräben, Betonfrischgewicht

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.

Signifikante Setzungen aus dem Betonfrischgewicht sind nicht zu erwarten. Ein Betonieren in mehreren Abschnitten ist deshalb nicht erforderlich.

## 6 BETONAGGRESSIVITÄT

An beiden Standorten wurde eine Mischprobe des Baugrundes entnommen und nach DIN 4030 hinsichtlich des Gehaltes an betonangreifenden Stoffen untersucht. Der Baugrund ist an beiden Standorten nicht betonangreifend. Die Prüfberichte sind in der Anlage 6 beigelegt.

## 7 HINWEISE ZU DEN KRANSTELLFLÄCHEN

### 7.1 Kranstellfläche der WEA 1

Gemäß der Unterlage [7] kommt die Kranstellfläche auf der Kote 548,00 mNHN zu liegen. Aufgrund der geneigten Geländeoberfläche ist an der Bergseite der Kranstellfläche sowie der Lagerfläche ein ca. 7 m tiefer Geländeabtrag, an der Talseite ein ca. 5 m mächtiger Geländeauftrag erforderlich.

An der Bergseite kommt die Abtragsohle ab einer Abtragmächtigkeit von 2 - 3 m im Festgestein hoher Tragfähigkeit zu liegen. Hier wird mit einer 30 cm mächtigen Tragschicht eine ausreichende Tragfähigkeit erzielt.

In der talseitigen Hälfte kommt die Kranstellfläche auf Geländeauftrag zu liegen. Hier wird die erforderliche Planumstragfähigkeit (Verformungsmodul  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ ) beim Einbau tragfähiger Massen erreicht.

Im mittleren Bereich kommt die Abtragsohle im Lockergestein aus feinkornreichen, witterungsempfindlichen Sanden zu liegen, in denen die erforderliche Planumstragfähigkeit dauerhaft nicht gegeben ist.

Deshalb wird eine Verbesserung des Planums mit Bindemittel (Kalk-/Zement-Gemisch) in einer Mächtigkeit von 30 cm empfohlen. Die Sande enthalten bereichsweise große Sandsteingerölle, die vor dem Einfräsen des Bindemittels entfernt werden müssen, oder die entsprechenden Bereiche sind von der Verbesserung auszusparen. Die geeignete Bindemittelart sowie die erforderliche Bindemittelmenge sind auf der Basis einer Eignungsprüfung zu ermitteln oder auf der Grundlage von Erfahrungswerten der ausführenden Firma festzulegen.

Nach einer Verbesserung mit Bindemittel wird der auf der Oberfläche der Kranstellfläche erforderliche Verformungsmodul (i. d. R.  $E_{v2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$ ) mit einer 40 cm mächtigen Tragschicht oder mit einer 30 cm mächtigen, vermörtelten Tragschicht erreicht.

Wo aufgrund eines zu hohen Geröllanteils eine Verbesserung nicht möglich ist, ist eine Tragschicht in einer Mächtigkeit von 60 cm auszuführen, bei der die oberen 30 cm vermörtelt werden.

Die Abtragmassen können zur Durchführung des Geländeauftrages verwendet werden. Gerölle mit einem Durchmesser  $> 400 \text{ mm}$  sollten separiert werden. Es wird empfohlen, als oberste Lage unterhalb der Tragschicht Festgesteinsmassen einzubauen, da mit diesen eine ausreichende Planumstragfähigkeit erzielt wird. Auf eine Verbesserung des Planums mit Bindemittel kann dann verzichtet werden. Mit einer 40 cm mächtigen, unvermörtelten oder einer 30 cm mächtigen, vermörtelten Tragschicht wird der auf der Oberfläche der Kranstellfläche erforderliche Verformungsmodul erreicht.

Die Abtragböschungen sind im Lockergestein (in den oberen 2 - 3 m) mit einer Neigung von max. 1 : 1, im Festgestein von max.  $60^\circ$  anzulegen. Dauerhafte Böschungen sind im Lockergestein auf eine Neigung von 1 : 1,5 abzuflachen und z. B. durch Andecken mit Oberboden und Begrünen gegen Erosion zu schützen.

Für Auftragsböschungen gilt eine maximale Böschungsneigung von 1 : 1,5. Der Abstand zwischen der Aufstellfläche des Krans und der oberen Böschungskante muss mindestens der saigeren Böschungshöhe entsprechen, damit unter Berücksichtigung der Kranlast eine ausreichende Sicherheit hinsichtlich Grundbruch und Geländebruch erreicht werden kann.

Beim Aushub wird Festgestein zu lösen sein, wozu ein Felsmeißel oder Vergleichbares erforderlich werden kann. Da der Aushub bis zu 7 m tief unter die Geländeoberfläche reicht, kann nicht ausgeschlossen werden, dass es im Festgestein zu Schichtwasseraustritt kommt. Austretendes Wasser ist mittels Dränagen zu fassen und abzuleiten.

## 7.2 Kranstellfläche der WEA 2

Gemäß der Unterlage [7] kommt die Kranstellfläche auf der Kote 567,00 mNHN zu liegen. Aufgrund der geneigten Geländeoberfläche ist an der Bergseite der Kranstellfläche und der Lagerfläche ein bis zu ca. 7 m tiefer Geländeabtrag, an der Talseite ein bis zu ca. 7 m mächtiger Geländeauftrag erforderlich.

An der Bergseite kommt die Abtragsohle ab einer Abtragtiefe von 3 m bis 4 m im Festgestein hoher Tragfähigkeit zu liegen. Hier wird mit einer 30 cm mächtigen Tragschicht eine ausreichende Tragfähigkeit erzielt.

In der talseitigen Hälfte kommt die Kranstellfläche auf Geländeauftrag zu liegen. Hier wird die erforderliche Planumstragfähigkeit (Verformungsmodul  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ ) beim Einbau tragfähiger Massen erreicht

Im mittleren Bereich kommt die Abtragsohle im Lockergestein aus feinkornreichen, witterungsempfindlichen Sanden zu liegen, in denen die erforderliche Planumstragfähigkeit dauerhaft nicht gegeben ist.

Deshalb wird hier eine Verbesserung des Planums mit Bindemittel (Kalk-/Zement-Gemisch) in einer Mächtigkeit von 30 cm empfohlen. Die Sande enthalten bereichsweise große Sandsteingerölle, die vor dem Einfräsen des Bindemittels entfernt werden müssen, oder die entsprechenden Bereiche sind von der Verbesserung auszusparen.

Nach einer Verbesserung mit Bindemittel wird der auf der Oberfläche der Kranstellfläche erforderliche Verformungsmodul (i. d. R.  $E_{v2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$ ) mit einer 40 cm mächtigen Tragschicht oder mit einer 30 cm mächtigen, vermörtelten Tragschicht erreicht.

Wo aufgrund eines zu hohen Geröllanteils eine Verbesserung nicht möglich ist, ist eine Tragschicht in einer Mächtigkeit von 60 cm auszuführen, bei der die oberen 30 cm vermörtelt werden.

Mit dem Schurf Sch 2.7 in der talseitigen Hälfte der Kranstellfläche wurden bis in 3,7 m Tiefe Tone breiiger Konsistenz in einer Mächtigkeit von 1,5 m angetroffen.

Falls diese im oder dicht unterhalb des Planums anstehen, sind sie vor Durchführung der Verbesserung auszukoffern und durch tragfähige Massen, z. B. Abtragmassen aus Sand oder Festgestein, zu ersetzen.

Die Abtragmassen, mit Ausnahme weicher und breiiger Tone, können zur Durchführung des Geländeauftrages verwendet werden. Gerölle mit einem Durchmesser  $> 400 \text{ mm}$  sollten separiert werden. Es wird empfohlen, als oberste Lage Festgesteinmassen einzubauen, da mit diesen eine ausreichende Planumstragfähigkeit erzielt wird. Auf eine Verbesserung des Planums mit Bindemittel kann dann verzichtet werden. Mit einer 40 cm mächtigen, unvermörtelten oder einer 30 cm mächtigen, vermörtelten Tragschicht wird der auf der Oberfläche der Kranstellfläche erforderliche Verformungsmodul erreicht.

Die Abtragböschungen sind im Lockergestein (obere 2 – 3 m) mit einer Neigung von max. 1 : 1, im Festgestein von max.  $60^\circ$  anzulegen. Dauerhafte Böschungen sind im Lockergestein auf eine Neigung von 1 : 1,5 abzuflachen und z. B. durch Andecken mit Oberboden und Begrünen gegen Erosion zu schützen.

Für Auftragsböschungen gilt eine maximale Böschungsneigung von 1 : 1,5. Der Abstand zwischen der Aufstellfläche des Krans und der oberen Böschungskante muss mindestens der saigeren Böschungshöhe entsprechen, damit unter Berücksichtigung der Kranlast eine ausreichende Sicherheit hinsichtlich Grundbruch und Geländebruch erreicht werden kann.

Beim Aushub wird Festgestein zu lösen sein, wozu ein Felsmeißel oder Vergleichbares erforderlich werden kann.

Da der Aushub bis zu 7 m tief unter die Geländeoberfläche reicht, kann nicht ausgeschlossen werden, dass es im Festgestein zu Schichtwasseraustritt kommt. Austretendes Wasser ist mittels Dränagen zu fassen und abzuleiten.

## **8 ERDBAUTECHNISCHE ANGABEN ZUR ZUWEGUNG**

### **8.1 Tragfähigkeit des vorhandenen Weges**

Zur Beurteilung der Tragfähigkeit des vorhandenen Weges wurden auf der Oberfläche des Weges 10 statische Plattendruckversuche ausgeführt. Die Versuchsstellen sind im Lageplan der Anlage 3 eingetragen. Die Versuchsergebnisse sind den Versuchsprotokollen der Anlage 7 zu entnehmen.

Mit Ausnahme eines Versuches, bei dem ein  $E_{v2}$  Wert von  $\geq 106 \text{ MN/m}^2$  erreicht wurde, mit allen Versuchen ein Verformungsmodul  $E_{v2} > 120 \text{ MN/m}^2$ , und somit eine hohe Tragfähigkeit des Weges festgestellt.

Es wird empfohlen, auf den Weg eine 20 cm mächtige Verschleißschicht aus Mineralgemisch aufzubringen. Der auf der Oberfläche des Weges i. d. R. erforderliche Verformungsmodul  $E_{v2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$  wird dann überall erreicht.

### **8.2 Tragfähigkeit in den Verbreiterungsbereichen**

Der vorhandene Weg wird zur Bergseite hin voraussichtlich um ca. 1,5 m verbreitert. Zur Beurteilung der Baugrundverhältnisse im Verbreiterungsbereich wurden an geeigneten Stellen (außerhalb von Steilböschungen) im Abstand von ca. 200 m insgesamt 16 Baggerschürfe ausgeführt.

Alle Baggerschürfe schlossen unterhalb des 10 cm bis 30 cm mächtigen Oberbodens bis zur Endtiefe zwischen 0,8 m und 1,1 m Hangschutt aus Sand auf, der mit Sandsteinbruchstücken in Kies-, Stein- und Blockgröße durchsetzt ist. Der Sand ist teils feinkornarm, teils feinkornreich.

Der Hangschutt ist beim natürlichen Wassergehalt verdichtbar, so dass der auf dem Planum erforderliche Verformungsmodul  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  durch Verdichten des Planums erreicht wird.

Zum Erreichen des auf der Oberfläche des Weges erforderlichen Verformungsmoduls (i. d. R.  $E_{v2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$ ) ist die Aushubsohle nach dem Abtrag des Oberbodens zu verdichten. Anschließend ist eine 40 cm mächtige Tragschicht aufzubringen. Es wird empfohlen, in den unteren 20 cm gebrochenes Hartgestein der Körnung 0/100 – 0/150 und in den oberen 20 cm Schotter der Körnung 0/32 einzubauen.

An der Basis des gebrochenen Hartgesteins ist ein Geotextil der Robustheitsklasse GRK 4 zu verlegen

Wo der Oberboden tiefer als 0,4 m unter die Oberfläche des fertigen Weges reicht, ist die Schicht aus gebrochenem Hartgestein entsprechend zu verstärken.

In niederschlagsreichen Zeiten kann es bereichsweise durch Sickerwasser zum Aufweichen der Sande kommen. In den entsprechenden Bereichen ist die Schicht aus gebrochenem Hartgestein auf 40 cm zu verstärken (Gesamtdicke der Tragschicht 60 cm).

In Teilbereichen geht der Bestandsweg an der Bergseite in eine Steilböschung über, in der der Sandsteinfels zu Tage tritt. Aus Platzgründen wurde in diesen Bereichen auf Baggerschürfen verzichtet. Da hier das Festgestein im Planum des Verbreiterungsbereiches ansteht, genügt es, auf dem Festgestein eine 20 cm mächtige Verschleißschicht aus Mineralgemisch der Körnung 0/32 aufzubringen.

### **8.3 Anlegen der Anschnittsböschungen**

In den Anschnittsböschungen steht durchweg Hangschutt an. Die Böschungen sind in dieser Schicht mit einer Neigung von 1 : 1,5 anzulegen. Lediglich bei geringer Böschungshöhe (< 1,5 m) kann eine Böschungneigung von 1 : 1 ausgeführt werden.

Wo die Böschungen bei einer Neigung von 1 : 1,5 sehr weit in den Hang reichen, können die Böschungen in Kombination mit Böschungssicherungsmaßnahmen mit einer Neigung von 1 : 1 angelegt werden. Geeignet ist z. B. eine Sicherung mit Drahtgeflecht und Nägeln, was allerdings mit hohem Aufwand verbunden ist. Die Sicherung muss statisch bemessen werden.

Alternativ besteht aus geotechnischer Sicht die Möglichkeit, die Straße zum Tal hin zu verbreitern. Wo die Verbreiterung über den Rand der derzeitigen talseitigen Böschung reicht, wird ein Geländeauftrag erforderlich. Mit Massen hoher Scherfestigkeit, z. B. Schotter oder gebrochenem Hartgestein, kann eine freie Böschung mit einer Neigung von max. 40° angelegt werden. Falls Böschungen mit dieser Neigung nicht ausführbar oder unwirtschaftlich sind, besteht die Möglichkeit den Böschungsfuß z. B. mit Findlingen oder Gabionen zu stützen. Denkbar aber aufwendig ist die Ausführung einer mit Geogittern bewehrten Steilschüttung (Polsterwand).

#### 8.4 Homogenbereiche nach DIN 18300

In den Tabellen 9 und 10 sind die im Bereich der Anlagenstandorte aufgeschlossenen Schichten den Homogenbereichen nach DIN 18300 für Lockergesteine und Festgesteine zugeordnet.

*Tabelle 9: Homogenbereiche nach DIN 18300 für Lockergestein*

Homogenbereich Nr.	Eigenschaft, Kennwert	Bemerkung
<b>O 1</b>	Ortsübliche Bezeichnung	Oberboden
	Massenanteil Steine, Blöcke	30 – 50 %
	Bodengruppe	OH
<b>B 1</b>	Ortsübliche Bezeichnung	Hangschutt
	Korngrößenverteilung	Sand, tonig, kiesig, steinig, mit Blöcken
	Massenanteil Steine, Blöcke	20 – 50 %
	Dichte (Wichte)	18 – 20 kN/m <sup>3</sup>
	Wassergehalt	10 - 15 %
	Lagerungsdichte	locker bis mitteldicht
	Organischer Anteil (GK 2+3)	Nicht organisch
	Bodengruppe	SU, SU*, ST*
	Abrasivität	Nicht bestimmt

Tabelle 10: Homogenbereiche nach DIN 18300 für Festgestein

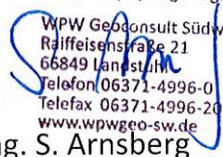
Homogen-Bereich Nr.	Eigenschaft/Kennwerte	Bemerkung
<b>X 1</b>	ortsübliche Bezeichnung	Sandstein des Oberen Buntsandsteins
	Benennung Beschreibung nach DIN EN ISO 14689-1	Sedimentär, geschichtet, feinkörnig bis mittelkörnig
	Dichte/Wichte	23 – 25 kN/m <sup>3</sup>
	Verwitterung und Veränderung nach DIN EN ISO 14689-1	mäßig verwittert bis schwach verwittert nicht veränderlich
	Einaxiale Druckfestigkeit nach DIN EN ISO 14689-1	Gering bis mäßig hoch 5 MN/m <sup>2</sup> - 50 MN/m <sup>2</sup>
	Trennflächenrichtung, Trennflächenabstand	Schichtflächenneigung: söhlig Schichtflächenabstand: grob laminiert bis dick Kluftflächenneigung: steil bis lotrecht Kluftflächenabstand: engständig bis weitständig
	Abrasivität	Nicht bestimmt

WPW Geoconsult Südwest, Landstuhl  
sch/as


**WPW Geoconsult  
Südwest**

Baugrund | Hydrogeologie | Umwelt

WPW Geoconsult Südwest GmbH  
Raiffeisenstraße 21  
66849 Landstuhl  
Telefon 06371-4996-0  
Telefax 06371-4996-20  
www.wpwgeo-sw.de

ppa.   
Dipl.-Ing. S. Arnsberg  
(Prokuristin)



Dipl.-Geol. P. Scheid  
(Projektleiter)

# 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	bankig	dipl	dickplattig
diba	dickbankig	dpl	dünnplattig
dba	dünnbankig	bl	blättrig

