



→ XXX

XXX

BearbeiterIn: Mag. Martin Schröttner
Tel.: (0316) 877-4121
Fax: (0316) 877-4569
E-Mail: martin.schroettner@stmk.gv.at

Bei Antwortschreiben bitte
Geschäftszeichen (GZ) anführen

GZ: Abt.15-20.20-3082/2013

Graz, am 21.08.2014

Ggst.: Windpark Handalm

FACHGUTACHTEN ZUR UVP

WINDPARK HANDALM

FACHBEREICH

GEOLOGIE UND GEOTECHNIK

1 INHALTSVERZEICHNIS

1	INHALTSVERZEICHNIS	2
2	FACHBEFUND	4
2.1	Untersuchungsraum.....	4
2.2	Normative Grundlagen	4
2.3	Untersuchungsmethodik.....	5
2.4	IST-Zustand	5
2.4.1	Regionalgeologischer Überblick.....	5
2.5	Zusammenfassung der Untergrundverhältnisse im Untersuchungs- raum.....	6
2.5.1	Bodenaufbau.....	6
2.5.2	Baugrundmodell / Schichtenfolge	7
2.5.3	Berg- und Schichtwasserverhältnisse	9
2.6	Erdbebensituation.....	9
2.7	Beurteilung der Untergrundverhältnisse hinsichtlich der geplanten Baumaßnahmen.....	9
2.7.1	Bodenklassen nach ÖN B 2205.....	9
2.7.2	Baugrubenaushub	10
2.7.3	Angaben zur Gründung.....	10
2.7.4	Boden und felsmechanische Kennwerte	10
2.7.5	Beurteilung hinsichtlich Verunreinigung und Kontamination, Entsorgung und Verwertung von Aushubmaterial.....	10
2.7.6	Geländestabilität	11
2.8	Standsicherheitsnachweise Windenergieanlagen.....	11
2.8.1	Grundbruch und Gleiten	12
2.8.2	Kippnachweis	12
2.8.3	Dynamischer Steifemodul $E_{s,dyn}$	12
2.8.4	Drehfedersteifigkeit	13
2.8.4.1	Statische Drehfedersteifigkeit und Winkelverdrehung	13
2.8.4.2	Dynamische Drehfedersteifigkeit	13
2.9	Sonstige Anlagenteile	14
2.9.1	Zuwegung	14
2.9.2	Kranstellflächen	15
2.9.3	Kabeltrasse.....	15
2.10	Projektauswirkungen.....	16
2.10.1	Projektauswirkungen in der Bauphase.....	16
2.10.2	Projektauswirkungen in der Betriebsphase.....	17
2.10.3	Auswirkungen in der Nachsorgephase.....	19
2.10.3.1	Auswirkungen bei Unterbleiben des Vorhabens (Null-Variante).....	19
2.10.4	Auswirkungen anderer geprüfter Lösungsmöglichkeiten	19
2.11	Maßnahmen.....	19

2.11.1	Beweissicherungs- und Kontrollmaßnahmen.....	19
2.11.2	Vermeidungs-, Verminderungs- und Ausgleichsmaßnahmen.....	19
2.12	Schwierigkeiten bei der Erstellung des Fachbeitrages.....	Fehler! Textmarke nicht definiert.
3	GUTACHTEN IM ENGEREN SINN.....	20
3.1	Gutachten nach UVP-G.....	20
3.2	Gutachten nach weiteren Verwaltungsvorschriften	Fehler! Textmarke nicht definiert.
4	MAßNAHMEN UND AUFLAGENVORSCHLÄGE.....	21
5	ZU DEN VARIANTEN UND ALTERNATIVEN	22
6	ZU DEN STELLUNGNAHMEN UND EINWENDUNGEN.....	22
7	ZUSAMMENFASSUNG.....	23

2 FACHBEFUND

Die Grundlage von Befund und Gutachten stellen die gemäß § 17 Abs.1 UVP-G 2000 idgF vorgelegten Projektunterlagen der Energie Steiermark AG, Leonhardgürtel 8010 Graz erstellt durch die INSTITUTE Geotechnik GmbH, Gratengasse 19/II aus 8010 Graz.

Die folgende Begutachtung legt den Schwerpunkt auf Prüfung der Vollständigkeit, Schlüssigkeit und Nachvollziehbarkeit der von der Antragsstellerin eingereichten Unterlagen zum Thema Geologie und Geotechnik.

Die Beschreibung des Gesamtvorhabens bzw. Zweck der projektierten Anlagen sind dem Gesamtgutachten zu entnehmen.

2.1 UNTERSUCHUNGSRAUM

Der Untersuchungsraum für den gegenständlichen Fachbericht Geotechnik umfasst die Standorte der einzelnen Windenergieanlagen entlang des Höhenrückens der Handalm einschließlich der internen Verbindungswege zwischen den einzelnen Anlagen.

Weiterer Bestandteil des Untersuchungsraumes ist die neu zu errichtende Zuwegung, welche zum Teil auf einem von der L619 Weinebenstraße auszubauenden Forstweg und zum Teil auf einer verkehrstechnisch neu zu erschließenden Trasse erfolgt.

2.2 NORMATIVE GRUNDLAGEN

Die ÖNORM EN 1997-2 (Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds) sowie der zugehörige nationale Anhang in Form der ÖNORM B 1997-2 bilden die Grundlage für die Festlegung von Anzahl und Tiefe der Baugrundaufschlüsse.

Die Benennung, Beschreibung und Klassifizierung der aufgeschlossenen Boden- bzw. Felsschichten erfolgt nach ÖNORM B 4400-1 bzw. ÖNORM B 4400-2.

Als Grundlage für geotechnische Berechnungen und Nachweisführungen sind der Eurocode 7 (ÖNORM EN 1997-1:2009-05-15; Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln) mit dem nationalen Anhangdokument ÖNORM B 1997-1-1: 2013-09-01 heranzuziehen. Geotechnische Berechnungen sind bis zum Erscheinen der Normen ÖN B 1997-1-x entsprechend den bisherigen Normen der Serie ÖN B 44xx (Erd- und Grundbau) auszuführen, wobei die in der ÖN B 1997-1-1 angegebenen Einschränkungen bzw. Hinweise beachtet werden müssen (z.B. anzuwendende Teilsicherheitsfaktoren).

Im Einzelnen wurden nachfolgend angeführte Regelwerke berücksichtigt:

- ÖNORM B 4400-1: Geotechnik – Teil 1: Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden – Regeln zur Umsetzung der ÖNORMEN EN ISO 14688-1 und -2 sowie grundlegende Symbole und Einheiten; 2010-03-15
- ÖNORM B 4400-2: Geotechnik – Teil 2: Benennungen und Definitionen, Beschreibung und Klassifizierung von Fels – Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN ISO 14689-1; 2010-03-15
- ÖNORM B 2205: Erdarbeiten – Werkvertragsnorm; 2000-11-01
- ÖNORM B 4435-1: Erd- und Grundbau – Flächengründungen: Teil 1: Berechnung der Tragfähigkeit bei einfachen Verhältnissen; 2003-07-01
- ÖNORM B 4435-2: Erd- und Grundbau – Flächengründungen: Teil 2: EUROCODE-

nahe Berechnung der Tragfähigkeit: 1999-10-01

- DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau; 2005-01
- ÖNORM EN 1997-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; 2006-01-01
- ÖNORM B 1997-1-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen; 2013-09-01
- ÖNORM EN 1997-2: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; 2010-08-15
- ÖNORM B 1997-1-2: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds – Nationale Festlegungen in Zusammenhang mit ÖNORM RN 1997-2 und nationale Ergänzungen; 2012-06-05
- DIN 4017: Baugrund Berechnung des Grundbruchwiderstandes von Flachgründungen; 2006-03
- ÖNORM EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. 2013-06-15.
- ÖNORM B 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen. 2011-06-01.

2.3 UNTERSUCHUNGSMETHODIK

Erste Anhaltspunkte zu den Untergrundverhältnissen im Bereich der Handalm können mit Hilfe der geologischen Karte der Steiermark gewonnen werden.

Zur Erkundung der oberflächennahen Untergrundverhältnisse an den geplanten Anlagen- standorten und der Zuwegung wurden zwischen dem 21.08.13 und 23.08.2013 sowie am 10.09.2013 insgesamt 28 Baggerstürfe mit Tiefen zwischen 0,7 m und 3,2 m ausgehoben und von unserem Büro begutachtet. Zusätzlich wurde an den geplanten Anlagen- bzw. Ersatzstandorten jeweils eine Rotationskernbohrung abgeteuft, wobei im Zeitraum zwischen dem 31.07.13 und 13.09.13 insgesamt 13 Rotationskernbohrungen (WEA1, WEA3 bis WEA13 und Opt.1) mit Tiefen zwischen ca. 6,2 m und maximal ca. 8,3 m hergestellt wurden.

Das gewählte Erkundungsprogramm erfüllt die Anforderungen für ein Bauwerk der Geotechnischen Kategorie 2 entsprechend der ÖNORM EN 1997-2 bzw. DIN 1054.

