



Christian Dold

**RUTSCHUNG GINAU / SALZBURG
MESSTECHNISCHE ÜBERWACHUNG, MODELLIERUNG,
STANDSICHERHEITSUNTERSUCHUNGEN UND ENTWURF VON
SANIERUNGSVORSCHLÄGEN**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Geotechnik und Wasserbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte

Institut für Bodenmechanik und Grundbau

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am

.....
(Unterschrift)

Statutory declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz,

.....
(signature)

Danksagung

Für die Betreuung von universitärer Seite möchte ich mich ganz besonders bei Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte, für seine anregenden, motivierenden und kritischen Diskussionen, bedanken. Ebenfalls möchte ich dem Büro GDP ZT GmbH und Mag. Gerald Valentin von der Salzburger Landesregierung meinen Dank aussprechen. Erst durch Ihre Unterstützung wurde es möglich diese Arbeit zu verfassen.

Besonderer Dank gebührt auch dieses Mal wieder meiner Familie, die mir stets beiseite stehen und immer wieder viel Verständnis aufbringen. Ganz besonderes bedanke ich mich bei Beatrix, auf deren Hilfe und Unterstützung ich immer zählen kann.

Ebenso möchte ich mich an dieser Stelle bei Sophie und allen meinen Freunden und Bekannten, die mir während der ersten und ganz besonders während der zweiten Masterarbeit gut zugeredet haben, bedanken. Ohne eure aufbauenden und motivierenden Worte wäre diese zweite Arbeit nicht entstanden. Danke!

Kurzfassung

In dieser Arbeit wird eine aktive Massenbewegung, mit einer vermuteten Ausdehnung von ungefähr 200 m Länge und ca. 250 m Breite behandelt. Diese befindet sich an der Ostflanke des Oberen Gründecks, im Ginautal, in Salzburg. Dabei scheint sich die Massenbewegung mehrere cm im Jahr zu verschieben, weshalb die zwei in diesem Bereich befindlichen Gehöfte, mit Wohn- und Wirtschaftsgebäuden inklusive den dazugehörigen Verkehrsflächen, Schäden aufweisen.

Um weitere Schäden an den Bauwerken und den Verkehrsflächen zu verhindern, gilt es die Massenbewegung im Hinblick auf ihren Verlauf, ihre Dimension und ihr Verhalten zu charakterisieren und in weiterer Folge Sanierungsmaßnahmen zu dimensionieren. Daraus haben sich folgende Ziele der Arbeit abgeleitet:

- Erstellung eines geologisch- geotechnischen Untergrundmodells;
- Messtechnische Überwachung und Auswertung der Messeinrichtungen;
- Durchführung von rechnerischen Standsicherheitsuntersuchungen;
- Entwerfen von Sanierungsvorschlägen;

Dafür wurden die Ergebnisse der Erkundungsmaßnahmen mit den Ergebnissen der messtechnischen Überwachung verknüpft, gegenübergestellt und diskutiert. Im Weiteren ist daraus ein Modell für die Berechnung der Standsicherheiten abgeleitet worden.

Die Standsicherheitsberechnungen, in Kombination mit den Ergebnissen des geologisch- geotechnischen Modells sowie der messtechnischen Überwachung haben ergeben, dass im vorliegenden Fall der Massenbewegung der vorherrschende Porenwasserüberdruck, wahrscheinlich einen wesentlichen Einfluss auf die Standsicherheit des Hanges hat. Aus diesem Grund wurden zwei Sanierungsvarianten ausgearbeitet, welche eine Entspannung des Porenwasserüberdruckes und eine Erhöhung der stabilisierenden Kräfte durch Anhebung der Sohle des Ginaubaches bewirken.

Aufgrund der geringen Bewegungen der Rutschung, welche seit Beginn der geotechnischen Überwachung (Juni 2015) im Bereich der Messgenauigkeit liegen, sind für die Verifikation der Zusammenhänge von Porenwasserüberdruck und Standsicherheit noch weitere Daten erforderlich. Diese gilt es anhand weiterer Messungen (sowohl geodätisch als auch geotechnisch) detaillierter zu erfassen.

Abstract

The subject of this thesis is a land slide with the area of approximately 200 m length by 250 m width, situated at the east slope of the Oberen Gründeck in the Ginau valley in Salzburg. The shift of this mass movement appears to be several centimeter a year and has caused damage to two farmsteads and roadworks located in this area.

In order to avoid further damage to the buildings and other infrastructure as well as to estimate any remediation required, it is important to characterize this landslides's dimensions and behavior. For this purpose, the following goals were set:

- creation of a geological- geotechnical underground model
- field monitoring and subsequent data analysis
- slope stability analysis
- remediation design

The results of the ground investigations and the field monitoring data were interrelated, compared and discussed. With this results a model of the slope stability was developed.

The slope stability analysis, together with the results of the geotechnical model and the monitoring data showed that excess pore water pressure is the probable cause of the mass movement. Consequently, two structural rehabilitations were proposed. The aim of the first measure was to decrease the excess pore water pressure, while the second increased the stabilizing forces by raising the Ginau creek bed.

However, the minimal slope movement measured during the monitoring period (begin June 2015) lies within the measurement tolerance. Therefore, further monitoring will be required to confirm the results presented in this thesis.

Inhalt

1	Einleitung	1
1.1	Veranlassung und Untersuchung	1
1.2	Beschreibung des Untersuchungsgebietes	2
1.3	Fragestellung und Zielsetzung	4
1.4	Methodik	5
1.5	Struktur der Arbeit	6
2	Geologisch- geotechnische Modellierung	7
2.1	Die geomorphologische Ansprache des Untersuchungsgebietes	9
2.2	Erkundungsverfahren	10
2.2.1	Bohrverfahren	12
2.2.2	Schürfe	25
2.2.3	Geologisch- geotechnische Oberflächenkartierung	33
2.3	Das Untergrundmodell	41
3	Messdaten	48
3.1	Geodätisches Monitoring des Geländes – terrestrische Vermessung	49
3.1.1	Beschreibung der geodätischen Messergebnisse	49
3.1.1	Beschreibung des installierten Messfeldes	50
3.1.1	Darstellung der geodätischen Messeergebnisse	55
3.2	Inklinometermessung	60
3.2.1	Beschreibung der Inklinometer NG1-15 und NG2-15	61
3.2.2	Auswertung der Messergebnisse NG1-15	62
3.2.3	Auswertung der Messergebnisse NG2-15	67
3.3	Grundwassermessung	73
3.3.1	Totale Spannung, effektive Spannung und Porenwasserdruck	73
3.3.2	Grundwassermessung mittels Porenwasserdruckgeber	74
3.3.3	Messdatenauswertung Porenwasserdruckgeber	77
3.4	Niederschlagsmessung	87

3.5	Interpretation der Messdaten	94
3.5.1	Vergleich von Niederschlag und geodätischen Verschiebungsvektoren .	94
3.5.2	Auffälligkeiten und Anmerkungen.....	100
4	Standsicherheitsanalyse.....	102
4.1	Standsicherheitsberechnung mittels Slide 6.0.....	103
4.1.1	Modellierung der Massenbewegung mittels Slide.....	104
4.1.2	Berechnungsvarianten	112
4.1.3	Berechnungsergebnisse.....	121
4.2	Sensitivitätsanalyse mittels dem Modell Kräftegleichgewicht an einer hangparallelen Gleitfuge	123
5	Sanierungsvarianten	129
5.1	Drainage am Fuß der Massenbewegung	129
5.2	Erhöhung der Bachsohle des Ginaubaches	133
6	Zusammenfassung und Ausblick.....	136
6.1	Zusammenfassung	136
6.2	Ausblick	138
7	Literaturverzeichnis	139
8	Anhang.....	141
	A1-Standsicherheitsanalyse – Zusammenfassung.....	141
	A2-Standsicherheitsanalyse – Einzelne Berechnungsschritte	144
	A3-Standsicherheitsanalyse – Sensitivitätsanalyse Kräftegleichgewicht	156
	A4-Sanierungsvariante – Bachsohlenerhöhung	158

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1: Geographische Lage des Untersuchungsgebietes - Ausschnitt Österreichkarte mit Bundeslandgrenzen.....	2
Abbildung 1-2: Massenbewegung Ginau - Ostflanke Oberes Gründeck	3
Abbildung 1-3: Kombination der Methoden – hermeneutischer Zirkel und Systems Engineering	5
Abbildung 2-1: Ausschnitt - Geologische Karte Umgebung von Wagrain – Maßstab 1:25000	9
Abbildung 2-2: Übersicht Erkundungsmaßnahmen.....	11
Abbildung 2-3: Schematischer Ablauf der Kombinierten Dreh- Schlagbohrung mit Entnahme von Bohrkernen.....	13
Abbildung 2-4: Bohrkern KB1/15 0 - 18 m	15
Abbildung 2-5: Bohrkern KB2/15 0 - 13 m	18
Abbildung 2-6: Bohrkern KB2/15 13 - 26 m	19
Abbildung 2-7: Bohrkern KB3/15 0 - 15 m	21
Abbildung 2-8: Korngrößenverteilung aus der anthropogene Anschüttung Probe 19181 - KB1-15, Tiefe 2.5 - 3.0 m	22
Abbildung 2-9: Korngrößenverteilungslinie aus dem Hangschuttmaterial Probe 19182 - KB1-15, Tiefe 5.2 – 5.7 m.....	23
Abbildung 2-10: Korngrößenverteilung aus dem Moränenmaterial Probe 19183 - KB1-15, Tiefe 8.5 – 9.6 m	24
Abbildung 2-11: Schürfgruben S6/15 und S9/15 bis S13/15.....	27
Abbildung 2-12: Schürfgruben S4/15, S7/15, S8/15 sowie S14/15 und S15/15	29
Abbildung 2-13: Schürfgarbe S1/15 bis S3/15.....	32
Abbildung 2-14: Untersuchungsgebiet mit vermuteter Rutschungsbegrenzung (dunkelrot strichliert).....	35
Abbildung 2-15: Ausschnitt - Lageplan Kartierung.....	40
Abbildung 2-16: Untergrundmodell – Längsschnitt	46
Abbildung 3-1: Geodätisches Messfeld	51
Abbildung 3-2: Generalisierte Gesamtverschiebungsvektoren im lokalen Koordinatensystem.....	55
Abbildung 3-3: Zeitverschiebungsdiagramm Vermessungspunkt H11	59
Abbildung 3-4: Zeitverschiebungsdiagramm Vermessungspunkt S3	59
Abbildung 3-5: Kumulative Verschiebung des Inklinometers NG1-15	63
Abbildung 3-6: Neigungsänderung der Achse - A in NG1-15 in 2.5, 8.5 und 16.0 m Tiefe	64

Abbildung 3-7: Kumulierte Summenwerte der Verschiebungen in NG1-15 in 2.5, 8.5 und 16.0 m Tiefe – Achse – A	65
Abbildung 3-8: Kumulative Verschiebung des Inklinometers NG2-15	68
Abbildung 3-9: Neigungsänderung Achse – A in NG2-15 in 2.5, 16.5 und 24.0 m Tiefe	69
Abbildung 3-10: : Kumulierte Summenwerte der Verschiebungen in NG2-15 in 2.5, 16.5 und 24.0 m Tiefe – Achse - A	71
Abbildung 3-11:Relative kumulierte Summenwerte der Gesamtverschiebungen in NG2-15 ab 16.5 m in 2.5 und 11.5 m Tiefe	72
Abbildung 3-12: Pneumatischer Porenwasserdruckgeber	74
Abbildung 3-13: Einbauskitze Porenwasserdruckgeber in KB3-15.....	75
Abbildung 3-14: Porenwasserdruck des oberen PWG (PP3#1421636) und Niederschlagssumme	78
Abbildung 3-15: Druckhöhe von PP3 #1421636 – oberer PWG – bezogen auf GOK ..	80
Abbildung 3-16: Porenwasserdruck des unteren PWG (PP3#1421567) und Niederschlagssumme	82
Abbildung 3-17: Porenwasserdruck des unteren PWG (PP3#1421567) und Niederschlagssumme	83
Abbildung 3-18: Druckhöhe von PP3 #1421567 – unterer PWG – bezogen auf GOK ..	84
Abbildung 3-19: Vergleich der Druckhöhen des oberen und des unteren PWG – bezogen auf GOK – kombiniert mit der Niederschlagssumme	86
Abbildung 3-20: Niederschlagssumme und Tagesniederschlag Messstelle Hydrographischer Dienst Salzburg – Wagrain im Zeitraum von 01.01.2015 bis 12.01.2016.....	88
Abbildung 3-21: Niederschlagssumme und Temperatur der Messstelle Hydrographischer Dienst Salzburg – Wagrain im Zeitraum von 01.01.2015 bis 29.02.2016.....	89
Abbildung 3-22: Niederschlagssumme und Temperatur der meteorologischen Messstelle vor Ort im Zeitraum von 19.11.2015 bis 29.02.2016	90
Abbildung 3-23: Vergleich der Niederschlagssummen der Messstelle Hydrographischer Dienst Salzburg – Wagrain im Zeitraum von 2010 bis 2015	91
Abbildung 3-24: Vergleich der Tagesmitteltemperaturen der Messstelle Hydrographischer Dienst Salzburg – Wagrain im Zeitraum von 2010 bis 2015.....	92
Abbildung 3-25: Vergleich des Verschiebungsvektors H11 mit der Niederschlagssumme der Messstelle Hydrographischer Dienst Salzburg – Wagrain ..	94
Abbildung 3-26: Vergleich des Verschiebungsvektors S3 mit der Niederschlagssumme der Messstelle Hydrographischer Dienst Salzburg – Wagrain	95

Abbildung 4-1: Berechnungsmodell in Slide	104
Abbildung 4-2: Berechnungsmodell aus Slide mit Lamellen	107
Abbildung 4-3: Beispielhafter Druckverlauf des Porenwasserüberdruckbereichs von ± 0.0 bis $+5.0$ m über GOK ..	109
Abbildung 4-4: Erweitertes Berechnungsmodell inklusive Piezometerlinien und Block- Search Elementen.....	111
Abbildung 4-5: Berechnungsschritte 1-3 mit Steigerung des Druckhöhenbereichs	114
Abbildung 4-6: Erläuterung der Varianten und Berechnungsschritte anhand Variante A-1	117
Abbildung 4-7: Gegenüberstellung der hydrostatischen Druckverläufe (Ober- und Untergrenze) zum Druckbereich anhand der ermittelten Sicherheitsfaktoren in Variante-A	119
Abbildung 4-8: Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse von Variante A, B und C in Abhängigkeit der Druckhöhen	122
Abbildung 4-9: Berechnungsmodell und Vergleich mit Untergrundmodell der Berechnungsvariante - Kräftegleichgewicht mit ebener Gleitfläche	124
Abbildung 4-10: Resultierende Kräfte entlang der ebenen Gleitfläche	125
Abbildung 4-11: Vergleich der Varianten A nach Morgenstern/Price und der Variante Kräftegleichgewicht bei hangparalleler Gleitfuge	127
Abbildung 5-1: Schematische Darstellung der Querbauwerke.....	133
Abbildung 5-2: Standsicherheitsanalyse der Bachsohlenerhöhung in 1 m Schritten...	134

Sofern nicht anders angegeben, befinden sich die Abbildungen im Besitz des Autors bzw. wurden von diesem Erstellt.

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Ergebnisse der Scherversuche	24
Tabelle 2-2: bodenmechanische Eigenschaften des Untergrundmodells.....	47
Tabelle 3-1: Zusammenfassung der Verschiebungsvektoren in zwei Zeitfenstern	57
Tabelle 4-1: Materialparameter des Berechnungsmodells – Variante A.....	115
Tabelle 4-2: Materialparameter des Berechnungsmodells – Variante B.....	115
Tabelle 4-3: Materialparameter des Berechnungsmodells – Variante C	116

1 Einleitung

Das erste Kapitel dieser Arbeit dient dazu einen Überblick über die untersuchte Massenbewegung, die Veranlassung zur Untersuchung sowie über die Arbeit selbst zu geben. Des Weiteren erfolgen in diesem Kapitel die Definition der Zielsetzung sowie die Beschreibung der bei der Ausarbeitung dieser Arbeit zur Anwendung gekommenen Methodik.

1.1 Veranlassung und Untersuchung

Die vorliegende Massenbewegung befindet sich in Ginau auf ungefähr 1100 müA an der Ostflanke des Oberen Gründecks, einem ungefähr nord-süd verlaufenden Geländerücken im Gemeindegebiet St. Johann im Pongau, in Salzburg. Dabei handelt es sich um eine aktive Massenbewegung, mit einer vermuteten Ausdehnung von ungefähr 200 m Länge und ca. 250 m Breite. Diese scheint sich mehrere cm im Jahr zu verschieben, weshalb die im Bereich der Massenbewegung befindlichen Verkehrsflächen und Bauwerke Schäden aufweisen.

Bei diesen Bauwerken handelt es sich im Wesentlichen um zwei Gehöfte mit Wohn- und Wirtschaftsgebäuden (siehe Abbildung 1-1). Der Verlauf der Begrenzung zwischen dem bewegten und unbewegten Bereich des Hanges war zu Beginn der Untersuchung nicht bekannt. Dass sich der Bereich auf dem sich die Gehöfte angesiedelt haben zum Teil in Bewegung befindet, war aufgrund mehrerer Risse und Klaffungen im Zufahrts- und Hofbereich sowie an den Gebäuden selbst zu vermuten.

Im Frühjahr 2015 haben sich diese Risse und Klaffungen in den Wirtschafts- und Wohngebäuden augenscheinlich erweitert sowie neue Risse aufgetan. Ebenso haben sich die vorhandenen Risse in der Zufahrtsstraße bzw. im Bereich des Vorplatzes vergrößert, zusätzliche Risse sind entstanden und die Absenkung im Zufahrtsbereich hat sich weiter gesenkt.

Zur Erfassung der Bewegung des Untergrundes wurde, ab März 2015 das Untersuchungsgebiet durch das Land Salzburg geodätisch vermessen. Die ersten Folgemessungen bestätigten nicht nur die Bewegung, sie zeigten ebenfalls eine nicht unwesentliche Bewegungsgeschwindigkeit des Hanges. Aufgrund dieser Umstände wurden weitere Untersuchungen veranlasst.

Um die Massenbewegung in ihrer Charakteristik und Dimension erfassen zu können, wurden der bereits bestehenden geodätischen Vermessung ab Juni weitere Messpunkte hinzugefügt. Des Weiteren wurden geologisch- geotechnische Erkundungsmaßnahmen, wie zum Beispiel Kernbohrungen, Baggerschürfe und eine Kartierung des Geländes, durchgeführt. Ebenfalls wurden in diesem Zuge weitere geotechnische Überwachungsmaßnahmen und Untersuchungen eingerichtet.

Dabei ist die vorliegende Arbeit Teil dieses geotechnischen Untersuchungsprogrammes und soll bei der Charakterisierung und Einschätzung der Massenbewegung behilflich sein, um in einem weiteren Schritt mögliche Sanierungsmaßnahmen ausarbeiten zu können.

1.2 Beschreibung des Untersuchungsgebietes

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit den Untersuchungen einer Massenbewegung. Geographisch liegt das Untersuchungsgebiet ca. 50 km SSE von Salzburg und in der Katastralgemeinde Ginau.

Zur besseren Orientierung ist das betroffene Gebiet – Markierung – mit den umliegenden Orten und Städten in der nachfolgenden Abbildung 1-1 dargestellt.

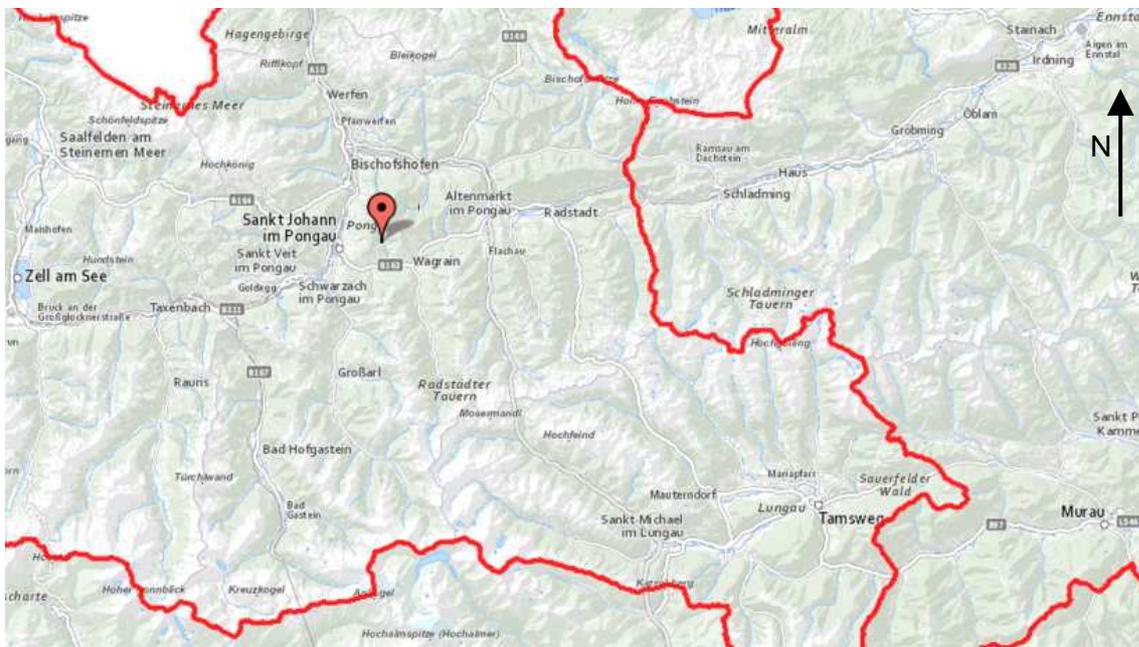


Abbildung 1-1: Geographische Lage des Untersuchungsgebietes - Ausschnitt Österreichkarte mit Bundeslandgrenzen¹

¹ <https://www.google.at/maps/@47.3635483,13.241241,11.25z/data=!5m1!1e4>. Datum des Zugriffs: 22.Februar.2016 – Kartendaten © 2016 Google;

Die Massenbewegung befindet sich im Ginautal, auf der Ostflanke des Oberen Gründecks. Das Ginautal ist ein glazial gebildetes, NNW-SSE verlaufendes Hochtal, mit dem Ginaubach im Talboden. Der Ginaubach verläuft entlang des Fußes bzw. der Front der bewegten Masse. Die Neigung des Geländes beträgt unterhalb von 1100 müA – was in etwa dem Niveau der Zufahrtsstraße entspricht – zwischen 15° und 20°. Oberhalb von 1100 müA beträgt die Hangneigung zwischen 15° und 20°. Ebenfalls zu erwähnen ist der Zubringerbach der die ungefähr 6 ha große Massenbewegung von Westen nach unten Osten durchfließt und das Untersuchungsgebiet in einen nördlichen und einen südlichen Bereich unterteilt.

Im nördlichen Bereich der bewegten Masse bestehen zwei Gehöfte, mit jeweils einem Wohngebäude und mehreren Wirtschaftsgebäuden. Etwas weiter ostnordöstlich – außerhalb der Hangrutschung – befindet sich ein weiteres Gebäude sowie ein Löschwasserteich.

Die beschriebenen Gebäude sowie der wesentliche Teil der Massenbewegung ist in der folgenden Abbildung 1-2 ersichtlich.



Abbildung 1-2: Massenbewegung Ginau - Ostflanke Oberes Gründeck²

Aus geologischer Sicht befindet sich das Untersuchungsgebiet in der nördlichen Grauwackenzone bzw. im Jungpaläozoikum der Ginauscholle. Die prägende Gesteinsart dieses Gebietes sind Schwarzphyllite. Diese weisen dünne Lagen von

² LAND SALZBURG - ABTEILUNG LANDESGEOLOGISCHER DIENST: Fotos Befliegung – Ginau;

Chlorit der Grauwackenzone auf. Aufgrund der glazialen Bildung des Ginautals ist der Schwarzphyllit mit Grund- bzw. Endmoränenmaterial überlagert.

Eine detailliertere Beschreibung der geologischen Rahmenbedingungen des Untersuchungsgebietes erfolgt im weiteren Verlauf der Arbeit.

1.3 Fragestellung und Zielsetzung

Die geodätische Vermessung des Hanges erfolgte, wie bereits erwähnt, seit Ende März 2015. Das geodätische Monitoring wird vom Land Salzburg durchgeführt und überwacht. Nachdem die geodätische Vermessung die Bewegungen bestätigt hat, wurde das Büro GDP ZT GmbH beauftragt Erkundungsmaßnahmen bzw. die geologisch-geotechnische Kartierung des Geländes durchzuführen.

Die gegenständliche Arbeit dient als Hilfestellung zur Charakterisierung der Massenbewegung. Als Grundlage hierzu werden im Folgenden die Erkundungsmaßnahmen genauer beschrieben und ausgewertet. Ebenfalls werden diese interpretiert und diskutiert. Ein weiterer Anspruch der Arbeit liegt darin, eine Verknüpfung zwischen den Ergebnissen des geodätischen Monitorings und den geologisch- geotechnischen Erkundungsmaßnahmen herzustellen. Um diesem Anspruch zu genügen, wird ein kontinuierlicher Daten und Informationsaustausch durchgeführt.

Weitere Aufgaben und Ziele der vorliegenden wissenschaftlichen Arbeit bestehen in den folgenden Punkten:

- Die Messtechnische Überwachung und Auswertung der Messeinrichtungen;
- Die Erarbeitung eines geologisch- geotechnischen Untergrundmodells;
- Durchführung von rechnerischen Standsicherheitsuntersuchungen;
- Entwerfen von Sanierungsvorschlägen;

Dabei wird versucht die erfassten Messdaten, die Untergrundmodellierung, die darauf aufbauenden Standsicherheitsuntersuchungen und deren Ergebnisse miteinander zu verknüpfen und zu diskutieren.

1.4 Methodik

Bei der Bearbeitung wurde zur Erreichung des erforderlichen Wissensstandes die Verständniserweiterung durch den hermeneutischen Zirkel in Kombination mit Systems Engineering angewendet.

Dabei wurde von einem bestimmten Vorwissen ausgegangen und durch eine zirkelförmige Bewegung ein Erkenntniszuwachs erreicht. Dieser Erkenntniszuwachs führt über erneute Interpretation wiederum zu einem erweiterten Vorwissen.³

Dieser spiralförmige Erkenntniszuwachs wurde nach der Methode des Systems Engineering erweitert. Dabei wird mit der Herangehensweise vom – Groben ins Detail – vorgegangen.

In Abbildung 1-3 ist die Kombination der beiden Methoden – hermeneutischen Zirkel (oben) und System Engineering (vom Groben ins Detail – unten) – dargestellt.

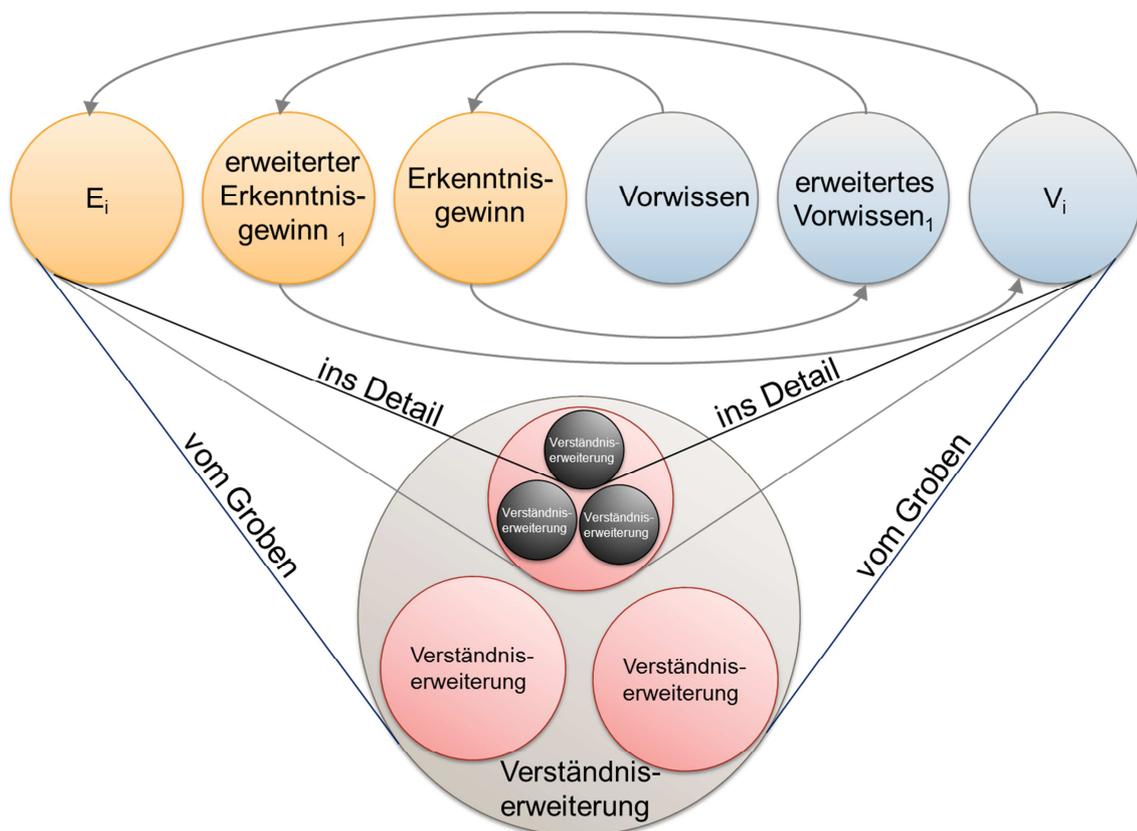


Abbildung 1-3: Kombination der Methoden – hermeneutischer Zirkel und Systems Engineering

³ Vgl. KOMETOVA, S.: Controlling langfristiger Projekte im kommunalen Immobilienmanagement. Dissertation. S. 4f;

1.5 Struktur der Arbeit

Nachfolgend wird im zweiten Kapitel auf die geologischen Rahmenbedingungen und die geomorphologische Ansprache des glazial gebildeten Hochtals Ginau eingegangen. Anschließend wird auf die durchgeführten Erkundungsmaßnahmen der Kernbohrungen, der Baggerschürfe sowie der geologisch-geotechnischen Oberflächenkartierung im Einzelnen eingegangen und deren Ergebnisse detailliert erläutert.

Das dritte Kapitel widmet sich der messtechnischen Überwachung (geodätisch und geotechnisch) des Untersuchungsgebietes. Dabei wird zuerst die geodätische Vermessung mit dem installierten Messfeld beschrieben und die Messergebnisse des geodätischen Monitorings erläutert. Anschließend werden die Messeinrichtungen (Inklinometer, Porenwasserdruckgeber, Niederschlagsmessung), welche für die geotechnische Überwachung und Charakterisierung der Massenbewegung herangezogen werden, beschrieben. Ebenfalls werden die Messdaten der einzelnen Messeinrichtungen analysiert und die Ergebnisse dargestellt. Zum Schluss des dritten Kapitels werden sowohl die Ergebnisse der Messeinrichtungen sowie die Ergebnisse der Erkundungsmaßnahme aus dem zweiten Kapitel diskutiert, gegenübergestellt und interpretiert.

Für die rechnerische Ermittlung der Standsicherheiten im vierten Kapitel ist das Lamellenverfahren angewendet worden. Dafür wurde das Programm Slide von Rocscience verwendet. Für die Standsicherheitsanalyse wurden anschließend mehrere Berechnungsvarianten bzw. Berechnungsschritte sowohl mit einer Variation des Porenwasserüberdruckes als auch mit einer Variation des Reibungswinkels durchgeführt. Dabei hat das Ergebnis dieser Standsicherheitsanalyse ergeben, dass sich die Standsicherheit der Rutschung in Abhängigkeit des vorherrschenden Porenwasserüberdruckes reduziert. Um die Standsicherheitsanalyse mittels Slide hinsichtlich der Auswirkungen des Porenwasserdruckes grob verifizieren zu können, wurde als Vergleichsmodell ein Kräftegleichgewicht an einer hangparallelen Gleitfuge durchgeführt. Dieses vereinfachte Modell hat dabei einen ähnlichen Zusammenhang mit dem Porenwasserüberdruck gezeigt.

Im fünften Kapitel werden aufbauend auf die Standsicherheitsanalyse Sanierungsvarianten beschrieben. Dabei wurden zwei Sanierungsvarianten ausgearbeitet, welche eine zum einen Entspannung des Porenwasserüberdruckes und zum anderen eine Erhöhung der stabilisierenden Kräfte durch Anhebung der Sohle des Ginaubaches vorsehen.

2 Geologisch- geotechnische Modellierung

Die Modellbildung oder Modellierung im geologisch- geotechnischen Sinn bedeutet, dass unter anderem geotechnische, geomorphologische, hydrologische und anthropologische Verhältnisse und Besonderheiten beschrieben, dokumentiert und kartiert werden. Diese Dokumentation des Untersuchungsgebietes und der weiteren Umgebung stellt die Grundlage für die weiteren Schritte, wie beispielsweise Erstellung des Untergrundmodells, Auswahl der Berechnungsmethoden, Standsicherheitsberechnungen, Sanierungsvorschläge etc. dar. Dementsprechend ist ein aussagekräftiges, geologisch- geotechnisches Modell von großer Bedeutung.

Die Deutung von geotechnischen, geologischen, hydrologischen und anderen Verhältnissen werden auch Ansprachen genannt.⁴ Bei der untersuchten Massenbewegung sind die folgenden Themen bezogenen Ansprachen zur Anwendung gekommen.⁵

- **Die geomorphologische Ansprache**

Im Zuge der geomorphologischen Ansprache wird das Projektgebiet hinsichtlich der Entstehung analysiert, erläutert und mögliche Untergrundeigenschaften abgeleitet. Dabei spielen die endogenen sowie die exogenen Kräfte, welche dem Gebiet die Form gegeben haben, eine wesentliche Rolle. Dabei erläutern die endogenen Kräfte die Entstehung des Festgesteins und die exogenen sind – in Kombination mit den Materialeigenschaften des Gesteins – maßgeblich für die oberflächliche Gestaltung verantwortlich.

Auskunft darüber wie und wann ein Transport des Bodens bzw. der Bodenschicht bzw. eine Formänderung stattgefunden hat, kann wiederum aus der Form der Landschaft abgeleitet werden. Die Transportmedien, Wasser, Wind und Eis weisen jeweils ihre eigenen Charakteristiken auf und können unter anderem anhand der Form gedeutet werden. In diesem Zusammenhang haben fluviale, äolische und glaziale Transporte dahingehend eine große Bedeutung, dass diese einen Hinweis auf den anzutreffenden Untergrund bzw. die zu erwartenden Bodenschichten und deren Eigenschaften geben. Aus diesen Gründen hat die geomorphologische Ansprache eine entscheidende Bedeutung bei der Erstellung des geologisch-geotechnischen Modells.

⁴ Vgl.: GENSKE, D. D.: Ingenieurgeologie - Grundlagen und Anwendung. S. 187f;

⁵ Vgl.: GENSKE, D. D.: Ingenieurgeologie - Grundlagen und Anwendung. S. 188, 189, 195, 211, 216, 221, 227;

- **Die bodenkundliche Ansprache:**

Dabei wird der Untergrund bzw. die Bodenarten hauptsächlich in Bezug auf ihre Entstehung und Zusammensetzung analysiert. Zur Aufnahme bzw. um den anzusprechenden Boden aufzuschließen, können Bodenproben zum Beispiel mit Hilfe von Kernbohrungen oder von Schürfen gewonnen werden. Diese Ansprache ist nicht weniger von Bedeutung als die geomorphologische Ansprache. Im Gegensatz zur geomorphologischen Ansprache ist die bodenkundliche Ansprache aufwendiger durchzuführen und gibt diesbezüglich über einen kleineren Bereich Auskunft.

- **Die bodenmechanische Ansprache:**

Diese Art von Ansprache hat den Fokus auf den Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Bodens. Die mechanischen Eigenschaften des Bodens lassen sich aufgrund von Feld- oder Laborversuchen ermitteln oder auch anhand der Zusammensetzung der einzelnen Bestandteile einer Bodenschicht mit Hilfe von Erfahrungswerten und Korrelationen abschätzen. Die mechanischen Eigenschaften des Bodens sind unter anderem als Grundlage von Standsicherheitsberechnungen von Bedeutung.

- **Stratigrafische und petrografische Ansprache:**

Die stratigrafische Ansprache ist die Untersuchung der Schichtung des anstehenden Gesteins. Die petrografische Ansprache dient zur Bestimmung des Gesteinstyps.

- **Gefügekundliche Ansprache:**

Diese ist für die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften von Fels wesentlich. Dabei wird die Schieferung, Klüftung etc. beschrieben und so allgemein das Trennflächengefüge erfasst.

- **Hydrologische und Biologische Ansprachen:**

Bei der hydrologischen Ansprache wird die Durchlässigkeit von Boden bzw. von Fels bestimmt. Die biologische Ansprache gibt Hinweise auf den geologischen Untergrund und die hydrologischen Verhältnisse. Auch kann dadurch beispielsweise eine Bewegung des Hanges gedeutet werden.

Die geologischen Randbedingungen in Kombination mit den Ergebnissen der durchgeführten Ansprachen der Baugrunderkundung, welche anhand eines Kartierberichtes⁶ vorliegen, stellen die Grundlage für die weiteren Untersuchungen dar.

⁶ Verweis auf: GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg – KARTIERBERICHT;

2.1 Die geomorphologische Ansprache des Untersuchungsgebietes

Die geomorphologische Ansprache wird zumeist zu Beginn eines Projektes bzw. einer Untersuchung durchgeführt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Auswahl der geeigneten Erkundungsmethoden von den vorherrschenden Bodenverhältnissen bzw. vom vorherrschenden geologischen Aufbau abhängt.⁷ Aus diesem Grund wird vor der Beschreibung der Erkundungsmaßnahmen auf die geomorphologischen Rahmenbedingungen des Untersuchungsgebietes eingegangen.

Für die geomorphologische Ansprache wird in einem ersten Schritt die geologische Lage des Gebietes mit Hilfe von geologischen Karten untersucht. Diese Karten geben neben der Auskunft über die, an der Oberfläche anstehende, Gesteinsart auch Hinweise auf die Entstehung sowie die historische Vorbelastung des betrachteten Untergrunds. Die historische Vorbelastung sowie die Gesteinsart werden in weiterer Folge für erste Charakterisierung des Untersuchungsgebietes herangezogen.

Zur Verdeutlichung der geologischen Lage ist in der folgenden Abbildung 2-1 ein Ausschnitt der geologischen Karte Wagrain im Maßstab 1:25000 dargestellt. Zusätzlich ist eine Legende mit den wesentlichen, im Kartenausschnitt enthaltenen, Gesteinsarten ersichtlich. Das Untersuchungsgebiet befindet sich am rot markierten Punkt im nordwestlichen Teil des Ausschnittes.

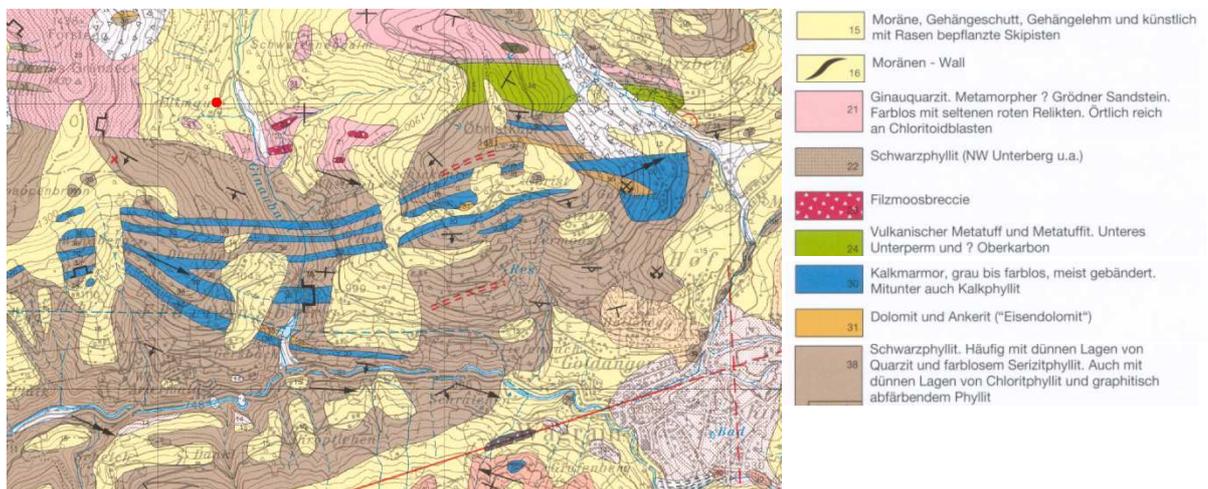


Abbildung 2-1: Ausschnitt - Geologische Karte Umgebung von Wagrain – Maßstab 1:25000⁸

Das Untersuchungsgebiet befindet sich an der Ostflanke des Oberen Gründecks. Am und um den Gipfel des Oberen Gründecks bilden die jungpaläozonischen chloritoid

⁷ Vgl.: BOLEY, C. et al.: Handbuch Geotechnik. S. 62;

⁸ Ausschnitt aus: EXTNER, C.: Geologische Karte - UMGEBUNG VON WAGRAIN - 1:25000;

führenden, grünschieferfaziellen Quarzite der Ginau-Scholle die dominierende Rolle. Dabei ist die Ginau-Scholle dem jungpaläozoischen Tirolisch-Norischen Deckensystem zuzuordnen.⁹

In den tieferen Lagen der Flanke, wie beispielsweise in und um das Untersuchungsgebiet sind Schwarzphyllite mit dünnen Lagen von Chlorit anzutreffen. Diese Schwarzphyllite sind allerdings dem Deckenkomplex der nördlichen Grauwackenzone zuzuordnen. Die altpaläozoische nördliche Grauwackenzone ist – neben dem Grazer Paläozoikum und der Gurktaler Decke – eines der drei nördlichen Deckenkomplexe des oberen Zentralostalpins.¹⁰

Wie auch in Abbildung 2-1 kartiert, ist im Bereich der Rutschung der aufgeschlossene Schwarzphyllit von End- bzw. Grundmoränenmaterial überlagert. Das Moränenmaterial wird wiederum von Hangschutt überlagert. Das Moränenmaterial sowie die Hangschuttablagerungen sind auf die glaziale Entstehung des Ginautals sowie die darauffolgenden erosiven Prozesse zurückzuführen.

Basierend auf diesen Vorkenntnissen und den erforderlichen Ergebnissen zur Beurteilung der Massenbewegung wurden die in Frage kommenden Erkundungsmethoden ermittelt und ausgewählt.

2.2 Erkundungsverfahren

Unter Erkundungsverfahren werden technische Verfahren verstanden, die zur Erfassung der geotechnischen Charakteristik des untersuchten Bodens bzw. Gesteins herangezogen werden.

Anhand der in Kapitel 2.1 beschriebenen geomorphologischen Ansprache sowie einer ersten Begehung des Geländes wurden folgende Erkundungsmaßnahmen zur Charakterisierung des Untergrundes durchgeführt:

- geologisch- geotechnische Oberflächenkartierung,
- oberflächennahe Schürfe gruben,
- tiefreichende Kernbohrungen;

⁹ Vgl.: GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. S. 4f;

¹⁰ Vgl.: FROITZHEIM, N.: Geologie der Alpen - Teil 1 "Allgemeines und Ostalpin" - Vorlesungsskript.
<https://www.steinmann.uni-bonn.de/arbeitsgruppen/strukturgeologie/lehre/wissen-gratis/geologie-der-alpen-teil-1>. Datum des Zugriffs: 10.Jänner.2016; S. 37;

In der folgenden Abbildung 2-2 ist ein Übersichtsplan mit Situierung der einzelnen Erkundungsmaßnahmen dargestellt.

Die mit KB1/15 bis KB3/15 bezeichneten und in blau markierten Punkte stellen die Position der Dreh- Schlagbohrungen – kurz Kernbohrungen – dar. Die mit der Kennzeichnung S1/15 – S15/15 und mit rot versehenen Punkte, markieren die Positionen der durchgeführten Baggerschürfe.

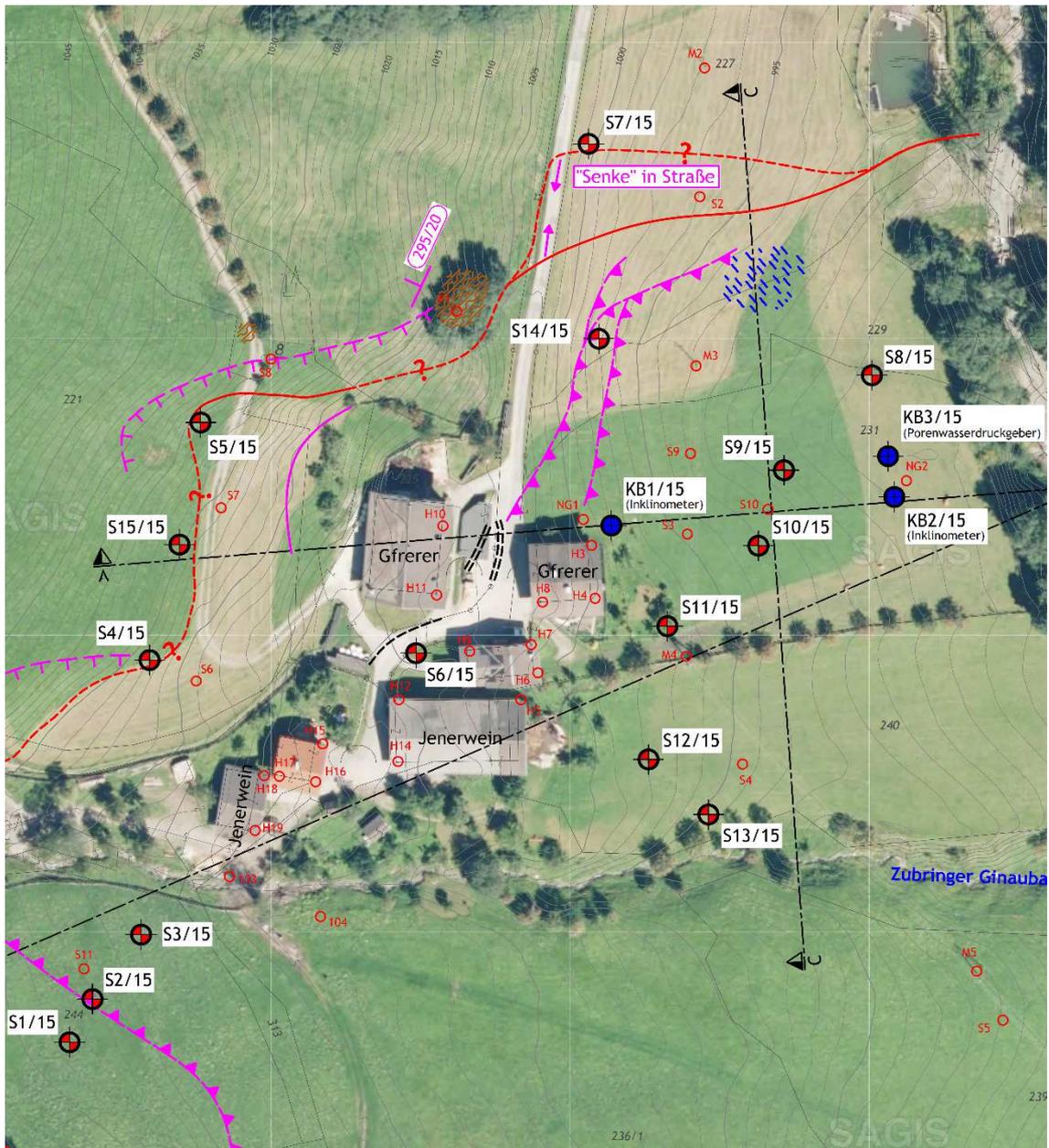


Abbildung 2-2: Übersicht Erkundungsmaßnahmen¹¹

Im Folgenden werden die durchgeführten Erkundungsmaßnahmen erläutert, sowie deren Ergebnisse dargestellt.

¹¹ Ausschnitt aus: GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. S. Beilage 4 – Index A

2.2.1 Bohrverfahren

Welches Bohrverfahren für eine Untersuchung geeignet ist hängt stark vom Zweck der Bohrung sowie den vorherrschenden Bodenverhältnissen ab. Für detailliertere Angaben, welche Bohrverfahren für welchen Einsatzbereich geeignet sind wird auch Buja, H.-O. verwiesen.¹²

Die im Untersuchungsgebiet durchgeführten tieferreichenden Kernbohrungen wurden mit einem Kombinierten Dreh- Schlagbohrverfahren durchgeführt. Dabei wird im Folgenden das Verfahren der Kombinierten Dreh-Schlagbohrung eingegangen und die bodenkundliche Ansprache der Kernbohrungen beschrieben. Ebenfalls werden die Ergebnisse der Laborversuche, welche an Bodenproben aus der Kernbohrung KB1/15 durchgeführt wurden, dargestellt.

2.2.1.1 Kombiniertes Dreh- Schlagbohrverfahren

Für die Erkundung des Untergrundes im Untersuchungsgebiet sind drei Kernbohrungen mit Entnahme von Bohrkernen durchgeführt worden. Dabei ist das Verfahren der Kombinierten Dreh- Schlagbohrung zur Anwendung gekommen. In weiterer Folge wurden in zwei der drei Bohrungen Inklinometerrohre installiert. Die dritte Bohrung wurde zur Installation zweier Porenwasserdruckgeber verwendet.

Das angewendete Verfahren der Kombinierten Dreh-Schlagbohrung basiert auf dem Verfahren der Trockenbohrung und ermöglicht – da keine Spülung erfolgt – eine hohe Qualität der Proben.

Der schrittweise beschriebene Ablauf bei der Durchführung einer Bohrung lautet wie folgt:

- Um zu gewährleisten, dass die Probe so ungestört wie möglich entnommen werden kann, erfolgt die Bohrkernentnahme stets vor dem Abteufen der Verrohrung. Infolge dessen ist die Entnahme des Bohrkerns bzw. das Abteufen des Kernrohrs der erste Schritt bei der Erkundungsmaßnahme einer Kombinierten Dreh- Schlagbohrung mit Entnahme von Bohrkernen;

Das Abteufen des Kernrohrs erfolgt mit Hilfe eines Rammgewichtes. Dabei wird die Rammvorrichtung mit Kernrohr mittels Seilvorrichtung bis zur Bohrkernsole abgelassen. Anschließend wird das Kernrohr über eine Seilschlagvorrichtung in den ungestörten Untergrund eingerammt.

¹² Vgl.: BUJA, H.-O.: Handbuch der Baugrunderkundung - Geräte und Verfahren. S. 352;

- Im zweiten Schritt wird die Verrohrung abgeteuft. Dabei weist die Verrohrung einen größeren Durchmesser als die des im Nachhinein entnommenen Bohrkerns auf. Die im vorliegenden Fall durchgeführten Kombinierten Dreh- Schlagbohrungen wurden mit einem Durchmesser von 220 mm abgeteuft.
- Beim dritten und letzten Schritt des Bohrzykluses wird die Verrohrung gesäubert. Dieser Schritt ist wiederum für die Entnahme einer ungestörten Probe notwendig.¹³

Nach der Säuberung der Verrohrung wird wieder mit dem Abteufen des Bohrkerns begonnen und anschließend die Verrohrung abgeteuft und gereinigt. Dieser Bohrzyklus wird bis zum Erreichen der gewünschten Endteufe durchgeführt.

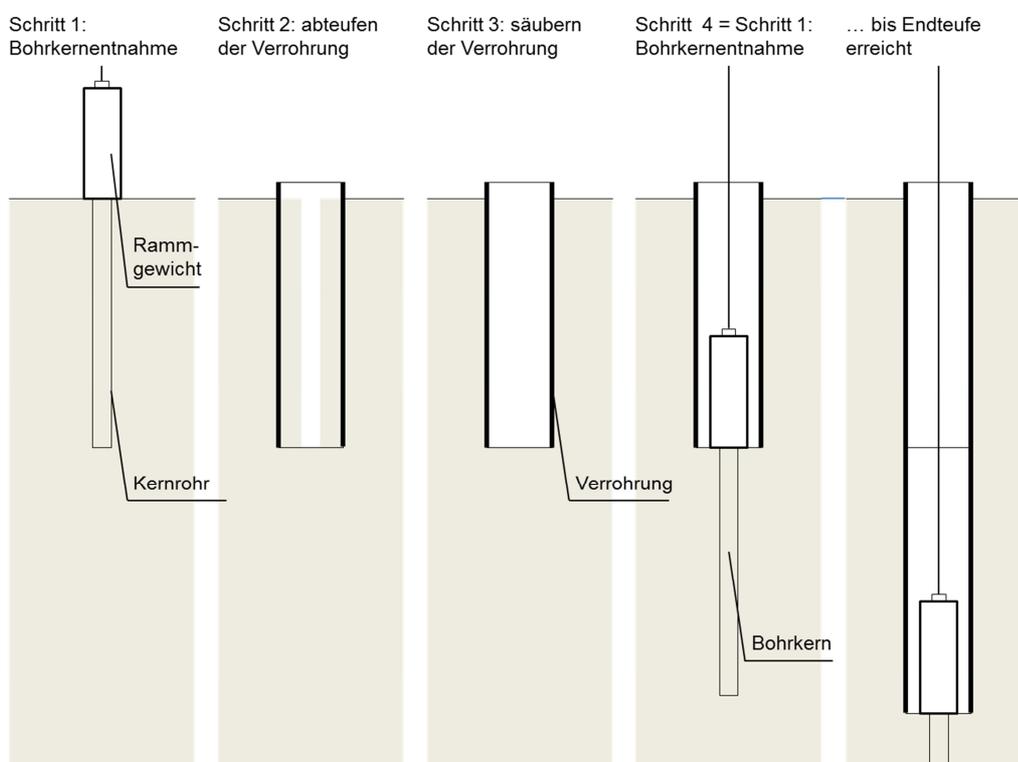


Abbildung 2-3: Schematischer Ablauf der Kombinierten Dreh- Schlagbohrung mit Entnahme von Bohrkernen¹⁴

Abbildung 2-3 zeigt schematisch den schrittweisen Ablauf der Kombinierten Dreh- Schlagbohrung mit Entnahme von Bodenproben.

2.2.1.2 Ergebnisse des Bohrverfahrens

Die Ergebnisse aus den Bohrkernen der Dreh- Schlagbohrung werden in einem ersten Schritt beschrieben und kurz auf deren Unterschiede eingegangen. Zum besseren Verständnis werden die fotografierten Kernbohrungen zusätzlich dargestellt. Die

¹³ Vgl.: BOLEY, C. et al.: Handbuch Geotechnik. S. 69; und BUJA, H.-O.: Handbuch der Baugrunderkundung - Geräte und Verfahren. S. 155ff

¹⁴ Vgl. BOLEY, C. et al.: Handbuch Geotechnik. S. 69;

Ergebnisse sind weitestgehend aus dem Kartierbericht¹⁵ der Fa. GDP ZT GmbH abgeleitet.

Die Ergebnisse werden in diesem Teil der Arbeit dargestellt. Eine Diskussion und Verknüpfung der Ergebnisse wird unter anderem bei der Ausarbeitung des Untergrundmodells, bei der Interpretation der Messdaten sowie während dem weiteren Verlauf der Arbeit vorgenommen.

Die Lage der durchgeführten Kernbohrungen KB1-15, KB2-15 und KB3-15 ist Abbildung 2-2 zu entnehmen.

- **KB1-15:**

Die Kernbohrung KB1-15 wurde nordöstlich des Wohnhauses der Familie G. abgeteuft. Die Oberkante der Bohrung befindet sich auf ca. 999 müA. Die Endteufe beträgt absolut 981 müA weist somit eine Länge von 18.0 m auf. Die Bohrkerne sind in Abbildung 2-4 dargestellt.

Bis in die Tiefe von 3.4 m sind, neben dem bis ca. 20 cm tief reichenden Mutterboden, gering konsolidierte, gemischtkörnige, und zeitweise organisch durchsetzte Anschüttungen vorzufinden. Dies lässt in diesem Bereich, aufgrund der Nähe zum Wohnhaus, auf eine anthropogene Anschüttung schließen. Die Anschüttungen bestehen aus einem kiesigen, schluffig bis gering schluffigem Sand mit einzelnen Steinen und beinhalten teilweise organische Anteile.

In der Tiefe von 3.4 m bis 7.8 m ist gemischtkörniges bis grobkornreiches Hangschuttmaterial anzutreffen. Der Boden ist größtenteils als Kies-Sand-Schluffgemisch bereichsweise mit einem etwas höheren Schluffanteil anzusprechen und weist eine lockere Lagerung auf. Bei höherem Feinkornanteil weist der Boden in diesem Bereich eine weiche bis untergeordnet steife Konsistenz auf.

Zwischen 7.8 m und 9.6 m ist Moränenmaterial durchörtert worden. Die Moräne setzt sich aus einem Kies-Sand-Schluffgemisch zusammen und weist eine graue bis rostbraune Farbe und eine steife bis sehr steife Konsistenz auf. Die in der Matrix enthaltenen Grobkomponenten sind kantig bis kantengerundet.

¹⁵ Vgl.: GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. S. Beilage 1;

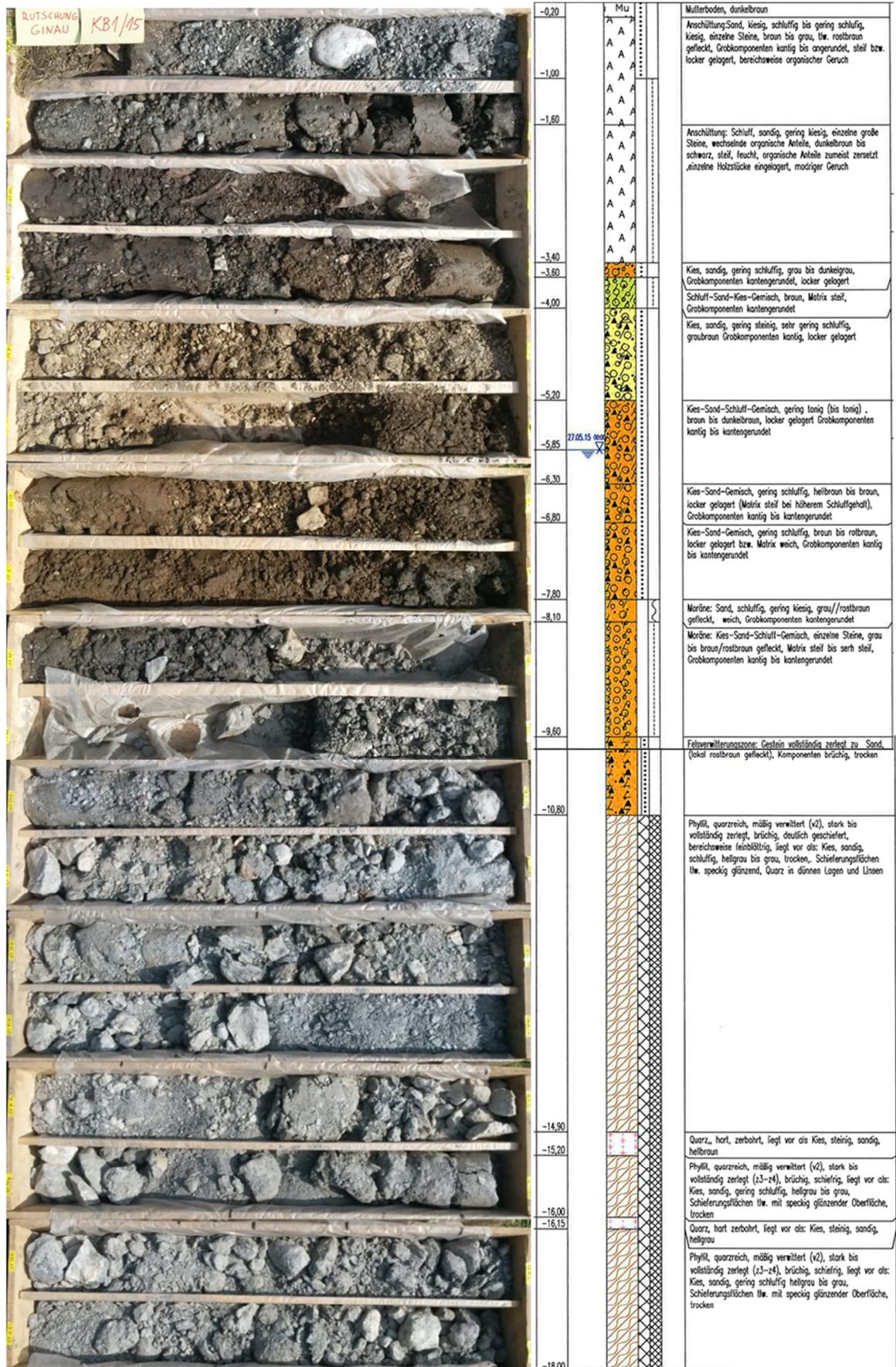


Abbildung 2-4: Bohrkern KB1/15 0 - 18 m

Ab 9.6 m beginnt die Felsverwitterungszone. Das angetroffene Gestein ist vollständig zu schluffig, tonig, gering kiesig, sehr gering steinigem Sand zerlegt. Die Komponenten sind trocken und brüchig.

Der Festgesteinsuntergrund ist in KB1-15 ab der Tiefe von 10.8 m aufgeschlossen worden. Das Festgestein besteht aus dem eingangs beschriebenen Phyllit. Der Phyllit ist quarzreich, mäßig verwittert, stark bis vollständig zerlegt, weist eine deutliche Schieferung auf und ist bereichsweise feinblättrig. Die Schieferungsflächen sind teilweise speckig und glänzend und haben dünne Lagen und Linsen von Quarz.

Das Festgestein wird bis zur Endtiefe von 18 m von zwei Quarzadern (in der Tiefe von 14.9-15.2 m und 16.0-16.15 m) durchzogen. Diese sind stark zerbohrt und liegen als steinig, sandiger Kies vor.

Der Wasserspiegel im Bohrloch wurde bei 5.85 m dokumentiert. Ansonsten sind während des Bohrprozesses keine auffallenden Wasserzutritte dokumentiert worden.

Zur Erstellung der Abbildung 2-4 wurden die verwendeten Grafiken aus dem Kartierbericht¹⁶ entnommen und zur Veranschaulichung der Bodenschichten gegenübergestellt.

- **KB2-15:**

Die Kernbohrung KB2-15 (Abbildung 2-5 und Abbildung 2-6) hat eine Tiefe von 26.0 m und befindet sich im Fußbereich, ca. 15 m bergseitig des Abbruchs in den Ginaubach. Die Oberkante der Kernbohrung liegt bei ca. 989 müA.

Der Mutterboden reicht an dieser Stelle bis ca. 10 cm unter Geländeoberkante. Darunter ist wiederum das Hangschuttmaterial anzutreffen und ähnlich wie das Hangschuttmaterial in KB1-15 anzusprechen. Diese Bodenschicht reicht in KB2-15 von 0.1 m bis 4.6 m. Im oberen Bereich (bis 1.6 m) ist der Hangschutt als sandig, schluffig, gering steiniger Kies zu klassifizieren. Danach folgt eine Bodenschicht mit ca. 40 cm Stärke die als sehr sandig, schluffiger Kies (größtenteils Feinkies) einzustufen ist. Bis zur Moräne wechseln sich dann die durchlässigeren sandig, schluffigen Kiese und die kiesigen Sand-Schluffgemische mit – bei höherem Feinkornanteil – weicher bis steifer Konsistenz und Stärken von 50-60 cm ab. In allen Schichten weisen die Grobkomponenten kantig bis kantengerundete Kantenformen auf.