**BODENGRUPPE** nach DIN 18196: z.B. = leicht plastische Schluffe

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

## 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

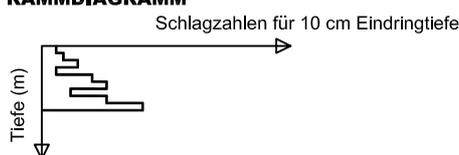
## VERWITTERUNG

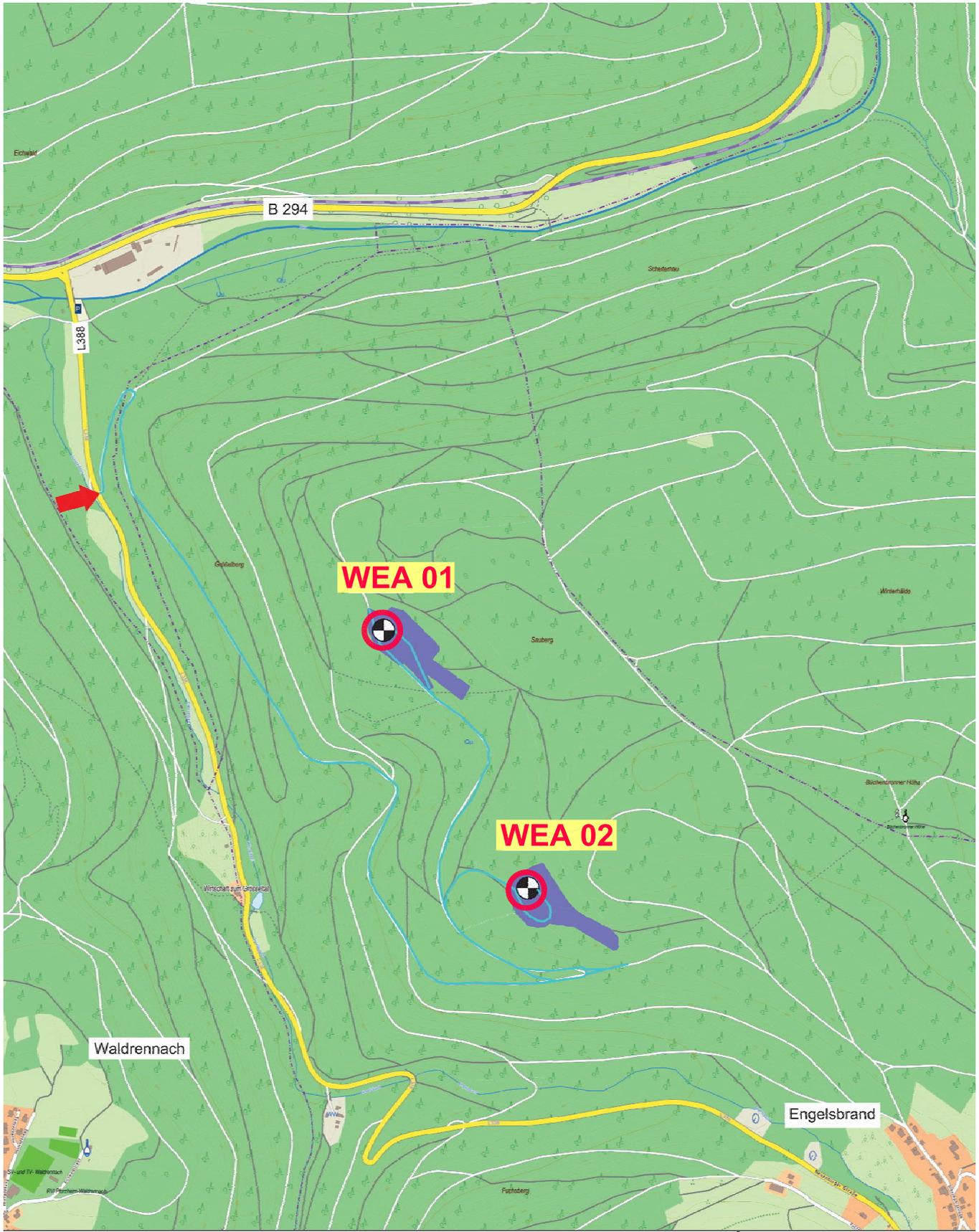
vo	unverwittert	
v'		schwach verwittert
v		verwittert
v̄		stark verwittert
z		zersetzt

## BOHRVERFAHREN

	Einfachkernrohr
	Doppelkernrohr DKH
	Doppelkernrohr DKD
	Verrohrung

## RAMMDIAGRAMM



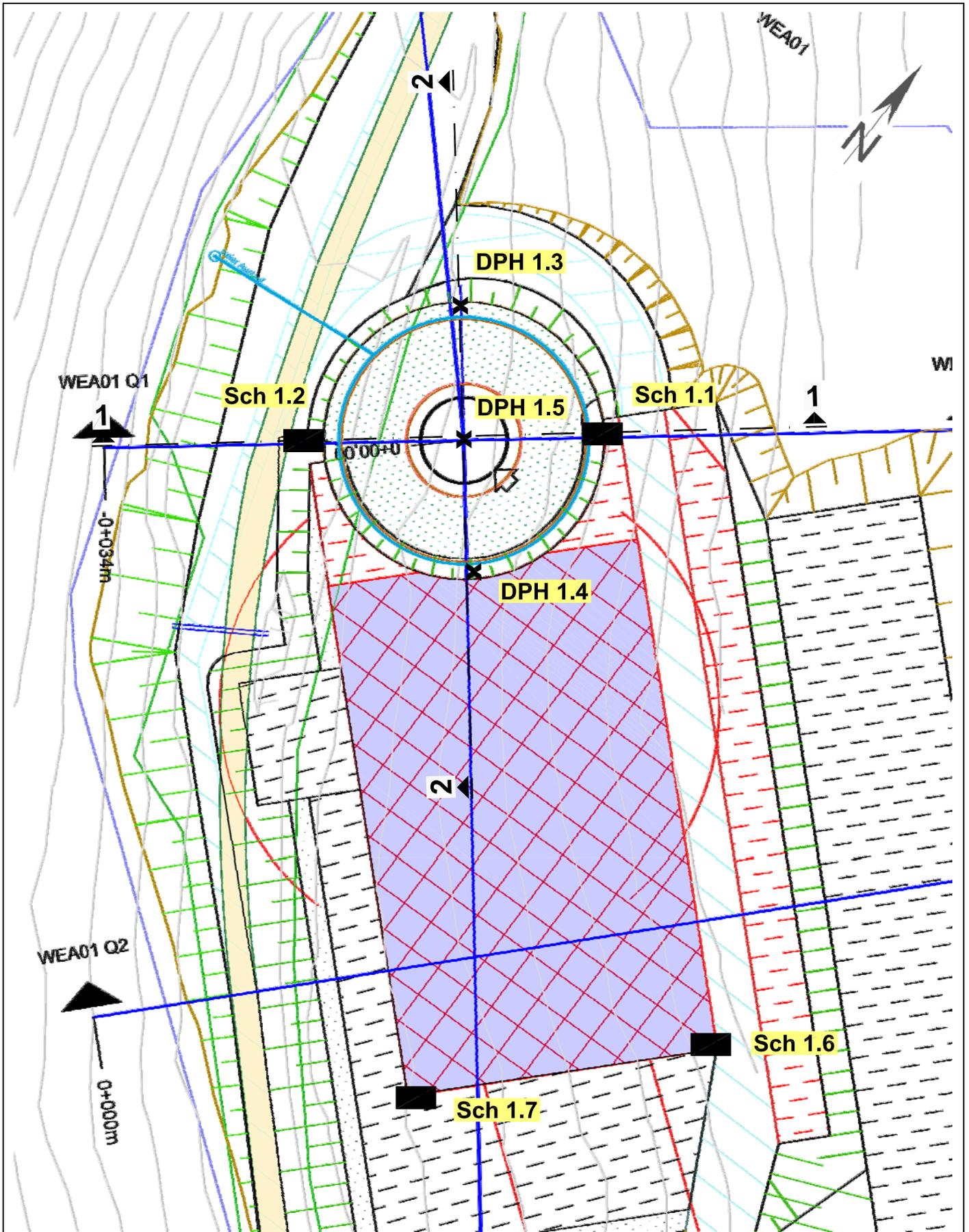


92071-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest  
 Baugrund Hydrogeologie Umwelt  
 66849 Landstuhl  
 68219 Mannheim  
 65189 Wiesbaden  
 67061 Ludwigshafen  
 66606 St. Wendel

Bauvorhaben:  
**Windpark Am Sauberg**  
**WEA 1, 2**  
 Planbezeichnung:  
**Übersichtslageplan**

Anlage:	1.1
Maßstab:	o. M.
Projekt-Nr:	18.92071.1

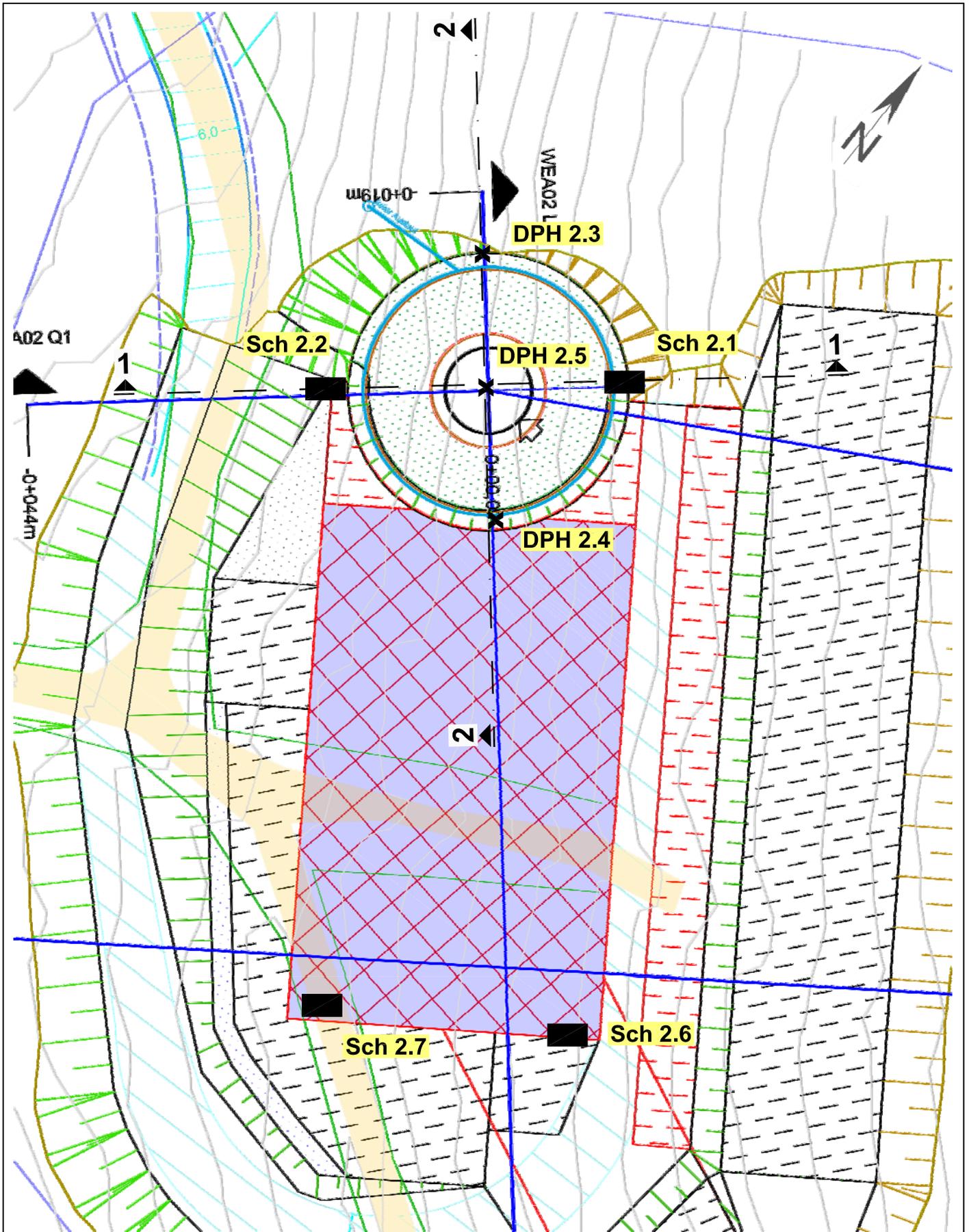


92071-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest  
 Baugrund Hydrogeologie Umwelt  
 66849 Landstuhl  
 68219 Mannheim  
 65189 Wiesbaden  
 67061 Ludwigshafen  
 66606 St. Wendel

Bauvorhaben:  
 Windpark Am Sauberg  
 WEA 1  
 Planbezeichnung:  
 Lageplan

Anlage: 1.2  
 Maßstab: ~ 1 : 500  
 Projekt-Nr: 18.92071.1



92071-01z.dwg

WPW Geoconsult Südwest  
 Baugrund Hydrogeologie Umwelt  
 66849 Landstuhl  
 68219 Mannheim  
 65189 Wiesbaden  
 67061 Ludwigshafen  
 66606 St. Wendel

Bauvorhaben:  
 Windpark Am Sauberg  
 WEA 2  
 Planbezeichnung:  
 Lageplan

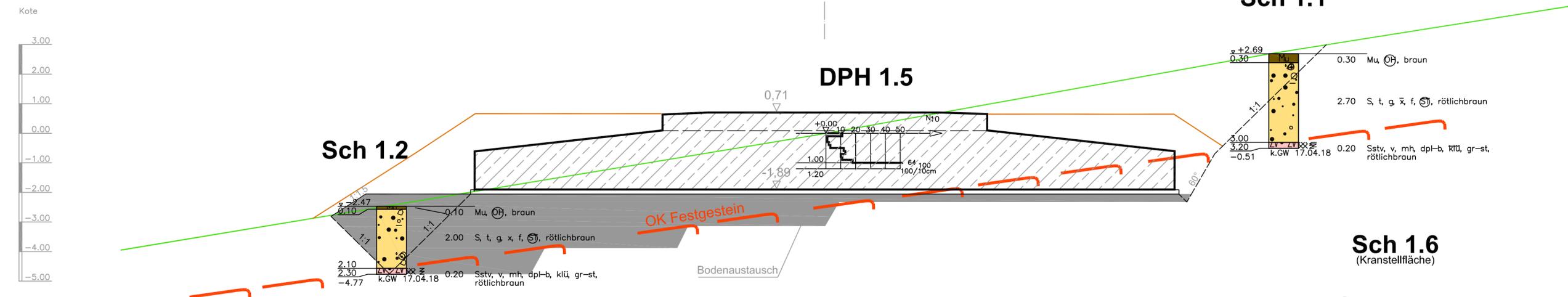
Anlage: 1.3

Maßstab: ~ 1 : 500

Projekt-Nr: 18.92071.1

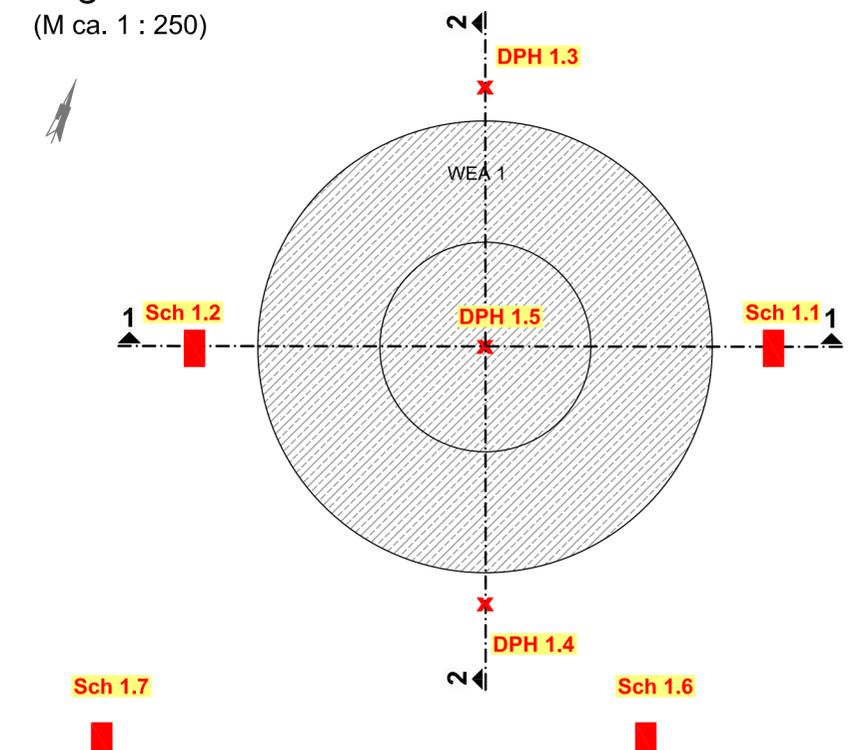
# Schnitt 1 - 1

(M 1 : 100)



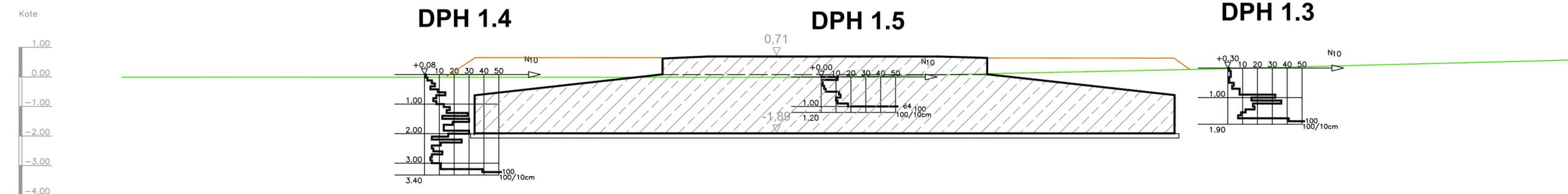
# Lageskizze

(M ca. 1 : 250)



# Schnitt 2 - 2

(M 1 : 100)

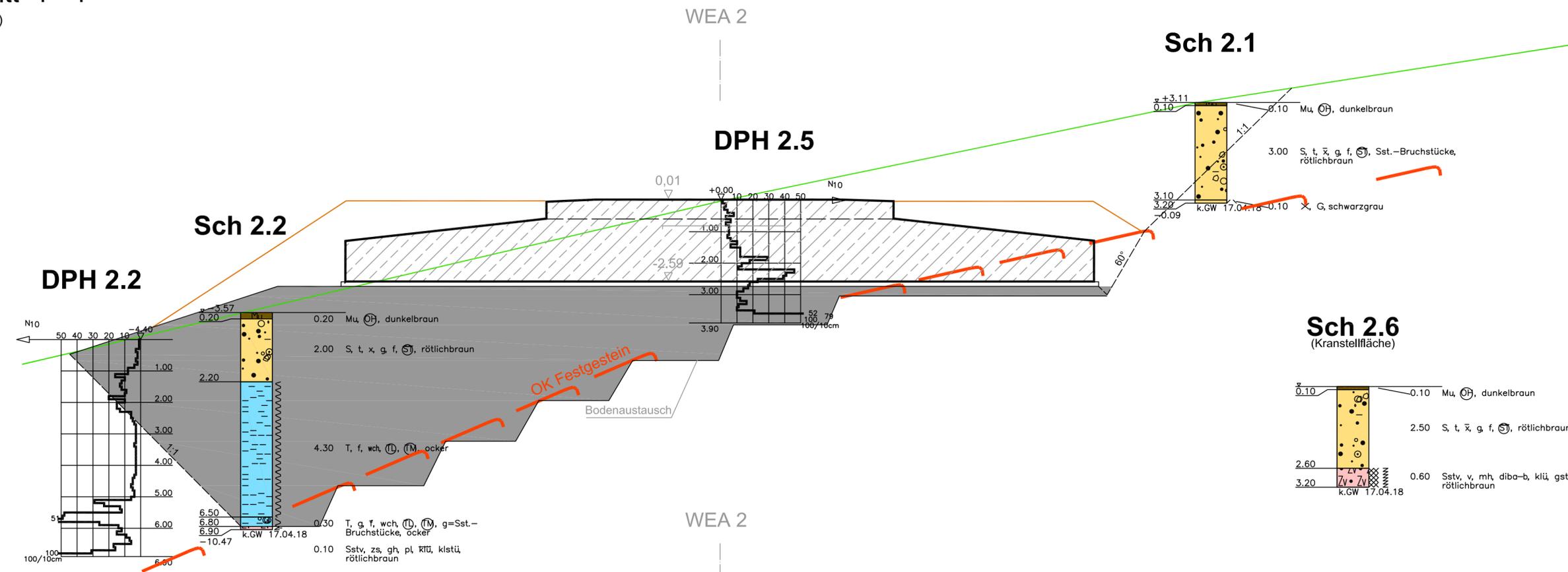


Index:	Änderungen:	Gesehen:	Datum:
Projekt:			
Windpark Am Sauberg - WEA 1 -			
Planbezeichnung:			
Schnitt 1 - 1, 2 - 2; Lageskizze			
Anlage Nr.:	2.1	Maßstab:	1 : 100; 1 : 250
 Baugrund   Hydrogeologie   Umwelt		Bearbeiter:	P. Scheid
67061 Ludwigshafen 68219 Mannheim 65189 Wiesbaden		Gezeichnet:	J. Hartz
66849 Landstuhl 66606 St. Wendel		Geändert:	J. Hartz
		Datum:	25.04..2018
		Datel:	92071-01z.dwg; Blatt: 297 x 880
		Projekt-Nr.:	18.92071.1