Die Lage der Baugrundaufschlüsse ist aus den Anlagen des Einreichoperates ersichtlich . Eine detaillierte Beschreibung in Form von normgemäßen Boden- und Felsprofilen und eine fotografische Dokumentation der aufgeschlossenen Boden- und Felsschichten sind in den Anlagen des Einreichoperates beigelegt.

2.4 IST-ZUSTAND

2.4.1 REGIONALGEOLOGISCHER ÜBERBLICK

Aus regionalgeologischer Sicht befindet sich das Projektgebiet innerhalb der Koralpe auf der Handalm. Die Koralpe schließt sich als südliches Teilstück des steirischen Randgebirges südlich vom Packsattel an. Der geologische Aufbau der Koralpe beginnt im Hangenden mit einem Dach aus Granatglimmerschiefern. Aufgrund des starken Faltenbaus treten diese Gesteine hauptsächlich im Osten und Süden auf. Ohne scharfe Grenze geht diese Serie in Gneis-Glimmerschiefer über, die konkordant aber auch

diskordant von Pegmatit durchzogen wird. Zusätzlich treten große Stöcke von Eklogit-Amphibolit und Gabbro-Eklogit auf.

In einer tieferen Lage sind lokal „kataklastisch Zentrale Gneisquarzite“, Hirschegger Gneis mit beginnender Plattengneislination und Plattengneis vorherrschend. Durch stärkere kataklastische Auswahlung der Minerale gehen die Gneise in Plattengneise über wo sie hauptsächlich im zentralen Teil der Koralpe auftreten und in Steinbrüchen bei Stainz und Gams abgebaut werden.

Im Liegenden wird der Plattengneis von einer Marmorserie unterlagert, die unterschiedlich entwickelt ist: Bändermarmore mit Amphibolitbändern, Glimmergneisen oder Granat-quarziten, aber auch reine Dolomitmarmore treten örtlich auf.

Die Basis bilden richtungslose Gneise (sog. „Migmatit“), die aus den zentralen Gneis-quarziten hervorgehen und von dem Wolfsberger Granitgneis umgrenzt werden.

Die Handalm hat keinen ausgeprägten Gipfelbereich, da die Koralpe eine Pultscholle ist. Das bedeutet, dass die Koralpe als Ganzes einen emporgehobenen Gebirgstiel darstellt und die Gipfel nicht durch Auffaltung von Gesteinsmassen entstanden sind, sondern durch unterschiedliche Verwitterungsintensitäten einzelner Gesteinsbereiche.

Das Gestein der Handalm wird als „Stainzer Plattengneis“ bezeichnet; ein blastomylonitischer, ebenflächiger Augengneis. Neben vereinzelt Pegmatit- und Marmorlinsen treten an den Hängen hauptsächlich Hangschutt und Schutthalden auf.

2.5 ZUSAMMENFASSUNG DER UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE IM UNTERSUCHUNGS- RAUM

2.5.1 BODENAUFBAU

Die im Zuge der Erkundungsmaßnahmen aufgeschlossenen Untergrundverhältnisse können an Hand der Schürfschlitzte und Kernbohrungen für die einzelnen Standorte der Windenergieanlagen sowie für die Zuwegung folgendermaßen zusammengefasst werden:

- An der Geländeoberfläche steht durchwurzelter, organischer Alm- bzw. Mutterboden mit einer Dicke von etwa 10 cm bis 30 cm an, welcher von einem sandig, kiesigen Zwischenboden unterlagert wird. Diese Bodenschicht ist mit organischen Anteilen vermengt und reicht bis in eine Tiefe von etwa 40 cm bis 90 cm.
- Unter dem Mutterboden wurde in den Schürfschlitzten kiesiger, steiniger, zum Teil blockiger Sand bzw. sandig, steiniger, teilweise blockiger Kies in überwiegend mitteldichter Lagerung aufgeschlossen. In den Schürfschlitzten (GPS17, 20, 202 und WEA13) wurden darüber hinaus sandig, kiesige und blockige Steine in mitteldichter Lagerung aufgeschlossen. In wenigen Schürfschlitzten (GPS13) wurden auch vereinzelt große Blöcke erkundet, wobei die Grobkomponenten generell eine raue Oberfläche aufweisen (kantig mit plattiger Kornform). Die Mächtigkeiten dieser verhältnismäßig heterogenen Schichtpakete betragen zwischen 0,20 m (WEA10 und GPS 3120) und 2,10 m (GPS6A). In manchen Aufschlüssen (GPS 11,7A und WEA3), wird der Zwischenboden direkt vom Übergangsbereich zum Fels unterlagert. Die Deckschichten wurden im Labor mittels Sieb- bzw. Schlämmanalysen auf die Verteilungen der Korngrößen untersucht.

- Ab einer Tiefe zwischen 0,50 m (Schürfschlitz GPS11) und 4,00 m (Kernbohrung KB02/13) wurde der Übergang zum Fels aufgeschlossen, wobei dieser im oberen Bereich sehr stark verwittert und zerklüftet ist. Die Dicke der Verwitterungsschicht beträgt zwischen ca. 0,20 m (KB04/13, KB10/13) und ca. 3,00 m (KB02/13).

Der kompakte Fels (Stainzer Plattengneis) mit vereinzelt Störzonen bzw. Verwitterungsschichten im cm-Bereich steht ab einer Tiefe zwischen 0,90 m (KB03/13 und KB04/13) und 7,00 m (KB02/13) ab Geländeoberfläche an. Die Klufflächen stehen überwiegend senkrecht zu den Schieferungsflächen. Das Streichen weist eine NW – SO Richtung mit einem steilen Einfallen von etwa 60° bis 70° Richtung Südwest auf.

Allgemein kann festgestellt werden, dass der Untergrund im Projektgebiet sehr einheitlich aufgebaut ist und demzufolge als homogen zu bezeichnen ist.

2.5.2 BAUGRUNDMODELL / SCHICHTENFOLGE

Für die einzelnen Standorte der geplanten Windenergieanlagen können die nachfolgend angeführten vereinfachten Baugrundmodelle definiert werden. Detaillierte Angaben zu den Untergrundverhältnissen sind in den Beilagen des Einreichoperates dargestellt.

Standort WEA1:

0,0 – 0,8 m Mutter- und Zwischenboden
 0,8 – 3,5 m Sand, kiesig, steinig
 3,5 – 4,1 m Fels verwittert
 > 4,1 m Fels kompakt

Standort WEA2:

0,0 – 0,6 m Mutter- und Zwischenboden
 0,6 – 4,0 m Sand, teilw. Steine, kiesig
 4,0 – 7,0 m Fels verwittert
 > 7,0 m Fels kompakt

Standort WEA3:

0,0 – 0,6 m Mutter- und Zwischenboden
 0,6 – 0,9 m Fels verwittert
 > 0,9 m Fels kompakt

Standort WEA4:

0,0 – 0,7 m Mutter- und Zwischenboden
 0,7 – 1,2 m Sand, kiesig, steinig
 1,2 – 1,4 m Fels verwittert
 > 1,4 m Fels kompakt

Standort WEA5:

0,0 – 0,6 m Mutter- und Zwischenboden
 0,6 – 2,3 m Sand, kiesig, steinig

2,3– 2,7 m Fels verwittert
> 2,7 m Fels kompakt

Standort WEA6:

0,0 – 0,6 m Mutter- und Zwischenboden
0,6 – 2,0 m Sand, Steine, kiesig
2,0 – 3,0 m Fels verwittert
> 3,0 m Fels kompakt

Standort WEA7:

0,0 – 0,8 m Mutter- und Zwischenboden
0,8 – 2,0 m Sand, kiesig, steinig
2,0 – 3,6 m Fels verwittert
> 3,6 m Fels kompakt

Standort WEA8:

0,0 – 0,6 m Mutter- und Zwischenboden
0,6 – 1,7 m Sand, kiesig, steinig
1,7 – 2,0 m Fels verwittert
> 2,0 m Fels kompakt

Standort WEA9:

0,0 – 0,5 m Mutter- und Zwischenboden
0,5 – 1,3m Sand, kiesig, steinig
1,3 – 1,8 m Fels verwittert
> 1,8 m Fels kompakt

Standort WEA10:

0,0 – 0,5 m Mutter- und Zwischenboden
0,5 – 1,2 m Sand, kiesig, steinig
1,2 – 1,4 m Fels verwittert
> 1,4 m Fels kompakt

Standort WEA11:

0,0 – 0,5 m Mutter- und Zwischenboden
0,5 – 1,2 m Sand, kiesig, steinig
1,2 – 1,9 m Fels verwittert
> 1,9 m Fels kompakt

Standort WEA12:

0,0 – 0,4 m Mutter- und Zwischenbo-
den 0,4 – 0,8 m Steine, kiesig, san-
dig
0,8 – 2,4 m Fels verwit-
tert > 2,4 m Fels kom-
pakt

Standort WEA13:

0,0 – 0,6 m Mutter- und Zwischenbo-
den 0,6 – 2,3 m Kies, sandig
2,3 – 2,7 m Fels verwit-
tert > 2,7 m Fels kom-
pakt

2.5.3 BERG- UND SCHICHTWASSERVERHÄLTNISSE

Im Zuge der Untergrunderkundung wurden keine Wasserzutritte in Form von Schicht- oder Quellwasser festgestellt.