¹⁶ GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. S. Beilage 1;

Ab 4.6 m ist das Moränenmaterial anzutreffen. Dieses ist größtenteils als sandig, kiesig, gering toniger Schluff zu benennen und hat eine zumeist halbfeste bis feste Konsistenz. Das Material wird zeitweise von schluffig, kiesig gering tonigem Sand durchzogen, welcher eine zumeist halbfeste Konsistenz bzw. bei geringerem Feinkornanteil eine dichte Lagerung (14.85-15.10 m) aufweist.

Anzumerken ist, dass in der Moränenmatrix in einer Tiefe von 12.3 m ein Gneißblock und in einer Tiefe von 20.6 m ein Glimmerschieferblock aufgeschlossen wurde. Beide sind ca. 20-25 cm stark und wurden stark zerbohrt zutage gefördert.

Die Felsoberkante ist in KB2-15 ab einer Tiefe von 22.0 m vorzufinden. Hierbei handelt es sich wiederum um den Phyllit mit grauer Farbe und brauner bis rostbrauner Verwitterung. Der Phyllit ist als mäßig bis stark verwittert, stark brüchig mit bereichsweise erkennbarer Gesteinsstruktur zu charakterisieren.

In der Tiefe von 24.3 m – respektive 2.3 m unter der Felsoberkante – ist eine quarzreiche Phyllitschicht angetroffen worden. Diese liegt als zerlegter sehr sandiger, gering schluffiger, gering steiniger Kies vor. Diese Schicht war sehr stark wasserführend und wies artesisch gespanntes Grundwasser bzw. Schichtwasser auf. Das gespannte Grundwasser erreichte eine Druckhöhe von ca. 5.0 m über Geländeoberkante. Das entspricht einer Wassersäule von ca. 29 m.

Darunter ist bis zur Endteufe von 26.0 m wieder ein quarzreicher Phyllit aufgeschlossen worden.

Beim Aufschluss der artesisch gespannten Grundwasserschicht wurde die Verrohrung etwas nach oben verlagert und zusätzlich die Durchflussmenge bestimmt. Dabei wurde ein Überdruck von 0.5 bar und der Durchfluss 0.08 l/s gemessen. Nach Ende der Bohrung hat sich lt. Bohrprotokoll der Wasserstand bei 8.85 m unter GOK eingependelt, was vermutlich damit zusammenhängt, dass die bis zum Bohrtiefsten eingesetzte Verrohrung die gespannte wasserführende Schicht abgeschlossen hat. Nach der Verpressung des Bohrrohres bei der Installation des Inklinometerrohres ist der Wasserspiegel allerdings wieder auf über GOK angestiegen und das Inklinometerrohr wurde am oberen Ende abgedichtet.

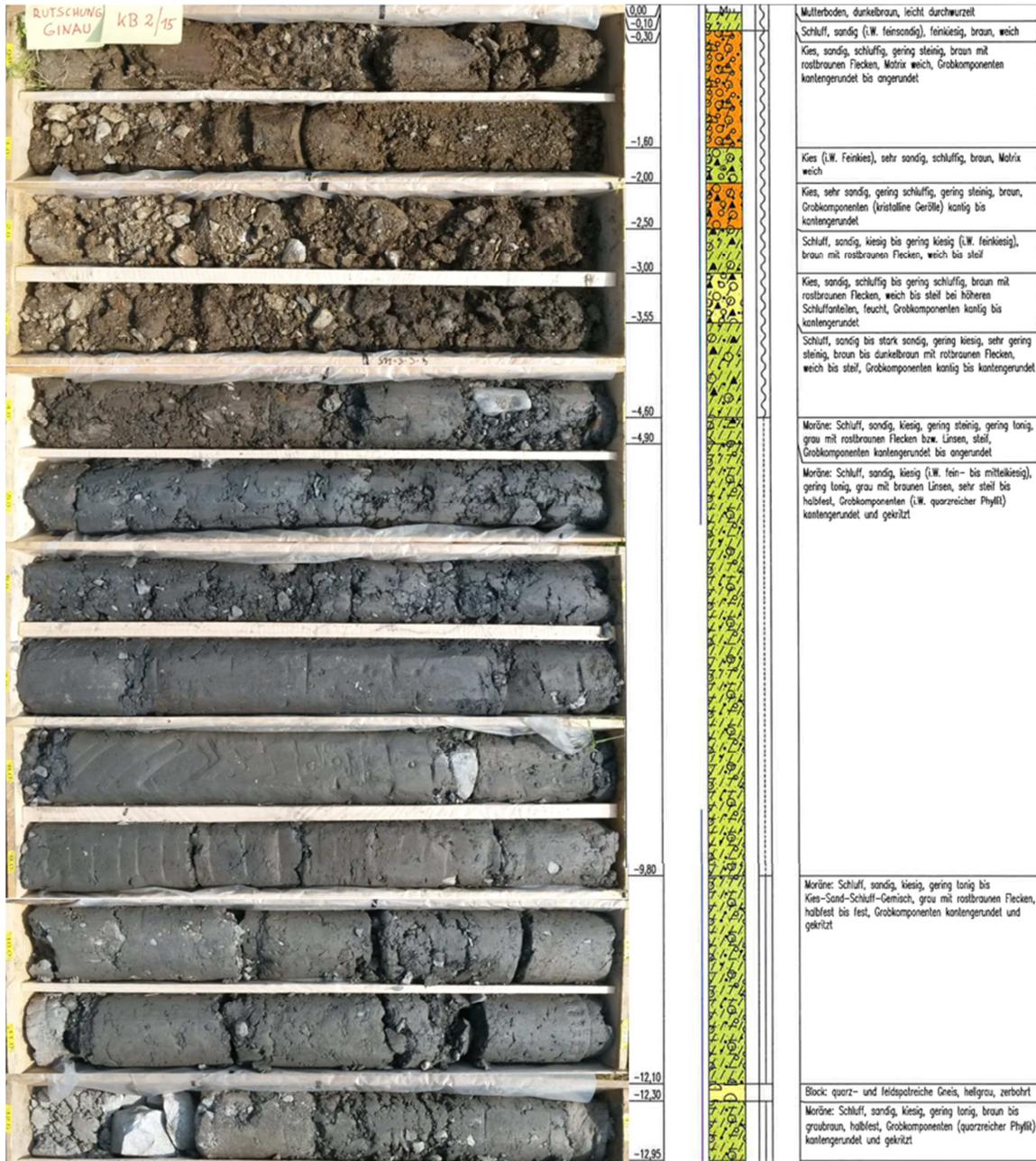


Abbildung 2-5: Bohrkern KB2/15 0 - 13 m¹⁷

¹⁷ GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. S. Beilage 1;

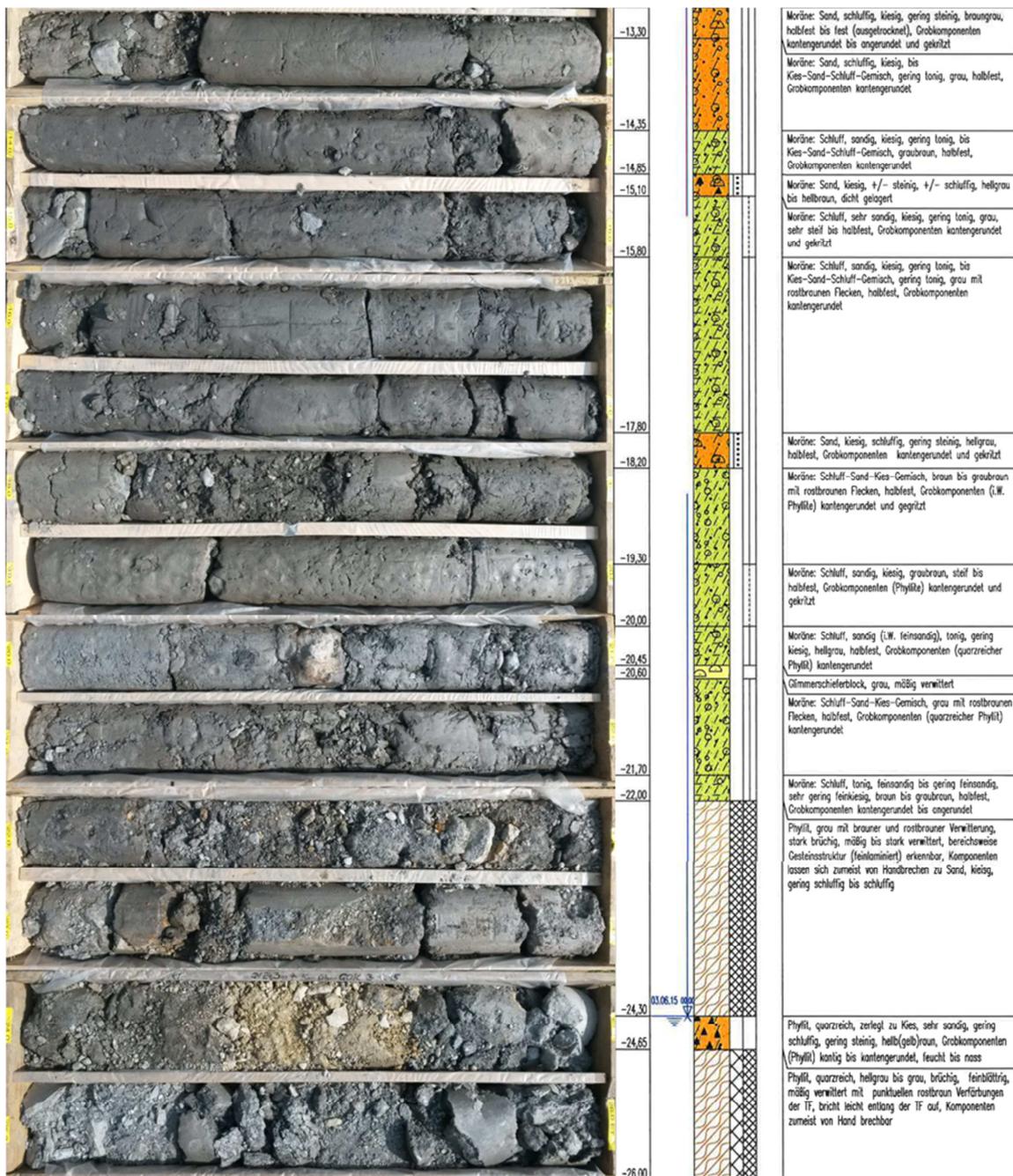


Abbildung 2-6: Bohrkern KB2/15 13 - 26 m¹⁸

¹⁸ GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. S. Beilage 1;

- **KB 3-15:**

KB3-15 befindet sich ca. 7 m nördlich von KB2-15 und ist bis auf 15.0 m abgeteuft worden. Diese Bohrung diente zur Installation von zwei Porenwasserdruckgebern. Diese wurden in einer Tiefe von 9.0 und 14.5 m unter GOK installiert. Aufgrund der geringen Unterscheidung der Bohrkerne, werden im Folgenden lediglich die wesentlichen Charakteristika von KB3-15 beschrieben.

Der Hangschutt in KB3-15 weist ebenfalls eine Schichtung mit abwechselnd etwas durchlässigeren bzw. etwas undurchlässigeren Schichten von schluffig, kiesigem Sand bzw. sandig, kiesigem Schluff auf. Allerdings sind die Schichten in KB3-15 mit ca. 1.5 m bis 2.5 m etwas stärker als jene in KB2-15.

Ebenfalls auffallend ist, dass die Moräne hier in einer Tiefe von 7.6 m aufgeschlossen wurde, was einem Höhenunterschied von 3.0 m von KB2-15 zu KB3-15 entspricht. Dies könnte auf einen kopierten Verlauf der Moränenoberfläche hindeuten.

Des Weiteren ist anzumerken, dass in KB3-15 keine Wasserzutritte dokumentiert wurden.

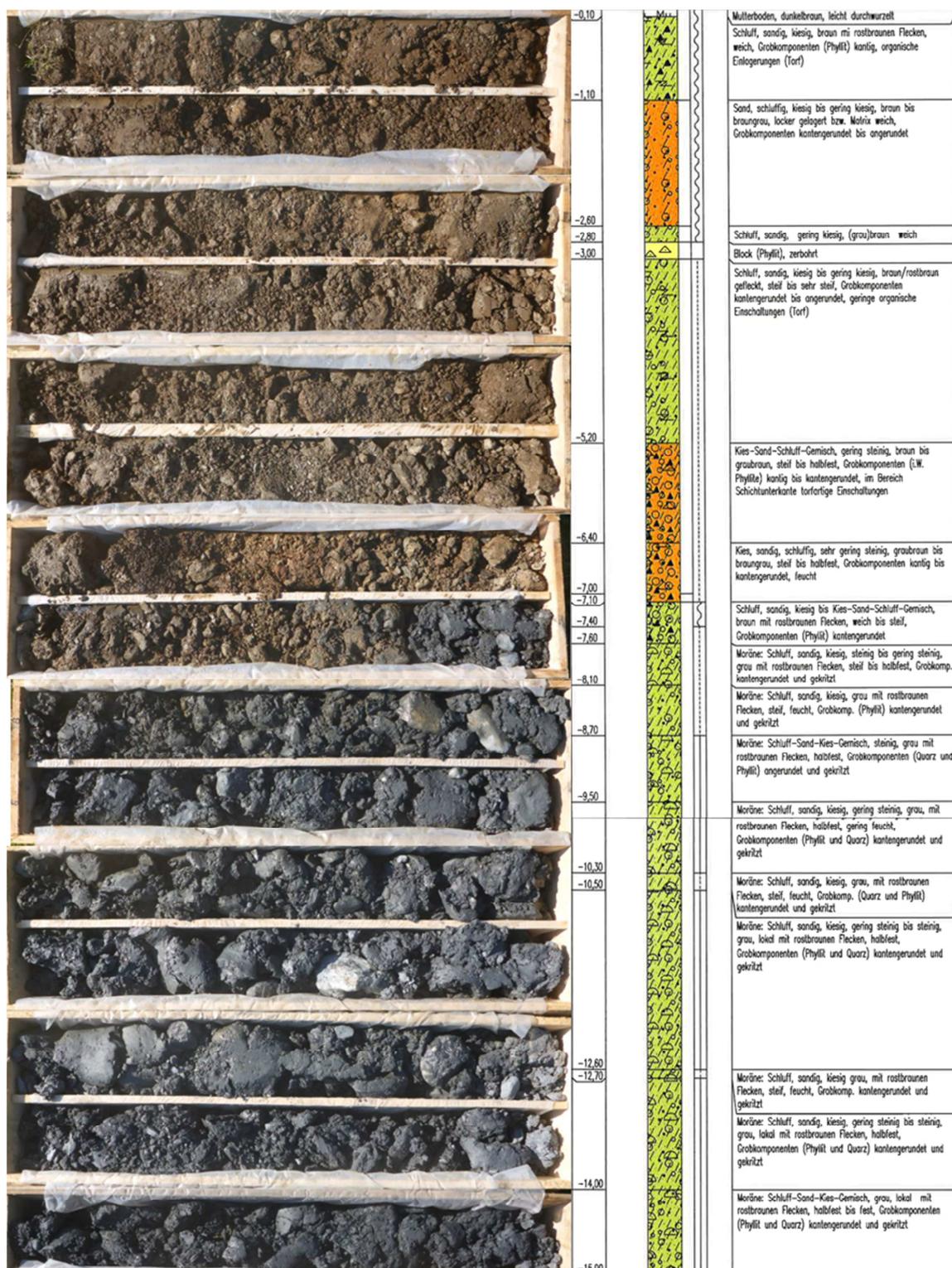


Abbildung 2-7: Bohrkern KB3/15 0 - 15 m¹⁹

¹⁹ GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. S. Beilage 1;

2.2.1.3 Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchung

Für die bodenmechanischen Untersuchungen wurden der Kernbohrung KB1/15 aus den Tiefen 2.5 bis 3.0 m, 5.2 bis 5.7 m und 8.5 bis 9.6 m Proben entnommen. Dabei sind an allen drei Proben Versuche zur Bestimmung der Korngrößenverteilungslinie vorgenommen worden. Des Weiteren wurde an den Proben 19181 aus der Tiefe 2.5 – 3.0 m und aus 19183 aus 8.5 – 9.6 m Scherversuche durchgeführt. Zusätzlich wurde für die Probe von 19183 die Ausrollgrenze sowie die Fließgrenze im Labor bestimmt. Die Korngrößenverteilung aller Proben sowie die Zusammenfassung der Scherversuche sind im Folgenden beschrieben und abgebildet.

Die Probe 19181 aus der Tiefe von 2.5 bis 3.0 m befindet sich im Bereich der anthropogenen Anschüttung und weist eine weitgestufte Korngrößenverteilung auf. Siehe dazu Abbildung 2-8.

Die anthropogene Anschüttung weist im untersuchten Bereich einen Schlammkornanteil von ca. 37 % auf. Dabei sind ca. 5 % der Tonfraktion und 31 % dem Schluffkorn zuzuordnen. Dieser gemischtkörnige Boden ist als gering tonig, sandiges Kies-Schluffgemisch anzusprechen.

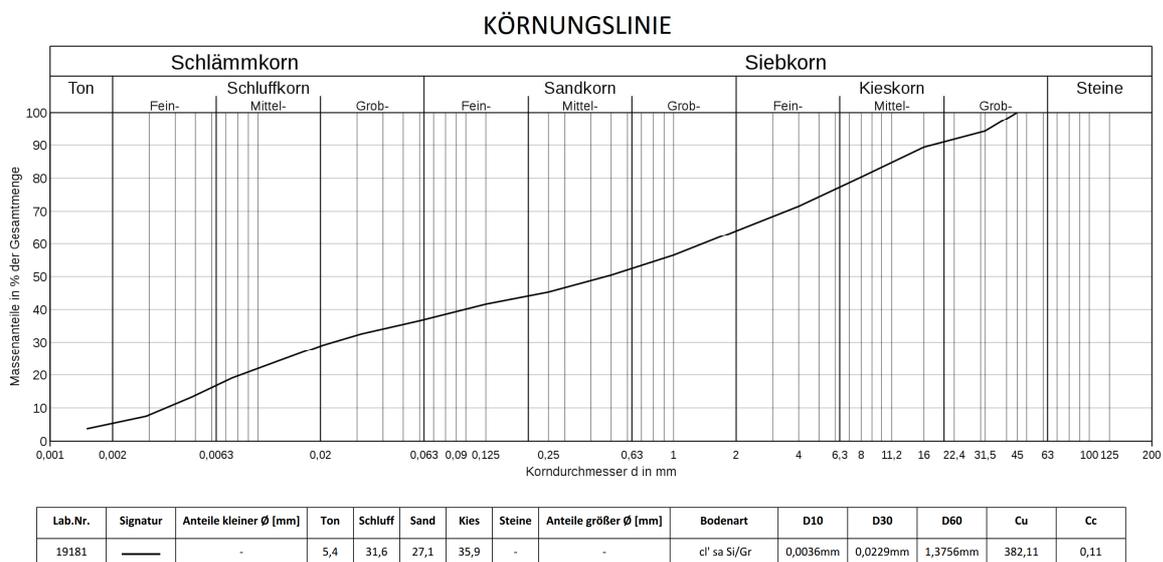


Abbildung 2-8: Korngrößenverteilung aus der anthropogene Anschüttung
Probe 19181 - KB1-15, Tiefe 2.5 - 3.0 m²⁰

Probe Nummer 19182 aus der Tiefe 5.2 bis 5.7 m befindet sich im Bereich des Hangschuttmaterials. An dieser Probe wurden neben der Korngrößenverteilung keine weiteren Versuche durchgeführt. Der Schlammkornanteil im Hangschuttmaterial

²⁰ GDP ZT GMBH: Laborergebnisse Rutschung Ginau - Projektnummer 2815 - KB1. S. Probennummer – 19181;

beträgt, im untersuchten Bereich, in Summe ca. 19 % wobei davon ca. 4 % als Ton und ca. 15 % als Schluffkorn anzusprechen sind. Der Sandkornanteil in Probe Nummer 19182 beträgt ungefähr 27 %. Somit beträgt der dominierende Kieskornanteil, in dieser Hangschuttprobe, ca. 54 %. Laut Ergebnis der Korngrößenverteilung ist diese Bodenprobe als gering tonig, schluffiger, sandiger Kies anzusprechen. Die Korngrößenverteilungslinie ist in Abbildung 2-9 dargestellt. Bei der Bodenansprache vor Ort, wurde diese Bodenschicht als gering toniges Kies-Sand-Schluffgemisch angesprochen.

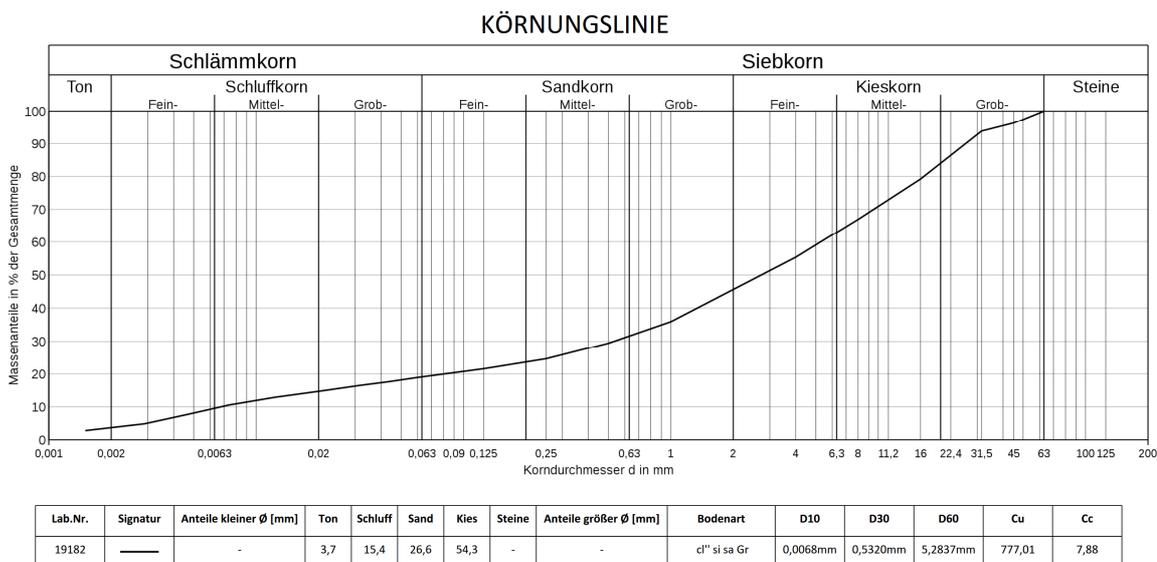


Abbildung 2-9: Korngrößenverteilungslinie aus dem Hangschuttmaterial
 Probe 19182 - KB1-15, Tiefe 5.2 – 5.7 m²¹

Die Korngrößenverteilungslinie der Probe 19183 - Abbildung 2-10 aus der Tiefe von 8.5 bis 9.6 m ist aus dem Moränenmaterial entnommen worden. Bei der Ansprache vor Ort wurde die Moräne in KB1-15, welche hier eine Mächtigkeit von ca. 1.8 m aufweist, als Kies-Sand-Schluffgemisch mit grauer bis rostbrauner Farbe und steifer bis sehr steifer Konsistenz beschrieben. Betrachtet man die Korngrößenverteilungslinie, so ist dieser gemischtkörnige Boden als gering tonig, schluffig, sandiger Kies anzusprechen. Der Schlämmerkornanteil beläuft sich dabei auf 37 %. Wobei davon 13 % als Ton und 24 % als Schluffkorn einzustufen sind. Die 63 % Siebkornanteil setzen sich wiederum aus 25 % Sandkorn und aus 38 % Kieskorn zusammen.

²¹ GDP ZT GMBH: Laborergebnisse Rutschung Ginau - Projektnummer 2815 - KB1. S. Probennummer - 19182;

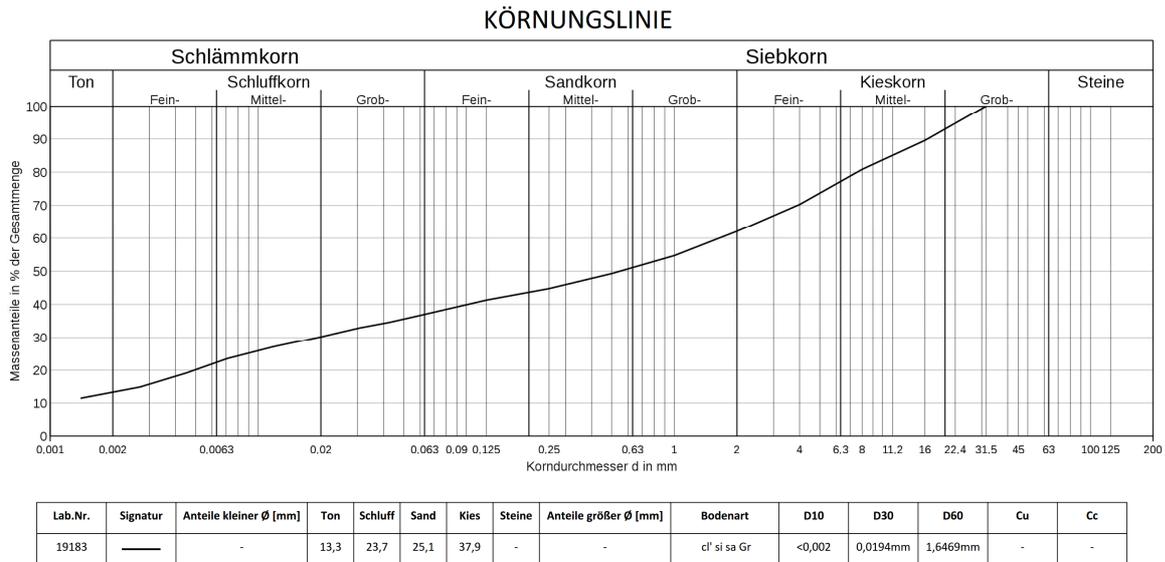


Abbildung 2-10: Korngrößenverteilung aus dem Moränenmaterial
 Probe 19183 - KB1-15, Tiefe 8.5 – 9.6 m²²

Die Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Scherversuchen der Proben 19181 und 19183 sind in der folgenden Tabelle 2-1 ersichtlich:

Tabelle 2-1: Ergebnisse der Scherversuche²³

Proben Nr.	Material	Tiefe [m]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]	ϕ'_r [°]	w _L [%]	w _P [%]
19181	Anschüttung	2.5 – 3.0	27.5	33.7	26.2	-	-
19183	Moräne	8.5 – 9.6	35.0	3.5	-	29.0	17.0

Die Ergebnisse der Scherversuche werden in das Berechnungsmodell mit einfließen, dabei ist zu berücksichtigen, dass die Moräne eine gewisse Heterogenität in der Korngrößenverteilung aufweist. Diese „Schwankungen“, der Zusammensetzung des Moränenmaterials im Hinblick auf die prozentuale Zusammensetzung der Kornfraktionen Ton, Schluffkorn, Sandkorn und Kieskorn, haben wiederum Einfluss auf die bodenmechanischen Eigenschaften. Aus diesem Grund wird für das Berechnungsmodell eine Bandbreite für die benötigten bodenmechanischen Parameter angenommen. Die Ergebnisse dieser Scherversuche fließen mit in die Annahmen dieser Bandbreite ein. Detailliertere Angaben zu den Bandbreiten der bodenmechanischen Parameter sind dem Kapitel 2.3 aus Tabelle 2-2 zu entnehmen.

²² GDP ZT GMBH: Laborergebnisse Rutschung Ginau - Projektnummer 2815 - KB1. S. Probennummer – 19183;

²³ Vgl.: GDP ZT GMBH: Laborergebnisse Rutschung Ginau - Projektnummer 2815 - KB1. S. Zusammenfassung – 1;

2.2.2 Schürfe

Nach den Bohrverfahren wird in diesem Kapitel auf das Erkundungsverfahren der Schürfe eingegangen. Diese oberflächlichen Erkundungsmaßnahmen stellen oft – abhängig von der Tiefe – eine günstige Alternative zu den Bohrungen dar. Je tiefer der Schurf wird, desto aufwendiger und wiederum kostenintensiver ist der Ausbau. Ein weiterer Vorteil von Schürfe ist, dass diese einen direkten Einblick in den Untergrund ermöglichen. Des Weiteren weisen Schürfe gegenüber Kernbohrungen den Vorteil auf, dass zum Beispiel Variationen in der Schichtstärke, isolierte Schichtkörper, räumliche Klüftungen und ein räumliches Störungsgefüge sowie Gleitfugen und Versätze ersichtlich sind.²⁴

Ebenfalls ist die Mobilität der Geräte, wie z.B. ein Bagger, als Vorteil zu sehen. Dabei können kurzfristige Umdisponierungen, bezogen auf die Anzahl und Lage der Schürfe, entsprechend den Erkundungsergebnissen durchgeführt werden. Als wesentlicher Nachteil von Schürfungen sind die begrenzte Tiefe sowie die mit zunehmender Tiefe benötigte Fläche zu sehen.²⁵

Aufgrund der weitläufigen Ausdehnung der Massenbewegung wurden Baggerschürfe als ergänzende Erkundungsmaßnahme als sinnvoll erachtet. Dabei wurde bei der Durchführung bzw. bei der Dokumentation speziell darauf geachtet, ob in den abgeteufte Baggerschürfen etwaige Gleitflächen sowie Wasserzutritte ersichtlich sind.

2.2.2.1 Baggerschürfe

Um einen möglichst flächigen Aufschluss der Massenbewegung zu haben, sind ergänzend zu den Kernbohrungen insgesamt 15 Baggerschürfe durchgeführt worden. Die genaue Lage ist in Abbildung 2-2 ersichtlich. Die Baggerschürfe wurden jeweils ungefähr in Fallrichtung des Geländes abgeteuft. Ebenfalls ist anzumerken, dass die Erkundungsmaßnahme im Juni 2015, zu einer relativ trockenen Zeit durchgeführt wurde. Die maximale Tiefe der Schürfgruben betrug dabei zwischen 5.2 m und 5.5 m. Die Schürfe wurden visuell begutachtet und das ausgehobene Material auf die Zusammensetzung mit den Ergebnissen der Bohrkerne verglichen. Das aufgeschlossene Material erwies sich größtenteils als sehr standsicher bis standsicher, die Schürfe wurden dennoch umgehend nach dem Erreichen der Endtiefe wieder geschlossen.

²⁴ Vgl.: BOLEY, C. et al.: Handbuch Geotechnik. S. 82f;

²⁵ Vgl.: GENSKKE, D. D.: Ingenieurgeologie - Grundlagen und Anwendung. S. 242;

2.2.2.2 Ergebnisse der Baggerschürfe

Da die Baggerschürfe zum Teil große Ähnlichkeiten aufweisen, sind die Ergebnisse der Baggerschürfe S1/15 bis S15/15 in vier Kategorien eingeteilt worden. Diese Unterteilung ermöglicht eine kombinierte Beschreibung der Schürfe und ermöglicht eine übersichtliche Darstellung der Ergebnisse.

Die Unterteilung erfolgt in Abhängigkeit des aufgeschlossenen bzw. durchörterten Materials. Dabei sind die folgenden vier Kategorien erarbeitet worden:

- Hangschutt aufgeschlossen
- Hangschutt durchörtert und Moräne aufgeschlossen
- Festgestein aufgeschlossen
- Schürfe südlich des Zubringerbaches

Die Schürfungen im südlichen Teil der Rutschung (Begrenzung durch den Zubringer des Ginaubaches) weist einen etwas anderen Charakter als jene im nördlichen Teil auf, weshalb hier die Einteilung in eine eigene Kategorie als wichtig erachtet wurde.

Hangschutt aufgeschlossen:

Zu dieser Kategorie sind die Baggerschürfe

- S6/15 und
- S9/15 bis S13/15

zu zählen. Dabei befindet sich die Schürfrube S6/15 (1004 müA.) im Hofbereich der betroffenen Gebäude und S9/15 bis S13/15 (zwischen ca. 989 und 990 müA.) unterhalb der Gehöfte. Darstellungen der einzelnen Schürfruben sind in Abbildung 2-11 ersichtlich.

Die Schürfruben S6/15 und S9/15 unterscheiden sich dahingehend, dass in diesen beiden Schichten anthropogene Anschüttungen vorgefunden wurden. Bei S6/15 geht diese Anschüttung bis auf 2.1 m Tiefe und bei S9/15 bis auf 0. 4 m Tiefe. Darunter befinden sich, wie auch in allen anderen Schürfruben in dieser Kategorie, Hangschuttablagerungen.

Die aufgeschlossenen Hangschuttablagerungen kennzeichnen sich durch einen im oberflächennahen Bereich höheren Feinkornanteil. Dieser Feinkornanteil ist zumeist aufgeweicht. Ausgehend von den feinkörnigeren Böden im Oberflächenbereich,

wechseln sich zumeist sehr gering blockiger, gering steiniger, gering schluffiger, kiesiger Sand und sehr gering blockiger, gering steiniger, schluffiger, sandiger Kies ab.

In den Schürftgruben S10/15 bis S13/1 wurden ebenfalls Schichten mit sandigem, kiesigem, Schluff bis Schluff-Sand-Kies-Gemischen mit weicher bis steifer Konsistenz bzw. locker und untergeordnet mitteldichter Lagerung aufgeschlossen. Die Grobkornkomponenten weisen Kornformen auf, die von kantig bis kantengerundet zu charakterisieren ist.



Abbildung 2-11: Schürftgruben S6/15 und S9/15 bis S13/15²⁶

²⁶ Abbildung S12/15 sowie S13/15 aus GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. S. Beilage 2; Seite 12 und 13;

Des Weiteren ist anzumerken, dass in Schürfgrube S10/15 in der Tiefe von 3.3 bis 4.8 m ein Schluff-Sand-Kies-Gemisch aufgeschlossen wurde, welches als sehr feucht bis nass einzustufen ist.

Ebenfalls war in der Schürfgrube S11/15 in der Tiefe von 4.2 bis 4.4 m ein stark durchfeuchtetes Schluff-Sand-Kies-Gemisch mit schwach rinnenden Wasserzutritten bei 4.2 m vorzufinden.

Da in dieser Kategorie der Hangschutt nicht durchörtert wurde, sind die jeweiligen Endtiefen der einzelnen Schürfe mit zunehmender Tiefe nochmals hervorgehoben:

- 9/15: 4.0 m (mäßig starker Verbruch)
- S12/15: 4.6 m (mäßig starker Verbruch v.a. zwischen 1.2 bis 1.6 m Tiefe)
- S10/15 und S13/15: 5.2 m (geringer Verbruch)
- S6/15 und S11/15: 5.5 m (geringer bis mäßig starker Verbruch)

Hangschutt durchörtert und Moräne aufgeschlossen:

Zur Kategorie in welcher bei der Erkundung die Moräne aufgeschlossen und das Hangschuttmaterial durchörtert wurde, gehören folgende Baggerschürfe:

- S4/15 und S15/15 sowie
- S14/15, S7/15 und S8/15;

Die Schürfgruben dieser Kategorie können sowohl in ihrer Höhe, als auch in ihrer Lage nicht so einfach zusammengefasst werden wie jene in der Kategorie „Hangschutt aufgeschlossen“. Jene Schürfgruben bei denen der Hangschutt durchörtert und die Moräne aufgeschlossen wurden, liegen alle außerhalb des Bereiches bei denen der Hangschutt nicht durchörtert wurde.

In Abbildung 2-12 sind die im Folgenden beschriebenen Schürfgruben ersichtlich. Aus grafischen Gründen ist S5/15 der Baggerschurf der Kategorie – Festgestein aufgeschlossen – ebenfalls in dieser Abbildung dargestellt.

Dies lässt darauf schließen, dass im Bereich der Gehöfte die Moräne von einer stärkeren Schicht des Hangschuttmaterials überlagert wird und diese Schicht nach Norden hin zunehmend abnimmt. Aus den Baggerschürfen kann keine direkte Aussage

über die Mächtigkeit der Moräne getroffen werden, da in keiner Schürfgrube – ausgenommen S5/15 – das Moränenmaterial durchörtert wurde.

Die Schürfgruben S4/15 und S15/15 weisen eine – im Verhältnis zu den anderen drei Moränenaufschlüssen – eine tiefer liegenden Moränen auf. Dabei liegt die Moräne in S4/15 bei 4.3 m Tiefe und in der Schürfgrube S15/15 bei 4.8 m. Das Hangschuttmaterial in diesen beiden Schürfgruben weist eine ähnliche Ansprache wie das zuvor beschriebene Hangschuttmaterial auf.

Als wesentlich wird hier angemerkt, dass in beiden Schürfgruben an der Grenzschicht zur Moräne geringe Wasserzutritte beobachtet worden sind.



Abbildung 2-12: Schürfgruben S4/15, S7/15, S8/15 sowie S14/15 und S15/15

In den drei Baggerschürfen S14/15, S7/15 und S8/15 ist eine geringe Mächtigkeit des Hangschuttmaterials aufgeschlossen worden. Dabei weist S14/15 eine Überlagerung der Moräne von 1.1 m auf, gefolgt von S8/15 mit 1.7 m und S7/15 mit 2.6 m.

Das Hangschuttmaterial in diesen drei Schürfen ist mit schluffig, feinkiesigem Sand bis sandig, feinkiesigem Schluff zu beschreiben. Die Kornform der Grobkomponenten kann als kantig bis kantengerundet klassifiziert werden. Das Material weist bei untergeordnetem Feinkornanteil eine lockere Lagerung auf bzw. bei mehr Feinkornanteil ist die Konsistenz als weich einzustufen.

Die Moräne selbst ist als sehr gering steinig bis gering steinig, kiesig bis gering kiesig, gering tonig feinsandiger Schluff anzusprechen. Auch hier haben die Grobkornanteile eine vorwiegend kantengerundete Kornform und weisen Kritzungen auf, was auf den glazialen Transport hinweist. Die Konsistenz der Moräne ist im oberen, meist etwas feuchteren Bereich größtenteils als weich zu beschreiben. Mit zunehmender Tiefe nimmt die Steifigkeit zu.

Auch in den Schürfgruben S7/15 und S8/15 wurden mehrere Wasserzutritte im Hangschutt lokalisiert. Unter anderem kurz vor der Moräne. Dabei waren die aufgeschlossenen Wasserzutritte in S7/15 schwach und in S8/15 stark rinnend. In S7/15 wurde zusätzlich zu den Wasserzutritten im Hangschutt ein geringer Wasserzutritt in der Moräne bei ca. 5.4 m Tiefe angetroffen. In Schürfgrube S14/15 wurden keine Wasserzutritte aufgeschlossen.

Festgestein aufgeschlossen:

Wie bereits aus Abbildung 2-12 ersichtlich, trifft man in Schürfgrube

- S5/15

auf anstehendes Festgestein. Der Fels besteht auch hier, wie in den bereits beschriebenen Kernbohrungen, aus grauem, quarzreichem Phyllit, der im oberflächennahen Bereich vollständig zerlegt und mäßig verwittert ist und eine deutlich ausgeprägte Schieferung aufweist. Die Schieferung fällt in diesem Bereich hangeinwärts.

Der aufgeschlossene Phyllit war an dieser Stelle mit dem Hydraulikbagger zumindest bis zur erreichten Endtiefe von ca. 3.6 m reibar. Das Material ist mit den Fingern leicht zu einem tonig, gering feinsandig, grau glänzenden Schluff zu brechen.

Über dem Festgestein wurde eine ca. 40 cm starke schluffige, feinsandig bis kiesige, sehr gering steinige Sandschicht und eine ca. 70 cm starke Schicht aus Moränenmaterial angetroffen. Unter der Moräne und oberhalb des Festgesteins war nochmals eine ca. 30 cm dicke kiesige, gering schluffige Sandschicht.

Das Gelände in diesem Bereich weist eine Hangneigung von ca. 20° auf. Etwas oberhalb der Schürfgrube wurde bei der Kartierung ein Anriss dokumentiert. Wasserzutritte wurden keine festgestellt.

Schürfe südlich des Zubringerbaches:

- S1/15 bis S3/15

Die Schürfgruben südlich des Zubringerbaches zum Ginaubach sind durch einen hohen Wassergehalt und mehrere zum Teil stark rinnende Wasserzutritte gekennzeichnet. Ebenfalls fehlt hier der in den anderen nördlich gelegenen Schürfgruben angetroffene Hangschutt. Über der Moräne befindet sich neben dem Mutterboden noch eine ca. 20 bis 35 cm dicke schluffige, gering feinsandige, gering feinkiesige Sandschicht.

Die Moräne war in allen drei Baggerschürfen mit zum Teil stark organischem Material (vorwiegend Holzstücke und Baumstämme) durchsetzt.

Das Moränenmaterial in S1/15 beginnt mit einer sandig, kiesig, gering steinig, gering tonigen Schluffschicht gefolgt von einer schluffig, gering feinkiesigen Sandschicht und wiederum einer der ersteren Schluffschicht ähnlichen Bodenschicht. Wasserzutritte sind in 1.3 m, 2.1 m und 3.1 m dokumentiert worden. Dabei ist der Wasserzutritt in 1.3 m als deutlich rinnend zu beschreiben.

Die aufgeschlossene Moräne in S2/15 ist als Schluff, sandig bis feinsandig, kiesig bis gering feinkiesig, gering bis sehr gering steinig anzusprechen. Im unteren Bereich der Schürfgrube weist die Moräne eine stark schluffig bis schluffig, sandig, kiesig bis gering kiesige Zusammensetzung auf. Wasserzutritte in diesem Baggerschurf waren bei 1.3 m und 1.6 m anzutreffen.

Bei der Schürfgrube S2/15 ist ebenfalls anzumerken, dass der kartierte Geländesprung sich als Versatz in der Bodenschicht bis in eine Tiefe von ca. 1.5 bis 2.0 m deutlich abgezeichnet hat. Aufgrund der Lage des Versatzes und des Baggerschurfes, war nicht genau ersichtlich ob der Versatz außerhalb des Schurfes noch tiefer reicht oder ob der Versatz in diesem Bereich endet. Es wurde keine Gleitfläche aufgeschlossen.

S3/15 weist zu Beginn der Moräne eine sandig, kiesige bis gering kiesige, gering steinig, gering tonige Schluffschicht auf. Dieser Schicht folgt ein durchlässigeres Moränenmaterial, welches als steinig, sandig, gering schluffig bis schluffiger Kies anzusprechen ist. Dieser ist als nass zu bezeichnen und hat in einer Tiefe von ca. 1.4 m deutlich rinnende Wasserzutritte. Diese Moränenschicht wird bis in einer Endtiefe von 3.7 m nicht durchhörert.

Die Konsistenz der Moräne ist in allen Schürfgruben in dieser Kategorie als weich, feucht bis sehr feucht zu beschreiben. Aufgrund der weichen Konsistenz war ein starker Verbruch der Schürfgruben zu beobachten. Aus diesem Grund wurde eine maximale Tiefe von lediglich 3.7 m erreicht. Die Endtiefen der Schürfgruben betragen bei S1/15 4.4 m und bei S2/15 4.5 m.



Abbildung 2-13: Schürfgarbe S1/15 bis S3/15

Abbildung 2-13 beinhaltet die Darstellung der beschriebenen Schürfgruben im südlichen Bereich der Rutschung.

Abschließend kann gesagt werden, dass das Erkundungsverfahren der Schürfgruben mit Hydraulikbagger einen guten flächigen Überblick über den nördlichen Bereich der Rutschung gebracht hat sowie einen Einblick in den südlichen Bereich. Auch das Fehlen des Hangschuttmaterials, die organischen Einschlüsse, sowie der höhere Wassergehalt in den südlichen Schürfgruben, sind gegenüber den Schürfgruben im nördlichen Bereich hervorzuheben.

Wünschenswert wäre das Erkennen eines Gleithorizontes gewesen. Allerdings war in keiner der abgeteufte Schürfgruben ein Gleithorizont ersichtlich.

2.2.3 Geologisch- geotechnische Oberflächenkartierung

Die geologisch- geotechnische Kartierung oder auch ingenieurgeologische Kartierung besteht darin, die oberflächlichen Charakteristika des Bodens anzusprechen und zu beschreiben. Dazu werden zusätzlich die eingangs in Kapitel 2 erläuterten geomorphologischen Verhältnisse, die bodenmechanischen Eigenschaften, die bodenkundlichen Zusammensetzungen sowie die Petrologie, Hydrologie und Biologie der Umgebung berücksichtigt, kombiniert und gegebenenfalls miteinander verknüpft. Ziel der geologisch- geotechnischen Oberflächenkartierung liegt im Erkunden, Dokumentieren und Interpretieren des vorgefundenen Untergrundes.

Aufgrund der Kombination von Ansprachen und Erkundungsmaßnahmen (Schürfe, Kernbohrungen etc.) sowie dem flächigen Aufschlusscharakter, stellen geologisch-geotechnische Oberflächenkartierungen bei der Charakterisierung von Massenbewegungen ein wesentlicher Bestandteil dar. Dabei liefern diese wichtige Hinweise im Hinblick auf die Ausdehnung, Abgrenzung, Orientierung etc. der Massenbewegung. Des Weiteren dient die Kartierung ebenfalls zur Beurteilung, wo und welche weiteren Erkundungsmaßnahmen sinnvoll sind.

Bei der Durchführung der geologisch- geotechnischen Oberflächenkartierung werden in einem ersten Schritt das Gelände des Untersuchungsgebietes mit Hilfe von Luftbildern, geologischen Karten etc. studiert und – falls vorhanden – bereits durchgeführte Baugrunderkundungen analysiert. Dies trägt zu einem besseren Verständnis und zur besseren Interpretation des Untersuchungsgebietes selbst, sowie dessen Umgebung bei. Anschließend werden das Untersuchungsgebiet sowie die Umgebung des Untersuchungsgebietes abgegangen und die angetroffenen Verhältnisse kartiert. Dabei wird im Gelände auf Merkmale geachtet, die Auskunft über den Untergrund geben und schlussendlich zu einem flächigen, interpretierten Aufschluss des Untergrundes führt.

Im Folgenden wird die durchgeführte ingenieurgeologische oberflächennahe Geländeaufnahme kurz beschrieben und deren Ergebnisse wiederum erläutert und dargestellt.

2.2.3.1 Geländeaufnahme

Die bei der vorliegenden Massenbewegung durchgeführte Geländeaufnahme wurde nach den Kernbohrungen, allerdings vor den Baggerschürfen durchgeführt. Dabei wurden, wie bereits beschrieben, im Vorfeld geologische Karten, Luftbildaufnahmen etc. untersucht und studiert. Des Weiteren sind vor der Geländebegehung die

aufgeschlossenen Bohrkern analysiert, beurteilt und angesprochen worden. Daraufhin wurde ein Konzept erarbeitet, in welchem festgelegt worden ist, welche Bereiche im Untersuchungsgebiet einer genaueren Begutachtung unterzogen werden.

Das Ziel der ingenieurgeologischen Geländeaufnahme war die möglichst genaue Erfassung der Begrenzung der vermuteten Massenbewegung. Ebenfalls sollte dabei die im Zusammenhang mit der Rutschung stehenden Strukturen in der Massenbewegung aufgenommen werden. Dabei wurde speziell darauf geachtet, ob im Gelände folgende Merkmale zu erkennen sind:

- Geländestufen mit und ohne Höhenversatz
- Geländestufen die evtl. Abrisskanten bedeuten
- Sind Festgesteinsaufschlüsse vorhanden und wenn aus welchem Gestein
- Charakteristiken (Festigkeit, Trennflächengefüge etc.) der Festgesteinsaufschlüsse
- Auffallende Geländemerkmale wie Senken, Ausuferungen, Verflachungen, Mäandrierung des Ginaubaches etc.
- Weist die Vegetation Merkmale wie Vernässungszonen auf
- Andere Merkmale der Vegetation die auf einen Bewegung des Hanges hindeuten können (Schiefwuchs, Schrägstellung, etc.)
- Anthropologische Verhältnisse (Bebauungen, Aufschüttung, Einschnitte etc.)

Die Geländeaufnahme wurde dokumentiert und die Ergebnisse in einen Übersichtsplan eingetragen. Diese werden im Weiteren erläutert.

2.2.3.2 Ergebnisse der geotechnisch- geologischen Oberflächenkartierung

In diesem Kapitel wird zu Beginn der vermutete Verlauf der Rutschung beschrieben. Anschließend werden die während der Geländebegutachtung aufgeschlossenen Festgesteine charakterisiert und zum Schluss wird auf die Strukturen innerhalb der Massenbewegung selbst eingegangen. Des Weiteren ist zu beachten, dass die im Folgenden beschriebenen Ergebnisse sich größtenteils auf den nördlichen Bereich der Rutschung (Grenze ist der Zubringer des Ginaubaches) beschränken. Auf den südlichen Bereich der Rutschung wird ebenfalls eingegangen, allerdings nicht mit demselben Detaillierungsgrad.

Verlauf der vermuteten Rutschungsbegrenzung:

Zur Verdeutlichung ist in Abbildung 2-14 das Untersuchungsgebiet abgebildet. Zusätzlich ist mit einer dunkelrot strichlierten Linie die vermutete Rutschungsbegrenzung eingetragen. Des Weiteren sind mit der blau strichlierten Linie die Fließgewässer und mit der hellrot strichlierten Linie im linken oberen Bereich der Abbildung die vermutete großräumigere Massenbewegung angedeutet.



Abbildung 2-14: Untersuchungsgebiet mit vermuteter Rutschungsbegrenzung (dunkelrot strichliert)²⁷

Beginnend im nördlichen Bereich des Untersuchungsgebietes ist der Verlauf der Grenze zwischen bewegter und unbewegter Masse – kongruent zum vorliegenden Kartierbericht – entlang der in der Wiese ca. west- südwestlich verlaufenden Geländestufe anzunehmen. Die Geländestufe weist einen Höhenunterschied von ungefähr 50 cm auf. Anrisse oder markante Versätze sind zu diesem Zeitpunkt nicht erkennbar. Die Form der Geländestufe ist als abgerundet zu beschreiben. Dies lässt entweder auf einen verheilten Versatz schließen, oder eine gleichmäßige Verteilung bzw. Ausbreitung der Bewegung.

Entgegen der im Kartierbericht interpretierten Grenze wird die Rutschungsbegrenzung in dieser Arbeit unterhalb der Straße entlang der Geländestufen mit Höhenversatz vermutet. Weiters verläuft die vermutete Begrenzung entlang dieses Versatzes bis zur Straße. Im Bereich der Straße und des Hofes markieren markante Risse die

²⁷ Vgl.: LAND SALZBURG - ABTEILUNG LANDES GEOLOGISCHER DIENST: Fotos Befliegung – Ginau;

Abrisskante. Dabei zeigen die Schäden (Risse und Höhenversätze) am bergseitigen Wirtschaftsgebäude die Instabilitäten in diesem Bereich.

Die neuerliche Ausarbeitung der vermuteten Abgrenzung der Massenbewegung mit Abweichungen zum Kartierbericht beruht auf den aktuelleren Messergebnissen der geodätischen Vermessung. Diese wurden im Verlauf der Untersuchung in ein neues, lokales Koordinatensystem transferiert, was in Summe zu gut nachvollziehbaren Ergebnissen geführt hat. Dies führte wiederum zu einer bereichsweisen Neuinterpretation bzw. Korrektur der angenommenen Rutschungsbegrenzung.

Beispielhaft dafür ist das nordwestliche Wirtschaftsgebäude der Familie G. zu nennen. Laut den aktuellen Messdaten der geodätischen Vermessung weist dies eine ungleichmäßige Verschiebung auf. Dabei scheint die nördliche Firstseite auf unbewegtem Untergrund zu stehen, die südliche Firstseite weist allerdings Bewegungen auf. Aufgrund dieser ungleichen Lagerung, könnte dieses Wirtschaftsgebäude eine Rotationsbewegung erfahren. Des Weiteren lassen diese Messergebnisse vermuten, dass die Rutschungsbegrenzung unter eben diesem Wirtschaftsgebäude der Familie G. durch verläuft. Weitere Indizien für einen solchen Verlauf der Begrenzung sowie die ungleiche Art der Lagerung sind einerseits die Risse am Gebäude und die klaffende Fuge zwischen dem Fundament und der Außenwand an der Südseite des Gebäudes. Die deutlich abgezeichneten Versätze und Risse in der Zufahrtsstraße und im Hofbereich vor diesem Wirtschaftsgebäude sind ebenfalls als Indiz für einen solchen Verlauf gedeutet worden.

Bei der Senke, welche sich etwas nördlicher der Zufahrtsstraße befindet kann vermutet werden, dass diese ebenfalls auf die Rutschung zurückgeführt werden kann. Diese Senkung könnte allerdings als ein „lokaler Ausläufer“ betrachtet werden. Direkt über der Senke befindet sich der Festgesteinsaufschluss, der laut den bearbeitenden Geologen als eher unbewegt interpretieren werden kann. Des Weiteren sind ausgehend von der Senke in Richtung Süden im Bereich der Straße oder im Gelände über der Straße keine auffallenden Hinweise auf Bewegungen vorgefunden worden. Auch nördlich der Senke waren keine auffallenden Indizien die für eine Bewegung sprechen zu finden. Somit wird angenommen, dass die Senke eher ein lokales Phänomen darstellt.

Weiters verläuft die Rutschungsbegrenzung ca. mittig der Gebäudesüdseite des beschriebenen nordwestlichen Wirtschaftsgebäudes der Familie G. in westsüdwestlicher Richtung über die Zufahrtsstraße zu einer Geländestufe.

Anschließend wird angenommen, dass die Rutschungsbegrenzung entlang dieser Geländestufe führt, bis diese in den Zubringerbach einmündet.

Etwas entgegen dieser Neuinterpretation und vom Kartierbericht abweichenden vermuteten Rutschungsbegrenzung sprechen allerdings die westlich und über dem Wirtschaftsgebäude liegenden kartierten Geländestufen. Ebenfalls weist die Vegetation, in Form von Obstbäumen, in diesem Bereich einen deutlichen Säbelwuchs auf. Ob dies Hinweise auf eine rezente Bewegung sind und ob die Bewegungen mit der Großrutschung zusammenhängen oder wiederum eine lokale Erscheinung darstellt, kann an dieser Stelle nicht eindeutig festgestellt werden.

Allerdings bewegen sich die aktuellen geodätischen Messergebnisse von März bis Dezember 2015 in diesem Bereich (westlich bzw. oberhalb des Wirtschaftsgebäudes der Familie G.) alle innerhalb der Messtoleranz. Dies bestärkt die Vermutung, dass dieser Bereich keine rezente Bewegungen aufweist. Etwas weiter südwestlich in der Nähe von Schürfgrube S4/15 sind Bewegungen bzw. Verschiebungen im Frühjahr 2015 aufgezeichnet worden. Diese sind im Vergleich zu den Bewegungen im Hofbereich als geringer einzustufen, weisen allerdings auf eine Bewegung in diesem Bereich hin. Hier sollten weitere Messungen abgewartet werden, um eine eindeutigeren Charakterisierung und eventuell einen neuen Verlauf der Rutschungsbegrenzung durchführen zu können.

Südlich des Zubringerbaches wird die Rutschungsbegrenzung zu Beginn ident mit jener im Kartierbericht vermutet. Zuerst verläuft sich die Begrenzung unterhalb des Zubringerbaches im Gelände. Hier könnte der Übergang vom flachen ins steile Gelände als Abgrenzung verstanden werden. Als zusätzlicher Hinweis dafür dient eine Geländestufe, welche eventuell eine Abrisskante sein könnte.

Aufgrund der Luftbildanalysen und Geländemodellen in Kombination mit den Kartierergebnissen wird von den bearbeitenden Geologen eine großräumigere aber vermutlich „langsamere“ Massenbewegung im südlichen Teil des Untersuchungsgebietes als wahrscheinlich erachtet. Aufgrund der Fokussierung auf den nördlichen Bereich des Untersuchungsgebietes wird von Seiten des Verfassers dahingehend keine Stellung bezogen.

Im südlichen Bereich befindet sich eine markante Geländestufe mit 5 bis 10 cm breiten Rissen. Diese deuten auf rezente Bewegungen in diesem Bereich der Massenbewegung hin. Die Risse könnten die Abrisskante der südlichen Rutschmasse

darstellen, sie könnten allerdings auch aufgrund von unterschiedlichen Bewegungsgeschwindigkeiten in der Rutschmasse selbst hervorgerufen werden.

Die Bewegungsgeschwindigkeit und die Tiefe des Gleithorizontes im südlichen Bereich der Massenbewegung könnten sich aufgrund der geomorphologischen Ansprache anders verhalten als jene im nördlichen Bereich. Allerdings zeigen die derzeitigen Messergebnisse keine auffallenden Unterschiede die auf ein abweichendes Verhalten hinweisen.

Um eine aussagekräftigere und detailliertere Interpretation des südlichen Bereiches der Rutschmasse treffen zu können, wäre, aus Sicht des Verfassers weitere Untersuchungen empfehlenswert. Da, der Schwerpunkt dieser Arbeit im bebauten nördlichen Bereich der Massenbewegung liegt, wird an dieser Stelle der südliche Bereich der Massenbewegung nicht detaillierter beschrieben.

Festgesteinsaufschluss:

Im Untersuchungsgebiet wurde ein Festgesteinsaufschluss angetroffen. Dieser befindet sich westlich der Zufahrtsstraße, etwas nördlich und oberhalb der bereits beschriebenen Senke. Um diesen größeren Festgesteinsaufschluss hat sich eine kleinere Baumgruppe angesiedelt. Dieser Baumbewuchs weist keinen Säbelwuchs auf. Der Aufschluss befindet sich am unteren Ende eines Geländerückens, welcher von Seiten der bearbeitenden Geologen als eher unbewegt eingestuft worden ist. Die aktuellen Vermessungsdaten – dieser Festgesteinsaufschluss wird geodätisch überwacht – verzeichnen an der installierten Messmarke keine Bewegungen über der Messtoleranz.

Die folgende petrografische und stratigrafische Ansprache des Festgesteinsaufschlusses ist mit starker Anlehnung an den vorliegenden Kartierbericht wiedergegeben worden.

Die, im genannten Kartierbericht²⁸, petrografische Ansprache des Festgesteinsaufschlusses hat ergeben, dass es sich, wie bei den aufgeschlossenen Festgesteinen in den Kernbohrungen, um den zu erwartenden Phyllit handelt. Der Phyllit weist einen relativ hohen Anteil an Quarz- und Feldspatschichtungen auf. Des Weiteren wird laut Kartierbericht das Festgestein immer wieder von reinen, ungefähr parallel verlaufenden Quarzlagen durchzogen. Farblich ist der Phyllit als hellgrau bis

²⁸ Vgl. GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. S. 8;

grau eingestuft worden und der Verwitterungsgrad ist mit angewittert angegeben. Ebenfalls ist im Bericht dokumentiert, dass das Festgestein ein ausgeprägtes Trennflächengefüge mit deutlicher Schieferung aufweist und dass diese Schieferung bereichsweise eine auffallende Fältelung zeigt. Die Fältelung ist so charakterisiert worden, dass diese eine mittlere „Amplitude“ von ungefähr 5 cm und eine Wellenlänge von ungefähr 10 cm aufweist.

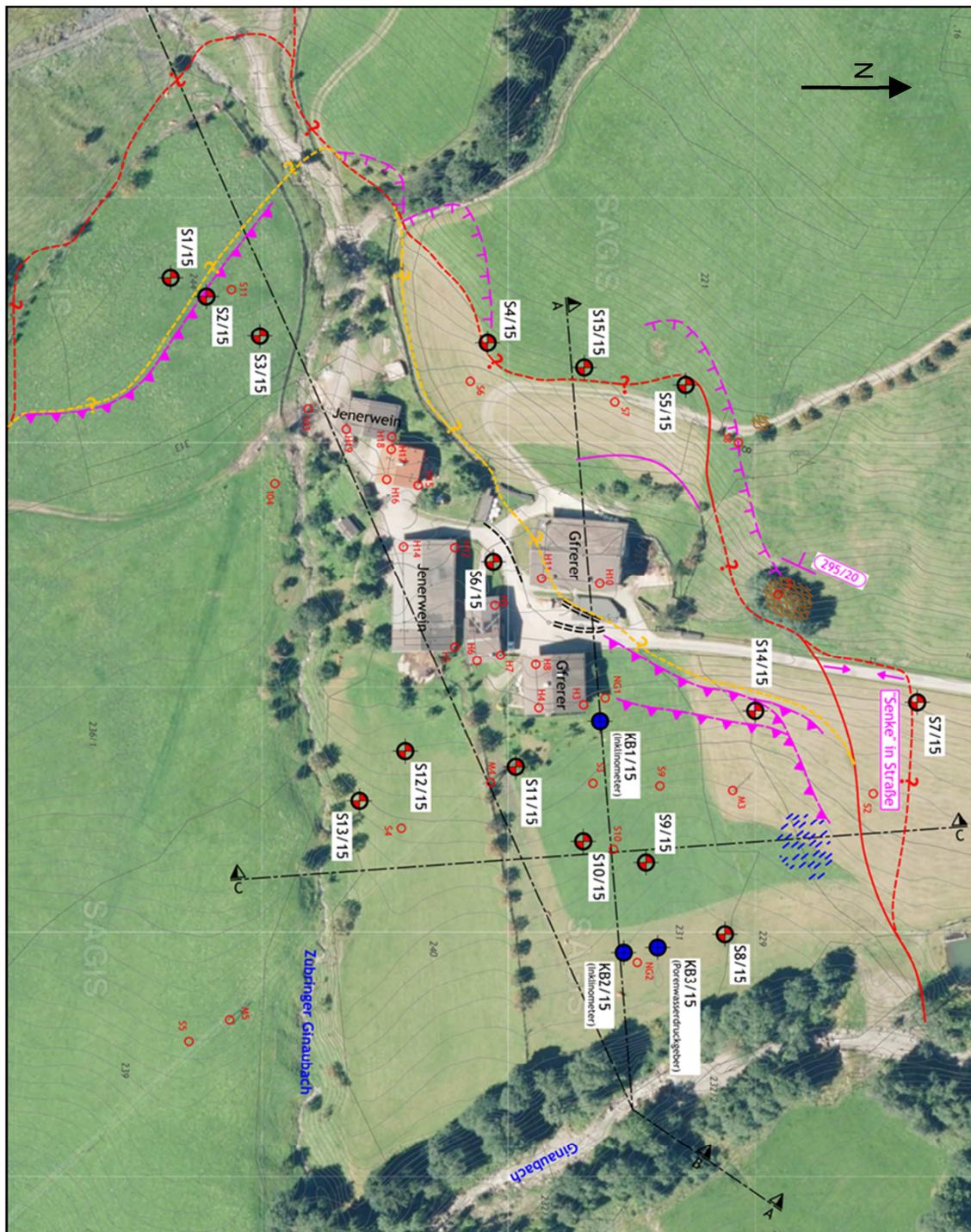
Stratigrafisch wurde der Festgesteinsaufschluss wie folgt beschrieben:²⁹

- Das dominierende Gefügeelement sind die Schieferungsflächen. Diese sind als flach einfallend mit einem Winkel zwischen 10° und 30° in westnordwestlicher Richtung anzusprechen. Dabei weisen die Trennflächen eine eng stehende Klüftung mit ungefähr 1 cm bis 6 cm Trennflächenabstand auf. Die Schieferungsflächen haben keine bis nur sehr geringe Öffnungsweiten (im mm Bereich).
- Zusätzlich zu der dominierenden Schieferung ist ein diskretes Klufsystem erkennbar. Diese Klufflächen fallen steil bis sehr steil in südwestlicher Richtung ein. Diese Großklufschär hat eine Öffnungsweite von bis zu 5 cm. Diese Öffnungen sind mit sandigem, schluffigem Störungsmaterial gefüllt.
- Neben den beiden genannten Trenn- bzw. Klufflächen, tritt noch ein weiteres Trennflächenset auf. Dieses ist ebenfalls als sehr steil mit ungefähr 70° bis 90° nach Osten einfallend zu beschreiben. Auch diese Großklufschär weist Öffnungsweiten von ungefähr 5 cm auf und ist mit dem sandigen, schluffigen Material gefüllt.