# Schnitt 1 - 1

(M 1 : 100)

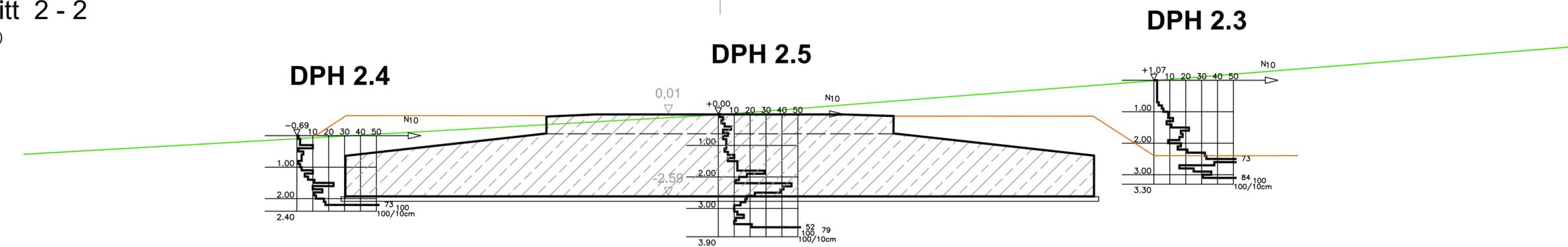
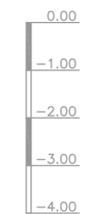
Kote



# Schnitt 2 - 2

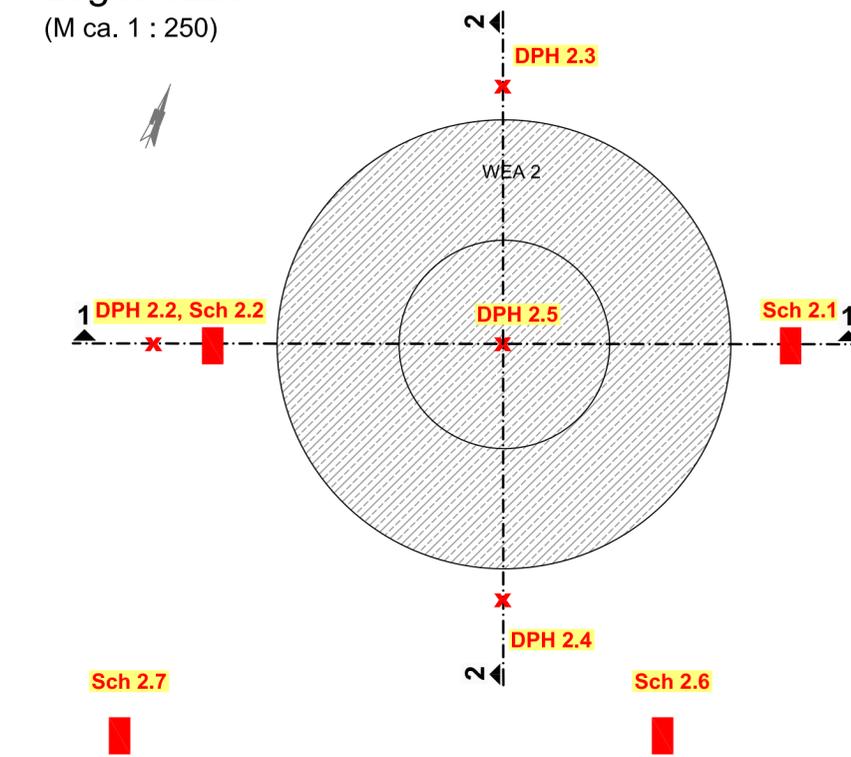
(M 1 : 100)

Kote



# Lageskizze

(M ca. 1 : 250)



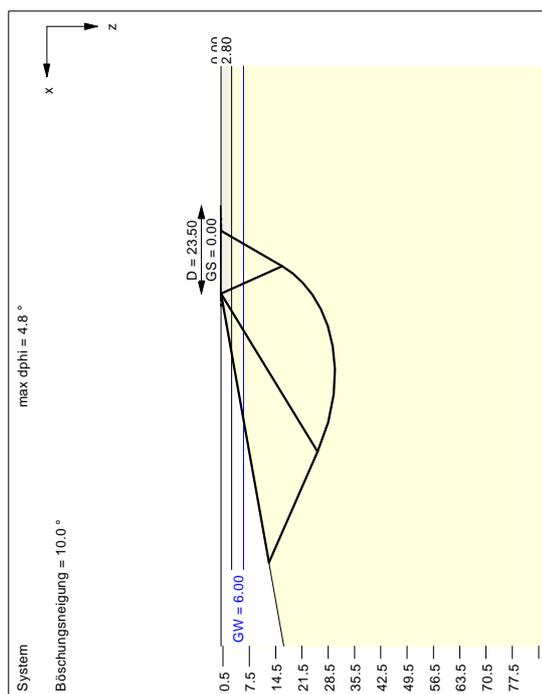
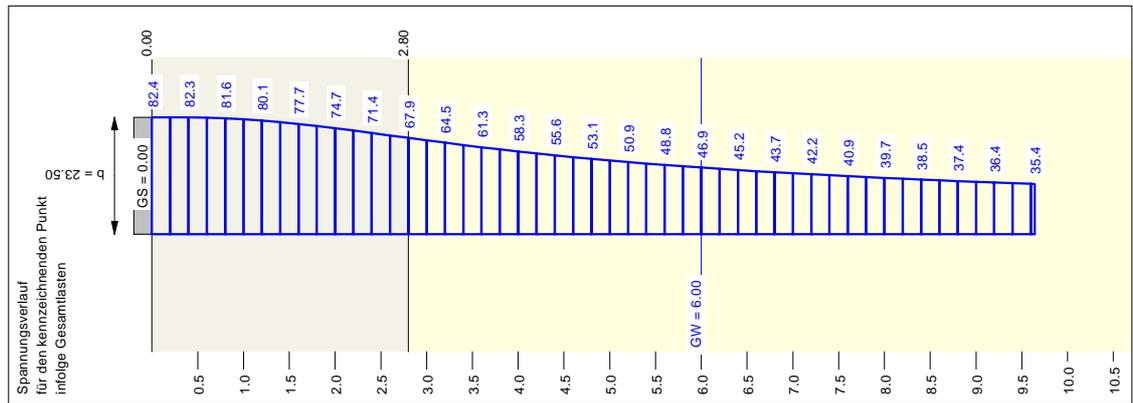
Index:	Änderungen:	Gesehen:	Datum:
Projekt: <b>Windpark Am Sauberg - WEA 2 -</b>			
Planbezeichnung: <b>Schnitt 1 - 1, 2 - 2; Lageskizze</b>			
Anlage Nr.: 2.2	Maßstab: 1 : 100; 1 : 250		
<b>WPW Geoconsult Südwest</b> Baugrund   Hydrogeologie   Umwelt		Bearbeiter:	P. Scheid
67061 Ludwigshafen 68219 Mannheim 65189 Wiesbaden		Gezeichnet:	J. Hartz
66849 Landstuhl 66606 St. Wendel		Geändert:	J. Hartz
		Datei:	92071-01z.dwg; Blatt: 297 x 880
		Projekt-Nr.:	18.92071.1

# 18.92071.1 Windpark Am Sauberg, WEA 1 Bemessungssituation BS-A, dynamisch

Boden	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$v$ [-]	Bezeichnung
	20.0	11.0	40.0	0.0	360.0	0.00	Austauschboden
	23.0	13.0	35.0	50.0	1000.0	0.00	Sandstein

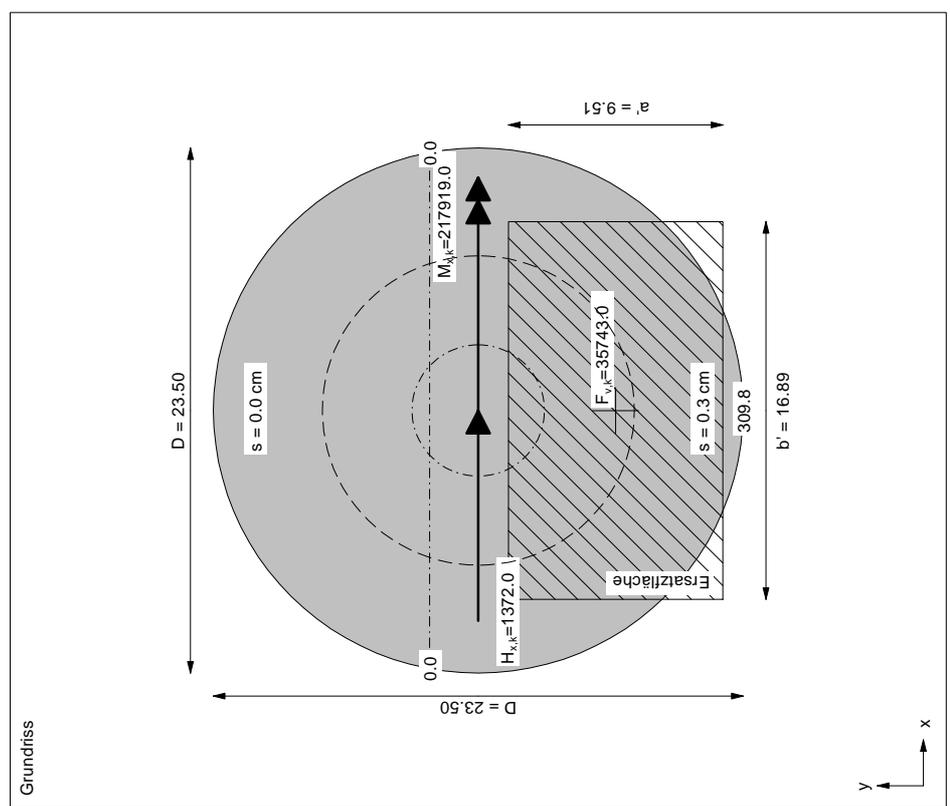
Berechnungsgrundlagen:  
 Norm: EC 7  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1,20$   
 $\gamma_G = 1,10$   
 $\gamma_Q = 1,10$   
 Grenzzustand EQU:  
 $\gamma_{G,est} = 1,00$   
 $\gamma_{G,stab} = 0,95$

$\gamma_{G,est} = 1,00$   
 Durchstanznachweis (Winkel = 7.0 °)  
 Gründungssohle = 0.00 m  
 Grundwasser = 6.00 m  
 Böschungsneigung = 10.0 °  
 Grenztiefe mit  $p = 20,0$  %  
 --- 1. Kernweite  
 - - - 2. Kernweite



**Ergebnisse Einzelfundament:**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 35743.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,k} = 1372.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{y,k} = 217919.00 / 0.00$  kN·m  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser  $D = 23.500$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -6.097$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 6.921 m)**  
 $a' = 9.508$  m  
 $b = 16.893$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -6.097$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 6.921 m)  
 $a = 9.508$  m  
 $b = 16.893$  m  
 Grundbruch:  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1,20$   
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{G,d} = 4634.7 / 3862.26$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 744428.85$  kN  
 $R_{n,d} = 620357.38$  kN  
 $V_d = 1.10 \cdot 35743.00 + 1.10 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 39317.30$  kN  
 $\mu$  (parallel zu x) = 0.063  
 cal  $\phi = 35.2$  °  
 cal  $c = 48.47$  kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_s = 14.11$  kN/m<sup>3</sup>  
 cal  $\sigma_v = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\beta = 10.00$  °  
 UK log. Spirale = 30.30 m u. GOK

Länge log. Spirale = 106.31 m  
 Fläche log. Spirale = 1549.49 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{c0} = 46.81$ ;  $N_{q0} = 33.98$ ;  $N_{b0} = 23.23$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_x = 1.334$ ;  $v_y = 1.324$ ;  $v_b = 0.831$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_x = 0.947$ ;  $i_y = 0.948$ ;  $i_b = 0.912$   
 Geländeneigungsbeiwerte (x):  
 $\lambda_c = 0.7775$ ;  $\lambda_d = 0.692$ ;  $\lambda_b = 0.575$   
 Setzung infolge Gesamtlasten:  
 Grenztiefe  $t_g = 9.64$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.14 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0.00 cm  
 unten = 0.28 cm  
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 7229.0  
 Drehleidersteifigkeit:  
 $k_{\phi,x} = 1575339.2$  MN·m/rad  
 Nachweis EQU:  
 $M_{stab} = 35743.0 \cdot 23.50 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 398981.2$   
 $M_{est} = 217919.0 \cdot 1.00 = 217919.0$   
 $\mu_{EQU} = 217919.0 / 398981.2 = 0.546$

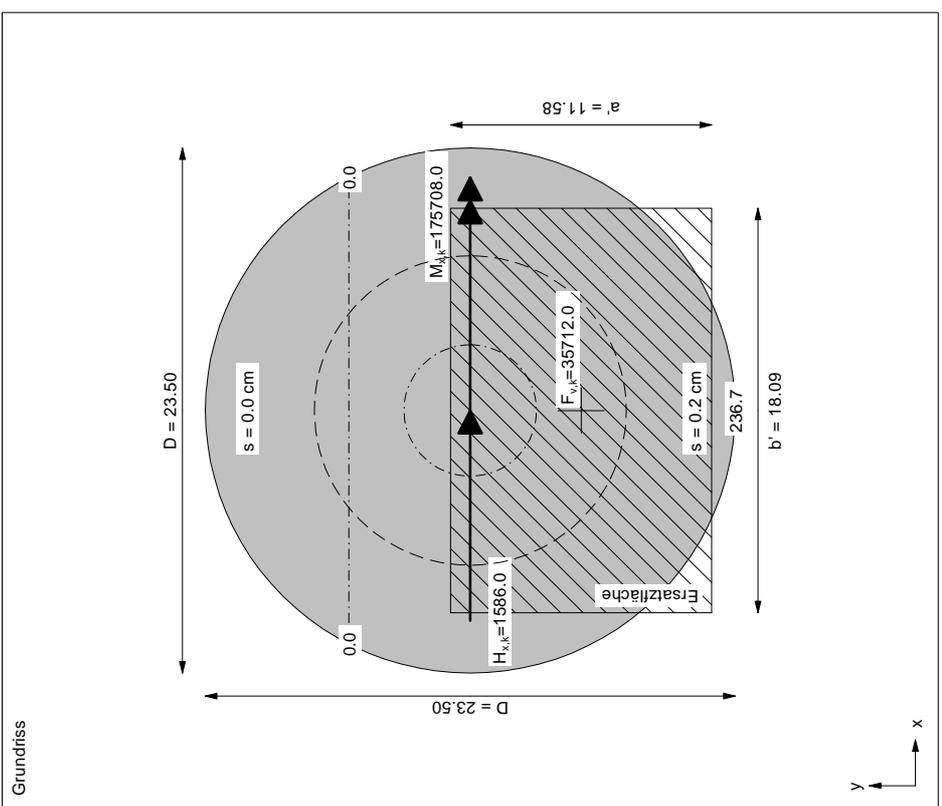
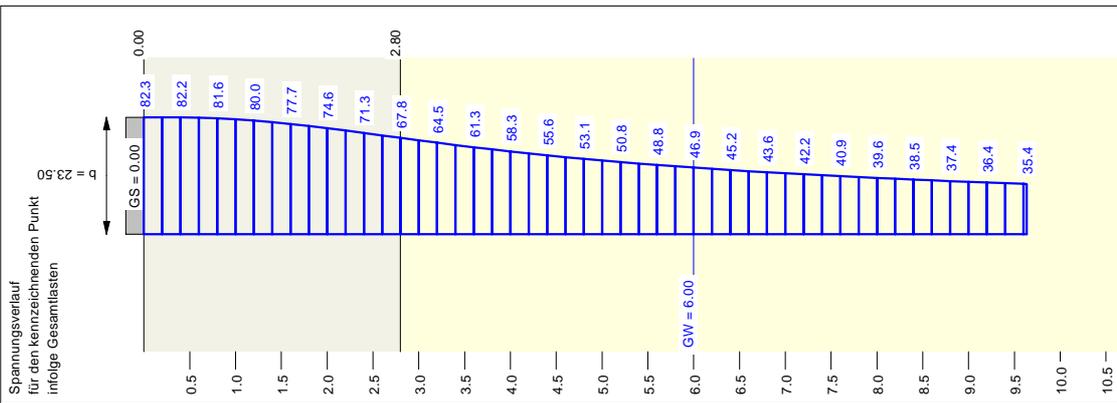




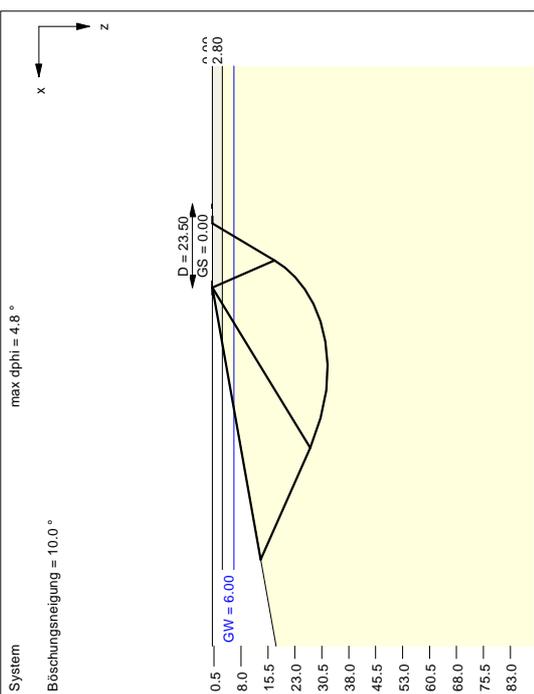
# 18.92071.1 Windpark Am Sauberg, WEA 1 Bemessungssituation BS-P, dynamisch

**Berechnungsgrundlagen:**  
 Norm: EC 7  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1,40$   
 $\gamma_G = 1,35$   
 $\gamma_Q = 1,50$   
 Grenzzustand EQU:  
 $\gamma_{G,est} = 1,10$   
 $\gamma_{G,stab} = 0,90$

$\gamma_{G,est} = 1,50$   
 Durchstanznachweis (Winkel = 7.0°)  
 Gründungssohle = 0.00 m  
 Grundwasser = 6.00 m  
 Böschungsneigung = 10.0°  
 Grenztiefe mit  $p = 20,0\%$   
 --- 1. Kernweite  
 - - - 2. Kernweite



Boden	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma'$ [kN/m³]	$\phi$ [°]	c [kN/m²]	$E_s$ [MN/m²]	v [-]	Bezeichnung
█	20.0	11.0	40.0	0.0	360.0	0.00	Austauschboden
█	23.0	13.0	35.0	50.0	1000.0	0.00	Sandstein



