

Michael Havinga

**Erarbeiten von Einbauempfehlungen für Geokunststoffe
zur Bewehrung von Schüttkörpern**

Masterarbeit
zur Erlangung des akademischen Grades
Master of Science

Studium Bauingenieurwissenschaften – Geotechnik und Wasserbau

Technische Universität Graz
Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

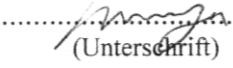
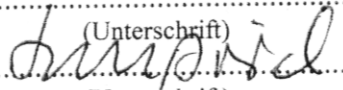
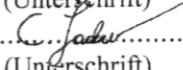
Betreuer: Em.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Stephan Semprich
Mitbetreuender Assistent: Dipl.-Ing. Christian Lackner

Institut für Bodenmechanik und Grundbau

Graz, Juli 2012

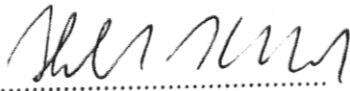
DIPLOM- MASTERARBEIT-AUSGABEPROTOKOLL
an der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften der TU Graz

Diplomarbeit:

KANDIDAT: Michael Havinga (Name)	0430653 F066466 (Mat.Nr.)/(Studienrichtung)
	 (Unterschrift)
THEMA der Diplomarbeit: Erarbeitung von Einbauempfehlungen für Geokunststoffe zur Bewehrung von Schüttkörpern	
ZIELSETZUNG (stichwortartig): <ul style="list-style-type: none">- Literaturstudie hinsichtlich Ein- bzw. Aufbauempfehlungen im Erd- und Dammbau- Erarbeitung von Konzepten zur Bewehrung von Schüttkörpern- Ingenieurmäßige Modellierung der Konzepte- Versuchstechnische Umsetzung der Konzepte im Labor- Interpretation und Bewertung der Versuchsergebnisse- Erarbeitung einer Einbauempfehlung	
FACHGEBIET: Bodenmechanik und Grundbau	
ggf. 2. FACHGEBIET:	
BETREUER: O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Stephan Semprich	
	 (Unterschrift)
ggf. 2. BETREUER:	(Name) (Unterschrift)
mitbetreuender Assistent: Dipl.-Ing. Christian Lackner	 (Name) (Unterschrift)
AUSGABEDATUM: 28.09.2011.....	
SPÄTESTER ABGABETERMIN: 31.03.2012.....	

Beurteilung:

Beurteilung erfolgt durch den Betreuer
--

6.10.11 
Datum und Unterschrift des Studiendekans

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 21.08.2012


.....
(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, 21.08.2012
date


.....
(signature)

Danksagung

Ich widme diese Arbeit meinem, leider viel zu früh verstorbenen, Vater David.

Ich möchte mich an dieser Stelle bei allen bedanken, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Dies ist im Besondern:

Herr Em.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Stephan Semprich, dem vor allem der Dank für das Wecken meines Grundbauinteresses gilt, wie auch der ausgezeichneten Unterstützung in vorangegangenen Projekten.

Herr Dipl.-Ing. Christian Lackner, der zu jeder Zeit eine freie Minute fand, um Fragen zu beantworten oder Ergebnisse zu diskutieren, und eine ausgezeichnete Betreuungsarbeit leistete.

Meine Familie sowie meine Freundin Nina, die mir über das gesamte Studium mit Rat und Tat zur Seite gestanden sind und mir ein unbeschwertes Studium ermöglicht haben; mich in schweren Zeiten mit aufmunternden Worten und mich in zu guten Zeiten mit etwas Nachdruck auf dem richtigen Weg gehalten haben.

Herr Dipl.-Ing. Helfried Breymann, für die vielen grundbautechnischen Diskussionen.

Meine unzähligen Studienkollegen, insbesondere Dipl.-Ing. Mario Dijak, die mein Studium immer positiv mitgestaltet haben.

Die Labor-Crew des Labors des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau, die immer hilfsbereit war und mich bei so manchen Versuchen unterstützt hat.

Erarbeiten von Einbauempfehlungen für Geokunststoffe zur Bewehrung von Schüttkörpern

Kurzfassung

Die Vorteile von Geokunststoffen als Bewehrung für Erdkörper sind seit langem bekannt. So erhöhen Geokunststoffeinlagen das Tragverhalten und reduzieren die Setzungen. Diese positiven Effekte können durch die Vorspannung der Einlagen noch gesteigert werden. Im Zuge dieser Arbeit waren Konzepte zur Erzielung einer Vorspannung sowie zur Verankerung des vorgespannten Geokunststoffes zu erarbeiten. Im Einzelnen wurden das bereits bestehende Konzept der Vorspannung durch Verdichtung, das Konzept des Vorspannens durch einen Vorspanngraben und das Konzept des Einleitens einer Zugkraft in die Geokunststoffbahn durch ein geeignetes Baugerät behandelt. Die Konzepte für die Verankerung des vorgespannten Geokunststoffes beinhalteten die Verankerung durch eine Aufschüttung, bei der die eingebrachte Horizontalkraft nur durch die Reibung Gitter-Boden abgetragen wird, sowie die Verankerung mittels Metallbügel. In weiterer Folge wurden die Konzepte des Vorspanngrabens und der Verankerung durch eine Aufschüttung näher betrachtet und ingenieurmäßig modelliert. Zu den beiden letztgenannten Konzepten sowie für die Untersuchung des Einflusses der Schichtdicke auf die Wirksamkeit von Geogittereinlagen wurden Versuche durchgeführt. Die Ergebnisse der Versuche führten zu neuen, zum Teil nur mäßig mit der Modellierung übereinstimmenden, Erkenntnissen.

Formulation of installationadvices for geosynthetics to reinforce soil structures

Abstract

The beneficial effects of geosynthetics used in the reinforcement of soil structures have been known for a long time. The geosynthetic layers improve the load-bearing capacity and reduce settlements. These beneficial effects can be increased by adding prestress to the geosynthetic reinforcement. In this thesis several concepts to achieve prestress and to fix the prestressed geosynthetic layer have been developed: the concept of prestressed geosynthetics by compaction, the concept of a prestress trench and the concept to prestress the geosynthetic with tensile forces produced by suitable construction equipment. Furthermore, the concepts of the tie-back to fasten the geosynthetic by surcharge and/or metal holder are discussed. For the concept of the prestress trench and tie-back of the geosynthetic layer by surcharge, engineering models have been developed. These concepts, and the effect of layer thickness to the beneficial support of geosynthetic reinforcement have been experimentally investigated. The results reveal new insights, which to an acceptable degree, correspond to the developed models.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	9
2 Aufgabenstellung.....	9
3 Literaturstudium.....	10
3.1 Anwendung von Geokunststoffen	10
3.2 Boden.....	11
3.3 Geogitter.....	11
3.4 Geogitter-Boden	11
3.5 Vorgespanntes Geogitter	13
4 Versuchsmaterialien	14
4.1 Boden.....	14
4.2 Geogitter.....	16
4.3 Geogitter - Boden	21
5 Konzepte zur Bewehrung von Schüttkörpern.....	22
5.1 Anforderungen.....	22
5.2 Konzepte zur Vorspannung von Geogittern	23
5.2.1 Konzept zu Einbau und Verdichtung.....	23
5.2.2 Konzept zur Einleitung einer Zugkraft mittels Baugerät.....	27
5.2.3 Konzept des Vorspanngrabens.....	32
5.3 Konzept zur Befestigung von Geogittern.....	38
6 Ingenieurmäßige Modellierung der Konzepte	41
6.1 Anforderungen an die Modellierung	41
6.2 Modellierung des Konzeptes des Vorspanngrabens	41
6.3 Modellierung des Konzeptes zur Befestigung von Geogittern	48
7 Versuchstechnische Umsetzung der Konzepte im Labor.....	49
7.1 Beschreibung der Versuchseinrichtung und dessen Umbau	49
7.1.1 Umbau Versuchseinrichtung.....	50
7.1.2 Zusätzliche Messtechnik.....	51
7.2 Versuchstechnische Umsetzung des Konzeptes des vorgespannten Geogitters durch einen Vorspanngraben	52
7.2.1 Versuchsvorbereitung.....	52
7.2.2 Versuchsprozedur	54
7.2.3 Versuchsdurchführung.....	57
7.2.4 Versuchsergebnisse	58
7.2.5 Zusammenfassung	62
7.3 Versuchstechnische Umsetzung der Befestigung des Geogitters	62
7.3.1 Versuchsvorbereitung.....	62