Demzufolge sind Laborversuche zur normgemäßen Einstufung des Grundwassers hinsichtlich der Beurteilung der Betonaggressivität nicht erforderlich.

2.6 ERDBEBENSITUATION

Der vorliegende Untergrund entspricht nach ÖNORM EN 1998-1 der Baugrundklasse A (Fels oder felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche). Gemäß ÖNORM B 1998-1 liegt das Projektgebiet in der Erdbebenzone 1 mit einer Referenzbodenbeschleunigung von $a_{gR} = 0,41 \text{ m/s}^2$.

Die daraus resultierende maximale Erdbebenwirkung an der Erdoberfläche kann zu leichten Änderungen in Quellschüttungen führen. Beschädigungen an den Windenergieanlagen oder den damit zusammenhängenden Anlageteilen zufolge Erdbeben können ausgeschlossen werden.

2.7 BEURTEILUNG DER UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE HINSICHTLICH DER GEPLANTEN BAUMAßNAHMEN

2.7.1 BODENKLASSEN NACH ÖN B 2205

Entsprechend der Erkundung können die oberflächennahe anstehenden Bodenschichten nach ÖNORM B 2205 den Bodenklassen 4 (mittelschwer lösbarer Boden – Stichboden) bis 5 (schwer lösbarer Boden – Hackboden) zugeordnet werden. Der im Bereich der Gründungssohle anstehende verwitterte Fels entspricht hinsichtlich seiner Lösbarkeit der Bodenklasse 6 (leicht lösbarer Fels – Reißfels). Der tiefer anstehende Fels ist der Bodenklasse 7 (schwer lösbarer Fels) zuzuordnen.

2.7.2 BAUGRUBENAUSHUB

Baugruben für die Fundamente können aufgrund der vorliegenden Platzverhältnisse frei geböscht hergestellt werden, wobei eine maximale Böschungsneigung von ca. 60° zur Horizontalen eingehalten werden muss. Treten lokal Instabilitäten auf, z.B. infolge von grobkörnigem, rolligem Material, ist die Böschung entsprechend flacher auszuführen.

2.7.3 ANGABEN ZUR GRÜNDUNG

Die Untergrunderkundung und die Beurteilung der Untergrundverhältnisse haben ergeben, dass eine Flachgründung bei allen 13 untersuchten Standorten möglich ist.

Das Fundament für die Flachgründung besteht aus einem kreisrunden Kegelstumpf mit 17,40 m Außendurchmesser und einer veränderlichen Höhe von 2,70 m am Fundament- Einbauteil und von 1,25 m am Rand der Fundamentplatte. Das Fundament ist mit einer Bodenaufschüttung zwischen 0,55 m und 1,30 m dauerhaft zu überdecken. Das Material für die Überschüttung muss eine Trockenwichte von 18 kN/m³ aufweisen und maschinell verdichtet werden.

Aufgrund der voraussichtlich beim Aushub des Felsmaterials entstehenden unebenen Aushubsohle ist die Sauberkeitsschicht zur Vergleichmäßigung des Planums mit einer Dicke von mindestens 30 cm herzustellen (WEA3, WEA4, WEA7 bis WEA13).

Bei WEA1, WEA2, WEA5 und WEA6 kommt die Gründungssohle in den kiesigen, steinigen Sanden zu liegen. An der Aushubsohle anstehende größere Steine sind vor Einbringen der Sauberkeitsschicht (Dicke 10 cm) zu entfernen und durch sandig kiesiges Aushubmaterial zu ersetzen. Die Aushubsohle ist mit Hilfe einer selbstfahrenden Walze zu verdichten.

2.7.4 BODEN UND FELSMECHANISCHE KENNWERTE

Für erdstatische Berechnungen und für die erforderlichen Nachweise betreffend die Flachfundierung können die in der Tabelle 1 angegebenen charakteristischen Bodenkennwerte angesetzt werden.

Die felsmechanischen Kennwerte wurden aus den Ergebnissen der felsmechanischen Laborversuche (Punktlastversuche, einaxiale Druckversuche) unter Verwendung des Hoek- Brown'schen Bruchkriteriums abgeleitet. Eine detaillierte Auswertung und die Darstellung der Versuchsergebnisse können den Anlagen des Einreichoperates entnommen werden.

Die bodenmechanischen Kennwerte für die Lockergesteinsüberlagerung wurden auf Basis der Kornverteilungslinie bzw. auf Grundlage von Erfahrungs- und Literaturwerten festgelegt.

Bodenschicht	Scherparameter		Wichte	Steifemodul
	φ' [°]	c' [kN/m ²]	ρ / ρ' [kN/m ³]	Es [MN/m ²]
Sand, kiesig, steinig; mitteldicht gelagert	32,5	0	19 / 11	601)
Fels, verwittert bzw. zerlegt	35,0	5	22 / 12	1501)
Fels, kompakt	38,0	2500	28 / 18	5000

Tabelle 1: Charakteristische boden- und felsmechanische Kennwerte

2.7.5 BEURTEILUNG HINSICHTLICH VERUNREINIGUNG UND KONTAMINATION, ENTSORGUNG UND VERWERTUNG VON AUSHUBMATERIAL

Eine organoleptische Beurteilung der in den Schürfschlitzten und Kernbohrungen anstehenden Bodenschichten ergab keine Hinweise auf mögliche Kontaminationen des Baugrundes. Das anfallende Aushubmaterial aus diesem Bereich kann aus derzeitiger Sicht auf einer Bodenaushubdeponie entsorgt werden.

Es wird darauf hingewiesen, dass entsprechend der Deponieverordnung 2008 bei einem voraussichtlich zu deponierendem Bodenaushubmaterial von mehr als 2.000 Tonnen, eine grundlegende Charakterisierung mit analytischen (chemischen) Untersuchungen gefordert wird.

Im Falle einer Verwertung von Aushubmaterial ist nach ÖNORM S2126 vorzugehen. Bei Deponierung ist die ÖNORM S2121 anzuwenden, wobei der Untersuchungsumfang für Linienbauwerke über 4.000 m zutreffend ist (1 Probe alle 1.000 m, jedoch mindestens 10 qualifizierte Stichproben).

Aufgrund der Kornfestigkeit und der guten Verdichtungsfähigkeit kann das im Zuge der Aushubarbeiten für die Fundamente bzw. im Zuge von Geländeeinschnitten gewonnene Material grundsätzlich für den Wege- bzw. Dammbau verwendet werden. Dadurch kann der LKW-Verkehr für den An- und Abtransport von Schüttmaterial minimiert werden. Der unmittelbar an der Geländeoberfläche bereichsweise anstehende humose Oberboden ist dafür nicht geeignet. Größere Steine und Blöcke bzw. der Felsuntergrund sind mit geeigneten Maßnahmen aufzubereiten.

2.7.6 GELÄNDESTABILITÄT

Im Zuge der Geländebegehungen wurden keine Böschungsinstabilitäten oder rutschgefährdete Zonen beobachtet. Vereinzelt wurden oberflächennahe Erosionsrinnen zufolge Oberflächenwasserabfluss festgestellt, welche auf die Gesamtstabilität des Geländes keinen Einfluss haben. Die Geländestabilität im Untersuchungsraum ist generell als hoch zu beurteilen.

Der Plattengneiszug, der sich von Trahütten bis zur Handalm zieht, zeigt innerhalb des Projektgebietes eine verhältnismäßig homogene, parallele Lagerung. Die Gesteinspakete weisen ein NW – SO Streichen mit einem relativ flachen Einfallen von etwa 30° Richtung Nordosten auf.

Die Klufflächen stehen überwiegend senkrecht zu den Schieferungsflächen. Das Streichen weist eine NW – SO Richtung mit einem steilen Einfallen von etwa 60° bis 70° Richtung Südwest auf.

Die Geländestabilität im Untersuchungsraum kann demzufolge als generell hoch zu beurteilen.

2.8 STANDSICHERHEITSNACHWEISE WINDENERGIEANLAGEN

Bei flach gegründeten Windenergieanlagen sind Nachweise im Zusammenhang mit den auftretenden Sohldruckspannungen (frühere Bezeichnung: Bodenpressungen) und der drehfederelastischen Einspannung zu führen.