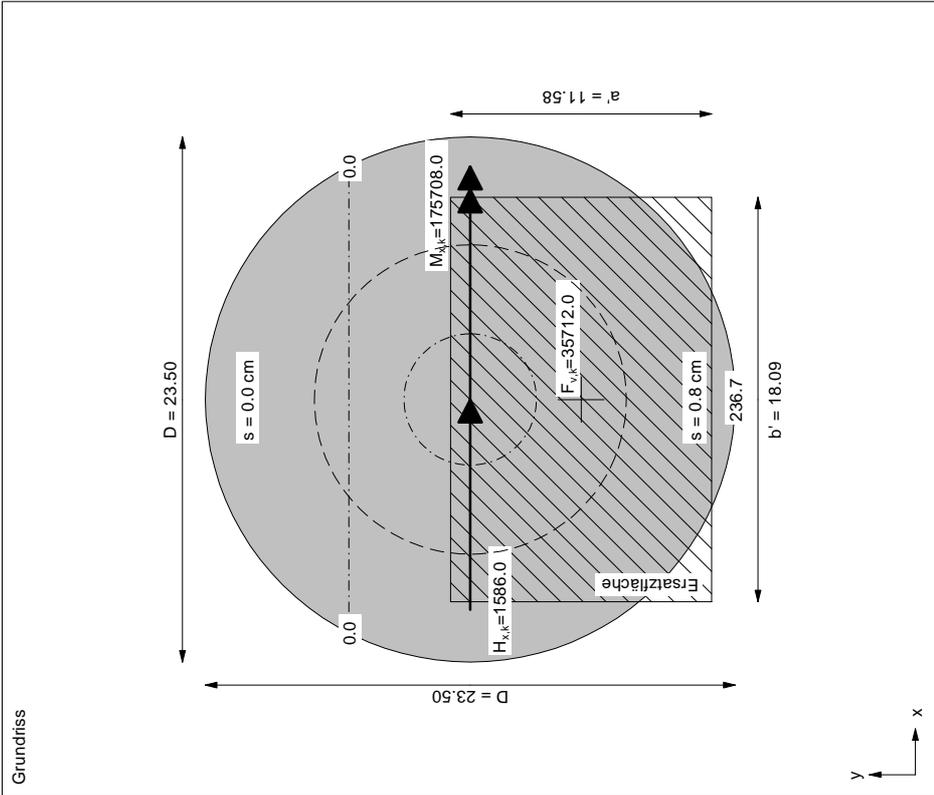
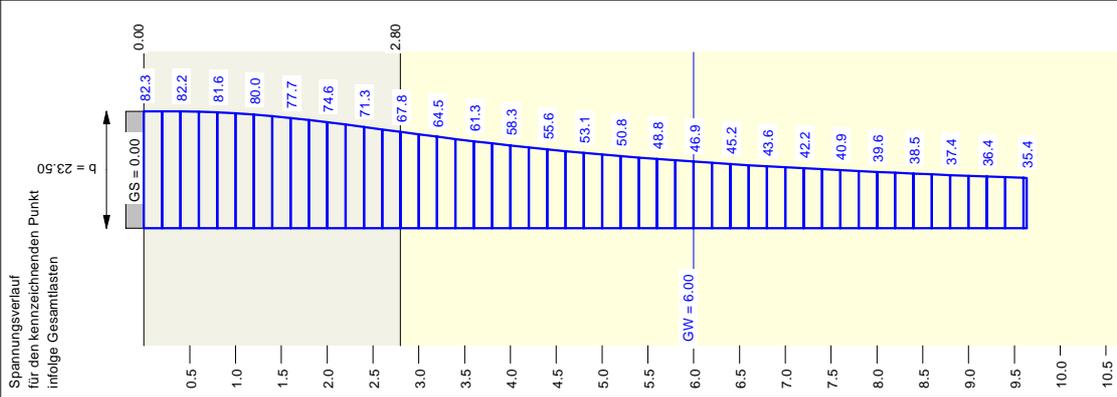
**Ergbnisse Einzelfundament:**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{y,k} = 35712.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{x,k} = 1586.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{y,k} = 175708.00 / 0.00$  kN·m  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser  $D = 23.500$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.920$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 6.921 m)**  
 $a' = 11.578$  m  
 $b = 18.089$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.920$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 6.921 m)  
 $a = 11.578$  m  
 $b = 18.089$  m  
 Grundbruch:  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1,40$   
 $R_{n,k} = 990344,91$  kN  
 $R_{n,d} = 707389,22$  kN  
 $V_d = 1,35 \cdot 35712,00 + 1,50 \cdot 0,00$  kN  
 $V_d = 48211,20$  kN  
 $\mu$  (parallel zu x) = 0,068  
 cal  $\phi = 35,2^\circ$   
 cal c = 48,55 kN/m²  
 cal  $\gamma_s = 14,02$  kN/m³  
 cal  $\sigma_v = 0,00$  kN/m²  
 cal  $\beta = 10,00^\circ$   
 UK log. Spirale = 32,10 m u. GOK

Länge log. Spirale = 112,68 m  
 Fläche log. Spirale = 1739,65 m²  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{c0} = 46,78$ ;  $N_{q0} = 33,94$ ;  $N_{\phi 0} = 23,20$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_x = 1,380$ ;  $v_y = 1,369$ ;  $v_\phi = 0,808$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_x = 0,937$ ;  $i_y = 0,939$ ;  $i_\phi = 0,897$   
 Geländeneigungsbeiwerte (x):  
 $\lambda_c = 0,7775$ ;  $\lambda_d = 0,692$ ;  $\lambda_\phi = 0,575$   
 Setzung infolge Gesamtlasten:  
 Grenztiefe  $i_g = 9,63$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0,11 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0,22 cm  
 unten = 0,00 cm  
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 9124,7  
 Drehleidersteifigkeit:  
 $k_{\phi,x} = 1603282,7$  MN·m/rad  
 Nachweis EQU:  
 $M_{stab} = 35712,0 \cdot 0,5 \cdot 0,90 = 377654,4$   
 $M_{est} = 175708,0 \cdot 1,10 = 193278,8$   
 $\mu_{EQU} = 193278,8 / 377654,4 = 0,512$

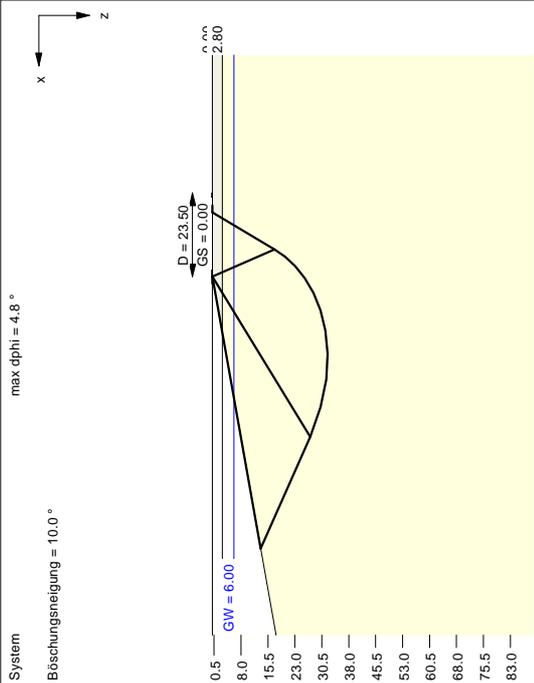
# 18.92071.1 Windpark Am Sauberg, WEA 1 Bemessungssituation BS-P, statisch

Berechnungsgrundlagen:  
 Norm: EC 7  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1,40$   
 $\gamma_G = 1,35$   
 $\gamma_Q = 1,50$   
 Grenzzustand EQU:  
 $\gamma_{G,stab} = 1,10$   
 $\gamma_{G,stab} = 0,90$

Durchstanznachweis (Winkel = 7.0°)  
 Gründungssohle = 0.00 m  
 Grundwasser = 6.00 m  
 Böschungsneigung = 10.0°  
 Grenztiefe mit  $p = 20,0\%$   
 --- 1. Kernweite  
 - - - 2. Kernweite



Boden	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma'$ [kN/m³]	$\phi$ [°]	c [kN/m²]	$E_s$ [MN/m²]	v [-]	Bezeichnung
[Light Yellow]	20.0	11.0	40.0	0.0	120.0	0.00	Austauschboden
[Light Green]	23.0	13.0	35.0	50.0	200.0	0.00	Sandstein



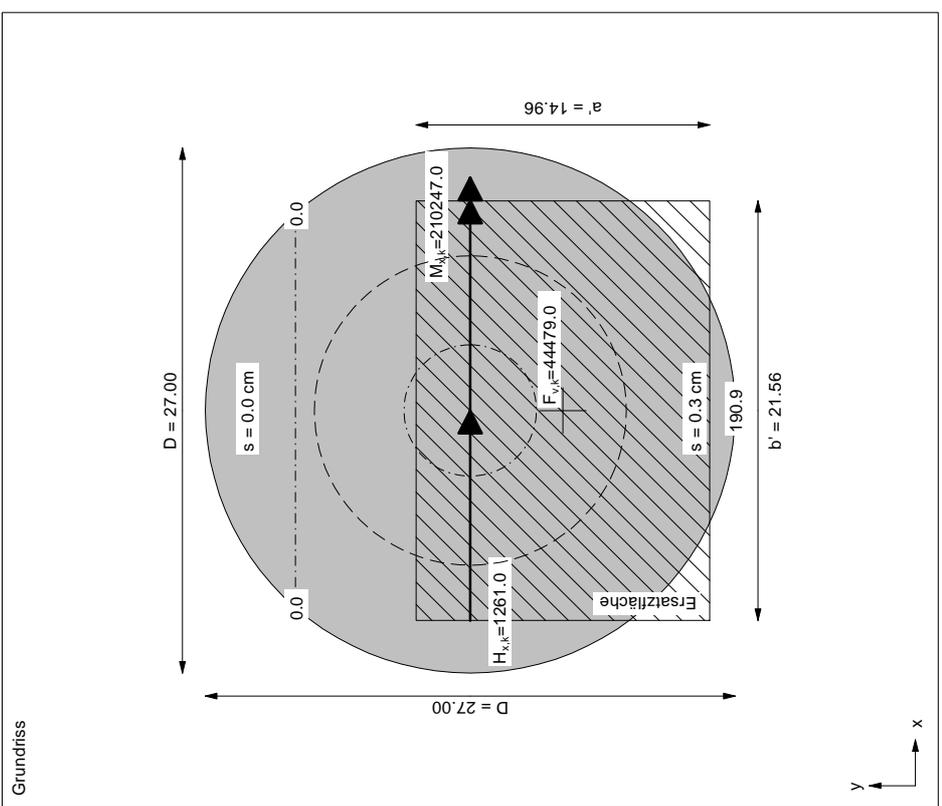
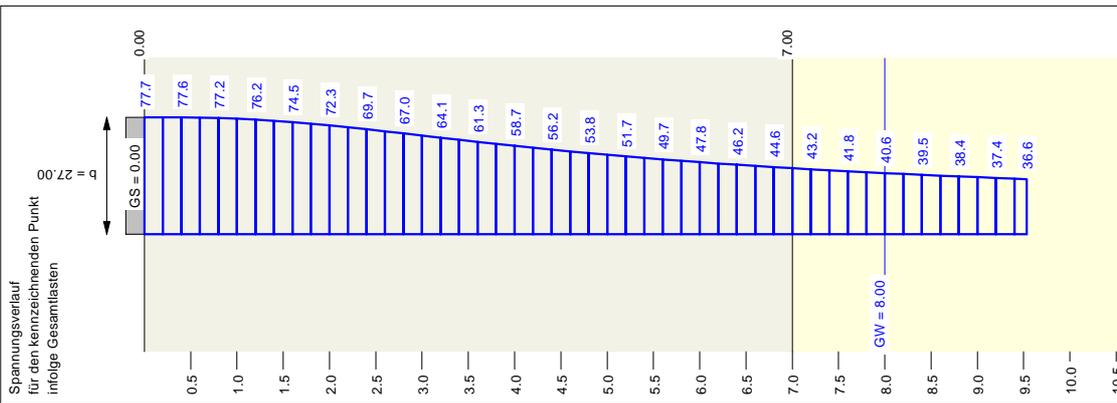
**Ergbnisse Einzelfundament:**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{y,k} = 35712.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{x,k} = 1586.00 / 0.00$  kN  
 Formbewerte (x):  $F_{b,y,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{y,k} = 175708.00 / 0.00$  kN·m  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser  $D = 23.500$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.920$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 6.921 m)**  
 $a' = 11.578$  m  
 $b = 18.089$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.920$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 6.921 m)  
 $a = 11.578$  m  
 $b = 18.089$  m

Grundbruch:  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1,40$   
 $R_{n,k} = 990344,91$  kN  
 $R_{n,d} = 707389,22$  kN  
 $V_d = 1,35 \cdot 35712,00 + 1,50 \cdot 0,00$  kN  
 $V_d = 48211,20$  kN  
 $\mu$  (parallel zu x) = 0,068  
 cal  $\phi = 35,2^\circ$   
 cal c = 48,55 kN/m²  
 cal  $\gamma_s = 14,02$  kN/m³  
 cal  $\sigma_v = 0,00$  kN/m²  
 cal  $\beta = 10,00^\circ$   
 UK log. Spirale = 32,10 m u. GOK

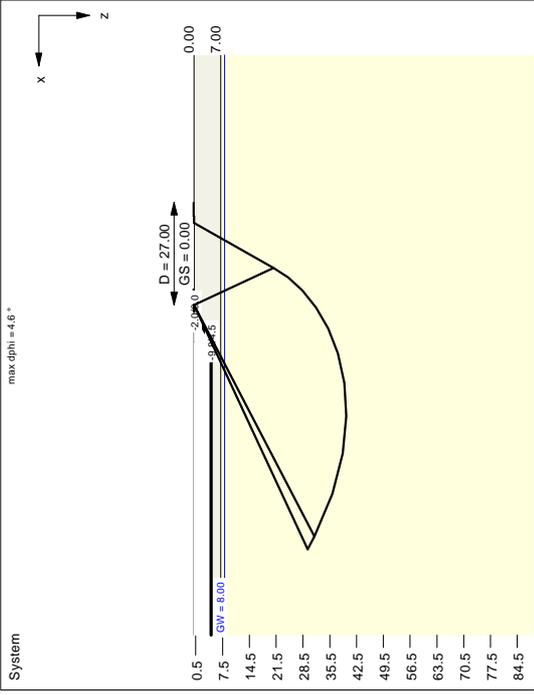
Länge log. Spirale = 112,68 m  
 Fläche log. Spirale = 1739,65 m²  
 Tragfähigkeitsbewerte (x):  $N_{c0} = 46,78$ ;  $N_{q0} = 33,94$ ;  $N_{b0} = 23,20$   
 Formbewerte (x):  $V_x = 1,380$ ;  $V_d = 1,369$ ;  $v_b = 0,808$   
 Neigungsbewerte (x):  $i_b = 0,937$ ;  $i_d = 0,939$ ;  $i_p = 0,897$   
 Geländeneigungsbewerte (x):  $\lambda_c = 0,7775$ ;  $\lambda_d = 0,692$ ;  $\lambda_p = 0,575$   
 Setzung infolge Gesamtlasten:  
 Grenztiefe  $i_b = 9,63$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0,42 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0,02 cm  
 unten = 0,81 cm  
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 2508,9  
 Drehleidersteifigkeit:  
 $k_{\phi,x} = 440840,3$  MN·m/rad  
 Nachweis EQU:  
 $M_{stab} = 35712,0 \cdot 23,50 \cdot 0,5 \cdot 0,90 = 377654,4$   
 $M_{gest} = 175708,0 \cdot 1,10 = 193278,8$   
 $\mu_{EQU} = 193278,8 / 377654,4 = 0,512$

# 18.92071.1 Windpark Am Sauberg, WEA 2 Bemessungssituation BS-A, dynamisch

Berechnungsgrundlagen:  
 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:  
 $\gamma_{G,est} = 1,00$   
 $\gamma_{G,stab} = 0,95$   
 $\gamma_{G,est} = 1,00$   
 Durchstanznachweis (Winkel = 7.0 °)  
 Gründungssohle = 0.00 m  
 Grundwasser = 8.00 m  
 Grenztiefe mit p = 20.0 %  
 --- 1. Kernweite  
 --- 2. Kernweite



Boden	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma'$ [kN/m³]	$\phi$ [°]	c [kN/m²]	$E_s$ [MN/m²]	v [-]	Bezeichnung
[Light Yellow Box]	20.0	11.0	40.0	1.0	360.0	0.00	Austauschboden
[Light Green Box]	23.0	13.0	35.0	50.0	750.0	0.00	Sandstein

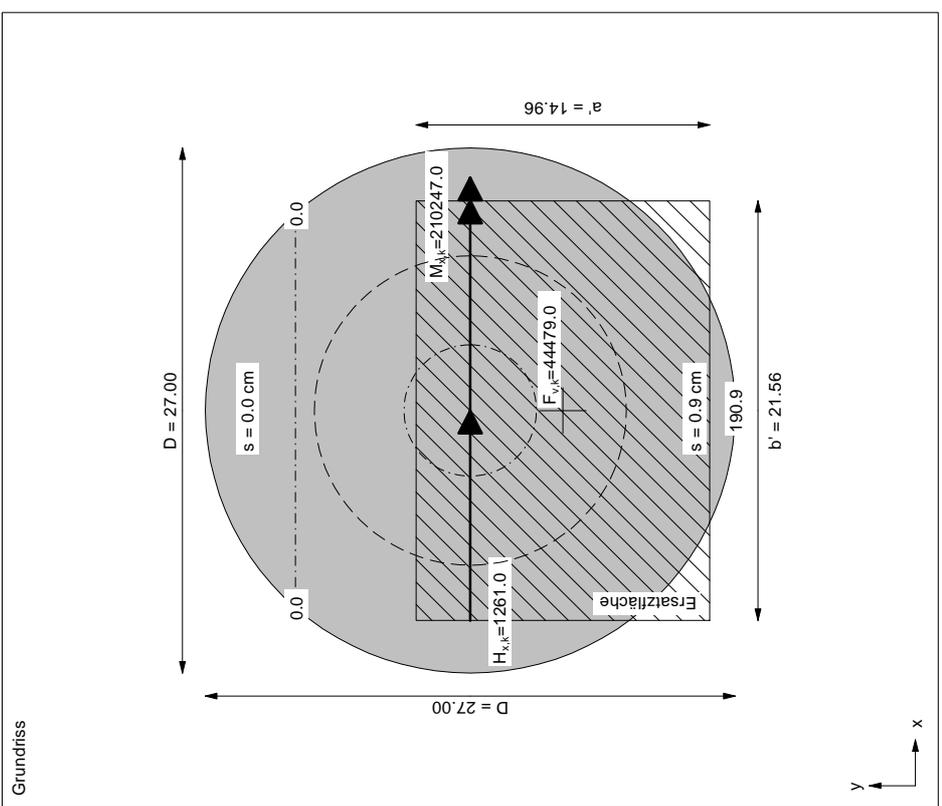
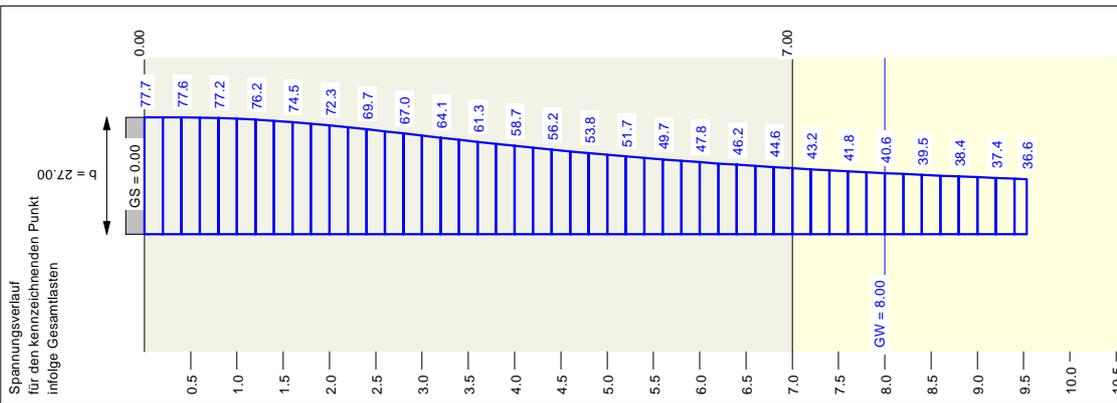