Weiters ist im selben Kartierbereich angegeben, dass in keinem der Trennflächensysteme keine Wasserzutritte zu dokumentieren waren.

Abbildung 2-15 ist die Darstellung eines Ausschnittes des im Kartierbericht enthaltenen Lageplans der Kartierung. Aus darstellerischen Gründen ist der Ausschnitt allerdings um 90 Grad gedreht abgebildet. (Norden rechts, Hang fällt von oben, Westen nach unten Osten).

²⁹ Vgl.: GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. S. 8f;



- | | | | |
|---------------|---|-----|---|
| ----- | ... Riss | TTT | ... Geländestufe (ev. Abrisskante) |
| ===== | ... Riss offen (bis 10cm) | ▲▲▲ | ... Geländestufe mit Höhenversatz |
| — | ... alte Rutschungsbegrenzung | — | ... Geländestufe |
| - - - ? - - - | ... vermutete alte Rutschungsbegrenzung | ⊘ | ... Festgesteinsaufschluss (Phyllit) |
| - - - ? - - - | ... neue vermutete Rutschungsbegrenzung | Y | ... Streifen und Fallen der Schieferung |

Abbildung 2-15: Ausschnitt - Lageplan Kartierung³⁰

³⁰ Vgl.: GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. S. Beilage 4;

Ebenfalls in Abbildung 2-15 ersichtlich ist eine Vernässungszone im nordöstlichen Bereich der Massenbewegung. Dies könnte darauf hindeuten, dass in diesem Bereich eine nur geringe Überlagerung der Moräne, wie auch in Schürfgrube S14/15, vorliegt.

Zusammenfassend kann in Bezug auf die im Anfangsstadium der Untersuchung durchgeführte geologisch- geotechnische Oberflächenkartierung gesagt werden, dass diese in Kombination mit den Kernbohrungen eine detaillierte erste Einschätzung der Rutschungsbegrenzung bzw. der Ausdehnung der Massenbewegung gegeben hat.

In weiterer Folge wurde – aufbauend auf diese Grundlage – in Kombination mit aktuellen Untersuchungsergebnissen eine örtlich etwas abweichende Rutschungsbegrenzung erarbeitet. Ebenso ist in dieser Arbeit auf den südlichen Bereich der Rutschung nicht im Detail eingegangen worden.

Mit den Ergebnissen der Erkundungsverfahren in Kombination mit der geomorphologischen Ansprache, welche in den vorherigen Kapiteln beschrieben wurden, ist ein Untergrundmodell erarbeitet worden. Dieses wird im folgenden Kapitel erläutert.

2.3 Das Untergrundmodell

Das Untergrundmodell kann als Zusammenfassung der geologisch- geotechnischen Modellierung beschrieben werden. Dabei wurden die in Kapitel 2.1 und 2.2 durchgeführten Untersuchungen und deren Ergebnisse miteinander verknüpft und diskutiert sowie in einem repräsentativen Schnitt dargestellt.

Ein Untergrundmodell soll Auskunft über den Aufbau des Untergrundes geben. Wünschenswert wäre dabei ein dreidimensionaler Aufbau des Untergrundmodells. Um ein aussagekräftiges dreidimensionales Geländemodell erstellen zu können, ist ein detaillierter flächiger Aufschluss der zusätzlich über ausreichend Tiefgang verfügt erforderlich. Diese Art von Aufschluss ist mit einem entsprechend großen Aufwand verbunden.

Da ein solcher Aufwand zumeist schon aus monetärer Sicht nicht möglich ist, wird versucht den Untergrund entlang einzelner Geländeschnitte darzustellen. Das bedeutet, dass die Erkundungsverfahren mit entsprechendem Tiefgang entlang der Schnittführung angeordnet sein sollten. Je nach Art des Untergrundes, Anzahl und Charakter der Erkundungsverfahren sollte es möglich sein, ein Untergrundmodell zu erstellen, in welchem die Schichten, Schichtfolgen und Schichtstärken mehr oder

weniger plausibel abgeleitet und dargestellt werden können. Infolge dessen bedeutet dies, dass die Qualität des Untergrundmodells neben dem Untergrund selbst stark von den Erkundungsverfahren abhängt. Dabei ist die Anzahl an Untergrundmodellen weniger von Bedeutung als die Qualität der erarbeiteten Untergrundmodelle bzw. des erarbeiteten Untergrundmodells.

Ein wesentlicher Bestandteil bei der Erarbeitung des Untergrundmodells ist die bereits erwähnte Ableitung und Darstellung der Schichten, Schichtstärken und Schichtfolgen. Um dahingehend eine Aussage treffen zu können ist es erforderlich, dass die Schichten durchörtert werden. Respektive sollten die eingesetzten Erkundungsverfahren einen entsprechenden Tiefgang aufweisen. Dies hängt wiederum davon ab, welche Aussage mit dem Untergrundmodell getroffen werden will bzw. wozu das Untergrundmodell in weiterer Folge herangezogen wird.

Im Fall der vorliegenden Massenbewegung soll das Untergrundmodell unter anderem zur Berechnung der Standsicherheit herangezogen werden. Dahingehend sind jene Schichten von Bedeutung, welche bei entsprechender Belastung versagen bzw. sich eine Gleitfuge ausbilden könnte. Da der Phyllit in der vorliegenden Massenbewegung, zum derzeitigen Stand der Untersuchung und aufgrund der vorliegenden Geländeneigungen, als relativ standsicher beurteilt wurde, ist der Aufbau des Hangschutt- und Moränenmaterials im Hinblick auf den Verlauf, Mächtigkeit, Zusammensetzung, bodenmechanische Parameter etc. von Bedeutung. Die bodenmechanischen Parameter des Untergrundes können anhand der Bodenschichten abgeleitet werden. Die Eigenschaften der Bodenschicht bzw. des jeweiligen Materials können entweder über Laborversuche ermittelt werden oder aus Erfahrungswerten - die zum Beispiel aus Literaturquellen stammen – bestimmt werden.

Des Weiteren ist bei der Untersuchung von Massenbewegungen die bewegte Masse bzw. deren Volumen von großer Bedeutung. Um diese Masse bestimmen zu können, ist neben der Fläche auch die Lage bzw. die Tiefe des Gleithorizontes erforderlich. Dies stellt einen weiteren Grund für das Abteufen der Erkundungsmaßnahmen in eine als unbewegt erachtete Schicht dar, da so das Durchörtern des Gleithorizontes als wahrscheinlich angesehen werden kann.

In der gegenständlichen Untersuchung wurde der Phyllit in Schürfgrube S5/15 sowie in den Kernbohrungen KB1/15 und KB215/ aufgeschlossen. KB1/15 und KB2/15 wurden so angeordnet, dass diese ungefähr in Fallrichtung liegen. Dementsprechend wurde die Schnitfführung für das Untergrundmodell so gewählt, dass diese durch die beiden

Kernbohrungen führt. Schürfgrube S5/15 befindet sich nicht im Bereich dieser Gerade. Die Schnitfführungen sind ebenfalls in Abbildung 2-15 in Kapitel 2.2.3.2 ersichtlich.

Die geometrischen Rahmenbedingungen zur Erstellung des Untergrundmodells sind in Abbildung 2-16 dargestellt. Dafür wurde der Geotechnische Schnitt A-A³¹ als Grundlage herangezogen. Neben den Ergebnissen der Kernbohrungen KB1-15 und KB2-15 wurden bei der Erarbeitung des Untergrundmodells die Baggerschürfe S9/15 und S10/15, welche in der Nähe der Schnitfführung liegen, in den Schnitt projiziert.

Ferner wurde bei der Erstellung des Untergrundmodells, allerdings nicht mehr im Ausschnitt des Untergrundmodells in Abbildung 2-16 enthalten, der Baggerschurf S5/15 berücksichtigt. Dieser Baggerschurf durchörterte das Hangschuttmaterial, allerdings nicht die Moräne, weshalb die genaue Tiefe des anstehenden Phyllits an dieser Stelle unbekannt ist.

Die Struktur des Untergrundes im Hinblick auf Schichtfolge, Mächtigkeit etc. sind ausschließlich an den durchgeführten Stellen der Erkundungsmaßnahmen bekannt. Auch die Projektionen von anderen Erkundungsmaßnahmen, wie beispielsweise S9/15 und S10/15, sind Annäherungen und Interpretationen. Dahingehend ist der folgende geometrische und bodenmechanische Aufbau des Untergrundmodells – abgesehen von den Bereichen der Kernbohrungen – eine Annahme und beruht auf der Diskussion der Ergebnisse aus den Erkundungsverfahren sowie der geomorphologischen Ansprache des Untersuchungsgebietes. Diesbezüglich sind Abweichungen durchaus möglich und ebenfalls als nicht unwahrscheinlich zu erachten. Ziel bei der Erstellung des Untergrundmodells war es, dieses mit bestem Wissen und Gewissen zu erarbeiten.

Im Folgenden wird beschrieben wie und warum der Verlauf der Schichten so angedacht und interpretiert worden ist. Die dazugehörige Darstellung des Untergrundmodells ist in Abbildung 2-16 ersichtlich.

Der Verlauf des Hangschutts kann, im Vergleich zur Moräne und zum Phyllit, als relativ gut aufgeschlossen betrachtet werden. Beim Vergleich von KB1-15 und KB2-15 scheint die Moräne im Fußbereich der Massenbewegung eine deutliche Zunahme der Mächtigkeit aufzuweisen. Ebenfalls ist aus dem Vergleich zu erkennen, dass die Oberkante der Moräne von KB1-15 auf KB2-15 um 2.6 m sinkt. Dies kann auf einen relativ „flachen“ Verlauf der Moränenoberkante hindeuten.

³¹ Vgl.: GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. S. Beilage 5.1

Zu berücksichtigen ist dabei allerdings der Moränenaufschluss in KB3-15. Die Kernbohrung KB3-15 befindet sich ca. 8.0 m von KB2-15 entfernt und weist eine Tiefe der Moränenoberkante von 7.6 m auf. Das deutet darauf hin, dass die Oberkante des Moränenmaterials von KB2-15 nach KB3-15 um 5.6 m sinkt. Wie bereits bei der Analyse der Kernbohrung erwähnt, lässt dies vermuten, dass die Moräne einen kopierten Verlauf der Oberkante aufweisen könnte. Würde man KB1-15 mit KB3-15 verbinden, so würde sich ein ungefähr hangparalleler Verlauf der Moräne ergeben.

Trotz des Aufschlusses der tiefer liegenden Moräne in KB3-15 wurde für das Untergrundmodell der flachere Verlauf aus KB2-15 gewählt.

Die deutliche Reduktion der Moränendicke und der Anstieg des Phyllits sind in den Ergebnissen der Kernbohrungen KB1-15 zu erkennen. Ebenfalls scheint die Mächtigkeit des Hangschuttmaterials im Bereich der Gehöfte zuzunehmen. Diese Interpretation wurde daraus abgeleitet, dass die Moräne bis zum Erreichen der Endteufe in Schürfruben S6/15 sowie S9/15 bis S13/15 nicht angetroffen wurden. Auch anhand der Morphologie könnte eine solche Zunahme des Moränenmaterials möglich sein. Da der Phyllit anzusteigen und der Hangschutt ebenfalls zuzunehmen scheint, wurde darauf geschlossen, dass sich das Moränenmaterial zwischen Phyllit und Hangschutt verjüngt.

Aufgrund der Erkundungsmaßnahmen des Untersuchungsgebietes besteht der Verdacht, dass der Phyllit im oberen, westlichen, steiler werdenden Bereich des Untersuchungsgebietes einen hangparallelen Verlauf aufweisen könnte.

Des Weiteren kann aus der geologisch- geotechnische Kartierung sowie den Schürfruben im höher gelegenen Bereich des Untersuchungsgebietes interpretiert werden, dass der Phyllit ausgehend vom nordwestlich gelegenen Geländerücken mit Festgesteinsaufschluss wahrscheinlich nach Süden im flacheren Bereichen etwas steiler abfällt als der Hangschutt bzw. das Moränenmaterial.

Aus diesen Gründen wurde dem Phyllit oberhalb der Kernbohrung KB1-15 zunächst eine etwas flacherer und im steiler werdenden Gelände ein mit ungefähr 20° hangparalleler Verlauf gegeben. Unterhalb der Kernbohrung KB1-15 ist stattdessen ein Verlauf interpretiert worden, welcher ungefähr in Bachmitte seinen Tiefpunkt hat. Dieser Tiefpunkt wurde in Summe nicht wesentlich tiefer angenommen, als die Tiefe des in KB2-15 aufgeschlossenen Phyllits. Da eine glaziale Entstehung des Ginautals vorliegt, ist dem Phyllit unter der Moräne ein abgerundeter Verlauf angedacht worden.

Zum Verlauf des Hangschutts aus Abbildung 2-16 ist ebenfalls anzumerken, dass der Verlauf aufgrund der zuvor beschriebenen Erkundungsmaßnahmen bei der Erläuterung des Moränenverlaufes und der Begrenzung durch die Geländeoberkante so interpretiert wurde. Der Mutterboden sowie die anthropogenen Anschüttungen wurden nicht mit in das Untergrundmodell mit aufgenommen.

Der Verlauf des Untergrundmodells östlich von KB2-15 ist aufgrund der fehlenden Aufschlüsse als unbekannt anzusehen. Der hier angedachte Verlauf wurde im Wesentlichen aufgrund der Morphologie und den Aufschlüssen im Ginaubach so gewählt.

Des Weiteren ist anzumerken, dass auf der Ostseite des Ginaubaches sedimentäre Ablagerungen in Form von weichen Seesedimenten anzutreffen sind. Somit ist der Verlauf der Moräne über den Ginaubach hinaus ebenfalls als unbekannt zu erachten.

In einem nächsten Schritt wurden den charakterisierten Schichten im Untergrundmodell anhand von Literaturquellen bodenmechanische Eigenschaften zugeordnet. Dabei ist darauf geachtet worden, dass diese Werte gewisse Bandbreiten aufweisen, welche in den später durchgeführten Berechnungen variiert werden können.

An dieser Stelle werden das Hangschutt- sowie das Moränenmaterial aus den Untersuchungen der vorherigen Kapitel nochmal zusammengefasst. Der Hangschutt kann als gering blockiger, gering steiniger, gering schluffiger, sandiger Kies bis sehr gering blockig, gering steinig, gering schluffig, kiesiger Sand eingestuft werden. Das Moränenmaterial ist als sehr gering bis gering steinig, kiesig bis gering kiesig, gering toniger feinsandiger Schluff anzusprechen.

Die abgeschätzten Bandbreiten der bodenmechanischen Eigenschaften sind in der nachfolgenden Tabelle 2-2 ersichtlich. Aufgrund der generell weitgestuften Charakteristik des Hangschutts sowie der Moräne, wurden mehrere Bodenarten angeführt.

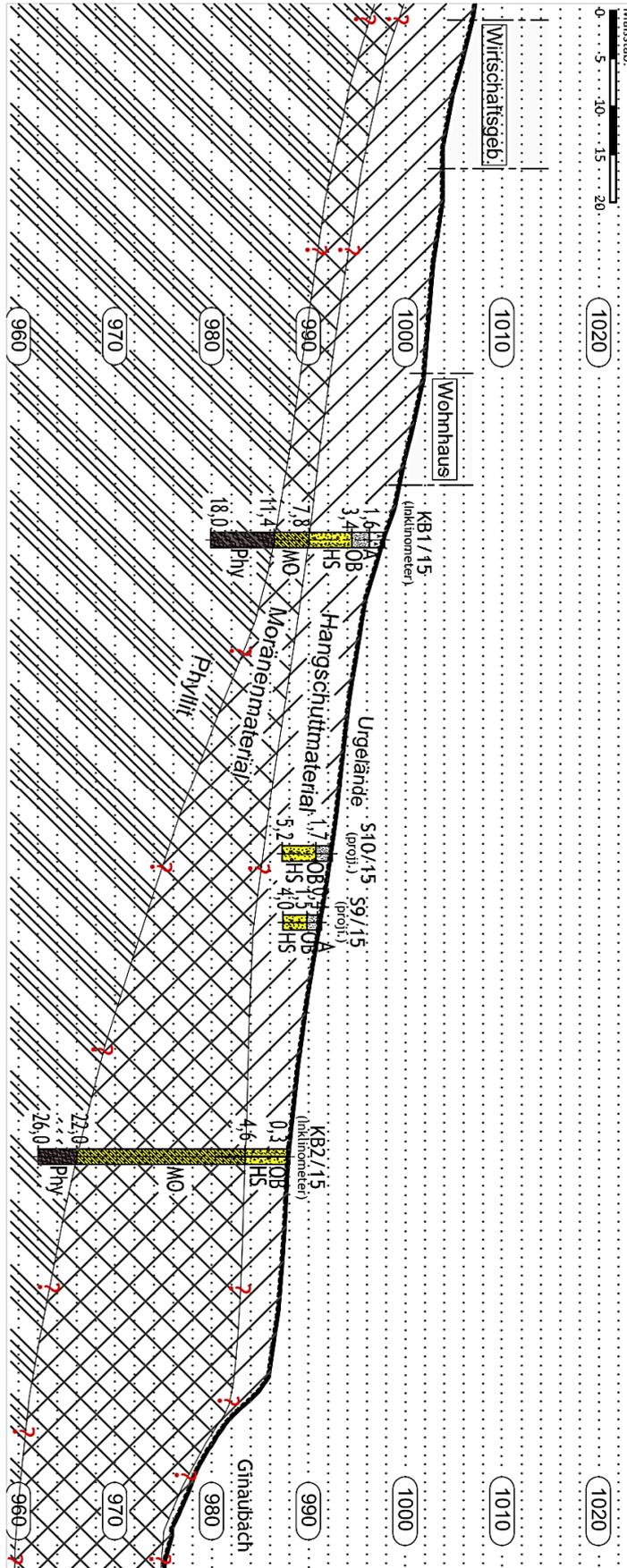


Abbildung 2-16: Untergrundmodell – Längsschnitt

Tabelle 2-2: bodenmechanische Eigenschaften des Untergrundmodells³²

Bodenart	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ' [°]	ϕ'_r [°]	k [m/s]	w _L [%]	w _P [%]
Kies, sandig wenig Feinkorn	21.0 - 23.0	11.5 - 13.5	35 - 45	32 - 35	10 ⁻² - 10 ⁻⁶	-	-
Kies-Sand-Feinkornmisch gesprengtes Korngerüst	20.0 - 22.5	10.5 - 13.0	28 - 35	22 - 30	10 ⁻⁷ - 10 ⁻¹¹	20 - 50	16 - 25
Sand, gut abgestuft und Sand, kiesig	16.0 - 19.0	9.5 - 11.0	34 - 42	30 - 34	10 ⁻³ - 50 ⁻⁴	-	-
Sand mit Feinkorn Gesprengtes Korngerüst	18.0 - 21.5	9.0 - 11.0	25 - 32	22 - 30	10 ⁻⁵ - 50 ⁻⁷	20 - 50	16 - 30
Schluff, leicht plastisch	17.5 - 21.0	9.5 - 11.0	28 - 35	25 - 30	20 ⁻⁶ - 10 ⁻⁹	25 - 35	22 - 30

Da der südliche Bereich der Massenbewegung nicht im unmittelbaren Einflussbereich der Gehölfe steht und dahingehend der Schwerpunkt der Erkundungen im bebauten nördlichen Bereich gelegen ist, wird in weiterer Folge auch kein Untergrundmodell für den südlichen Teil der Massenbewegung erarbeitet.

Allerdings gilt es an dieser Stelle noch hervorzuheben, dass das Hangschuttmaterial im südlichen Bereich der Massenbewegung ganz zu fehlen scheint. Dieser Unterschied des Schichtaufbaus zwischen dem nördlichen und dem südlichen Bereich der Rutschmasse ist durchaus erwähnenswert. Da sich beide Bereiche des Untersuchungsgebietes zu bewegen scheinen, das Moränenmaterial im nördlichen und im südlichen Teil der Rutschmasse möglicherweise ähnliche Zusammensetzungen aufweisen, das Hangschuttmaterial im südlichen Bereich ausgeschlossen werden kann und der Phyllit als standsicher beurteilt wurde, kann dies als Indiz dafür erachtet werden, dass sich die Gleitfuge wahrscheinlich im Moränenmaterial bzw. im Übergangsbereich Moräne zu Festgestein befindet.

³² WITT, K. J.: Grundbau-Taschenbuch - Teil 1: Geotechnische Grundlagen. S. 124f.

3 Messdaten

Massenbewegungen werden im Allgemeinen von verschiedenen Einflüssen geprägt, weshalb es verschiedene Arten von Messtechniken anzuwenden gilt. Dabei ist es wichtig, dass einerseits Einwirkungen wie zum Beispiel Niederschlag, Erschütterungen oder anthropologische Veränderungen dokumentiert und andererseits auch Auswirkungen erfasst werden. Die Auswirkung einer Hangrutschung macht sich dementsprechend in der Verschiebung – Veränderung der Lage – der betroffenen Masse bemerkbar. Dahingehend ist neben der Messung der meteorologischen Rahmenbedingungen auch die zeitliche und räumliche Erfassung der Lageveränderung von Massenbewegungen von großer Bedeutung. Dies kann mit Hilfe von unterschiedlichen geodätischen und geotechnischen Messtechniken erfolgen.

Der prinzipielle Unterschied zwischen der geodätischen Vermessung und den geotechnischen Messtechniken liegt darin, dass der Schwerpunkt der Geodäsie auf der Messung von Verschiebungen an der Oberfläche liegt, und die geotechnischen Methoden eine größere Bandbreite von Messgrößen wie Verformungen, Verdrehungen, Spannungen, Schwingungen, Wasserdrücke, Niederschläge, Temperaturen etc. abdecken.³³

Besonderes bei der Untersuchung von Rutschungen ist die geodätische Vermessung ein wichtiger Bestandteil der Untersuchungsmethoden. Die geodätische Vermessung in Kombination mit den geotechnischen Messtechniken liefern Hinweise auf die oberflächliche Ausdehnung, die Geschwindigkeit, die Mächtigkeit und andere wichtige Faktoren bei der Charakterisierung einer Massenbewegung.

Bei der Untersuchung der in dieser Arbeit behandelten Massenbewegung wurden folgende Messtechniken eingesetzt:

- Oberflächliche Verschiebungsmessung des Geländes über geodätisches Monitoring
- Tieferreichende Verschiebung- bzw. Neigungsmessung mittels Inklinometermessung
- Messung des Grundwasserspiegels bzw. der Porendrücke durch Porenwasserdruckgeber
- Messung der Niederschlagsmenge und Temperatur mittels Wetterstationen

³³ Vgl.: BOLEY, C. et al.: Handbuch Geotechnik. S. 936f;

Die zum Einsatz gekommenen Messtechniken und -verfahren werden im Folgenden erläutert, sowie die erfassten Daten und ermittelten Ergebnisse beschrieben und mit Grafiken dargestellt.

Ferner werden die Ergebnisse der einzelnen Messtechniken gegenübergestellt und diskutiert. Hierfür werden die Erkenntnisse der geologisch- geotechnischen Modellierung ebenfalls in die Diskussion mit einbezogen.

3.1 Geodätisches Monitoring des Geländes – terrestrische Vermessung

Unter geodätischem Monitoring wird das Vermessen, Auswerten und Dokumentieren von Festpunkten in kontinuierlichen Zeitabständen verstanden. Hierbei kann das geodätische Monitoring manuell oder automatisiert durchgeführt werden. Bei geodätischen Monitoringsystemen zur Ermittlung von geometrischen Verschiebungen bzw. Veränderungen, liefern geodätische Messsensoren die erforderlichen Messwerte. Je nachdem ob ein terrestrisches oder ein satellitengestütztes Verfahren zum Einsatz kommt, stehen unterschiedliche Messsensoren zur Auswahl. Messsensoren für die terrestrische Vermessung sind beispielsweise Tachymeter, Distanzmesser, Neigungsmesser, Laserscanner, Rotationslaser etc. Für satellitengestützte Verfahren können beispielhaft GNSS (Galileo, GPS, GLONASS...), Photogrammetrie-Kameras und Fernerkundungssensoren genannt werden. Welches Verfahren und respektive welche Messsensoren zum Monitoring des Projektes oder Gebietes überhaupt in Frage kommen, hängt unter anderem von der Definition der Messgenauigkeit, der Zugänglichkeit des Geländes, der Größe des Projektgebietes, den monetären Mitteln, den Messzyklen, der Darstellung der Ergebnisse und weiteren Faktoren ab.³⁴

Welche geodätischen Messverfahren beim gegenständlichen Projekt zum Einsatz gekommen sind und warum diese eingesetzt wurden, sowie die dokumentierten Ergebnisse der geodätischen Vermessung des Untersuchungsgebietes werden in den folgenden Punkten erläutert.

3.1.1 Beschreibung der geodätischen Messergebnisse

Auf Grund der Örtlichkeit des Untersuchungsgebietes waren keine Fernpunkte zur globalen Bestimmung der Lage ersichtlich. Ebenso wurde aufgrund der – im Anfangsstadium der Untersuchung – noch unbekanntem Ausdehnung der Rutschung,

³⁴ Vgl.: STEMPFHUBER, W.: Leistungsfähigkeit von geodätischen Monitoringsystemen. In: Bautechnik - Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau, Ausgabe 89, Heft 11/2012. S. 797f;

kein lokales Koordinatensystem, ausgehend von Festpunkten die als eindeutig unbewegt anzusehen sind, installiert. Deshalb wurde zu Beginn für die geodätische Vermessung und Beobachtung der vorliegenden Massenbewegung ein GPS-gestütztes Verfahren angewendet. Dafür wurden vier Metallmarken als GPS-Punkte installiert, die vor jeder Kontrollmessung mittels GPS neu eingemessen wurden. Von diesen vier Festpunkten aus, wurde das Untersuchungsgebiet terrestrisch mittels Theodolit vermessen. Das Einmessen der Festpunkte über GPS wurde allerdings während des Monitorings umgestellt, da das Einmessen mit einer relativ großen Ungenauigkeit verbunden war. Die Ungenauigkeit der Festpunktbestimmung hat sich in weiterer Folge auf die einzelnen Messpunkte übertragen.

Da es auch über einen längeren Messzeitraum nicht möglich war, die Ungenauigkeiten zufolge der GPS-Einmessung zu reduzieren und die Rutschung hinsichtlich Bewegungsprozessen (Richtung und Betrag der Verschiebungsvektoren) besser einzuschätzen, wurden sämtliche Messungen in ein lokales Koordinatensystem umgewandelt. Dafür wurden auf Basis der geologisch- geotechnischen Kartierung Festpunkte gewählt, die sich mit großer Wahrscheinlichkeit außerhalb der bewegten Masse befinden. Die Umstellung und Rückrechnung der einzelnen Messpunkte in das lokale Koordinatensystem, führte zu plausibleren Ergebnissen, die auch mit den festgestellten Rissen und Schäden an den Gebäuden sowie den Verkehrsflächen gut übereinstimmten.

Im Folgenden wird die geodätische Vermessung des Untersuchungsgebietes genauer beschrieben, sowie deren Ergebnisse erläutert und grafisch dargestellt. Die Informationen dafür stammen aus den Protokollen des Vermessungsdienstes der Salzburger Landesregierung Abteilung 6/02. Diese sind mit der projektbezogenen Bezugsnummer sowie dem Datum und dem jeweiligen Betreff gekennzeichnet.

3.1.1 Beschreibung des installierten Messfeldes

Das installierte Messfeld für die Kontrolle der horizontalen und vertikalen (Setzungen) Verschiebungen, bestand zu Beginn der Messung aus 19, an den Gebäuden befindlichen Messmarken (H1-H19), 8 Geländestangen (S1-S8), 5 Kontrollpunkten an Strommasten (M1-M5), 1 Kontrollpunkt am Festgesteinsaufschluss (F1) sowie den 4 mittels GPS einzulesenden Festpunkten (FP101-FP104). Das geodätische Messfeld mit den installierten Messmarken, Geländestangen und Festpunkten ist in Abbildung 3-2 ersichtlich. Die Messpunkte (ausgenommen der GPS-Festpunkte) wurden am 19.03.2015 nullgemessen.



Abbildung 3-1: Geodätisches Messfeld

Am 10.06.2015 wurden nochmals 2 Geländestangen (S9 und S10) sowie 2 Neigungsmesser (NG1 und NG2), am 22.06.2015 eine Geländestange (S11) und am 03.12.2015 nochmals 2 Geländestangen (S12 und S13) installiert und nullgemessen.

Dabei sollte die Messgenauigkeit der GPS-Festpunkte zu Beginn bei ± 1.0 bis 1.5 cm liegen und die Messgenauigkeit der terrestrisch ermittelten Messpunkte bei 3 bis 15 mm.³⁵

Eine Nullmessung bedeutet, dass das Messfeld zu Beginn des Monitorings vermessen wird und sich alle weiteren Folgemessungen auf diese Koordinaten beziehen. Wenn in weiterer Folge von einer Gesamtverschiebung gesprochen wird, bezieht sich diese Gesamtverschiebung stets auf die Nullmessung. Bei Relativverschiebungen bezieht sich die Verschiebung auf den angegebenen Zeitraum. Zusätzlich ist es wichtig, dass bei einer Messung der gesamten bzw. absoluten Verschiebung gewährleistet ist, dass die Festpunkte, von welchen das Messfeld eingemessen wird, keine Bewegungen aufweisen. Ansonsten sind die gemessenen Verschiebungen wiederum Relativverschiebungen und keine Gesamtverschiebungen.

Dem zuvor erwähnten Protokoll vom 24.06.2015 ist zu entnehmen, dass nach der vierten Kontrollmessung im Zeitraum von 19.03.2015 bis zum 10.06.2015 gewisse Bewegungstrends zu erkennen sind. Allerdings wird angemerkt, dass für ein aussagekräftiges Ergebnis, aufgrund der Messungenauigkeit der GPS-Punkte, ein noch längerer Messzeitraum benötigt wird. Bis zu diesem Zeitpunkt wurden die Kontrollmessungen ca. einmal pro Monat durchgeführt. Dieses Intervall wurde ab dem 30.07.2015 auf zweimal pro Monat verkürzt.³⁶

Die Messergebnisse der fünften bis siebten Kontrollmessungen ergaben wiederum ähnliche Bewegungstrends. Allerdings waren manche Bewegungsvektoren von Messpunkten (M1, M2, S1, S2, F1, S8 und S7) nicht direkt nachvollziehbar bzw. wiesen ähnliche Bewegungstrends wie die Festpunkte auf. Diese Verschiebungen wurden dahingehend interpretiert, dass sie wahrscheinlich auf die Messungenauigkeit der GPS-Einmessung rückführbar sind. Ebenso waren zu diesem Zeitpunkt die Messergebnisse der Messpunkte NG1 und NG2 zu ungenau, da die Verschiebungen noch im Bereich der Messtoleranzen gelegen sind.³⁷

Bei der achten Kontrollmessung ergaben sich bei der am Vortag durchgeführten Einmessung der GPS-Festpunkte immer noch relativ große Ungenauigkeiten, bezogen auf die Lage und die Höhe der Festpunkte. Diese Ungenauigkeiten bei der

³⁵ Vgl.: (Leikauf, Thomas für den Vermessungsdienst Abteilung 6/02, Amt der Salzburger Landesregierung, 2015) 20602-GD/500/957-2015, Messungen zwischen 19.03 und 10.06.2015, am 24.06.2015

³⁶ Vgl.: (Leikauf, Thomas für den Vermessungsdienst Abteilung 6/02, Amt der Salzburger Landesregierung, 2015) 20602-GD/500/957-2015, Messungen zwischen 19.03 und 10.06.2015, am 24.06.2015

³⁷ Vgl.: (Leikauf, Thomas für den Vermessungsdienst Abteilung 6/02, Amt der Salzburger Landesregierung, 2015) 20602-GD/500/958-2015, 5. Kontrollmessung am 28.07.2015; am 04.08.2015 und 20602-GD/500/963-2015, Kontrollmessung am 09.09.2015, am 21.09.2015;

Einmessung der Festpunkte überträgt sich in weiterer Folge auf die Verschiebung der Kontrollpunkte, was sich folglich auf die Verschiebungsvektoren auswirkt.

Aus diesem Grund wurde entschieden das gesamte Messfeld in ein lokales Koordinatensystem zu transferieren. Dafür wurden die Punkte FP101, FP102 und M1 als Festpunkte betrachtet. Die Annahme, dass die gewählten Festpunkte sich außerhalb der bewegten Masse befinden und dadurch als unbewegt interpretiert werden können, beruht auf der Rücksprache mit den bearbeitenden Geologen und Geotechniker in Kombination mit den Ergebnissen des Kartierberichtes.³⁸

Mit den neuen Festpunkten wurden die Koordinaten aller Kontrollmessungen inklusive der Nullmessung neu berechnet. Die Berechnung des neuen lokalen Koordinatensystems und die daraus resultierenden Bewegungen der einzelnen Kontrollpunkte ergeben ein deutlicheres Bild sowie eine deutlichere Abgrenzung der bewegten von der unbewegten Masse.

Die Messungen im Zeitraum vom 19.03.2015 bis zum 03.12.2015 haben ergeben, dass folgende Festpunkte als „relativ stabil“ – Bewegungen unterhalb der Messgenauigkeit – zu betrachten sind:

- Kontrollpunkt M2 (M1 ist ein Festpunkt)
- Felspunkt F1
- Messmarke (an den Häusern) H1, H2 und H10
- Geländestange S1, S7 und S8

Des Weiteren könnten die Messdaten des angegebenen Messzeitraums dahingehend interpretiert werden, dass Bewegungen ab der Geländestange S2 und dem Kontrollpunkt M3 zu erkennen sind und diese im weiteren Verlauf zu den Messmarken an Wohn- und Wirtschaftsgebäuden (abgesehen von H10) zunehmen. Diese Interpretation der Verteilung der Bewegung beruht auf den Ergebnissen der Messdaten, welche als generalisierte Gesamtverschiebungsvektoren in Abbildung 3-2 dargestellt sind. Die Annahme, dass das nordwestliche Wirtschaftsgebäude der Familie G. nordseitig auf relativ unbewegtem Untergrund steht, ist wahrscheinlich dafür verantwortlich, dass das Gebäude im Bereich der Messmarke H11 eine Klaffung zwischen Fundament und Bodenplatte aufweist. Die Gebäude haben sich im Zeitraum

³⁸ Vgl.: (Leikauf, Thomas für den Vermessungsdienst Abteilung 6/02, Amt der Salzburger Landesregierung, 2015) 20602-GD/500/963-2015, Kontrollmessung am 09.09.2015, am 21.09.2015;

der Nullmessung bis zur achten Kontrollmessung um ungefähr 5 cm in ostnordöstlicher Richtung bewegt.

Die Geländestangen S9, S10 und S11 wurden durch Fremdeinwirkung verschoben (Weidegebiet), was einerseits aus den Vektoren erkennbar ist und andererseits von Seiten der Bewohner mitgeteilt wurde. Dementsprechend sind die Kontrollmessungen dieser Geländestangen bei der die Verschiebung aufgenommen wurde zu vernachlässigen.

Laut des vorliegenden Berichtes liegen auch die Bewegungen der Messpunkte NG1 und NG2 aufgrund des Messinstrumentes innerhalb der Messungenauigkeit.

Zum südlichen Bereich der Massenbewegung ist anzumerken, dass auch dieser laut der bearbeitenden Geodäten einen deutlichen Bewegungstrend über der Messungenauigkeit aufweist. Die Bewegungsrichtung verläuft dabei, etwas gedreht, in östlicher Richtung.³⁹ Allerdings sind zum derzeitigen Stand der Untersuchung keine markanten Unterschiede der Bewegungsgeschwindigkeit zwischen dem nördlichen und dem südlichen Bereich der Massenbewegung zu erkennen.

Bei der neunten und zehnten Kontrollmessung am 06.10.2015 bzw. am 03.12.2015 wurden, dem Trend seit der vierten Kontrollmessung folgend, keine auffallenden Bewegungen festgestellt. Es ist lediglich anzumerken, dass zwischen der achten und der neunten Kontrollmessung die Geländestange S1 wahrscheinlich – aufgrund der Verschiebungsrichtung – durch Fremdeinwirkung verschoben wurde. Des Weiteren wurden am 03.12.2015 im östlichen Bereich der Rutschung oberhalb der Böschung zum Ginaubach zwei weitere Geländestangen (S12 und S13) installiert und nullgemessen.

Der zeitliche Verlauf der Bewegungen der untersuchten Hangrutschung kann so zusammengefasst werden, dass sich der Großteil der Bewegungen innerhalb der ersten vier Kontrollmessungen zugetragen hat. Dies betrifft den Zeitraum vom 19.03.2015 bis zum 10.06.2015. Danach sind Bewegungstrends zu vermuten, allerdings keine signifikanten Bewegungen festzustellen.

³⁹ Vgl.: (Leikauf, Thomas für den Vermessungsdienst Abteilung 6/02, Amt der Salzburger Landesregierung, 2015)20602-GD/500/963-2015, Kontrollmessung am 09.09.2015, am 21.09.2015;

3.1.1 Darstellung der geodätischen Messeergebnisse

Die grafische Darstellung der Verschiebungsvektoren des gesamten Monitoring-Zeitraumes, vom Landesgeologischen Dienst des Landes Salzburg ausgearbeitet, ist ebenfalls in Abbildung 3-2 ersichtlich. Aus Gründen der Übersichtlichkeit, ist für jeden Messpunkt ein Gesamtverschiebungsvektor (Nullmessung am 19.03.2015 bis zur zehnten Folgemessung am 03.12.2015) dargestellt.

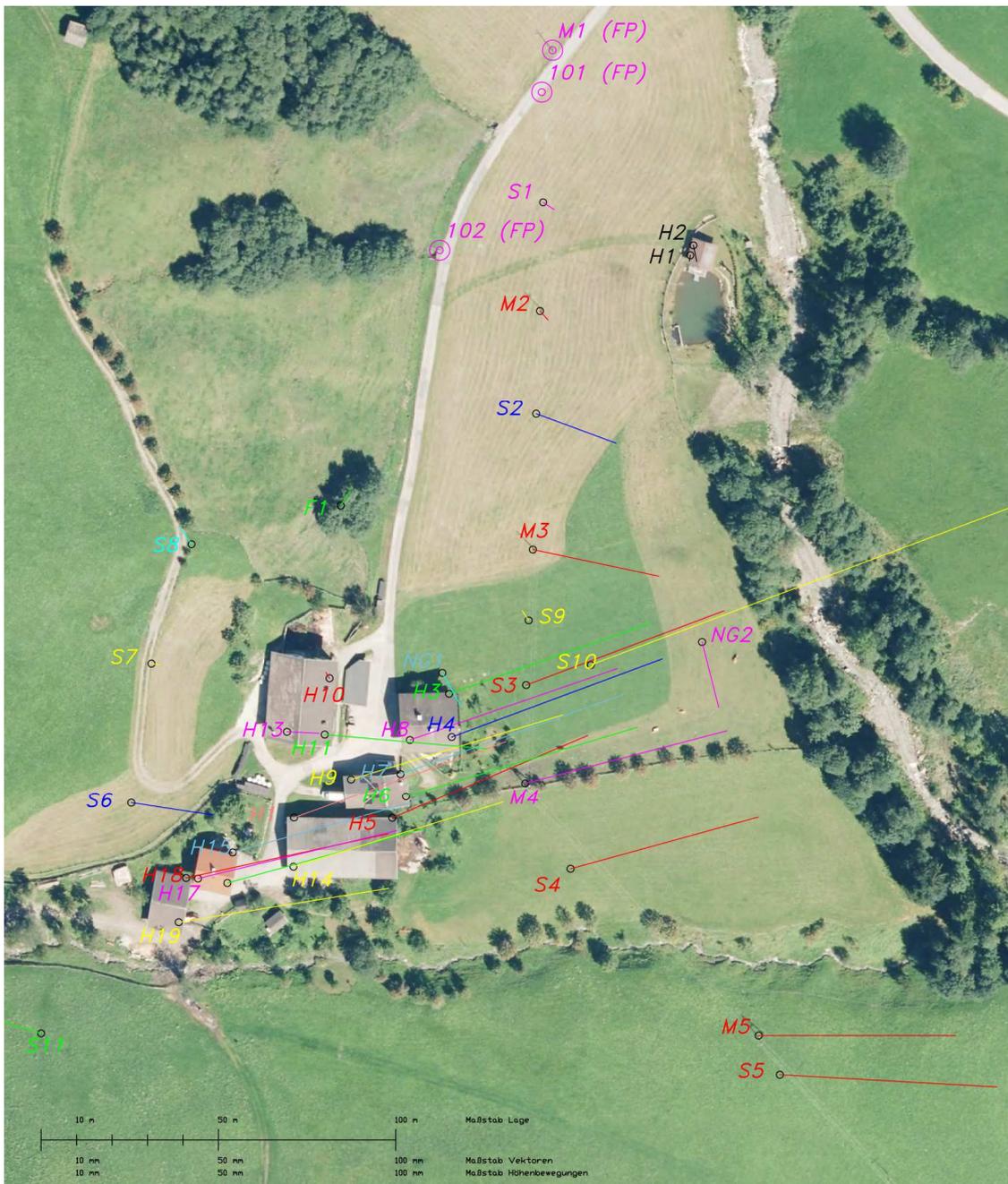


Abbildung 3-2: Generalisierte Gesamtverschiebungsvektoren im lokalen Koordinatensystem⁴⁰

⁴⁰ Vermessungsdienst Abteilung 6/02, Amt der Salzburger Landesregierung,, Messfeld Ginau, Monitoring stand 03.12.2015

Die in Abbildung 3-2 ersichtlichen generalisierten Gesamtverschiebungsvektoren sind ohne Einfluss der Messungenauigkeit der GPS-Einmessung. Demzufolge belaufen sich die Messungenauigkeiten welche auf die terrestrische Vermessung mittels Theodolit zurückzuführen sind auf ca. 3 bis 15 mm. Der Zeitraum der Messung, für die dargestellten Gesamtverschiebungsvektoren, ist von der Nullmessung am 19.03.2015 bis zur neunten Kontrollmessung am 03.12.2015.

In Tabelle 3-1 sind die Verschiebungsvektoren der einzelnen Messpunkte tabellarisch mit Zahlenwerten zusammengefasst. Dabei wurde eine Unterteilung in zwei Zeitfenster vorgenommen. Diese Einteilung in die Zeiträume 19.03.2015 bis 08.07.2015 und 08.07.2015 bis 03.12.2015 hebt nochmals hervor, dass der Großteil der Bewegungen im Frühjahr – im ersten Zeitraum – erfolgt ist.

Des Weiteren ist bei einem Vergleich der Werte in Tabelle 3-1 zu erkennen, dass sich in den ersten Monaten des Messzyklus Bewegungen zwischen 50 und 70 mm zugetragen haben. Eine weitere Möglichkeit für einen solchen Verlauf der Verschiebungsvektoren bzw. einen Rückgang der Verschiebung wäre eine betragsmäßig größere Verschiebung der Festpunkte. Eine solche Verschiebung würde sich wahrscheinlich im Gelände um den Bereich der Festpunkte abzeichnen. Derzeit sind allerdings keine oberflächlichen Merkmale in diesem Bereich des Untersuchungsgebietes zu erkennen.

Die Punkte H1 und H2 scheinen im Gegensatz zu den anderen Messpunkten (Geländestange S1, S10 wurden mechanisch verschoben) eine Zunahme der Bewegung aufzuweisen. Diese Zunahme der Bewegung wurde an diesen Messmarken in der elften Folgemessung vom 03.12.2015 dokumentiert. Davor waren keine auffallenden Bewegungstrends zu erkennen. Die Verschiebung der Messmarken H1 und H2 der elften Folgemessung belaufen sich auf ca. 10 mm bei H1 und ca. 15 mm bei H2. Sollten sich die Bewegungen in diesem Bereich des Untersuchungsgebietes in weiterer Folge bestätigen, müsste in diesem Bereich die Abgrenzungen der Massenbewegung vermutlich angepasst werden.

Tabelle 3-1: Zusammenfassung der Verschiebungsvektoren in zwei Zeitfenstern

Punkt	Zeitfenster			
	von 19.03.2015 bis 08.07.2015		ab 08.07.2015 bis 03.12.2015	
	Verschiebung [mm]	Setzung [mm]	Verschiebung [mm]	Setzung [mm]
F1	9,06	-6,00	-8,06	-6,00
H1	3,16	-3,00	10,98	-4,00
H2	1,00	-6,00	17,11	-1,00
H3	72,12	-26,00	-17,72	-5,00
H4	76,66	-19,00	-18,13	-6,00
H5	75,00	-21,00	-20,59	-5,00
H6	67,72	-11,00	-13,31	-14,00
H7	73,08	-18,00	-18,05	-6,00
H8	69,26	-18,00	-9,78	-9,00
H9	75,71	-23,00	-17,25	-8,00
H10	15,03	-6,00	-12,03	-5,00
H11	63,51	-32,00	-18,78	-8,00
H12	77,37	-22,00	-17,20	-5,00
H14	78,45	-19,00	-17,05	-5,00
H15	74,97	-22,00	-21,37	-5,00
H16	77,65	-20,00	-22,33	-5,00
H17	77,32	-21,00	-22,21	-6,00
H18	80,16	-22,00	-23,69	0,00
H19	83,02	-9,00	-24,47	-17,00
M2	4,00	-9,00	1,00	-1,00
M3	48,37	-23,00	-11,01	-12,00
M4	73,98	-29,00	-14,68	0,00
M5	69,26	-35,00	-12,37	10,00
NG1	20,62	2,00	2,92	-19,00
NG2	23,35	-9,00	-6,08	6,00
S1	1,41	3,00	34,64	-4,00
S2	29,83	3,00	-0,68	-1,00
S3	69,92	-24,00	-17,42	-5,00
S4	68,45	-30,00	-16,97	6,00
S5	79,23	-38,00	-16,08	5,00
S6	40,80	-11,00	-19,61	-4,00
S7	17,00	-4,00	-11,90	-5,00
S8	6,08	-14,00	3,35	2,00
S9	10,44	-7,00	-8,44	-3,00
S10	16,28	-7,00	443,81	-4,00
S11	11,40	-6,00	3,60	-8,00
S12	0,00	0,00	0,00	0,00
S13	0,00	0,00	0,00	0,00

Um das Bewegungsmuster zu verdeutlichen, sind in Abbildung 3-3 und Abbildung 3-4 die Bewegungen von zwei der Vermessungspunkte H11 (Marker am Gebäude) und S3 (Geländestange) dargestellt. Dabei sind sowohl die Bewegungen in horizontaler Richtung (rot) als auch die Bewegungen in vertikaler Richtung (blau) im Diagramm ersichtlich.

Die restlichen Messpunkte innerhalb der Rutschungsbegrenzung weisen ein ähnliches Verschiebungsmuster – bezogen auf den Verschiebungstrend und nicht die

betragsmäßige Verschiebung – wie die beiden dargestellten Messpunkte H11 und S3 auf. Dahingehend wurden lediglich zwei der Messpunkte ausgewählt und dargestellt.

Die beiden Abbildungen verdeutlichen den bereits beschriebenen Trend der Verschiebung. Bis zur zweiten Folgemessung ist eine deutliche Verschiebung zu erkennen. Diese scheint sich nach der zweiten Folgemessung zu verlangsamen und nach der fünften Folgemessung sogar zu reduzieren. Ab der zehnten Folgemessung im September 2015 deutet sich eine leichte Zunahme der Bewegung an.

Laut den Ergebnissen der geodätischen Vermessung lassen die Messpunkte H11 und S3 neben den bereits beschriebenen Verschiebungen auch deutliche Setzungen erkennen. Dabei befindet sich die Messmarke H11 am Wirtschaftsgebäude der Familie G. und ist jene die die beschriebene Klaffung am Gebäude aufweist.

Neben dem Zusammenhang des Verschiebungsmusters zwischen den Messpunkten, lässt sich auch ein Zusammenhang zwischen den Verschiebungen und den Setzungen erkennen.

Abschließend kann das geodätische Monitoring so zusammengefasst werden, dass nach der Umstellung vom globalen auf das lokale Koordinatensystem die gewünschten Messtoleranzen wahrscheinlich erreicht werden. Das Messfeld mit den installierten Messpunkten scheint einen guten Überblick über die Horizontal- und Vertikalverschiebungen im nördlichen Bereich des Untersuchungsgebietes zu geben. Für die angenommenen Festpunkte ist eine Kontrolle, im Hinblick auf ihre als relativ ruhig interpretierte Lage, empfehlenswert.

Ebenso ist zu empfehlen, dass für eine detailliertere Aussage in Bezug auf die Verschiebung in Abhängigkeit von Einwirkungen, wie zum Beispiel Niederschlag, weitere betragsmäßig größere Verschiebungen abzuwarten sind.

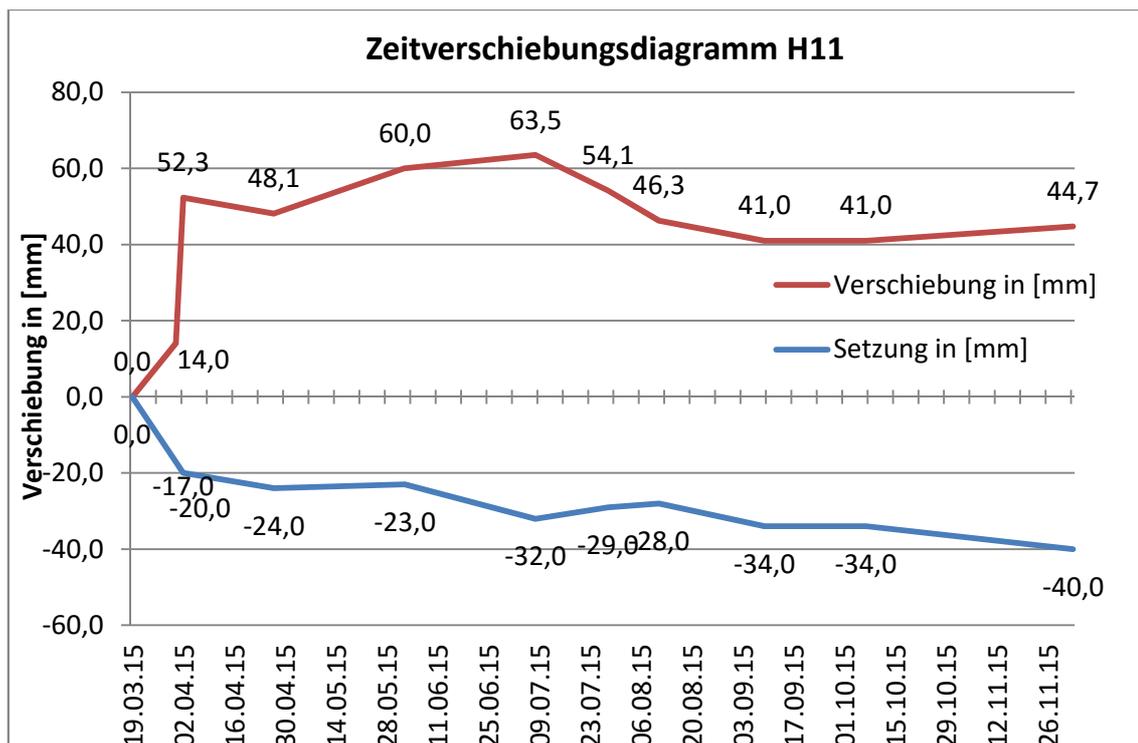


Abbildung 3-3: Zeitverschiebungsdiagramm Vermessungspunkt H11

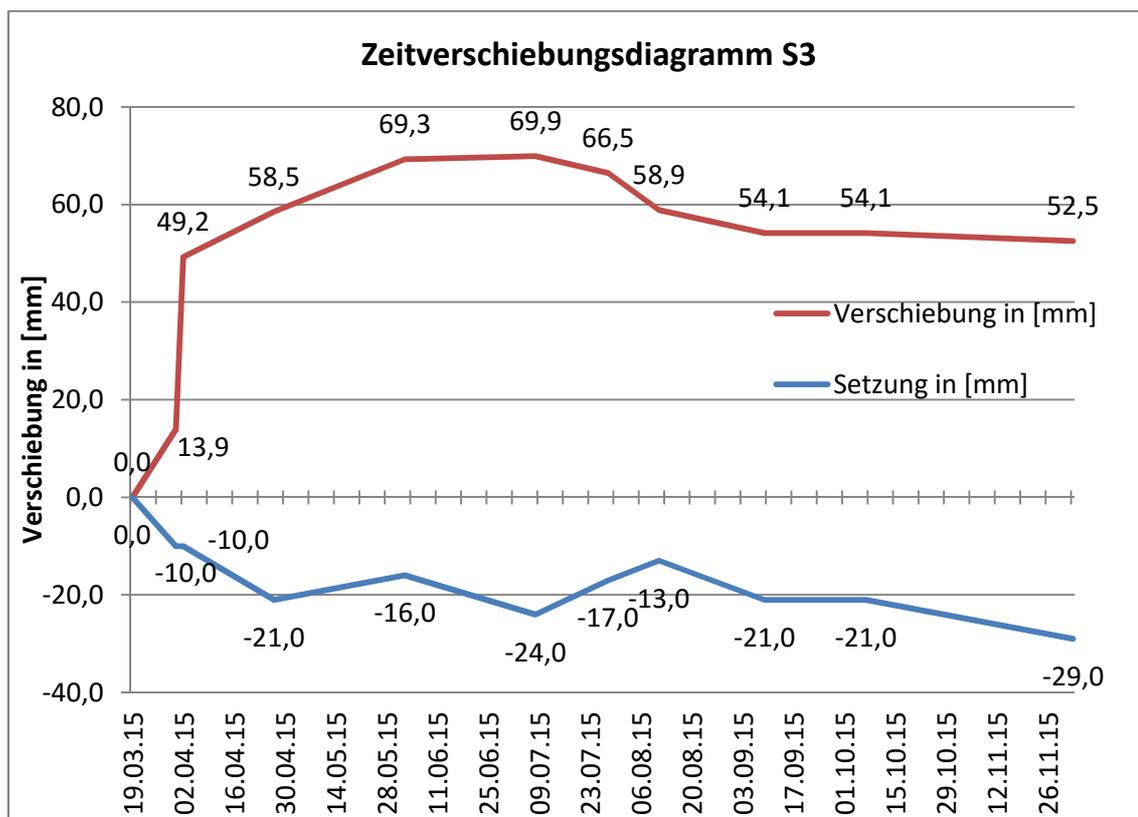


Abbildung 3-4: Zeitverschiebungsdiagramm Vermessungspunkt S3

3.2 Inklinometermessung

Unter Inklinometermessungen werden Verschiebungsmessungen quer zur Bohrlochachse verstanden. Das Prinzip einer Inklinometermessung besteht darin, dass eine Neigungssonde entlang eines Messrohres in definierten Abständen (1.0 oder 0.5 m) die an dieser Stelle vorliegende Neigung bestimmt. Mittels der Neigung und der definierten Länge der Sonde ergibt sich über numerische Integration für jeden gemessenen Punkt entlang des Messrohres eine Horizontalverschiebung. Diese Horizontalverschiebungen werden, wie ein Polygonzug, aneinandergereiht und aufsummiert. So ergibt sich eine polygonale Verschiebungslinie entlang der Messachse, welche der Biegelinie des Inklinometers entspricht. Im Allgemeinen werden Inklinometerrohrmessungen relativ – bezogen auf die Nullmessung – durchgeführt. Dabei wird bei dieser Annahme davon ausgegangen, dass der Fuß des Messrohres unbewegt ist und somit ausgehend von dem unbewegten Fußende die Horizontalverschiebungen über die Messachse kumuliert wird.⁴¹

Die Inklinometermessungen eignen sich gut um die Verschiebung der Messachse in gewissen Zeitabständen zu dokumentieren. Das Intervall in dem die Messungen durchgeführt werden, ist von der jeweiligen Charakteristik des Untersuchungsprojektes abhängig. Dahingehend sind bei Rutschungen unter anderem die Bewegungsrate bzw. die Bewegungsgeschwindigkeit der Rutschung maßgebend für die Wahl des Messintervalls.

Bei der Messung der Neigungsänderung bzw. der daraus resultierenden Verschiebung des Inklinometerrohres wird, identisch zur geodätischen Vermessung, von einer Nullmessung ausgegangen. Die gemessenen Neigungsänderungen bzw. Horizontalverschiebungen der einzelnen Messpunkte entlang der Messachse beziehen sich in weiterer Folge auf diese Nullmessung. Somit können Veränderungen der Biegelinie des Inklinometers in Abhängigkeit der Zeit gegenübergestellt und die einzelnen Messungen miteinander verglichen werden.

Die Messungen in den Messrohren werden in zwei orthogonal zueinander stehenden Richtungen bzw. Achsen durchgeführt (A- und B-Richtung). Um eine konstante Linienführung entlang der beiden Messachsen zu gewährleisten, weisen die Messrohre pro Messachse zwei gegenüberliegende, sogenannte Nuten oder Rillen auf. Die Messsonde wird so eingelegt, dass diese in beiden Nuten der jeweiligen Messachse

⁴¹ Vgl.: GENSKE, D. D.: Ingenieurgeologie - Grundlagen und Anwendung. S. 382; und PRINZ, H.; STRAUß, R.: Ingenieurgeologie . S. 190f, 379;

liegt. Die Nuten können als eine Art Spurhaltesystem betrachtet werden. Diese sollen unter anderem sicherstellen, dass die Folgemessungen dieselben Richtungen vermessen.

Die Messrohre bestehen zumeist aus dünn- oder dickwandigen Kunststoffrohren⁴². Es können aber auch Aluminiumrohre verwendet werden⁴³. Die Inklinometerrohre können aufgrund ihres duktilen Verhaltens die Deformationen bis zu einem gewissen Betrag mitmachen.

Zur Herstellung einer Inklinometermessstelle wird ein Bohrloch benötigt. Nach dem Abteufen der Verrohrung des Bohrgerätes, werden die Messrohre vor dem Ziehen der Verrohrung in das Bohrloch abgeteuft und anschließend hinterfüllt. Dafür können, wie im vorliegenden Fall, Erkundungsbohrungen mit der Installation von Inklinometermessrohren kombiniert werden. Das hat den Vorteil, dass zum einen die Kosten reduziert werden und zum anderen die lokalisierten Verschiebungen direkt einer Schicht aus der Bohrkernanalyse zugeordnet werden können.

3.2.1 Beschreibung der Inklinometer NG1-15 und NG2-15

Wie bereits im Kapitel der Erkundungsmaßnahmen erwähnt, wurden in den beiden Kernbohrungen KB1 (18 m) und KB2 (26 m) Inklinometer installiert. Diese weisen nahezu dieselbe Tiefe wie die Endteufe der durchgeführten Kernbohrungen auf. Da keine absoluten Messungen durchgeführt werden, sondern relative, war sicherzustellen, dass der Fuß des Inklinometers keine Verschiebungen aufweist.

Da die Bewegungen oberhalb des Festgesteins vermutet werden, sind die Kernbohrungen mit einer Mindesttiefe von 6 m in den Phyllit abgeteuft worden. Dies sollte eine mögliche Verschiebung des Inklinometerfußes ausschließen.

Die Inklinometer wurden am 29.05.2015 bzw. am 08.06.2015 mit 8-nutigen Inklinometerrohren eingebaut. Die Stöße wurden vernietet sowie in regelmäßigen Abständen Zentrierungen eingebaut. Anschließend ist die Verrohrung gezogen und das Bohrloch mit einer Zement-Betonit-Suspension im Kontraktorverfahren hinterfüllt worden.

Nachdem die Inklinometer NG1-15 und NG2-15 installiert worden sind, wurden diese am 10.06.2015 ebenfalls von der Abteilung des Vermessungsdiensts 6/02 der

⁴² Vgl.: PRINZ, H.; STRAUß, R.: Ingenieurgeologie . S. 191;

⁴³ Vgl.: BOLEY, C. et al.: Handbuch Geotechnik. S. 941;

Salzburger Landesregierung nullgemessen. Die Folgemessungen erfolgten in regelmäßigen Abständen von ein bis zwei Wochen.

Im Messzeitraum der Nullmessung bis zur insgesamt 15. Folgemessung am 09.12.2015 sind geringfügige Bewegungen zu erkennen, allerdings ist kein eindeutiger Gleithorizont erkennbar. Im Folgenden wird auf die beiden Inklinometer gesondert eingegangen und die Messergebnisse interpretiert.

3.2.2 Auswertung der Messergebnisse NG1-15

In Abbildung 3-5 ist die aufsummierte – kumulative – Verschiebung des Inklinometer NG1-15 ersichtlich. Darin sind die beiden Achsen A und B abgebildet, wobei Achse A in Fallrichtung des Geländes gerichtet ist und Achse B orthogonal darauf. Die Lage des Inklinometers im Untersuchungsgebiet ist Abbildung 3-2 zu entnehmen.

Wie aus der Grafik in Abbildung 3-5 abgeleitet werden kann, sind keine betragsmäßig signifikanten Verschiebungen aufgezeichnet worden. Es wird, aus Sicht des Verfassers, davon abgeraten aus diesen geringen Neigungsänderungen einen Gleithorizont abzuleiten. Ein Bewegungstrend kann jedoch aus der in Achse A abzulesenden Kontinuität der Neigungsänderung interpretiert werden.

Obwohl sich die kumulierte Summe der Horizontalverschiebungen am Inklinometerkopf auf ca. 2 mm beschränkt, weisen die Folgemessungen ungefähr dieselben Bewegungsrichtungen sowie einen kontinuierlichen stattfindenden Verschiebungstrend auf.

Bei genauerer Untersuchung der Messwerte scheinen zwei Bereiche auffällig zu sein. In diesen könnte ein Gleithorizont vermutet werden. Einer dieser Bereiche befindet sich in der anthropogenen Anschüttung in ca. 2.0 bis 3.0 m Tiefe. Der zweite Bereich befindet sich in einer Tiefe von ca. 8.0 bis 11.0 m.

Diese Bereiche wurden dahingehend als auffallend angesehen, da sich an den Polygonpunkten eine verhältnismäßig stärkere Neigungsänderung abgezeichnet hat. Um mögliche Bewegungen in diesen Bereichen zu bestätigen bedarf es noch weiterer Wiederholungsmessungen.