6.1 Sohldruckspannung

Der Nachweis der Sohldruckspannungen erfolgt nach DIN 1054 und in Anlehnung an die ÖNORM B 4435-1 unter Berücksichtigung des Eurocode 7. Entsprechend dem Foundation data sheet [Enercon GmbH, Foundation Data Sheet: E-82 E4/s/77/5K/01, Flat Foundation without Buoyancy] ist für den geplanten Anlagentyp nachfolgender Mindestsohldruck (Bodenpressungen) angegeben, der vom jeweils anstehenden Untergrund am Anlagenstandort aufgenommen werden muss:

Mindestsohldruck: $q_d = q_k = 234 \text{ kN/m}^2$

Für die einzelnen Anlagenstandorte können im Bereich der Gründungssohle nachfolgende Sohldruckwiderstände $q_{f,d}$ angegeben werden (Tabelle 2):

Standort	Gründungssohle	Sohldruckwiderstand
		$q_{f,d}$ [kN/m ²]
WEA1	Sand, steinig, kiesig	700
WEA2	Sand, kiesig	500
WEA3	Fels, zerklüftet, verwittert	1000
WEA4	Fels, zerklüftet, verwittert	1000
WEA5	Fels, sehr stark zerklüftet, verwittert	800
WEA6	Fels, sehr stark zerklüftet, verwittert	800

WEA7	Fels, stark zerklüftet, verwittert	900
WEA8 – WEA 13	Fels, zerklüftet, verwittert	1000

Tabelle 2: Sohldruckwiderstände (Bemessungswerte)

Für sämtliche Standorte konnte eine ausreichende Tragfähigkeit des Untergrundes für eine Flachfundierung entsprechend dem Foundation data sheet [Enercon GmbH, Foundation Data Sheet: E-82 E4/s/77/5K/01, Flat Foundation without Buoyancy] nachgewiesen werden:

2.8.1 GRUNDBRUCH UND GLEITEN

Da die Kriterien zur Anwendung der ÖNORM B4435-1 genau genommen nicht vollständig erfüllt sind (aufgrund der Fundamentgeometrie liegen keine „einfachen Verhältnisse“ vor), wird zusätzlich ein Tragfähigkeitsnachweis nach der ÖNORM B4435-2 bzw. DIN 4017 geführt. Der Grundbruchberechnung wird dabei ein flächenäquivalentes Rechteckfundament zugrunde gelegt.

Aufgrund der Fundamentgeometrie (Durchmesser, Einbindung) und dem an der Gründungssohle anstehenden tragfähigen Untergrund sind der Grundbruch- und Gleitsicherheitsnachweis nicht maßgebend. Berechnungen ergeben einen Ausnutzungsgrad von $\mu \leq 0,01$. Der Nachweis ist mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu \leq 1,0$ erbracht.

2.8.2 KIPPNACHWEIS

Der Kippnachweis erfolgt durch Bestimmung der Lage der resultierenden Einwirkung, welche sich unter ständigen Lasten innerhalb der ersten Kernweite befinden muss. Unter ständigen und veränderlichen Einwirkungen darf eine „klaffende“ Sohlfuge auftreten bzw. muss die Resultierende innerhalb der 2. Kernweite zu liegen kommen.

Entsprechend der Nachweisführung ist das Ergebnis der Berechnung nur abhängig von der Fundamentgeometrie und der Einwirkungen und nicht von den Untergrundverhältnissen. Demzufolge beziehen sich die Berechnungen auf Fundamenttypen und nicht auf die Fundamentstandorte.

Eine rechnerische Überprüfung der Fundamentdaten ergab, dass der Kippnachweis entsprechend der o.a. Kriterien erfüllt ist.

2.8.3 DYNAMISCHER STEIFEMODUL $E_{s,DYN}$

Die Ermittlung des dynamischen Steifemoduls $E_{s,dyn}$ für die einzelnen Bodenschichten erfolgt auf Grundlage von Erfahrungs- und Literaturwerten [Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau; in Bautechnik 69 (1992): Empfehlungen des Arbeitskreises 9 „Baugrunddynamik“] über den dynamischen Schubmodul (Tabelle 3) und die Querdehnungszahl f_P .

Für Fels wird für die Querdehnungszahl ein Wert zwischen 0,15 und 0,25 angenommen. Auf diesen Grundlagen werden für den dynamischen Steifemodul $E_{s,dyn}$ für die einzelnen Bodenschichten nachfolgende Werte ermittelt:

Bodenschicht	Dynamischer ¹⁾ Schubmodul	Querdehnungszahl	dynamischer Steifemodul
	Gd [MN/m ²]	[-]	$E_{s,dyn}$ [MN/m ²]
Sand, kiesig, steinig; mitteldicht gelagert	70	0,30	245
Fels, verwittert bzw. zerlegt	1.000	0,25	3.000

Fels, kompakt	4.000	0,20	10.667
---------------	-------	------	--------

Tabelle 3: Dynamische Bodenkennwerte

Es kann nachgewiesen werden, dass der Mindestwert für den dynamischen Steifemodul von $E_{s,dyn} = 65,34 \text{ MN/m}^2$ [Enercon GmbH, Foundation Data Sheet: E-82 E4/s/77/5K/01, Flat Foundation without Buoyancy] für alle anstehenden Bodenschichten erreicht wird.

2.8.4 DREHFEDERSTEIFIGKEIT

2.8.4.1 Statische Drehfedersteifigkeit und Winkelverdrehung

Die statische Drehfedersteifigkeit muss für die einzelnen Windenergieanlagenstandorte laut Foundation data sheet [Enercon GmbH, Foundation Data Sheet: E-82 E4/s/77/5K/01, Flat Foundation without Buoyancy] einen Mindestwert von $k_{\varphi,stat} \geq 5000 \text{ MNm/rad}$ aufweisen.

Die Berechnungen erfolgen mittels des Programms GGU-SLAB für ein Kreisfundament unter Einbeziehung der vorhandenen Bodenschichten. Dabei wurden sowohl die Mächtigkeiten als auch die Steifigkeiten der vom Gründungskörper beeinflussten Bodenschichten berücksichtigt. Bei dieser Berechnung wurde wiederum nur die Situation am Standort der WEA2 erfasst, welcher die ungünstigsten Untergrundverhältnisse aufweist. Das Ergebnis ist daher für alle anderen Windkraftstandorte repräsentativ.

Die unter Berücksichtigung der o.a. Zusammenhänge ermittelte statische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi,stat}$ für den Standort WEA2 kann wie folgt angegeben werden:

$$k_{\varphi,stat}(\text{WEA2}) = 90.710,5 \text{ MNm/rad}$$

Für alle anderen Standorte ergeben sich höhere und somit auch günstigere Werte für die statische Drehfedersteifigkeit. Demzufolge ist die statische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi,stat}$ für alle geplanten WEA-Standorte größer als der Mindestwert von $k_{\varphi,stat} = 5.000 \text{ MNm/rad}$.

Die für den Standort WEA2 errechnete Winkelverdrehung beträgt $\Delta s = 0,78 \text{ mm/m}$, wobei eine maximale Setzung am Fundamentrand von etwa 11 mm ermittelt wurde. Die größte Setzungsdifferenz bezogen auf den Fundamentrand beträgt etwa 13,5 mm.

Somit konnte auch der Nachweis hinsichtlich des maximal zulässigen Drehwinkels von $\Delta s = 3 \text{ mm/m}$ für sämtliche Standorte erbracht werden.

Das der Berechnung zugrunde gelegte Modell (Finite-Elemente-Netz), das Schichtprofil und die im ungünstigsten Fall zu erwartenden Setzungen können den Abbildungen in der Anlage 9 entnommen werden.

Aufgrund der Untergrundsituation (durchlässiger Oberboden, kein Grund- oder Schichtwasser) können Langzeitsetzungen oder Kriechvorgänge im Untergrund ausgeschlossen werden.

2.8.4.2 Dynamische Drehfedersteifigkeit

Entsprechend dem Foundation data sheet [Enercon GmbH, Foundation Data Sheet: E-82 E4/s/77/5K/01, Flat Foundation without Buoyancy] ist für den geplanten Anlagentyp für den jeweiligen Standort ein Mindestwert für die dynamische Drehfedersteifigkeit von $k_{\varphi,dyn} \geq 4,0 \cdot E10 \text{ Nm/rad}$ nachzuweisen.

Die Berechnungen erfolgen für ein Kreisfundament unter Berücksichtigung des geschichteten Baugrundes, wobei die dynamischen Steifigkeiten und die Schichtdicken der vom Gründungskörper beeinflussten Bodenschichten berücksichtigt wurden. Die auf diese Weise ermittelten dynamischen

Drehfedersteifigkeiten $k_{\phi, \text{dyn}}$ sind in nachstehender Tabelle 4 für die einzelnen Standorte zusammengefasst.

Standort	dyn. Drehfedersteifigkeit
	$k_{\phi, \text{dyn}}$ [Nm/rad]
WEA1	3,30· E12
WEA2	2,19· E12
WEA3 - WEA5	8,32·E12
WEA6	8,73· E12
WEA7	8,18· E12
WEA8 – WEA13	8,32· E12

Tabelle 4: Dynamische Drehfedersteifigkeiten

Die auf Grundlage der aufgeschlossenen Untergrundverhältnisse errechneten Werte für die dynamische Drehfedersteifigkeit $k_{\phi, \text{dyn}}$ sind für alle untersuchten Fälle größer als der angegebene Mindestwert von $k_{\phi, \text{dyn}} = 4,0 \cdot E10$ Nm/rad.

Der Nachweis konnte somit für sämtliche Standorte erbracht werden.