**Ergebnisse Einzelfundament:**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikalkraft  $F_{v,k} = 44479.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,k} = 1261.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{v,k} = 210247.00 / 0.00$  kN·m  
 Moment  $M_{h,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser  $D = 27.000$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.727$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 7.952 m)**  
 $a' = 14.961$  m  
 $b' = 21.564$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.727$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 7.952 m)  
 $a' = 14.961$  m  
 $b' = 21.564$  m  
 Grundbruch:  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1,20$   
 $R_{n,k} = 1630811.57$  kN  
 $R_{n,d} = 1359009.64$  kN  
 $V_d = 1.10 \cdot 44479.00 + 1.10 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 48926.90$  kN  
 $\mu$  (parallel zu x) = 0.036  
 cal  $\phi = 35.4$  °  
 cal c = 46.29 kN/m²  
 cal  $\gamma_0 = 13.92$  kN/m³  
 cal  $\sigma_0 = 162.34$  kN/m²  
 cal  $\beta = 24.78$  °  
 UK log. Spirale = 39.82 m u. GOK

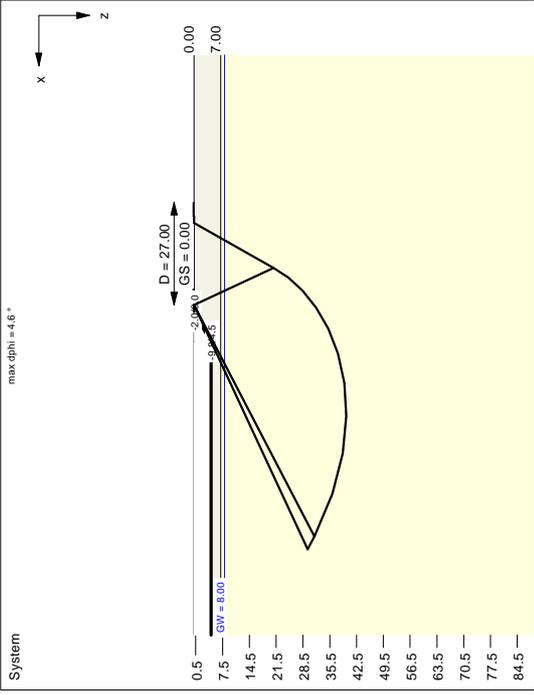
**Setzung infolge Gesamtlasten:**  
 Grenztiefe  $l_g = 9.53$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.14 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0.01 cm  
 unten = 0.28 cm  
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 8468.3  
 Drehleiersteiligkeit:  
 $k_{\phi,x} = 1780437.6$  MN·m/rad  
 Nachweis EQU:  
 $M_{stab} = 210247.0 \cdot 1.00 = 210247.0$   
 $\mu_{EQU} = 210247.0 / 570443.2 = 0.369$

# 18.92071.1 Windpark Am Sauberg, WEA 2 Bemessungssituation BS-A, stat

Berechnungsgrundlagen:  
 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:  
 $\gamma_{G,est} = 1,00$   
 $\gamma_{G,stab} = 0,95$   
 $\gamma_{G,est} = 1,00$   
 Durchstanznachweis (Winkel = 7.0 °)  
 Gründungssohle = 0.00 m  
 Grundwasser = 8.00 m  
 Grenztiefe mit p = 20.0 %  
 --- 1. Kernweite  
 --- 2. Kernweite



Boden	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma'$ [kN/m³]	$\phi$ [°]	c [kN/m²]	$E_s$ [MN/m²]	v [-]	Bezeichnung
0.5 - 7.5	20.0	11.0	40.0	0.0	120.0	0.00	Austauschboden
7.5 - 10.5	23.0	13.0	35.0	50.0	150.0	0.00	Sandstein



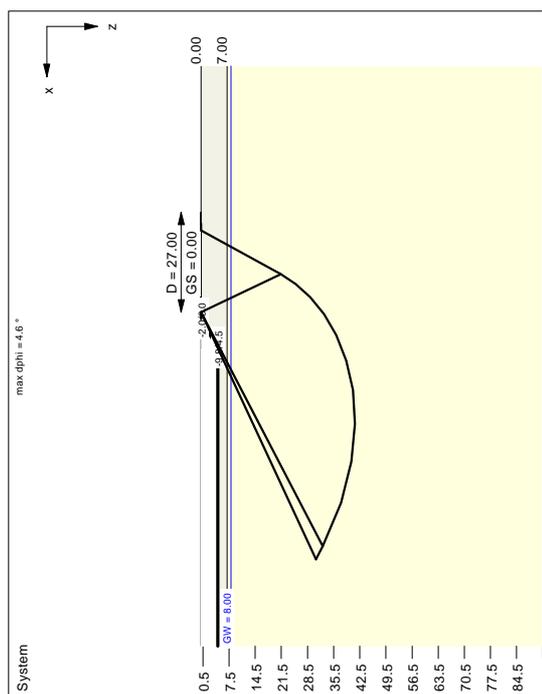
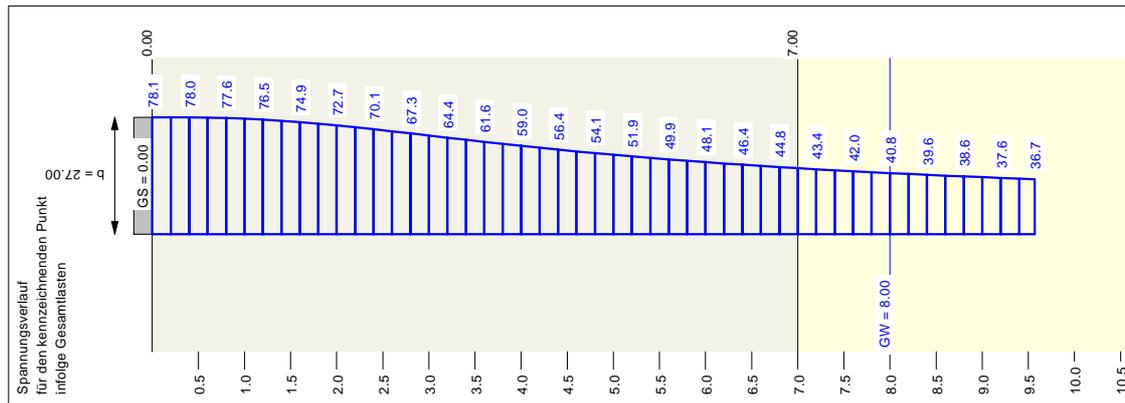
**Ergebnisse Einzelfundament:**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{N,K} = 44479.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{H,K} = 1261.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{H,K} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{N,K} = 210247.00 / 0.00$  kN·m  
 Moment  $M_{N,K} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser  $D = 27.000$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.727$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 7.952 m)**  
 $a' = 14.961$  m  
 $b = 21.564$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.727$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 7.952 m)  
 $a = 14.961$  m  
 $b = 21.564$  m  
 Grundbruch:  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1,20$   
 $\sigma_{0,K} / \sigma_{0,d} = 5052.3 / 4210.26$  kN/m²  
 $R_{N,K} = 1629975.86$  kN  
 $R_{N,d} = 1358313.21$  kN  
 $V_d = 1.10 \cdot 44479.00 + 1.10 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 48926.90$  kN  
 $\mu$  (parallel zu x) = 0.036  
 $\text{cal } \phi = 35.4$  °  
 $\text{cal } c = 46.22$  kN/m²  
 $\text{cal } \gamma_0 = 13.92$  kN/m³  
 $\text{cal } \sigma_0 = 162.34$  kN/m²  
 $\text{cal } \beta = 24.78$  °  
 UK log. Spirale = 39.82 m u. GOK

Länge log. Spirale = 106.26 m  
 Fläche log. Spirale = 1788.61 m²  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{c0} = 47.85$ ;  $N_{q0} = 35.01$ ;  $N_{b0} = 24.17$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_x = 1.414$ ;  $v_d = 1.402$ ;  $v_b = 0.792$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_b = 0.959$ ;  $i_d = 0.960$ ;  $i_b = 0.933$   
 Geländeneigungsbeiwerte (x):  
 $\lambda_c = 0.527$ ;  $\lambda_d = 0.308$ ;  $\lambda_b = 0.207$   
 Setzung infolge Gesamtlasten:  
 Grenztiefe  $t_g = 9.53$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.46 cm  
 Setzung der KPs:  
 oben = 0.03 cm  
 unten = 0.89 cm  
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 2670.3  
 Drehdersteifigkeit:  
 $k_{\theta,x} = 561431.3$  MN·m/rad  
 Nachweis EQU:  
 $M_{stab} = 210247.0 / 570443.2 = 0.369$

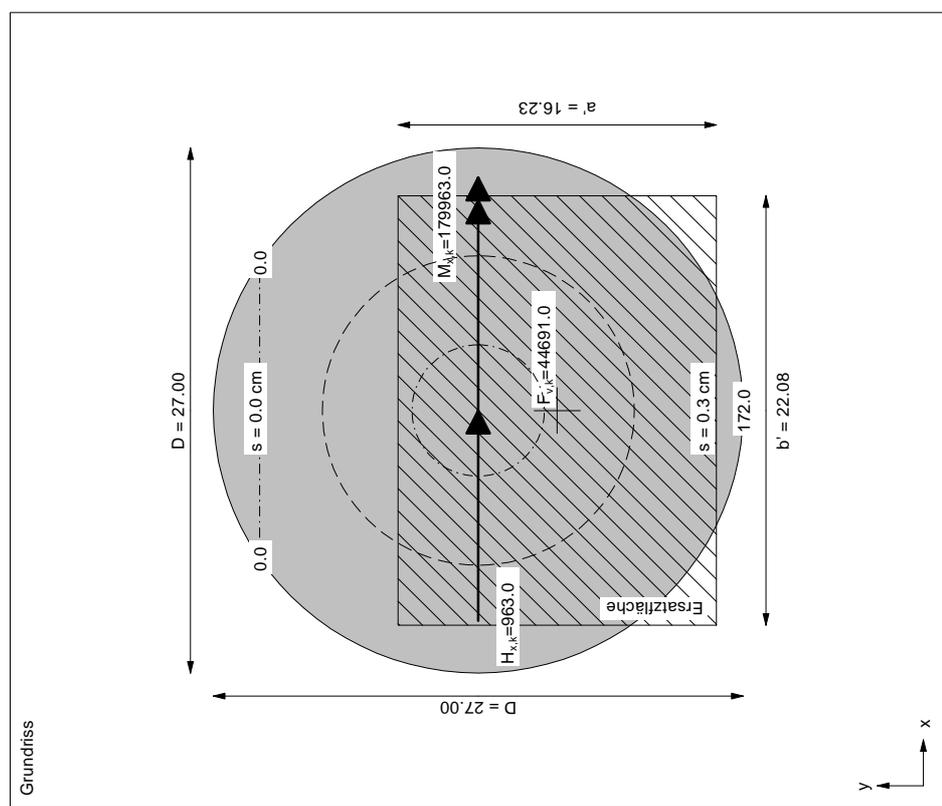
# 18.92071.1 Windpark Am Sauberg, WEA 2 Bemessungssituation BS-P, dynamisch

Boden	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	20.0	11.0	40.0	0.0	360.0	0.00	Austauschboden
	23.0	13.0	35.0	50.0	750.0	0.00	Sandstein

Berechnungsgrundlagen:  
 Norm: EC 7  
 Durchstanznachweis (Winkel = 7.0 °)  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Gründungssohle = 0.00 m  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\gamma_G = 1.35$   
 $\gamma_Q = 1.50$   
 Grenzzustand EQU:  
 $\gamma_{G,est} = 1.10$   
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$



**Ergebnisse Einzelfundament:**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 44691.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,k} = 963.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{y,k} = 179963.00 / 0.00$  kN·m  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser  $D = 27.000$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.027$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 7.952 m)**  
 $a' = 16.232$  m  
 $b = 22.079$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.027$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 7.952 m)  
 $a = 16.232$  m  
 $b = 22.079$  m  
 Grundbruch:  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\sigma_{0,r,k} / \sigma_{0,d} = 5281.0 / 3772.12$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 1892567.54$  kN  
 $R_{n,d} = 1351833.95$  kN  
 $V_d = 1.35 \cdot 44691.00 + 1.50 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 60332.85$  kN  
 $\mu$  (parallel zu x) = 0.045  
 $\text{cal } \phi = 35.4^\circ$   
 $\text{cal } c = 46.36$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\text{cal } \gamma_0 = 13.87$  kN/m<sup>3</sup>  
 $\text{cal } \sigma_0 = 169.25$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\text{cal } \beta = 24.78^\circ$   
 UK log. Spirale = 41.23 m u. GOK



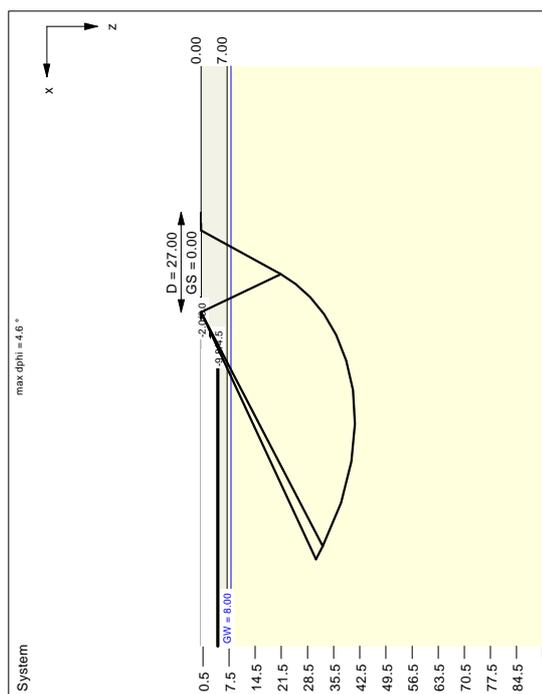
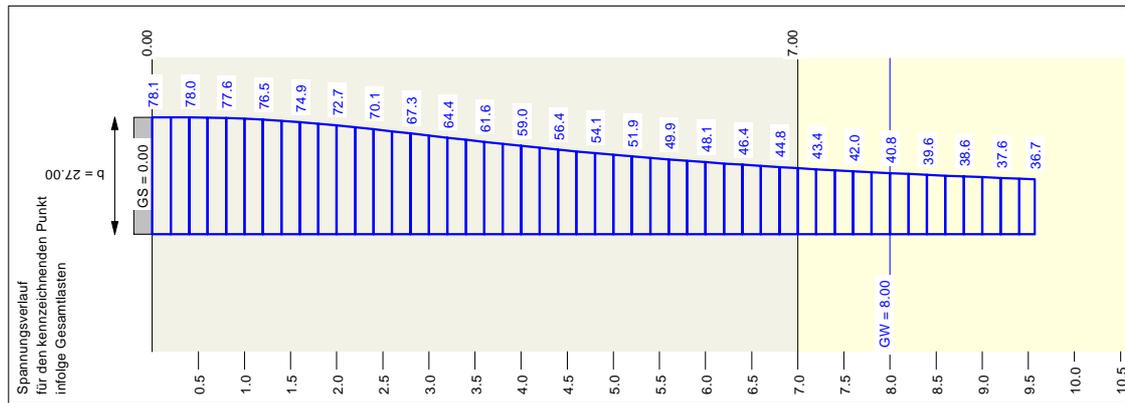
# 18.92071.1 Windpark Am Sauberg, WEA 2 Bemessungssituation BS-P, statisch

Boden	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	20.0	11.0	40.0	0.0	120.0	0.00	Austauschboden
	23.0	13.0	35.0	50.0	150.0	0.00	Sandstein

Berechnungsgrundlagen:  
 Norm: EC 7  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\gamma_G = 1.35$   
 $\gamma_Q = 1.50$   
 $\gamma_{G,est} = 1.10$   
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$

$\gamma_{G,est} = 1.50$   
 Durchstanznachweis (Winkel = 7.0°)  
 Gründungssohle = 0.00 m  
 Grundtiefe mit p = 20.0 %  
 --- 1. Kernweite  
 --- 2. Kernweite

Grenzzustand EQU:  
 $\gamma_{G,est} = 1.10$   
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$

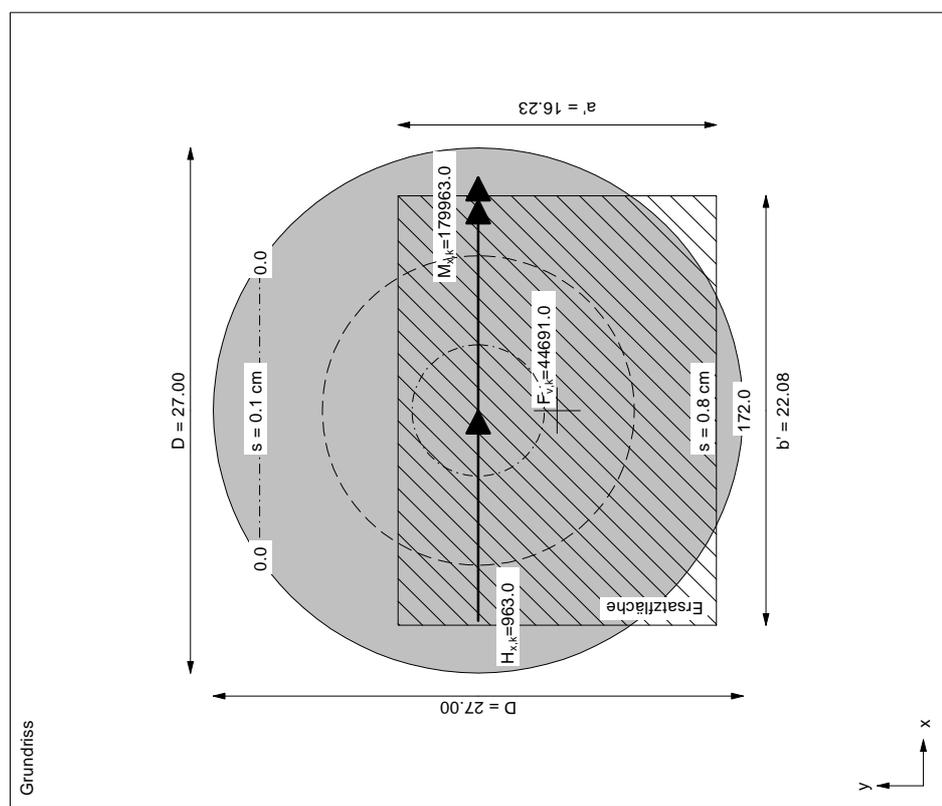


**Ergebnisse Einzelfundament:**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 44691.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,k} = 963.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{v,k} = 179963.00 / 0.00$  kN·m  
 Moment  $M_{h,k} = 0.00 / 0.00$  kN·m  
 Durchmesser  $D = 27.000$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.027$  m  
**Resultierende im 2. Kern (= 7.952 m)**  
 $a' = 16.232$  m  
 $b = 22.079$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = -4.027$  m  
 Resultierende im 2. Kern (= 7.952 m)  
 $a = 16.232$  m  
 $b = 22.079$  m