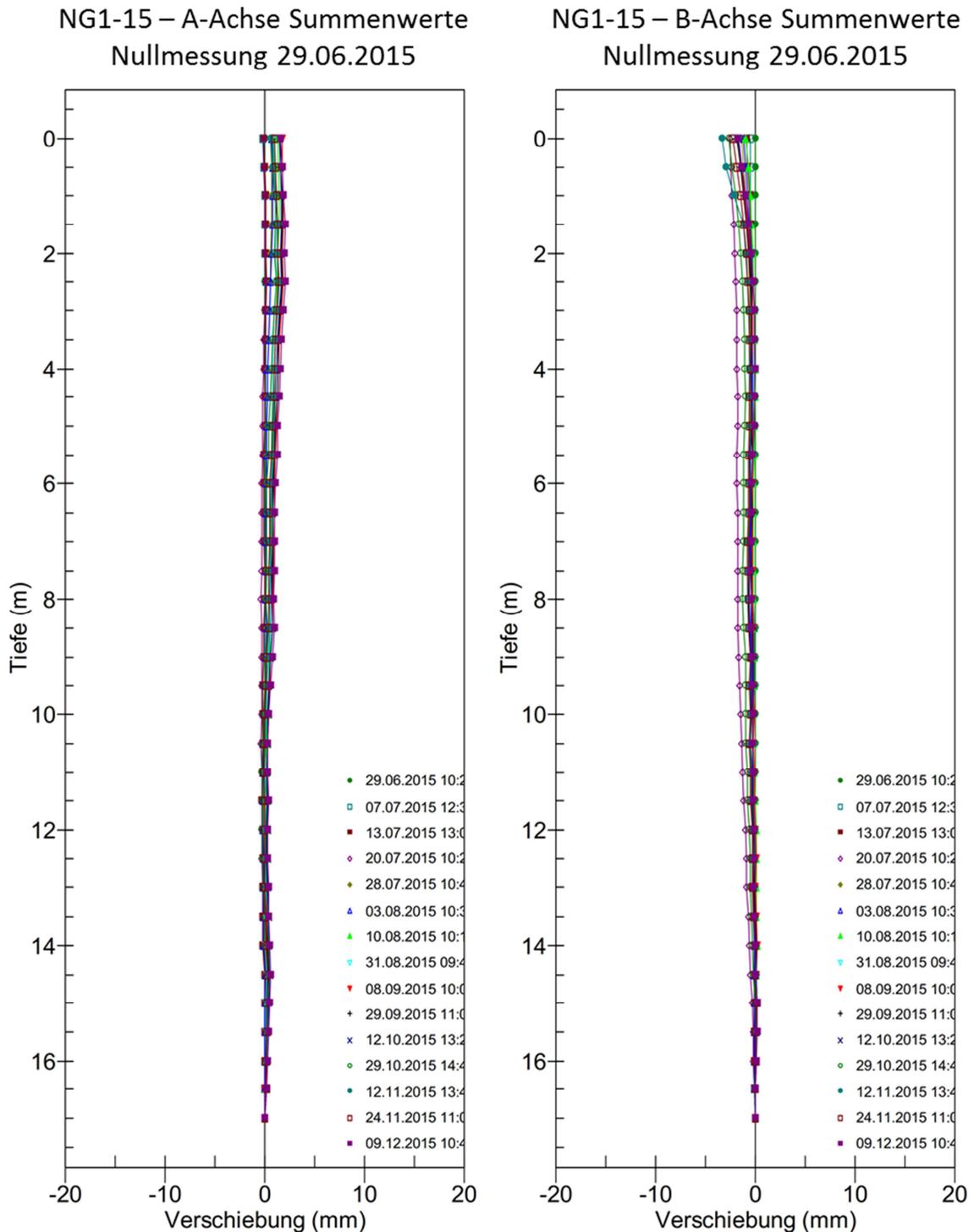


Abbildung 3-5: Kumulative Verschiebung des Inclinometers NG1-15⁴⁴

Eine gesonderte Darstellung der relativen Neigungsänderung der einzelnen Polygonpunkte hat – gegenüber der Darstellung der kumulativen Summe über die Polygonpunkte – den Vorteil, dass die Veränderung der einzelnen Punkte unabhängig der Veränderung der vorhergehenden Punkte zu erkennen ist. Infolge einer

⁴⁴ Vgl.: (Valentin, Gerald für den Vermessungsdienst Abteilung 6/02, Amt der Salzburger Landesregierung, 2015), Inclinometer Messungen NG1-15 stand 03.12.2015

Einzelbetrachtung der Polygonpunkte kann eine Zu- oder Abnahme der Neigungsänderung des einzelnen Elements übersichtlicher dargestellt werden. Dabei können Neigungsänderungen an einem Element darauf hinweisen, dass entlang dieses Elements Differenzen in der Verschiebung stattfinden. Somit fällt der Vergleich, ob und in welchem Maß Differenzen in der Verschiebung entlang der betrachteten Elemente vorliegen, leichter.

In Abbildung 3-6 sind die relativen Neigungsänderungen der Polygonpunkte in 2.5, 8.5 und 16.0 m Tiefe dargestellt. Generell wurde bei den Abbildungen die Achse – A, welche sich ca. in Fallrichtung des Hanges befindet dargestellt.

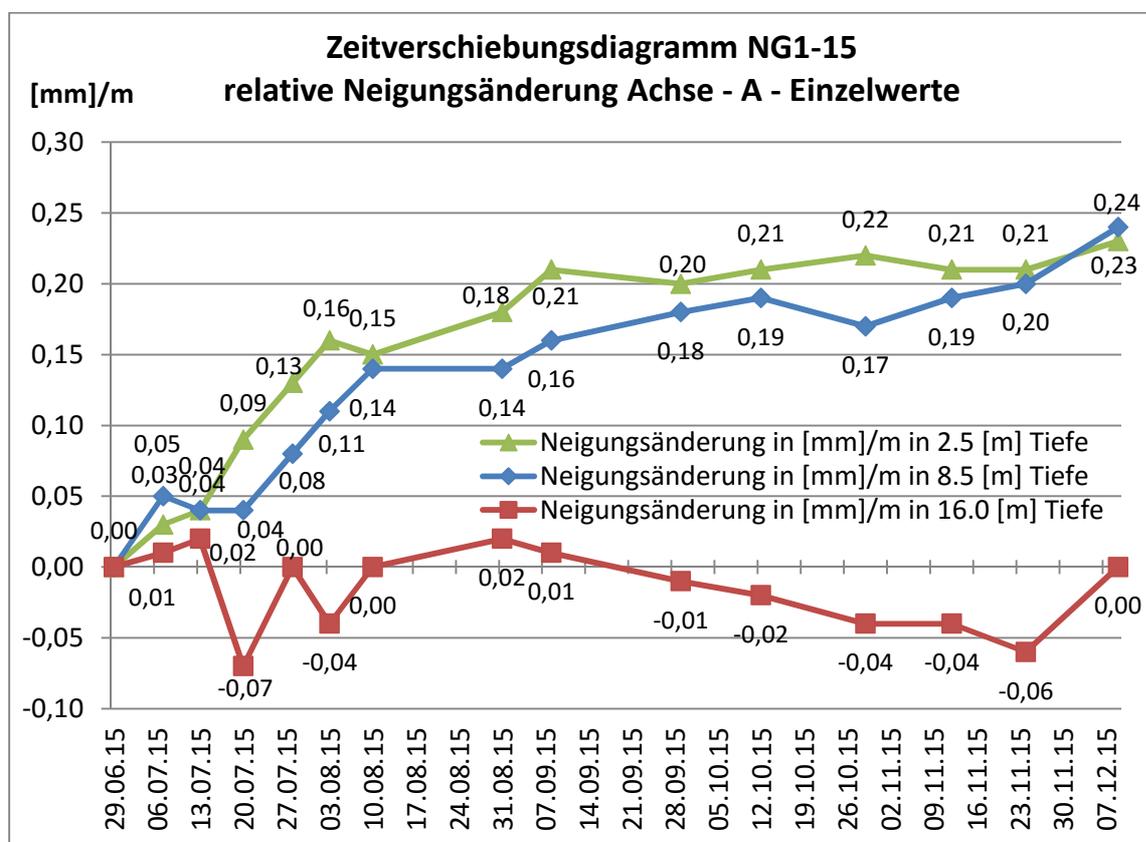


Abbildung 3-6: Neigungsänderung der Achse - A in NG1-15 in 2.5, 8.5 und 16.0 m Tiefe

Bei den zwei der drei abgebildeten Kurven handelt es sich um Polygonpunkte aus den zuvor beschriebenen Bereichen in 2.5 und 8.5 m Tiefe sowie einem Polygonpunkt in 16.0 m Tiefe der als Vergleich dienen soll. Diese Werte stellen die Neigungsänderungen – bezogen auf die Nullachse – der jeweiligen Polygonpunkte dar.

Da es sich um die jeweiligen relativen Einzelverschiebungen der Punkte handelt, ist zu erkennen, dass die beiden Punkte in 2.5 und 8.5 m Tiefe eine ähnliche Neigungsänderung zeigen. Vergleicht man die Neigungen der Kurven so weisen diese

zu Beginn des Messzyklus bis zur fünften Folgemessung einen steileren Verlauf auf. Danach scheinen sich die differenziellen Verschiebungen in diesen Bereichen zu reduzieren. Da es sich allerdings bei beiden Neigungsänderungen betragsmäßig um relativ geringe Änderungen handelt, sind hier noch weitere Messungen abzuwarten.

Anhand der Neigungsänderung in Abbildung 3-6 (Zick-Zack-Verlauf) kann die Messgenauigkeit ungefähr abgeschätzt werden. Dabei wird die Messgenauigkeit im vorliegenden Fall bei ungefähr 0.05 bis 0.1 mm/m

Ebenfalls aufschlussreich kann die Verschiebung der einzelnen Polygonpunkte über die Zeit bezogen auf die Gesamtverschiebung sein. Dahingehend sind die kumulierten Verschiebungsvektoren in Abbildung 3-7 dargestellt. Bei dieser Art der Darstellung beinhalten die jeweiligen Polygonpunkte die Verschiebungen der vorhergehenden Punkte auf der Biegelinie. Um einen Vergleich der Neigungsänderung und der Verschiebung zu haben, wurden wiederum dieselben Polygonpunkte in 2.5, 8.5 und 16.0 m Tiefe herangezogen.

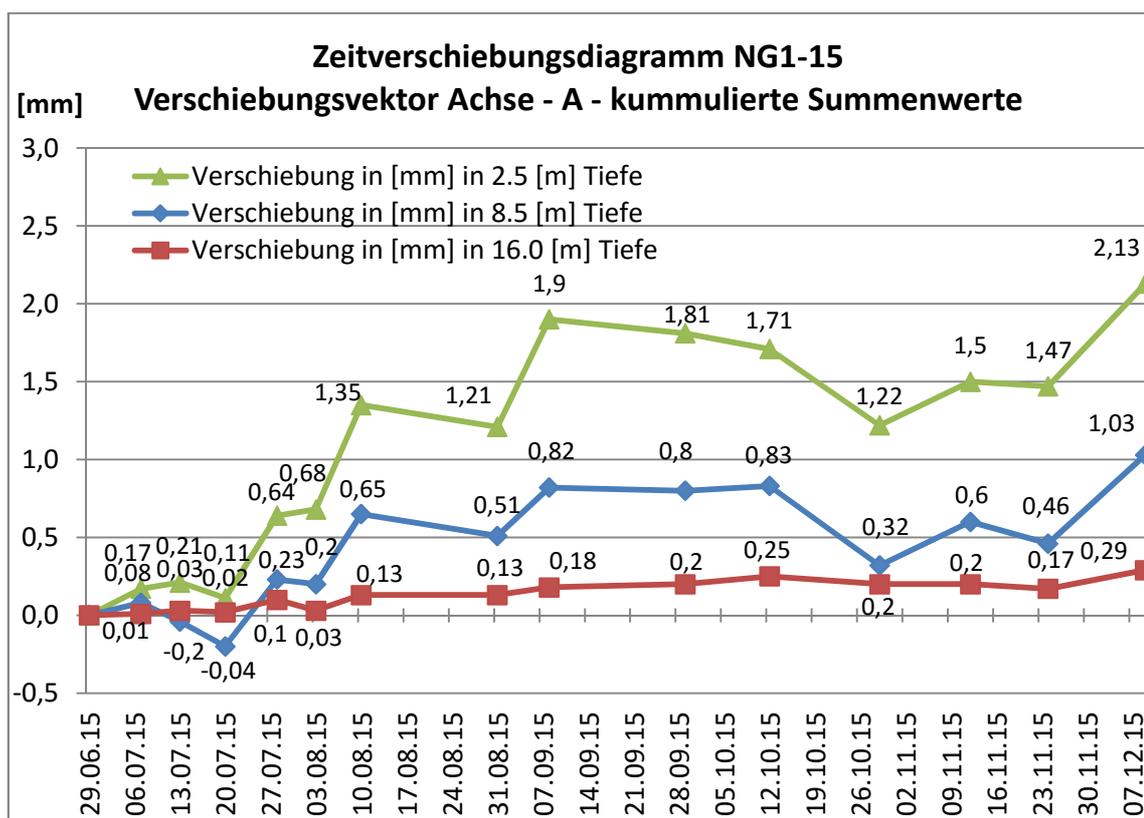


Abbildung 3-7: Kumulierte Summenwerte der Verschiebungen in NG1-15 in 2.5, 8.5 und 16.0 m Tiefe – Achse – A

Aus dem Diagramm der kumulierten Summenwerte in Abbildung 3-7 ist die Gesamtverschiebung in Richtung der Achse – A der jeweiligen Punkte abzulesen.

Lässt man die dritte Folgemessung vom 20.07.2015 – welche als Ausreißer angesehen werden kann – weg, ist eine Zunahme der Bewegung bis zur achten Folgemessung am 08.09.2015 zu erkennen. Danach scheinen sich die Bewegungen im oberen Bereich reduziert zu haben, in 8.5 m Tiefe scheint dieser Bewegungstrend noch bis zur zehnten Folgemessung Mitte Oktober 2015 anzudauern. Allerdings ist bei dieser Interpretation zu beachten, dass lediglich sehr geringen Verschiebungen vorliegen.

Laut den Messergebnissen nehmen die Verschiebungen in 16.0 m Tiefe um kleine allerdings kontinuierliche Beträge zu. Ebenfalls weisen diese einen ähnlichen Verlauf wie jene Verschiebungen in 2.5 und 8.5 m Tiefe auf.

Die Auswertung der Inclinometermessdaten von NG1-15 kann so zusammengefasst werden, dass Bereiche mit Gleitfugen lediglich vermutet werden können, allerdings Bewegungstrends zu erkennen sind. Um ein detaillierteres und aussagekräftiges Ergebnis ableiten zu können, sollten noch weitere und betragsmäßig größere Verschiebungen bzw. weitere Messungen abgewartet werden. Einen Vergleich von Verschiebung und Niederschlag wird im Kapitel 3.5 gegeben.

3.2.3 Auswertung der Messergebnisse NG2-15

Der zweite Inklinometer NG2-15 befindet sich im Fußbereich der Massenbewegung. Hier ist bei der Entnahme der Bohrkerns eine artesisch gespannte Grundwasserschicht angetroffen worden. Wie in der Darstellung der kumulierten Verschiebungen in Abbildung 3-8 ersichtlich, weisen die Biegelinien im Bereich zwischen 16.0 und 22 m einen untypischen Verlauf auf. Ein solcher Verlauf könnte auf ein mögliches Problem bei der Hinterfüllung des Inklinometers zurückzuführen sein.

Ein, in diesem Stadium der Untersuchung auffälliger Aspekt, sind die Richtungen der Verschiebung. Achse - A weist dabei in Fallrichtung des Hanges, und Achse - B ist orthogonal darauf gerichtet. Das würde bedeuten, dass eine negative Verschiebung der A-Achse hangaufwärts gerichtet wäre. Die abgebildeten kumulativen Summenwerte der Biegelinien weisen eine solch negative – ergo hangaufwärts gerichtete – Verschiebung auf. Grund dafür könnte eine Verdrehung bzw. eine Rotationsbewegung des Hangfußes sein. Jedoch ist auch dies eine Vermutung und bedarf noch genauerer Untersuchungen und weiterer Messungen.

Um diese Vermutung besser untersuchen zu können, sind am 03.12.2015 zwei Geländestangen in diesem Bereich installiert und nullgemessen worden. Diese werden geodätisch überwacht und die Verschiebungen dokumentiert.

Wenn man die beiden Grafiken der Inklinometer NG1-15 und NG2-15 miteinander vergleicht, ist zu erkennen, dass beide in der Achse B eine Verschiebung Richtung Süden aufweisen. In NG1 ist diese Verschiebung allerdings wesentlich kleiner und die Verschiebung in Achse A wesentlich dominierender als bei Inklinometer NG2-15. Aufgrund des geringen Verschiebungsbetrages werden die Bewegungen in B-Richtung in der gegenständlichen Arbeit nicht weiter berücksichtigt.

Aufgrund des gestörten Bereiches zwischen 16.5 und 22.0 m in Kombination mit den betragsmäßig geringen Verschiebungen sind die folgenden Interpretationen der Messdaten als „Annahmen“ zu betrachten. Ebenfalls, wie bei NG1-15, sind dahingehend auch bei NG2-15 weitere Messungen erforderlich. Trotzdem wird versucht anhand derselben Darstellungen wie bereits bei NG1-15 die Verschiebungen sowie die Neigungsänderungen darzustellen und etwaige Auffälligkeiten zu beschreiben.

Betrachtet man den Verlauf der Kurven in der folgenden Abbildung 3-8 so ist, bei Vernachlässigung des gestörten Bereichs, oberhalb von 16.5 m eine relativ

kontinuierliche Gesamtverschiebung in Richtung der Achse – A zu erkennen. Im Bereich zwischen 0 und 16.5 m Tiefe sind keine markanten Hinweise auf Gleithorizonte festzustellen.

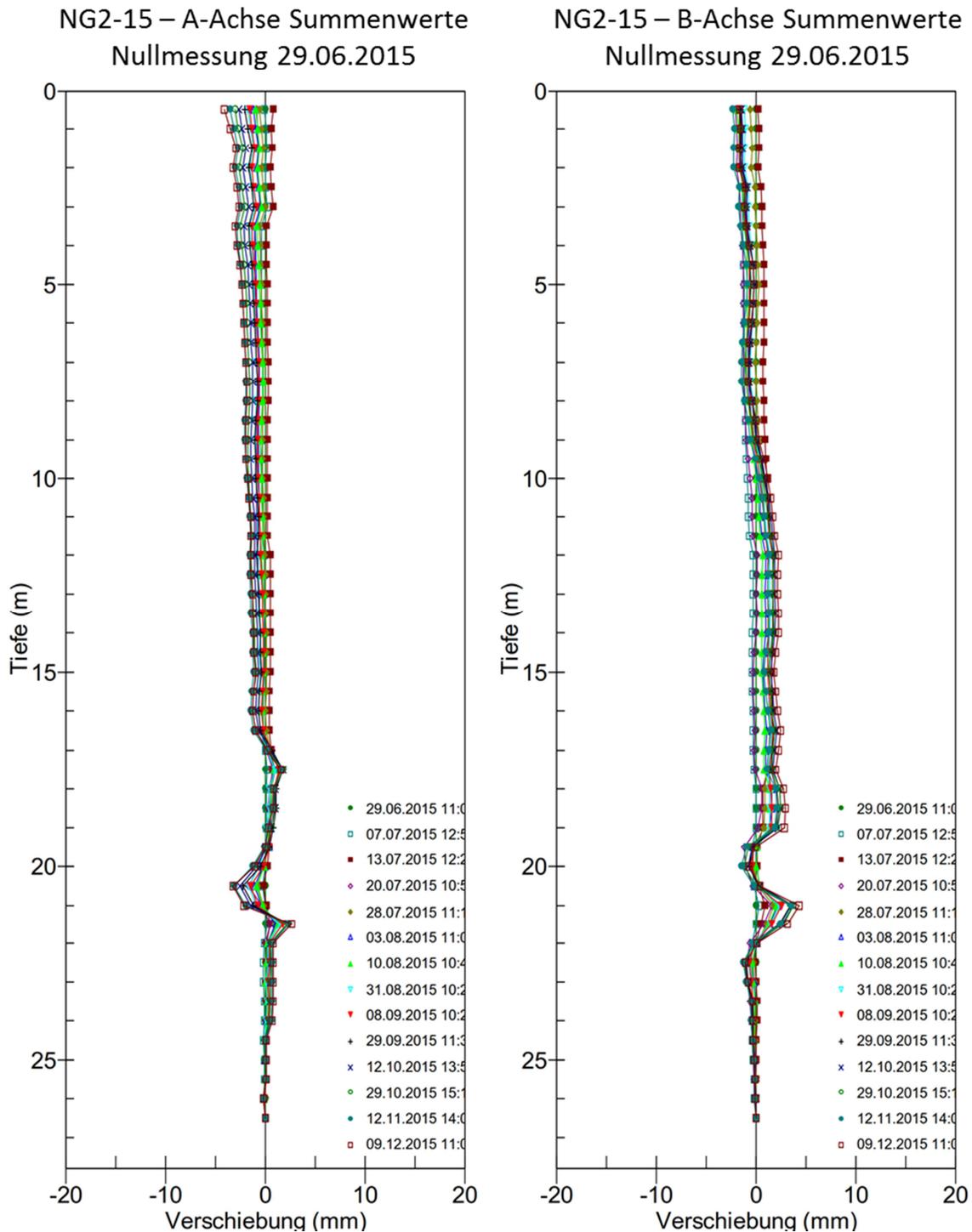


Abbildung 3-8: Kumulative Verschiebung des Inclinometers NG2-15⁴⁵

⁴⁵ Vgl.: (Valentin, Gerald für den Vermessungsdienst Abteilung 6/02, Amt der Salzburger Landesregierung, 2015); Inclinometer Messungen NG2-15 stand 03.12.2015

Der Bereich unterhalb von 16. m Tiefe wird an dieser Stelle – bis auf die genannten möglichen Hinterfüllungsprobleme – nicht weiter interpretiert. Ob in diesem Bereich Bewegungen vorhanden sind, kann zum derzeitigen Stand nicht ohne weiteres festgestellt werden. Sollten die Verschiebungen allerdings in diesem Bereich überproportional zunehmen, so könnte trotz des gestörten Bereiches ein Gleithorizont in diesen Lagen vermutet werden.

In der folgenden Abbildung 3-9 sind die Neigungsänderungen der Polygonpunkte in den Tiefen 2.5, 16.5 und 24.0 m dargestellt.

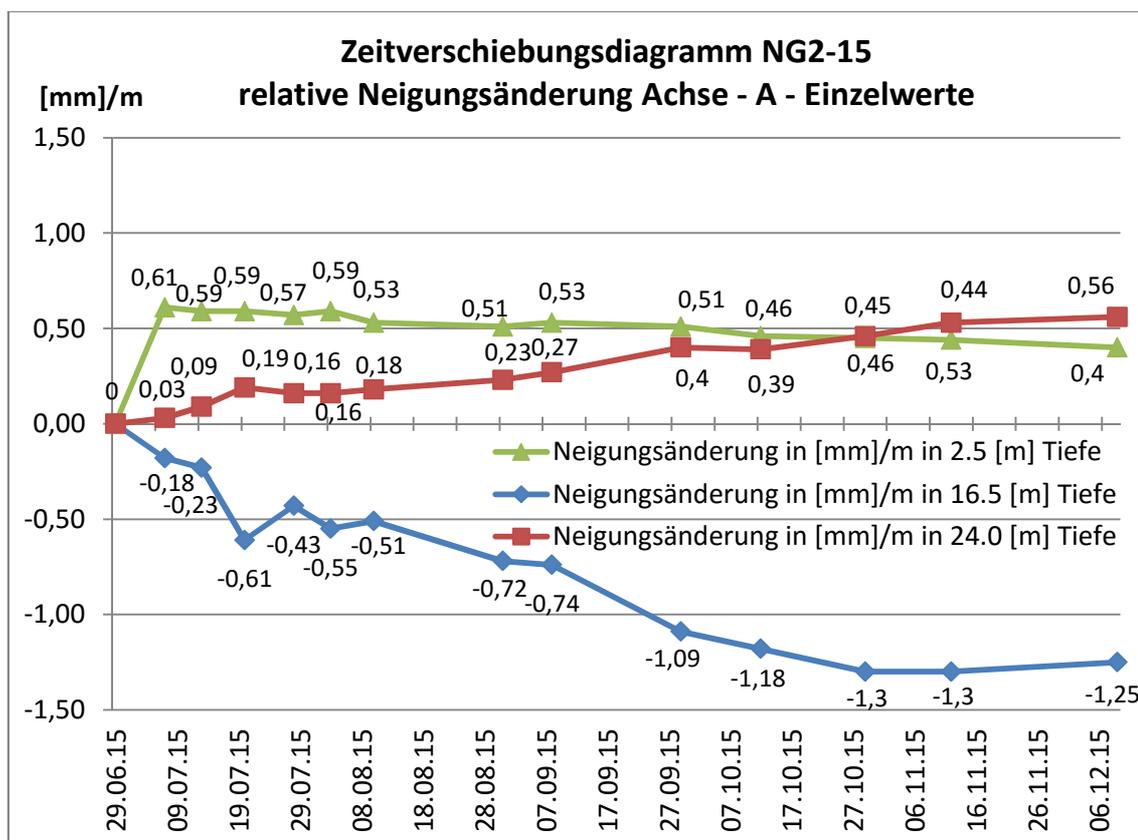


Abbildung 3-9: Neigungsänderung Achse – A in NG2-15 in 2.5, 16.5 und 24.0 m Tiefe

Vergleicht man die Kurven in der Abbildung der Neigungsänderung von NG2-15, so weisen diese unterschiedliche Charakteristika auf. Die Neigungsänderungskurve in der Tiefe von 2.5 m weist in der ersten Folgemessung eine starke Zunahme auf. Ein Ausreißer kann an dieser Stelle ausgeschlossen werden, da es sich um keine – auch nicht über die Zeit – summierten Werte handelt und die folgenden Messungen ähnliche Werte aufweisen. Aufgrund der niedrigen Beträge der Neigungsänderung, könnte es sich auch um einen Rohrstoß handeln. Ab der zweiten Folgemessung weist der Polygonpunkt in 2.5 m Tiefe eine leichte aber konstante Reduktion der Neigung auf. Wie bereits bei NG1-15 erläutert deutet dies lediglich darauf hin, dass in diesem

Bereich des Inklinometers ab der zweiten Folgemessung geringe Differenzen in der Verschiebung vorliegen.

Die Neigungsänderungskurve aus 16.5 m Tiefe deutet, anhand der Änderung der Steigung der Kurve, erst ab der elften Folgemessung eine Beruhigung an. Im Vergleich dazu, ist in NG1-15 eine ähnliche Beruhigung in Form einer flacher werdenden Neigungsänderungskurve ab der achten Folgemessung zu erkennen. Als Vergleich zur Neigungsänderungskurve in 2.5 m Tiefe könnte hier beispielsweise die dritte Folgemessung in den Bereich der Messgenauigkeit fallen, da die folgenden Werte – wiederum relative Einzelwerte und keine Summenwerte – einen ähnlichen Trend wie jene der ersten und zweiten Folgemessung aufweisen. Bezüglich der Verschiebungsrichtung ist anzumerken, dass sich in 16.5 m die Neigung hangaufwärts zu richten scheint.

Die Neigungsänderungen in 24.0 m Tiefe wurden dahingehend ausgewählt, da ca. 30 cm unterhalb dieser Tiefe das artesisch gespannte Grundwasser angetroffen wurde. Aus der Darstellung in Abbildung 3-9 ist eine Neigungsänderung in diesem Bereich des Inklinometers zu erkennen, die über der Messgenauigkeit liegt. Auch bei einem Vergleich mit der ebenfalls im Phyllit befindlichen Neigungsänderungskurve aus NG1-15 fällt hier eine überdurchschnittliche Abweichung auf. Dies ist möglicherweise auf ein Ausspülen der Inklinometerhinterfüllung infolge des an dieser Stelle relativ hohen Wasserdrucks zurückzuführen.

Auch für Inklinometer NG2-15 sind die kumulierten Gesamtverschiebungen derselben Polygonpunkte wie für die Neigungsänderungen ermittelt worden. Diese sind in Abbildung 3-10 ersichtlich.

Der sprunghafte Bereich zu Beginn der Aufzeichnungen ist auf den gestörten Bereich des Inklinometers zurückzuführen. Aufgrund der „Verschmierung“ der Verschiebungen mit dem gestörten Bereich in NG2-15 ist die Darstellung der kumulierten Summenwerte über die gesamte Länge der Biegelinie des NG2-15 nicht sehr aussagekräftig.

Betrachtet man die kumulierten Gesamtverschiebungskurven der in 2.5 m und 16.5 m Tiefe befindlichen Polygonpunkte so nimmt die Verschiebung über die Länge der Biegelinie weiterhin zu. Obwohl der Bereich des Inklinometers in 2.5 m Tiefe Neigungsänderungen im Bereich der Messgenauigkeit aufweist, nehmen die „hangaufwärtsgerichteten“ Verschiebungen entlang der Messachse zu. Unter anderem aus diesem Grund wurde zuvor bei NG1-15 angemerkt, dass von einer

ausschließlichen Betrachtung der Neigungsänderungen an ausgewählten Polygonpunkten ohne Kombination mit Summenbetrachtungen abgeraten wird.

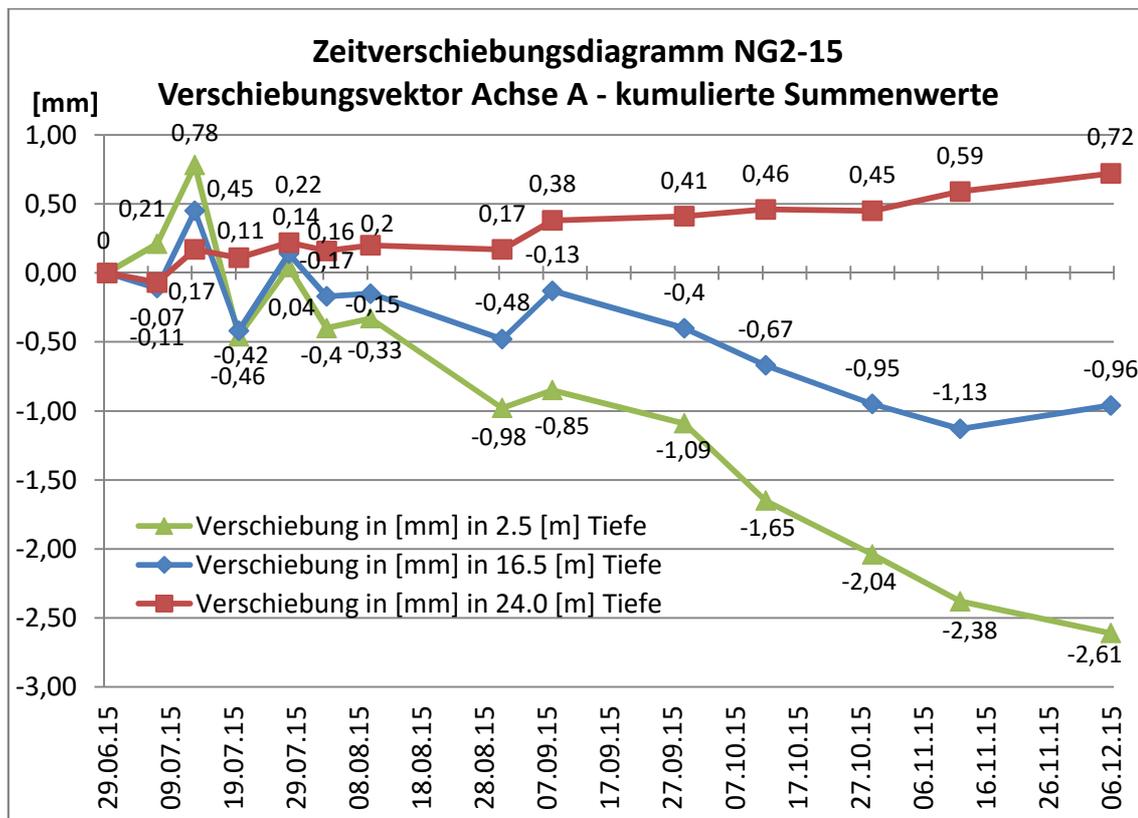


Abbildung 3-10: : Kumulierte Summenwerte der Verschiebungen in NG2-15 in 2.5, 16.5 und 24.0 m Tiefe – Achse - A

Um diese hangaufwärts gerichteten Verschiebungen oberhalb des gestörten Bereiches besser darstellen und den Einfluss dieses Bereiches besser abgrenzen zu können, wurde zusätzlich die relative, kumulative Gesamtverschiebung ab 16.5 m Tiefe ermittelt.

Dazu wurde die Verschiebung ab 16.5 m Tiefe betrachtet. Wobei die Messpunkte in 16.5 m Tiefe als unverschieblich angenommen wurden. Das Ergebnis der relativen Gesamtverschiebung der kumulierten Kurve ab 16.5 m Tiefe ist in Abbildung 3-11 ersichtlich. Dabei weisen die Summenwerte der Verschiebung des Punktes in 11.5 m Tiefe Bewegungen über der Messgenauigkeit auf, allerdings sind diese betragsmäßig immer noch als relativ gering zu erachten. Ebenfalls fällt auf, dass der unruhige Verlauf der Biegelinie bis ungefähr zur fünften Folgemessung, über die gesamte Länge des Inklinometers vorhanden ist.

Die relativen Gesamtverschiebungen in Richtung der Achse – A scheinen oberhalb des gestörten Bereiches hangaufwärtsgerichtete Verschiebungen aufzuweisen. Des Weiteren sind diese Verschiebungen oberhalb von 11.5 m Tiefe um ungefähr den

Faktor 4 größer als im Bereich zwischen 16.5 bis 11.5 m Tiefe. Ebenfalls weist die kumulierte Verschiebungslinie in 2.5 m Tiefe ab der zehnten Folgemessung eine leichte Tendenz zur Beschleunigung dieser Verschiebung auf.

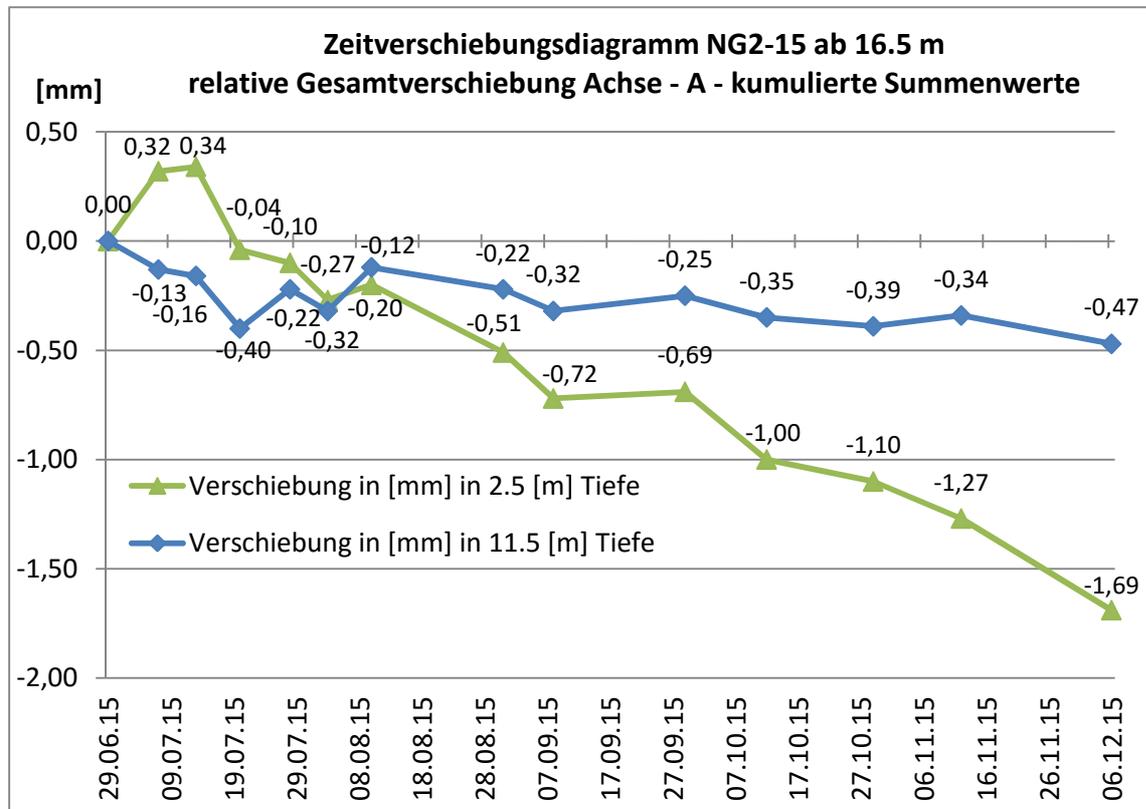


Abbildung 3-11: Relative kumulierte Summenwerte der Gesamtverschiebungen in NG2-15 ab 16.5 m in 2.5 und 11.5 m Tiefe

Die Ausbildung einer Gleitfuge entlang der Biegelinie oberhalb von 16.5 m Tiefe wurde bei der Untersuchung nicht direkt erkannt. Diesbezüglich sind weitere Messungen erforderlich.

Bezüglich der Darstellung der relativen Gesamtverschiebungen von NG2-15 ab 16.5 m Tiefe ist noch anzumerken, dass diese nichts über die Gesamtverschiebung des Inklinometers aussagt. Diese stellt ausschließlich die relative Veränderung der Verschiebung im Bereich zwischen 0.0 m und 16.5 m Tiefe dar. Sollte sich unterhalb von 16.5 m Tiefe eine Gleitfuge ausbilden, wäre dies in dieser Darstellung ebenfalls nicht ersichtlich.

Abschließend können die Verschiebungsmessungen mittels Inklinometer so zusammengefasst werden, dass zum derzeitigen Stand der Untersuchungen bei beiden Inklinometern ein Verschiebungstrend erkennbar ist. Für die Bestimmung der Lage des Gleithorizontes sind allerdings noch weitere, aussagekräftigere Messungen erforderlich.

3.3 Grundwassermessung

Bei der Untersuchung, Charakterisierung und Berechnung von Hangrutschungen spielen die vorherrschenden Grundwasserverhältnisse eine wesentliche Rolle. Generell hat das Grundwasser – je nach Bodenart – mehr oder weniger Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften des Bodens. Bei nichtbindigen Böden wirkt sich das Grundwasser im Wesentlichen auf die effektiven Spannungen aus. Bei bindigen Böden kann sich dieses neben den effektiven Spannungen unter Umständen zusätzlich auf den Reibungswinkel φ und die Kohäsion c auswirken.

Die Wirkung des Wassers hat ebenfalls Einfluss auf die Wichte und somit das Gewicht des Bodens. Änderungen des Gewichtes mit dem Wassergehalt oder Auftriebskräfte wie auch Strömungskräfte haben einen Einfluss auf die Standsicherheit einer Rutschung. Zusätzlich zur Gewichtszunahme infolge einer erhöhten Sättigung im oberen Bereich der Rutschung, kann sich bei steigendem Grundwasserspiegel am Hangfuß, das Gewicht des Hangfußes aufgrund der Auftriebskraft des Grundwassers reduzieren.⁴⁶

Um die Wirkung des Wassers in der vorliegenden Untersuchung zu verdeutlichen, werden in diesem Kapitel die zuerst totalen und effektiven Spannungen sowie die Wirkung des Porenwasserdruckes kurz angeschnitten und in weiterer Folge die durchgeführte Grundwassermessung und deren Ergebnisse beschrieben.

3.3.1 Totale Spannung, effektive Spannung und Porenwasserdruck

Die effektiven Spannungen oder auch wirksamen Spannungen stellen jene Spannungen dar, die auf das Korngerüst wirken. Da sich der Boden aus den drei Stoffen Korn, Luft und Wasser zusammensetzt, unterscheiden sich die totalen und effektiven Spannungen in Abhängigkeit des Stoffes, welcher die Poren in diesen Drei-Stoff-Phasen ausfüllt. Das bedeutet, wenn die Poren überwiegend mit Luft gefüllt sind, entsprechen die totalen den effektiven Spannungen. Sind die Poren mit Wasser gefüllt und liegt der Grundwasserspiegel höher wie das betrachtete Bodenelement, sind die Kräfte die auf das Korngerüst wirken von Größe des Porenwasserdruckes abhängig.

Der vorherrschende Wasserdruck bzw. Porenwasserdruck u entspricht bei freiem Wasserspiegel dem hydrostatischen Wasserdruck $\gamma_w \cdot h$. Liegt allerdings kein freier Wasserspiegel vor, sondern weist das Wasser beispielsweise einen Überdruck auf

⁴⁶ Vgl.: PRINZ, H.; STRAUß, R.: Ingenieurgeologie . S. 368f

(gespannte Wässer), kann die Größe der Korn-zu-Korn-Spannungen nach folgender Formel ermittelt werden. Die effektiven Spannungen ergeben sich aus den totalen Spannungen und dem Porenwasserdruck u wie folgt:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Somit wird zur Ermittlung der effektiven Spannungen sowohl die totalen Spannungen als auch der Porenwasserdruck benötigt. Wie bereits erwähnt, ergibt sich dieser – bei freiem Wasserspiegel – aus dem hydrostatischen Wasserdruck, was bedeutet, dass zur Ermittlung des Porenwasserdruckes die Lage des Grundwasserspiegels erforderlich ist. Bei artesisch gespanntem Grundwasser ist zur Ermittlung des Wasserdruckes die Druckhöhe des Wassers zu ermitteln.⁴⁷

3.3.2 Grundwassermessung mittels Porenwasserdruckgeber

Porenwasserdrücke werden mittels Piezometer gemessen. Diese stellen die Druckhöhe von Flüssigkeiten dar. Zur Ermittlung der Druckhöhe können Standrohre eingesetzt werden. Diese benötigen allerdings einen relativ durchlässigen Boden und eine entsprechend große Wassermenge die dem Standrohr zufließen kann um den Wasserspiegel auf die entsprechende Druckhöhe im Standrohr anzuheben. Für weniger durchlässige Böden können diverse Sonden, wie zum Beispiel das hydraulische Piezometer, die pneumatische Drucksonde oder eine elektrische Drucksonde zum Einsatz kommen.⁴⁸



In der vorliegenden Hangrutschung wurden zur Ermittlung der Porendrücke zwei pneumatische Drucksonden mit Membran eingesetzt. In Abbildung 3-12 ist einer der beiden eingebauten Druckgeber dargestellt. Bei den installierten Messsonden wird der Porenwasserdruck über einen Filter auf die Membran im inneren der Messsonde geleitet und in ein Ausgangssignal proportional zum Messwert umgewandelt. Dieser Messwert wird in einem beliebigen Intervall von einem Datenlogger aufgezeichnet. Die aufgezeichneten Daten können beim installierten

Abbildung 3-12: Pneumatischer Porenwasserdruckgeber

⁴⁷ Vgl.: LANG, H.-J. et al.: Bodenmechanik und Grundbau - Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte. S. 15ff;

⁴⁸ Vgl.: KOLYMBAS, D.: Geotechnik - Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. S. 543ff;

Datenlogger über eine USB-Schnittstelle ausgelesen werden. Bei den installierten Porenwasserdruckgebern ist zu beachten, dass diese ständig gesättigt sein müssen. Das bedeutet, dass diese unterhalb des Schwankungsbereiches des Grundwassers einzubauen sind. Ist die Messsonde nicht im Wasser, läuft das Messsystem aus und es besteht die Möglichkeit, dass Luft in das System kommt. Dadurch liegt die Membran frei und liefert kein plausibles Ergebnis mehr. Nach einem „Auslaufen“ des Messsystems kann auch bei neuerlichem Anstieg des Wasserspiegels und nachträglicher „Auffüllung“ des Systems nicht mehr sichergestellt werden, dass die Ergebnisse stimmen, da eventuell immer noch Luftblasen im System sein könnte.

Die Installation der beiden pneumatischen Porenwasserdruckgeber erfolgte am 11.06.2015 in der Kernbohrung KB3-15.

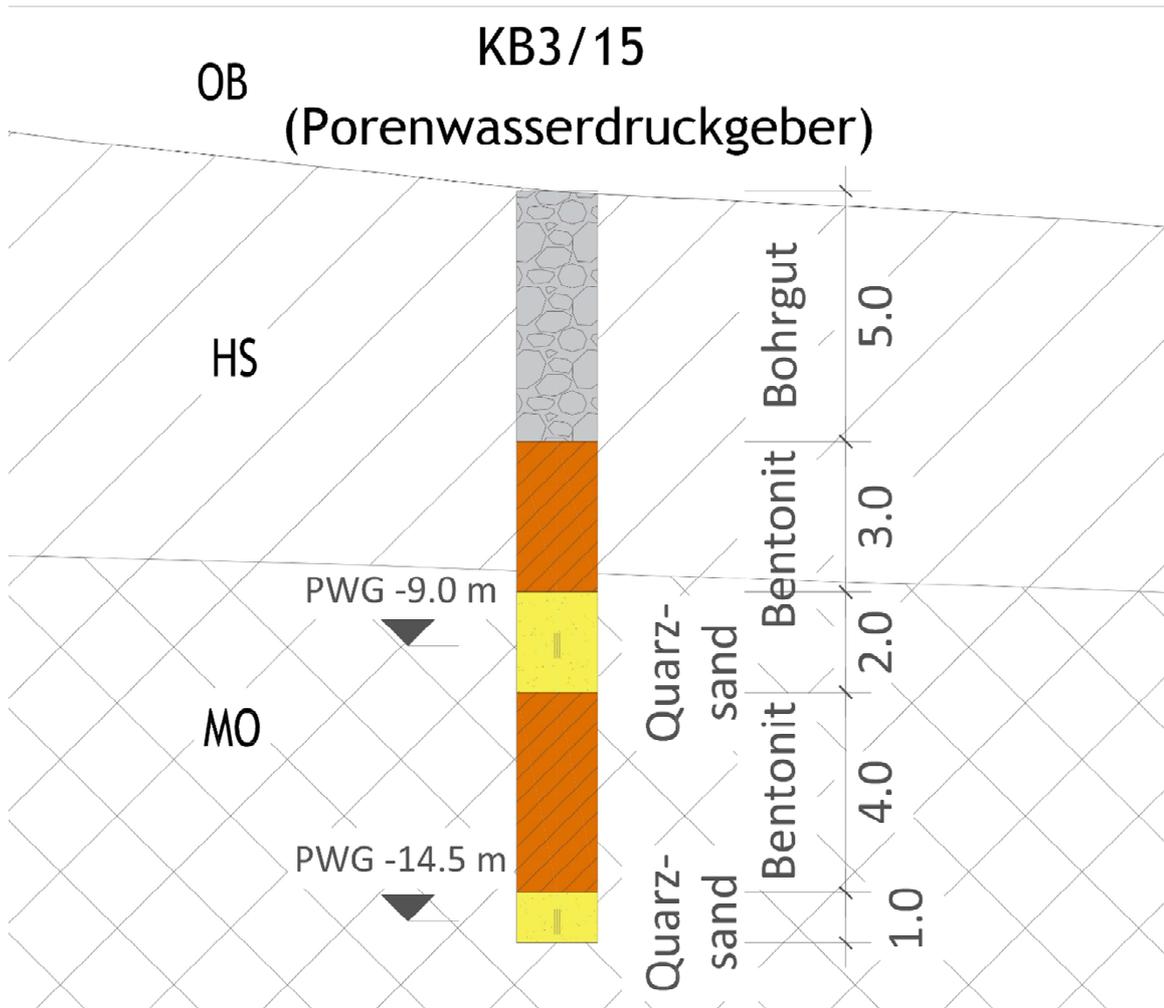


Abbildung 3-13: Einbauskeizze Porenwasserdruckgeber in KB3-15

Der Einbau der Porenwasserdruckgeber erfolgte wie in Abbildung 3-13 dargestellt in folgenden Schritten:

- Die 15 m tiefe Bohrung wurde an der untersten Stelle mit ungefähr 50 cm Quarzsand (Filterkies) aufgefüllt, anschließend ist der Porenwasserdruckgeber (PWG) mit Hilfe der Kabel für den Datentransfer hinabgelassen und aufrecht in einer weiteren ca. 50 cm starken Filterschicht aus Quarzsand eingebettet worden.
- Über der in Summe ca. 1.0 m starken Quarzsand-Filterschicht ist eine ca. 4.0 m starke Bentonitschicht eingebaut worden. Diese dient als Abdichtung zwischen den beiden im Bohrloch liegenden Porenwasserdruckgeber und stellt sicher, dass keine vertikale Drainage aufgrund einer nicht ausreichenden Hinterfüllung des Bohrloches erfolgt.
- Anschließend ist der zweite Porenwasserdruckgeber wiederum ungefähr in der Mitte einer 2 m starken Quarzsand-Filterkiesschicht installiert worden. Auch dieser wurde mit Hilfe des Datenkabels abgeteuft und stehend eingebettet.
- Oberhalb des zweiten Filterkieses mit Porenwasserdruckgeber befindet sich wiederum zur Abdichtung eine zweite 4.0 m starke Bentonitschicht.
- Zum Schluss wurde das Bohrloch mit übrigem Bohrmaterial verfüllt und am Kopf der Bohrung ein 60 cm tiefes Betonschachtrohr mit Filterkies und Deckel zur Lagerung der Datenkabel sowie des später angeschlossenen Datenloggers eingebaut.

Die Verrohrung des Bohrloches wurde immer erst nachdem die jeweilige Schicht eingebracht wurde gezogen.

Anzumerken ist, dass der obere, in 9.0 m Tiefe befindliche Porenwasserdruckgeber bei der Installation bzw. beim Ziehen der Verrohrung ca. 0.5 m mitgezogen wurde. Dies wurde allerdings sofort bemerkt und eine weitere Schicht Filterkies eingebracht. Somit wurde dieser Porenwasserdruckgeber nicht wie geplant in 9.5 m sondern in ca. 9.0 m Tiefe installiert.

3.3.3 Messdatenauswertung Porenwasserdruckgeber

Um den Messwert der Membran zu empfangen und auslesen zu können, wird ein speziell auf die Messsonden abgestimmter Datenlogger benötigt. Dieser Datenlogger wurde am 09.09.2015 installiert. Die Messwerte der Membran werden dabei in einem Intervall von 10 Minuten vom Datenlogger abgelesen und gespeichert.

Im Folgenden wird detaillierter auf den einzelnen Porenwasserdruckgeber eingegangen und deren Ergebnisse dargestellt. Die Messsonden werden im Folgenden einfachheitshalber als oberer (PP3 #1421636) und unterer (PP3 #1421567) Porenwasserdruckgeber (PWG) – ausgehend von ihrer Lage ab GOK – bezeichnet.

Aufgrund von Aufzeichnungsproblemen beim oberen PWG beginnen diese am 05.11.2015. Der untere PWG zeichnet die Daten seit der Installation des Datenloggers am 09.09.2015 auf.

Oberer Porenwasserdruckgeber:

Der obere PWG befindet sich in 9.0 m Tiefe ab GOK. Vergleicht man diese Tiefe mit den Auswertungen der Kernbohrung so liegt dieser Porenwasserdruckgeber ungefähr 1.5 m tief im Moränenmaterial in einem Schluff-Sand-Kies-Gemisch.

Dieses Schluff-Sand-Kies-Gemisch beginnt ab der Tiefe von ungefähr 8.70 m und reicht bis in die Tiefe von 9.50 m. Ober und unter diesem Schluff-Sand-Kies-Gemisch befindet sich ein sandig, kiesiger Schluff. Das bedeutet, dass aufgrund des etwas höheren Feinkornanteils in den Bereichen ober und unter der installierten Bodenschicht die Durchlässigkeit möglicherweise etwas geringer ist. Die Unterschiede in diesem Bereich der Moräne sind wahrscheinlich relativ gering, weshalb diese vernachlässigt werden. Ebenfalls ist eine vertikale Drainage in diesem Bereich über den Filterkies zum Hangschutt gegeben.

Dadurch ist es wahrscheinlich, dass an dieser Stelle der Grundwassermessung der vorhandene Porenwasserdruck dem hydrostatischen Druck aus dem Schotterwasser des Hangschuttmaterials entspricht. Sollte eine solche Kommunikation zwischen Hangschutt und Filterkies bestehen, würde das bedeuten, dass der obere Porenwasserdruckgeber die Lage des Grundwasserspiegels im Hangschutt anzeigt.

In Abbildung 3-14 ist die Auswertung der Ergebnisse des Porenwasserdruckgebers ersichtlich. Aufgrund der Korrelation zwischen Porenwasserdruck und Niederschlag, ist

dem Diagramm die Kurve der Niederschlagssumme im Messzeitraum beigefügt worden.

Die Niederschlagssumme der vor Ort installierten Wetterstation liegen ab dem 19.11.2015 vor, weshalb diese im Vergleich zur Aufzeichnung des Porenwasserdruckes erst später beginnen. Wie aus der Wetterstation in Wagrain ersichtlich und in Kapitel 3.4 beschrieben, sind von Anfang Oktober 2015 bis zum 19. November 2015 keine wesentlichen Niederschläge dokumentiert worden. Aus diesem Grund beginnt die Niederschlagssumme mit dem Beginn der Messdatenaufzeichnung der Wetterstation vor Ort.

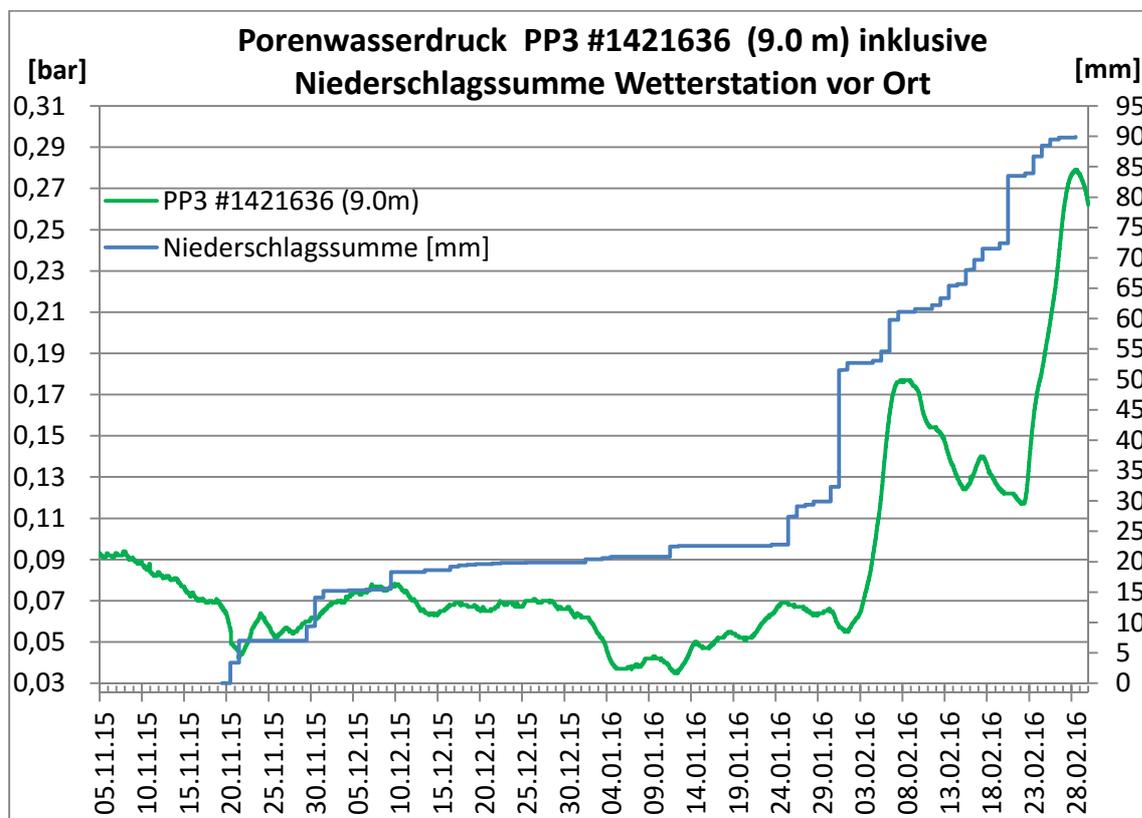


Abbildung 3-14: Porenwasserdruck des oberen PWG (PP3#1421636) und Niederschlagssumme

Der auf den Messsensor wirkende Porenwasserdruck ist in der Grafik auf der Primärordinate (links) abzulesen. Die Niederschlagssumme ist auf der Sekundärordinate (rechts) beschriftet. Dabei ist der Porenwasserdruck in Bar und die Niederschlagssumme in Millimeter angegeben.

Die niederschlagsarme Zeit zu Beginn der Datenaufzeichnung des Porenwasserdruckes ist wahrscheinlich der Grund für die Reduktion des Porenwasserdruckes im entsprechenden Zeitraum. Ein erster aufgezeichneter und

nennenswerter Peak im Porenwasserdruck beginnt am 22.11.2015 ungefähr um 5.00 Uhr und dauert ca. bis zum 24.11.2015 um 14.00 Uhr.

Wird davon ausgegangen, dass das aufgezeichnete Regenereignis der Grund für den Anstieg des Porenwasserdruckes ist, so ist die zeitliche Verzögerung zwischen dem Beginn des Regenereignisses und dem Anstieg des Porenwasserdruckes zu erkennen. Das Niederschlagsereignis beginnt am 20.11.2015 ca. um 22.00 Uhr und endet am 21.11.2015 ungefähr um 03.30 Uhr. Somit verzögert sich der Anstieg des Porenwasserdruckes bei diesem Niederschlagsereignis um ca. 1 Tag und 7 Stunden und die Reduktion setzt ca. 3 Tage und 11 Stunden nach Ende des Niederschlags ein.

Ab dem 21.11.2015 beginnt wiederum eine ca 1.5 wöchige Trockenperiode mit keinen aufgezeichneten Niederschlägen. Allerdings schienen die Porendrücke ab dem 24.11.2015 ca. 4-5 Tage vor dem Niederschlagsereignis (Beginn am 29.11.2015) anzusteigen. Dies deutet darauf hin, dass die Porendrücke in diesem Bereich nicht ausschließlich von den Niederschlägen abhängen.

Ebenfalls sind die Niederschlagsereignisse vom 20. bzw. 21.11.2015 und vom 29.11.2015 in ihrer Intensität vergleichbar. Der Anstieg der Porendrücke ist allerdings beim ersten wesentlich steiler und kürzer und beim zweiten Niederschlagsereignis als flacher und länger andauernd zu beschreiben.

Auch die Reduktion des Porenwasserdruckes scheint zuerst mit einer gewissen Verzögerung und langsam abzulaufen und ab einem gewissen Zeitpunkt findet eine vergleichsweise schnelle Abnahme des Porenwasserdruckes statt.

Diese zuerst über einen längeren Zeitraum stattfindende gedämpfte, gefolgt von einer entsprechend kurzzeitigen und schnellen Reduktion des Porenwasserdruckes, könnte darauf hindeuten, dass das Grundwasser ein Wasserreservoir besitzt. Je nach Form des Wasserreservoirs könnte dadurch auch der steilere Anstieg des Porenwasserdruckes nach Trockenperioden sowie der flachere und länger andauernde Verlauf in bereits nassen Perioden erklärbar sein. Die Kommunikation des Grundwasser mit dem Wasserreservoir könnte über Quellen bzw. Bereiche in der Moräne mit einer höheren Durchlässigkeit erfolgen.

Die Vergleichsweise sehr starken Zunahmen der Porendrücke im Februar 2016 sind sehr wahrscheinlich auf die Kombination von Niederschlagsereignissen, in Form von Regen, mit dem Schmelzen des Schnees zurückzuführen. Allerdings war der Boden zu

dieser Zeit im oberen Bereich des Hangschuttes gefroren. Somit würde das Wasser oberflächlich abrinnen und zu keiner Erhöhung des Porenwasserdruckes in 9.0 m Tiefe führen. Diese Annahme der Zunahme des Porenwasserdruckes ist somit nur dann möglich, wenn das Wasser einen Weg durch die gefrorenen Schichten findet.

Wird der ermittelte Porenwasserdruck in eine hydrostatische Druckhöhe umgerechnet, ergibt sich eine Druckhöhe des Porenwasserdruckes. Diese Druckhöhe ist, ausgehend von Geländeoberkante (GOK), in Abbildung 3-15 dargestellt ist. Bei der Berechnung der Druckhöhe wird von einer Wichte des Wassers von 1000 kg/m^3 und einer Erdbeschleunigung von 9.81 m/s^2 ausgegangen. So ergibt sich beispielsweise bei einer Änderung des Druckes ΔP von 0.1 bar eine Änderung des Grundwasserspiegels von ca. 1.0 m.

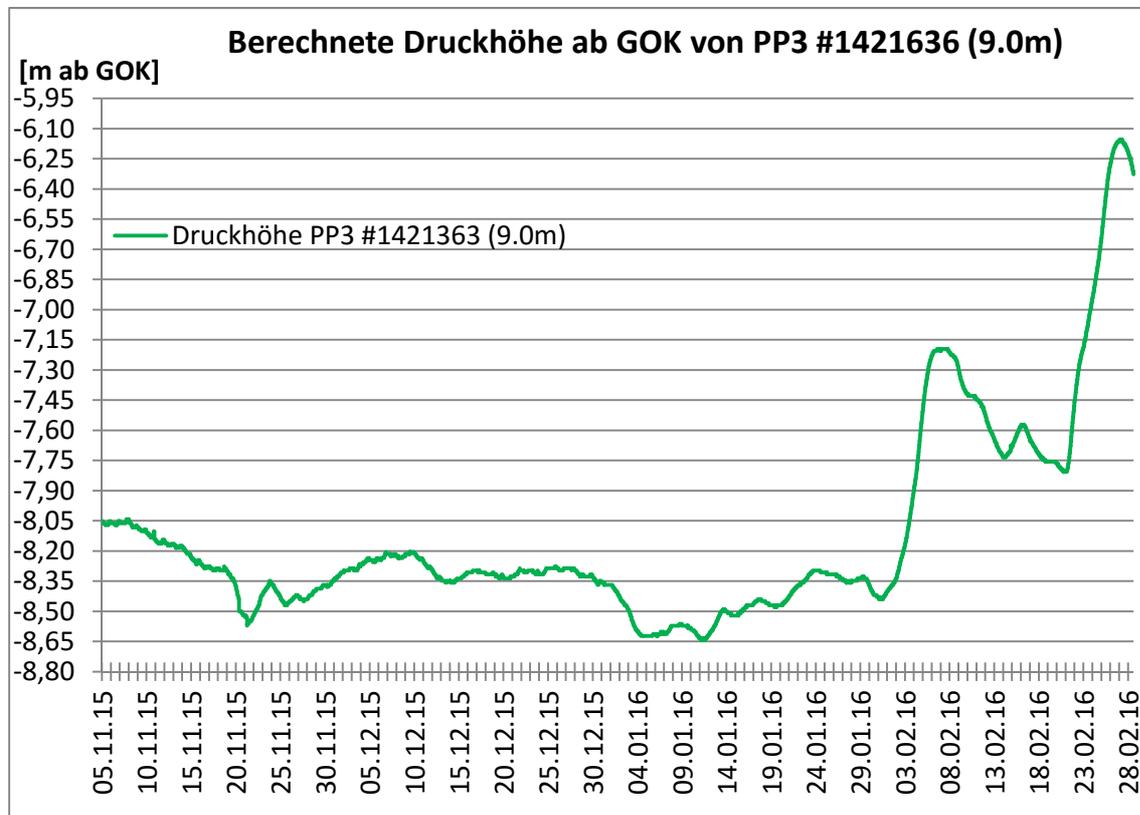


Abbildung 3-15: Druckhöhe von PP3 #1421636 – oberer PWG – bezogen auf GOK

Im Fall des oberen PWG wird davon ausgegangen, dass die Druckhöhe dem hydrostatischen Druck entspricht. Folglich berechnet sich der Grundwasserspiegel aus der Lage der Messsonde abzüglich der ermittelten Druckhöhe. Da es sich bei der Berechnung des Grundwasserspiegels lediglich um eine faktorielle Anpassung des Porenwasserdruckes handelt, ist der Verlauf der Kurve in Abbildung 3-15 identisch mit dem Kurvenverlauf des Porenwasserdruckes. Der Unterschied der beiden Kurven liegt in der Darstellung der Ergebnisse. Da dies zur Verdeutlichung der Änderung der Lage

des Grundwasserspiegels dient, ist die folgende Darstellung des Grundwasserspiegels in Abhängigkeit des Porenwasserdruckes als wichtig erachtet worden.

Der Grundwasserspiegel unterliegt im Messzeitraum vom 05.11.2015 bis 29.02.2012 Schwankungen von ungefähr ± 2.5 m.

Die Messergebnisse des oberen Porenwasserdruckgebers können so zusammengefasst werden, dass der Grundwasserspiegel in diesem Bereich als hydrostatisch angesehen werden kann. Ferner ist ein Anstieg bzw. eine Reduktion des Grundwasserspiegels bei Regenereignissen bzw. nach längeren Trockenperioden zu erkennen. Die Intensität der Zu- bzw. der Abnahme des Porenwasserdruckes, scheint sich je nach dem ob eine trockene oder eine nasse Periode vorhergegangen ist, anders zu verhalten.