7.3.2	Versuchsprozedur	63
7.3.3	Versuchsdurchführung.....	65
7.3.4	Versuchsergebnisse	69
7.3.5	Zusammenfassung	75
7.4	Versuchstechnische Umsetzung der Schichtdickenvariation mit vorgespannten Geogittereinlagen	76
7.4.1	Versuchsvorbereitung.....	76
7.4.2	Versuchsprozedur	77
7.4.3	Versuchsdurchführung.....	78
7.4.4	Versuchsergebnisse	80
7.4.5	Zusammenfassung	83
8	Zusammenfassung und Ausblick.....	84
9	Verzeichnisse.....	85
9.1	Literaturverzeichnis	85
9.2	Tabellenverzeichnis	87
9.3	Abbildungsverzeichnis	88
9.4	Formelverzeichnis	90
10	CD	90

1 Einleitung

Schon seit Jahrzehnten werden diverse Materialien verwendet, um Erdkörper zu bewehren (siehe Rügger et al 2003 [10]). Durch die Erzeugung von immer besser für den Grundbau geeigneten Kunststoffen und den daraus hergestellten Produkten sind heute bewehrte Erdkörper nicht mehr aus dem Grundbau wegzudenken. Die verfasste Arbeit soll im Rahmen der Forschungsarbeit ‚Prestressed reinforced soil‘ auf die Möglichkeiten der Erzielung einer Vorspannung von Geogittereinlagen eingehen. Die positiven Effekte einer Vorspannung von Geokunststoffen, wie die Erhöhung der Tragfähigkeit sowie eine Reduktion der Setzungen, konnten in vorangegangenen Arbeiten (siehe Brkić, 2011 [03] sowie Lovisa et al. 2009 [19]) gezeigt werden. Ein zu erarbeitender Punkt dieser Arbeit besteht in der Klärung, ob diese positiven Effekte auch bei größeren Schichtdicken zum Tragen kommen. Es sind Konzepte zu entwickeln, mit denen es auf der Baustelle möglich sein soll, eine Vorspannung von Geokunststoffen zu erreichen und dabei den Mehraufwand so gering wie möglich zu halten. In weiteren Konzepten soll die Verankerung der vorgespannten Geokunststoffeinlagen erarbeitet werden. Ausgewählte Konzepte werden modelliert und versuchstechnisch umgesetzt.

2 Aufgabenstellung

Die Aufgabenstellung dieser Masterarbeit sieht eine ausgedehnte Literaturstudie mit dem Themenbereich der Ein- bzw. Aufbauempfehlungen für Geokunststoffe im Erd- und Dammbau vor. Besonderes Augenmerk soll auf Literatur, die von vorgespannten Geokunststoffen handelt, gelegt werden. In weiterer Folge sind Konzepte zur Vorspannung und Verankerung von Geokunststoffen zu erarbeiten und ingenieurmäßig zu modellieren. Die Modellierungen sollen durch Versuche auf Plausibilität und Machbarkeit hin untersucht werden. Ein weiterer zu erarbeitender Punkt dieser Arbeit besteht in der Klärung, ob die positiven Effekte der Vorspannung des Geokunststoffes auch bei größeren Schichtdicken zum Tragen kommen. Es erfolgt eine Interpretation und Bewertung der Versuchsergebnisse. Zum Abschluss soll auf Basis der bereits bekannten sowie neu gewonnenen Erkenntnisse eine Einbauempfehlung erstellt werden.

3 Literaturstudium

Um sich einen Überblick über den Stand der Technik und der Forschung zu verschaffen, wurde eine Literaturstudie durchgeführt. Diese soll eine detaillierte Beschreibung der Kapitel dieser Arbeit ermöglichen. Das Spektrum reicht von der für die Labortechnik relevanten Literatur, über gültige Normen für die Versuchsdurchführungen bis zur Literatur über die Forschung zu vorgespannten Geogittern.

3.1 Anwendung von Geokunststoffen

Geokunststoffe sind seit Jahrzehnten fester Bestandteil der Bodenmechanik. Die folgende Grafik, Abbildung 1, in Anlehnung an jene von Saathoff (1999) [01], soll die diversen Arten und Anwendungsgebiete von Geokunststoffen vereinfacht darstellen und die Verbindung zu dem verwendeten Geogitter wiedergeben.

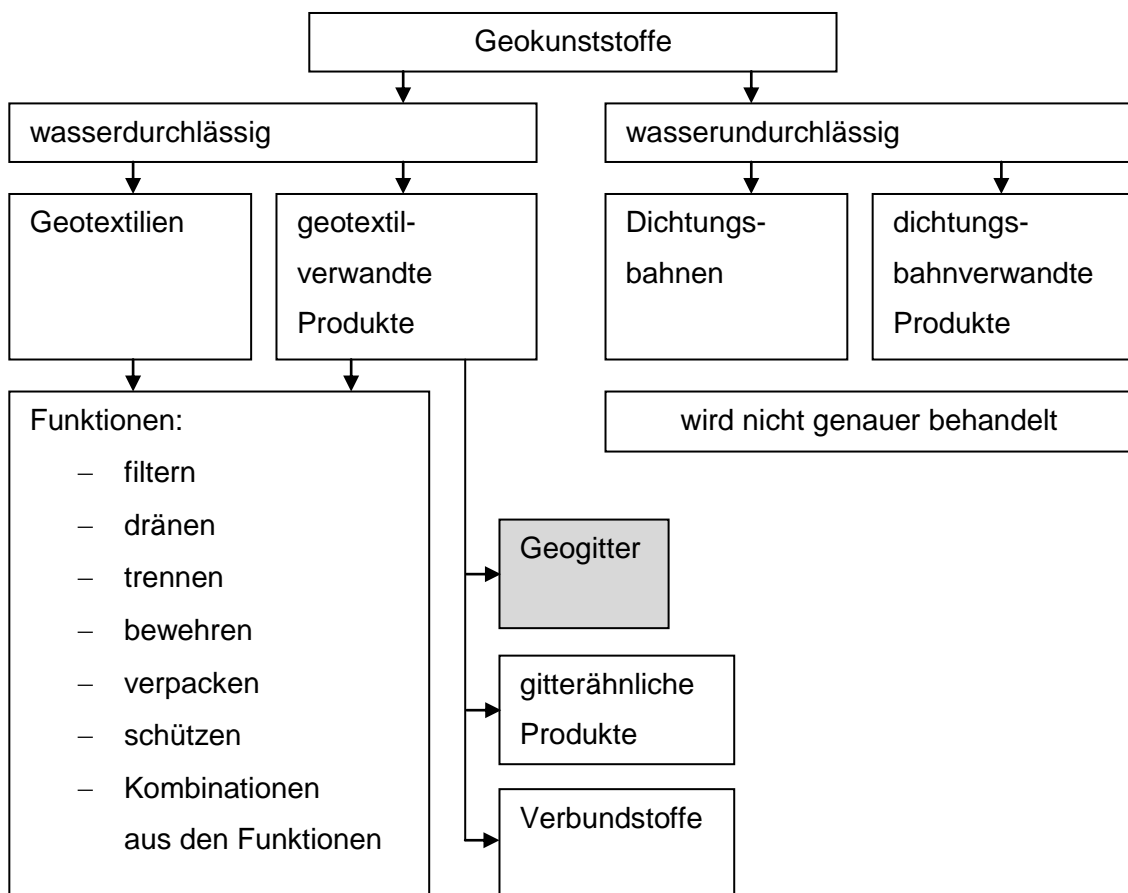


Abbildung 1: Übersicht der Einteilung von Geokunststoffen, Saathoff (1999)

Bei der Kombination von Funktionen wird zwischen einer Haupt- und einer Nebenfunktion unterschieden. Am Markt erhältliche Geokunststoffe ermöglichen oft auch eine Kombination von mehreren Funktionen.

3.2 Boden

Die Bestimmung der Bodenparameter hat in Zusammenhang mit der Abstimmung auf das jeweilige Geokunststoffprodukt großen Einfluss auf den Erfolg und die Wirtschaftlichkeit des auszuführenden Projektes. Die in Kapitel 3.1 aufgezählten Funktionen sind nur durch eine gute Erkundung der nötigen Bodenparameter gewährleistet. In Kapitel 3.4 sind die wichtigsten Bodenkennwerte dargestellt und in Kapitel 4.1.1 wird explizit auf das verwendete granulare Schüttmedium eingegangen.

3.3 Geogitter

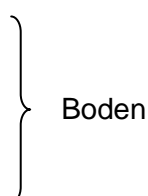
Geogitter werden aus synthetisch polymeren Materialien hergestellt. Die wichtigsten Vertreter sind Polyethylen (PE), Polypropylen (PP), lineare Polyester (PET) und Polyamid (PA) sowie Aramide und Glasfasern. Eine Definition anhand der Form des Geogitters kann der ÖNORM EN ISO 10318 (2005) [02] entnommen werden, welche wie folgt lautet: „Geogitter sind flächenhafte, polymere Strukturen aus einem regelmäßigen offenen Netzwerk, dessen Zuelemente durch Extrudieren, Verbinden oder Verflechten miteinander verbunden sind und dessen Öffnungen größer als die Bestandteile sind.“

Eine produktspezifische Beschreibung des verwendeten Geogitters erfolgt in Kapitel 4.1.2.