**Grundbruch:**  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $R_{n,k} / \sigma_{n,d} = 5281.0 / 3772.12$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 1892567.54$  kN  
 $R_{n,d} = 1351833.95$  kN  
 $V_d = 1.35 \cdot 44691.00 + 1.50 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 60332.85$  kN  
 $\mu$  (parallel zu x) = 0.045  
 cal  $\phi = 35.4^\circ$   
 cal c = 46.36 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_0 = 13.87$  kN/m<sup>3</sup>  
 cal  $\sigma_0 = 169.25$  kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\beta = 24.78^\circ$   
 UK log. Spirale = 41.23 m u. GOK

**Setzung infolge Gesamtlasten:**  
 Grenztiefe  $t_g = 9.57$  m u. GOK  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.44 cm  
 Setzungen der KPs:  
 oben = 0.06 cm  
 unten = 0.82 cm  
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 3016.8  
 Drehfedersteifigkeit:  
 $k_{\phi,k} = 542907.4$  MN·m/rad  
 Nachweis EQU:  
 $M_{n,ab} = 44691.0 \cdot 27.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 542995.7$   
 $M_{n,est} = 179963.0 \cdot 1.10 = 197959.3$   
 $H_{EQU} = 197959.3 / 542995.7 = 0.365$

**Länge log. Spirale = 109.89 m**  
 Fläche log. Spirale = 191.468 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{sp} = 47.79$ ;  $N_{sp} = 34.94$ ;  $N_{sp} = 24.11$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.438$ ;  $v_d = 1.426$ ;  $v_b = 0.779$   
 Neigungsbeiwerte (x):  
 $i_b = 0.969$ ;  $i_d = 0.969$ ;  $i_b = 0.949$   
 Geländeneigungsbeiwerte (x):  
 $\lambda_c = 0.528$ ;  $\lambda_d = 0.308$ ;  $\lambda_b = 0.207$



18.92071.1

WP Am Sauberg

Anl. 5.1

Entnahmepunkte		Bodenbeschreibung						Bodenkennwerte										
Aufschluss	Tiefe [m]	Entnahmeart	Bodenart	Boden- gruppe DIN 18196	Konsis- tenz	Zustandsgrenzen		Korn- dichte [t/m³]	Trocken- dichte [t/m³]	Wasser- gehalt [%]	Kalk- gehalt [%]	Gilb- verlust [%]	W <sub>Pr</sub> [%]	Proctor ρ <sub>Pr</sub> [t/m³]	Ü [%]	φ [°]	Scherfestigkeit c [kN/m²]	k - Wert [m/s]
Sch 1.7	1,20	g	S, t, g', x'	GI						14,0								
Sch 2.2	2,30	g	T	TL	weich	w <sub>L</sub> 37,6	w <sub>P</sub> 21,8	I <sub>C</sub> 0,73		26,1								
Sch 2.7	2,30	g	T, s	UM	breiig	w <sub>L</sub> 43,8	w <sub>P</sub> 27,2	I <sub>C</sub> 0,26		39,1								



**Zustandsgrenzen** nach DIN 18122 - 1

Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze

Aufschluss:..... Sch 2.2

Tiefe:..... 2,3m

Probe entnommen am:..... 17.04.2018

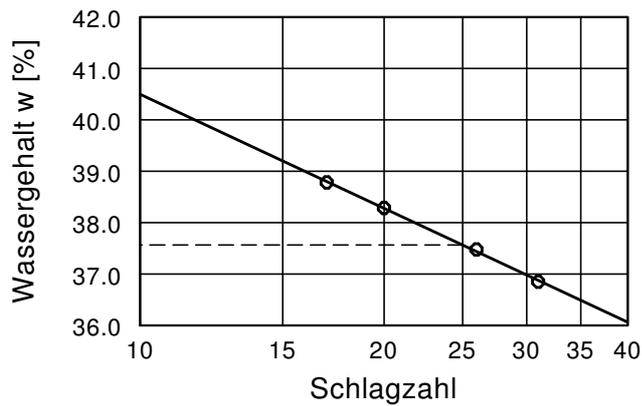
Probe entnommen von:..... pn

Bodenart nach DIN 4022 - 1:.. T

Bearbeiter: Häusler

Datum: 24.04.2018

gepr.:



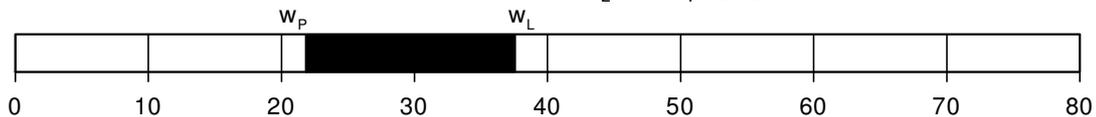
Wassergehalt w =	26.1 %
Fließgrenze $w_L$ =	37.6 %
Ausrollgrenze $w_p$ =	21.8 %
Plastizitätszahl $I_p$ =	15.8 %
Konsistenzzahl $I_c$ =	0.73

Zustandsform

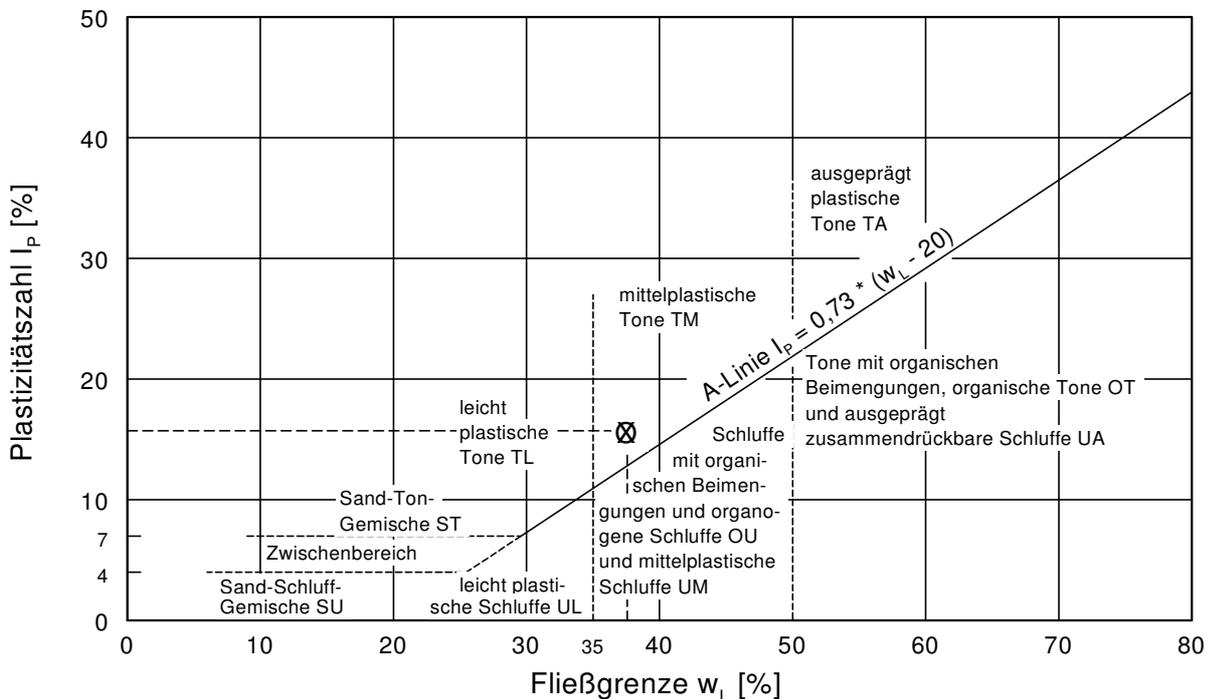
$I_c = 0.73$



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



Plastizitätsdiagramm





**Zustandsgrenzen** nach DIN 18122 - 1

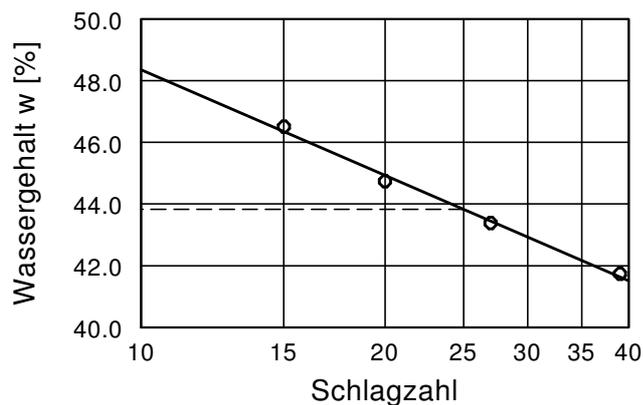
Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze

Aufschluss:..... Sch 2.7  
 Tiefe:..... 2,3m  
 Probe entnommen am:..... 17.04.2018  
 Probe entnommen von:..... pn  
 Bodenart nach DIN 4022 - 1:.. T, s

Bearbeiter: Häusler

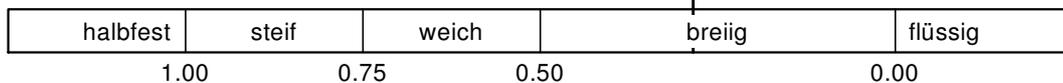
Datum: 24.04.2018

gepr.:

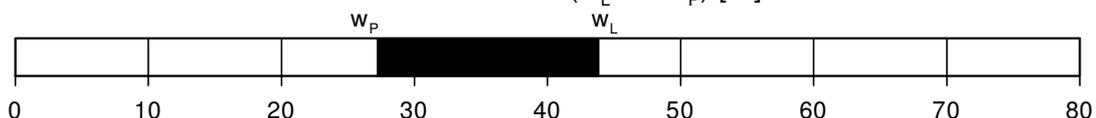


Wassergehalt  $w = 39.1 \%$   
 Fließgrenze  $w_L = 43.8 \%$   
 Ausrollgrenze  $w_P = 27.2 \%$   
 Plastizitätszahl  $I_P = 16.6 \%$   
 Konsistenzzahl  $I_C = 0.28$

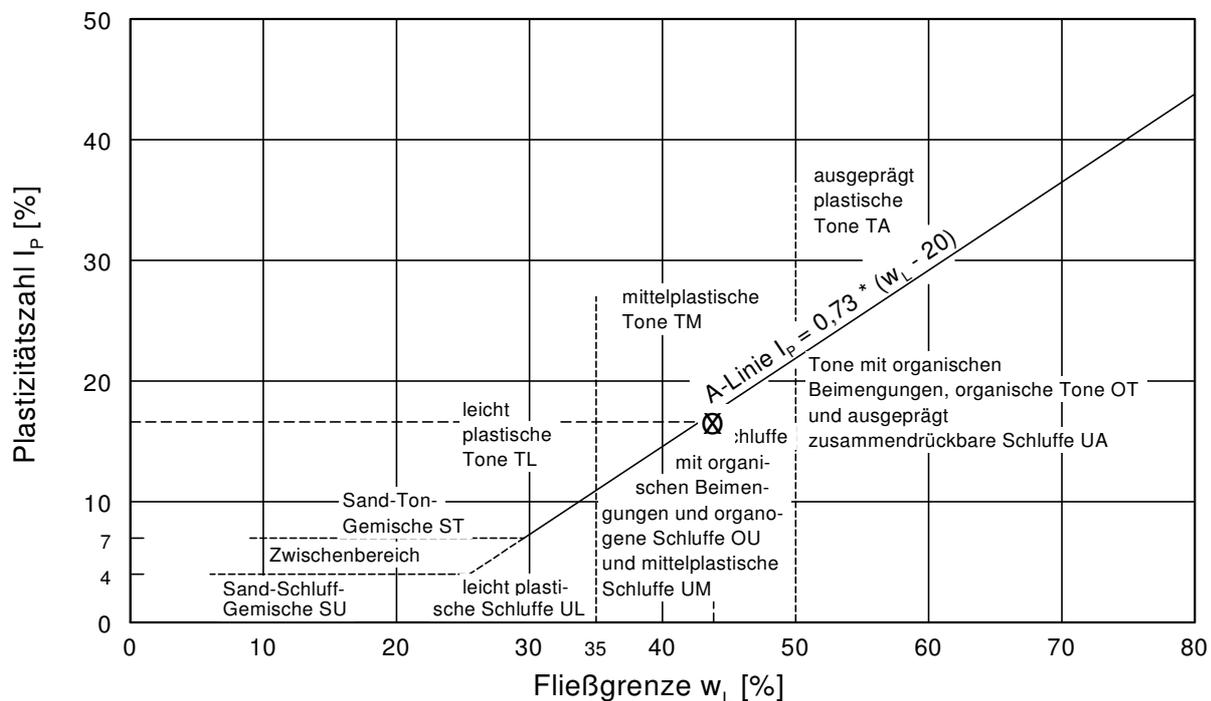
Zustandsform



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



Plastizitätsdiagramm




**chemlab**

 Gesellschaft für Analytik  
 und Umweltberatung mbH

chemlab GmbH · Wiesenstraße 4 · 64625 Bensheim

 WPW Geoconsult Südwest GmbH  
 Frau Niemitz  
 Raiffeisenstraße 21  
 66849 Landstuhl

27.04.2018

18041973.2

 chemlab  
 Gesellschaft für Analytik und  
 Umweltberatung mbH

 Wiesenstraße 4  
 64625 Bensheim  
 Telefon (0 62 51) 84 11-0  
 Telefax (0 62 51) 84 11-40  
 info@chemlab-gmbh.de  
 www.chemlab-gmbh.de

 Volksbank Darmstadt-Südhessen eG  
 IBAN: DE65 5089 0000 0052 6743 01  
 BIC: GENODEF1VBD

 Bezirkssparkasse Bensheim  
 IBAN: DE48 5095 0068 0001 0968 33  
 BIC: HELADEF1BEN

 Amtsgericht Darmstadt  
 HRB 24061  
 Geschäftsführer:  
 Harald Störk  
 Hermann-Josef Winkels

 Durch die DAkKS nach  
 DIN EN ISO/IEC 17025  
 akkreditiertes Prüflaboratorium

 Zulassung nach der  
 Trinkwasserverordnung

Messstelle nach § 29b BImSchG

 Zulassung als staatlich  
 anerkanntes EKVO-Labor

USt.-Id.Nr.: DE 111 620 831

**Untersuchung von Feststoff**

Ihr Auftrag vom: 19.04.2018

Projekt: 18.92071.1 - WP Am Sauberg

**PRÜFBERICHT NR:**
**18041973.2**
**Untersuchungsgegenstand:**

Feststoffproben

**Untersuchungsparameter:**

Betonaggressivität

**Probeneingang/Probenahme:**

Probeneingang: 20.04.2018

Die Probenahme wurde vom Auftraggeber vorgenommen.

**Analysenverfahren:**

siehe Analysenbericht

**Prüfungszeitraum:**

20.04.2018 bis 27.04.2018

**Gesamtseitenzahl des Berichts: 2**


**chemlab**

 Gesellschaft für Analytik  
 und Umweltberatung mbH

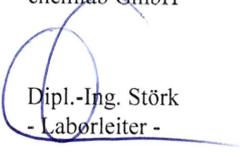
Auftraggeber: WPW Geoconsult Südwest GmbH  
 Projekt: 18.92071.1 - WP Am Sauberg  
 AG Bearbeiter: Frau Niemitz  
 Probeneingang: 20.04.2018

Analytiknummer:				<b>18041973.1</b>	<b>18041973.2</b>	
Probenart:				<b>Feststoff</b>	<b>Feststoff</b>	
<b>Probenbezeichnung:</b>				<b>MP WEA 01</b>	<b>MP WEA 02</b>	
<b>Parameter</b>	<b>Einheit</b>	<b>Verfahren</b>	<b>BG</b>			
<b>Feststoffuntersuchung</b>						
Trockensubstanz	%	DIN ISO 11465	0,1	<b>89,5</b>	<b>88,2</b>	
Chlorid aus Auszug	mg/kg	Hausmethode	75	<b>&lt;75</b>	<b>&lt;75</b>	
Sulfat aus Auszug	mg/kg	Hausmethode	150	<b>&lt;150</b>	<b>&lt;150</b>	
Sulfid	mg/kg TS	DIN 38 405 D26	1	<b>&lt;1</b>	<b>&lt;1</b>	
Säuregrad n. Baumann-Gully	ml/kg TS	DIN 4030 Teil 2	2	<b>134</b>	<b>160</b>	

Bemerkung: Die Analysenergebnisse beziehen sich auf die Trockenmasse.