Unterer Porenwasserdruckgeber:

Die Messsonde des unteren Porenwasserdruckgebers PP3 #1421567 befindet sich bei 14.5 m Tiefe in einem Schluff-Sand-Kiesgemisch. Zwischen dieser Schicht und jenem Schluff-Sand-Kiesgemisch in welcher der obere PWG installiert ist, befinden sich im Wesentlichen sandig, kiesige Schluffschichten mit variierender Konsistenz.

Diese Messsonde ist ebenfalls in einem Filterkies aus Quarzsand gebettet. Die Filterschicht hat eine Stärke von ca. 1.0 m und reicht bis in die darüber liegende sandig, kiesige Schluffschicht. Die Bodenschicht die sich über jener befindet in welcher die Sonde installiert ist, weist eine geringere Durchlässigkeit und relativ hohe Überdeckung zu einer Schicht mit höherer Durchlässigkeit auf.

In der ca. 7 m entfernten Bohrung KB3-15 befindet sich in der Tiefe von 13.3 m bis 14.3 m eine Bodenschicht die als schluffig, kiesiger Sand bis Schluff-Sand-Kies-Gemisch anzusprechen ist. Auch diese Bodenschicht scheint im Bereich der Bohrung KB3-15 eine etwas höhere Durchlässigkeit gegenüber den darüber liegenden sandig, kiesigen Schluffschichten zu haben.

In Abbildung 3-16 ist der Porenwasserdruck des unteren PWG über den Messzeitraum vom 09.09.2015 bis zum 29.02.2016 ersichtlich. Ebenso sind dem Diagramm Niederschlagssummen hinzugefügt worden. Da die Niederschlagsdaten vor Ort erst ab dem 19.11.2016 vorhanden sind, ist ein weiteres Diagramm mit den Niederschlagsdaten der Wetterstation Wagrain erarbeitet worden.

Der untere Porenwasserdruckgeber weist in Summe einen gedämpfteren Verlauf auf als der obere PWG. Dabei können die Niederschlagsereignisse nur bedingt und mit starker Verzögerung den einzelnen Porendrücken zugeordnet werden. Ein genereller Trend kann allerdings interpretiert werden. Beispielsweise ist bei längeren niederschlagsarmen Perioden, wie im Zeitraum vom 10.12.2015 bis zum 11.01.2016, eine Reduktion des Porenwasserdruckes zu erkennen. Ebenso kann eine generelle Tendenz zum Anstieg nach Niederschlägen vermutet werden. Ein Zusammenhang der Intensität des Niederschlages und der Zunahme des Porenwasserdruckes ist von Seiten des Verfassers allerdings nicht zu erkennen. Diese Faktoren deuten darauf hin, dass eventuell ein sehr gedämpftes Verhalten vorliegt. Aufgrund des relativ hohen Druckes und des gedämpften Verhaltens in diesem Bereich des Moränenmaterials, wird auch an dieser Stelle eine Kommunikation mit einem Wasserreservoir vermutet.

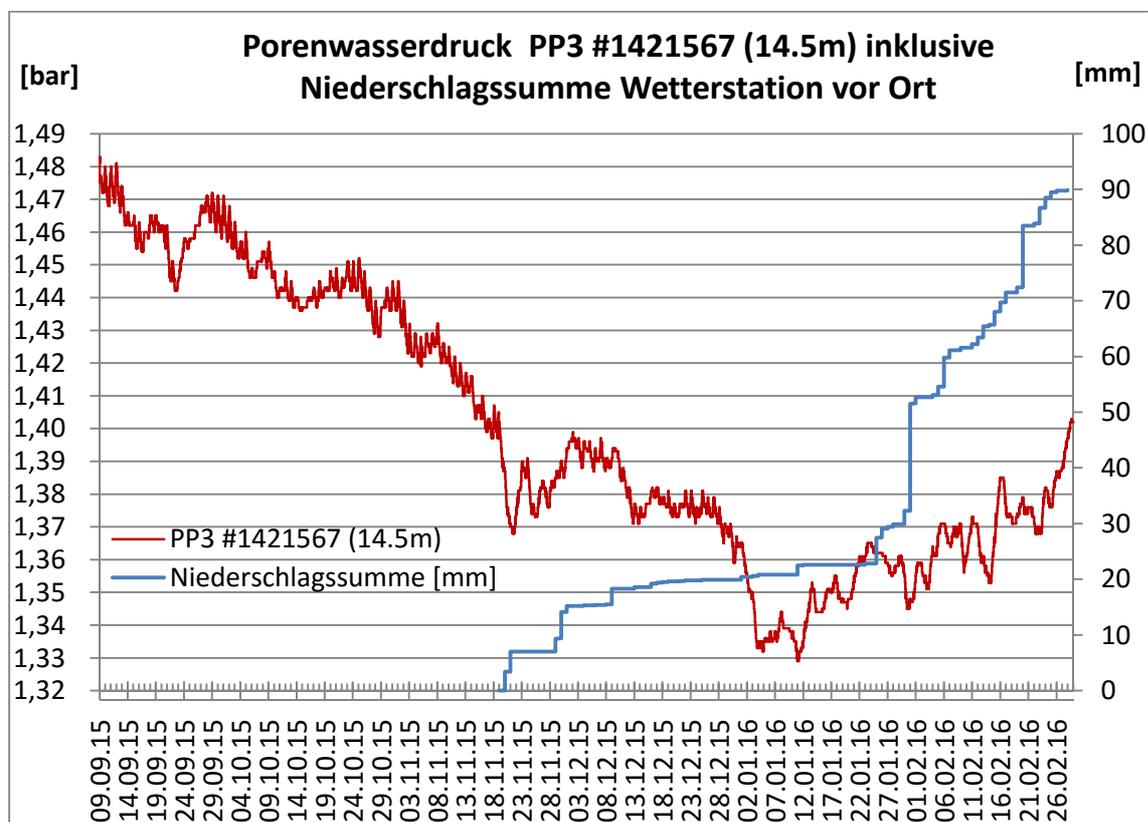


Abbildung 3-16: Porenwasserdruck des unteren PWG (PP3#1421567) und Niederschlagssumme

In Abbildung 3-16 sind die Ergebnisse des Porenwasserdruckgebers sowie der Summenniederschlag der vor Ort installierten Wetterstation ersichtlich. Dabei sind der Porenwasserdruck der Messsonde auf der Primärordinate in Bar und der Niederschlag in Millimeter auf der Sekundärachse abzulesen.

In folgender Abbildung 3-17 ist derselbe Porenwasserdruckverlauf dargestellt, allerdings mit den Niederschlagsdaten der Wetterstation in Wagrain. Diese Daten liegen bis zum 12.01.2016 vor.

Beim Vergleich von Niederschlagssumme und Porenwasserdruck ist bei dieser Auswertung der Abstand zur Wetterstation Wagrain zu berücksichtigen. Hierbei ist anzumerken, dass der Anstieg des Porenwasserdruckes am 23.09.2015 eventuell auf das Starkregenereignis am 22.09.2015 zurückgeführt werden kann. Die anschließende kontinuierliche Reduktion des Porenwasserdruckes in 14.5 m Tiefe schreitet trotz diverser Niederschlagsereignisse voran. Ferner kann aus diesem Vergleich interpretiert werden, dass kleinere Regenereignisse an mehreren aufeinanderfolgenden Tagen möglicherweise nicht dieselbe Auswirkung haben als ein Niederschlagsereignis das in Summe geringer ist, jedoch an einem einzelnen Tag auftritt. Dahingehend können das Starkregenereignis vom 23.09.2015 mit den in Summe stärkeren Regenereignissen zwischen dem 03.10.2015 und 22.10.2015 in Abbildung 3-17 miteinander verglichen werden.

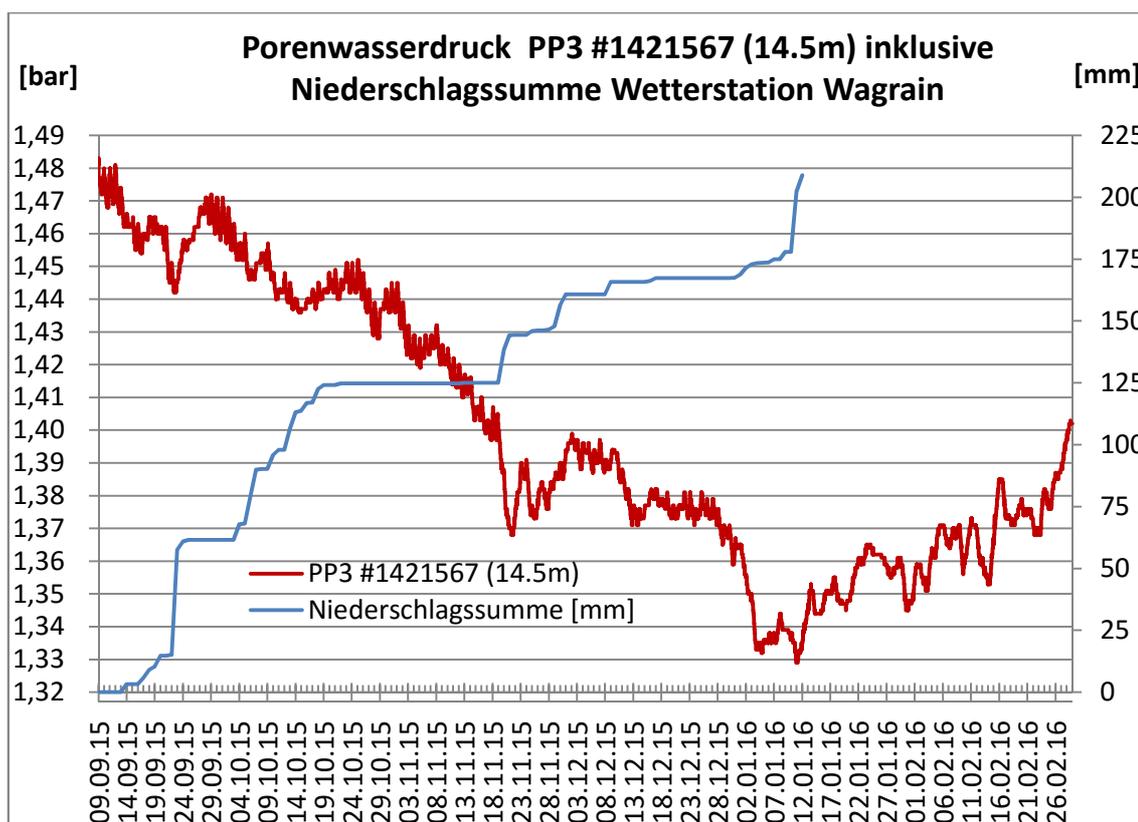


Abbildung 3-17: Porenwasserdruck des unteren PWG (PP3#1421567) und Niederschlagssumme

Wird die Druckhöhe des Porenwasserdruckes aus dem unteren PWG mit denselben Parametern wie für den oberen PWG ermittelt, so ergibt das einen Verlauf mit einer

wesentlich höheren Druckhöhe als jener der im oberen PWG ermittelt wurde. Diese ist laut den Messergebnissen zu Beginn des Messzeitraums über GOK. Die ausgewertete Kurve ist im Diagramm in Abbildung 3-18 ersichtlich. Auf der Ordinate ist die Druckhöhe in Abhängigkeit der Geländeoberkante und auf der Abszisse der Tag der Messung eingetragen. Dabei befindet sich GOK bei 0.00 m.

Diese Messergebnisse in Kombination mit den Messergebnissen des oberen PWG lassen darauf schließen, dass auf den Bereich in welchem der untere PWG installiert ist nicht ausschließlich der hydrostatische Druck wirkt.

Dieser – bezogen auf den hydrostatischen Druck – Überdruck könnte aus einem Zufluss aus Quellen in der Moräne selbst entstehen. Eine andere Möglichkeit für den Überdruck wäre eine Kommunikation mit der artesisch gespannten Grundwasserschicht, welche in KB2-15 angetroffen wurde. Mit den derzeit installierten Messeinrichtungen ist es nicht eindeutig möglich die Ursache für diesen Überdruck herauszufinden.

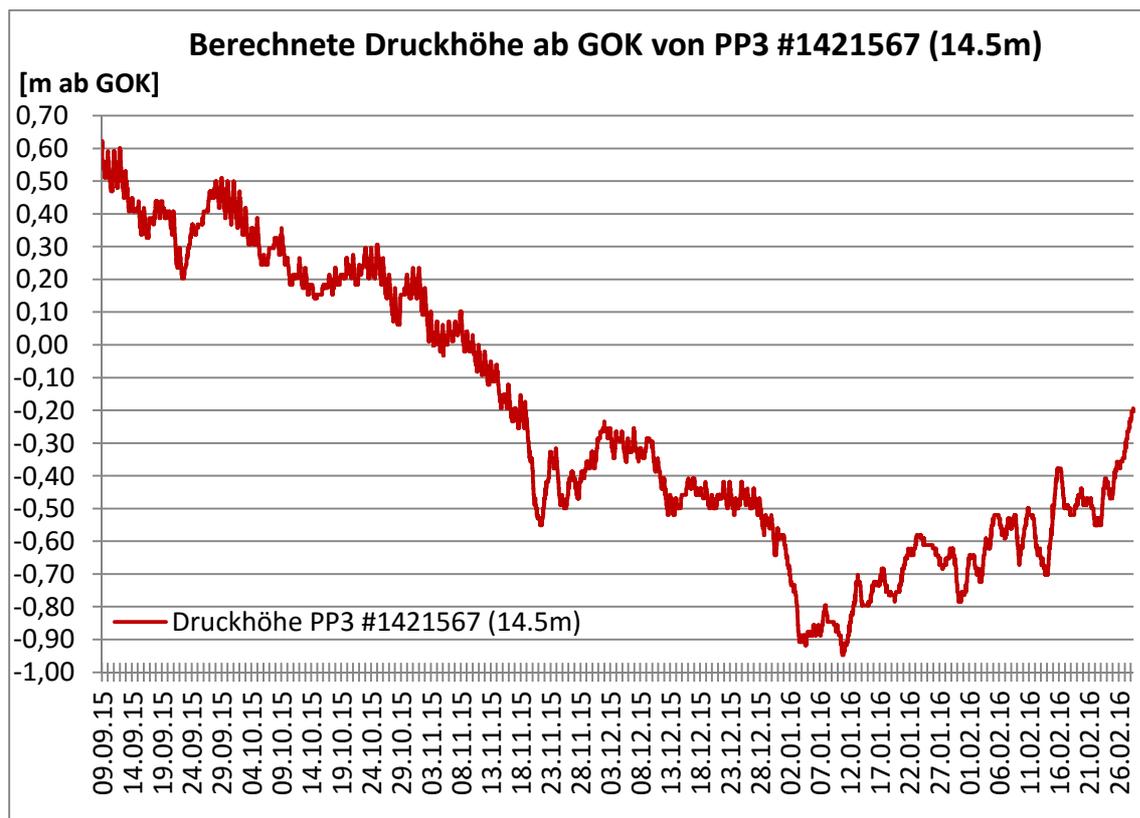


Abbildung 3-18: Druckhöhe von PP3 #1421567 – unterer PWG – bezogen auf GOK

Generell wird an dieser Stelle auf die Anisotropie der Durchlässigkeit hingewiesen. Bei geschichteten Bodenarten wird die Durchlässigkeit in vertikaler Richtung maßgeblich von der Schicht mit der geringsten Durchlässigkeit bestimmt. Die horizontale

Durchlässigkeit von Böden wird gegenüber der vertikalen maßgeblich von einzelnen im Verhältnis stärker durchlässigeren Schichten bestimmt. Dies beruht auf dem Prinzip, dass das Wasser stets bestrebt ist, den Weg des geringsten Widerstandes zu gehen. Das bedeutet, dass bei geschichteten Böden die horizontale Durchlässigkeit zumeist größer ist als die vertikale und in bindigen Böden einen Unterschied um einen Faktor von mehr als 10^2 ausmachen kann.⁴⁹

Beispielsweise zeigt ein Vergleich der Bodenschichten der Bohrkernanalysen aus KB2-15 und KB3-15, dass die Bodenschichten in einer Tiefe von ca. 13.0 m bis 15.0 m Tiefe wahrscheinlich eine höhere Durchlässigkeit als die angrenzenden Bodenschichten aufweisen. Über solche Bodenschichten mit höherer Durchlässigkeit könnte eine horizontale Verteilung des Porenwassers erfolgen.

Stellt man die Porendrücke vom oberen und vom unteren PWG gegenüber, so ist zu erkennen, dass der untere PWG, auch absolut betrachtet, eine größere Druckhöhe aufweist.

Des Weiteren sind markante Punkte wie die relativ stark abfallenden Porendrücke am 20.11.2015 und am 02.01.2016 in beiden Porenwasserdruckgebern zu erkennen. Auch der darauffolgende Anstieg des Porenwasserdruckes am 21.11.2015 oder die Anstiegsserie, ungefähr vom 04.01.2016 bis zum 28.01.2016, sind in beiden Kurven ersichtlich.

Was allerdings im unteren Porenwasserdruckgeber nicht zu erkennen ist, ist der erhebliche Anstieg des Porenwasserdruckes in der ersten Februarwoche im oberen PWG. Dieser Anstieg verläuft hier dem Trend der vorherigen Wochen folgend.

Gegenüberstellung des oberen und unteren Porenwasserdruckgebers:

Zur Verdeutlichung der unterschiedlichen Druckhöhen sind die oberen und unteren Druckhöhen in einer Tiefe von 9.0 m und 14.5 m ab GOK in folgendem Diagramm in Abbildung 3-19 zusammengefasst dargestellt worden. Der Betrachtungszeitraum dieser Darstellung ist an jenen des oberen Porenwasserdruckgebers (05.11.2015 bis 12.02.2016) angepasst worden. Ebenfalls sind die Niederschlagssummen des Betrachtungszeitraums im Diagramm enthalten.

Bei genauerer Untersuchung der Messwerte am Beispiel der Niederschlagsperiode beginnend am 21.11.2015 zeigt sich, dass der untere Porenwasserdruckgeber am

⁴⁹ Vgl.: PRINZ, H.; STRAUß, R.: Ingenieurgeologie . S. 98.

22.11.2015 – ungefähr um 24 Stunden versetzt – ca. um 2-4 Stunden vor dem oberen PWG eine Druckerhöhung anzeigt. Dieser zeitliche Abstand von 2-4 Stunden scheint sich über die Zeit zu reduzieren, bis der obere PWG Druckerhöhungen registriert die vor der Druckerhöhung des unteren PWG registriert werden. Während der untere PWG eine Reduktion des Porenwasserdruckes anzeigt, steigt der Porenwasserdruck beim oberen PWG noch weitere 24 Stunden an.

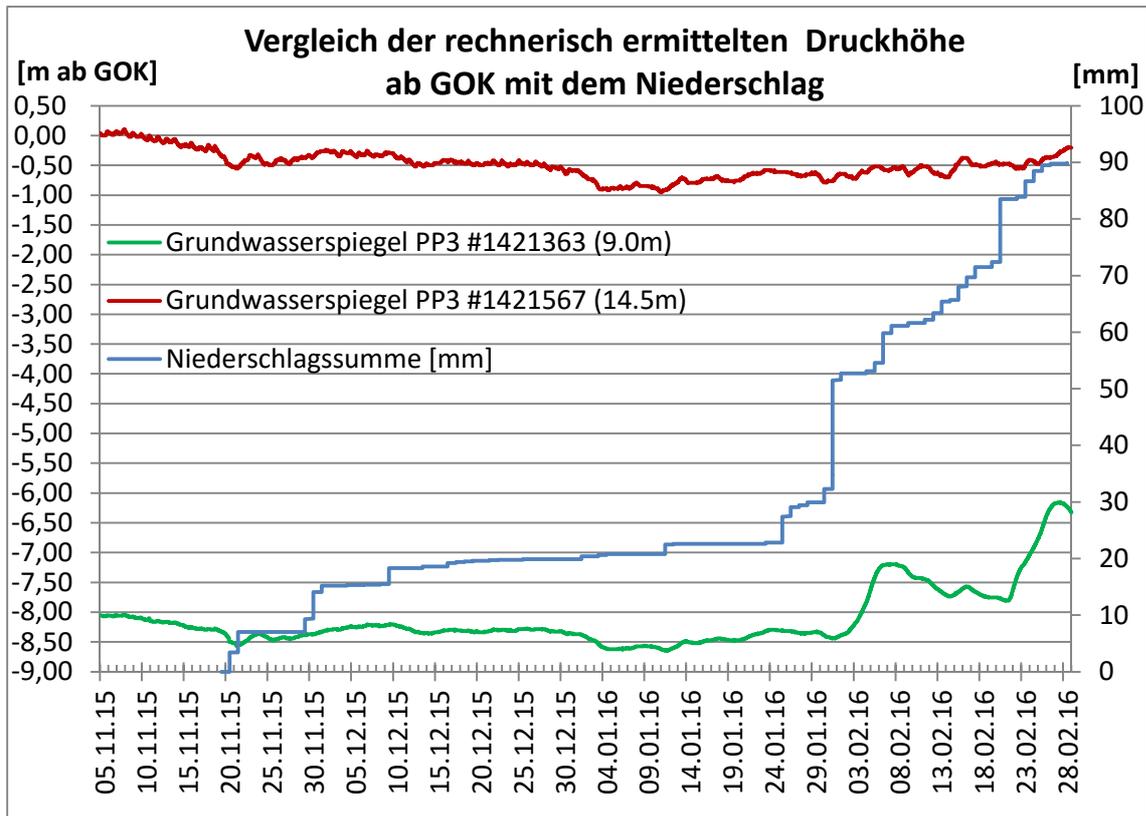


Abbildung 3-19: Vergleich der Druckhöhen des oberen und des unteren PWG – bezogen auf GOK – kombiniert mit der Niederschlagssumme

Wird von den regelmäßigen Druckspitzen – welche auf die Messgenauigkeit des Messensors zurückzuführen sind – des unteren PWG und der markanten Druckzunahme des oberen PGW in der ersten Februarwoche abgesehen, weist die Form der Kurven eine starke Ähnlichkeit auf. Diese Ähnlichkeit der Druckhöhen weist auf eine Kommunikation mit einem gemeinsamen „Wasserreservoir“ hin.

3.4 Niederschlagsmessung

Wie aus der einschlägigen Literatur entnommen werden kann, besteht zwischen Niederschlägen und der Häufigkeit bzw. der Bewegungsrate von Rutschungen des Öfteren ein direkter Zusammenhang. Um einen solchen Zusammenhang zwischen Niederschlag und Bewegung des Hanges bestimmen zu können, muss sowohl die Bewegung als auch der Niederschlag dokumentiert werden.

Die Bewegung des Hanges kann mit den bereits beschriebenen Methoden aufgezeichnet werden. Zur Aufzeichnung der Niederschläge und der Temperatur wurde am Untersuchungsort eine Davis Vantage Vue Wetterstation zur Erfassung der Daten und eine Envoy8x Console zur Datenübertragung und Speicherung der Daten installiert. Da die Auslesung der Daten allerdings immer wieder mit beschädigten Dateien erfolgte, wurde zusätzlich, zur Sicherung der Ergebnisse, die Niederschlagsmessungen des Hydrographischen Dienstes vom Land Salzburg miteinbezogen.

Die Messstelle des Hydrographischen Dienstes befindet sich in der Ortschaft Wagrain und weist eine Entfernung von – gemessen in Luftlinie – ungefähr 4.1 km und ca. 160 hm auf. Das Ginautal ist ein Hochtal und mündet von Nord nach Süd verlaufend in das West-Ost verlaufende Wagraintal ein. Aufgrund der unterschiedlichen Ausdehnung und Höhenlage des Ginautales sind unterschiedliche lokale Niederschlagsereignisse durchaus wahrscheinlich. Auch wurde von den Bewohnern mitgeteilt, dass speziell im Winter aufgrund der Lage mit mehr Schnee zu rechnen ist als in der Ortschaft Wagrain.

In Abbildung 3-20 sind die Ergebnisse der Einzelniederschläge und die Summe der Einzelniederschläge als Niederschlagssumme ersichtlich. Dabei ist auf der linken Primärordinate der Summenniederschlag und auf der rechten Sekundärordinate der Einzelniederschlag abzulesen. Auf der Abszisse ist wiederum das Datum aufgetragen. Somit kann die Intensität eines Niederschlagsereignisses dem jeweiligen Tag des Niederschlages zugeteilt werden.

Allgemein kann der Verlauf des Summenniederschlages in Abbildung 3-20 als relativ konstant mit einzelnen bereichsweisen markanten Anstiegen beschrieben werden. Waren die Niederschläge bis Ende März 2015 vergleichsweise, bezogen auf die Häufigkeit, etwas geringer, so nehmen die Niederschlagsereignisse von Anfang April bis Ende Mai 2015 an Intensität und Anzahl zu. Auch die Niederschlagsserie vom 16.07.2015 bis zum 04.08.2015 übersteigen die vergleichsweise relativ konstanten

Niederschlagsraten des Untersuchungsgebietes. Als niederschlagsarme Zeit ist jene ab Anfang Oktober 2015 bis inklusive der ersten Jänner Woche 2016 zu sehen.

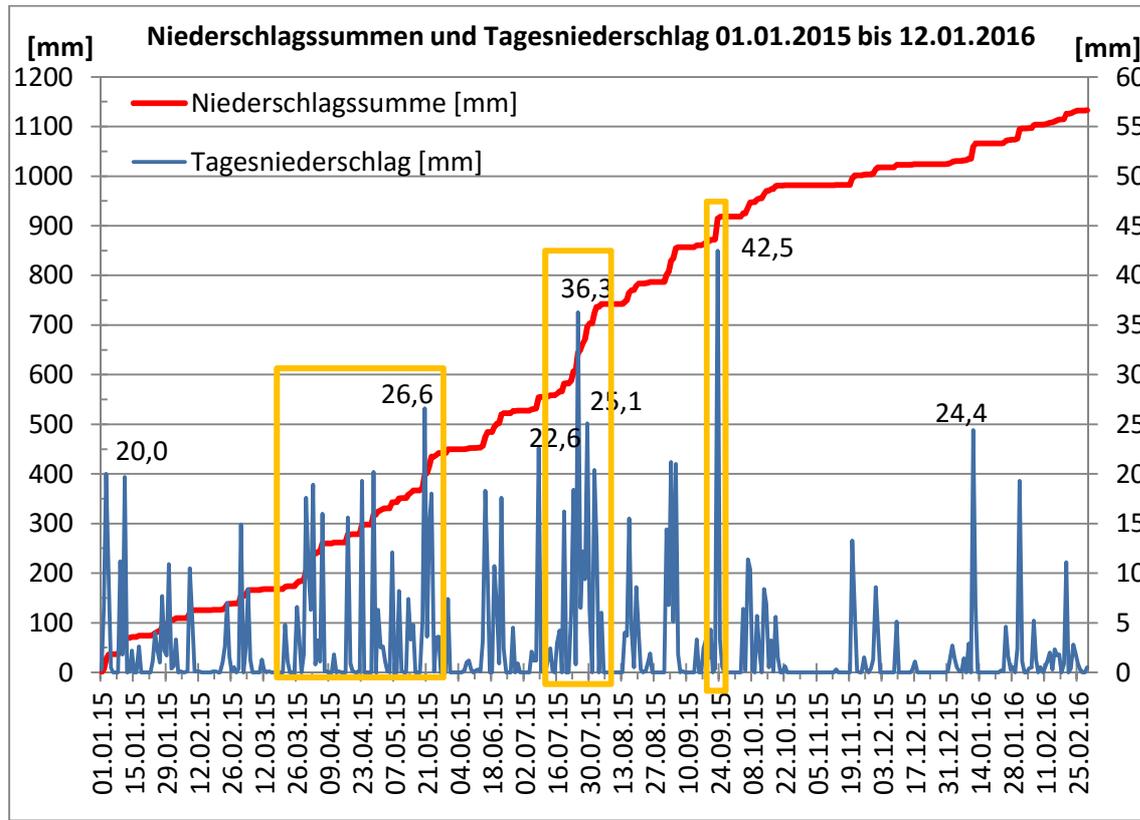


Abbildung 3-20: Niederschlagssumme und Tagesniederschlag Messstelle Hydrographischer Dienst Salzburg – Wagrain im Zeitraum von 01.01.2015 bis 12.01.2016

Als erwähnenswert starke Einzel-Niederschlagsereignisse sind jene vom 21.05.2015, in einer bereits länger andauernden starken Niederschlagsperiode vom 25.04.2015 und vom 29.07.2015, ebenfalls in einer überdurchschnittlich starken Niederschlagsperiode, sowie das Starkregenereignis vom 23.09.2015.

Da die Niederschlagsserie Ende Juni 2015 vergleichsweise stark war, die Inclinometer sowie die geodätische Vermessung zu diesem Zeitpunkt keine auffallend markanten Bewegungen verzeichnet hat, verstärkt sich die Vermutung dass die Bewegungen aus einer Kombination von Schneeschmelze und Niederschlag hervorgerufen werden könnten.

Um einen solchen Vergleich ziehen zu können, ist eine Grafik erstellt worden, in der die Niederschlagssumme und die Temperatur dargestellt sind. Dabei ist in Abbildung 3-21 zu erkennen, dass der Winter 2015/2016 keine markanten Unterschiede zu den Vorjahren aufweist. Über die Wintermonate lag konstant Schnee im Untersuchungsgebiet. Durch die schattige Lage begann dieser erst ab ungefähr Anfang bis Mitte März 2016 zu schmelzen. Der Winter 2014/2015 scheint ebenfalls

keine nennenswerten Abweichungen zu den Vorjahren aufzuweisen. Laut den Bewohnern war der Winter 2014/2015 vergleichsweise ein etwas milderer. Angeblich lag bis Jänner 2015 vergleichsweise wenig Schnee. Ab Jänner 2015 häufte sich dann allerdings der Schnee an.

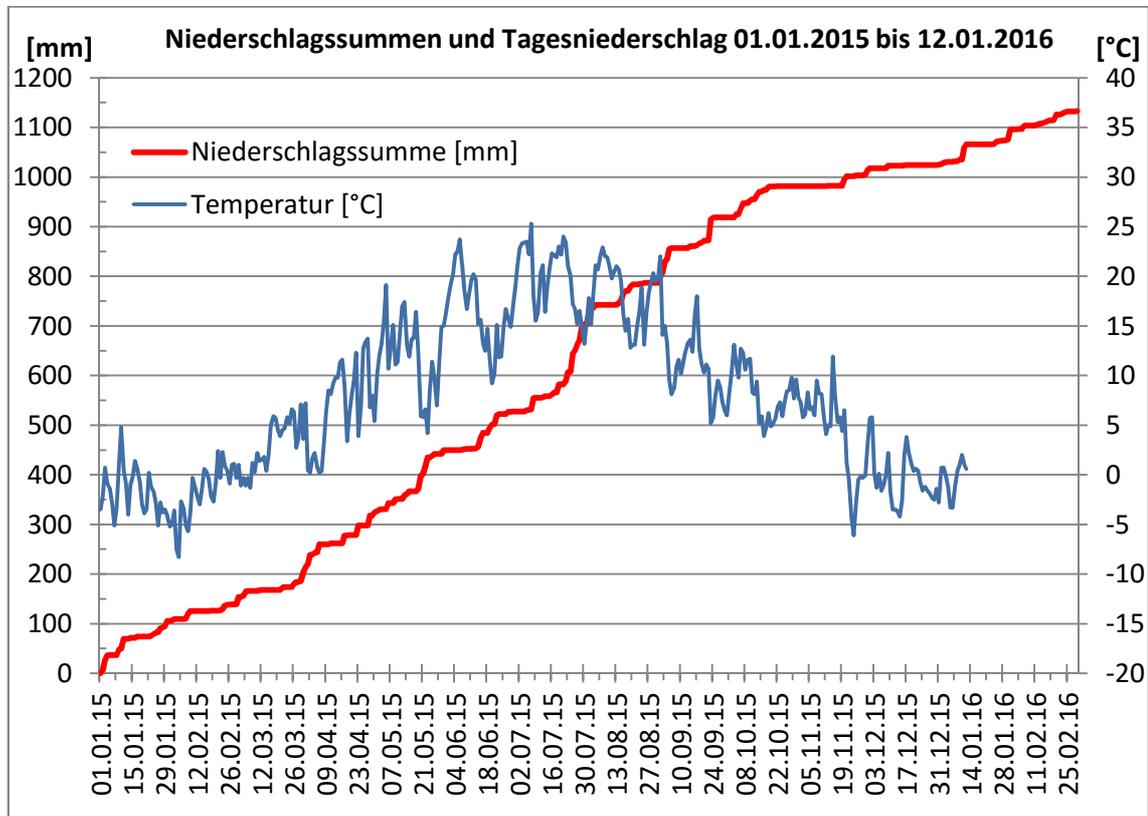


Abbildung 3-21: Niederschlagssumme und Temperatur der Messstelle Hydrographischer Dienst Salzburg – Wagrain im Zeitraum von 01.01.2015 bis 29.02.2016

Wie in den Grafiken der Porenwasserdruckgeber bereits ersichtlich, sind an dieser Stelle die Niederschlagssummen der vor Ort installierten Wetterstation nochmals zusammengefasst. Ebenfalls wurden der Darstellung die erfassten Temperaturen hinzugefügt. Die Ergebnisse des Messzeitraumes vom 19.11.2015 bis zum 29.02.2016 sind in Abbildung 3-22 dargestellt. Aus einem Vergleich der beiden Wetterstationen ist zu erkennen, dass diese vergleichbar zu sein scheinen. Eine zeitliche Verzögerung ist nur schwer nachvollziehbar, da die Messwerte der Wetterstation in Wagrain einmal pro Tag vorliegen und die Messwerte der metrologischen Wetterstation vor Ort alle fünf Minuten.

Bei der Niederschlagssumme im Untersuchungsgebiet sind im Wesentlichen die beiden Niederschläge am 31.01.2016 sowie am 20.02.2016 hervorzuheben. Die installierte Wetterstation zeichnet ausschließlich Niederschlag in Form von Regen auf.

Ein allfälliges Abschmelzen einer Schneean Sammlung auf der Messstation zu Beginn der Regenereignisse ist aufgrund dessen nicht ausgeschlossen.

Nichts desto weniger stehen diese Werte repräsentativ für den im Untersuchungsgebiet niedergegangenen Niederschlag.

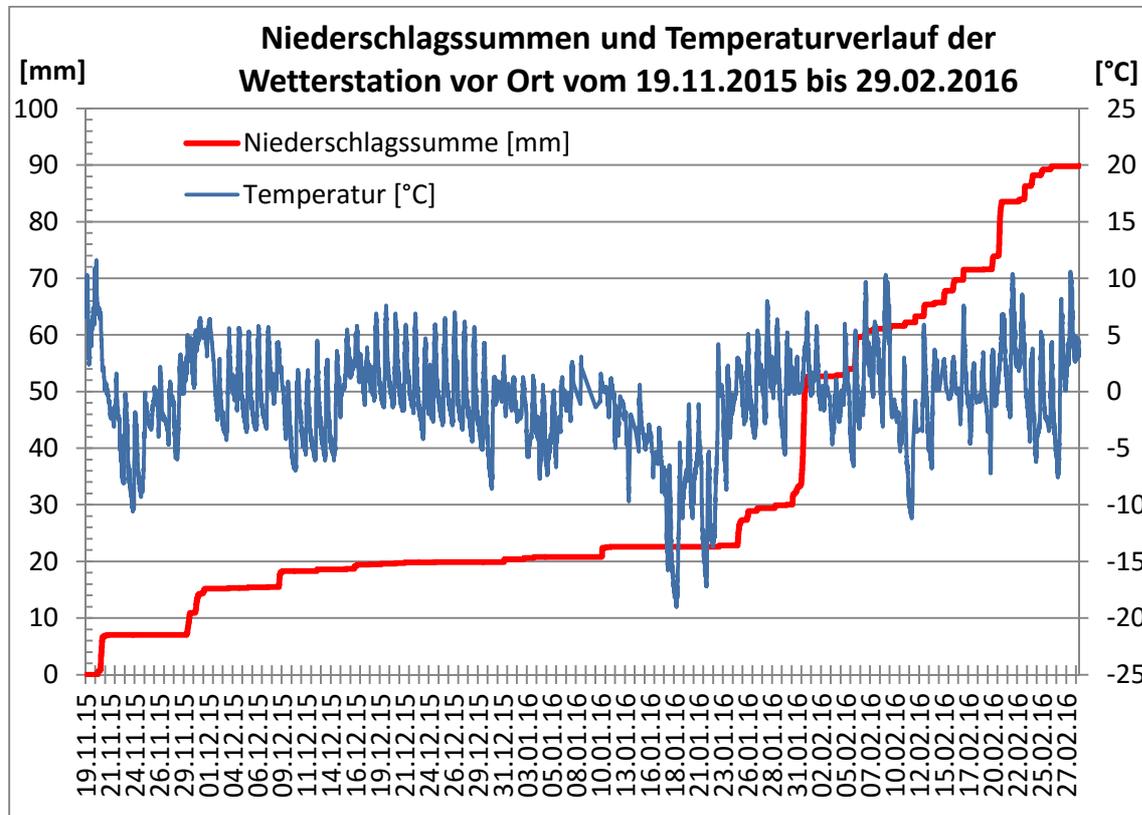


Abbildung 3-22: Niederschlagssumme und Temperatur der meteorologischen Messstelle vor Ort im Zeitraum von 19.11.2015 bis 29.02.2016

Die Temperatur im Untersuchungsgebiet scheint seit Mitte November 2015 bis Ende Februar 2016 in der Nacht kontinuierlich unter Null zu sinken.

Da die Bewegungen laut den Bewohnern des Untersuchungsgebietes zuzunehmen scheinen, ist ein Vergleich der Niederschläge sowie der Temperatur der zurückliegenden Jahre sinnvoll. Dahingehend sind bei der Erhebung der Daten der Messstelle des Hygrologischen Dienstes die Niederschlagsdaten bis in das Jahr 2010 zurückreichend erhoben worden. Dieser Vergleich – in Abbildung 3-23 dargestellt – soll markante Unterschiede von starken Niederschlagsereignissen oder Niederschlagsperioden hervorheben, um weitere Indizien für die Bewegungen im Frühjahr 2015 zu haben.

Der Summenniederschlag des Jahres 2015 ist in der Abbildung 3-23 in rot dargestellt. Auf den ersten Blick sind keine erheblichen Unterschiede zu den Jahren 2013 und

2014 zu erkennen. Das Niederschlagsjahr 2012 weist eine erhebliche Niederschlagsserie zu Beginn des Jahres auf, anschließend zeigt der Niederschlag einen vergleichsweise flacheren Verlauf zu den Jahren 2013-2015. Ab Juli 2012 steigt dieser Verlauf allerdings wieder an und nimmt bis zum Ende des Jahres 2012 nicht wieder ab. Dies macht das Jahr 2012 zum niederschlagsreichsten Jahr.

Die Niederschlagskurven der Jahre 2013 bis 2015 zeigen einen relativ ähnlichen Verlauf mit zeitlich variierenden starken Niederschlagsereignissen.

Gegenüber den Jahren 2012-2015 sind die drei markierten Bereiche herauszuheben. Speziell jener Bereich im April weist gegenüber den vorhergehenden Jahren eine starke Steigung im Verlauf auf, was folglich auf eine verhältnismäßig starke Niederschlagsserie hindeutet. Die erhöhte Steigung in den Zeiträumen von Ende Mai 2015 und Ende Juli 2015 sind zeitlich versetzt auch in den andern Jahren wieder zu erkennen.

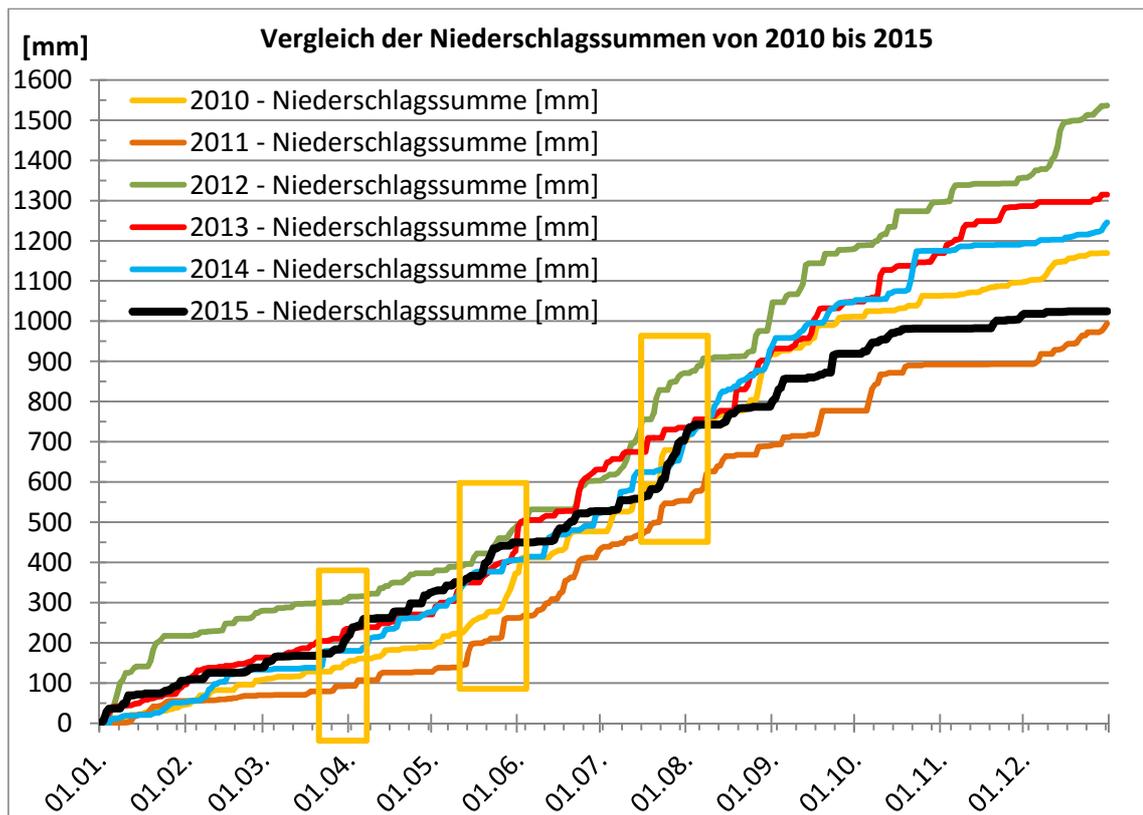


Abbildung 3-23: Vergleich der Niederschlagssummen der Messstelle Hydrographischer Dienst Salzburg – Wagrain im Zeitraum von 2010 bis 2015

Der Zeitraum von Anfang April 2015 bis Anfang Juni 2015 weist gegenüber den Vorjahren eine etwas stärkere Steigung im Verlauf auf. Das Ende des Jahres 2015 ist wiederum zu den Vorjahren als eine relativ trockene Periode zu interpretieren.

Wie bereits erwähnt wird vermutet, dass aufgrund der verhältnismäßig starken Niederschläge Ende Juli 2015 sowie Anfang August 2015 und der ausgebliebenen Bewegung des Hanges, die Schneeschmelze in Kombination mit Regenfällen eine mögliche Ursache darstellen. Um Anhaltspunkte zu haben, anhand welcher die Winter bzw. die Schneemengen ungefähr abgeschätzt werden können, sind in der folgenden Abbildung 3-24 die Temperaturen der Jahre 2010 bis 2015 ersichtlich.

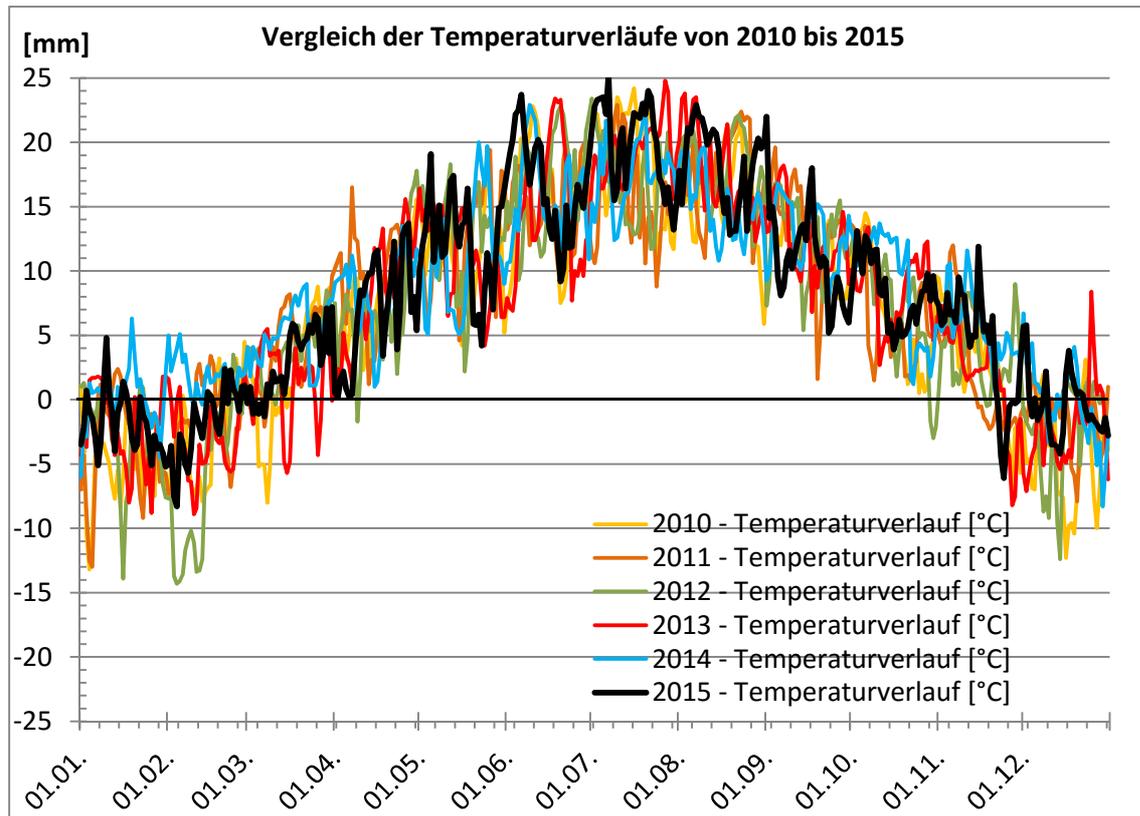


Abbildung 3-24: Vergleich der Tagesmitteltemperaturen der Messstelle Hydrographischer Dienst Salzburg – Wagrain im Zeitraum von 2010 bis 2015

Bei den Temperaturen handelt es sich um die Tagesmitteltemperatur an der Messstelle in Wagrain. Da der Schnee bei der Wetterstation in Wagrain zum Schmelzen gebracht wird, wurde anhand der Temperatureaufzeichnungen und den Niederschlagsdaten versucht, eine Aussage über die Schneemenge am Untersuchungsgebiet zu treffen. Zusätzlich wurden die Bewohner bezüglich der Schneemenge im Winter 2014-2015 befragt. Daraus lässt sich ableiten, dass vermutlich bis Anfang Jänner 2015 Verhältnismäßig wenig Schnee im Untersuchungsgebiet vorhanden war. Die Schneemengen sich allerdings ab Jänner 2015 angehäuft haben.

Berücksichtigt man die im Winter eher schattige Lage des Untersuchungsgebietes sowie die Höhendifferenz zwischen der Wetterstation und dem Untersuchungsgebiet, so könnte eine Schneeschmelze ab Anfang bis Mitte März 2015 möglich gewesen sein.

Abschließend können die Niederschlagsdaten so zusammengefasst werden, dass durchaus Unterschiede in den Jahren 2010 bis 2015 sowohl bei den Niederschlägen als auch bei den Temperaturen zu erkennen sind. Ob und ab wann sich eine kritische Niederschlagsmenge bezogen auf eine Bewegung des Hanges einstellt, kann zum derzeitigen Stand der Untersuchungen lediglich vermutet werden. Um eine fundiertere Aussage treffen zu können, sind dokumentierte maßgebende Verschiebungen in Kombination mit den Niederschlägen zu vergleichen. Ein Versuch eines solchen Vergleiches wird im folgenden Kapitel 3.5 gegeben.

3.5 Interpretation der Messdaten

In diesem Kapitel werden die als relevant erachteten Daten aus den Kapiteln 3.1, 3.2 sowie 3.3 und 3.4 – sofern diese nicht bereits im jeweiligen Kapitel diskutiert wurden – zusammengefasst und verknüpft.

Diesbezüglich werden in einem nächsten Schritt die Verschiebungsvektoren der geodätischen Vermessung mit den Niederschlagsdaten verglichen.

3.5.1 Vergleich von Niederschlag und geodätischen Verschiebungsvektoren

Für diesen Vergleich wurden die Daten der geodätischen Vermessung ab der Nullmessung am 19.03.2015 bis zur zehnten Folgemessung am 03.12.2016 sowie die Niederschlagssummen der Messstelle in Wagrain herangezogen. Für diesen Vergleich sind wiederum die beiden repräsentativen Messpunkte H11 und S3 zur Anwendung gekommen.

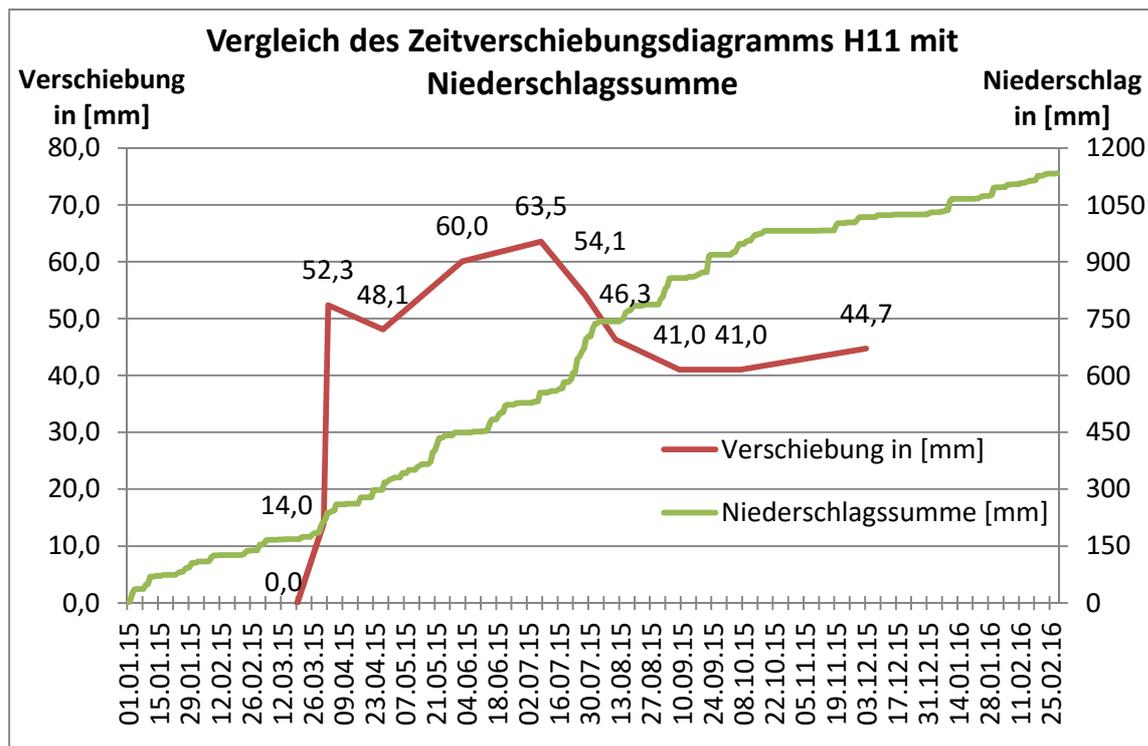


Abbildung 3-25: Vergleich des Verschiebungsvektors H11 mit der Niederschlagssumme der Messstelle Hydrographischer Dienst Salzburg – Wagrain

Beginnend mit dem Messpunkt H11 am südöstlichen Gebäudeeck des Wirtschaftsgebäudes der Familie G. ist in Abbildung 3-25 der Vergleich dargestellt.

Aufgrund der Verschiebung von ungefähr 14 mm nach der ersten Folgemessung am 31.03.2015, ist es möglich, dass sich bereits vor der Nullmessung Verschiebungen

zugetragen haben. Die erste und die zweite Folgemessung wurden innerhalb von drei Tagen – 31.03.2015 und 02.04.2015 – durchgeführt. In diesem Zeitraum wurden Verschiebungen von ca. 30 – 40 mm dokumentiert.

Dieses Verschiebungsbild ist ebenfalls im Messpunkt S3 zu erkennen. Die Verschiebungen – in Abbildung 3-26 ersichtlich – sind betragsmäßig etwas geringer, allerdings ist die Verschiebung nach der zweiten Folgemessung konstanter als jene der Messmarke H11. Betrachtet man das Verschiebungsbild der zweiten, dritten und vierten Folgemessung aller Messpunkte, so scheint es, dass die Verschiebungen der zweiten Folgemessung betragsmäßig etwas zu hoch ausgefallen sind. Diese Annahme beruht darauf, dass die meisten der Messpunkte in der dritten Folgemessung eine Abnahme der Verschiebung verzeichnen. Ebenso weist der Messpunkt F1, welcher als relativ unbewegt interpretiert wurde, bei der zweiten Folgemessung überdurchschnittliche Verschiebungen auf.

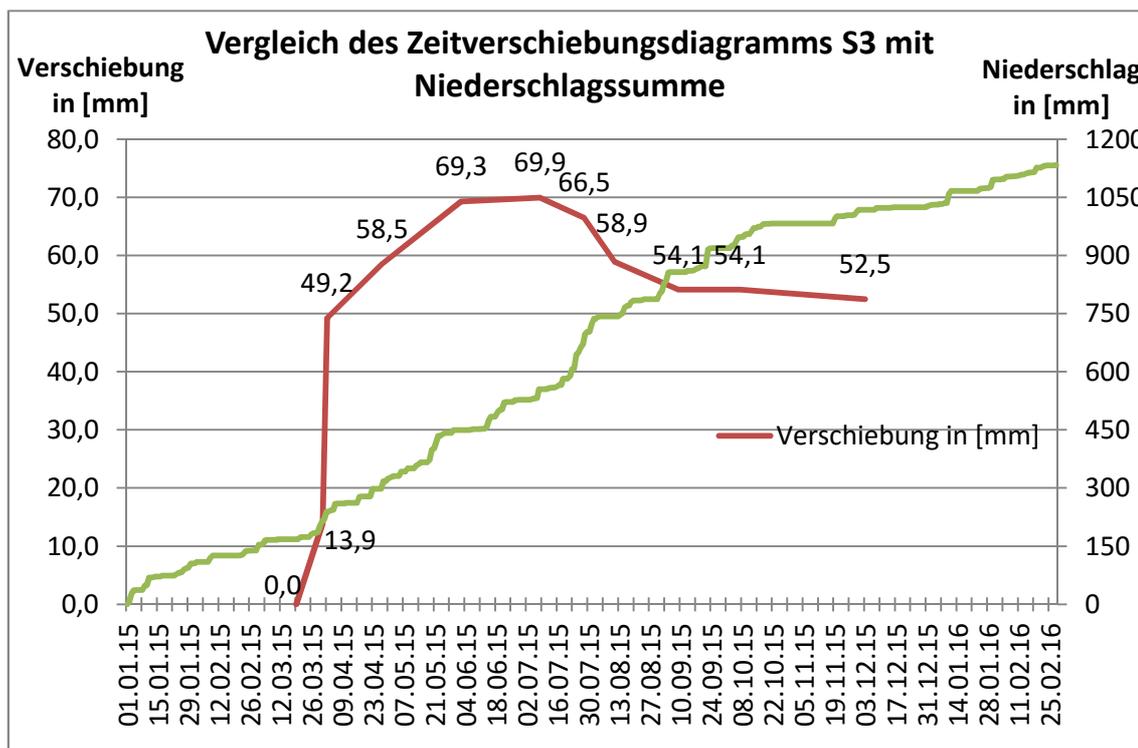


Abbildung 3-26: Vergleich des Verschiebungsvektors S3 mit der Niederschlagssumme der Messstelle Hydrographischer Dienst Salzburg – Wagrain

Dennoch scheint sich vom 31.03.2015 bis zum 02.04.2015 eine überdurchschnittliche Verschiebungsrate zugetragen zu haben.

Das Niederschlagsereignis, welches sich im Zeitraum der ersten und zweiten Folgemessung ereignet hat, beginnt am 26. März 2015 und endet am 06. April 2015. Betrachtet man die Einzelniederschläge dieses Niederschlagsereignisses in

Abbildung 3-20, sind in diesen 13 Tagen Niederschläge in der Summe von ungefähr 85.9 mm niedergegangen. Dies würde einem durchschnittlichen Tagesniederschlag von 7.16 mm/Tag entsprechen. Dabei sind die einzelnen Tagesniederschläge vom 30.03.2015 mit 17.6 mm, vom 02.04.2015 mit 18.8 mm und vom 06.04.2015 mit 16.0 mm hervorzuheben.

Vergleicht man das mit den Temperaturen in Abbildung 3-21 so liegen die Tagesmitteltemperaturen zu dieser Zeit zwischen +5.9 und -1.2 °C. Berücksichtigt man die Lage des Untersuchungsgebietes ist es wahrscheinlich, dass sich dieser Niederschlag sowohl in Form von Schnee als auch in Form von Regen ereignet hat.

Trotz der wahrscheinlich mit Ungenauigkeiten behafteten Verschiebungsmessung der zweiten Folgemessung, wird der ermittelte durchschnittliche Tagesniederschlag von 7.16 mm als erster Anhaltspunkt für eine kritische Niederschlagsmenge herangezogen.

Betrachtet man die dritte Folgemessung vom 27.04.2015 weist jene von S3 dem Trend folgend eine Zunahme der Verschiebung um 9.3 mm auf. Der Messpunkt H11 hingegen weist eine Reduktion der Verschiebung von 4.2 mm auf. Dies ist – wie zuvor erwähnt – wahrscheinlich auf eine Messungenauigkeit der zweiten Folgemessung zurückzuführen. Ein Unterschied der betragsmäßigen und zeitlichen Verschiebung könnte allerdings auch infolge unterschiedlicher Bewegungstrends in der Rutschmasse selbst hervorgerufen werden.

Diese Ungenauigkeit in der Vermessung macht es in weiterer Folge schwierig die Verschiebungen der Folgemessungen in Abhängigkeit der Niederschlagsereignisse zu vergleichen.

Anknüpfend an das Niederschlagsereignis und die Verschiebungen bis zur zweiten Folgemessung sind zwischen 06.04.2015 und 17.04.2015 mit keinen bis wenig Niederschlägen dokumentiert worden. Am 17.04.2015, 23.04.2015 und 28.04.2015 ereigneten sich Einzelniederschläge in der Höhe von 15.6 mm, 19.3 mm und 20.2 mm pro Tag. Dazwischen waren wiederum keine bis lediglich geringe Tagesniederschläge zu verzeichnen. Würde man einen Tagesdurchschnitt des Niederschlages vom 17.04.2015 bis zum 28.04.2015 so berechnen, ergibt sich dieser mit 4.69 mm/Tag. Dieser Tagesdurchschnitt ist nicht unbedingt repräsentativ, da dazwischen mehrere Tage ohne Niederschlag liegen. Dahingehend besteht die Möglichkeit, dass die vorhergehenden Niederschläge bereits versickert und abgeronnen sind, bevor sich die neuerlichen Niederschläge ereignen. Diese Vermutung beruht auf dem in Kapitel 3.4

beschriebenen Zusammenhang von Porenwasserdruckanstieg zu Niederschlagsereignis. Dabei verzögert sich der Anstieg des Niederschlages – bei einem Niederschlagsereignis im November 2015 – um ca. 1 Tag und 7 Stunden und die Reduktion verzögert sich ca. 3 Tage und 10.5 Stunden (ab Ende der Niederschlagsperiode). Somit kann vereinfacht angenommen werden, dass Niederschlagsperioden, in denen zwei Tage kein Niederschlag erfolgt, immer noch zusammenhängen. Liegen mehr als zwei Tage zwischen den Niederschlagsereignissen, baut sich der Porenwasserdruck in der Zwischenzeit wieder ab.

Verknüpft man diese Annahme mit der Gegenüberstellung der Verschiebungen mit den Niederschlagsdaten, so fällt der Unterschied zwischen den Bewegungsgeschwindigkeiten auf. Unter Bewegungs- oder Verschiebungsrates wird die Verschiebung innerhalb eines Zeitraumes verstanden. Die Bewegungsrate wird in der Grafik als Steigung der Ausgleichsgeraden wiedergegeben. Das bedeutet, je steiler eine Ausgleichsgerade desto größer die Bewegungs- oder Verschiebungsrates.

Des Weiteren ist anzumerken, dass die im Folgenden – aus dem zeitlichen Abstand sowie der gemessenen Verschiebung der Messpunkte der Folgemessungen – berechneten Verschiebungsrates lediglich Vergleichswerte darstellen. Diese Werte bedeuten nicht, dass sich die Verschiebung mit dieser Rate kontinuierlich über die Zeit so verhält. Ebenfalls handelt es sich bei den verwendeten Begriffen Bewegungs- bzw. Verschiebungsgeschwindigkeit sowie Bewegungs- und Verschiebungsrates um Synonyme, die diesen Vergleichswert beschreiben und alle dasselbe bedeuten.

Bezugnehmend auf die Verschiebungsgeschwindigkeiten zwischen der ersten und zweiten sowie der nachfolgenden Folgemessungen, weisen diese relativ große Unterschiede auf. Auch wenn die Verschiebung der zweiten Folgemessung wahrscheinlich betragsmäßig geringer ausgefallen ist, ist es unwahrscheinlich, dass sich der Betrag in einem solchen Maß reduziert, dass die Steigung der Gerade flacher wird wie die Steigung der folgenden Geraden. Das bedeutet, dass sich die Verschiebungsrates mit zunehmender Zeit zu reduzieren scheinen.

In weiterer Folge wird auf den Vergleich der aussagekräftigeren Verschiebungsrates zwischen der dritten (27.04.2015) und der vierten (02.06.2015) sowie der vierten und der fünften (08.07.2015) Folgemessung eingegangen. Diese Verschiebungsrates betragen zwischen der dritten und vierten Folgemessung bei S3 ca. 0.30 mm/Tag und bei H11 0.33 mm/Tag. Zwischen der vierten und fünften Folgemessungen reduzieren

sich diese Verschiebungsgeschwindigkeiten auf 0.01 mm/Tag bei S3 und 0.06 mm/Tag bei H11.

Stellt man diese Verschiebungsgeschwindigkeiten bzw. Verschiebungsraten den Niederschlagsdaten gegenüber, sind die im Folgenden herorgehobenen Zeiträume erwähnenswert.

In den drei Tagen vom 13.05.2015 bis zum 15.05.2015 ereigneten sich Niederschläge mit durchschnittlich 5.17 mm/Tag. Dieser Tagesdurchschnitt über die drei aufeinanderfolgenden Tage liegt unter dem angenommenen kritischen Tagesdurchschnitt von 7.16 mm/Tag. Dieser Bereich wird deshalb hervorgehoben, da nach einer Niederschlagspause von drei Tagen sich vom 19.05.2015 bis zum 25.05.2015 ein überdurchschnittliches Niederschlagsereignis mit einem Tagesdurchschnitt von 9.44 mm/Tag ereignet hat. Diese beiden Niederschlagsperioden werden nicht direkt als zusammenhängend betrachtet, da wahrscheinlich bei der Einwirkung der zweiten Niederschlagsperiode bereits eine Reduktion des Porenwasserdruckes stattgefunden hat. Aufgrund der Intensität der ersten Niederschlagsperiode von 5.17 mm/Tag kann wahrscheinlich davon ausgegangen werden, dass sich die Reduktion, zum Zeitpunkt der Einwirkung der zweiten Niederschlagsperiode, noch nicht auf das Ausgangsniveau der ersten reduziert hat. Respektive ist das Ausgangsniveau der zweiten Niederschlagsperiode wahrscheinlich höher.