2.9 SONSTIGE ANLAGENTEILE

2.9.1 ZUWEGUNG

Im Zusammenhang mit der Errichtung der einzelnen Windenergieanlagen ist eine geeignete (interne) Zuwegung erforderlich, welche zum Einen für den Antransport der Anlagenteile und als Baustellenzufahrt dient und zum Anderen für Wartungs- und Instandhaltungsarbeiten an den Windenergieanlagen dauerhaft aufrecht erhalten werden muss. Demzufolge muss die Zuwegung für eine Befahrung mittels Schwertransport geeignet sein.

Die Trasse der zu errichtenden Zufahrt erstreckt sich über eine Länge von etwa 6.000 m und weist eine Fahrbahnbreite von ca. 4,0 m auf. Die geplante Zuwegung zweigt von der L619 Weinebenstraße bei ca. km 5,4 ab und wird anfänglich soweit möglich entlang eines bestehenden Forstweges geführt (Zuwegung „Bestand“). Im Bereich einer Spitzkehre (GPS-Punkt 1713) zweigt die geplante Zuwegung in Richtung Nordosten vom Forstweg ab und wird ab hier über ein verkehrstechnisch noch nicht erschlossenes Gebiet geführt (Zuwegung „Neu“). Im Übergangsbereich zwischen der bestehenden und der neuen Zuwegung ist ein größerer obertägiger Felsabtrag notwendig (Volumen etwa 1.500 m³). Bis zum Erreichen der einzelnen WEA-Standorte ist die Durchquerung eines zum Teil dicht bewaldeten Areals erforderlich, wobei das Gelände in diesem Abschnitt auch ein verhältnismäßig großes Quergefälle aufweist.

In den Abschnitten mit weitgehend ebener Geländeoberfläche kommt die Zuwegung innerhalb der tragfähigen und verdichtungsfähigen Kiese und Sande zu liegen. Aus geotechnischer Sicht sind in diesen Bereichen keine besonderen Maßnahmen vorzusehen bzw. Erschwernisse zu erwarten.

Hinsichtlich der Untergrundverhältnisse kann auf Basis der Erkundungsergebnisse und der Erkenntnisse aus den Geländebegehungen davon ausgegangen werden, dass in jenen Bereichen, in denen die Zuwegung innerhalb eines quer zur Trasse steiler geneigten Geländes zu liegen kommen wird, der Fels an bzw. unmittelbar unterhalb der Geländeoberfläche anstehen wird. Für die Herstellung der in diesen Abschnitten erforderlichen Einschnitte ist demzufolge mit Felsabtrag zu rechnen (Bodenklasse 6).

Die Einschnitte können bis zu einer Höhe von 6,0 m mit einer maximalen Böschungsneigung von 60° ausgeführt werden. Bei höheren Böschungen ist die Anordnung einer oder mehrerer Bermen erforderlich. Aus geotechnischer Sicht ist die Böschungssicherheit bei projektgemäßer Ausführung ohne zusätzliche Sicherungsmaßnahmen gegeben. Nachfolgende Abbildung 3 zeigt einen repräsentativen Querschnitt eines herzustellenden Einschnittes im Bereich der Zuwegung.

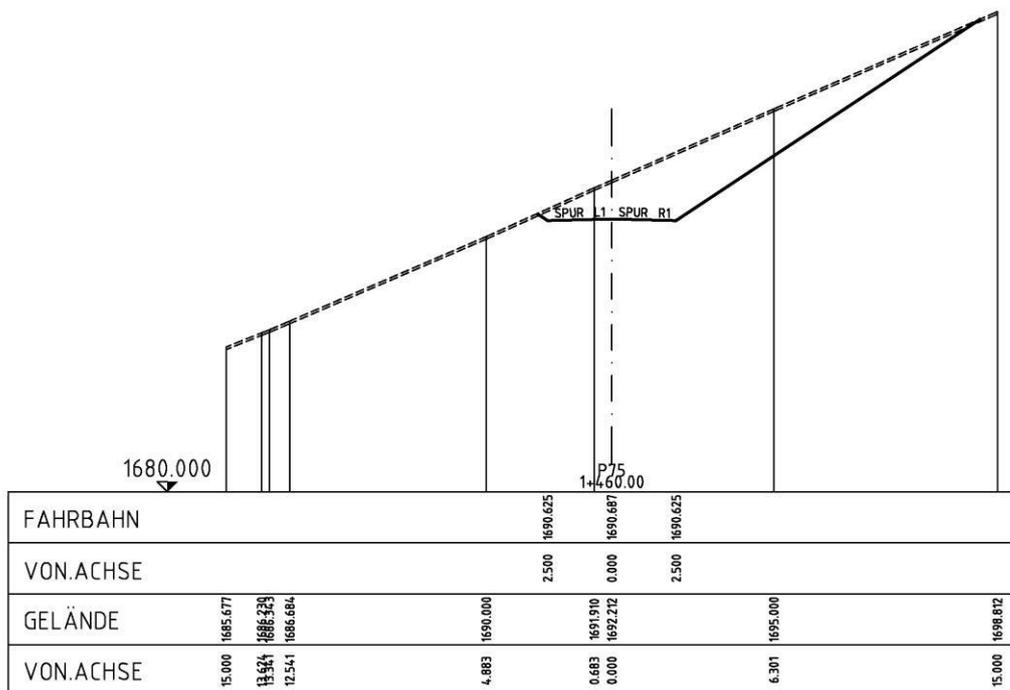


Abbildung 3: Querschnitt eines Geländeeinschnitts im Quergefälle

Quellen, die entlang der Zuwegung austreten sind hangseitig in Rinnen zu fassen und mittels Entwässerungsrohren talseitig frei auszuleiten.

2.9.2 KRANSTELLFLÄCHEN

Die Kranstellflächen sind für die Montage der einzelnen Windenergieanlagen erforderlich und weisen Abmessungen von etwa 29 m x 40 m auf. Zur Ableitung der Lasten aus dem Kranbetrieb sind die an der Geländeoberfläche anstehenden Bodenschichten nicht geeignet.

Gemäß den Regeln für Verkehrswegebau ist eine mechanisch stabilisierte Tragschicht mit einer Dicke von 10 cm erforderlich, welche über einem Frostkoffer mit einer Stärke von 30 cm einzubauen ist.

2.9.3 KABELTRASSE

Für die Ableitung der erzeugten Energie der einzelnen Windenergieanlagen ist eine interne Windparkverkabelung geplant. Die 1,9 km lange Kabeltrasse führt vom Standort für die WEA 13 über die südliche Flanke bis zur Übergabestation nahe dem Gasthaus Almwirt. Im unteren Teil des Geländes wird die interne Verkabelung entlang des bestehenden Forstweges verlegt. Die Einspeisung der erzeugten Energie ins öffentliche Stromnetz erfolgt über die neu zu errichtende 30kV-Übergabeschaltstelle im Bereich Glashütten.

Im oberen Bereich der Kabeltrasse entlang der Standorte der Windenergieanlagen über die Südflanke können die Untergrundverhältnisse mit jenen für die Windenergieanlagen sowie der Zuwegung gleichgesetzt werden.

Der weitere Verlauf der Kabeltrasse folgt in Fallrichtung einem mäßig bis steil geneigten Gelände bis in den unteren Teil, wo die Kabeltrasse dem bestehenden Forstweg folgt. Da die Einbindetiefe der Kabeltrasse relativ gering ist und das Gelände als stabil zu beurteilen ist, ist die Verlegung ohne geotechnische Sondermaßnahmen und ohne Beeinträchtigung der Geländestabilität möglich.

Es ist davon auszugehen, dass bei einer Verlegetiefe von 80 cm und einem darunter liegenden Sandbett von etwa 20 cm keine Drainagewirkung auftritt, sofern das ausgehobene Material vor Ort wieder eingebaut und der ursprüngliche Zustand wieder hergestellt wird.

2.10 PROJEKTAUSWIRKUNGEN

2.10.1 PROJEKTAUSWIRKUNGEN IN DER BAUPHASE

Die Auswirkungen des Projekts auf das Schutzgut Boden können hinsichtlich der Untergrundstabilität in der Bauphase folgendermaßen beschrieben und beurteilt werden:

In der Bauphase wird der Untergrund durch Erschütterungen beansprucht, die auf die eingesetzten Bauverfahren zurückzuführen sind. Erschütterungen treten vorwiegend beim Verdichten der Gründungssohle, beim Felsabtrag bzw. -aushub sowie bei der Herstellung von Geländeeinschnitten im Zusammenhang mit der Errichtung der Zuwegung auf. Diese Erschütterungen führen zu lokalen Kornumlagerungen des oberflächennahe anstehenden Bodens (Lockergestein), großräumige Auswirkungen auf den Untergrund treten dabei nicht auf.

Nennenswerter Flächenverbrauch und Versiegelungen an der Oberfläche ergeben sich während der Bauphase für die Baustelleneinrichtung, für die Baugruben und die Zuwegung. Die in diesen Bereichen erforderlichen Böschungen werden so ausgeführt, dass die Böschungsstabilität und Erosionssicherheit jederzeit gegeben ist. Folglich treten keine negativen Veränderungen im Untergrund auf und es ist keine Beeinträchtigung der Untergrundstabilität zu erwarten.