Die Bestimmung der Dehnsteifigkeit erfolgt nach ÖNORM EN ISO 10319 (2008) [07] und wird in der Regel von den Herstellern der Geokunststoffe bzw. geokunststoffnahen Produkte selbst oder durch akkreditierte Prüfstellen durchgeführt. Dabei handelt es sich um einen Zugversuch, der an einer 100 mm langen und 200 mm breiten Probe durchgeführt wird. Die Breite der Probe soll einen eventuell auftretenden Einschnüreffekt reduzieren. Die Probe wird durch spezielle und auf das zu testende Material abgestimmte Klemmbacken fixiert und auf 1 Prozent der zu erwartenden Höchstzugkraft vorgespannt. Der Versuch wird mit einer konstanten Dehnungsrate von 20 ± 5 Prozent je Minute bis zum Versagen der Probe gefahren und die Verformung aufgezeichnet, vgl. [07].

3.4 Geogitter-Boden

Um eine möglichst gute Interaktion und damit gute Kraftübertragung zwischen Geogitter und Boden zu erzielen, sind mehrere Einflussfaktoren von Bedeutung. Grundsätzlich sollen die vom Boden geringfügig oder gar nicht aufzunehmenden Zugkräfte in das Geogitter geleitet werden. Die Einleitung von Reibungs- und Adhäsionskräften wird durch folgende Faktoren beeinflusst, vgl. Rügger et al. (2003) [10].

- Korngrößenverteilung
 - Kornform
 - Oberflächenrauigkeit
 - Reibungswinkel und Kohäsion
- 
- Boden

- Öffnungsweite / Maschenweite
 - Geometrie und Struktur
 - Oberflächenrauigkeit
- } Geogitter

Die für diese Arbeit verwendeten Materialien sind in Kapitel 4.1.2 (Boden) und in Kapitel 4.1.3 (Geogitter) beschrieben.

Zur Bestimmung des Interaktionsverhaltens können unterschiedliche Laborversuche durchgeführt werden. Diese können laut Rügger (2003) [10] in zwei Gruppen eingeteilt werden. Jene des Gleitens zwischen Boden und Geogitter und jene des Ausziehens vom Geogitter aus dem Boden. Zur Ersteren gehört einerseits der Scherkastenversuch nach ÖNORM EN ISO 12957-1 (2005) [11], bei dem ein Scherversuch mit Geogittereinlage in der Scherfuge gefahren wird und mit einem Versuch desselben Bodens ohne Einlage verglichen wird. Andererseits der Schiefe-Ebene-Versuch nach ÖNORM EN ISO 12957-2 (2005) [12]. Dabei wird ein Kasten (L/B = 40/32,5 cm) mit Boden gefüllt und mit Geogitter überspannt. Nach Aufsetzen des zweiten mit Boden gefüllten Kastens derselben Abmessungen und Aufbringen einer etwaigen Normalspannung wird das System an einer Seite gleichmäßig gehoben. Aus dem Neigungswinkel, bei dem der obere Kasten abrutscht, kann die Scherspannung sowie ein Reibungswinkel abgeleitet werden.

Zur zweiten Gruppe der obig genannten Einteilung gehört der Herausziehversuch nach ÖNORM EN ISO 13738 (2005) [13]. Da dieser Versuch die Interaktion von Boden und Geogitter sehr gut wiedergibt, wurde im Laufe der Jahre eine Vielzahl ähnlicher Versuchsaufbauten entwickelt. Einige daraus resultierende Richtwerte der Reibungsbeiwerte wurden von Dijak (2012) [04] zusammengefasst. Die folgende Grafik wurde daraus übernommen.

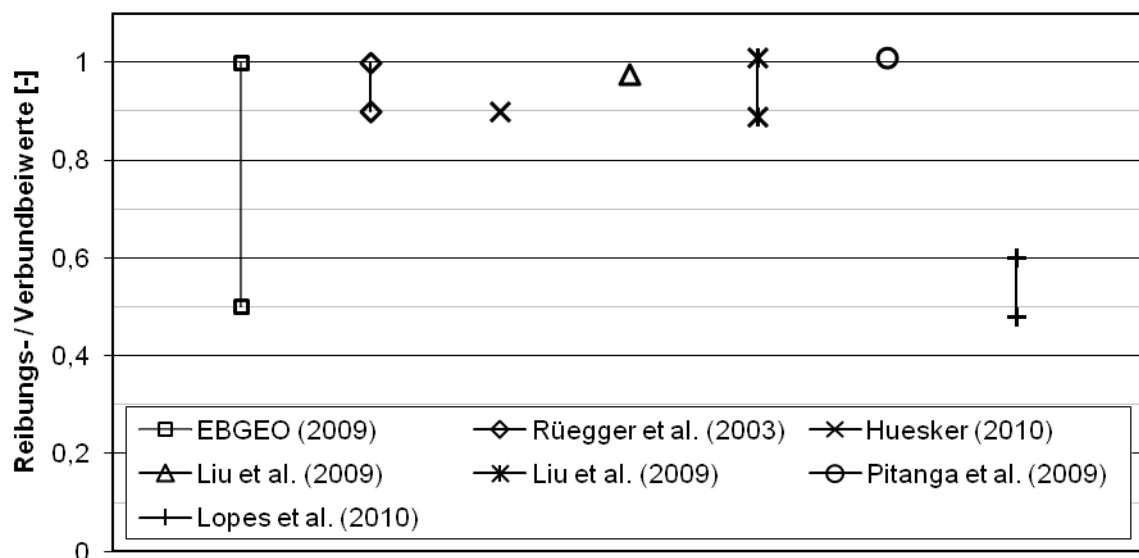


Abbildung 2: Interaktionsbeiwerte Geogitter-Boden, Dijak (2012) [04]

Die Versuchsanordnung besteht aus zwei starren Stahlrahmen, einer Zugvorrichtung für das Geogitter und einer Belastungseinheit zur Aufbringung von Normalspannungen. Die Abmessungen des Apparates richten sich nach dem verwendeten Größtkorn und sind in ÖNORM EN ISO 13738 (2005) [13] geregelt. In Abbildung 3 ist ein Herausziehkasten schematisch dargestellt.

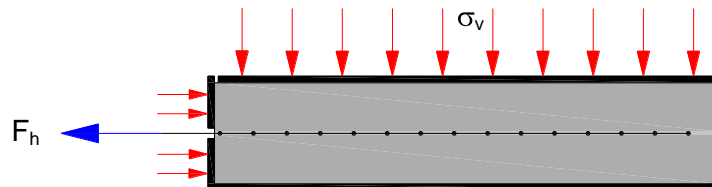


Abbildung 3: Schematische Darstellung eines Herausziehkastens

Einher geht ein starrer Abschluss in Auszugsrichtung. Dadurch baut sich an der Stirnseite ein horizontaler Druck auf, welcher Einfluss auf die aktivierte Länge des Geogitters hat. In Untersuchungen von Sugimoto et al. (2001) [14] wurde dies anhand des Vergleiches einer starren zu einer flexiblen Front veranschaulicht. In Kapitel 4.3 ist eine im Zuge dieser Arbeit durchgeführte Variation des Herausziehversuches beschrieben.

3.5 Vorgespanntes Geogitter

Aus Literatur, zum Beispiel Shukla (1994) [09], aber auch durch Versuche am Institut für Bodenmechanik und Grundbau für die Masterarbeit von Burgstaller (2011) [21] und Brkić (2011) [03] ist bekannt, dass die Vorspannung einer Geogittereinlage positive Effekte auf die Tragfähigkeit und das Setzungsverhalten des verwendeten Schüttmaterials hat. Die erwähnte Aufnahme von Zugkräften des Geogitters aus dem Boden kann durch Vorspannung noch verstärkt werden. Gleichzeitig ist das mit Druckkräften im Schüttmaterial verbunden. Eine solche Vorspannung kann auf unterschiedliche Weise erfolgen und wurde in diversen Arbeiten Lackner & Semprich (2009, 2010, 2012) [16], Chew et al. (2005) [18], behandelt.

Ein Ansatz ist die Einbringung einer Zugkraft in die Geogitterlage über Anker. Dieses von Lawson & Yee (2010) [15] entwickelte System kann bei bewehrten Stützkörpern, die rückseitig ein Versetzen von Ankern erlauben, eingesetzt werden. Das Geogitter wird an dem stirnseitigen Verbau fixiert, am Anker umgelenkt und in der nächst höheren Ebene wieder mit der Stirnseite verbunden. Durch eine Spannvorrichtung am Ankerkopf kann die gewünschte Vorspannung eingebracht werden.