Möglicherweise könnten diese beiden Niederschlagsereignisse der Grund für die Verschiebung von 10.8 mm bei S3 und von 11.9 mm bei H11 in diesem Messzeitraum bzw. für die rückgerechneten Verschiebungsraten von 0.30 mm/Tag und 0.33 mm/Tag sein.

Zwischen der vierten und fünften Folgemessung sind die Niederschlagsereignisse vom 14.06.2015 bis zum 23.06.2015 hervorzuheben. Der durchschnittliche Tagesniederschlag während dieser Niederschlagsperiode beträgt ca. 8.7 mm/Tag. Vor und nach dieser Niederschlagsperiode sind keine maßgebenden Niederschlagsereignisse dokumentiert worden. Die rückgerechnete Verschiebungsraten zwischen der vierten und der fünften Folgemessung beträgt 0.01 mm/Tag bei S3 und 0.06 mm/Tag bei H11.

Somit wurde, mit den vorhandenen Messdaten, bei einem durchschnittlichen Tagesniederschlag von 9.44 mm/Tag eine Verschiebungsraten von zwischen

0.30 mm/Tag und 0.33 mm/Tag und bei einem durchschnittlichen Tagesniederschlag von 8.7 mm/Tag eine Verschiebungsrate von 0.01 bis 0.06 mm/Tag ermittelt.

Die Gegenüberstellung dieser Verschiebungsraten von S3 und H11 in Abhängigkeit des durchschnittlichen Tagesniederschlages kombiniert mit den Verschiebungen der ersten und zweiten Folgemessung mit einem durchschnittlichen Tagesniederschlag von 7.16 mm/Tag zeigt, dass sehr wahrscheinlich nicht ausschließlich der Niederschlag in Form von Regen für die Verschiebungsraten – und in weiterer Folge die Verschiebungen an sich – verantwortlich ist.

Ebenso haben sich im Juli und August 2015 mehrere Niederschlagsperioden ereignet, welche die bisherigen durchschnittlichen Tagesniederschläge übersteigen. Beginnend bei der Niederschlagsperiode vom 05.07.2015 bis zum 04.08.2015, weist diese in der 31 Tage andauernden Niederschlagsperiode einen durchschnittlichen Tagesniederschlag von 6.93 mm/Tag auf. Diese Niederschlagsperiode kann bei genauerer Analyse wiederum in drei Perioden eingeteilt werden. Dabei weist die mittlere Periode vom 22.07.2015 bis zum 29.07.2015 einen durchschnittlichen Tagesniederschlag von 14.35 mm/Tag auf. Bei der 15-tägigen Periode davor beträgt der durchschnittliche Tagesniederschlag ca. 3.63 mm/Tag und bei der Niederschlagsperiode nach dem 29.07.2015 beträgt der Tagesniederschlag im Durchschnitt 7.6 mm/Tag. Weitere Niederschlagsperioden ereigneten sich vom 15.08.2015 bis zum 20.08.2015 mit 5.87 mm/Tag, vom 01.09.2015 bis zum 06.09.2015 mit 11.7 mm/Tag und vom 22.09.2015 bis zum 25.09.2015 mit wiederum 11.7 mm/Tag. In der letzten Niederschlagsperiode ist am 23.09.2015 ein einzelner Tagesniederschlag von 42.5 mm dokumentiert worden.

Während dieser teilweise intensiven Niederschlagsperioden wurden keine markanten Verschiebungen bzw. Verschiebungsraten von Seiten der terrestrischen Vermessung als auch der Inklinometervermessung aufgezeichnet.

Fügt man diesen Vergleichen die Tagesmitteltemperaturen aus Abbildung 3-21 hinzu, können die Verschiebungen auch nicht direkt auf ein Abschmelzen des eventuell angefallenen Schnees zurückgeführt werden. Die Tagesmitteltemperaturen im Winter 2014/15 waren überdurchschnittlich hoch, was auf wenig Schnee hinweist. Des Weiteren scheinen die Temperaturen erst im März 2015 auf unter Null Grad Celsius zu sinken und bleiben bis Mai 2015 im Bereich der Null Grad Grenze. Eventuell sind zwischen den aufgezeichneten Temperaturdaten in Wagrain sowie den lokalen

Bedingungen am Untersuchungsgebiet dahingehend Unterschiede vorhanden, dass durchaus eine Schneeansammlung im Winter 2014/15 möglich war.

Das Obere Gründeck – der Gipfel auf dessen Flanke das Untersuchungsgebiet liegt – weist möglicherweise andere meteorologische Verhältnisse auf als das Untersuchungsgebiet an der Messstelle in Wagrain. Dahingehend könnte eine weitere Möglichkeit bestehen, dass das Untersuchungsgebiet einen Teil seines Grundwassers aus dieser Flanke des Oberen Gründecks bezieht.

3.5.2 Auffälligkeiten und Anmerkungen

Bei einer Besprechung Anfang November 2015 wurden von Seiten der bearbeitenden Geologen und Geotechniker Bedenken bezüglich der Dachentwässerung sowie der Möglichkeit einer Bewässerung der Scherfuge über die Risse im Zufahrts- und Hofbereich geäußert. Infolgedessen wurde entschieden, dass die Dachentwässerung oberflächlich in einen Bereich umgeleitet wird, in welchem kein Abscheren der Entwässerungsleitungen vermutet wird. Ebenso wurden die Risse im Asphalt mit Bitumen vergossen um eine eventuelle Bewässerung der Scherfuge, mit den im Hofbereich anfallenden Regenwässer, zu vermeiden. In diesem Zuge wurden auch die Abwässer, welche aus den höher gelegenen Bereichen westlich des Wirtschaftsgebäudes anfallenden, oberflächlich umgeleitet.

Anfang und Mitte Februar 2016 ereigneten sich Niederschlagsperioden mit durchschnittlich 8.48 mm/Tag und 7.6 mm/Tag. Zum Zeitpunkt der Niederschlagsperioden lag ebenfalls Schnee im Untersuchungsgebiet. Dahingehend ist eine Kombination von Regen und Schneeschmelze durchaus wahrscheinlich. Die überdurchschnittlichen Niederschlagsperioden im Februar 2016 dauerten jeweils drei Tage an. Jene im März 2015 mit einem durchschnittlichen Tagesniederschlag von 7.16 mm/Tag dauerten hingegen zwölf Tage an. Im gesamten Februar 2016 fielen 56.5 mm und im März 2015 74.6 mm Niederschlag.

Dass im Februar 2016 immer noch keine Verschiebungen gemessen wurden kann einerseits daran liegen, dass dieser im Vergleich mit März 2015 – in welchem Verschiebungen aufgezeichnet worden sind – trockener war. Andererseits besteht auch die Möglichkeit, dass dies mit der Umleitung der Dachwässer und der Abdichtung der Fugen und Risse im Zufahrts- und Hofbereich bzw. einer Kombination aus beidem zusammenhängen kann.

Des Weiteren wird an dieser Stelle nochmals auf die Festpunkte der geodätischen Vermessung eingegangen. Wie im zugehörigen Kapitel 3.1 bereits erwähnt wurde, besteht die Möglichkeit, dass die Festpunkte sich nicht wie angenommen in einer „ruhenden“ Lage befinden.

Darauf deutet einerseits die kontinuierliche Reduktion der Messergebnisse nahezu aller Messpunkte zwischen der fünften (07.08.2015) und der achten (09.09.2015) Folgemessung hin. Andererseits deutet auch die Zunahme der Verschiebungsvektoren an den Messmarken H1 und H2 bei der zehnten (03.12.2015) Folgemessung auf eine mögliche Bewegung in diesem Bereich hin. Dahingehend wird empfohlen, diesen Bereich des Untersuchungsgebietes bei den kommenden Messungen genauer zu untersuchen.

Ebenso wurden bei einer weiteren Begehung Ende Februar 2016 Wasseraustritte oberhalb der Zufahrtsstraße zu den Gehöften im Bereich der Messmarken ersichtlich. Dies könnte auf eine Durchfeuchtung mit einem eventuell überdurchschnittlichen Anstieg des Grundwasserspiegels und Porenwasserdruckes hindeuten. Diese Anmerkungen beruhen allerdings ausschließlich auf visuellen Beobachtungen und unterliegen keiner detaillierten Untersuchung.

Abschließend kann das Kapitel der Messdaten so zusammengefasst werden, dass die installierten Messinstrumente nach einer anfänglichen Einarbeitung plausible Messdaten liefern. Bis zur letzten Aktualisierung der Messdaten Ende Februar 2016 sind seit Juni 2015 keine nennenswerten Verschiebungen dokumentiert worden. Dahingehend beruhen die ausgearbeiteten Zusammenhänge und Verknüpfungen auf Annahmen, welche es im Zuge weiterer messtechnischer Beobachtungen zu prüfen gilt.

Basierend auf diesen Daten wurde in weiterer Folge ein Berechnungsmodell erarbeitet. Dieses Berechnungsmodell wird im nachfolgenden Kapitel erläutert und Teile der Berechnungsergebnisse werden dargestellt.

4 Standsicherheitsanalyse

Das vierte Kapitel widmet sich der Analyse der Standsicherheit für die vorliegende Massenbewegung. Zum derzeitigen Stand der Untersuchung ist die Lage der Gleitfuge im Detail noch unbekannt. Ebenfalls kann die in den vorigen Kapiteln bereits diskutierte Hauptursache der Bewegungen – gespanntes Grundwasser – noch nicht eindeutig belegt werden. Unter anderem wurde aus diesen Gründen die Ermittlung der Standsicherheit nicht auf einen konkreten Fall beschränkt, sondern eine bestimmte Bandbreite an möglichen Randbedingungen und Ursachen abgedeckt. Infolge dessen handelt es sich bei diesem Kapitel um einzelne Standsicherheitsberechnungen, die in weiterer Folge zu einer Standsicherheitsanalyse zusammengefasst werden.

Für die Standsicherheitsberechnungen wurden im Wesentlichen die Einwirkungen den Widerständen gegenübergestellt. Dazu sind auf der Einwirkungsseite das Eigengewicht sowie der Wasserdruck und auf der Widerstandsseite die Reibungskraft sowie die Kohäsion berücksichtigt worden.

$$\eta = \frac{\text{Widerstand}}{\text{Einwirkung}} = \frac{\text{rückhaltende Kräfte}}{\text{treibende Kräfte}} = \frac{R}{T}$$

Bei der Gegenüberstellung der treibenden mit den rückhaltenden Kräften sind die Parameter φ' und c' von großer Bedeutung. Diese beeinflussen die rückhaltenden Kräfte maßgeblich. Des Weiteren hat die Lage bzw. der Verlauf der Gleitfuge einen wesentlichen Einfluss auf die Standsicherheit.

Anhand des Verlaufs der Gleitfuge bzw. der Gleitfläche (räumliche Betrachtung) kann in weiterer Folge die Form sowie die Masse des Gleitkörpers abgeschätzt werden. Weiteres ergibt sich unter anderem über die Neigung der Gleitfuge der Betrag der mobilisierten Reibungskraft (unter Berücksichtigung von φ') sowie der treibende Anteil der Gewichtskraft. Detailliertere Erläuterungen zur Ermittlung dieser Kräfte sowie dem Einfluss der Neigung erfolgen in den nachfolgenden Kapiteln.

Die bodenmechanischen Parameter können über Labor- oder Feldversuche bestimmt werden, anhand von Erfahrungswerten bzw. Literaturquellen oder über Rückrechnungen ermittelt bzw. abgeschätzt werden. Bei der vorliegenden Massenbewegung wurden an drei Bodenproben aus der Kernbohrung KB1-15 Laborversuche durchgeführt. Diese Laborergebnisse sollten allerdings nicht als absolute Parameter angesehen werden. Um für die vorliegende Untersuchung aussagekräftigere Ergebnisse zu haben, müssten mehr als drei Bodenproben

untersucht werden. Anhand eines einzelnen Laborversuchs kann beispielsweise die Bandbreite des Moränenmaterials nicht abgedeckt werden und insbesondere die mögliche Gleitebene im Übergang Moräne zu Phyllit nicht ausreichend erfasst werden. Die Laborergebnisse wurden in Kapitel 2.2.1 dargestellt und beschrieben.

Infolge dessen lag das primäre Ziel der Standsicherheitsanalyse weniger auf einer absoluten Aussage über die Standsicherheit des Hanges, als vielmehr in einer Evaluierung der Ursache- und Wirkungsbeziehung der einzelnen treibenden und rückhaltenden Kräfte.

Für diese Evaluierung wurden mit dem Programm Slide von Rocscience unterschiedliche Reibungswinkel für die maßgebenden Bodenschichten und unterschiedlichen Porenwasserdrücken angewendet und analysiert. Als grobe Kontrolle wurden die Ergebnisse aus Slide mit vereinfachten Handrechnungen am Modell Kräftegleichgewicht an einer hangparallelen Gleitfuge verglichen. Dazu wurde eine unendlich lange Böschung angenommen.

Im weiteren Verlauf wird detaillierter auf die Modellierung, Berechnung sowie auf die Ergebnisse mit dem Berechnungsprogramm Slide eingegangen. Anschließend erfolgt die Erläuterung der vereinfachten Annahme des Modells Kräftegleichgewicht an einer hangparallelen Gleitfuge.

4.1 Standsicherheitsberechnung mittels Slide 6.0

Slide 6.0 ist ein analytisches 2D-Berechnungsprogramm von Rocscience. Das Programm berechnet die Standsicherheit anhand des Lamellenverfahrens – unter Berücksichtigung der gängigsten Methoden. Dabei wird der Gleitkörper in möglichst gleichmäßige, vertikale „Lamellen“ eingeteilt. Diese Lamellen sind oben durch das Gelände und unten durch die Gleitfuge begrenzt. Aus diesem Grund wird neben den Materialparametern auch die Geländeform berücksichtigt. Da die Grundwasserverhältnisse beim Lamellenverfahren berücksichtigt werden, sind ebenfalls die Angaben zur Grundwassersituation erforderlich.

Diesbezüglich ermöglicht das Programm Slide 6.0 die Grundwasserverhältnisse auf Basis der Finite-Elemente-Methode zu simulieren und die daraus ermittelten Porenwasserdrücke in die analytischen Standsicherheitsberechnungen zu

übertragen.⁵⁰ Um aus dieser Simulation realistische Ergebnisse zu erhalten, sollten die Durchlässigkeiten der einzelnen Schichten relativ genau bekannt sein.

Da im vorliegenden Fall ein im Detail deutlich variierender Schichtaufbau (auch innerhalb des Moränenmaterials) vorliegt, kann die Durchlässigkeit der Moräne lediglich grob abgeschätzt werden. Aus diesen Gründen wurden die Porenwasserdrücke nicht mittels Slide berechnet, sondern in Anlehnung an die Ergebnisse der Porenwasserdruckmessung über Piezometerlinien vorgegeben.

Die Ermittlung der Sicherheitsfaktoren erfolgte über das globale Sicherheitskonzept. Das bedeutet, dass charakteristische Materialparameter verwendet wurden und dass in weiterer Folge – um eine Standsicherheit zu gewähren – der Sicherheitsfaktor $\eta \geq 1.0$ betragen muss.

4.1.1 Modellierung der Massenbewegung mittels Slide

Zu Beginn der Modellierung wurde das in Kapitel 2.3 erarbeitete Untergrundmodell herangezogen und in das Berechnungsprogramm übertragen. In einem nächsten Schritt werden den Materialien die gewünschten bodenmechanischen Eigenschaften zugeteilt. Die eingegebenen geometrischen Randbedingungen sind in Abbildung 4-1 ersichtlich.

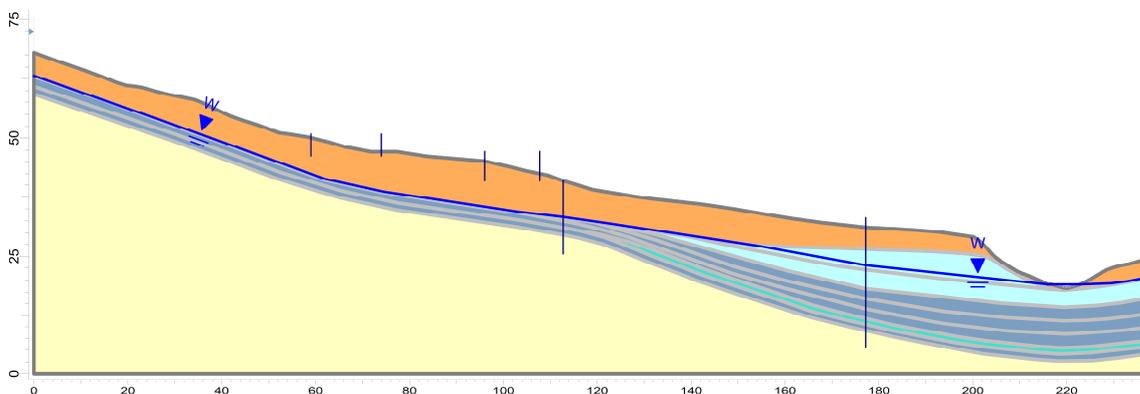


Abbildung 4-1: Berechnungsmodell in Slide

Aufgrund des vorherrschenden Porenwasserüberdruckes in der Moräne werden für die Berechnung der Standsicherheit neben dem Grundwasserspiegel auch Piezometerlinien eingesetzt. Welchen Einfluss der Porenwasserdruck bei der Berechnung mittels Lamellenverfahren hat, wird im Folgenden beschrieben.

⁵⁰ Vgl.: ROCSCIENCE: Slide 6.0 Manual. <https://www.rocsience.com/help/slide/webhelp/Slide.htm>. Datum des Zugriffs: 01.Februar.2016; Slide Model/Groundwater/Groundwater Analysis Mode

4.1.1.1 Lamellenverfahren

Zur Verdeutlichung sind in Abbildung 4-2 die Lamellen aus einer Berechnungsvariante dargestellt. Darin sind die Aufteilung der Lamellen sowie die Gleitfuge als untere, polygonale Begrenzung zum Untergrund, ersichtlich.

Ebenfalls ist in der Abbildung ein Ausschnitt der i-ten Lamelle enthalten. Anhand dieser Lamelle sind schematisch die Kräfte, welche auf eine einzelne, mittlere Lamelle wirken dargestellt. Bei der abgebildeten Lamelle handelt es sich um eine Lamelle aus dem inneren des Gleitkörpers. Aus diesem Grund weist diese Lamelle an beiden Seitenflächen Scherkräfte auf. Eine Randlamelle weist hingegen nur eine der beiden resultierenden Scherkräfte der Seitenflächen auf.

Die mobilisierte Scherkraft an der Sohle der betrachteten Lamelle ergibt sich unter Berücksichtigung des Reibungswinkels φ' sowie der Kohäsion c' und dem Winkel der Gleitfuge α , wie folgt:

$$F_R = \frac{1}{F} [(G \cdot \cos \alpha - u \cdot b) \cdot \tan \varphi + c \cdot b]$$

Aus der Gleichung ist ersichtlich, dass für die Ermittlung der mobilisierten Scherkraft die effektiven Spannungen (Normalspannung minus Porenwasserdruck) herangezogen werden.

Ebenso kommt über den Faktor $1/F$ die Fellenius-Regel zur Anwendung. Dabei ist F der Sicherheitsbeiwert, welcher besagt um welches Verhältnis $\tan \varphi$ bzw. die Kohäsion abnehmen dürfen, bis die Böschung versagt. Dieser ergibt sich somit aus dem Verhältnis von $\tan(\varphi_{\text{vorh}})/\tan(\varphi_{\text{erf}})$ bzw. aus $c_{\text{vorh}}/c_{\text{erf}}$. In weiterer Folge führt die Berücksichtigung der Fellenius-Regel zu einer iterativen Berechnung der Standsicherheit, da φ_{erf} ebenfalls aus der Gleichung für die mobilisierte Reibungskraft resultiert.⁵¹

Die treibende Kraft zufolge des Eigengewichtes für eine einzelne Lamelle ergibt sich nach Abbildung 4-2 aus der Gewichtskraft sowie dem Winkel der Scherfläche:

$$G_{//} = G \cdot \sin \alpha$$

Die Standsicherheit des gesamten Systems wird – abhängig von der Berechnungsmethode wie beispielsweise Bishop, Janbu, Morgenstern/Price, Spencer

⁵¹ Vgl.: WITT, K. J.: Grundbau-Taschenbuch - Teil 1: Geotechnische Grundlagen. S. 518ff;

etc. – über die statischen Gleichgewichtsbedingungen des Momentengleichgewichts sowie dem Gleichgewicht der Horizontalkräfte ermittelt. Dafür ist die Lage des Drehpunktes, um welches sich der Gleitkörper dreht, erforderlich.

Zusätzlich wirken neben den Kräften, infolge des Eigengewichts, auch die Scherkräfte der Seitenflächen auf die einzelne Lamelle. Daraus ergibt sich die Anzahl der Unbekannten eines Systems in Abhängigkeit der Lamellenanzahl n zu $5n-2$. Zuzufolge der horizontalen sowie der vertikalen Gleichgewichtsbedingung, dem Momentengleichgewicht sowie der Bruchbedingung an der Gleitfuge, ergeben sich $4n$ Gleichungen. Somit ergibt sich ein $(n-2)$ -faches statisch unbestimmtes System. Daher ist die Standsicherheitsbedingung, bei Erfüllung beider Gleichgewichtsbedingungen von Summe der Momente und Summe der Horizontalkräfte gleich Null nur dann lösbar, wenn die Schubkräfte in den Lamellen auf eine unbekannte Gleichungen je Lamelle reduziert werden. Um diese Reduktion auf eine unbekannte Gleichung je Lamelle zu erlangen und das statisch unbestimmte System lösen zu können, gibt es mehrere Lösungsansätze.⁵²

Beispielsweise werden beim Lamellenverfahren nach Fellenius die Seitendrucke an den Lamellen vernachlässigt. In weiterer Folge ist beim Verfahren nach Fellenius nur das Momentengleichgewicht gegeben.

Beim Verfahren nach Janbu werden die Seitendrucke ebenfalls vernachlässigt. Bei diesem Verfahren werden weiters ausschließlich die Horizontalkräfte berücksichtigt. Dadurch ist das Momentengleichgewicht nicht erfüllt, sondern nur das Gleichgewicht zufolge der Horizontalkräfte.

Das Verfahren nach Morgenstern/Price berücksichtigt die Schubkräfte in den vertikalen Lamellenbegrenzungen und erfüllt das Momentengleichgewicht sowie das Gleichgewicht der Horizontalkräfte. Hierfür verwendet das Verfahren eine mathematische Funktion zur Bestimmung der Scherkräfte an den Seitenflächen der Lamellen.

Damit die kinematische Verträglichkeit des Gleitkörpers gegeben ist, muss die Gleitfuge kreisförmig sein. Ist diese, wie im vorliegenden Fall, nicht kreisförmig, so entstehen an den Ecken der Lamellen, welche unterschiedliche Winkel aufweisen, Zwänge. Diese Zwänge werden jedoch vernachlässigt.

⁵² Vgl.: BEDNAR, W.; BLOVSKY, S.: 14. Böschungen und Geländesprünge. In: Grundbau und Bodenmechanik I, Vorlesungsskript TU-Wien. S. 32

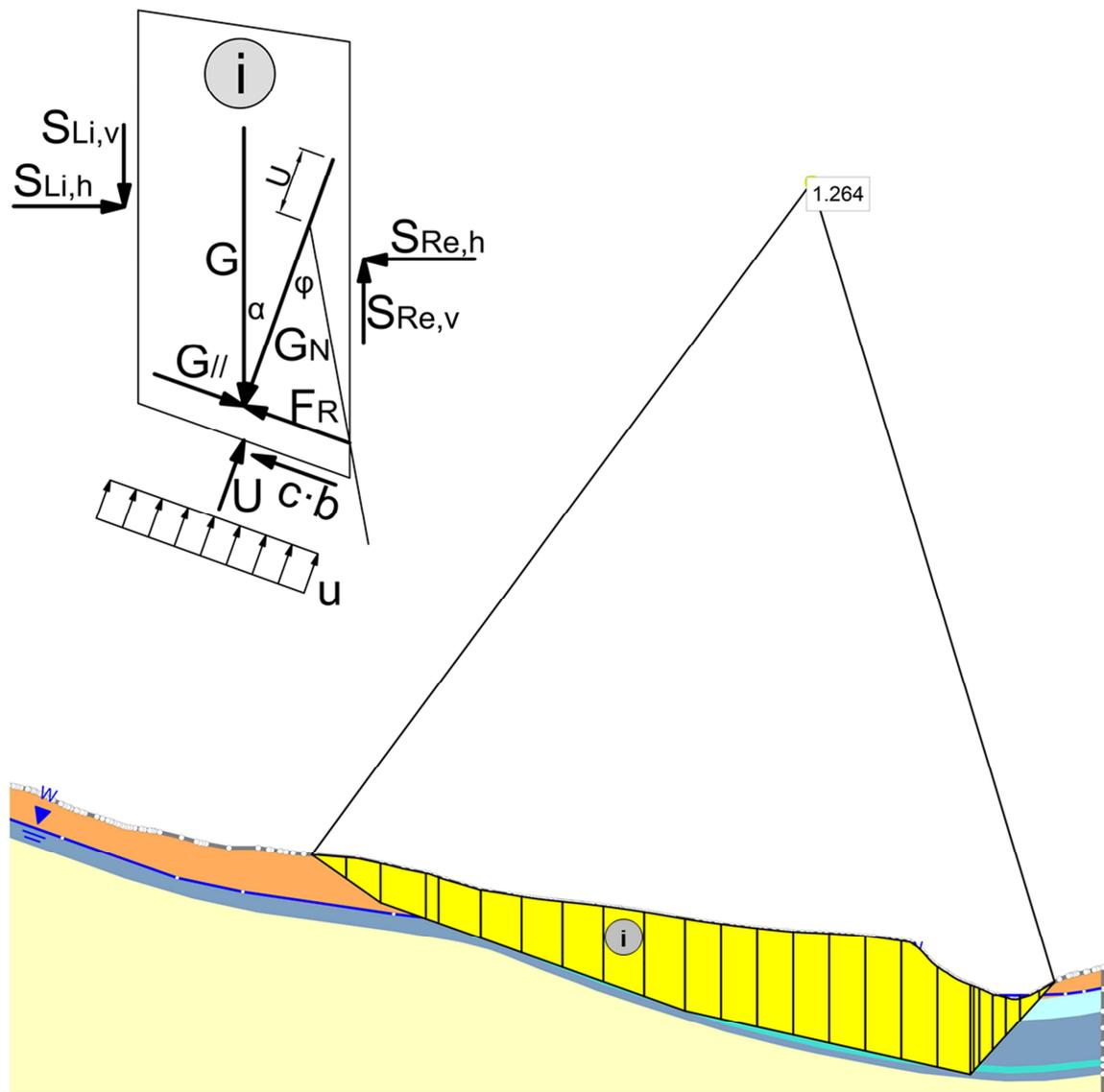


Abbildung 4-2: Berechnungsmodell aus Slide mit Lamellen⁵³

Für detailliertere Informationen bezüglich den verschiedenen Berechnungsmethoden mittels Lamellenverfahren sowie der Anwendung der Fellenius-Regel wird auf Bednar⁵⁴ und Witt⁵⁵ verwiesen.

⁵³ In Anlehnung an: WITT, K. J.: Grundbau-Taschenbuch - Teil 1: Geotechnische Grundlagen. S. 519;

⁵⁴ Vgl.: BEDNAR, W.; BLOVSKY, S.: 14. Böschungen und Geländesprünge. In: Grundbau und Bodenmechanik I, Vorlesungsskript TU-Wien.

⁵⁵ Vgl.: WITT, K. J.: Grundbau-Taschenbuch - Teil 1: Geotechnische Grundlagen. ab S. 519;

4.1.1.2 Porenwasserdruckverlauf des Modells

Wie in Kapitel 3.3 erläutert, herrscht im Bereich der Moräne ein bestimmter Porenwasserüberdruck. Wie bereits erwähnt, wurden die Grundwasserverhältnisse über Piezometerlinien simuliert. Diese Piezometerlinien stellen in Slide die Druckhöhe dar. Dabei können unterschiedlichen Schichten unterschiedliche Piezometerlinien zugeteilt werden. Der Druckverlauf in der jeweiligen Schicht ist dabei – beginnend an der Oberkante der Schicht – ein hydrostatischer Druckverlauf.

In Abbildung 4-3 ist beispielhaft der Porenwasserüberdruck von ± 0.0 m GOK bis +5.0 m GOK für die Bodenschichten von 9.0 m bis 22.0 m unter GOK dargestellt. Aufgrund der Ergebnisse der Porenwasserdruckmessung wurde ein Druckverlauf erarbeitet, welcher sich innerhalb des Moränenmaterials von 0.0 bar bei -8.0 m auf 2.65 bar bei -22.0 m aufbaut.

Dieser Porenwasserüberdruck von 2.65 bar an der Grenzschicht zwischen Moräne und Phyllit ergibt sich aus der Tiefe von ca. -22.0 m plus einer Druckhöhe von +5.0 m über GOK. Diese Druckhöhe von +5.0 m über GOK wird im Berechnungsprogramm in Form der Piezometerlinie PiL 6 simuliert (siehe Abbildung 4-3). Beginnend bei diesen 2.65 bar in 22.0 m Tiefe, reduziert sich der Porenwasserüberdruck hydrostatisch über die ca. 1.4 m starke Moränenschicht auf 2.56 bar. Die Schichtstärken wurden anhand der Kernbohrungen KB2-15 interpretiert. Dabei wurde zwischen einem Kies-Sand-Schluffgemisch und einer gering tonig, sandig, kiesigen Schluffschicht unterschieden.

Da der Druckverlauf innerhalb der Schichten ein hydrostatischer ist, erfolgt die Reduktion des Druckes vereinfacht an den Schichtgrenzen um jeweils 0.1 bar (ca 1 m Wassersäule). Dies erfolgt im Berechnungsmodell über die Zuweisung einer anderen, um 1.0 m höher liegenden Druckhöhe bzw. Piezometerlinie (PiL5). Somit reduziert sich der Druck in der von -19.3 m bis -20.6 m reichenden Moränenschicht von 2.41 bar auf 2.29 bar und springt an der Grenzschicht bei 19.3 m Tiefe wieder um 0.1 bar auf 2.19 bar. Dieses Schema der hydrostatischen Reduktion plus einer konstanten Reduktion um 0.1 bar an den Schichtgrenzen wird bis zur Oberkante der Moräne fortgesetzt.

Dieser sprunghafte, in blau eingezeichnete IST-Verlauf aus Abbildung 4-3 stellt dabei eine Vereinfachung dar. Ebenfalls in der Abbildung enthalten ist der SOLL-Verlauf. Dieser weist einen stetigen, lediglich in der Neigung der Einzelgeraden variierenden Verlauf auf.

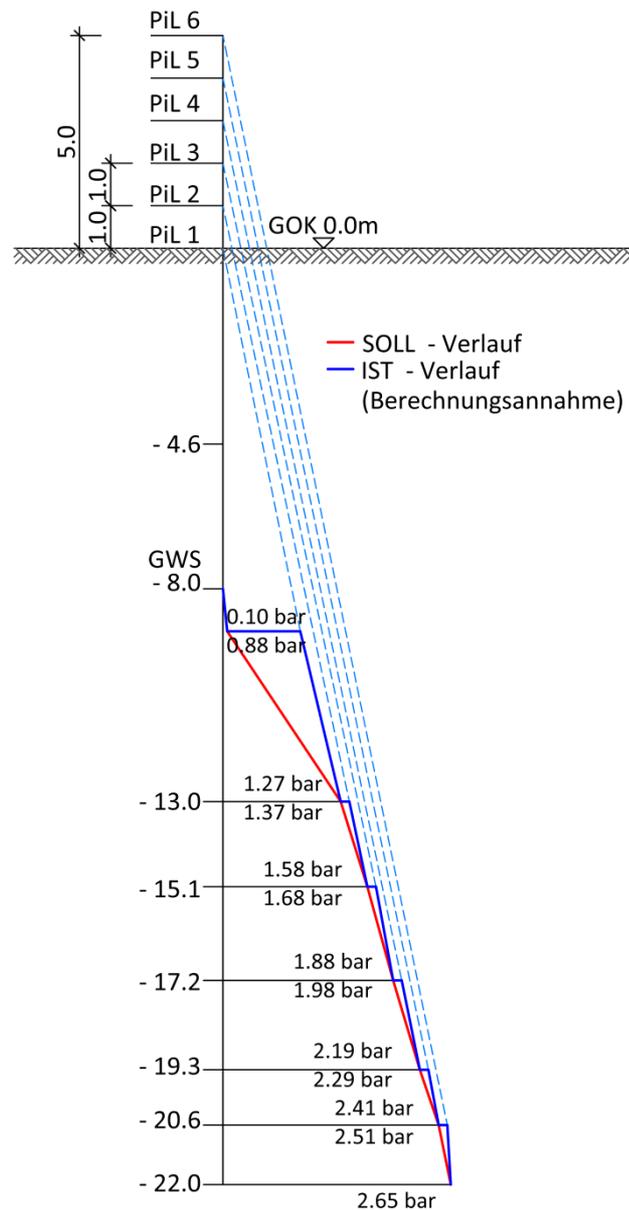


Abbildung 4-3: Beispielhafter Druckverlauf des Porenwasserüberdruckbereichs von ± 0.0 bis $+5.0$ m über GOK

Der größte Druckabbau zwischen den Schichten wurde dabei bewusst an der Grenzschicht zwischen Moräne und Hangschutt angenommen. Diese Annahme beruht auf den Ergebnissen der Porenwasserdruckmessung. Diese Messungen haben ergeben, dass der obere Porenwasserdruckgeber in 9.0 m Tiefe vermutlich mit dem Grundwasserspiegel bzw. dem Schichtwasser im Hangschutt kommuniziert. Für die Modellierung wurde nicht die Tiefe des Hangschutts aus KB2-15 als maßgebend erachtet, sondern jene aus KB3-15, welche um ca. 3 m tiefer liegt als in KB2-15. Somit wurde der Grundwasserspiegel für das Berechnungsmodell anhand der Ergebnisse des oberen Porenwasserdruckgebers bei -8.0 m interpretiert.

Der Porenwasserdruck in 14.5 m schwankte während der Messdatenaufzeichnung im Bereich von ca. ± 1 m. Unter anderem wurde aus diesem Grund der obersten Moränenschicht die Druckhöhe von +1.0 m zugeteilt. Die Annahme der 2.65 bar an der Grenzschicht zum Phyllit beruht auf dem Messergebnis während der Kernbohrung KB2-15. Bei dieser Kernbohrung wurde ein artesischer Wasserdruck von 0.5 bar an der Geländeoberkante gemessen. Da zu diesem Zeitpunkt noch keine Piezometermessstelle vorhanden war, wurde der Zeitpunkt dieser Messung mit den Niederschlagsdaten verglichen. Danach wurde eine ähnliche Niederschlagsphase in der Messperiode der Piezometer ermittelt und auf Grundlage dessen die Porenwasserdrücke der Piezometer bei einem Porenwasserüberdruck von 2.75 bar interpretiert.

Laut geodätischer Vermessung lag zum Zeitpunkt der Durchführung der Kernbohrung KB2-15 eine relativ verschiebungsarme Zeit vor. Somit wurde davon ausgegangen, dass der Druckverlauf – ca. 0.1 bar an der Grenzschicht Hangschutt-Moräne und 2.65 bar an der Grenzschicht Moräne-Phyllit – eher ein unterer Wert darstellt. Für die weitere rechnerische Untersuchung wurde der Druck von diesem Wert ausgehend gleichmäßig gesteigert. Dazu wird, für jeden weiteren Berechnungsvorgang, jeder Schicht eine um 1.0 m höher liegende Druckhöhe bzw. Piezometerlinie zugeteilt. Somit ergeben sich, wie in Abbildung 4-3 dargestellt, jeweils Druckbereiche zwischen denen stets 0.5 bar bzw. ungefähr 5 m Wassersäule liegen. Eine detailliertere Erläuterung der Druckhöhenvariation erfolgt in Kapitel 4.1.2.

4.1.1.3 *Eingrenzung der Gleitfuge*

Für die Ermittlung der Gleitfuge ist im Berechnungsprogramm Slide generell zu unterscheiden, ob eine kreisförmige oder eine polygonale Gleitfuge berechnet werden soll. Je nachdem welche Art der Gleitfuge zu berechnen ist, stehen unterschiedliche Suchkriterien zur Verfügung. Aus kinematischer Sicht ist eine kreisförmige Gleitfläche zu bevorzugen. Betrachtet man allerdings die in der vorliegenden Massenbewegung gegebenen Randbedingungen ist ein kreisförmiger Gleitkörper unwahrscheinlich. Aus diesem Grund werden im Weiteren nur polygonale Gleitfugen diskutiert.

Vorab wurde eine Evaluierung der geeigneten Suchkriterien für die Ermittlung der ungünstigsten Gleitfuge, anhand unterschiedlicher Berechnungsvarianten mit unterschiedlichen Suchmethoden und Suchkriterien durchgeführt. Zu Beginn der Evaluierung wurden lediglich Bereiche vorgegeben, in welchen die Gleitfugen beginnen und in welchen diese enden sollen. Dabei erwies sich die in Slide als Block Search

bezeichnete Methode als jene, die sowohl angemessene Gleitfugen als auch, im Vergleich zu den anderen Suchkriterien, die Gleitfugen mit den geringsten Sicherheitswerten ergab.

Anschließend wurden Anzahl, Größe und Position der Suchfenster der Block Search Methode variiert. Dabei erwiesen sich drei, in Abbildung 4-4 und in rot dargestellten Suchfenster als ausreichend. Das obere Suchfenster wurde so bestimmt, dass die Gleitfuge im Zufahrts- und Hofbereich beginnt. Die Größe und Lage des Suchfensters im Bereich des Ginaubaches wurde so gewählt, dass sich der geringste Sicherheitsfaktor ergibt. Das dritte, mittlere Suchfenster wurde deshalb hinzugefügt, damit kinematisch günstigere bzw. realistischere Gleitkörper ermittelt werden. Ohne dieses mittlere Suchfenster ergeben sich zwar geringere Sicherheiten, allerdings sehr unwahrscheinliche Verläufe der Gleitfugen.

In der folgenden Abbildung 4-4 ist das – bezogen auf das Untergrundmodell – erweiterte Berechnungsmodell ersichtlich. Ebenfalls sind in dieser Abbildung die zuvor erläuterten Druckhöhen – in Form von Piezometerlinien – sowie die Suchfenster der Block Search Methode dargestellt.

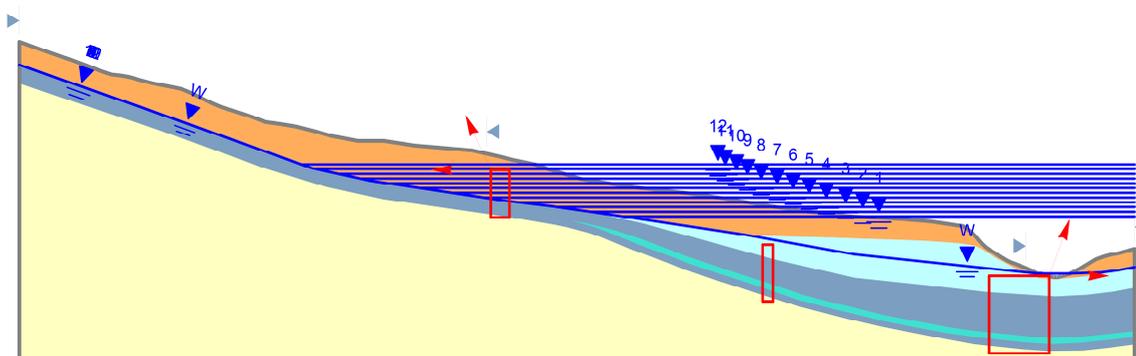


Abbildung 4-4: Erweitertes Berechnungsmodell inklusive Piezometerlinien und Block-Search Elementen

Zum Verlauf der Piezometerlinien ist an dieser Stelle noch anzumerken, dass horizontale Strömungen aufgrund der nicht geneigten Potentialverläufe nicht berücksichtigt wurden. An der Stelle an der eine Druckhöhe den Grundwasserspiegel schneidet, gehen diese in den Wasserspiegel über. Der Verlauf des Wasserspiegels wurde im oberen Bereich, ca. 20 cm oberhalb des Moränenmaterials, angenommen.

4.1.1.4 Berechnung mittels Slide

Bevor im Berechnungsprogramm Slide eine Berechnung durchgeführt werden kann, sind über die Projekteinstellungen die gewünschten Berechnungsmethoden zu wählen.

Aufgrund der polygonalen Gleitfläche wurden die Verfahren Janbu simplified sowie Janbu corrected angewendet. Zum vereinfachten Verfahren nach Janbu ist anzumerken, dass es aufgrund der kinematischen Unzulässigkeit in Kombination mit der nicht gegebenen horizontalen Gleichgewichtsbedingung zu einer Unterschätzung der Sicherheitsfaktoren kommen kann. Um dahingehend einen Vergleich zu haben wurde zusätzlich das Verfahren Janbu corrected angewendet. Dieses ermittelt zuerst anhand der Geometrie des Gleitkörpers einen Verhältnisbeiwert. Anschließend wird mittels dieses Verhältnisbeiwerts in Abhängigkeit der Kohäsion sowie des Reibungswinkels ein Faktor bestimmt. Dieser Faktor wird mit dem ermittelten Sicherheitsfaktor der vereinfachten Janbu Methode multipliziert. Somit wird eine Erhöhung der Sicherheitsfaktoren der vereinfachten Janbu Methode erreicht. Da es sich bei dieser Methode um eine faktorielle Korrektur handelt, weist die Janbu corrected Methode dieselben kinematischen Unverträglichkeiten sowie Gleichgewichtsbedingungen auf.⁵⁶

Aus diesem Grund wurde neben den zwei Janbu Methoden noch die Methode nach Morgenstern/Price zu den Berechnungsmethoden hinzugefügt. Dabei können bei der Methode nach Morgenstern/Price die kinematischen Bedingungen, aufgrund der Vorgabe der polygonalen Gleitfuge, ebenfalls nicht erfüllt werden. Allerdings erfüllt diese Methode das Momentengleichgewicht und das Gleichgewicht der horizontalen Kräfte.

Im Weiteren werden die im Zuge der Gleichgewichtsanalyse durchgeführten Berechnungen bzw. die Berechnungsergebnisse aller drei Methoden dargestellt. Aufgrund der zuvor genannten Punkte werden allerdings die Ergebnisse der Methode nach Morgenstern/Price als die aussagekräftigere erachtet.

4.1.2 Berechnungsvarianten

Bei der Beurteilung der Standsicherheit einer Böschung bzw. eines Hanges stellen der Reibungswinkel φ und die Kohäsion c zwei wesentliche Faktoren dar. Wie im Verlauf der Arbeit bereits erwähnt, weist die Moräne eine relativ breit gestreute Kornverteilungslinie auf. Ebenso scheint diese einen heterogenen Aufbau mit variierenden Schichten aufzuweisen. Aufgrund dessen wurde versucht das Moränenmaterial – ausgehend von den Ansprachen der Kernbohrungen – in zwei unterschiedliche Bodengruppen einzuteilen. Der Verlauf dieser Bodenschichten ist in

⁵⁶ Vgl.: WITT, K. J.: Grundbau-Taschenbuch - Teil 1: Geotechnische Grundlagen. S. 520f;

Abbildung 4-1 dargestellt und die dazugehörigen bodenmechanischen Kennwerte in Tabelle 4-1 ersichtlich.

Aufgrund der Charakteristik des vorhandenen Moränenmaterials, wurde es als sinnvoll erachtet, die Standsicherheitsberechnungen mit einer bestimmten Bandbreite der Bodenkennwerte durchzuführen. Da es wahrscheinlich ist, dass die Gleitfuge im Bereich des Moränenmaterials bzw. im Übergang Moränenmaterial Fels verläuft, wurden für die Standsicherheitsberechnungen nur die Reibungswinkel des Moränenmaterials variiert.

Da – wie in Punkt 4.1.1.1 bzw. 4.1.1.2 erläutert – der Porenwasserdruck die Normalspannung reduziert, wurde der Porenwasserdruck ebenfalls variiert. Dabei wurde für den ersten Berechnungsschritt vom Porenwasserdruck, welcher in Abbildung 4-1 dargestellt ist, ausgegangen. Dieser Basisdruckverlauf ist in weiterer Folge bei jedem Berechnungsschritt um 0.1 bar erhöht worden. Dabei ist stets der gesamte Druckverlauf um 0.1 bar gesteigert worden. Diese Steigerung des Druckbereiches ausgehend von ± 0.0 m über GOK bis +5.0 m über GOK jeweils um 1 m Wassersäule, ist in der folgenden Abbildung 4-5 dargestellt.

Durch die Variation des Reibungswinkels sowie der unterschiedlichen Druckhöhenbereiche ergeben sich mehrere Standsicherheitsberechnungen die zusammengefasst als Standsicherheitsanalyse gewertet werden können.

Neben dem Basisdruckverlauf, welcher im ersten Berechnungsschritt zur Anwendung kommt, sind in Abbildung 4-5 beispielhaft die Druckverläufe der Berechnungsschritte zwei und drei dargestellt. Zur Verdeutlichung der Drucksteigerungen wurden diese farblich voneinander unterschieden. Dabei sind dem ersten Berechnungsschritt die Piezometerlinien (PiL) eins bis sechs zugeteilt worden, dem Berechnungsschritt zwei die Piezometerlinien zwei bis sieben und dem Berechnungsschritt drei die Piezometerlinie drei bis acht. Ebenfalls in der Abbildung zu erkennen sind die Zuteilungen der Piezometerlinien zu den einzelnen Schichten im Berechnungsmodell. Die weiteren Berechnungsschritte sind in der Darstellung nicht enthalten, erfolgten allerdings nach demselben Schema. Ebenfalls anzumerken ist, dass der abgebildete Druckverlauf in der Achse von KB2-15 gilt.

In der Analyse der Standsicherheiten wird somit sowohl der Reibungswinkel als auch die Druckhöhe variiert.

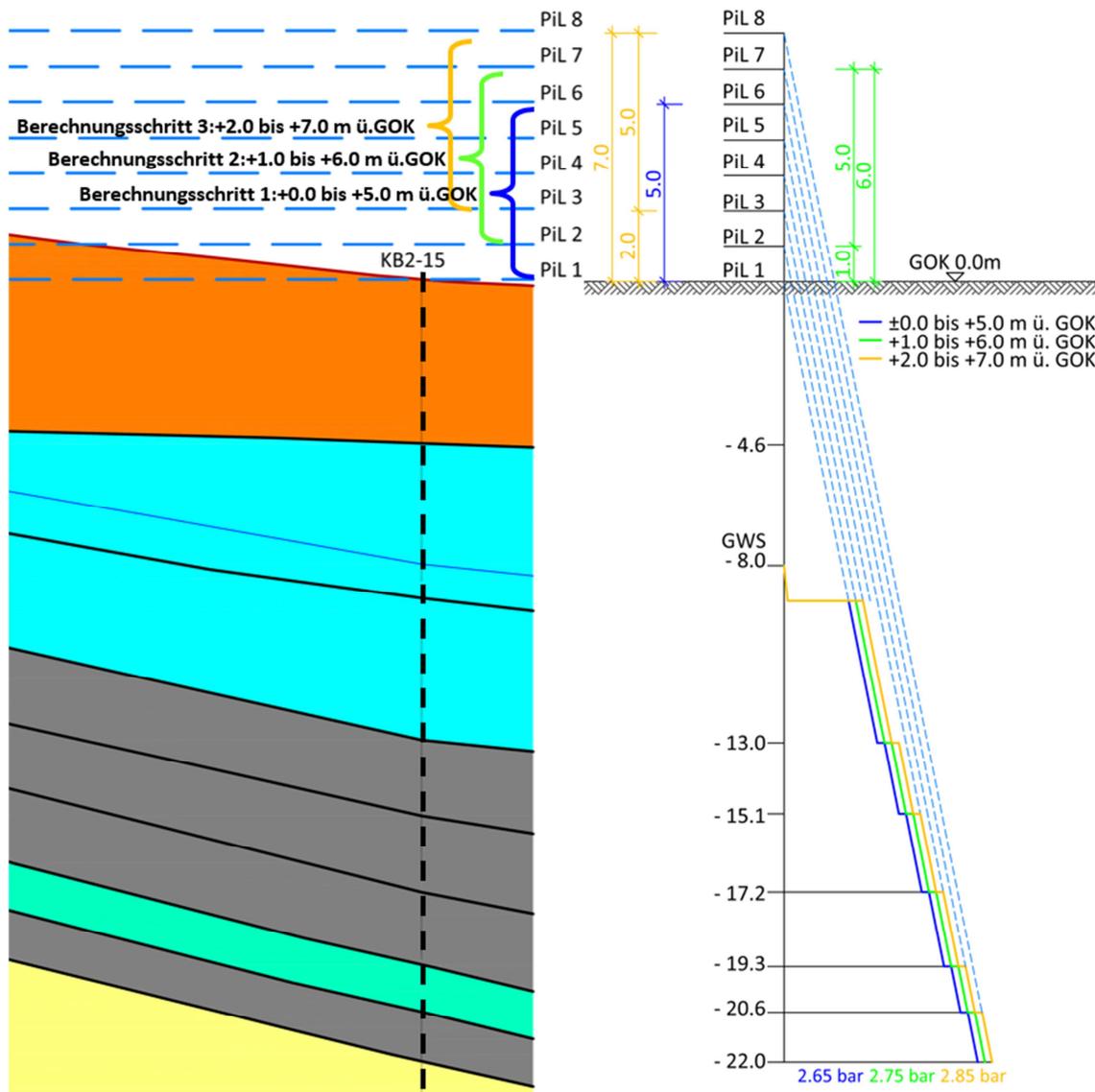


Abbildung 4-5: Berechnungsschritte 1-3 mit Steigerung des Druckhöhenbereichs

Die Varianten A, B und C beziehen sich auf die Variation des Reibungswinkels φ . Variante A weist die Reibungswinkel aus der folgenden Tabelle 4-1 auf. Ausgehend von diesem Reibungswinkel werden die Reibungswinkel des Moränenmaterials jeweils um 2° reduziert.

Tabelle 4-1: Materialparameter des Berechnungsmodells – Variante A

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Phyllit		24	Mohr-Coulomb	200	30
Hangschutt		20	Mohr-Coulomb	1	33
Moräne_Si_sa_gr_cl'_oben_P1		21	Mohr-Coulomb	8	27
Moräne_Si_sa_cl_gr'_unten_P5		21	Mohr-Coulomb	8	27
Moräne_Gr_Sa_Si_P2		22	Mohr-Coulomb	5	30
Moräne_Gr_Sa_Si_P3		22	Mohr-Coulomb	5	30
Moräne_Gr_Sa_Si_P4		22	Mohr-Coulomb	5	30
Moräne_Gr_Sa_Si_P6		22	Mohr-Coulomb	5	30
Moräne_Si_sa_gr_cl'_oben_GW		21	Mohr-Coulomb	8	27

Bei Variante B wird der Reibungswinkel der beiden Moränenmaterialien um zwei Grad reduziert. Somit weist das Berechnungsmodell in Variante B folgende, in Tabelle 4-2 ersichtlichen, Materialparameter auf.

Tabelle 4-2: Materialparameter des Berechnungsmodells – Variante B

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Phyllit		24	Mohr-Coulomb	200	30
Hangschutt		20	Mohr-Coulomb	1	33
Moräne_Si_sa_gr_cl'_oben_P1		21	Mohr-Coulomb	8	25
Moräne_Si_sa_cl_gr'_unten		21	Mohr-Coulomb	8	25
Moräne_Gr_Sa_Si_P1		22	Mohr-Coulomb	5	28
Moräne_Gr_Sa_Si_P2		22	Mohr-Coulomb	5	28
Moräne_Gr_Sa_Si_P3		22	Mohr-Coulomb	5	28
Moräne_Gr_Sa_Si_P4		22	Mohr-Coulomb	5	28
Moräne_Si_sa_gr_cl'_oben_GW		21	Mohr-Coulomb	8	25

Für Variante C wurde der Reibungswinkel aus Variante B wiederum um zwei Grad reduziert. Die Materialparameter dieses Berechnungsmodells sind in Tabelle 4-3 abgebildet.

Tabelle 4-3: Materialparameter des Berechnungsmodells – Variante C

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Phyllit		24	Mohr-Coulomb	200	30
Hangschui		20	Mohr-Coulomb	1	33
Moräne_Si_sa_gr_cl'_oben_P1		21	Mohr-Coulomb	8	23
Moräne_Si_sa_cl_gr'_unten		21	Mohr-Coulomb	8	23
Moräne_Gr_Sa_Si_P1		22	Mohr-Coulomb	5	26
Moräne_Gr_Sa_Si_P2		22	Mohr-Coulomb	5	26
Moräne_Gr_Sa_Si_P3		22	Mohr-Coulomb	5	26
Moräne_Gr_Sa_Si_P4		22	Mohr-Coulomb	5	26
Moräne_Si_sa_gr_cl'_oben_GW		21	Mohr-Coulomb	8	23

Für jede dieser drei Varianten wurden sieben Berechnungsschritte durchgeführt. Bei diesen sieben Berechnungsschritten handelt es sich um die zuvor erläuterten Berechnungsschritte der Druckhöhensteigerung. Dabei weist Berechnungsschritt eins einem Druckbereich mit den Druckhöhen von ± 0.0 m bis +5.0 m über GOK auf und Berechnungsschritt sieben einen Druckbereich mit den Druckhöhen von +6 m bis +11 m über GOK.

4.1.2.1 Erläuterung anhand der Berechnungsvariante A-1:

Die Ergebnisse der einzelnen Standsicherheitsberechnungen wurden für die Standsicherheitsanalyse mit Hilfe von Microsoft Excel dokumentiert. Um einen Vergleich der verschiedenen Berechnungsvarianten zu haben, wurde eine Struktur ausgearbeitet, die für alle Berechnungsvarianten angewendet werden kann. Beispielhaft ist in Abbildung 4-6 die Berechnung anhand Variante A-1 dargestellt. In der Abbildung sind neben den Ergebnissen der ersten Berechnungsvariante ebenfalls die Erläuterungen zu den einzelnen Bereichen der Struktur enthalten.

In der Dokumentationsstruktur werden zu Beginn einer neuen Variante stets die Materialparameter des Berechnungsmodells für die berechnete Variante angegeben. Dabei ist sowohl in der Kurzbeschreibung der Variante als auch in der detaillierten Zusammenfassung der Materialparameter ersichtlich, für welchen Reibungswinkel ϕ die Berechnungsvarianten gelten.

Die ausgearbeitete Struktur sollte neben der Dokumentation auch als Eingabehilfe, sowie als Kontrolle dienen. Besonders im Bereich der Eingabe und der Zuweisung

sowie der Kontrolle der Piezometerlinien und der Druckhöhenverteilung erwies sich die Struktur als hilfreich.

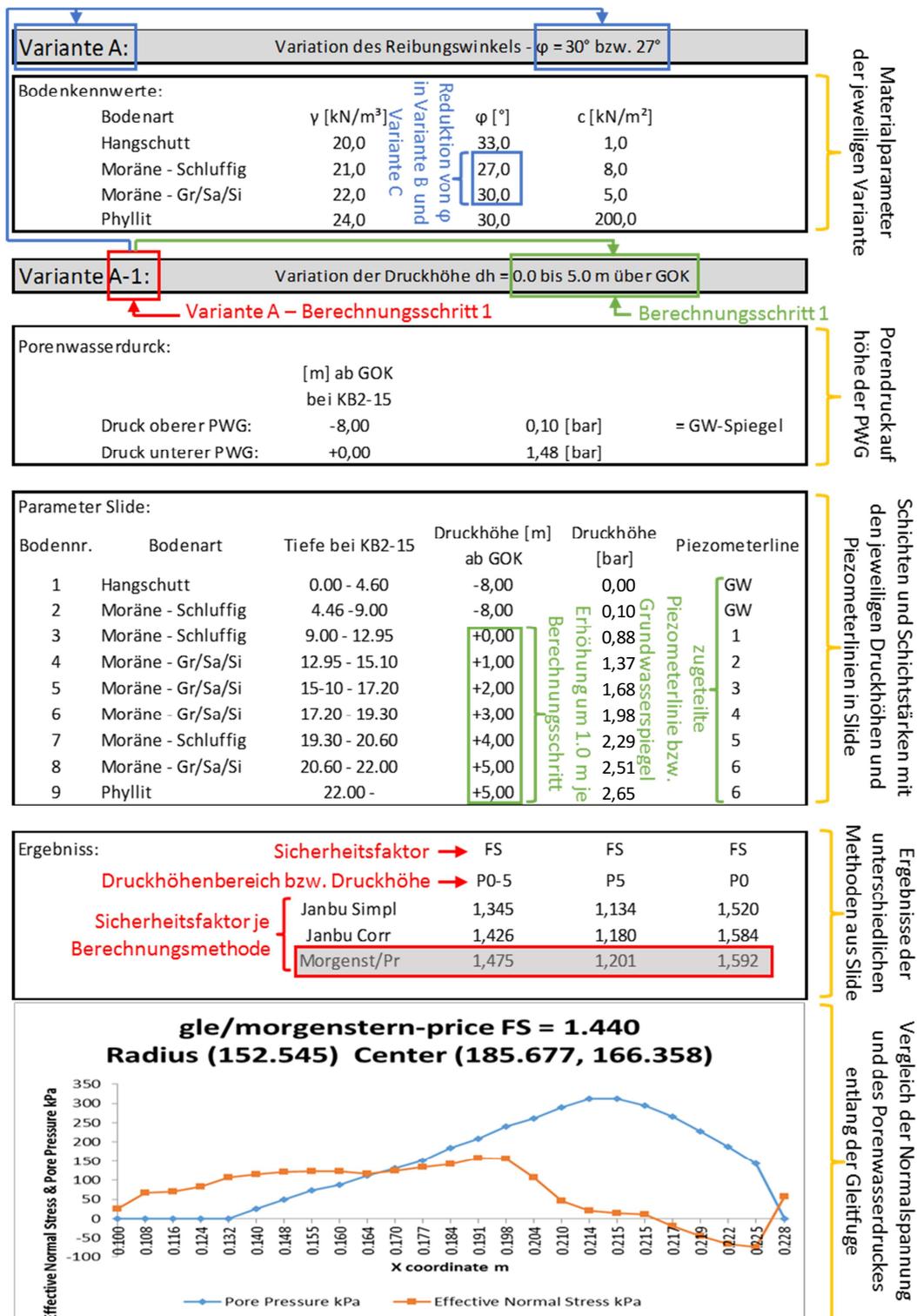


Abbildung 4-6: Erläuterung der Varianten und Berechnungsschritte anhand Variante A-1
Neben der Nummer des jeweiligen Berechnungsschrittes dient ebenfalls die Kurzbeschreibung dessen als Orientierungshilfe. Diese beschreibt in welchem Bereich

der Druckhöhenverteilung sich die Berechnungsvariante befindet. Am Beispiel der Berechnung Variante A-1 (siehe Abbildung 4-6) kann gezeigt werden, dass sich die Berechnung in Variante A im Berechnungsschritt 1 befindet. Das bedeutet, dass der Reibungswinkel der Moräne 30° bzw. 27° beträgt und dass der für die Berechnung angewendete Druckverlauf über die Moräne der von ± 0.0 m bis $+5.0$ m über GOK ist (siehe dazu Abbildung 4-3 oder Abbildung 4-5). Eine detailliertere Eingabehilfe in der Struktur befindet sich im Abschnitt „Parameter Slide“. Darin sind die Bodenschichtennummern, die Bodenart sowie die Höhenlage und Stärke der Bodenschicht – bezogen auf die Lage von KB2-15 – ersichtlich. Des Weiteren ist die Druckhöhe in Meter Wassersäule über GOK sowie in Bar angegeben. Dabei beziehen sich die angegebenen Werte stets auf die Oberkante der Schicht. Ebenfalls ist die Zuteilung der Piezometerlinien zu den einzelnen Bodenschichten im Berechnungsmodell in diesem Abschnitt enthalten.

Der Abschnitt „Porenwasserdruck“ berechnet den Porenwasserdruck auf Höhe der beiden installierten Porenwasserdruckgeber. Dieser Druck kann mit der Druckhöhe in Bodenschicht zwei bzw. vier verglichen werden.

Die Ergebnisse der jeweiligen Berechnungsvariante befinden sich am Ende der Struktur. Darin sind die von Slide berechneten Sicherheitsfaktoren der drei ausgewählten Berechnungsmethoden Janbu simplified, Janbu corrected und Morgenstern/Price eingetragen. In der ersten Zeile befinden sich die Sicherheitsfaktoren des Druckbereiches. Für das abgebildete Beispiel wäre das der Druckbereich von ± 0.0 m bis $+5.0$ m über GOK (P0-5).

Um einerseits einen Vergleich mit einem hydrostatischen Druckverlauf zu haben und zum anderen als Kontrolle dienend, wurden die Standsicherheitsfaktoren für die niedrigste sowie die höchste Druckhöhe des jeweiligen Druckbereiches ermittelt. Wiederum anhand des Beispiels Variante A-1 erläutert bedeutet das, dass zusätzlich zwei Berechnungen mit einem linearen, hydrostatischen Druckverlauf über die gesamte Moränenschicht durchgeführt wurden.

Da sich dieser Vergleich auf den jeweiligen Druckbereich bezieht, lag die Obergrenze des hydrostatischen Druckverlaufes bei der Druckhöhe von ± 0.0 m über GOK (PiL1) und die Untergrenze bei der Druckhöhe $+5.0$ m über GOK. Dabei beziehen sich die Substantive Unter- bzw. Obergrenze auf die ermittelten Sicherheitsfaktoren und nicht auf die Höhenlage der Druckhöhen. Dieser Vergleich der unteren und oberen Grenze des hydrostatischen Druckverlaufes wurde für Variante A – Schritt 1-7 ermittelt.

Die Gegenüberstellung der Druckverläufe für alle sieben Druckbereiche bzw. für die zwölf hydrostatischen Druckverläufe der Variante A ist in der folgenden Abbildung 4-7 dargestellt. Dabei sind für die Abbildung die Ergebnisse aller Berechnungsvarianten nach der Methode von Morgenstern/Price herangezogen worden. Der grüne sowie der gelbe Verlauf stellen die Ergebnisse der hydrostatischen Druckverteilung über die gesamte Höhe der Moräne dar. Der blaue Verlauf bildet die Ergebnisse des Druckbereichs mit einer Abstufung von 0.5 bar über die Dicke der Moränenschichten ab.