In Bereichen, in denen die Zuwegung innerhalb eines quer zur Trasse steiler geneigten Geländes zu liegen kommen wird, steht der Fels voraussichtlich unmittelbar unter der Geländeoberfläche an. Für die Herstellung notwendiger Geländeeinschnitte muss Fels abgetragen werden.

Die Einschnitte können bis zu einer Höhe von 6,0 m mit einer Böschungsneigung von 60° ausgeführt werden. Bei höheren Böschungen ist die Anordnung einer oder mehrerer Bermen erforderlich. Bei dieser Ausführung von Geländeeinschnitten werden Trennwirkungen betreffend den Boden vermieden und Auswirkungen auf den Untergrund bleiben aus.

Episodisch wasserführende, oberflächennahe Gerinne, die im Bereich der Zuwegung verlaufen, werden mittels Drainagen gefasst und umgeleitet um Erosionserscheinungen an der Oberfläche zu minimieren. Die Verlegung durch Drainagen sind lokal sehr begrenzt (etwa 5 m) und wirken sich daher weder auf den Untergrund noch auf die Bodenstabilität aus.

Die Fundamente der Windenergieanlagen werden zum Großteil im anstehenden Fels gegründet und stehen damit nicht im Zusammenhang mit Vegetationsänderungen. Erforderliche Rodungen im Zuge der Herstellung der Zuwegung können die Hangstabilität herabsetzen. Durch bauliche Maßnahmen werden die Hangstabilität und die Erosionssicherheit gewährleistet so dass keine Auswirkungen auf den Untergrund oder die Bodenstabilität entstehen.

Geländeinstabilitäten oder rutschgefährdete Zonen wurden im Zuge der Geländebegehungen und Untergrunderkundung nicht beobachtet. Die Geländestabilität im Untersuchungsraum ist generell als hoch zu beurteilen. Eine Beeinträchtigung der geotechnischen Verhältnisse ist bei projektsgemäßer Ausführung nicht zu erwarten.

Der Schadensfall Ölaustritt (z.B. „geplatzter Hydraulikschlauch“) in der Bauphase kann dazu führen, dass für den Fall des Einsatzes von Bindemitteln gegebenenfalls kontaminiertes Erdreich abgegraben

und sachgerecht entsorgt werden muss. Im Zusammenhang mit dem Schadensfall Ölaustritt ergeben sich keine Auswirkungen auf den Untergrund.

Die Auswirkungen nach Wirksamwerden der Ausgleichsmaßnahmen (d.h. die Restbelastung) werden wie folgt beurteilt:

Farbe	Restbelastung
Grau	<p>Keine Auswirkung</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Rodung/Vegetationsänderung ▪ Flächenverbrauch und –versiegelung, Bodenverdichtung ▪ Gewässerveränderung (Verlegung) ▪ Trennwirkung (inkl. Rotationsbewegung) ▪ Schwingung und Erschütterung ▪ Standsicherheit und Hangrutschung

Tabelle 5: Schema Beurteilung der Projektauswirkungen in der Bauphase

2.10.2 PROJEKTAUSWIRKUNGEN IN DER BETRIEBSPHASE

Auftretende Schwingungen und Erschütterungen während der Betriebsphase führen aufgrund der entsprechenden Fundamentierung zu keinen Veränderungen im Untergrund.

Die Standsicherheit (z.B. Grundbruch), für die einzelnen Windenergieanlagen wurde entsprechend den gültigen Regelwerken nachgewiesen. Geländeeinschnitte im anstehenden Fels im Bereich der Zuwegung sind global als standsicher zu beurteilen. Die Böschungsoberflächen sind durch den Einsatz von geeigneten Netzen gegen Erosion zu schützen.

Durch freies Böschchen bzw. die Herstellung von Bermen im Zuge der Errichtung der Zuwegung werden Trennwirkungen im Untergrund vermieden. Demnach sind auch diesbezüglich keine Auswirkungen auf den Untergrund zu erwarten.

Episodisch wasserführende, oberflächennahe Gerinne im Nahbereich der Zuwegung werden durch Drainagen lokal begrenzt umgeleitet, wodurch keine Auswirkungen auf den Untergrund oder die Bodenstabilität entstehen.

Gerodete Waldabschnitte im Bereich der Zuwegung werden gegen Instabilität und Erosion gesichert (z.B. Bewehrungsgitter mit Bodenerosionssicherung, hochfeste Stahldrahtgeflechte, ingenieurbio-logische Bauweisen, Erosionsschutzfasern).

Des Weiteren werden neben den baulichen Maßnahmen aus der Bauphase auch Wiederbewaldungsmaßnahmen in der Betriebsphase wirksam. Demnach wird auch in diesem Fall keine Beeinträchtigung der Untergrundstabilität entstehen.

Die Auswirkungen nach Wirksamwerden der Ausgleichsmaßnahmen (d.h. die Restbelastung) werden wie folgt beurteilt:

Farbe	Restbelastung
Grau	<p>Keine Auswirkung</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Rodung/Vegetationsänderung ▪ Flächenverbrauch und –versiegelung, Bodenverdichtung ▪ Gewässerveränderung (Verlegung) ▪ Trennwirkung (inkl. Rotationsbewegung) ▪ Schwingung und Erschütterung

- Standsicherheit und Hangrutschung

Tabelle 6: Schema Beurteilung der Projektauswirkungen in der Betriebsphase

Aufgrund der getriebelosen Konstruktion wird die notwendige Ölmenge für den Betrieb der WEA stark verringert. Ölaustritte von Bauteilen, bei denen dennoch Öl vorhanden sein muss, kann nicht gänzlich ausgeschlossen werden. Eine daraus resultierende negative Umweltbeeinflussung kann jedoch durch die entsprechend großen und dichten Ölwannen verhindert werden. Weiters erfolgen Ölwechsel nur durch geschultes Personal bzw. über geschlossene Nachfüllsysteme.

Durch ein integriertes Blitz- und Brandschutzsystem wird die Anlagenelektronik vor Blitzeinschlag und Überhitzung geschützt. Auch werden alle wichtigen Komponenten mittels umfangreicher Sensorik (Temperaturfühler) überwacht, welche bei Überschreiten einer Temperaturschwelle eine Störmeldung absetzen und das Stoppen der Anlage einleiten, wodurch frühzeitig Fehlfunktionen entgegengewirkt werden kann. Trotzdem kann der Brand einer Windenergieanlage nach einem Blitzeinschlag oder elektrischen Defekt nicht gänzlich ausgeschlossen werden.

Ein möglicher Brand von Anlagenteilen der Windenergieanlage stellt keine direkte Gefährdung dar, da eine Windenergieanlage im Brandfall von weitem sichtbar ist und dementsprechende Ausweichmöglichkeiten für z.B. Wanderer bestehen.

Da es für die Feuerwehren keine Möglichkeiten gibt, einen Brand an der Gondel wirksam zu bekämpfen, ist im Vorfeld mit den örtlichen Feuerwehren eine Vereinbarung abzuschließen, dass im Brandfall die umliegenden Weide- und Waldflächen zu sichern sind und die in Brand stehende Anlage gesichert abbrennen soll. Durch den Umstand, dass sich wenig schnell drehende Teile in der Anlage befinden, sowie kein Getriebe vorhanden ist, wird die Wahrscheinlichkeit einer Brandentfachung durch mechanische Reibung stark verringert.

Als ein weiterer Störfall können ein Transformatorbrand und ein Brand der Übergabeschaltstelle betrachtet werden. Durch die berührungssichere Stecktechnik ist die Wahrscheinlichkeit von außenliegenden Überschlagen am Transformator nicht gegeben. Im Falle von inneren Fehlern am Transformator sind entsprechende Schutzvorrichtungen (Hochspannungs-Hochleistungssicherung) bzw. Schutzrelais eingebaut, die in Schnellzeit auslösen und die Zündquelle beseitigen. Im daher sehr unwahrscheinlichen Falle eines Transformatorbrandes erfolgt die Kühlung durch Löschwasser bis zum Unterschreiten des Flammpunktes. Durch Brandversuche in der Feuerweherschule Lebring wurde auch nachgewiesen, dass durch die begrenzte Sauerstoffzufuhr (Querschnitt der Lüftungsöffnung) ein Vollbrand auszuschließen ist. Grundsätzlich sind sämtliche Trafoboxen mit entsprechend großen öldichten Wannen ausgestattet, die auch zusätzlich Löschwasser aufnehmen können. Dieser Standard gilt generell für sämtliche Transformatorstationen der Energie Steiermark.

Durch die Tatsache, dass der Transformator abseits der WEA situiert ist, sollen übergreifende Flammen hintangehalten werden, wodurch die Standfestigkeit der WEA grundsätzlich nicht beeinträchtigt wird. Zur Verhinderung des Übergreifens eines Brandes werden die Kabelschutzrohre zwischen Transformator und WEA zusätzlich mit Brandschotts ausgekleidet, welche auch bei starker Rauchentwicklung das einströmen des Rauchs in den Turm verhindern. Durch ständige Wartungsarbeiten sowie vorliegende Typenprüfungen sollten Transformatorbrände soweit als möglich vermieden werden können.