Eine weitere Möglichkeit wäre, über auf der Baustelle verfügbare Gerätschaften, eine Vorspannung des Geogitters zu erreichen. Beim Bau von Eisenbahnstrecken sind erste Gleisbauzüge mit Vorrichtungen zum Vorspannen der verwendeten Geokunststoffeinlagen in

Planung. In dieser Arbeit wird unter Kapitel 5.3.2 ein Konzept erarbeitet, das mit Hilfe eines hydraulischen Tieföffelbaggers eine Zugkraft in das Geogitter einleitet.

Ein weiterer Ansatz ist die Erzielung einer Vorspannung durch das streifenweise Verdichten des Schüttmaterials. Dieser Ansatz wurde im Laufe der Jahre von Lackner & Semprich (2009, 2010, 2012) [16] im Rahmen des Forschungsprojektes „Prestressed reinforced soil“ verfolgt und verfeinert. In Kapitel 5.3.1 ist das zu Grunde liegende Konzept dargestellt. Welchen Einfluss die Verdichtung auf die Verteilung der Zugkräfte und eine etwaige Vorspannung im Geogitter hat, wird in Ehrlich et al. (2012) [17] wiedergegeben.

Das Vorspannen des Geogitters durch Gräben ist auf die Arbeit von Chew et al. (2005) [18] zurückzuführen. Dieser hat über zwei parallel zur Straßenachse führende Gräben ein Geotextil gespannt und durch das Eindrücken dieses in die Vertiefungen Dehnungen von 3,5 % erreicht. In Kapitel 5.3.3 ist diese Idee weiter verfolgt worden und führte zum Erarbeiten eines Konzeptes.

Ein weiterer Punkt, der im Zuge dieser Arbeit angeschnitten wird, ist der Einfluss der Abstände der Geogittereinlagen auf das Trag- und Setzungsverhalten. In der Arbeit von Brkić (2011) [03] wurden alle Versuche mit Schichtdicken von 15 cm durchgeführt. In Normen, zum Beispiel ÖNORM EN 14475 (2006) [22] und in der EBGEO (2010) [08] ist eine Mindestüberdeckung der Geogittereinlage von 20 cm gefordert. In der Praxis kommen teils deutlich größere Abstände der Gittereinlagen zur Anwendung. Darum soll überprüft werden, ob die von Brkić (2011) [03] ermittelten Effekte durch die Vorspannung des Geogitters auch bei größeren Schütthöhen noch einen Einfluss auf das Tragverhalten haben. In Lovisa et al. (2009) [19] wird auf ein Bestehenbleiben der positiven Einflüsse der Vorspannung in unterschiedlichen Tiefen verwiesen. Da die untersuchten Tiefen jedoch nur 5 bzw. 10 cm betragen, kann diese Erkenntnis für die Praxis nicht als relevant angesehen werden. Im Zuge dieser Arbeit wurden deswegen Versuche mit Schichtdicken von 30 cm durchgeführt. Dabei wurde einerseits das Geogitter konventionell eingebaut, andererseits permanent vorgespannt. Die Ergebnisse wurden untereinander sowie mit jenen von Brkić (2011) [03] verglichen und sind in 7.4 dargestellt.

4 Versuchsmaterialien

In diesem Kapitel wird genauer auf die in den Versuchen verwendeten Materialien eingegangen.

4.1 Boden

Um die Interaktion von Geogitter und Boden bestmöglich modellieren und die Versuche entsprechend konzipieren zu können, ist es entscheidend, eine umfangreiche Bestimmung der Bodenparameter durchzuführen. Bei dem für die Versuche verwendeten Boden handelt

es sich um einen Kies, gewaschenes Rundkorn 8/16 mm. Der Kies stammt aus dem Schotterwerk der Firma SCHOTTER- und BETONWERK KARL SCHWARZL Betriebsgesellschaft m.b.H. Die genaue Bestimmung der Parameter erfolgte durch Brkić (2011) [03] und Dijak (2012) [04]. Eine Beschreibung sowie die teilweise Verifizierung der vorangegangenen Versuche des granularen Schüttmediums erfolgt in Havinga (2012) [05]. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse sind in der folgenden Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1: Übersichtstabelle Bodenparameter

Bezeichnung	Wert	Einheit	Normengrundlage
Geometrische Beschreibung			
Kornformkennzahl SI	29	[%]	ÖNORM EN 933-4
Plattigkeitskennzahl FI	13,15	[%]	ÖNORM EN 933-3
Rundkorn/Kantkornverhältnis	~5,8/1	[-]	-
Geomechanische Beschreibung			
Korngrößenverteilung			EN 933-1
Mittlerer Durchmesser des Korns		[%]	
0-8,0 mm	1,7		
8,0-16,0 mm	88,9		
16,0-31,5 mm	9,4		
Ungleichförmigkeitszahl C_u	1,43	[-]	ÖNORM B 4412
Krümmungszahl C_c	0,96	[-]	ÖNORM B 4412
Durchlässigkeit aus Kornvert. k_{st}	$1,5 \cdot 10^{-1}$	[m/sec]	nach Beyer (1964)
Kornrohddichte ρ_s	2,72	[g/cm ³]	EN 1097-6
Porenvolumen n_l lockere Lagerung	44,5	[%]	DIN 18126
Porenvolumen n_d dichte Lagerung	40,5	[%]	DIN 18126
Lagerungsdichte ρ_l	1,52-1,63	[g/cm ³]	EN 1097-3
Schüttwinkel β	38-42	[°]	-
Mittlerer Reibungswinkel φ	40-42	[°]	CEN ISO/TS 17892-10
Kohäsion c	0		CEN ISO/TS 17892-10
E-Modul E	126	[MPa]	DIN 18135
Wassergehalt w	0,13	[%]	EN 1097-5
Geologische Beschreibung			
Kalzitbestimmung 3%ige-Salzsäure	~5,25/1	[-]	-
Bestimmung Mohs'sche Härte	6	[-]	-

Neben den obig dargestellten Ergebnissen wurde eine genaue geometrische Beschreibung des Granulates durchgeführt. Diese beinhaltet folgende Bestimmungen:

- Visuelle Einteilung nach Rittenhouse (1943), vgl. ASTM D2488
- Visuelle Einteilung nach Krumbein & Sloss
- Bestimmung des Rundungskoeffizienten nach Cox
- Einteilung nach Aschenbrenner

Weiters wurde im Zuge des Forschungsprojektes „Prestressed reinforced soil“ eine Analyse der Körner mittels 3D-Laserscan durchgeführt und mit den manuellen Messungen verglichen.

4.2 Geogitter

Bei dem für alle Versuche verwendeten Geogitter handelt es sich um ein gewobenes, Geogitter mit einer Maschenweite von 20 mm in x- und y-Richtung, zur Verfügung gestellt von HUESKER. Die genaue Produktbezeichnung lautet HUESKER FORTRAC 50/50-20T.

Als Grundwerkstoff kommt das aus der Polymergruppe stammende Polyethylenterephthalat (PET) zur Anwendung. Dieses zeichnet sich durch hohe spezifische Festigkeiten und geringes Kriechen für dessen Hauptaufgabe, das Bewehren, aus (vgl. Müller-Rochholz, 2005 [06]). Um die Empfindlichkeit gegenüber UV-Strahlung und chemischen Angriffen, insbesondere alkalischen Angriffen zu reduzieren, ist das verwendete Geogitter mit einer zusätzlichen Polymer-Schutzschicht versehen (vgl. HUESKER, 2010).

Da sämtliche Versuche im Labor des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau durchgeführt wurden, ist eine Beeinflussung der Geogittereigenschaften durch die obig genannten Einwirkungen zu vernachlässigen.

Das verwendete Geogitter hat neben der Aufgabe des Bewehens, trotz einer guten Abstimmung mit dem in Kapitel 4.1.1 beschriebenen Boden eine leicht trennende Wirkung. Auf die daraus resultierenden Änderungen im Boden-Geogitter-Gefüge und dessen Auswirkung wird im Kapitel 4.1.3 noch näher eingegangen.

Auf Grund der Charakteristik des Geogitters sind für die Versuchskonzipierung lediglich zwei spezifische Parameter von großer Bedeutung. Einerseits das Kraft-Dehnungsverhalten, welches Aufschluss über die Dehnsteifigkeit J des Gitters liefert, andererseits der charakteristische Wert des mittleren Reibungskoeffizienten $f_{sg,k}$ zwischen Boden und Geogitter.