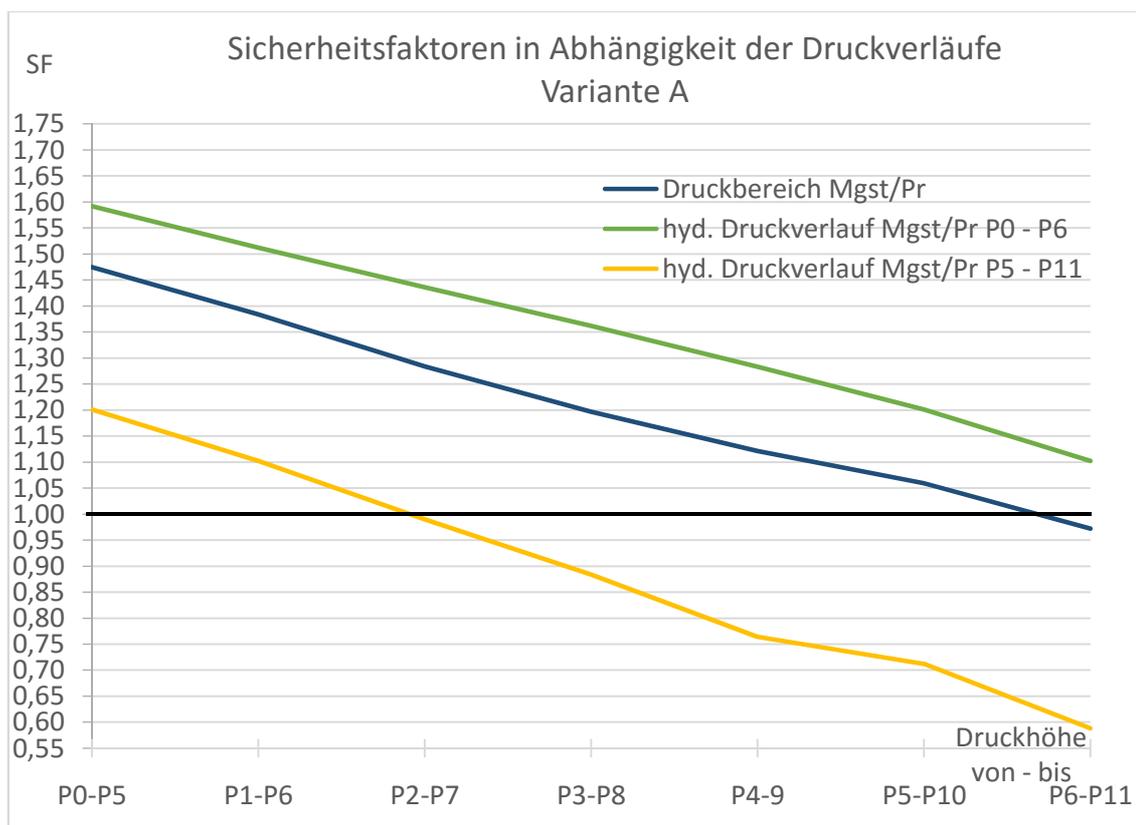


Abbildung 4-7: Gegenüberstellung der hydrostatischen Druckverläufe (Ober- und Untergrenze) zum Druckbereich anhand der ermittelten Sicherheitsfaktoren in Variante-A

Bezogen auf das Berechnungsmodell, kann somit der Verlauf des Druckbereiches als interpretierter tatsächlicher Verlauf angesehen werden. Die hydrostatische Druckhöhe der unteren Grenze (P5-P11) des Druckbereiches kann dabei als eine Überschätzung der Sicherheit der oberen Grenze (P0-P6) des Druckbereiches als eine Unterschätzung der Sicherheit angesehen werden.

Da der genaue Verlauf über die Moräne unbekannt ist, können die Ober- und Untergrenze des hydrostatischen Druckverlaufes folglich auch so interpretiert werden, dass sich die tatsächliche Druckverteilung – ausgehend von den angenommenen Druckhöhen – innerhalb dieser Grenzen befindet.

Ebenfalls als interessant zu bewerten ist die Steigung der Geraden. Dabei weist der Verlauf der Berechnungsvariante mit abgestuftem Druckbereich eine ähnliche Steigung auf als jene mit hydrostatischem Druckbereich. Vergleicht man dies mit den ermittelten Gleitfiguren des Berechnungsprogrammes so könnte das darauf zurückzuführen sein, dass die Gleitfuge zumeist innerhalb einer Bodenschicht verläuft. Dadurch hat der abgestufte Druckbereich in der Gleitfuge selbst keinen Einfluss. Der Einfluss des Druckbereiches ist an den Beträgen der Sicherheitsfaktoren zu erkennen. Die vergleichsweise hohe Standsicherheit der Berechnungsvariante mit abgestuftem Druckbereich ist auf die reduzierende Wirkung der Abstufung des Druckbereiches am Fußende der Massenbewegung zurückzuführen.

Aus diesem Grund wird der Einfluss der Normalspannung im Bereich der Böschung des Ginaubaches im Folgenden genauer erläutert.

4.1.2.2 Normalspannung und Porenwasserdruck des Berechnungsmodells

Es besteht die Möglichkeit, die Berechnungsergebnisse entlang der Gleitfuge vom Programm darstellen zu lassen. Ausgewertet wurde der Verlauf des Porenwasserdruckes sowie der Normalspannungen entlang der vom Berechnungsprogramm Slide ermittelten Gleitfuge. Für die Darstellung wurden die Ergebnisse nach Morgenstern/Price ausgewählt.

Das Diagramm, mit den Ergebnissen der Gegenüberstellung des Porenwasserdruckes und der Normalspannung aus einem Berechnungsschritt, befindet sich am unteren Ende der Dokumentationsstruktur in Abbildung 4-6. Auf der Abszisse sind die Koordinaten der X-Achse des Berechnungsmodells und auf der Ordinate der Druck in kPa aufgetragen. Dabei ist zu erkennen, dass der Porenwasserdruck erst zu steigen beginnt, wenn sich der Mittelpunkt der Gleitfuge einer Lamelle unterhalb des Grundwasserspiegels bzw. der zugeteilten Piezometerlinie befindet. Danach steigt der Druck in Abhängigkeit des Höhenunterschiedes zwischen der Gleitfuge und der Piezometerlinie. Der Porenwasserdruck der dabei auf die Gleitfuge wirkt bzw. welche Piezometerlinie für die Berechnung herangezogen wird, hängt davon ab, in welcher Schicht sich die Gleitfuge befindet und welche Piezometerlinie dieser Schicht zugeteilt ist. Solange die Gleitfuge der Lamellen in derselben Bodenschicht verläuft, ergibt sich bei Lamellen mit ungefähr gleicher Breite und ungefähr demselben Gefälle ein annähernd linearer Verlauf des Porenwasserdruckes. Verlaufen die Gleitfugen dieser Lamellen allerdings durch unterschiedliche Schichten, so ergibt sich ein etwas steilerer

Verlauf des Porenwasserdruckes, da die darunter liegende Schicht einen höheren Porenwasserdruck bzw. eine höhere Druckhöhe aufweist.

Die Reduktion des Porenwasserdruckes erfolgt nach demselben Prinzip wie die Steigerung. Infolge dessen beginnt sich der Porenwasserdruck ab der Koordinate 0.214 (was 214 m entspricht) aufgrund der aufwärtsgerichteten Neigung der Gleitfuge zu reduzieren und beträgt an der Oberfläche wiederum Null.

Die Normalspannung ist zusätzlich zum Porenwasserdruck wesentlich von der Geometrie des Geländes abhängig. Solange kein Porenwasserdruck vorhanden ist, nimmt die Normalspannung in Abhängigkeit der Lamellenfläche und des daraus abgeleiteten Lamellengewichtes zu. Ab der Koordinate 0.132 reduziert der Porenwasserdruck die Normalspannung. Da sich ab Koordinate 0.198 die Böschung des Ginaubaches befindet, reduziert sich die Gewichtskraft aufgrund der Geländegeometrie maßgeblich. Der Porenwasserdruck steigt allerdings noch weiter an. Dies führt zu einer deutlichen Abnahme der Normalspannungen. Auch nach dem Ansteigen der Gleitfuge liegt eine geringere Reduktion des Druckniveaus im Verhältnis zur Gewichtskraft vor und es kommt zu einer (theoretischen) negativen Normalspannung im Boden.

Die Gegenüberstellen der Ergebnisse aller Berechnungsvarianten werden im folgenden Kapitel dargestellt und erläutert.

4.1.3 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der Berechnungsvarianten, welche im Kapitel 4.1.2 erläutert wurden, werden in diesem Kapitel miteinander verglichen. Die dazugehörige Dokumentation der Berechnungen sowie die ermittelten Gleitfugen des Berechnungsprogrammes Slide befinden sich im Anhang der vorliegenden Arbeit.

In der folgenden Abbildung 4-8 sind die Berechnungsergebnisse der Berechnungsvarianten A, B und C mit Variation der Druckhöhenbereiche dargestellt. Auch in dieser Abbildung sind aufgrund der Übersichtlichkeit lediglich die Ergebnisse der Methode nach Morgenstern/Price dargestellt. Eine Abbildung aller Methoden befindet sich, wie die Berechnungsergebnisse selbst, im Anhang dieser Arbeit.

An dieser Stelle werden nochmals die variierten Parameter der unterschiedlichen Berechnungsschritte zusammengefasst. Bei Variante A wurden in der Berechnung ein Reibungswinkel des Moränenmaterials von 27° bzw. 30° gewählt. In Variante B

betragen diese 25° bzw. 28° und in Variante C 23° bzw. 26°. Die Druckbereiche wurden, ausgehend vom Druckbereich ± 0.0 m bis +5.0 m über GOK (P0-P5), jeweils um 1 m Wassersäule bis zum Druckbereich +6.0 m bis +11.0m über GOK (P6-P11) erhöht.

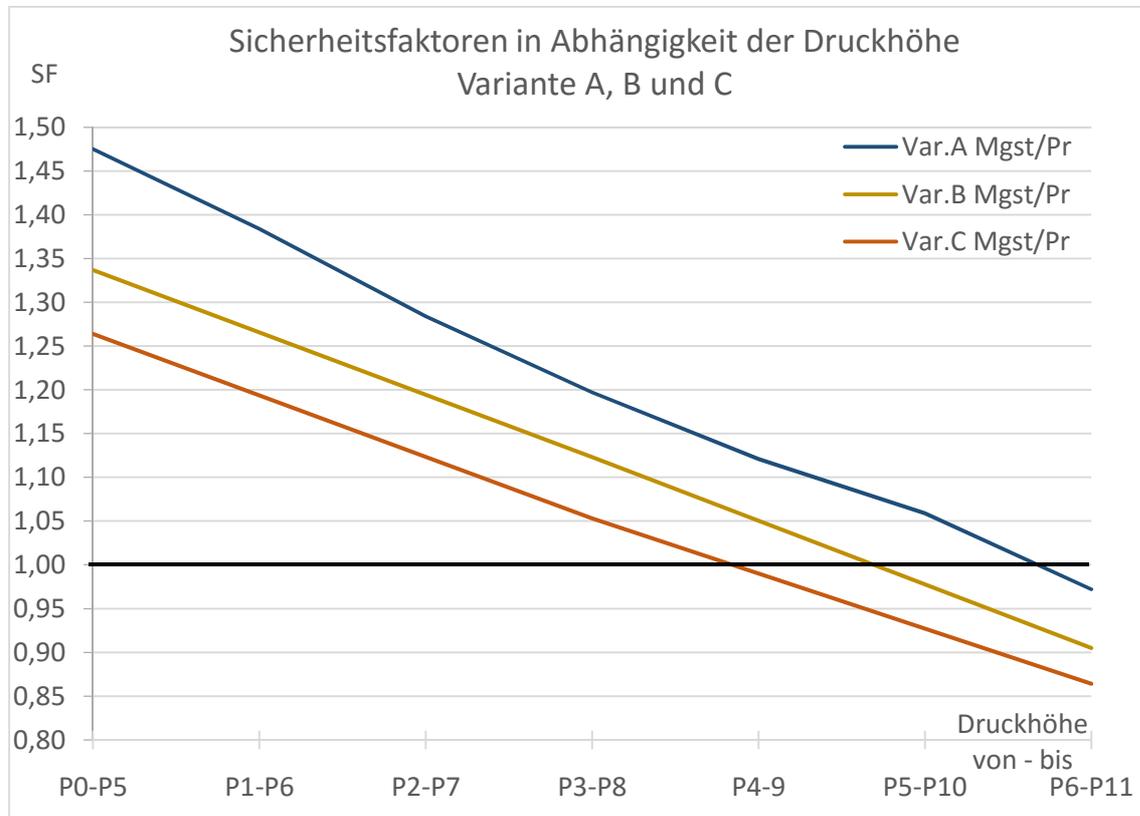


Abbildung 4-8: Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse von Variante A, B und C in Abhängigkeit der Druckhöhen

Berechnet man eine gemittelte Steigung der drei Geraden (Variante A, B bzw. C) aus Abbildung 4-8, so ergibt sich eine Verringerung der Steigung bei Reduktion des Reibungswinkels. Diese Steigungen der Geraden kann ebenfalls als Sensitivität gegenüber dem Porenwasserdruck interpretiert werden.

Generell kann aus dem Vergleich geschlossen werden, dass im Berechnungsmodell eine konstante Steigerung des Porenwasserdruckes eine verhältnismäßig vergleichbare Reduktion der Sicherheitsfaktoren bedingt. Diese Verhältnismäßigkeit ist auch vom Reibungswinkel der Bodenschicht, durch welche die Gleitfuge verläuft, abhängig.

Die Standsicherheitsanalyse zeigt, dass das System über die Materialparameter ϕ' sowie c' und insbesondere über die Porenwasserdruckverhältnisse des Untergrundes beeinflusst wird. Es ist durchaus möglich, dass andere Einflussgrößen die Stabilität des

untersuchten Hanges zusätzlich beeinflussen. Diese aufgrund der geringen Bewegungen während des Bearbeitungszeitraumes allerdings noch nicht erkannt wurden.

4.2 Sensitivitätsanalyse mittels dem Modell Kräftegleichgewicht an einer hangparallelen Gleitfuge

Um die Standsicherheitsanalyse mittels Slide hinsichtlich der Auswirkungen des Porenwasserdruckes grob verifizieren zu können, wurde als Vergleichsmodell eine Untersuchung mit einem Kräftegleichgewicht an einer hangparallelen Gleitfuge durchgeführt. Die Ergebnisse der Berechnung aus diesem Modell werden in weiterer Folge mit den Ergebnissen der Slideberechnung verglichen. Dabei wird speziell auf die Sensitivität, hinsichtlich des Porenwasserdruckes eingegangen.

Beim Kräftegleichgewicht wird das Gleichgewicht wiederum von den treibenden zu den rückhaltenden Kräften gebildet. Dazu sind dieselben bodenmechanischen Parameter (γ , φ und c) wie beim Lammellenverfahren erforderlich. Ebenfalls können bei diesem Verfahren die Porenwasserdrücke, welche im System vorliegen angesetzt werden. Neben den bodenmechanischen Parametern und dem Porenwasserdruck sind auch die geometrischen Randbedingungen der Gleitfuge bzw. der Gleitfläche und dem Gleitkörper erforderlich.

Die Abmessungen, sowie die bodenmechanischen Parameter und der Winkel der Gleitfuge ist im Berechnungsmodell in Abbildung 4-9 ersichtlich. Um die Vereinfachung der Berechnungsmethode bei ebener Gleitfläche zu verdeutlichen, ist in der Abbildung ebenfalls ein Vergleich mit dem Untergrundmodell hinzugefügt worden.

Bei der Erstellung der geometrischen und materialparametrischen Randbedingungen dieser vereinfachten Berechnungsvariante, wurde darauf geachtet, dass die Fläche und das Gewicht des Gleitkörpers, der Fläche und dem Gewicht des Gleitkörpers aus der Slideberechnung entsprechen. Dafür wurde die Berechnungsvariante A-1 als Basis herangezogen. Aus den Ergebnissen dieser Berechnung wurden im Programm die Fläche sowie das Gewicht des Gleitkörpers ermittelt. Anhand des Untergrundmodells sowie der Fläche und Form des Gleitkörpers der Slideberechnung, wurde ein Gleitkörper für die Berechnung des Kräftegleichgewichts bei ebener Gleitfläche abgeschätzt. Da bei dieser Methode nur die Fläche des Gleitkörpers und die Länge der Gleitfuge Einfluss auf die Berechnung haben, wurde vereinfacht ein rechteckiger Gleitkörper angenommen.

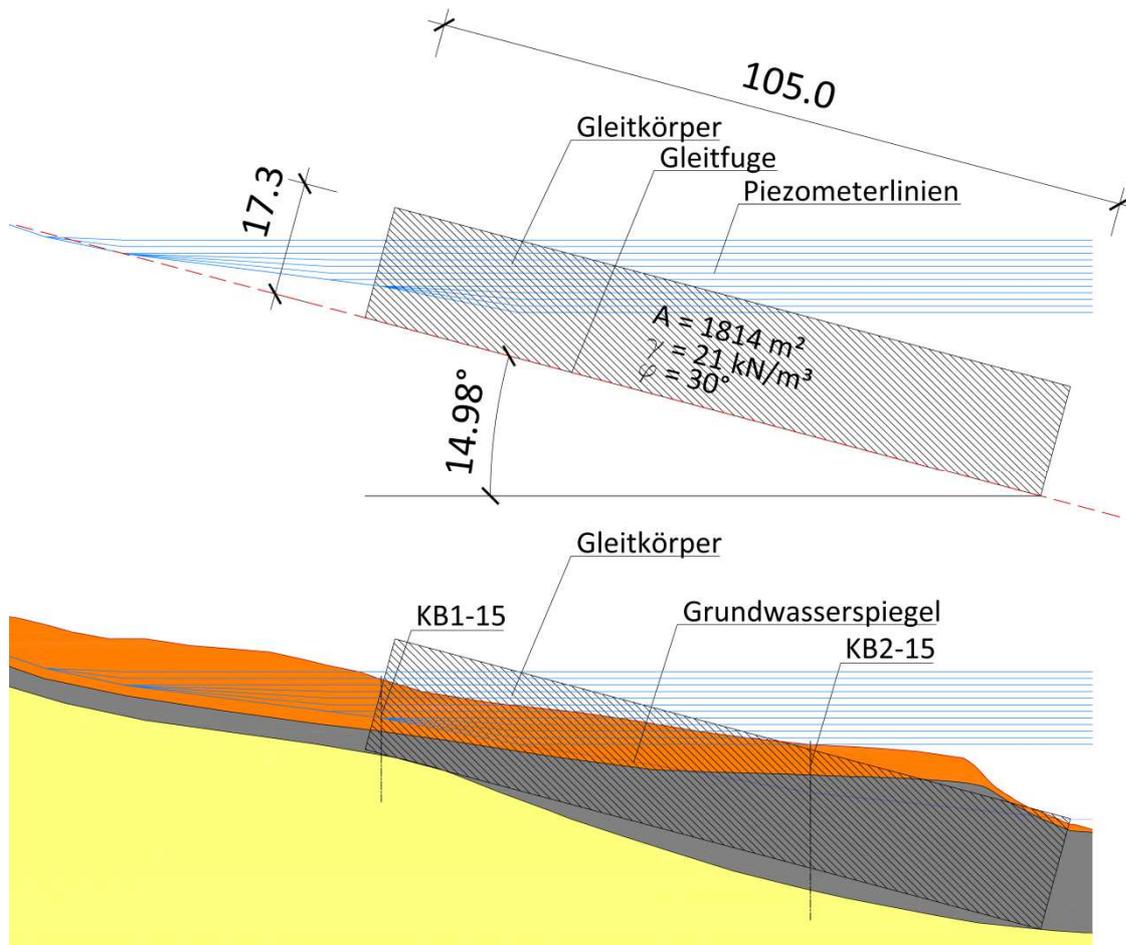


Abbildung 4-9: Berechnungsmodell und Vergleich mit Untergrundmodell der Berechnungsvariante - Kräftegleichgewicht mit ebener Gleitfläche

Da es sich bei dieser Berechnung um eine Sensitivitätsanalyse im Hinblick auf den Porenwasserdruck handelt, wurde versucht diesen so genau wie möglich in das Berechnungsmodell zu übertragen. Zur Ermittlung des Kräftegleichgewichtes wurde in Microsoft Excel eine Eingabemaske erarbeitet, welche über die eingegebenen Parameter und Winkelfunktionen die resultierenden Kräfte in der Gleitfuge ermittelt. Eine schematische Darstellung dieser Kräfte ist in Abbildung 4-10 gegeben. Dabei wurden – wie auch im Lamellenverfahren – die Strömungskräfte zufolge der Potentialunterschiede vernachlässigt.

hydrostatisch auf und wirkt im Bereich der Gleitfuge normal auf die Gleitfläche. Dies ist in Abbildung 4-10 anhand der blauen Fläche A_{U_i} dargestellt. Dabei stellt diese Fläche nicht die Richtung in welche der Porenwasserdruck wirkt dar, sondern nur die Größe des Porenwasserdruckes in Abhängigkeit der Druckhöhe.

Zufolge der Reduktion der rückhaltenden Kräfte aufgrund des Porenwasserdruckes, ergibt sich für jede Erhöhung des Porenwasserdruckes eine andere resultierende rückhaltende Kraft. Ebenfalls anzumerken ist, dass aufgrund des Verlaufes der Druckhöhen zwischen den Druckerhöhungen und den rückhaltenden Kräften kein linearer Zusammenhang besteht.

Da die Strömungskräfte infolge der Potentialunterschiede vernachlässigt wurden, ergibt sich die treibende Kraft wie folgt:

$$T = G_{//} = G \sin \alpha$$

Das Verhältnis des Kräftegleichgewichts kann ebenfalls als Faktor für die Standsicherheit herangezogen werden. Dafür wird wie beim Lamellenverfahren das Verhältnis von rückhaltenden zu treibenden Kräften gebildet.

$$\eta = \frac{R}{T} = \frac{(G_N - U_i) \cdot \tan \varphi + C}{G_{//}}$$

Ergibt sich aus diesem Verhältnis ein Faktor der ≥ 1 ist, bedeutet das aufgrund der größeren rückhaltenden Kräfte, dass der Gleitkörper mit den angenommenen Parametern standsicher ist.

Für den vorliegenden Fall sind – in Anlehnung an das Berechnungsmodell der Slideberechnung – zwölf Drucksteigerungen berechnet worden. Dabei wurde wiederum von der Druckhöhe ± 0.0 m über GOK ausgegangen und die Wassersäule in 1.0 m Schritten bis auf +11.0 m über GOK erhöht.

Die Ergebnisse der einzelnen Druckhöhen sind im Anhang ersichtlich. Darin sind ebenfalls die rückhaltenden und treibenden Kräfte für jeden Bereich der Druckhöhe angegeben. Die Gegenüberstellung der ermittelten Sicherheitsfaktoren ist in Abbildung 4-11 dargestellt. Vergleicht man die Steigungen der Geraden in dieser Abbildung, kann wiederum die Sensitivität im Hinblick auf den Porenwasserdruck interpretiert werden.

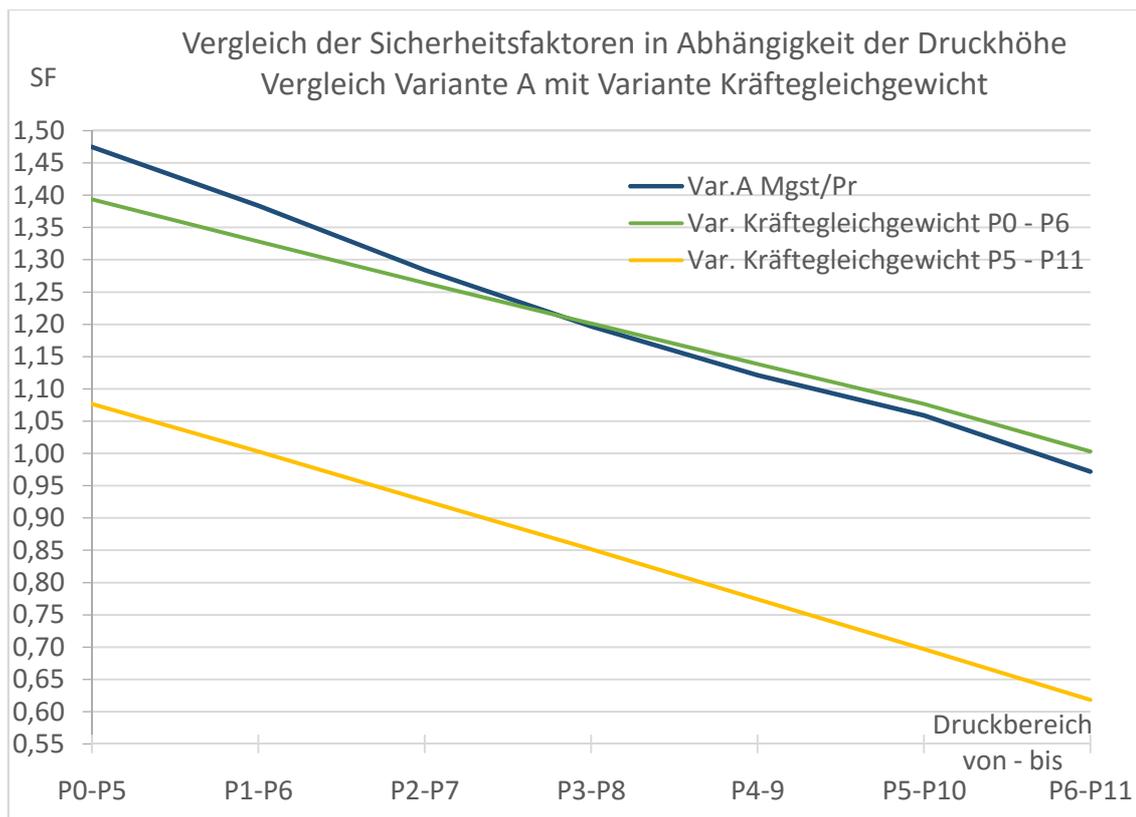


Abbildung 4-11: Vergleich der Varianten A nach Morgenstern/Price und der Variante Kräftegleichgewicht bei hangparalleler Gleitfuge

Vergleicht man zuerst die Kurven der Variante Kräftegleichgewicht, so ist anzumerken, dass sich diese im Bereich P5 und P6 überschneiden. Die zwölf Berechnungsschritte wurden aus Gründen der Darstellung und der Vergleichbarkeit in zwei Bereiche eingeteilt. Dabei beziehen sich diese Kurven auf der Abszisse jeweils auf den oberen bzw. den unteren Bereich des Druckbereiches der Variante A.

Das bedeutet, dass die grüne Kurve der Variante Kräftegleichgewicht von P0 bis P6 sich auf die untere Druckhöhe (P0, P1, P2...) bezieht und sich die gelbe Kurve der Variante Kräftegleichgewicht von P5 bis P11 auf die obere Druckhöhe (P5, P6, P7 ...) des Druckbereiches bezieht.

Ebenfalls fällt beim Vergleich dieser Kurven auf, dass die Steigung der Geraden zwischen den Druckhöhen P0 und P5 einen flacheren Verlauf aufweist als ab der Druckhöhe P6. Dies hängt damit zusammen, dass aufgrund des Verlaufes der Druckhöhen im oberen Bereich des Gleitkörpers ein Druckbereich vorliegt, der annähernd parallel zur Gleitfuge verläuft. Dieser relativ konstante Druckbereich ändert sich ab der Druckhöhe P6 in einen linearen Verlauf. Dieser Unterschied im Verlauf der Druckhöhen ergibt eine unterschiedliche Neigung der Geraden.

Im Hinblick auf die Sensitivität des Berechnungsmodells gegenüber dem Porenwasserdruck bedeutet das, dass das System wesentlich vom Verlauf der Druckhöhen abhängt. Je größer der Bereich der konstanten „hangparallelen“ Druckhöhe wird, umso weniger sensibel reagiert das Berechnungsmodell auf Veränderungen im Porenwasserdruck.

Der Vergleich der Kurven in Abbildung 4-11 bezieht sich allerdings nur auf die Neigung der Geraden. Die absoluten Werte der Sicherheitsfaktoren sind – aufgrund der unterschiedlichen Berechnungsvarianten – nicht vergleichbar.

Dieser Unterschied im Verlauf der Gleitfuge führt zu einer unterschiedlichen Sensitivität im Hinblick auf die Druckhöhe und dem daraus resultierenden Porenwasserdruck in der Gleitfuge. Betrachtet man das Verhältnis von treibenden zu rückhaltenden Kräften, so ergibt sich ein größerer Einfluss des Porenwasserdruckes bei steilerer Gleitfuge. Vergleicht man die Neigungen der Gleitfugen der beiden Berechnungen, so weisen die meisten Gleitfugen aus Berechnungsvariante A einen größeren Bereich mit wesentlich steilerer Gleitfuge auf, als die vereinfachte Berechnungsvariante des Kräftegleichgewichtes.

Ebenfalls werden im Lamellenverfahren im Bereich der negativen Normalspannung keine Scherkräfte aktiviert. In weiterer Folge reduziert das die rückhaltenden Kräfte – in Abhängigkeit der Druckhöhe – bei gleichbleibenden treibenden Kräften. Da dies in der Berechnungsvariante mit Kräftegleichgewicht nicht berücksichtigt wird, führt auch dies zu einem etwas steileren Verlauf der Kurve.

Trotz der Vereinfachungen und der Annahmen die bei der Berechnung des Kräftegleichgewichtes erfolgt sind, ist eine ähnliche Sensitivität der beiden Berechnungsmodelle im Hinblick auf den Porenwasserdruck zu erkennen.

Die im Zuge der Berechnung erlangten Erkenntnisse werden im Weiteren für die Erarbeitung von Sanierungsvorschlägen angewendet.

5 Sanierungsvarianten

Aus der im 4. Kapitel beschriebenen Standsicherheitsanalyse, können zwei Punkte hervorgehoben werden. Dies sind zum einen die Grundwasserverhältnisse des Untersuchungsgebietes und zum anderen die Böschungssituation am Fuß der Massenbewegung, im Bereich des Ginaubaches. Dabei wird darauf hingewiesen, dass sich diese Punkte unter den im 4. Kapitel getroffenen Annahmen und Bedingungen hervorheben. Sollten andere als die vermuteten Gründe die Ursache für die Massenbewegung sein, besteht die Möglichkeit, dass andere Sanierungsvarianten eine bessere Wirkung zeigen.

Bezugnehmend auf die Grundwassersituation bzw. auf den daraus resultierenden Porenwasserüberdruck im Bereich des Moränenmaterials, werden im Folgenden Drainagemöglichkeiten diskutiert. Im Hinblick auf die Böschungssituation wird eine Erhöhung der Bachsohle im Ginaubach untersucht.

5.1 Drainage am Fuß der Massenbewegung

Wie die in Kapitel 3 beschriebenen Porenwasserdruckmessungen zeigen, herrschen im Bereich des Moränenmaterials gespannte Wasser vor, die einen wesentlichen Einfluss auf die Standsicherheit haben.

Betrachtet man diesen Porenwasserüberdruck als *eine* mögliche bzw. wesentliche Ursache der Massenbewegung, so ist dessen Reduktion eine zielführende Sanierungsmethode. Eine dauerhafte Verringerung des Porenwasserüberdruckes würde die Normalspannung und somit die Standsicherheit in der Gleitfuge signifikant erhöhen.

Die Ergebnisse der Standsicherheitsanalyse haben gezeigt, dass der Porenwasserüberdruck nicht vollständig abgebaut werden muss. Um die Standsicherheit der Massenbewegung im nördlichen Bereich des Untersuchungsgebietes auf ein akzeptables Maß zu erhöhen, würde laut den Berechnungen in Kapitel 3 (siehe Abbildung 4-8), eine gleichmäßige Reduktion des Porenwasserdruckniveaus um ca. 2.0 m, bezogen auf den Beobachtungszeitraum Herbst/Winter 2015/2016, ausreichen.

Während der Herstellung der Kernbohrung KB2-15 im Juni 2015 wurde ein artesisch gespanntes Wasser in ca. 24 m Tiefe mit einem Druckniveau von ca. +5.0 m über GOK festgestellt. In diesem Zeitraum konnten praktisch keine Bewegungen der Rutschung

nachgewiesen werden. Der in KB3-15 installierte Porenwasserdruckgeber in 14.5 m Tiefe zeigte im betroffenen Zeitraum Herbst/Winter 2015/2016 ein Druckniveau von ca. ± 1.0 m bezogen auf GOK an.

Die Sensitivitätsanalyse hinsichtlich des Einflusses des Porenwasserdruckes auf die Standsicherheit zeigt, dass durch eine Druckreduktion von ca. 1.0 m (entsprechend der zugrundeliegenden Modellannahmen, wie sie in Kapitel 4. beschrieben wurden) zu einer Erhöhung der Standsicherheit von ca. 6 bis 8 %-Punkte in der Sicherheitszahl führen.

Daraus lässt sich abschätzen, dass eine gleichmäßige Reduktion des Porenwasserdruckes um ca. 2.0 m bezogen auf den Beobachtungszeitraum Herbst/Winter 2015/2016 eine rechnerische Erhöhung der Sicherheitszahl um näherungsweise 0.15 %-Punkte bringen würde. Das heißt die globale Standsicherheit könnte mit 1.15 bis 3 abgeschätzt werden.

Da eine „gleichmäßige“ Druckreduktion durch technische Maßnahmen schwierig sicherzustellen ist, sind gegenüber diesem „theoretischen Wert“ Sicherheiten vorzugeben. Das bedeutet im Wesentlichen, dass eine höhere Porenwasserdruckreduktion anzusetzen ist.

Bezogen auf eine Drainage des Moränenmaterials würde das bedeuten, dass das Grundwasser infolge des Porenwasserüberdrucks entlang der Drainage bis zur (bzw. über die) Geländeoberkante ansteigen würde. Somit wären keine pumpenbetriebene Entwässerungsanlagen erforderlich.

Eine mögliche Variante der Drainage des Hangfußes ist der Einbau von vertikale Entspannungsbohrungen oder Schottersäulen. Die Reichweite dieser Entspannungsbohrungen bzw. Brunnen bei gespannten Grundwasserverhältnissen lässt sich nach Witt⁵⁷ abschätzen. Dabei ist die Reichweite von der Durchlässigkeit des Bodens, der Mächtigkeit der Grundwasserschicht, dem spezifischen Speicherkoeffizienten sowie die Abweichung ab welcher der Grundwasserspiegel unbeeinflusst bleibt abhängig. Des Weiteren ist für die Ermittlung der Reichweite eines Brunnens bei gespannten Grundwasserverhältnissen die Brunnenfunktion erforderlich. Diese ist wiederum vom Porenwasserdruck abhängig.

⁵⁷ Vgl.: WITT, K.: Grundbau-Taschenbuch - Teil 2: Geotechnische Verfahren. S. 537ff und 570ff;

Da zum derzeitigen Standpunkt wesentliche Parameter zur Ermittlung der Reichweite bei gespannten Grundwasserverhältnissen nicht vorliegen, wird diese mittels der Reichweitenformel nach Sichardt abgeschätzt.

$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k} \quad 58$$

Daraus ergibt sich die radiale Reichweite R [m] in Abhängigkeit der Absenkung s [m] sowie der Durchlässigkeit k [m/s]. Dies bedeutet, dass die Durchlässigkeit des Bodens einen wesentlichen Einfluss auf die Reichweite hat. Für den vorliegenden Fall der Massenbewegung, ergibt sich unter der Annahme, dass das Moränenmaterial eine mittlere Durchlässigkeit k von 10^{-6} m/s und eine Absenkung der Druckhöhe von +6.0 m auf +3.0 m über GOK erreicht wird, eine theoretische Reichweite eines Brunnens von ungefähr 9.0 m.

Wird das Wasser nicht an der Geländeoberkante abgeleitet, sondern beispielsweise etwas oberhalb der Grenzschicht Moräne-Hangschutt, würde sich eine Absenkung der Druckhöhe von +6.0 m über GOK auf – ca. 3.0 m unter GOK einstellen. Somit würde sich die theoretische Reichweite von 9.0 m auf ungefähr 27.0 m erhöhen. Da es sich bei diesen Reichweiten um Abschätzungen handelt, wurde darauf verzichtet einen Raster, für die Anordnung der vertikalen Drainagen, abzubilden.

Die Durchlässigkeit des Bodens wurde aufgrund der Heterogenität des Moränenmaterials mit 10^{-6} m/s angenommen. Die Kernbohrungen haben einen geschichteten Aufbau der Moräne gezeigt. Auf Grundlage dessen wurde zum einen angenommen, dass die durchlässigeren Schichten eine größere horizontale Durchlässigkeit aufweisen. Aus diesem Grund wurde bei der Annahme von 10^{-6} m/s eine vertikale Verbindung der horizontal durchlässigeren Bodenschichten interpretiert.

Da die gespannten Wässer während der Herstellung der Kernbohrung KB2-15 in Klüften des Festgesteins unterhalb der Moräne festgestellt wurden. Ist es wichtig die Entspannungsbohrung mehrere Meter tief ins Festgestein herzustellen. Werden Klüfte mit gespannten Wässern angetroffen, kann dies zu einer sehr effektiven und großflächigen bzw. großräumigen Entspannung führen.

Bezugnehmend auf die Drainage selbst, sollten diese so ausgeführt werden, dass der eingesetzte Filter hydraulisch wirksam ist. Dafür muss der eingesetzte Filterkies bzw. Filtersand eine wesentlich größere Durchlässigkeit aufweisen als der angrenzende

⁵⁸ Vgl.: KOLYMBAS, D.: Geotechnik - Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. S. 397;

Boden. Gleichzeitig sollte neben der hydraulischen auch die mechanische Wirksamkeit des Filters gegeben sein. Aufgrund der Strömungskraft, können Feinteile aus dem Boden in den Filter transportiert werden und die Durchlässigkeit über die Zeit verringern. Anhand des Kriteriums von Terzaghi werden die hydraulische sowie die mechanische Wirksamkeit ausreichend berücksichtigt. Dieses lautet wie folgt.⁵⁹

$$(4 \text{ bis } 5) \cdot d_{15} \leq D_{15} \leq (4 \text{ bis } 5) \cdot d_{85}$$

Darin stellt D_{15} den Korndurchmesser des Filters und d_{15} und d_{85} den Korndurchmesser des angrenzenden Bodens dar. Dieses Kriterium beruht auf der Annahme, dass der repräsentative Porendurchmesser des Bodens dem Korndurchmesser d_{15} entspricht. Damit der installierte Filter diesem Kriterium entspricht, muss unter Umständen ein abgestufter Filter in Betracht gezogen werden. Ebenfalls können auch Geotextilien diese Funktion erfüllen.

Es sollte bei der Dimensionierung der Drainagen bzw. der Filter darauf geachtet werden, dass diese eine gewisse Bandbreite an Verschiebung zulassen. Das könnte zum Beispiel über einen breiteren Radius als den erforderlichen erfolgen.

Dass die Drainagen Verschiebungen zulassen sollten gründet darauf, dass es eine gewisse Zeit benötigen kann, bis sich der Porenwasserdruck auf das erforderliche Maß entspannt. Ebenfalls kann nicht ausgeschlossen werden, dass diese Sanierungsvariante die Verschiebungen lediglich reduziert und keinen absoluten Stillstand bewirkt.

Des Weiteren wird an dieser Stelle nochmals angemerkt, dass eine Sanierungsvariante anhand einer Drainage des unteren Rutschungsbereichs nur dann sinnvoll ist, wenn der in den Piezometern festgestellte Porenwasserüberdruck die Hauptursache für die Bewegungen ist. Liegt ein anderer Grund für die Verschiebungen der Massenbewegung im nördlichen Teil vor, so erhöht die Sanierungsvariante immer noch die Normalspannungen, allerdings könnte das nicht ausreichend sein.

Aus diesem Grund wurde eine zweite mögliche Sanierungsvariante zur Stabilisierung der Rutschung ausgearbeitet. Diese wird im Folgenden erläutert.

⁵⁹ KOLYMBAS, D.: Geotechnik - Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. S. 69f;

5.2 Erhöhung der Bachsohle des Ginaubaches

Eine Erhöhung der Bachsohle des Ginaubaches, hätte eine Erhöhung des Widerstandes (Erhöhung der stabilisierenden Kräfte) im Fußbereich der Rutschung zur Folge. Wie sich diese Steigerung der Gewichtskraft positiv auf die Standsicherheit auswirkt, wird im Folgenden erläutert.

Eine Erhöhung der Bachsohle kann beispielsweise über eine Reduktion der Sohlneigung im Bereich des Flusslaufes erfolgen. Dabei kann die Höhendifferenz der Bachsohle mit Hilfe von Querbauwerken, wie Sohlswellen, lokal abgebaut werden. Diese Art von Bauwerken wird des Öfteren im Bereich in der Wildbachverbauung zur Sanierung von Bachläufen erstellt. Dies hat den Effekt, dass sich die ursprüngliche Bachsohle erhöht. Siehe dazu Abbildung 5-1.

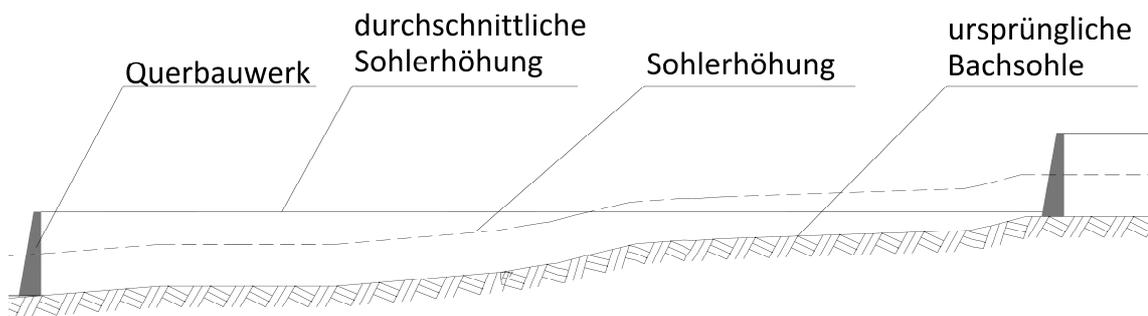


Abbildung 5-1: Schematische Darstellung der Querbauwerke

Dabei kann das Material, welches für die Hinterfüllung der Querbauwerke benötigt wird künstlich aufgeschüttet bzw. hinterfüllt, oder das Geschiebematerial des Baches genutzt werden. Aufgrund der Hinterfüllung wird eine Steigerung der Gewichtskraft bzw. der Widerstandskraft erreicht. Dabei ist die Steigerung wesentlich von der Sohlneigung und der Höhe des Querbauwerkes abhängig.

Im vorliegenden Fall der Massenbewegung wurden die Standsicherheitsfaktoren in Abhängigkeit des Porenwasserdruckes für den Fall einer gemittelten Sohlerhöhung von 1.0 m, 2.0 m und 3.0 m ermittelt. Dabei wurde wieder ident zum Berechnungsschema im 4. Kapitel vorgegangen. Die Ergebnisse der Sohlerhöhung in 1 m Schritten sind in der folgenden Abbildung 5-2 dargestellt.

Aus technischer Sicht ist noch anzumerken, dass eine gemittelte Erhöhung der Sohlneigung von 3 m, ein Querbauwerk von 6 m Höhe erfordern würde. Um eine

bessere Einschätzung der erforderlichen Höhe des Querbauwerkes treffen zu können, wurden drei unterschiedliche Sohlerhöhungen berechnet.

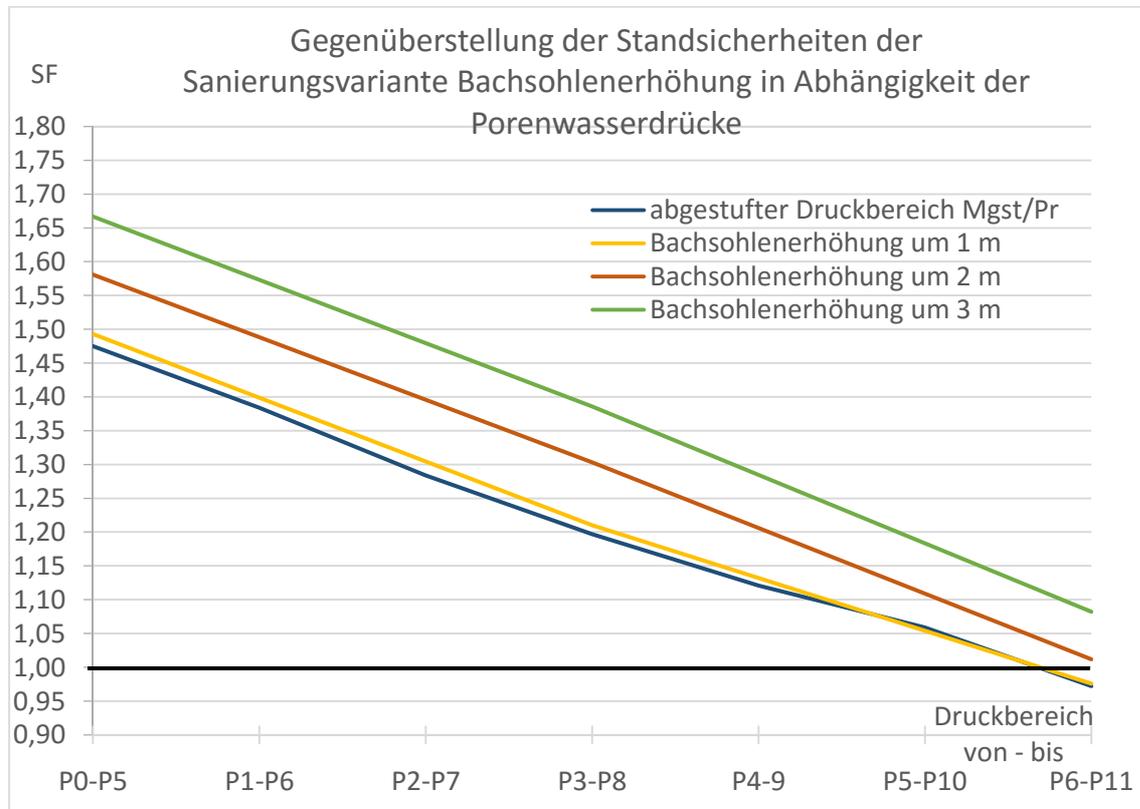


Abbildung 5-2: Standsicherheitsanalyse der Bachsohlenerhöhung in 1 m Schritten

Die Standsicherheitsanalyse der Bachsohlenerhöhung wurde nicht für alle Bereiche der Drucksteigerung durchgeführt. Es wurden die Standsicherheitsberechnungen einer Erhöhung der Bachsohle um 1 m, 2 m und 3 m für die Druckbereich ± 0.0 m bis $+5.0$ m über GOK, $+3.0$ m bis $+8.0$ m über GOK und $+6.0$ m bis $+11.0$ m über GOK durchgeführt. Die bodenmechanischen Parameter für das Aufschüttmaterial der Sohlerhöhung sind dabei ident zu jenen des Hangschuttmaterials.

Dabei zeigt sich, dass bei einer mittleren Erhöhung der Bachsohle um 1.0 m, eine Erhöhung der Standsicherheit um ca. 2 - 3 % gegenüber der Berechnungsvariante A ergibt (siehe Abbildung 4-8). Dies ist im Wesentlichen auf die Erhöhung der Gewichtskraft im Bereich der Bachsohle sowie dem daraus resultierenden neuen Verlauf der Gleitfuge zurückzuführen. Dieser liegt infolge der größeren Auflast etwas höher als der Verlauf der Gleitfuge in den Berechnungsvarianten A bis C. Dies hat zur Folge, dass sich entlang der Gleitfuge geringere Porenwasserdrücke ergeben. Somit erhöht auch diese Sanierungsvariante die Normalspannung in der Gleitfuge. Die

Ergebnisse der Berechnung sowie die Darstellung der Gleitfugen sind im Anhang ersichtlich.

Anzunehmen ist, dass diese Sanierungsvariante nicht in dem Ausmaß von der Untersuchung des Porenwasserdruckes abhängig wie die Sanierungsvariante der Drainage des Fußes der Massenbewegung. Eine Kombination der beiden Varianten ist ebenfalls möglich.

6 Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

In dieser Arbeit wird eine aktive Massenbewegung, mit einer vermuteten Ausdehnung von ungefähr 200 m Länge und ca. 250 m Breite behandelt. Diese befindet sich an der Ostflanke des Oberen Gründecks, im Ginautal, in Salzburg. Bei der Massenbewegung wurden Verschiebungen von mehreren cm pro Jahr festgestellt, weshalb die zwei in diesem Bereich befindlichen Gehöfte, mit Wohn- und Wirtschaftsgebäuden inklusive den dazugehörigen Verkehrsflächen, Schäden aufweisen.

Die Fragestellungen sowie die Zielsetzungen dieser Arbeit wurden im 1. Kapitel beschrieben. Dieses Kapitel stellt die Zusammenfassung der Ausarbeitungen dieser Fragestellungen und Zielsetzungen dar. Dabei werden im Folgenden die Ergebnisse der einzelnen Kapitel kurz erläutert.

Die Ergebnisse der im 2. Kapitel beschriebenen Erkundungsmaßnahmen (Kernbohrungen, Baggerstürfe und geologisch-geotechnischen Oberflächenkartierung) haben ergeben, dass die prägende Gesteinsart im Untersuchungsgebiet der Schwarzphyllit mit dünnen Lagen von Chlorit der Grauwackenzone ist. Dieser wird von Grund- bzw. Endmoränenmaterial in variierender Mächtigkeit überlagert. Oberhalb des Moränenmaterials haben sich Hangschuttablagerungen, ebenfalls in variierender Mächtigkeit, gebildet. Bei der geologisch-geotechnischen Oberflächenkartierung wurde unter anderem der Verlauf der Begrenzung der Massenbewegung ausgearbeitet (siehe Abbildung 2-15). Zum Schluss des 2. Kapitels wurde ein Untergrundmodell entlang eines repräsentativen Schnittes erarbeitet. Ebenfalls im Zuge der Modellierung wurden Bandbreiten für die bodenmechanischen Eigenschaften der einzelnen Bodenschichten des Untergrundmodells ausgearbeitet.

Kapitel 3. befasst sich mit der messtechnischen Überwachung des Untersuchungsgebietes. Das installierte geodätische Messfeld hat zu Beginn des Messzeitraumes zwischen März 2015 und Juni 2015 in bestimmten Bereichen des Untersuchungsgebietes Bewegungen im Bereich von 50 bis 70 mm ergeben. Ungefähr ab Ende Juni 2015 haben sich die Bewegungen reduziert und liegen seit dem (bis Ende Februar 2016) im Bereich der Messgenauigkeit. Auch in den zwei Anfang Juli 2015 installierten Inklinometern sind seit Beginn der Messaufzeichnungen keine markanten Bewegungen aufgezeichnet worden. Auch diese Bewegungen liegen im

Bereich der Messgenauigkeit. Ebenfalls wurden in einer der drei durchgeführten Kernbohrungen zwei Porenwasserdruckgeber installiert. Anhand der Ergebnisse der Porenwasserdruckgeber wurde ein Porenwasserüberdruck im Moränenmaterial festgestellt. Dabei ist anzumerken, dass bei einer Kernbohrung im unteren Bereich der Rutschung im Phyllit (in ca. 24 m Tiefe) eine artesisch gespannte Grundwasserschicht angetroffen wurde. Die Kernbohrung mit den Porenwasserdruckgebern wurde im Nahbereich dieser Kernbohrung abgeteuft. Dabei haben die Messungen des Porenwasserdruckgebers in der Tiefe von ungefähr 14.5 m unter GOK während des Messzeitraumes Herbst/Winter 2015/2016 ergeben, dass ein Überdruck von ca. ± 1.0 m ab GOK vorliegt. Über einen Vergleich der Messdaten der Porenwasserdruckgeber mit den Messdaten der Wetterstation des Hydrographischen Dienstes in Wagrain sowie der vor Ort installierten Wetterstation, wurden Korrelationen zwischen Niederschlagsereignissen und dem Porenwasserdruck untersucht.

Für die Standsicherheitsanalyse im 4. Kapitel wurden die Ergebnisse zur Modellierung des Untergrundes sowie die Ergebnisse Messdaten zusammengefasst und in ein geeignetes Berechnungsmodell übertragen. In der gegenständigen Arbeit wurde der Porenwasserüberdruck als Hauptursache für die Instabilität der Rutschung interpretiert. Infolge dessen wurden mehrere Berechnungsvarianten bzw. Berechnungsschritte sowohl mit einer Variation des Porenwasserüberdruckes als auch mit einer Variation des Reibungswinkels durchgeführt. Diese Standsicherheitsanalyse hat ergeben, dass sich die Standsicherheit der Rutschung in Abhängigkeit des vorherrschenden Porenwasserüberdruckes maßgeblich reduzieren kann. Der Einfluss des Porenwasserüberdruckes wurde grob mittels dem Modell Kräftegleichgewicht an einer hangparallelen Gleitfuge verifiziert. Dieses vereinfachte Modell hat dabei einen ähnlichen Zusammenhang mit dem Porenwasserüberdruck gezeigt.

Aufgrund des Einflusses des Porenwasserüberdruckes auf die Standsicherheit der Rutschung, wurde bei den Sanierungsvorschlägen im 5. Kapitel unter anderem eine Entspannung des Porenwasserüberdruckes mittels Entspannungsbohrungen (z.B. mit Kies gefüllten Bohrlöchern) ausgearbeitet. Die zweite Sanierungsvariante sieht eine Steigerung der stabilisierenden Kräfte am Rutschungsfuß über die Erhöhung der Bachsohle des Ginaubaches vor. Ebenso ist eine Kombination der beiden Varianten möglich.

6.2 Ausblick

Die vorliegende Arbeit stellt eine Grundlage für das Verhalten der untersuchten Massenbewegung dar. Dafür wurden die Ergebnisse der Erkundungsmaßnahmen sowie der Messtechnischen Überwachung der Massenbewegung zusammengefasst, verknüpft und diskutiert.

Die im Frühjahr 2015 stattgefundenen Bewegungen wurden geodätisch erfasst. Zu diesem Zeitpunkt waren allerdings noch keine geotechnischen Messeinrichtungen installiert. Im Sommer 2015, zu einer bewegungsarmen Zeit der Rutschung, lag ein Porenwasserüberdruck im Bereich des Moränenmaterials sowie in einer Kluft im Phyllit, welche bei einer Kernbohrung unterhalb der Moräne angetroffen wurde, vor. Da sich aus der Hangneigung sowie den bodenmechanischen Eigenschaften des Untergrundes (ohne Berücksichtigung eventueller Porenwasserüberdrücke) ausreichend hohe Standsicherheiten ergeben haben, wurde ein Modell erarbeitet, welches die Standsicherheit der Rutschung in Abhängigkeit des Porenwasserdruckes beschreibt.

Da während der intensiven messtechnischen Überwachungsphase zwischen Juli 2015 bis Februar 2016 noch keine ausreichend großen Hangverformungen beobachtet bzw. erfasst werden konnten, sind für die Verifikation der Zusammenhänge von Porenwasserüberdruck und Standsicherheit noch weitere Daten erforderlich.

Um geeignete Sanierungsmaßnahmen planen und ausführen zu können, welche die Standsicherheit der Rutschung auf ein angemessenes Maß erhöht, sollten diese Zusammenhänge noch detaillierter erfasst werden.

Aus diesem Grund wird empfohlen die Untersuchung weiterhin sowohl geodätisch über das vorhandene Messfeld, als auch geotechnisch über die installierten Inklinometer und Porenwasserdruckgeber fortzuführen und diese Daten mit den Niederschlagsdaten der Wetterstationen vor Ort und in Wagrain zu vergleichen, bis die Hauptursache der Bewegungen noch genauer erfasst und bestätigt worden ist.

7 Literaturverzeichnis

BEDNAR, W.; BLOVSKY, S.: 14. Böschungen und Geländesprünge. In: Grundbau und Bodenmechanik I, Vorlesungsskript TU-Wien. Hrsg.: Wien. 2. Auflage, 2010.

BOLEY, C. et al.: Handbuch Geotechnik. Wiesbaden. Vieweg+Teubner Verlag, 2012.

BUJA, H.-O.: Handbuch der Baugrunderkundung - Geräte und Verfahren. Wiesbaden. Vieweg+Teubner Verlag, 2009.

EXTNER, C.: Geologische Karte - UMGEBUNG VON WAGRAIN - 1:25000. 2008.

FROITZHEIM, N.: Geologie der Alpen - Teil 1 "Allgemeines und Ostalpin" - Vorlesungsskript. <https://www.steinmann.uni-bonn.de/arbeitsgruppen/strukturgeologie/lehre/wissen-gratis/geologie-der-alpen-teil-1>. Datum des Zugriffs: 10.Jänner.2016.

GDP ZT GMBH: Rutschung KG Ginau, Salzburg - KARTIERBERICHT. Graz. 2015.

GDP ZT GMBH: Laborergebnisse Rutschung Ginau - Projektnummer 2815 - KB1. Graz. 2015.

GENSKE, D. D.: Ingenieurgeologie - Grundlagen und Anwendung. Berlin Heidelberg. Springer-Verlag, 2014.

<https://www.google.at/maps/@47.3635483,13.241241,11.25z/data=!5m1!1e4>. Datum des Zugriffs: 22.Februar.2016.

KIEFFER, S. D.; MARTE, R.: Landslides and Slope Processes. Vorlesungsfolien. Graz. 2016.

KOLYMBAS, D.: Geotechnik - Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. Berlin Heidelberg. Springer-Verlag, 3., neu bearbeitete Auflage, 2011.

KOMETOVA, S.: Controlling langfristiger Projekte im kommunalen Immobilienmanagement. Dissertation. Darmstadt. Technische Universität Darmstadt, Schriftenreihe des Instituts für Baubetrieb - D62, 2013.

LAND SALZBURG - ABTEILUNG LANDESGEOLOGISCHER DIENST: Fotos Befliegung - Ginau. Salzburg. 2015.

LANG, H.-J. et al.: Bodenmechanik und Grundbau - Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte. Berlin Heidelberg. Springer-Verlag, 8., ergänzte Auflage, 2007.

Leikauf, Thomas für den Vermessungsdienst Abteilung 6/02, Amt der Salzburger Landesregierung (2015). BWK 4/519, Monitoring Ginau, Gemeinde St. Johann i.Pg.,. In *Salzburg*.

NEMES, F.; PAVLIK, W.; MOSER, M.: Geologie und Tektonik im Salztal (Steiermark) – Kinematik und Paläospannungen entlang des Ennstal-Mariazell-Blattverschiebungssystems in den Nördlichen Kalkalpen. In: Jahrbuch der Geologischen Bundesanstalt, Band 138, Heft 2, S. 349-367/1995.

PRINZ, H.; STRAUß, R.: Ingenieurgeologie . Heidelberg. Spektrum Akademischer Verlag, 5. Auflage, 2011.

ROCSCIENCE: Slide 6.0

Manual. <https://www.rocscience.com/help/slide/webhelp/Slide.htm>. Datum des Zugriffs: 01.Februar.2016.

STEMPFHUBER, W.: Leistungsfähigkeit von geodätischen Monitoringsystemen. In: Bautechnik - Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau, Ausgabe 89, Heft 11/2012.

Valentin, Gerald für den Vermessungsdienst Abteilung 6/02, Amt der Salzburger Landesregierung (2015). BWK 4/519, Monitoring Ginau, Gemeinde St. Johann i.Pg.,. In *Salzburg*.

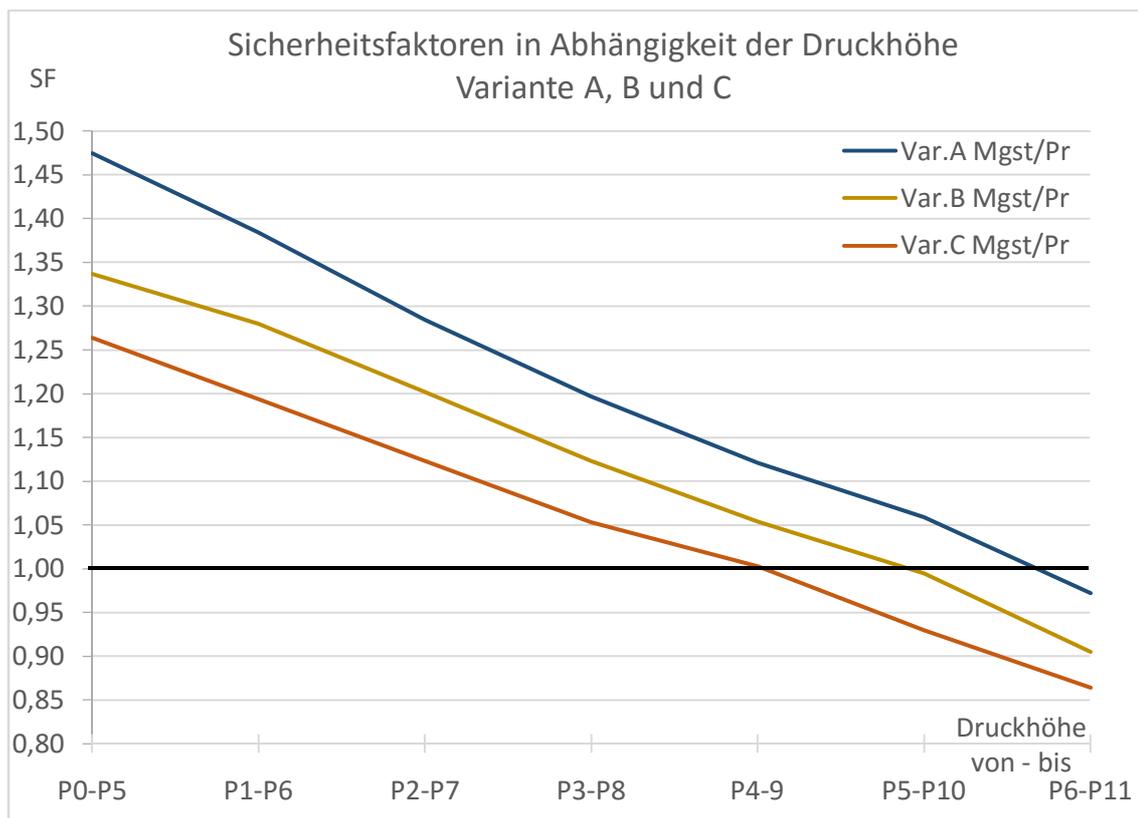
WITT, K. J.: Grundbau-Taschenbuch - Teil 1: Geotechnische Grundlagen. Berlin. Ernst & Sohn, 7.Auflage, 2008.