Im Falle eines Rotorbruchs können die obersten Bodenschichten durch den Aufprall der Last umgelagert werden, was keine direkten Folgen auf die tiefer liegenden Boden- bzw. Felsschichten hat. Die Standsicherheit der Windenergieanlagen wird dadurch nicht beeinträchtigt.

Die Auswirkungen nach Wirksamwerden der Ausgleichsmaßnahmen (d.h. die Restbelastung) werden wie folgt beurteilt:

Farbe	Restbelastung
Grau	Keine Auswirkung

	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Brand ▪ Ölaustritt ▪ Mechanische Störfälle
--	--

Tabelle 7: Schema Beurteilung der Projektauswirkungen im Störfall

2.10.3 AUSWIRKUNGEN IN DER NACHSORGEPHASE

2.10.3.1 Auswirkungen bei Unterbleiben des Vorhabens (Null-Variante)

Im Falle des Unterbleibens des Vorhabens sind keine Auswirkungen auf den Untergrund oder Bodenstabilität zu erwarten.

2.10.4 AUSWIRKUNGEN ANDERER GEPRÜFTER LÖSUNGSMÖGLICHKEITEN

Für den Fachbeitrag Geotechnik wurden Rotationskernbohrungen an den gewählten Anlagestandorten durchgeführt. Bei einer Verschiebung der Anlagestandorte sind diese Ergebnisse nur bedingt übertragbar. Deswegen wurden in einer Vorerhebung die Anlagenstandorte unter Berücksichtigung von geologisch wichtigen Formationen wie die Felsöfen am Rücken der Handalm fixiert. Die Variantenprüfung aus Sicht der Geotechnik erfolgte in einem frühen Planungsstadium.

Gleiches gilt für den Bereich der Zuwegung, hier wurde bereits in der Vorerhebungsphase die Variante drei als günstigste Variante ausgewählt und durch Schürfe entsprechend abgesichert.

Für die Kabelleitung sind aufgrund der geringen Eingriffstiefe alle Varianten als gleichwertig anzusehen.

2.11 MAßNAHMEN

Die Böschungen und Baugrubensicherungen werden so ausgeführt, dass es zu keinen Auflockerungen des Untergrundes kommt und die Böschungsstabilitäten und Erosionssicherheit zu jeder Zeit gegeben ist.

Die Standsicherheit der einzelnen Windenergieanlagen wurde mittels Standsicherheitsnachweisen erbracht.

2.11.1 BEWEISSICHERUNGS- UND KONTROLLMAßNAHMEN

Die Baumaßnahmen sind durch eine geotechnische Bauaufsicht kontinuierlich zu begleiten und zu dokumentieren. Dies betrifft im Besonderen die Abnahme der Gründungssohlen für die einzelnen WEA-Standorte und die Beurteilung der Standsicherheit von Felsböschungen.

In der Betriebsphase und bei Störfällen sind keine Beweissicherungs- und Kontrollmaßnahmen erforderlich.

2.11.2 VERMEIDUNGS-, VERMINDERUNGS- UND AUSGLEICHSMAßNAHMEN

Aus geotechnischer Sicht sind im Hinblick auf die Untergrundstabilität keine Vermeidungs-, Verminderungs- und Ausgleichsmaßnahmen erforderlich.

3 GUTACHTEN IM ENGEREN SINN

Es kann festgestellt werden, dass die Projekterstellung von fachkundigen und hierfür befugten Personen erfolgte und daher – weil im Detail nicht gänzlich prüfbar (nachrechenbar) - von der Richtigkeit der ermittelten Daten und durchgeführten Berechnungen ausgegangen werden muss.

Auf die komplette Wiedergabe der im Projekt enthaltenen Abbildungen, Formeln, Tabellen, Literaturhinweise und Kartenwerke wurde verzichtet bzw. können diese im Projekt eingesehen.

3.1 GUTACHTEN NACH UVP-G

3.1.1 GEOLOGIE

Der generelle geologische Rahmen kann für die geplanten Baumaßnahmen als günstig bezeichnet werden, da das Gesteininventar sehr homogen aus für gründungstechnische Zwecke gut geeigneten Gesteinen des Mittelostalpien Deckenstapels aufgebaut wird. Die Festgesteine im Bereich der WEA's bestehen hauptsächlich aus Stainzer Plattengneisen welche zum Teil auch durch Hangschutt überlagert sein können. Untergeordnet treten auch Linsen von Pegmatiten und Amphiboliten auf.

Das generelle Einfallen der Schieferungsflächen ist mittelsteil nach NE. Darauf orthogonal stehend werden Kluffflächen mit steilen SW Einfallen beschrieben.

3.1.1.1 *Geotechnische Beurteilung Maststandorte*

Die geotechnischen Untersuchungen der Maststandorte wurden für jeden Standort (WEA01-WEA13) mittels Baggerschürfen und Kernbohrungen durchgeführt. Aus den Untergrundaufschlüssen ergibt sich folgender, generalisierter Untergrundaufbau:

Unter einer ca. 0,1 m bis 0,3 m mächtigen, durchwurzelter Alm- Mutterbodenschicht folgt eine bis in maximal 0,9 m tief reichende sandig kiesige, mit organischem Material durchsetzte Zwischenbodenschicht.

Im Liegenden folgen kiesig-steiniger Sand bzw. auch blockiger Kiese. Die Mächtigkeit dieser Schicht ist stark schwankend und reicht von 0,2 m (WEA 10) bis zu 2,1 m (GPS6A).

Es folgen die Verwitterungsbereiche des hier anstehenden Plattengneise (Stainzer Plattengneis) welche Mächtigkeiten von 0,3 -3 m erreichen.

Darunter folgt der kompakte Fels (Stainzer Plattengneis) wobei die Felsoberkante zwischen Tiefenlagen von 0,9 m bis 7 m unter Gelände variiert.

Die Gründungssohle der WEA mit Ausnahme der WEA 1,2,5 und 6 im Fels zu liegen. Bei genannten Anlagen ist die Gründungssohle in den kiesig-steinigen Sanden. Für diese Standorte wird eine die Aushubsohle mittels verdichteter Schüttung vor Aufbringung der Sauberkeitsschicht ertüchtigt.

Das mittels dieser Aufschlussmethoden gewonnene Material wurde nachfolgend boden- bzw. felsmechanischen Untersuchungen unterzogen um die charakteristischen Kennwerte zu ermitteln. Die aus den Versuchen ermittelten und durch Literaturvergleich ergänzten bzw. überprüften Kennwerte bilden somit die bestmögliche Basis für weiterführende Berechnung. Auf Basis dieser boden- und felsmechanischen Kennwerte wurden die geforderten Standsicherheitsnachweise für die Windenergieanlagen entsprechend dem Foundation Data Sheet geführt. Hierbei wurden die Nachweise für Sohldruckspannung, Grundbruch und Gleiten, Kippnachweis erbracht. Die statische und dynamische Drehfedersteifigkeit wurde exemplarisch für den Standort WEA2 berechnet, da dieser Standort die schlechtesten geotechnischen Bedingungen ausweist. Da für diesen Standort die Nachweise betreffend die Drehfedersteifigkeit erbracht werden konnten können sie für alle anderen Standorte, welche bessere geotechnische Standorteigenschaften aufweisen, als indirekt erbracht angesehen werden.

Die **Projektauswirkungen** (Bau- und Betriebsphase) geotechnischer Natur im Bereich der Maststandorte, wie z.B. ein Grundbruch werden in den Projektunterlagen ausführlich und schlüssig nach-

vollziehbar behandelt sowie die entsprechenden Sicherheitsnachweise erbracht. Eine Beeinträchtigung der geotechnischen Verhältnisse ist bei projektsgemäßer Ausführung nicht zu erwarten.

Als **Störfälle** werden Brand, Ölaustritt und Rotorblattbruch angeführt welche allesamt keine Auswirkungen auf den Fachbereich Geologie/Geotechnik haben.

3.1.1.2 Geotechnische Beurteilung Kabeltrasse

Die zur Ableitung der gewonnenen Energie der WEA erforderliche Kabeltrasse verbindet die einzelnen WEA's entlang des Höhenrückens über weite Strecken nahezu eben. Die weitere Trassenführung, ausgehend von der östlichsten WEA 13, verläuft über die ca. 25-40% steilen Hänge zum Gasthof Almwirt.

Die Kabel werden in ca. 0,8 m Tiefe verlegt, wobei der Künettenaushub noch ca. 20 cm tiefer erfolgt, um den Bettungssand einbringen zu können. Die Wiederverfüllung der Künette erfolgt mit dem Aushubmaterial. Aufgrund der Materialzusammensetzung des Untergrundes kann davon ausgegangen werden, dass es durch den Eingriff bzw. die Wiedereinbringung keine wesentliche Störung der Homogenität des Untergrundes zu erwarten ist und somit die wesentlichen Bodeneigenschaften nicht verändert werden. Auch kann davon ausgegangen werden, dass es durch die Wiedereinbringung des anstehenden Materials der ursprüngliche Zustand wiederhergestellt wird und es somit nicht zur Bildung bevorzugter Wasserwegigkeiten entlang der Kabeltrasse kommt.