Das Langzeitverhalten des Geogitters bezüglich zeit- und temperaturabhängigen, plastischen Verformens unter Last (Kriechen), Witterungseinflüssen, chemischer Alterung und Verschleiß wurde aus Zeitgründen nicht betrachtet. Versuche zu den Durchdrück- und Durchschlagwiderständen wurden ebenfalls nicht durchgeführt.

Auf Grund der Tatsache, dass Dehnungsbereiche von mehr als 3-10 % in der Realität nur in Ausnahmefällen erreicht werden, arbeiten viele Bemessungsansätze mit zu hohen Dehnsteifigkeiten. Für die in weiterer Folge erarbeiteten Modellierungen und durchgeführten Versuche mit vorgespanntem Geogitter sind die niedrigen Dehnungsbereiche (0-3 %) von Belang. Daher wurden im Rahmen des Forschungsprojektes „Prestressed reinforced soil, (PRs;)“ an der HTL Ortwein Zugversuche am breiten Streifen nach ÖNORM EN ISO 10319 (2008) [07] mit Augenmerk auf den niedrigen Dehnungsbereich durchgeführt. In Abbildung 6 werden die Graphen zweier Zugversuche gezeigt.

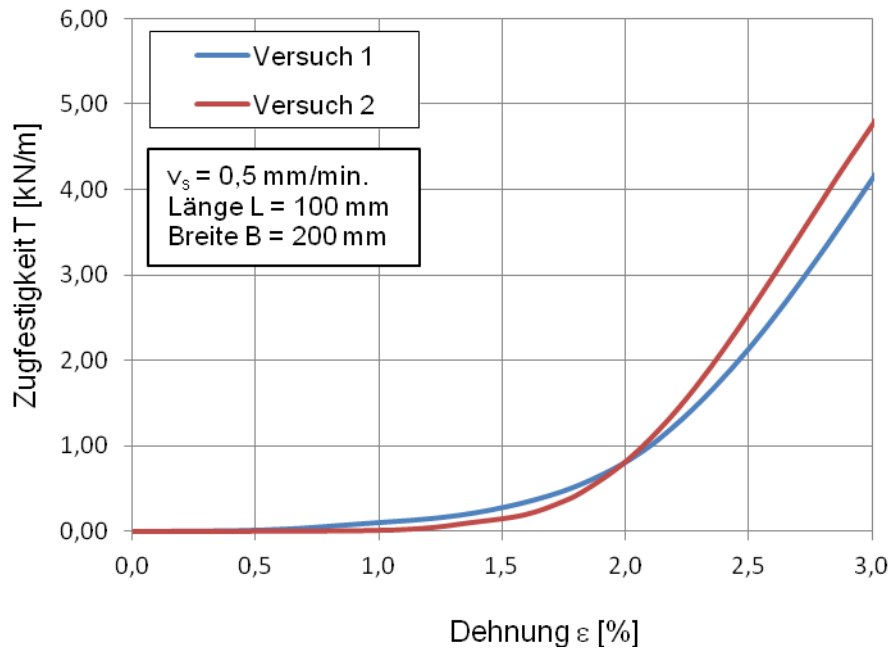


Abbildung 4: Kraft-Dehnungsverhalten des verwendeten Geogitters

Die Versuche wurden mit Geschwindigkeiten von 0,5, 2,5 und 5,0 mm/min. durchgeführt. Eine Erhöhung der Verschiebungsrate hatte erst ab dem Wert von 5,0 mm/min. einen Einfluss auf das Kraft-Dehnungsverhalten. Aus den aufgenommenen Werten wurde einerseits die Sekantensteifheit j nach (1) aus [07] errechnet:

$$j = \frac{F \cdot c \cdot 100}{\varepsilon} \quad [\text{kN/m}] \quad \dots(1)$$

mit:

F [kN]... Kraft für die jeweilig zugehörige Dehnung

c [-]... Umrechnungsfaktor für 1 m breiten Streifen, für Geogitter nach (2)

$$c = \frac{N_m}{n_s} \quad [-] \quad \dots(2)$$

mit:

N_m [-]... die durchschnittliche Anzahl von Zuelementen innerhalb 1 m Breite

n_s [-]... die Anzahl der Zuelemente innerhalb der Messprobe

ε [-]... die vorgegebene Dehnung

Andererseits wurde der Sekantenmodul J_{sek} nach (3), vgl. EBGEO (2010) [08]

$$J_{sek, a-b, k, 0} = \frac{F_b - F_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \quad [\text{kN/m}] \quad \dots(3)$$

für die Dehnungsbereiche 0,5–1,0 % und 2,00–3,00 % errechnet und in Tabelle 2 zusammengefasst.

Tabelle 2: Steifigkeiten Geogitter für ausgewählte Dehnungen aus Zugversuch HTL Ortwein

Steifigkeiten für ausgewählte Dehnungen [kN/m]							
Versuch 1				Versuch 2			
Dehnung ε [%]	Zugkraft F bei Dehnung ε [kN/m]	Sekantensteifheit j [kN/m]	Dehnsteifigkeit J_{sek} [kN/m]	Dehnung ε [%]	Zugkraft F bei Dehnung ε [kN/m]	Sekantensteifheit j [kN/m]	Dehnsteifigkeit J_{sek} [kN/m]
0,50	0,017	3	18	0,50	0,004	1	2
1,00	0,108	11		1,00	0,015	2	
1,50	0,283	19	330	1,50	0,159	11	393
2,00	0,820	41		2,00	0,828	41	
3,00	4,117	137		3,00	4,760	159	

Da die Möglichkeit bestand einen Zugversuch mit der in Kapitel 6.1 beschriebenen Versuchseinrichtung aus dem Labor des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau (IBG), an einem 1,0 m breiten Streifen durchzuführen, wurden diese wie folgt ausgeführt. Der 1,0 m breite Geogitterstreifen wird rückseitig fixiert und durch eine Klemmbalken an der Vorderseite

mit einem hydraulischen Zylinder verbunden. Die Zugkraft F_h und die Dehnung wird gemessen. Diese entspricht nicht den Vorgaben der Einrichtung zur Durchführung eines Zugversuchs am breiten Streifen nach ÖNORM EN ISO 10319 (2008) [07]. Da weitere Versuche mit dieser Versuchseinrichtung folgten, dienten diese Zugversuche jedoch auch als Belastungstest des Systems sowie zur Überprüfung der Messtechnik.

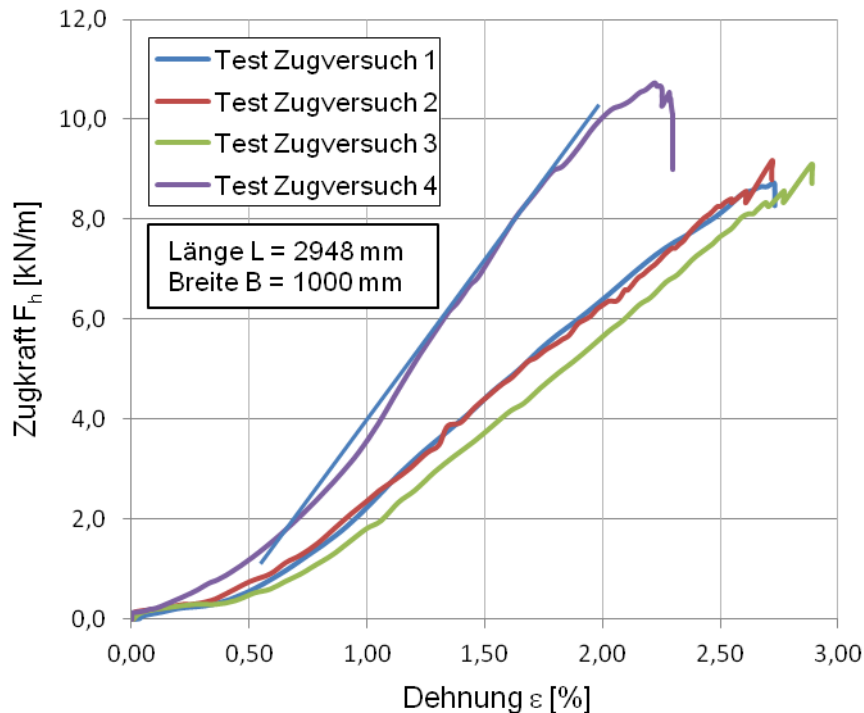


Abbildung 5: Kraft-Dehnungsverhalten des verwendeten Geogitters bei 1,0 m Breite

Die Zugversuche 1, 2 und 3 liegen in einem engen Bereich zusammen, Zugversuch 4 zeigt geringere Dehnungen und eine höhere Dehnsteifigkeit. Dies liegt daran, dass die ersten drei Zugversuche an einem bereits einmal verwendeten Geogitter durchgeführt wurden. Dieses war zum Zeitpunkt der ersten drei Versuche bereits im Labor für Bodenmechanik und Grundbau aus vorherigen Versuchen vorhanden. Zugversuch 4 erfolgte an einer Probe des neu von HUESKER zur Verfügung gestellten Geogitters. Am Kraft-Dehnungsverlauf von Versuch 4 ist die übliche Arbeitslinie von Geogittern dieser Art zu erkennen. Die relativ hohe Anfangsdehnung ist in der Änderung des Messpunktes und einer Vorspannung von 0,06 kN begründet. Bei den Zugversuchen 1 bis 3 wurde der Weg des verwendeten Hydraulikzylinders gemessen, beim Zugversuch 4 jener des Klemmbalkens. Damit fällt die Dehnung des Verbindungsstückes zwischen Klemmbalken und Hydraulikzylinder weg und ergibt insgesamt eine geringere Dehnung. Die Versuche wurden bis zur Belastungsgrenze des Versuchsaufbaus gefahren. Der Zugkraftabfall am Ende jedes Versuchs ist nicht als

Versagen des Geogitters zu interpretieren, sondern resultiert aus der Nachgiebigkeit der hydraulischen Zugvorrichtung nach Beendigung der Laststeigerung.