Bensheim, den 27.04.2018

chemlab GmbH


 Dipl.-Ing. Störk  
 - Laborleiter -



**Plattendruckversuch** nach DIN 18134 - 300  
Nr. 10

Prüfstelle / Station:..... Sch 1

Prüfniveau:..... Ok Schottertragschicht

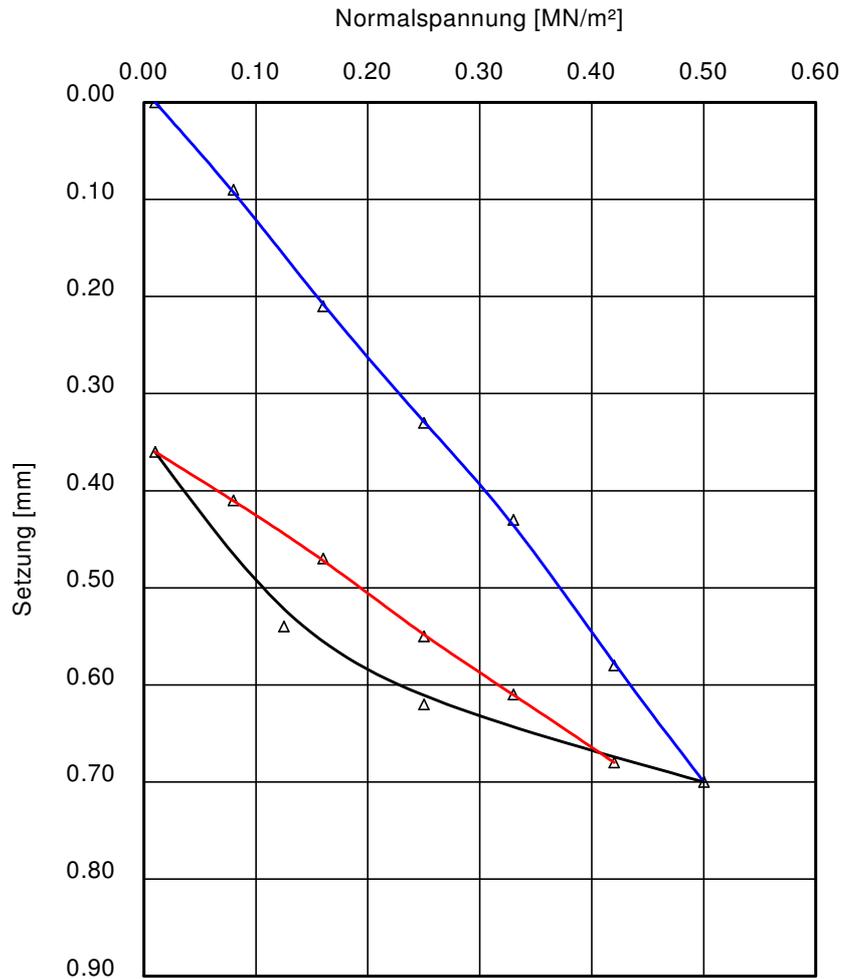
Aufbau unter der Platte:.. GW

Bearbeiter: Bader

Datum: 19.04.18

gepr.:

Manometer [MN/m <sup>2</sup> ]	Normalspg. [MN/m <sup>2</sup> ]	Setzung [0.01 * mm]
0.010	0.010	0.0
0.080	0.080	9.0
0.160	0.160	21.0
0.250	0.250	33.0
0.330	0.330	43.0
0.420	0.420	58.0
0.500	0.500	70.0
0.250	0.250	62.0
0.125	0.125	54.0
0.010	0.010	36.0
0.080	0.080	41.0
0.160	0.160	47.0
0.250	0.250	55.0
0.330	0.330	61.0
0.420	0.420	68.0



	Erstbel.	Zweitbel.	Wetter (beim Versuch): trocken	Versuchsbeginn: 16:40
$\sigma_{1max}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	0.500	0.500	Wetter (am Vortag): trocken	Versuchsende: 17:15
$a_1$ [mm/(MN/m <sup>2</sup> )]	1.258	0.769	Plattendurchmesser = 30.0 cm Übersetzungsverhältnis = 1.000 Plattenunterlage: Sand	
$a_2$ [mm/(MN <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )]	0.312	0.047		
$E_v$ [MN/m <sup>2</sup> ]	159.1	283.8		
$E_{v2} / E_{v1}$ [-]	1.78			



**Plattendruckversuch** nach DIN 18134 - 300  
Nr. 9

Prüfstelle / Station:..... Sch 3

Prüfniveau:..... Ok Schottertragschicht

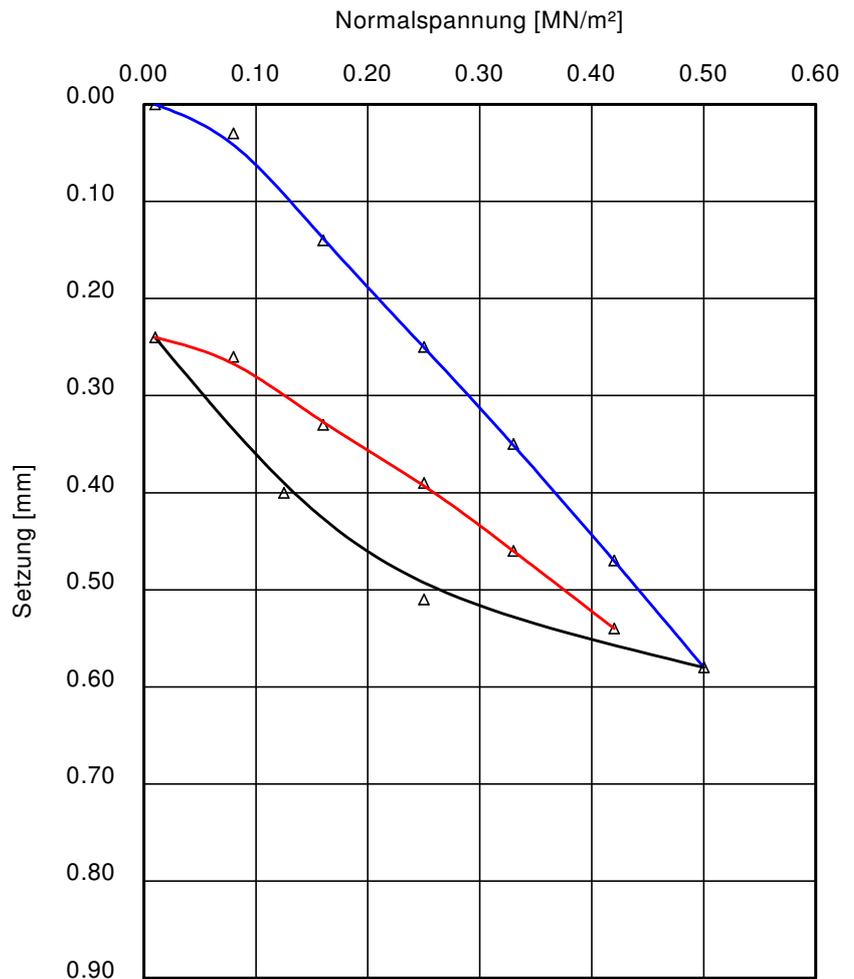
Aufbau unter der Platte:.. GW

Bearbeiter: Bader

Datum: 19.04.18

gepr.:

Manometer [MN/m <sup>2</sup> ]	Normalspg. [MN/m <sup>2</sup> ]	Setzung [0.01 * mm]
0.010	0.010	0.0
0.080	0.080	3.0
0.160	0.160	14.0
0.250	0.250	25.0
0.330	0.330	35.0
0.420	0.420	47.0
0.500	0.500	58.0
0.250	0.250	51.0
0.125	0.125	40.0
0.010	0.010	24.0
0.080	0.080	26.0
0.160	0.160	33.0
0.250	0.250	39.0
0.330	0.330	46.0
0.420	0.420	54.0



	Erstbel.	Zweitbel.	Wetter (beim Versuch): trocken	Versuchsbeginn: 16:00
$\sigma_{1max}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	0.500	0.500	Wetter (am Vortag): trocken	Versuchsende: 16:30
$a_1$ [mm/(MN/m <sup>2</sup> )]	1.237	0.500	Plattendurchmesser = 30.0 cm Übersetzungsverhältnis = 1.000 Plattenunterlage: Sand	
$a_2$ [mm/(MN <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )]	0.104	0.584		
$E_v$ [MN/m <sup>2</sup> ]	174.6	284.1		
$E_{v2} / E_{v1}$ [-]	1.63			



**Plattendruckversuch** nach DIN 18134 - 300  
Nr. 8

Prüfstelle / Station:..... Sch 5

Prüfniveau:..... Ok Schottertragschicht

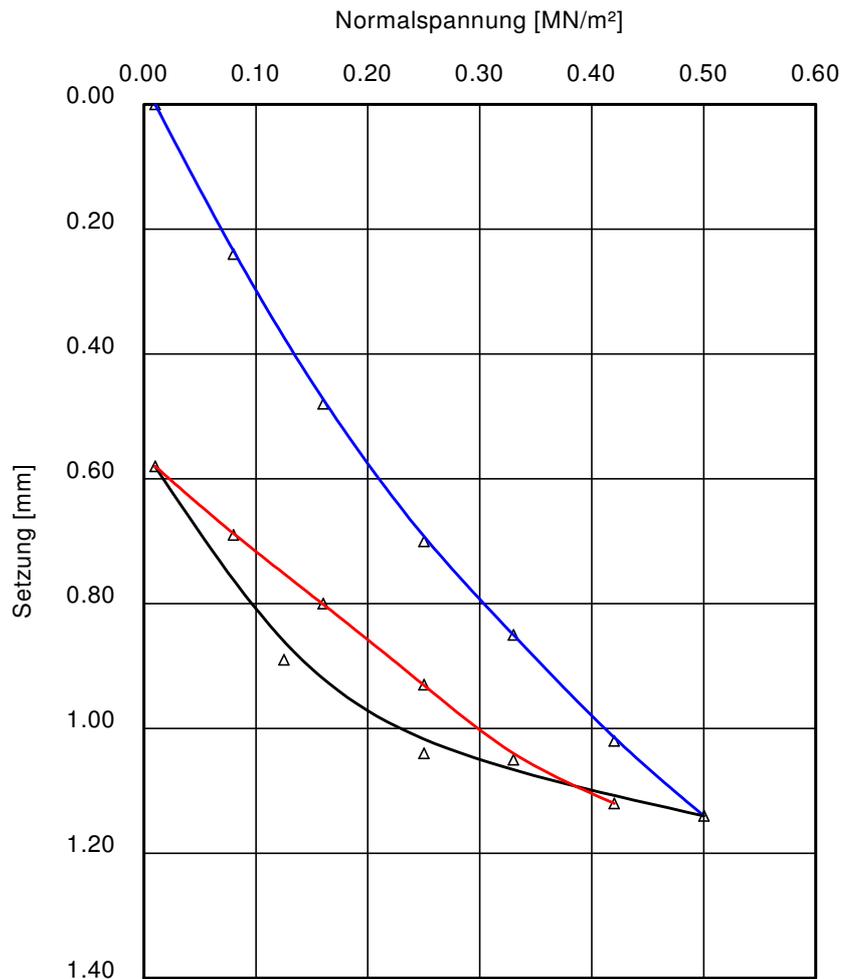
Aufbau unter der Platte:.. GW

Bearbeiter: Bader

Datum: 19.04.18

gepr.:

Manometer [MN/m <sup>2</sup> ]	Normalspg. [MN/m <sup>2</sup> ]	Setzung [0.01 * mm]
0.010	0.010	0.0
0.080	0.080	24.0
0.160	0.160	48.0
0.250	0.250	70.0
0.330	0.330	85.0
0.420	0.420	102.0
0.500	0.500	114.0
0.250	0.250	104.0
0.125	0.125	89.0
0.010	0.010	58.0
0.080	0.080	69.0
0.160	0.160	80.0
0.250	0.250	93.0
0.330	0.330	105.0
0.420	0.420	112.0



	Erstbel.	Zweitbel.	Wetter (beim Versuch): trocken	Versuchsbeginn: 15:30 Versuchsende: 16:00
$\sigma_{1max}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	0.500	0.500	Wetter (am Vortag): trocken	
$a_1$ [mm/(MN/m <sup>2</sup> )]	3.292	1.702	Plattendurchmesser = 30.0 cm Übersetzungsverhältnis = 1.000 Plattenunterlage: Sand	
$a_2$ [mm/(MN <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )]	-2.024	-0.822		
$E_v$ [MN/m <sup>2</sup> ]	98.7	174.3		
$E_{v2} / E_{v1}$ [-]	1.77			



**Plattendruckversuch** nach DIN 18134 - 300  
Nr. 7

Prüfstelle / Station:..... Sch 7

Prüfniveau:..... Ok Schottertragschicht

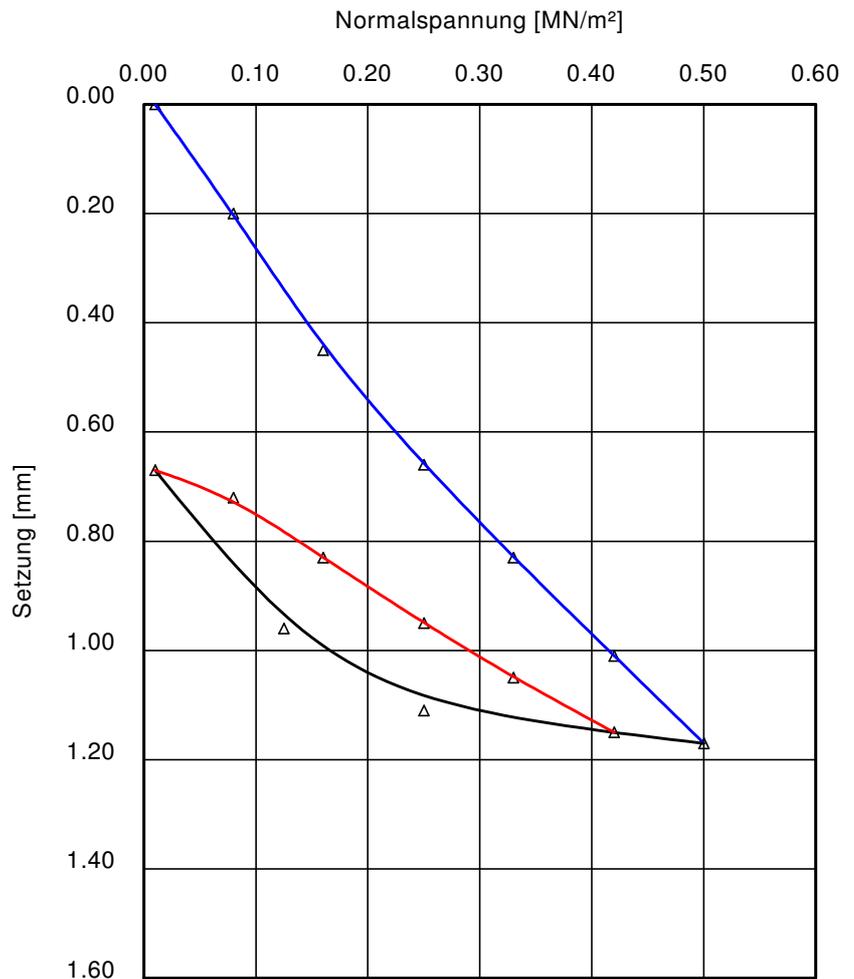
Aufbau unter der Platte:.. GW

Bearbeiter: Bader

Datum: 19.04.18

gepr.:

Manometer [MN/m <sup>2</sup> ]	Normalspg. [MN/m <sup>2</sup> ]	Setzung [0.01 * mm]
0.010	0.010	0.0
0.080	0.080	20.0
0.160	0.160	45.0
0.250	0.250	66.0
0.330	0.330	83.0
0.420	0.420	101.0
0.500	0.500	117.0
0.250	0.250	111.0
0.125	0.125	96.0
0.010	0.010	67.0
0.080	0.080	72.0
0.160	0.160	83.0
0.250	0.250	95.0
0.330	0.330	105.0
0.420	0.420	115.0



	Erstbel.	Zweitbel.	Wetter (beim Versuch): trocken	Versuchsbeginn: 14:45
$\sigma_{1max}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	0.500	0.500	Wetter (am Vortag): trocken	Versuchsende: 15:15
$a_1$ [mm/(MN/m <sup>2</sup> )]	3.098	1.136	Plattendurchmesser = 30.0 cm Übersetzungsverhältnis = 1.000 Plattenunterlage: Sand	
$a_2$ [mm/(MN <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )]	-1.440	0.189		
$E_v$ [MN/m <sup>2</sup> ]	94.6	182.9		
$E_{v2} / E_{v1}$ [-]	1.93			



**Plattendruckversuch** nach DIN 18134 - 300  
Nr. 6

Prüfstelle / Station:..... Sch 9

Prüfniveau:..... Ok Schottertragschicht

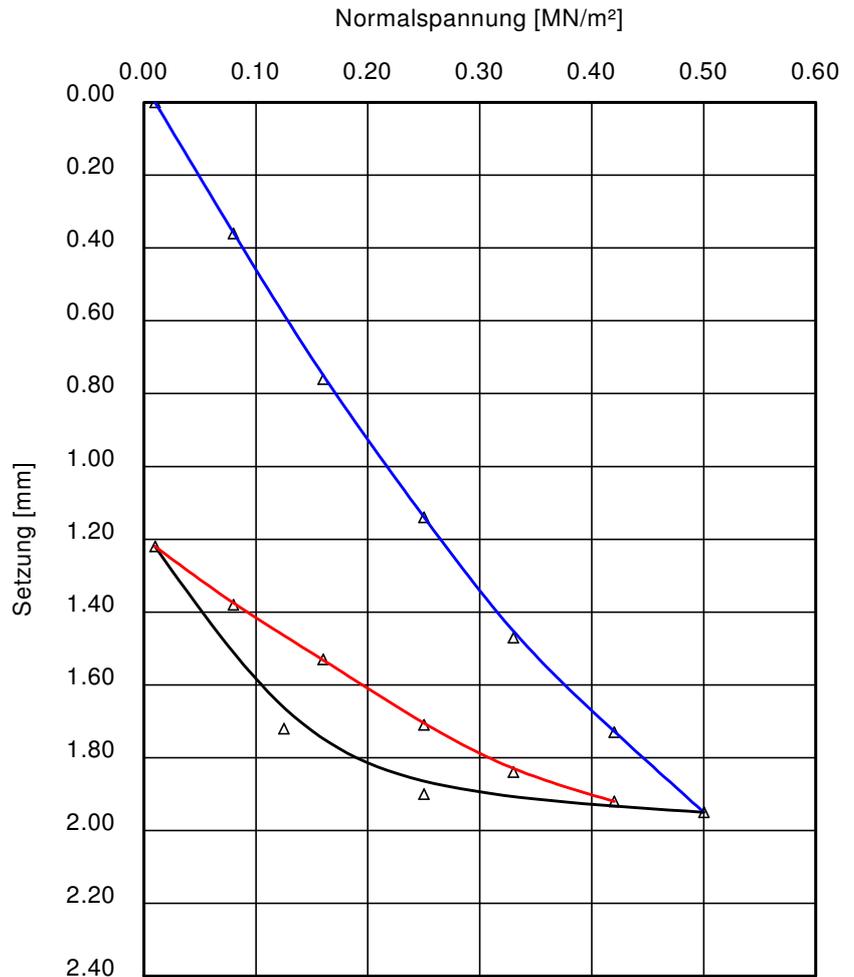
Aufbau unter der Platte:.. GW

Bearbeiter: Bader

Datum: 19.04.18

gepr.:

Manometer [MN/m <sup>2</sup> ]	Normalspg. [MN/m <sup>2</sup> ]	Setzung [0.01 * mm]
0.010	0.010	0.0
0.080	0.080	36.0
0.160	0.160	76.0
0.250	0.250	114.0
0.330	0.330	147.0
0.420	0.420	173.0
0.500	0.500	195.0
0.250	0.250	190.0
0.125	0.125	172.0
0.010	0.010	122.0
0.080	0.080	138.0
0.160	0.160	153.0
0.250	0.250	171.0
0.330	0.330	184.0
0.420	0.420	192.0



	Erstbel.	Zweitbel.	Wetter (beim Versuch): trocken	Versuchsbeginn: 14:00 Versuchsende: 14:30
$\sigma_{1max}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	0.500	0.500	Wetter (am Vortag): trocken	
$a_1$ [mm/(MN/m <sup>2</sup> )]	5.812	2.511	Plattendurchmesser = 30.0 cm Übersetzungsverhältnis = 1.000 Plattenunterlage: Sand	
$a_2$ [mm/(MN <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )]	-3.504	-1.791		
$E_v$ [MN/m <sup>2</sup> ]	55.4	139.3		
$E_{v2} / E_{v1}$ [-]	2.51			