Als mögliche **Störfälle (Bau- und Betriebsphase)** sind für die Kabeltrasse lediglich Hangrutschungen zu betrachten. Aus den vorgelegten Unterlagen geht hervor, dass im Zuge der Feldarbeiten keinerlei Anzeichen für Hanginstabilitäten erkannt worden sind. Diese sind im westlichen Bereich der projektierten Trasse auch aufgrund der Trassenwahl (vornehmlich in Höhen – bzw. Rückenlagen unwahrscheinlich. Der östlichste Trassenabschnitt, Abstieg zum Gasthaus Almwirt, wird weitestgehend in Falllinie geführt. Somit kommt es auch in diesem steileren Bereich zu keinen den Hang querenden längeren Anschnitten, welche eventuell geeignet wären, Rutschungsereignisse auszulösen.

Bei projektsgemäßer Ausführung der Kabeltrasse ist der Störfall Hangrutschung nicht zu erwarten

3.1.1.3 Geotechnische Beurteilung Zufahrtsstraße/Kranaufstellflächen

Die Zuwegung quert von West nach Ost ansteigend den Südhang des Glashüttner Kogels und folgt auf den ersten ca. 2000 m einer bestehenden Fortsstraße. Anschließend folgt die Querung der südöstlichen Hangflanke des Glashüttner Kogels um bei ca. 1600 müA die Ausläufer des unbewaldeten Höhenrückens der Handalm zu erreichen. Die Passagen bis zum Erreichen des Höhenrückens werden in den anstehenden Fels eingeschnitten und wobei mit Felsabtrag zu rechnen ist.

Bei der Errichtung der Zuwegung bzw. der Kranaufstellplätze im Bereich des Höhenrückens ist aufgrund der Untergrundgegebenheiten (tragfähige Kiese und Sande), wie im Projekt ausgeführt, mit keinen Schwierigkeiten zu rechnen.

Als **Projektauswirkungen (Bau- und Betriebsphase)** sind kleinere Steinfälle und eventuelles Keilvergagen an den bergseitigen Böschungen im Festgestein zu nennen. Generell kann davon ausgegangen werden, dass die Instabilitäten kleinräumig sind und bei projektsgemäßer Ausführung der Böschungen (Böschungshöhe max. 6m, Neigung max. 60°) keine mehr als geringfügige Auswirkung auf die Zuwegung selbst haben. Über die Zuwegung hinaus reichende Auswirkungen auf den Untergrund sind nicht zu erwarten.

4 MAßNAHMEN UND AUFLAGENVORSCHLÄGE

Bei projekts- und plangemäßer Errichtung und Betrieb der Anlage besteht aus geologisch/geotechnischer Sicht kein Einwand gegen die Erteilung der Genehmigung, wenn nachstehend angeführte Maßnahmen getroffen werden:

1. Die gesamten Erd- und Felsarbeiten, aber vor allem die Gründungsarbeiten, sind durch einen Fachkundigen zu überwachen und sind dementsprechende Aufzeichnungen (geologische Verhältnisse, Wasser, eingeleitete Maßnahmen, etc.) zu führen.
2. Ein Bericht über die ordnungsgemäße Ausführung der Tief- und Grundbauarbeiten (Gründungen, Böschungen, Einschnitte, Aufschüttungen, etc.) ist bis zum Zeitpunkt der Kollaudierung der Behörde unaufgefordert vorzulegen.
3. Der bergseitige Böschungswinkel der Zuwegungen darf die Neigung 60° nicht überschreiten.
4. Überschreiten die Böschungshöhen der Zuwegung die Höhe von 6m ist die Standsicherheit durch einen Fachkundigen zu beurteilen und ist gegebenenfalls eine Berme einzuziehen.
5. Die Quellen bzw. Gerinnen entlang der Zuwegung sind bergseitig zu fassen und talseitig frei abzuleiten. Hierbei ist jedoch darauf zu achten, dass talseitig die Erosion durch das konzentrierte Ableiten hintangehalten wird (Prallsteine).
6. Sollte der Felsabtrag im Bereich der Abzweigung der Zuwegung von der bestehenden Forststraße (GPS Punkt 1713) mittels Sprengung(en) erfolgen, ist dies der Behörde vorab unaufgefordert anzuzeigen.
7. Sollte es im Zuge der Bauphase zu unerwarteten Erosionen und Massenbewegungen kommen, ist unverzüglich die zuständige Behörde davon in Kenntnis zu setzen.
8. Für die Bauarbeiten dürfen nur Baufahrzeuge und Baumaschinen verwendet werden, die sich in Hinblick auf die Reinhaltung des Grundwassers in einem einwandfreien Zustand befinden.
9. Im Baustellenbereich, zu welchem die Maststandorte, die Verbindungswege, die Kabeltrasse sowie auch die Zufahrt zu zählen sind, ist zur Bekämpfung von Ölverunreinigungen stets ein geeignetes Ölbindemittel in einer Menge von mind. 100 kg bereitzustellen.

5 ZU DEN VARIANTEN UND ALTERNATIVEN

6 ZU DEN STELLUNGNAHMEN UND EINWENDUNGEN

6.1 STELLUNGNAHME DES ALPENVEREINS VOM 16.06.2014:

Zu den Anmerkungen der Stellungnahme auf Seite 9 „.....wird der Forstweg um ca. 1m verbreitert. Die dabei entstehende Böschungen werden bis zu 3m hoch ausfallen. Anschließend ist ein neuer Verbindungsweg über die südöstliche Hangflanke der Handalm auf einer Gesamtlänge von 750m (inkl. Interen Zuwegung zwischen den einzelnen WEA) geplant. Hierfür muß der neue Forstweg mit einer Nutzbreite von 4m durch ein dicht bewaldetes Gebiet gebaut werden, wobei das Gelände hier ein relativ großes Quergefälle aufweist. Dieser Umstand und die Fahrbahnneigungsanpassung resultieren in Böschungshöhen von bis zu 8 m (Einschnitt- und Aufbauböschungen). Der weitere Verlauf auf der Handalmebene wird in den UVP Einreichunterlagen nicht näher Erläutert.....“.

Hierzu wird ausgeführt: Die Stabilität der bergseitigen Böschungen, welche vor allem im Festgestein aufgefahren werden, ist in den Stainer Plattengneisen jedenfalls gegeben. Dennoch wurde durch die vorgeschlagenen Auflagenpunkte

- 3 Der bergseitige Böschungswinkel der Zuwegungen darf die Neigung 60° nicht überschreiten.
- 4 Überschreiten die Böschungshöhen der Zuwegung die Höhe von 6m ist die Standsicherheit durch einen Fachkundigen zu beurteilen und ist gegebenenfalls eine Berme einzuziehen.

auf allfällig mögliche Instabilitäten insofern Rücksicht genommen, als dass sowohl die Böschungsneigung als auch die Höhe der Böschungen begrenzt ist.

Betreffend den Einwand „...*Der weitere Verlauf auf der Handalmebene wird in den UVP Einreichunterlagen nicht näher erläutert...*“ wird auf das Einreichoperat, Fachbeitrag Geotechnik, 1201, Seite 21, Absatz 3 verwiesen in welchem erläutert wird, dass in den Abschnitten der Zuwegung, welche eine weitestgehend eben Geländeoberfläche aufweisen, keine besonderen Maßnahmen vorzusehen sind bzw. Erschwernisse zu erwarten sind. Da in diesen Bereichen keinen nennenswerten Böschungen zu errichten sind und der Untergrund als tragfähig zu bezeichnen ist, kann seitens des geologische ASV dieser Meinung gefolgt werden und sind auch keine besonderen Auflagen vorzuschreiben.

6.2 ZU DEN STELLUNGNAHMEN WALTER POSTL, OZ 44, STELLUNGNAHMEN AGRARGEMEINSCHAFT (F. JÖBSTL) (OZ 55); F. JÖBSTL (OZ 59); K. JÖBSTL (OZ 60); E. SCHEIN (OZ 61); F. PAULITSCH (OZ 62); J. GANSTER (OZ 63); H. STURM (OZ 64) UND DES NATURSCHUTZBUNDES (OZ 57)

In genannten Stellungnahmen wird unter anderem auf die touristisch aber auch erdwissenschaftliche Bedeutung der Felsformationen (Felsöfen) als Landschaftsmerkmal hingewiesen.

Die Beurteilung v.a. der erdwissenschaftlichen Bedeutung dieser Felsformationen ist (leider) nicht Gegenstand des Fachbereiche Geologie und Geotechnik. Angemerkt wird nur, dass es aus Sicht des geologischen ASV jedenfalls wünschenswert ist, gegenständliche Formationen unversehrt zu erhalten.

7 ZUSAMMENFASSUNG

In Summe kommt es im Bereich **Geologie/Geotechnik** durch die Errichtung und den Betrieb des Windpark Handalm bei projektsgemäßer Ausführung zu keinen negative Auswirkungen auf den Baugrund bzw. Untergrund i.a., **das Vorhaben kann somit für den Fachbereich Geologie/Geotechnik als umweltverträglich bewertet werden.**

(Ort und Datum)

(FachgutachterIn)