Die blaue Gerade in Abbildung 5 ist eine Parallele zu einer per Hand durchgeführten Messung und stimmt mit den elektronisch aufgezeichneten Werten des Zugversuchs 4 sehr gut überein. Es wurden die Kurven von Zugversuch 1 und Zugversuchs 4 für die Berechnung der Dehnsteifigkeit nach (1) und (3) herangezogen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3 bzw. Tabelle 4 dargestellt.

Tabelle 3: Steifigkeiten Geogitter für ausgewählte Dehnungen aus Zugversuch 1 IBG-Labor

Dehnung ε [%]	Zugkraft F bei Dehnung ε [kN/m]	Sekantensteifigkeit j [kN/m]	Dehnsteifigkeit J_{sek} [kN/m]
0,50	0,574	115	335
1,00	2,251	225	
1,50	4,413	294	397
2,00	6,398	320	

Tabelle 4: Steifigkeiten Geogitter für ausgewählte Dehnungen aus Zugversuch 4 IBG-Labor

Dehnung ε [%]	Zugkraft F bei Dehnung ε [kN/m]	Sekantensteifigkeit j [kN/m]	Dehnsteifigkeit J_{sek} [kN/m]
0,50	1,205	241	478
1,00	3,593	359	
1,50	7,064	471	594
2,00	10,032	502	

Wie aus den Tabellen 3 und 4 zu entnehmen ist, hat das Geogitter aus Zugversuch 4 eine höhere Dehnsteifigkeit J_{sek} als jene von Zugversuch 1. Da die weiteren Versuche mit neuen Geogittern durchgeführt werden, erfolgt die in Kapitel 6 beschriebene Modellierung mit den Dehnsteifigkeiten J_{sek} aus Tabelle 4.

4.3 Geogitter - Boden

Wie bereits erwähnt, spielt die Interaktion von Geogitter und Boden eine entscheidende Rolle für sämtliche Bemessungsansätze. Da dies jedoch von Boden zu Boden und Gitter zu Gitter unterschiedlich ist, wurden im Zuge des Forschungsprojektes „Prestressed reinforced soil“ einige in Kapitel 3.4 erläuterte Versuche mit dem in Kapitel 4.1 beschriebenen Boden, in Kombination mit dem in Kapitel 4.2 beschriebenen Geogitter durchgeführt.

Im Zuge seiner Masterarbeit wurden von Dijak (2012) [04] Scherversuche mit sowie ohne Geogittereinlage durchgeführt. Dabei wurden diese in zwei unterschiedlichen Normalspannungsregionen gefahren. In der niedrigeren Region wurden die Versuche mit Belastungen von 10, 20 und 40 kN/m², sowie in der hohen Region mit 100, 200 und 350 kN/m² ausgeführt. Für das geringe Spannungsniveau wurde keine Konsolidierungsspannung, für das hohe eine Konsolidierungsspannung von 550 kN/m² aufgebracht. Weiters unterschieden sich die Geschwindigkeiten des Abschervorgangs mit 0,15 mm/min bei niedrigen Normalspannungen und 0,6 mm/min bei den hohen Normalspannungen deutlich. Für genaue Betrachtungen der Versuchsergebnisse anhand von Diagrammen sei auf Dijak (2012) [04] verwiesen. Die daraus gewonnenen Reibungs- und Verbundwerte sind übernommen worden und in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tabelle 5: Reibungs- bzw. Verbundbeiwerte, Dijak (2012) [04]

Niedrige Spannungen	OG φ [°]	41.2	OG $\varphi+\psi$ [°]	46.8
	MG φ [°]	39.3	MG $\varphi+\psi$ [°]	43.3
	f [-]	0.95		0.93
Hohe Spannungen	OG φ [°]	42.0	OG $\varphi+\psi$ [°]	45.3
	MG φ [°]	41.1	MG $\varphi+\psi$ [°]	44.4
	f [-]	0.98		0.98

Mit:

OG... ohne Geogittereinlage

MG... mit Geogittereinlage

φ ... innerer Reibungswinkel Schüttmaterial

ψ ... Dilatanzwinkel

$\varphi+ \psi$... Gesamtreibungswinkel

Die ermittelten Reibungsbeiwerte von 0,93 bis 0,98 befinden sich in den Bandbreiten der in Abbildung 2 dargestellten Werte aus der Literatur.

Der im Zuge dieser Arbeit durchgeführte Herausziehversuch soll einen weiteren Aufschluss über das Interaktionsverhalten von Geogitter und Boden bringen.

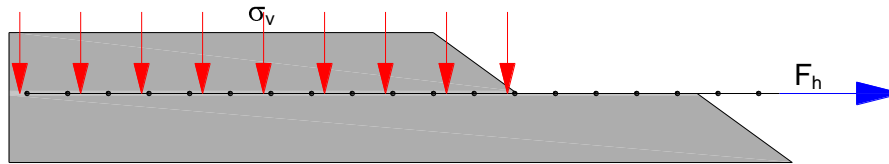


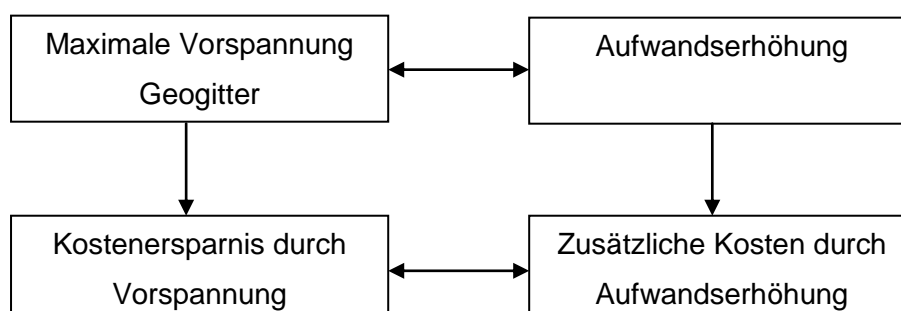
Abbildung 6: Schematische Darstellung des Herausziehversuches mit Sofffacing

Da an der Böschungsseite jeglicher Verbau fehlt, kann dieser als Herausziehversuch mit ‚Sofffacing‘ bezeichnet werden. Wie bereits Sugimoto et al. (2001) [14] festgestellt hat, wird, je weicher das Facing ist, eine größere Länge des Geogitters zum Abbau der Zugkraft F_h aktiviert. Für den Versuch werden zwei gleich hohe Schichten mit einer Geogittereinlage hergestellt. Die Belastung σ_v wird allein durch das Eigengewicht des Schüttmaterials der oberen Schicht aufgebracht. Die Schichthöhen variieren von 15 über 20 bis 30 cm. Durch Aufbringen der horizontalen Zugkraft F_h soll das Gitter herausgezogen werden. Die Länge des oberen Schüttstreifens richtet sich dabei nach der zu erzielenden Zugkraft, welche wiederum in direktem Zusammenhang mit der zu erzielenden Dehnung des Geogitters steht. Zugehörige Berechnungen enthält das Kapitel 6. Die genaue Beschreibung der Versuche sowie die Darstellung der Ergebnisse erfolgt in Kapitel 7.3.

5 Konzepte zur Bewehrung von Schüttkörpern

5.1 Anforderungen

Auf Grund der Thematik dieser Masterarbeit wird bei den Anforderungen an die erarbeiteten Konzepte speziell Wert auf den Einbau des Geogitters, dessen Vorspannung sowie dessen ökonomischer und wirtschaftlicher Umsetzung gelegt. Diese Konzepte sollen dabei mit möglichst geringem Aufwand den maximalen Effekt hinsichtlich der Vorspannung des Geogitters bewirken. Dabei darf der mögliche zusätzliche Arbeitsaufwand nicht außer Acht gelassen werden.