**Plattendruckversuch** nach DIN 18134 - 300  
Nr. 5

Prüfstelle / Station:..... Sch 11

Prüfniveau:..... Ok Schottertragschicht

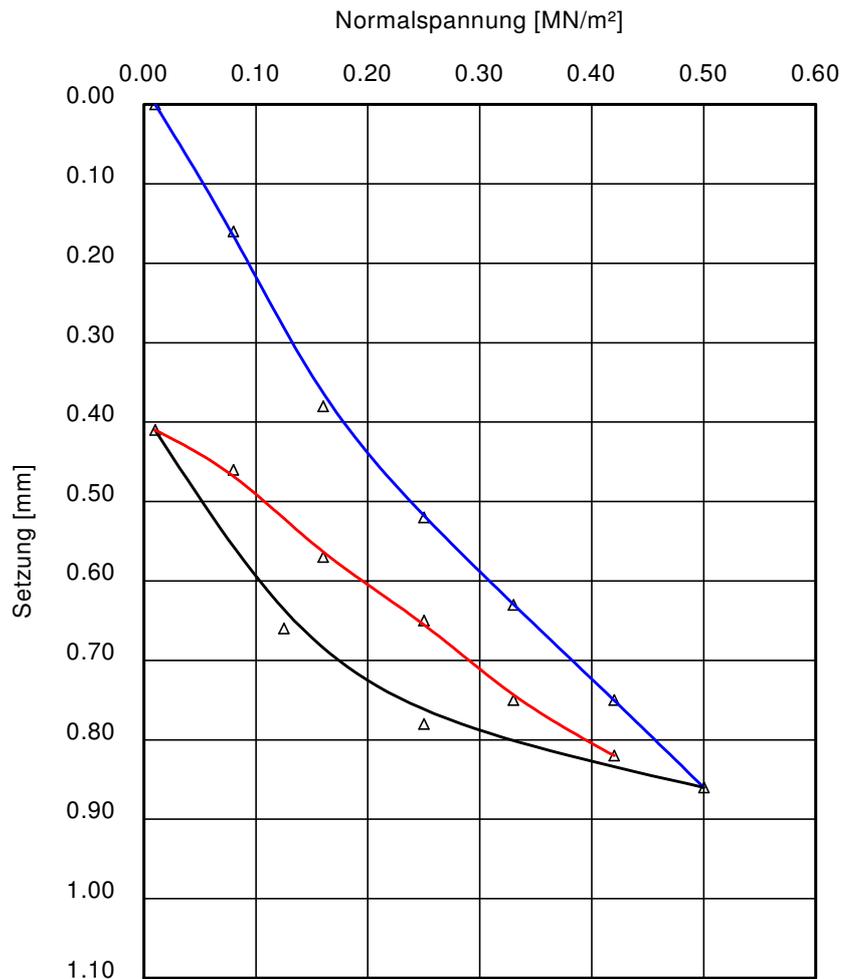
Aufbau unter der Platte:.. GW

Bearbeiter: Bader

Datum: 19.04.18

gepr.:

Manometer [MN/m <sup>2</sup> ]	Normalspg. [MN/m <sup>2</sup> ]	Setzung [0.01 * mm]
0.010	0.010	0.0
0.080	0.080	16.0
0.160	0.160	38.0
0.250	0.250	52.0
0.330	0.330	63.0
0.420	0.420	75.0
0.500	0.500	86.0
0.250	0.250	78.0
0.125	0.125	66.0
0.010	0.010	41.0
0.080	0.080	46.0
0.160	0.160	57.0
0.250	0.250	65.0
0.330	0.330	75.0
0.420	0.420	82.0



	Erstbel.	Zweitbel.	Wetter (beim Versuch): trocken	Versuchsbeginn: 13:30 Versuchsende: 14:00
$\sigma_{1max}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	0.500	0.500	Wetter (am Vortag): trocken	
$a_1$ [mm/(MN/m <sup>2</sup> )]	2.514	1.105	Plattendurchmesser = 30.0 cm Übersetzungsverhältnis = 1.000 Plattenunterlage: Sand	
$a_2$ [mm/(MN <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )]	-1.587	-0.156		
$E_v$ [MN/m <sup>2</sup> ]	130.8	219.2		
$E_{v2} / E_{v1}$ [-]	1.68			



**Plattendruckversuch** nach DIN 18134 - 300  
Nr. 4

Prüfstelle / Station:..... Sch 12

Prüfniveau:..... Ok Schottertragschicht

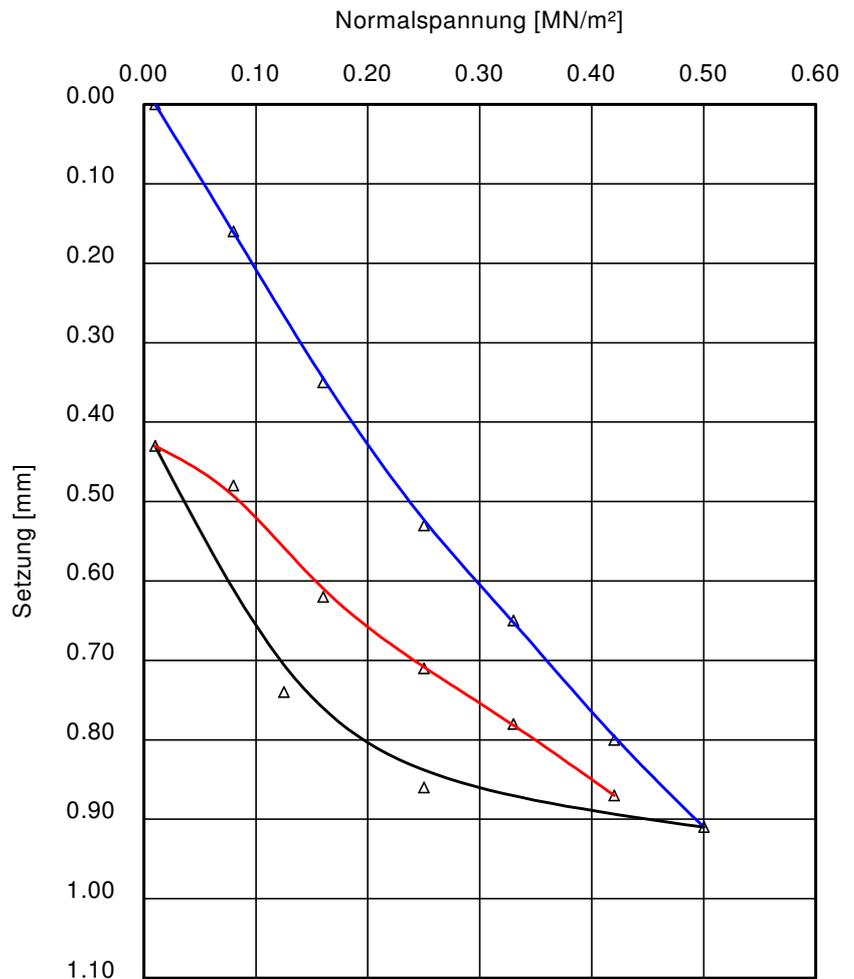
Aufbau unter der Platte:.. GW

Bearbeiter: Bader

Datum: 19.04.18

gepr.:

Manometer [MN/m <sup>2</sup> ]	Normalspg. [MN/m <sup>2</sup> ]	Setzung [0.01 * mm]
0.010	0.010	0.0
0.080	0.080	16.0
0.160	0.160	35.0
0.250	0.250	53.0
0.330	0.330	65.0
0.420	0.420	80.0
0.500	0.500	91.0
0.250	0.250	86.0
0.125	0.125	74.0
0.010	0.010	43.0
0.080	0.080	48.0
0.160	0.160	62.0
0.250	0.250	71.0
0.330	0.330	78.0
0.420	0.420	87.0



	Erstbel.	Zweitbel.	Wetter (beim Versuch): trocken	Versuchsbeginn: 12:45 Versuchsende: 13:15
$\sigma_{1max}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	0.500	0.500	Wetter (am Vortag): trocken	
$a_1$ [mm/(MN/m <sup>2</sup> )]	2.526	1.336	Plattendurchmesser = 30.0 cm Übersetzungsverhältnis = 1.000 Plattenunterlage: Sand	
$a_2$ [mm/(MN <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )]	-1.315	-0.545		
$E_v$ [MN/m <sup>2</sup> ]	120.4	211.6		
$E_{v2} / E_{v1}$ [-]	1.76			



**Plattendruckversuch** nach DIN 18134 - 300  
Nr. 3

Prüfstelle / Station:..... Sch 13

Prüfniveau:..... Ok Schottertragschicht

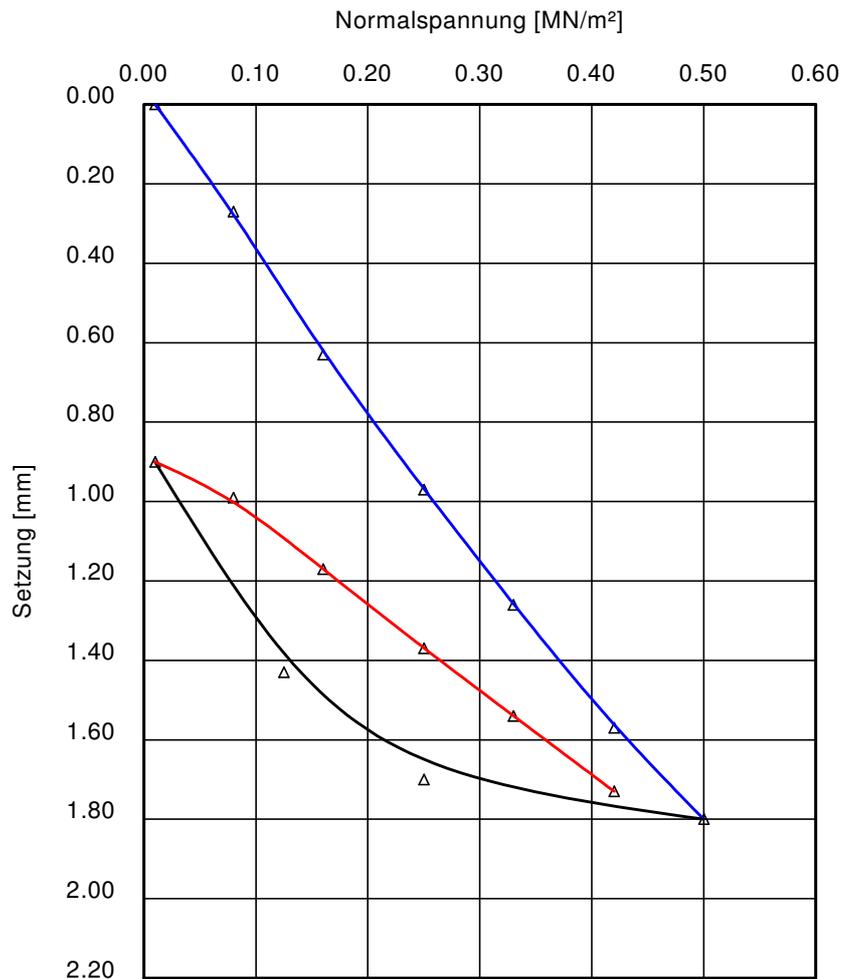
Aufbau unter der Platte:.. GW

Bearbeiter: Bader

Datum: 19.04.18

gepr.:

Manometer [MN/m <sup>2</sup> ]	Normalspg. [MN/m <sup>2</sup> ]	Setzung [0.01 * mm]
0.010	0.010	0.0
0.080	0.080	27.0
0.160	0.160	63.0
0.250	0.250	97.0
0.330	0.330	126.0
0.420	0.420	157.0
0.500	0.500	180.0
0.250	0.250	170.0
0.125	0.125	143.0
0.010	0.010	90.0
0.080	0.080	99.0
0.160	0.160	117.0
0.250	0.250	137.0
0.330	0.330	154.0
0.420	0.420	173.0



	Erstbel.	Zweitbel.	Wetter (beim Versuch): trocken	Versuchsbeginn: 12:00
$\sigma_{1max}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	0.500	0.500	Wetter (am Vortag): trocken	Versuchsende: 12:30
$a_1$ [mm/(MN/m <sup>2</sup> )]	4.761	1.816	Plattendurchmesser = 30.0 cm Übersetzungsverhältnis = 1.000 Plattenunterlage: Sand	
$a_2$ [mm/(MN <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )]	-1.941	0.617		
$E_v$ [MN/m <sup>2</sup> ]	59.4	105.9		
$E_{v2} / E_{v1}$ [-]	1.78			



**Plattendruckversuch** nach DIN 18134 - 300  
Nr. 2

Prüfstelle / Station:..... Sch 15

Prüfniveau:..... Ok Schottertragschicht

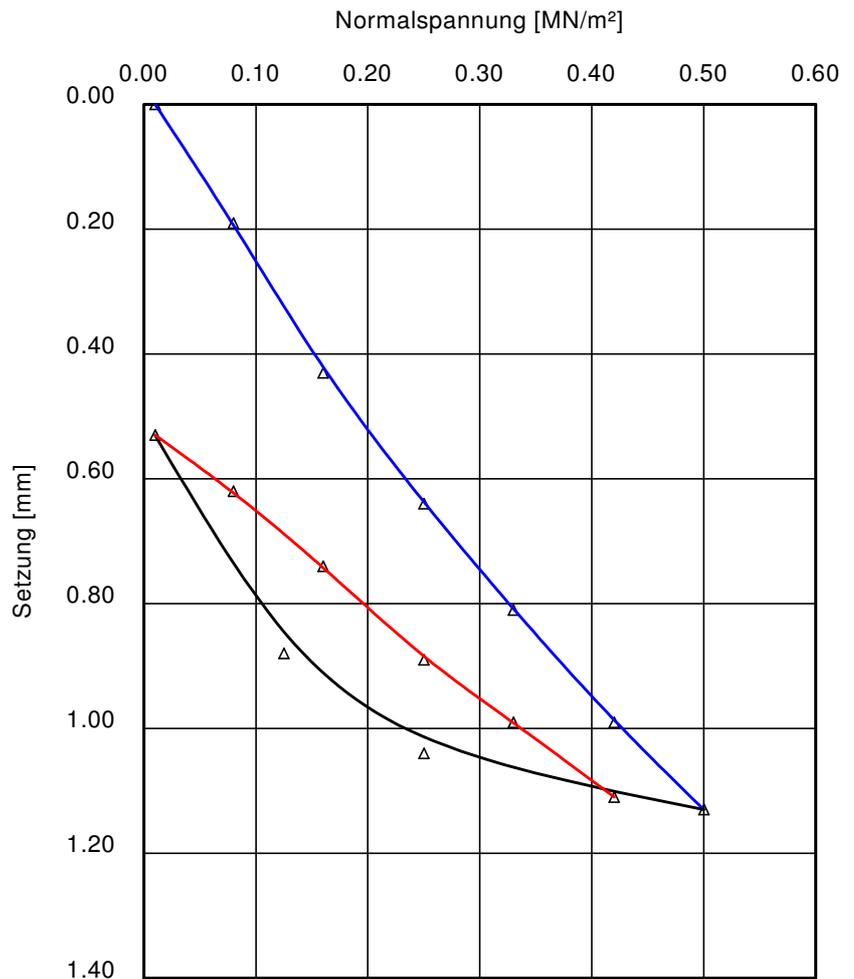
Aufbau unter der Platte:.. GW

Bearbeiter: Bader

Datum: 19.04.18

gepr.:

Manometer [MN/m <sup>2</sup> ]	Normalspg. [MN/m <sup>2</sup> ]	Setzung [0.01 * mm]
0.010	0.010	0.0
0.080	0.080	19.0
0.160	0.160	43.0
0.250	0.250	64.0
0.330	0.330	81.0
0.420	0.420	99.0
0.500	0.500	113.0
0.250	0.250	104.0
0.125	0.125	88.0
0.010	0.010	53.0
0.080	0.080	62.0
0.160	0.160	74.0
0.250	0.250	89.0
0.330	0.330	99.0
0.420	0.420	111.0



	Erstbel.	Zweitbel.	Wetter (beim Versuch): trocken	Versuchsbeginn: 11:15
$\sigma_{1max}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	0.500	0.500	Wetter (am Vortag): trocken	Versuchsende: 11:45
$a_1$ [mm/(MN/m <sup>2</sup> )]	3.120	1.536	Plattendurchmesser = 30.0 cm Übersetzungsverhältnis = 1.000 Plattenunterlage: Sand	
$a_2$ [mm/(MN <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )]	-1.565	-0.225		
$E_v$ [MN/m <sup>2</sup> ]	96.2	158.1		
$E_{v2} / E_{v1}$ [-]	1.64			



**Plattendruckversuch** nach DIN 18134 - 300  
Nr. 1

Prüfstelle / Station:..... Sch 16

Prüfniveau:..... Ok Schottertragschicht

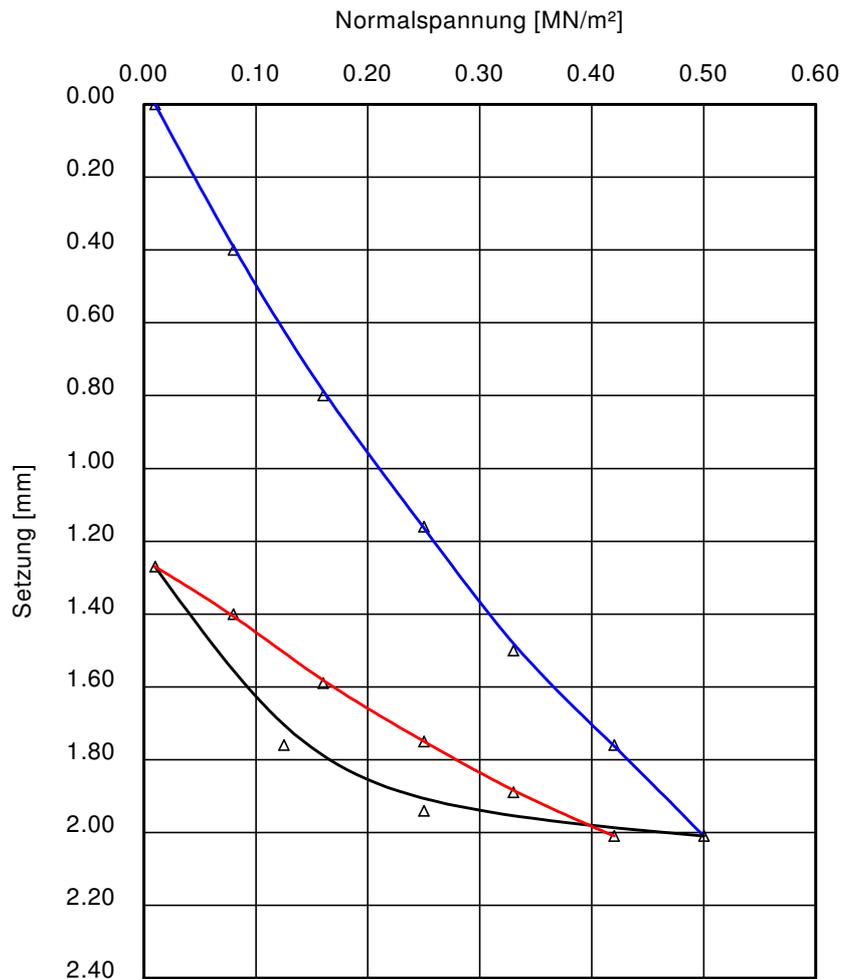
Aufbau unter der Platte:.. GW

Bearbeiter: Bader

Datum: 19.04.18

gepr.:

Manometer [MN/m <sup>2</sup> ]	Normalspg. [MN/m <sup>2</sup> ]	Setzung [0.01 * mm]
0.010	0.010	0.0
0.080	0.080	40.0
0.160	0.160	80.0
0.250	0.250	116.0
0.330	0.330	150.0
0.420	0.420	176.0
0.500	0.500	201.0
0.250	0.250	194.0
0.125	0.125	176.0
0.010	0.010	127.0
0.080	0.080	140.0
0.160	0.160	159.0
0.250	0.250	175.0
0.330	0.330	189.0
0.420	0.420	201.0



	Erstbel.	Zweitbel.	Wetter (beim Versuch): trocken	Versuchsbeginn: 10:30 Uhr Versuchsende: 11:15 Uhr
$\sigma_{1max}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	0.500	0.500	Wetter (am Vortag): trocken	
$a_1$ [mm/(MN/m <sup>2</sup> )]	5.499	2.355	Plattendurchmesser = 30.0 cm Übersetzungsverhältnis = 1.000 Plattenunterlage: Sand	
$a_2$ [mm/(MN <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> )]	-2.920	-1.202		
$E_v$ [MN/m <sup>2</sup> ]	55.7	128.3		
$E_{v2} / E_{v1}$ [-]	2.30			