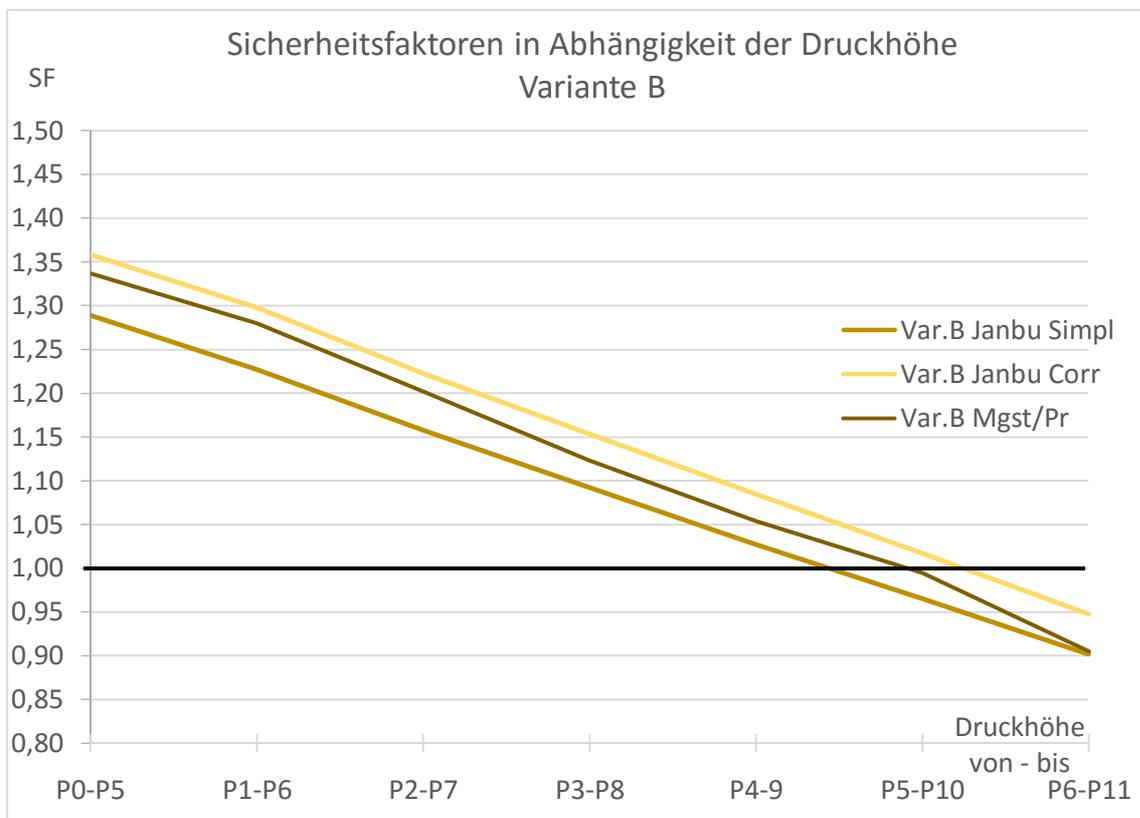
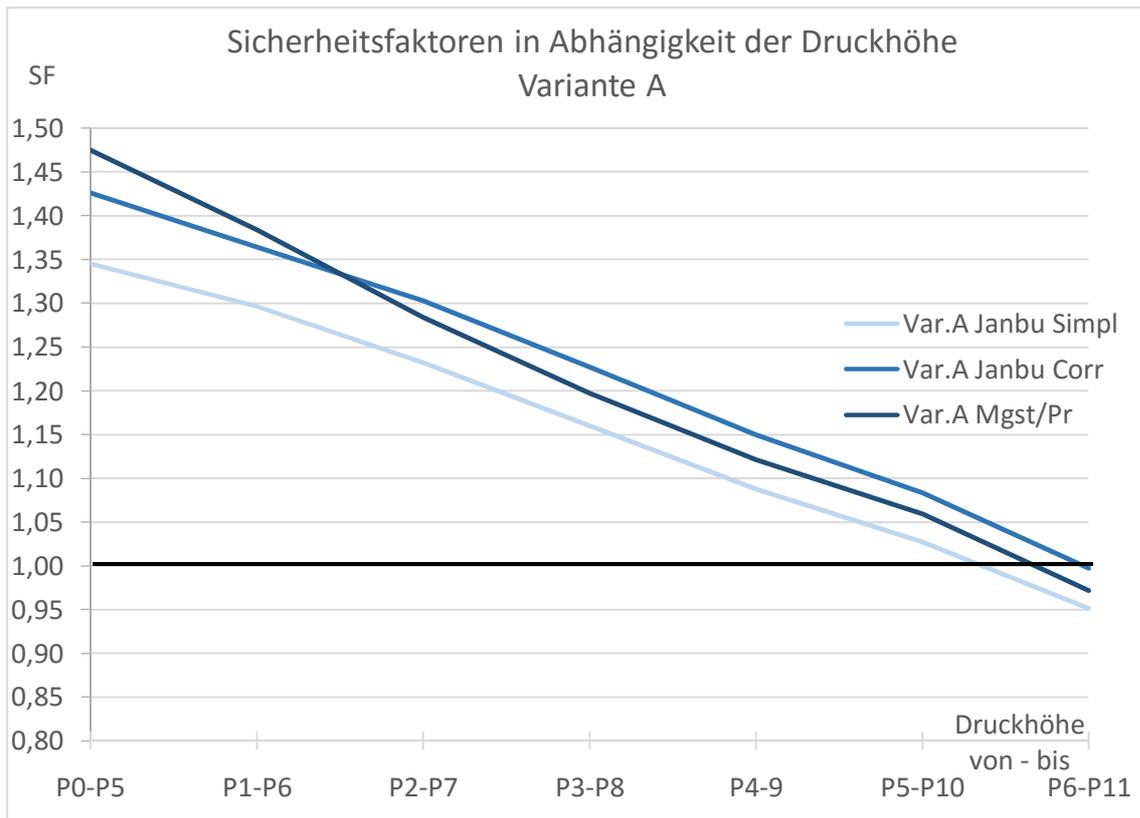
— : Grundbau-Taschenbuch - Teil 2: Geotechnische Verfahren. Berlin. Ernst & Sohn, 7.Auflage, 2009.

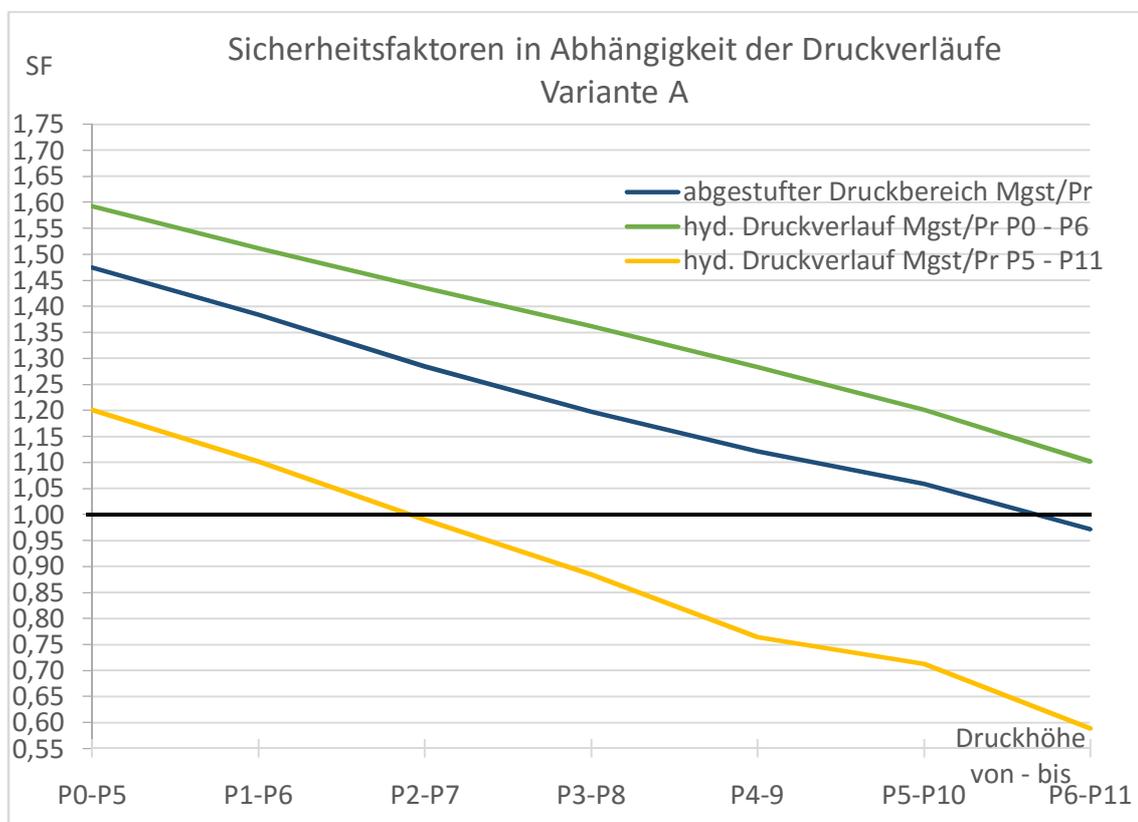
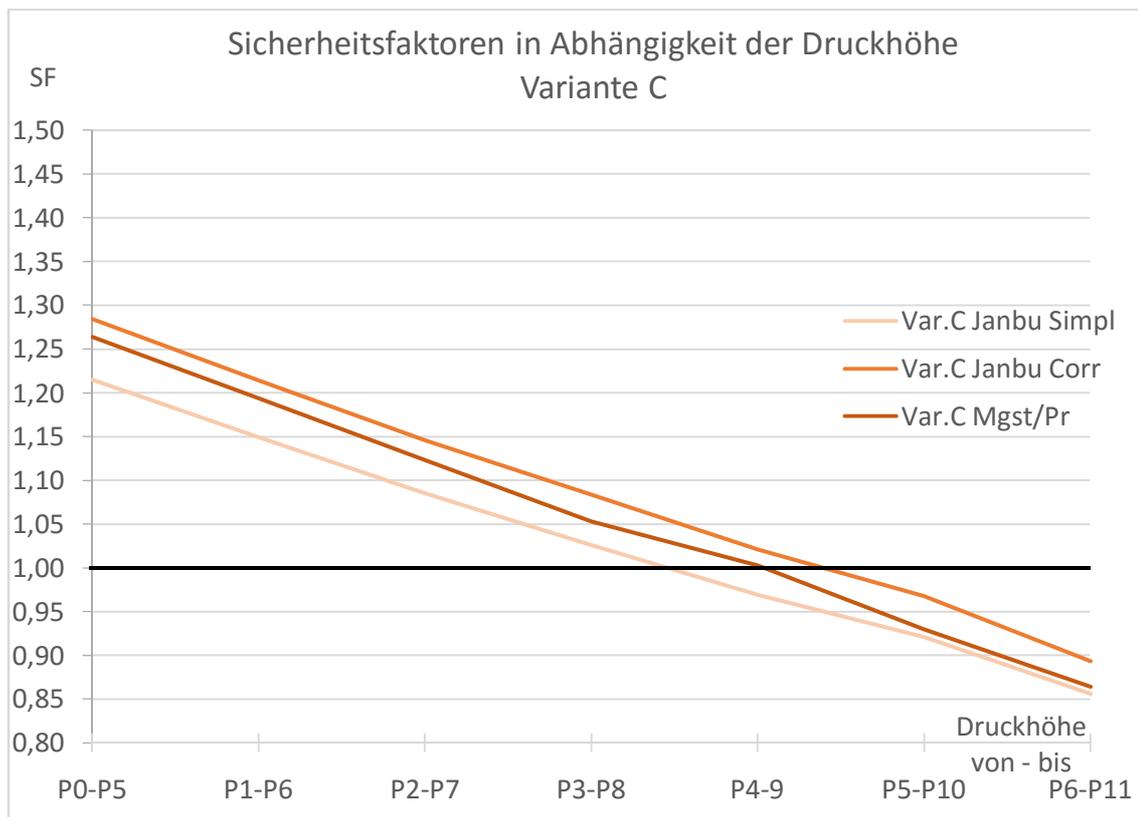
Anhang

A1-Standsicherheitsanalyse – Zusammenfassung

Zusammenfassung der Ergebnisse aus Slide									
		Bereich der Druchöhe	P0-P5	P1-P6	P2-P7	P3-P8	P4-9	P5-P10	P6-P11
Variante A:	φ [°]	Var. A Janbu Simpl	1,345	1,296	1,232	1,160	1,088	1,027	0,951
Mo- Schluffig	27	Var. A Janbu Corr	1,426	1,364	1,303	1,227	1,150	1,083	0,997
Mo - Gr/Sa/Si	30	Var. A Mgst/Pr	1,475	1,384	1,284	1,197	1,121	1,059	0,972
		Bereich der Druchöhe	P0-P5	P1-P6	P2-P7	P3-P8	P4-9	P5-P10	P6-P11
Variante B:	φ [°]	Var. B Janbu Simpl	1,289	1,227	1,158	1,092	1,027	0,965	0,902
Mo- Schluffig	25	Var. B Janbu Corr	1,358	1,298	1,223	1,153	1,085	1,017	0,948
Mo - Gr/Sa/Si	28	Var. B Mgst/Pr	1,337	1,280	1,202	1,123	1,054	0,995	0,905
		Bereich der Druchöhe	P0-P5	P1-P6	P2-P7	P3-P8	P4-9	P5-P10	P6-P11
Variante C:	φ [°]	Var. C Janbu Simpl	1,215	1,149	1,085	1,026	0,969	0,921	0,856
Mo- Schluffig	23	Var. C Janbu Corr	1,284	1,214	1,146	1,084	1,021	0,968	0,893
Mo - Gr/Sa/Si	26	Var. C Mgst/Pr	1,264	1,194	1,123	1,053	1,003	0,930	0,864







A2-Standsicherheitsanalyse – Einzelne Berechnungsschritte

Variante A: Variation des Reibungswinkels - $\varphi = 30^\circ$ bzw. 27°

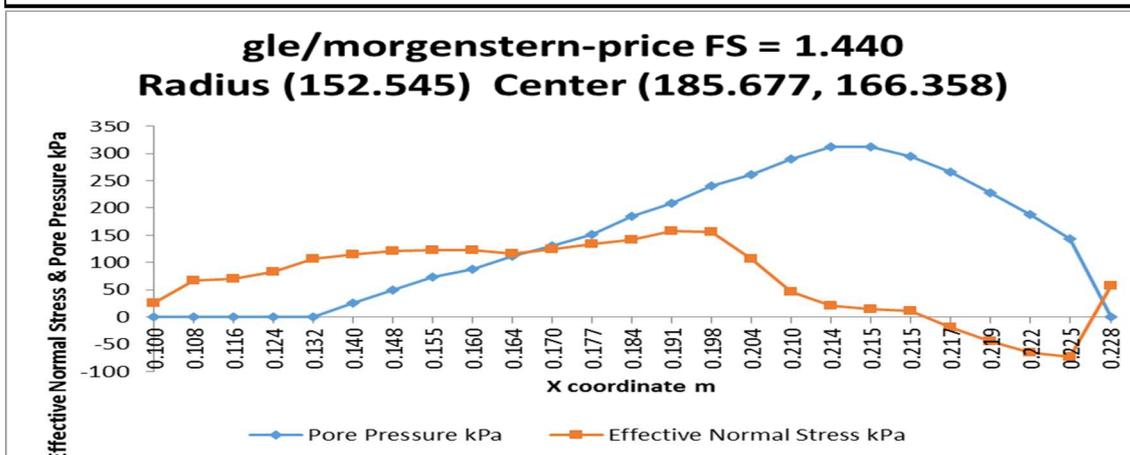
Bodenkennwerte:			
Bodenart	γ [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]
Hangschutt	20,0	33,0	1,0
Moräne - Schluffig	21,0	27,0	8,0
Moräne - Gr/Sa/Si	22,0	30,0	5,0
Phyllit	24,0	30,0	200,0

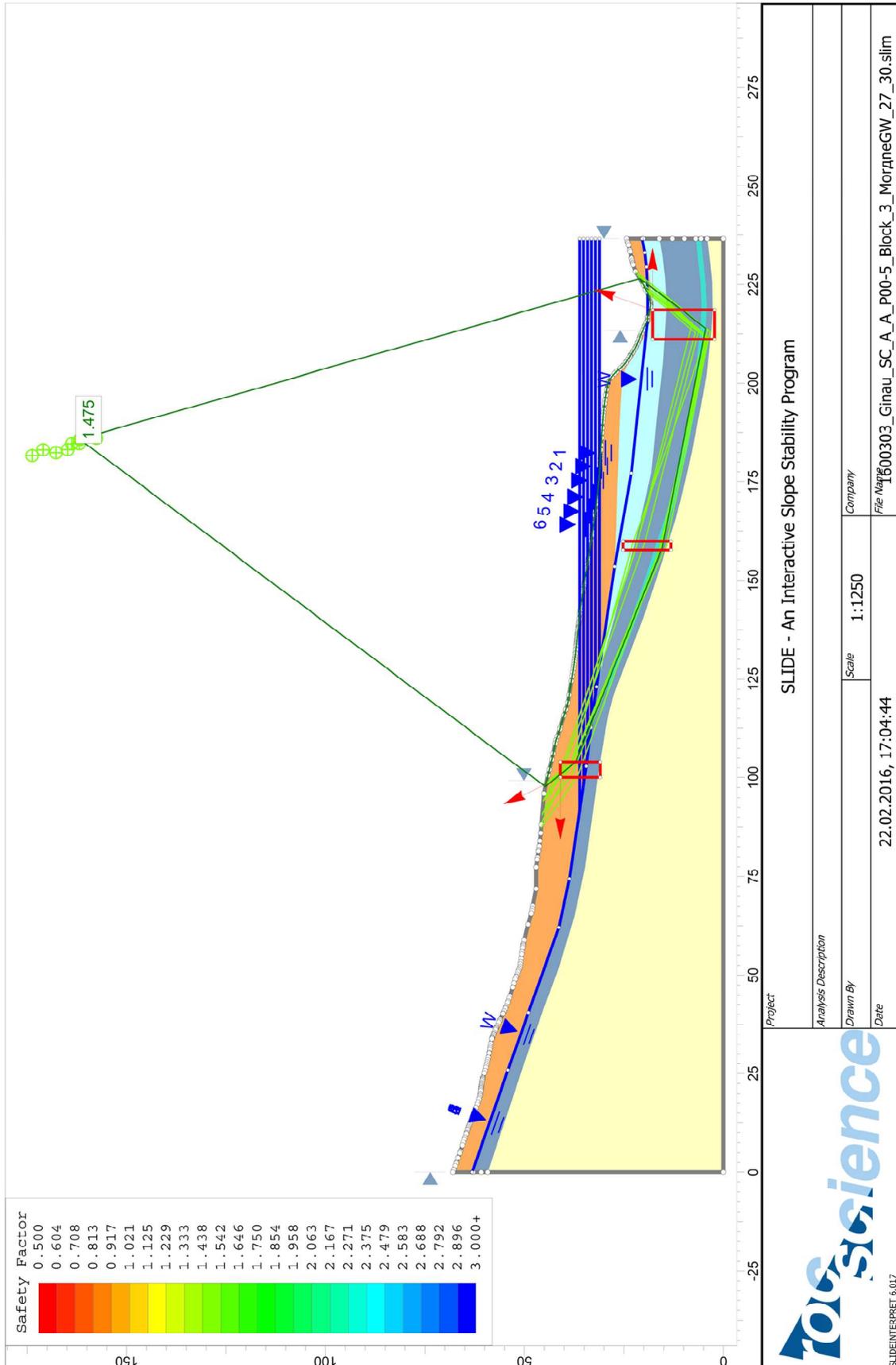
Variante A-1: Variation der Druckhöhe $dh = 0.0$ bis 5.0 m über GOK

Porenwasserdruck:			
	[m] ab GOK bei KB2-15		
Druck oberer PWG:	-8,00	0,10 [bar]	= GW-Spiegel
Druck unterer PWG:	+0,00	1,48 [bar]	

Parameter Slide:					
Bodennr.	Bodenart	Tiefe bei KB2-15	Druckhöhe [m] ab GOK	Druckhöhe [bar]	Piezometerline
1	Hangschutt	0.00 - 4.60	-8,00	0,00	GW
2	Moräne - Schluffig	4.46 - 9.00	-8,00	0,10	GW
3	Moräne - Schluffig	9.00 - 12.95	+0,00	0,88	1
4	Moräne - Gr/Sa/Si	12.95 - 15.10	+1,00	1,37	2
5	Moräne - Gr/Sa/Si	15.10 - 17.20	+2,00	1,68	3
6	Moräne - Gr/Sa/Si	17.20 - 19.30	+3,00	1,98	4
7	Moräne - Schluffig	19.30 - 20.60	+4,00	2,29	5
8	Moräne - Gr/Sa/Si	20.60 - 22.00	+5,00	2,51	6
9	Phyllit	22.00 -	+5,00	2,65	6

Ergebniss für $\varphi = 27^\circ$ bzw. 30° :			
	FS	FS	FS
	P0-5	P5	P0
Janbu Simpl	1,345	1,134	1,520
Janbu Corr	1,426	1,180	1,584
Morgenst/Pr	1,475	1,201	1,592





Variante A-4 Variation der Druckhöhe $dh = 3.0$ bis 8.0 m über GOK

Porenwasserdurch:

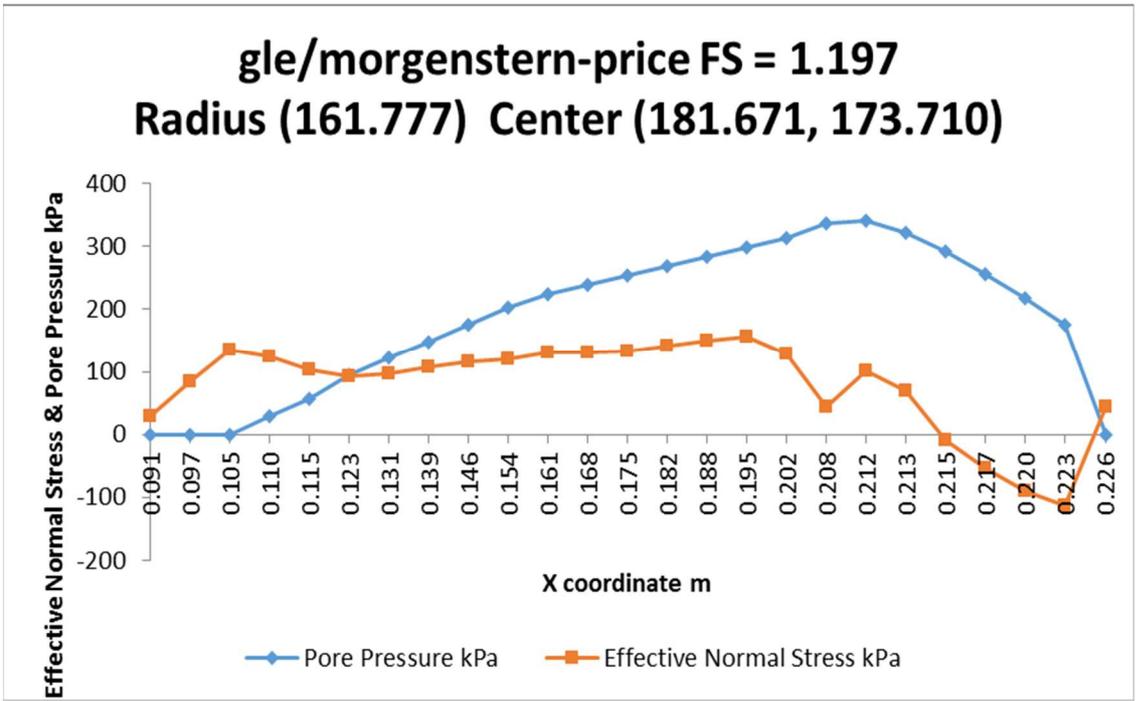
	[m] ab GOK bei KB2-15		
Druck oberer PWG:	-8,0	0,10 [bar]	= GW-Spiegel
Druck unterer PWG:	+3,00	1,78 [bar]	

Parameter Slide:

Bodenr.	Bodenart	Tiefe bei KB2-15	Druckhöhe [m] ab GOK	Druckhöhe [bar]	Piezometerline
1	Hangschutt	0.00 - 4.60	-8,00	0,00	GW
2	Moräne - Schluffig	4.46 - 9.00	-8,00	0,10	GW
3	Moräne - Schluffig	9.00 - 12.95	+3,00	1,18	4
4	Moräne - Gr/Sa/Si	12.95 - 15.10	+4,00	1,66	5
5	Moräne - Gr/Sa/Si	15.10 - 17.20	+5,00	1,97	6
6	Moräne - Gr/Sa/Si	17.20 - 19.30	+6,00	2,28	7
7	Moräne - Schluffig	19.30 - 20.60	+7,00	2,58	8
8	Moräne - Gr/Sa/Si	20.60 - 22.00	+8,00	2,81	9
9	Phyllit	22.00 -	+8,00	2,94	9

Ergebniss für $\varphi = 27^\circ$ bzw. 30° :

	FS	FS	FS
	P3-8	P8	P3
Janbu Simpl	1,160	0,877	1,294
Janbu Corr	1,227	0,905	1,347
Morgenst/Pr	1,197	0,884	1,362



Variante A-7 Variation der Druckhöhe dh = 6.0 bis 11.0 m über GOK

Porenwasserdruck:

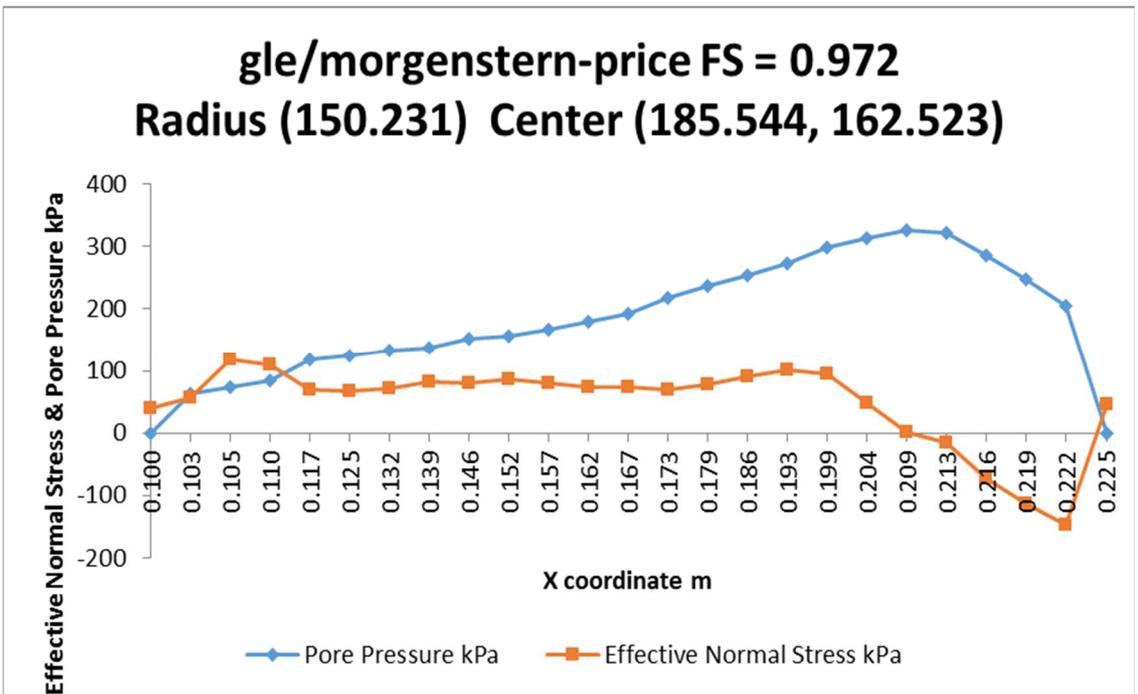
	[m] ab GOK bei KB2-15		
Druck oberer PWG:	-8,0	0,10 [bar]	= GW-Spiegel
Druck unterer PWG:	+6,00	2,09 [bar]	

Parameter Slide:

Bodennr.	Bodenart	Tiefe bei KB2-15	Druckhöhe [m] ab GOK	Druckhöhe [bar]	Piezometerline
1	Hangschutt	0.00 - 4.60	-8,00	0,00	GW
2	Moräne - Schluffig	4.46 - 9.00	-8,00	0,10	GW
3	Moräne - Schluffig	9.00 - 12.95	+6,00	1,47	7
4	Moräne - Gr/Sa/Si	12.95 - 15.10	+7,00	1,96	8
5	Moräne - Gr/Sa/Si	15-10 - 17.20	+8,00	2,27	9
6	Moräne - Gr/Sa/Si	17.20 - 19.30	+9,00	2,57	10
7	Moräne - Schluffig	19.30 - 20.60	+10,00	2,87	11
8	Moräne - Gr/Sa/Si	20.60 - 22.00	+11,00	3,10	12
9	Phyllit	22.00 -	+11,00	3,24	12

Ergebniss für $\phi = 27^\circ$ bzw. 30° :

	FS	FS	FS
	P6-11	P11	P6
Janbu Simpl	0,951	0,574	1,056
Janbu Corr	0,997	0,594	1,100
Morgenst/Pr	0,972	0,588	1,102



Variante B: Variation des Reibungswinkels - $\varphi = 28^\circ$ bzw. 25°

Bodenkennwerte:

Bodenart	γ [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]
Hangschutt	20,0	33,0	1,0
Moräne - Schluffig	21,0	25,0	8,0
Moräne - Gr/Sa/Si	22,0	28,0	5,0
Phyllit	24,0	30,0	200,0

Variante B-1: Variation der Druckhöhe $d_h = 0.0$ bis 5.0 m über GOK

Porenwasserdruck:

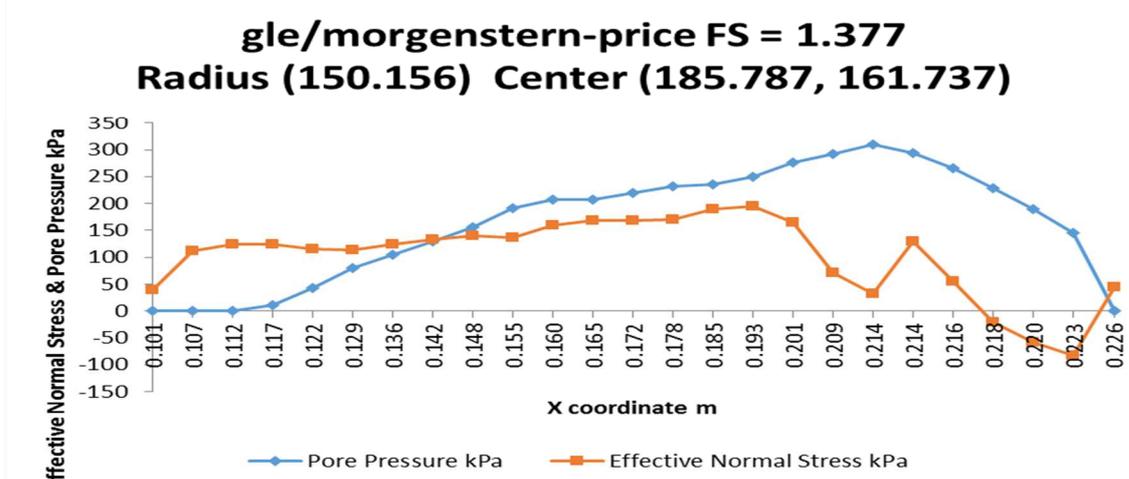
	[m] ab GOK bei KB2-15		
Druck oberer PWG:	-8,00	0,10 [bar]	= GW-Spiegel
Druck unterer PWG:	+0,00	1,48 [bar]	

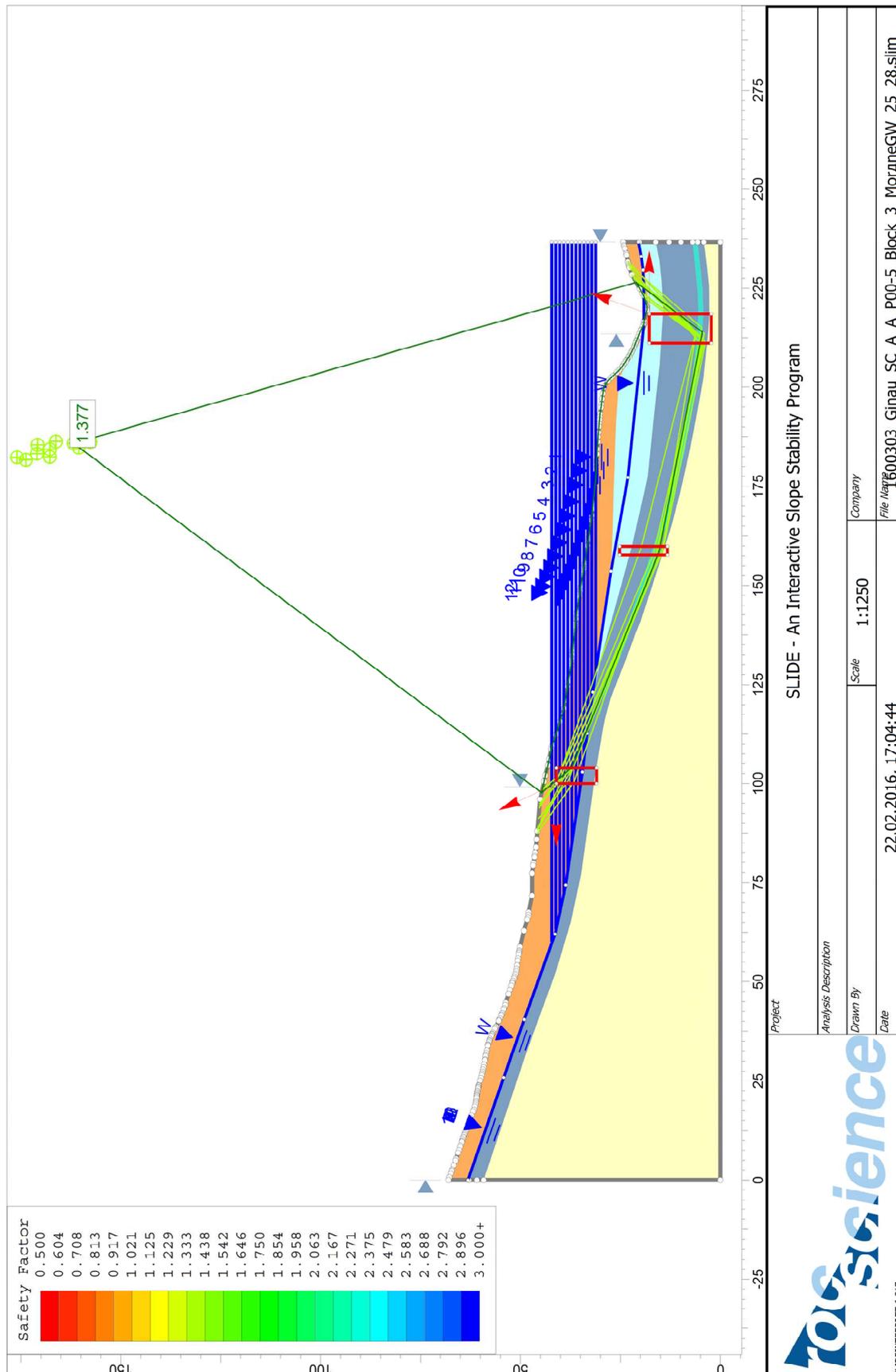
Parameter Slide:

Bodennr.	Bodenart	Tiefe bei KB2-15	Druckhöhe [m] ab GOK	Druckhöhe [bar]	Piezometerline
1	Hangschutt	0.00 - 4.60	-8,00	0,00	GW
2	Moräne - Schluffig	4.46 - 9.00	-8,00	0,10	GW
3	Moräne - Schluffig	9.00 - 12.95	+0,00	0,88	1
4	Moräne - Gr/Sa/Si	12.95 - 15.10	+1,00	1,37	2
5	Moräne - Gr/Sa/Si	15.10 - 17.20	+2,00	1,68	3
6	Moräne - Gr/Sa/Si	17.20 - 19.30	+3,00	1,98	4
7	Moräne - Schluffig	19.30 - 20.60	+4,00	2,29	5
8	Moräne - Gr/Sa/Si	20.60 - 22.00	+5,00	2,51	6
9	Phyllit	22.00 -	+5,00	2,65	6

Ergebniss für $\varphi = 25^\circ$ bzw. 28° :

	FS
	P0-5
Janbu Simpl	1,289
Janbu Corr	1,358
Morgenst/Pr	1,337





Variante B-4 Variation der Druckhöhe dh = 3.0 bis 8.0 m über GOK

Porenwasserdruck:

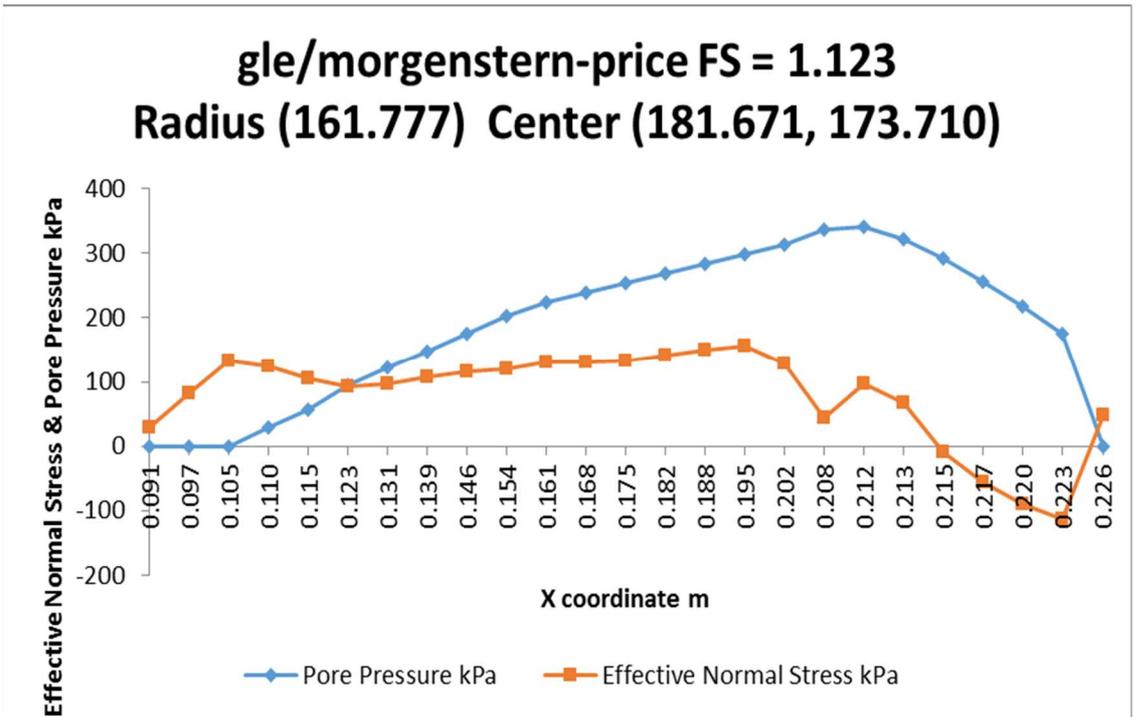
	[m] ab GOK bei KB2-15		
Druck oberer PWG:	-8,0	0,10 [bar]	= GW-Spiegel
Druck unterer PWG:	+3,00	1,78 [bar]	

Parameter Slide:

Bodenr.	Bodenart	Tiefe bei KB2-15	Druckhöhe [m] ab GOK	Druckhöhe [bar]	Piezometerline
1	Hangschutt	0.00 - 4.60	-8,00	0,00	GW
2	Moräne - Schluffig	4.46 - 9.00	-8,00	0,10	GW
3	Moräne - Schluffig	9.00 - 12.95	+3,00	1,18	4
4	Moräne - Gr/Sa/Si	12.95 - 15.10	+4,00	1,66	5
5	Moräne - Gr/Sa/Si	15.10 - 17.20	+5,00	1,97	6
6	Moräne - Gr/Sa/Si	17.20 - 19.30	+6,00	2,28	7
7	Moräne - Schluffig	19.30 - 20.60	+7,00	2,58	8
8	Moräne - Gr/Sa/Si	20.60 - 22.00	+8,00	2,81	9
9	Phyllit	22.00 -	+8,00	2,94	9

Ergebniss für $\varphi = 25^\circ$ bzw. 28° :

	FS
	P3-8
Janbu Simpl	1,092
Janbu Corr	1,153
Morgenst/Pr	1,123



Variante B-7 Variation der Druckhöhe dh =6.0 bis 11.0 m über GOK

Porenwasserdruck:

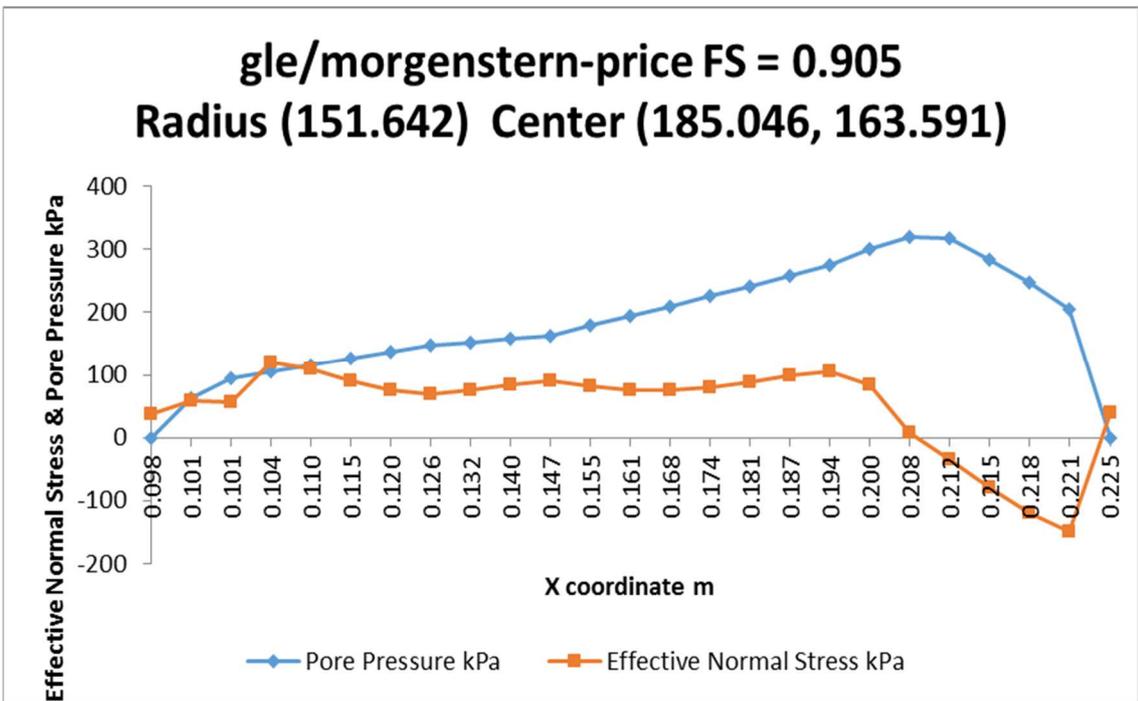
	[m] ab GOK bei KB2-15		
Druck oberer PWG:	-8,00	0,10 [bar]	= GW-Spiegel
Druck unterer PWG:	+0,00	1,48 [bar]	

Parameter Slide:

Bodennr.	Bodenart	Tiefe bei KB2-15	Druckhöhe [m] ab GOK	Druckhöhe [bar]	Piezometerline
1	Hangschutt	0.00 - 4.60	-8,00	0,00	GW
2	Moräne - Schluffig	4.46 - 9.00	-8,00	0,10	GW
3	Moräne - Schluffig	9.00 - 12.95	+0,00	0,88	1
4	Moräne - Gr/Sa/Si	12.95 - 15.10	+1,00	1,37	2
5	Moräne - Gr/Sa/Si	15-10 - 17.20	+2,00	1,68	3
6	Moräne - Gr/Sa/Si	17.20 - 19.30	+3,00	1,98	4
7	Moräne - Schluffig	19.30 - 20.60	+4,00	2,29	5
8	Moräne - Gr/Sa/Si	20.60 - 22.00	+5,00	2,51	6
9	Phyllit	22.00 -	+5,00	2,65	6

Ergebniss für $\varphi = 25^\circ$ bzw. 28° :

	FS
	P0-5
Janbu Simpl	0,902
Janbu Corr	0,948
Morgenst/Pr	0,905



Variante C: Variation des Reibungswinkels - $\varphi = 26^\circ$ bzw. 23°

Bodenkennwerte:

Bodenart	γ [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]
Hangschutt	20,0	33,0	1,0
Moräne - Schluffig	21,0	23,0	8,0
Moräne - Gr/Sa/Si	22,0	26,0	5,0
Phyllit	24,0	30,0	200,0

Variante C-1: Variation der Druckhöhe $d_h = 0.0$ bis 5.0 m über GOK

Porenwasserdruck:

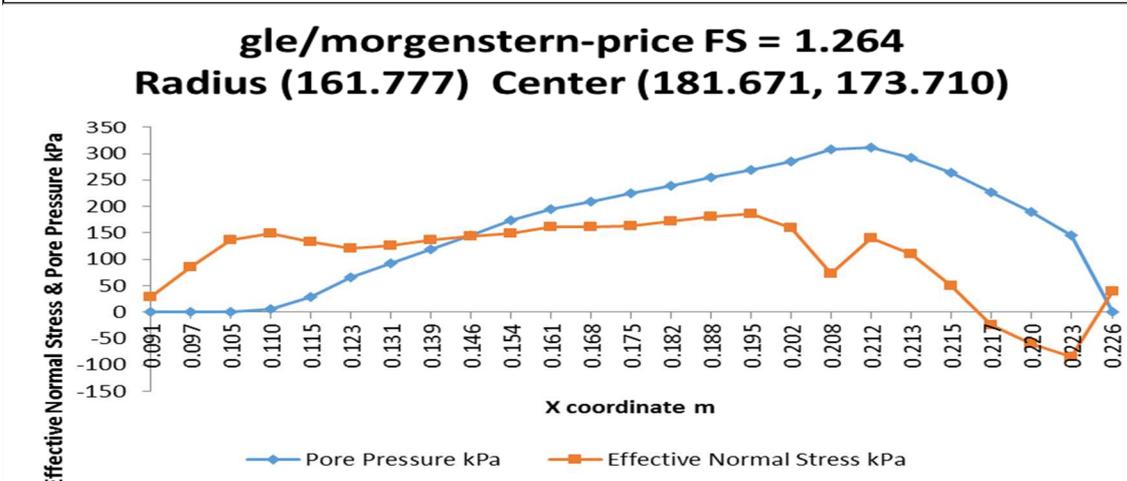
	[m] ab GOK bei KB2-15		
Druck oberer PWG:	-8,00	0,10 [bar]	= GW-Spiegel
Druck unterer PWG:	+0,00	1,48 [bar]	

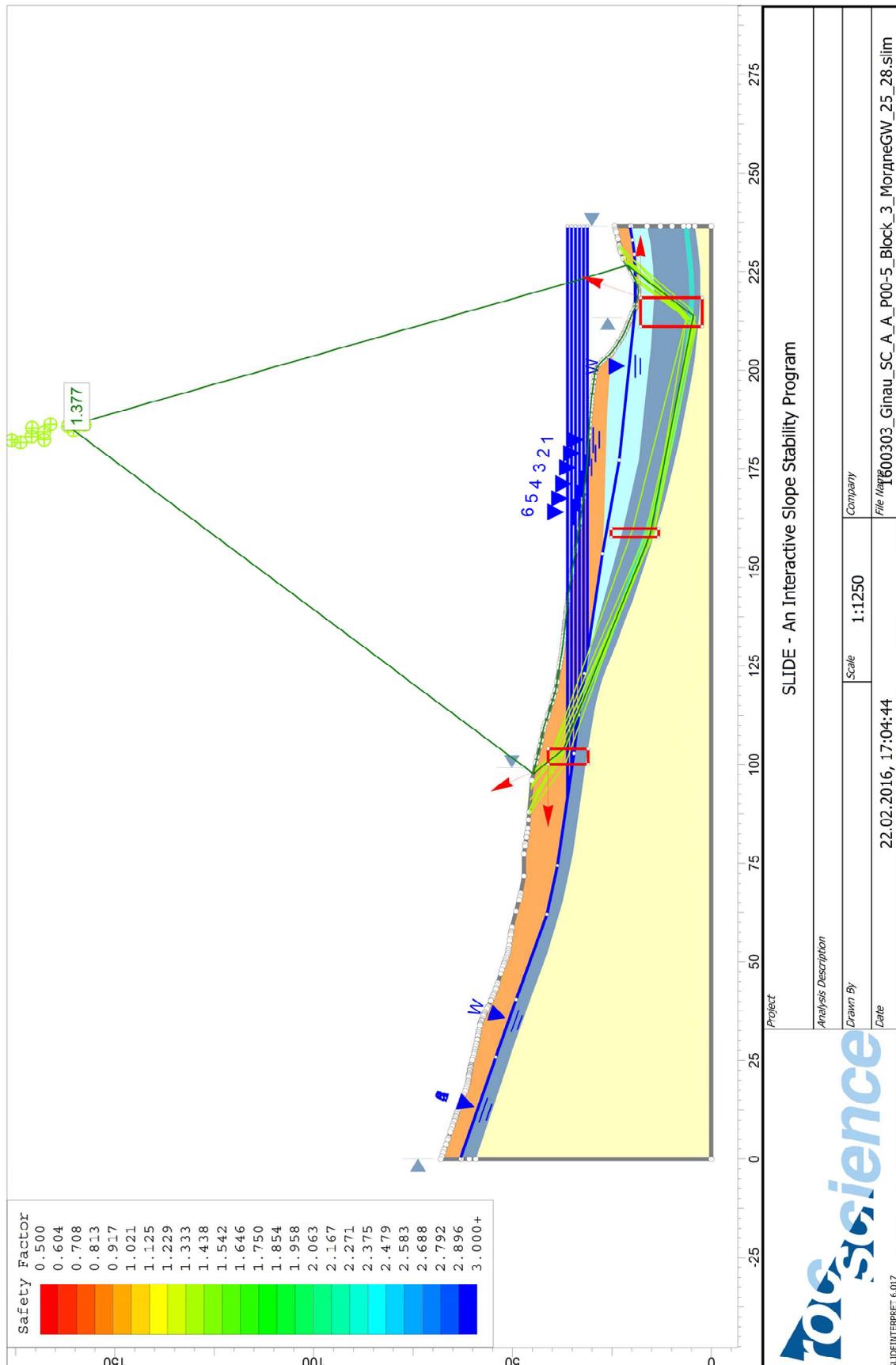
Parameter Slide:

Bodenr.	Bodenart	Tiefe bei KB2-15	Druckhöhe [m] ab GOK	Druckhöhe [bar]	Piezometerline
1	Hangschutt	0.00 - 4.60	-8,00	0,00	GW
2	Moräne - Schluffig	4.46 - 9.00	-8,00	0,10	GW
3	Moräne - Schluffig	9.00 - 12.95	+0,00	0,88	1
4	Moräne - Gr/Sa/Si	12.95 - 15.10	+1,00	1,37	2
5	Moräne - Gr/Sa/Si	15.10 - 17.20	+2,00	1,68	3
6	Moräne - Gr/Sa/Si	17.20 - 19.30	+3,00	1,98	4
7	Moräne - Schluffig	19.30 - 20.60	+4,00	2,29	5
8	Moräne - Gr/Sa/Si	20.60 - 22.00	+5,00	2,51	6
9	Phyllit	22.00 -	+5,00	2,65	6

Ergebnis für $\varphi = 23^\circ$ bzw. 26° :

	FS
	P0-5
Janbu Simpl	1,215
Janbu Corr	1,284
Morgenst/Pr	1,264





Variante C-4 Variation der Druckhöhe $dh = 3.0$ bis 8.0 m über GOK

Porenwasserdruck:

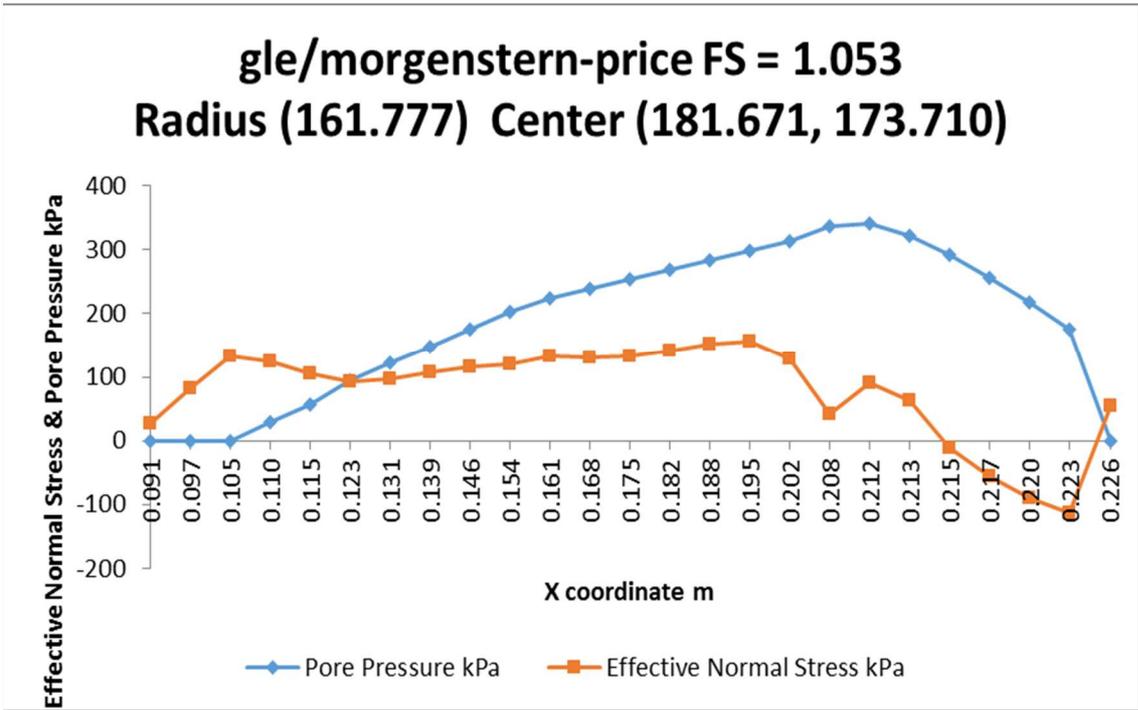
	[m] ab GOK bei KB2-15		
Druck oberer PWG:	-8,0	0,10 [bar]	= GW-Spiegel
Druck unterer PWG:	+3,00	1,78 [bar]	

Parameter Slide:

Bodenr.	Bodenart	Tiefe bei KB2-15	Druckhöhe [m] ab GOK	Druckhöhe [bar]	Piezometerline
1	Hangschutt	0.00 - 4.60	-8,00	0,00	GW
2	Moräne - Schluffig	4.46 - 9.00	-8,00	0,10	GW
3	Moräne - Schluffig	9.00 - 12.95	+3,00	1,18	4
4	Moräne - Gr/Sa/Si	12.95 - 15.10	+4,00	1,66	5
5	Moräne - Gr/Sa/Si	15-10 - 17.20	+5,00	1,97	6
6	Moräne - Gr/Sa/Si	17.20 - 19.30	+6,00	2,28	7
7	Moräne - Schluffig	19.30 - 20.60	+7,00	2,58	8
8	Moräne - Gr/Sa/Si	20.60 - 22.00	+8,00	2,81	9
9	Phyllit	22.00 -	+8,00	2,94	9

Ergebniss für $\varphi = 23^\circ$ bzw. 26° :

	FS
	P3-8
Janbu Simpl	1,026
Janbu Corr	1,084
Morgenst/Pr	1,053



Variante C-7 Variation der Druckhöhe dh = 6.0 bis 11.0 m über GOK

Porenwasserdruck:

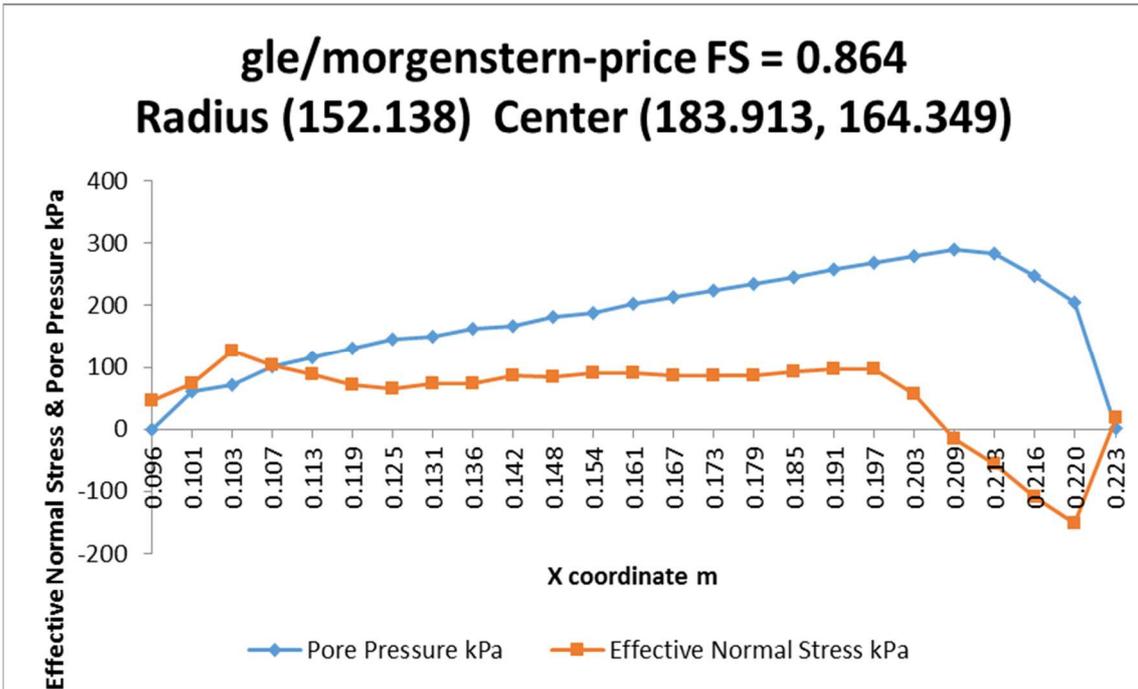
	[m] ab GOK bei KB2-15		
Druck oberer PWG:	-8,00	0,10 [bar]	= GW-Spiegel
Druck unterer PWG:	+0,00	1,48 [bar]	

Parameter Slide:

Bodennr.	Bodenart	Tiefe bei KB2-15	Druckhöhe [m] ab GOK	Druckhöhe [bar]	Piezometerline
1	Hangschutt	0.00 - 4.60	-8,00	0,00	GW
2	Moräne - Schluffig	4.46 - 9.00	-8,00	0,10	GW
3	Moräne - Schluffig	9.00 - 12.95	+0,00	0,88	1
4	Moräne - Gr/Sa/Si	12.95 - 15.10	+1,00	1,37	2
5	Moräne - Gr/Sa/Si	15-10 - 17.20	+2,00	1,68	3
6	Moräne - Gr/Sa/Si	17.20 - 19.30	+3,00	1,98	4
7	Moräne - Schluffig	19.30 - 20.60	+4,00	2,29	5
8	Moräne - Gr/Sa/Si	20.60 - 22.00	+5,00	2,51	6
9	Phyllit	22.00 -	+5,00	2,65	6

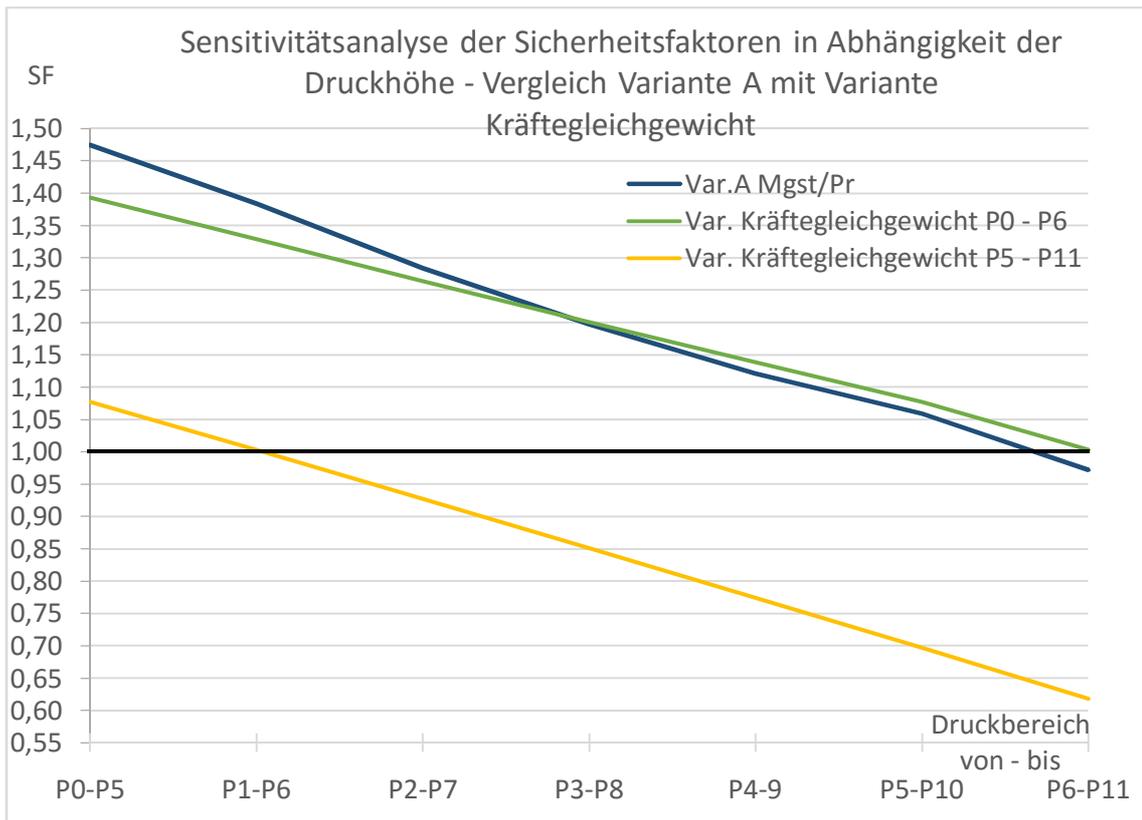
Ergebniss für $\phi = 23^\circ$ bzw. 26° :

	FS
	P0-5
Janbu Simpl	0,856
Janbu Corr	0,893
Morgenst/Pr	0,864



A3-Standsicherheitsanalyse – Sensitivitätsanalyse Kräftegleichgewicht

Variante Kräftegleichgewicht: Materialparameter aus Variante A					
Bodenkennwerte und Geometrie:					
	Bodenart		γ [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]
			21,0	30,0	8,0
	Gleitkörper		L [m]	h [m]	α [°]
			105	17,28	14,00
Variante: Kräftegleichgewicht bei ebener Gleitfuge					
Ergebnisse :					
Druckhöhe 0,00 m ü. GOK			Druckhöhe +1,00 m ü. GOK		
G _A	38094,00 [kN]		G _A	38094,00 [kN]	
u _A	16172,67 [kN]		u _A	17211,46 [kN]	
R	12842,98 [kN]		R	12243,24 [kN]	
T	9215,77 [kN]		T	9215,77 [kN]	
SF	1,394 [-]		SF	1,329 [-]	
Druckhöhe +2,00 m ü. GOK			Druckhöhe +3,00 m ü. GOK		
G _A	38094,00 [kN]		G _A	38094,00 [kN]	
u _A	18242,45 [kN]		u _A	19245,66 [kN]	
R	11647,99 [kN]		R	11068,79 [kN]	
T	9215,77 [kN]		T	9215,77 [kN]	
SF	1,264 [-]		SF	1,201 [-]	
Druckhöhe +4,00 m ü. GOK			Druckhöhe +5,00 m ü. GOK		
G _A	38094,00 [kN]		G _A	38094,00 [kN]	
u _A	20241,08 [kN]		u _A	21228,70 [kN]	
R	10494,09 [kN]		R	9923,88 [kN]	
T	9215,77 [kN]		T	9215,77 [kN]	
SF	1,139 [-]		SF	1,077 [-]	
Druckhöhe +6,00 m ü. GOK			Druckhöhe +7,00 m ü. GOK		
G _A	38094,00 [kN]		G _A	38094,00 [kN]	
u _A	22408,54 [kN]		u _A	23620,59 [kN]	
R	9242,70 [kN]		R	8542,93 [kN]	
T	9215,77 [kN]		T	9215,77 [kN]	
SF	1,003 [-]		SF	0,927 [-]	
Variante: Kräftegleichgewicht bei ebener Gleitfuge					
Ergebnisse :					
Druckhöhe +8,00 m ü. GOK			Druckhöhe +9,00 m ü. GOK		
G _A	38094,00 [kN]		G _A	38094,00 [kN]	
u _A	24824,84 [kN]		u _A	26061,31 [kN]	
R	7847,65 [kN]		R	7133,77 [kN]	
T	9215,77 [kN]		T	9215,77 [kN]	
SF	0,852 [-]		SF	0,774 [-]	
Druckhöhe +10,00 m ü. GOK			Druckhöhe +11,00 m ü. GOK		
G _A	38094,00 [kN]		G _A	38094,00 [kN]	
u _A	27289,99 [kN]		u _A	28550,88 [kN]	
R	6424,40 [kN]		R	5696,42 [kN]	
T	9215,77 [kN]		T	9215,77 [kN]	
SF	0,697 [-]		SF	0,618 [-]	



A4-Sanierungsvariante-Bachsohlenerhöhung

Sanierung Bachsohlenerhöhung:							
Variante S:	φ [°]				Variante S1: Bachsohlenerhöhung um 1 m		
Mo- Schluffig	27				Variante S2: Bachsohlenerhöhung um 2 m		
Mo - Gr/Sa/Si	30				Variante S3: Bachsohlenerhöhung um 3 m		
	P0-P5	P1-P6	P2-P7	P3-P8	P4-9	P5-P10	P6-P11
Variante S1:	1,493			1,210			0,976
Variante S2:	1,581			1,303			1,012
Variante S3:	1,667			1,386			1,082