Dies bedeutet auch, dass die Vorspannung des Geogitters mit den Gerätschaften, die auf geogitterverarbeitenden Baustellen zur Verfügung stehen, möglich sein muss. Aus diesen und labortechnischen Überlegungen ergeben sich folgende Randbedingungen.

- Hohe Vorspannung des Geogitters
- Einfache Handhabung
- Durchführbarkeit im Labor und auf der Baustelle
- Geringer Mehraufwand
- Kostenersparnis zu Mehrkosten durch Aufwandserhöhung muss positiv sein

Die in Kapitel 5.2 gelisteten Konzepte sind unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen erarbeitet worden.

5.2 Konzepte zur Vorspannung von Geogittern

Für die Erzielung der Vorspannung auf der Baustelle wurden Konzepte erarbeitet bzw. übernommen.

5.2.1 Konzept zu Einbau und Verdichtung

Durch den Einbau und die Verdichtung des Schüttmaterials in einer bestimmten Reihenfolge lässt sich eine Vorspannung in das Geogitter einbringen. Als Ausgangspunkt dient ein den Erfordernissen entsprechendes Arbeitsplanum.

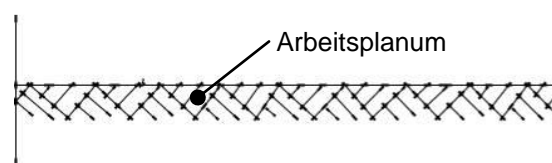


Abbildung 7: Erstellen eines ebenen Planums

Nach der erfolgten Herstellung des Planums wird das Geogitter aufgelegt. Unebenheiten sind zu vermeiden, um den zu erzielenden Effekt der Vorspannung zu ermöglichen.

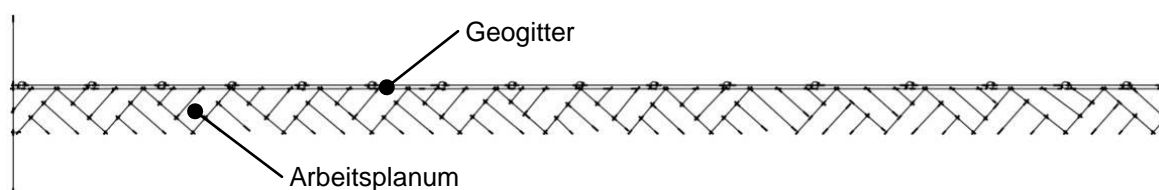


Abbildung 8: Auflegen des Geogitters

Im nächsten Schritt wird der erste Schüttstreifen aufgebracht. Die Abmessungen hängen von der Aufteilung der Kronenbreite, der Schichthöhe, welche lt. EBGEO für Dammbauwerke mind. 20 cm betragen muss, und vom verwendeten Verdichtungsgerät ab. Nach der Herstellung einer regelmäßigen Oberfläche ist diese den Erfordernissen entsprechend zu verdichten. Als Empfehlung zur Platzierung des ersten Schüttstreifens kann bei Dämmen die Symmetrieachse und bei Hangverbauungen die Hangseite gelten.

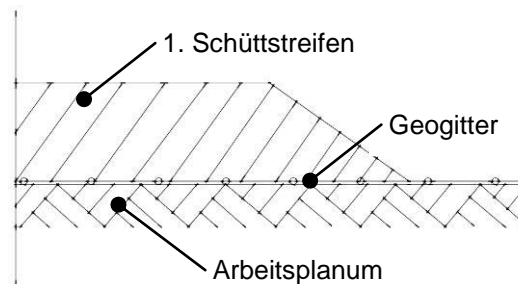


Abbildung 9: Aufschütten des ersten Schüttstreifens

Nach dem Aufschütten des ersten Schüttstreifens erfolgt sogleich das Verdichten des selbigen. Die Wahl des Verdichtungsgerätes ist den Erfordernissen und den Rahmenbedingungen anzupassen. Einen Anhaltspunkt liefert die FGSV 516 (2003) [23].

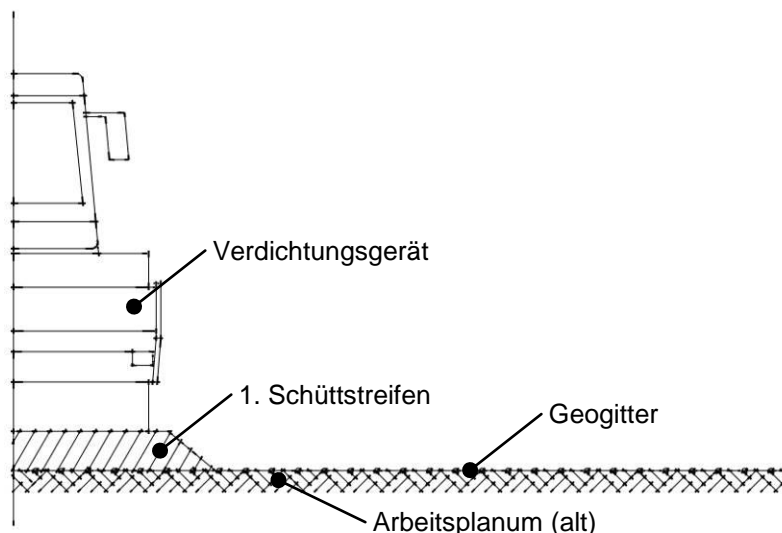


Abbildung 10: Verdichten des ersten Schüttstreifens – Ansicht

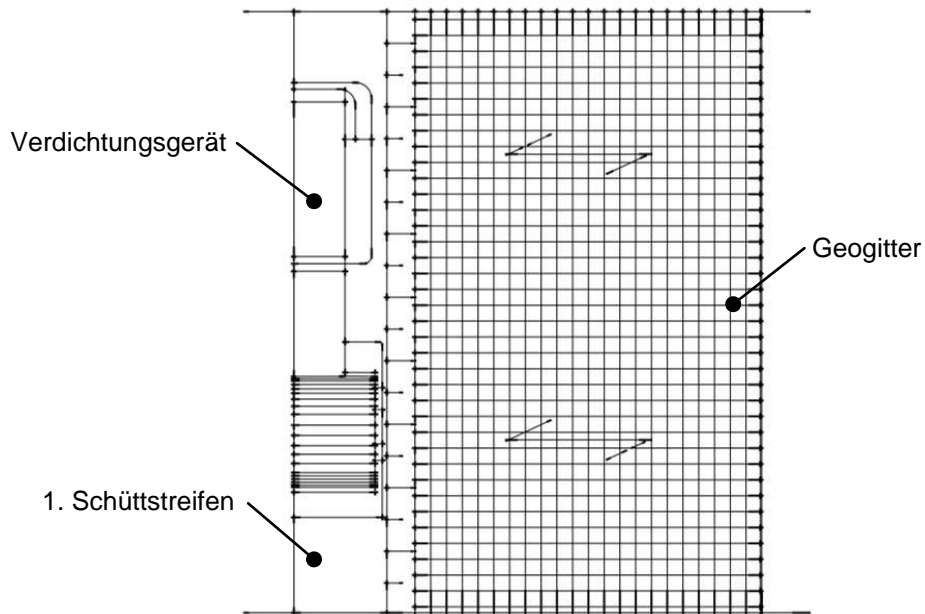


Abbildung 11: Verdichten des ersten Schüttstreifens – Grundriss

Nach erfolgter Verdichtung des ersten Schüttstreifens wird der zweite, benachbarte Schüttstreifen hergestellt, siehe Abbildung 14 und 15. Als Gerät zum Aufschütten ist exemplarisch ein hydraulischer Tieflöffelbagger dargestellt. Die Wahl des Gerätes zur Aufbringung der Schüttstreifen ist in Abhängigkeit der baubetrieblichen und bauwirtschaftlichen Faktoren zu treffen.

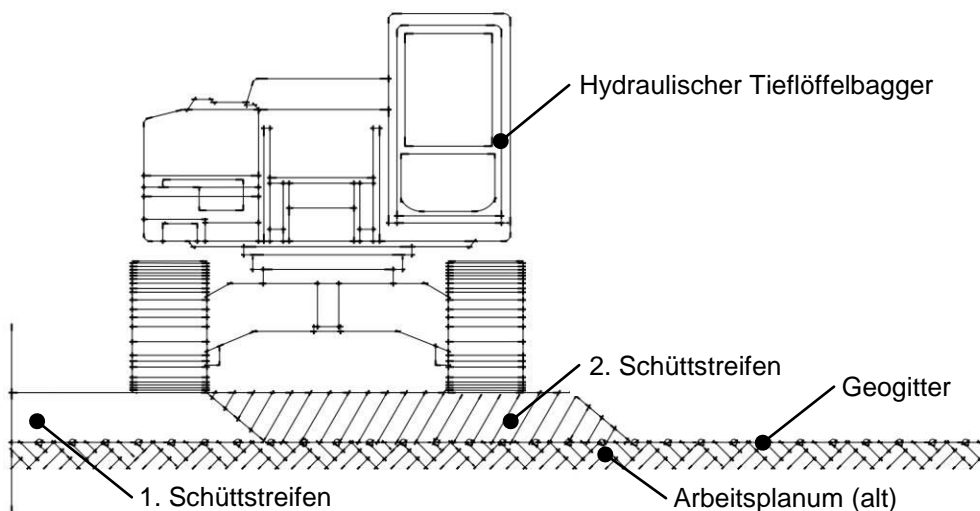


Abbildung 12: Aufschütten des zweiten Schüttstreifens – Ansicht

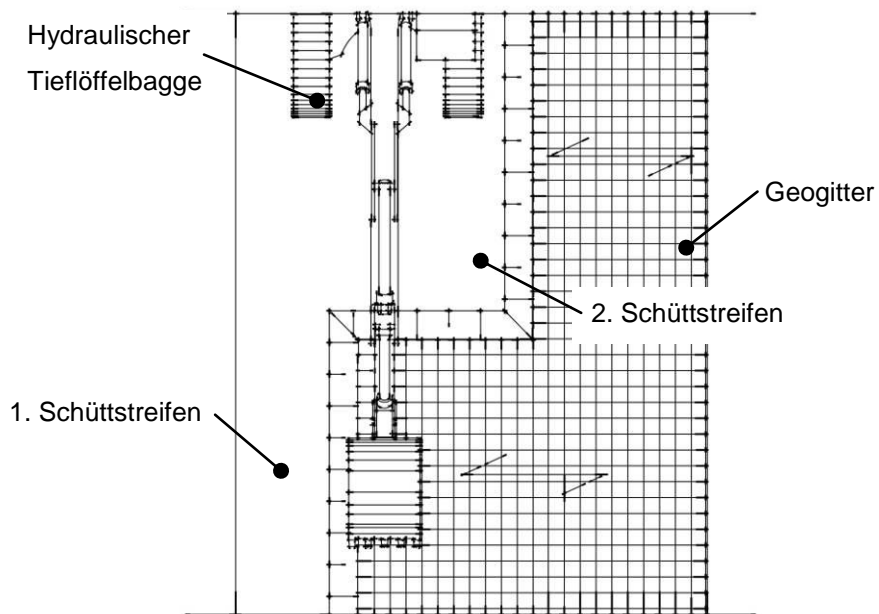


Abbildung 13: Aufschütten des zweiten Schüttstreifens – Grundriss

Nach dem Aufbringen des zweiten Schüttstreifens wird dieser - wie bereits der erste - verdichtet.

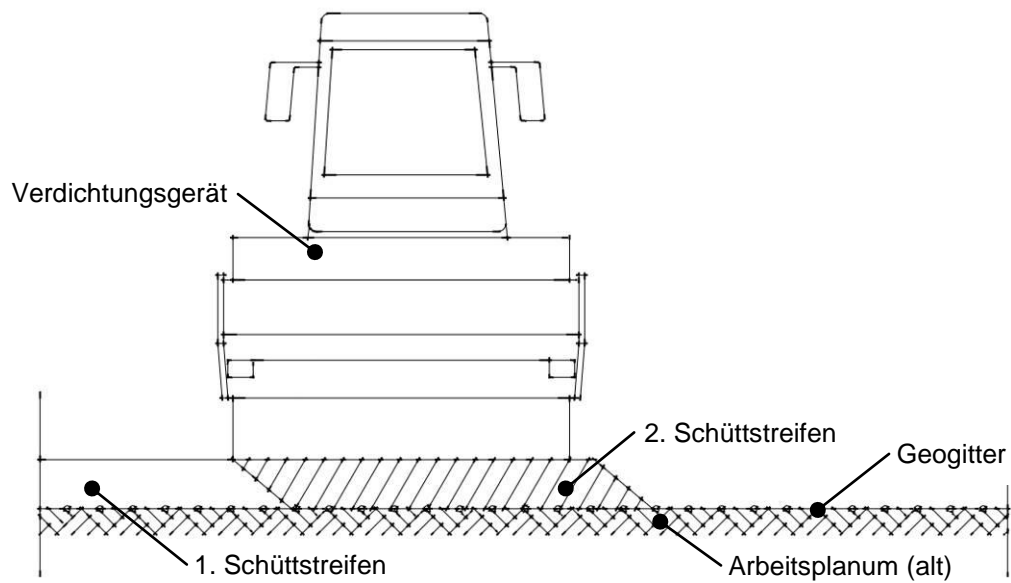


Abbildung 14: Verdichten des zweiten Schüttstreifens – Ansicht

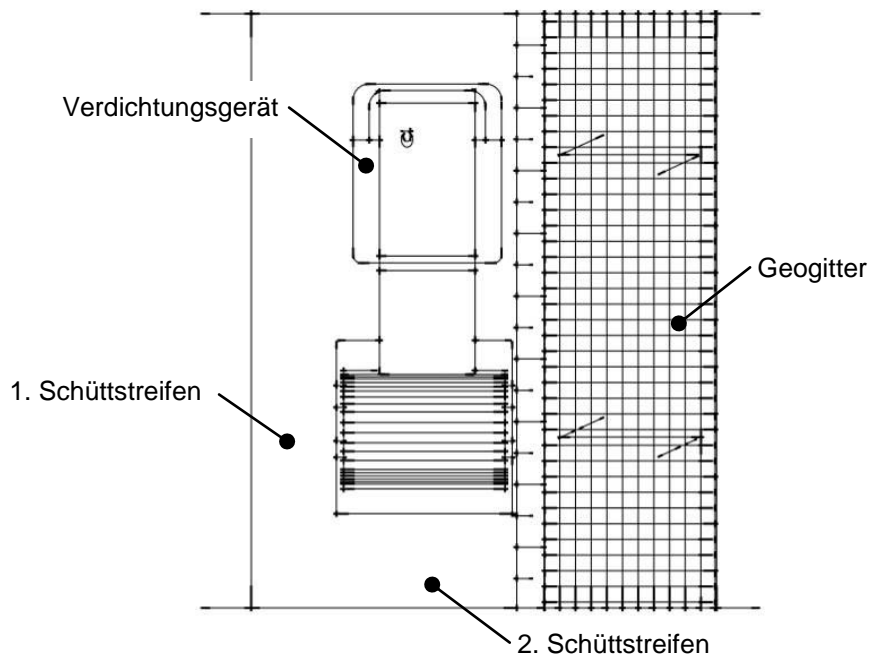


Abbildung 15: Verdichten des zweiten Schüttstreifens – Grundriss

Das Aufschütten von Streifen wird bis zur für die nötige Breite erforderlichen Anzahl weitergeführt. Ist ein ebenes Arbeitsplanum erreicht, beginnt die Prozedur mit dem Auflegen der nächsten Geogittereinlage von Neuem.

5.2.2 Konzept zur Einleitung einer Zugkraft mittels Baugerät

Dieses Konzept zielt auf die Nutzung von geeigneten Gerätschaften, die auf der jeweiligen Baustelle vorhanden sind, ab. Auf den Verkehrswegebau betreffenden Baustellen sind diese Geräte meist vorhanden. In Kapitel 3.5 wurde bereits auf die Verwendung und Möglichkeiten von modernen Gleisbauzügen hingewiesen. Auf Baustellen des Straßenbaus stehen meistens auch geeignete Baugeräte zur Verfügung. Als ideal können hydraulische Tieflöffelbagger aufgrund ihrer Beweglichkeit, Reichweite und Möglichkeit, genügend Kraft aufzubringen, angesehen werden. Dieser Ansatz wurde genauer betrachtet und die folgenden Arbeitsschritte wurden ausgearbeitet.

Die Anwendung wird anhand eines Beispiels für die Herstellung eines bewehrten Erde-Stützkörpers zur Böschungssicherung dargestellt, ist jedoch auf andere Einbauformen, wie Dämme oder als Bodenverbesserung unter Fundamenten, übertragbar. Die Schüttstreifenhöhe in den folgenden Abbildungen wird als zweilagiger Einbau dargestellt. Wie bereits in 5.2.1 dient ein ebenes Planum als Ausgangspunkt für die weiteren Bauablaufschritte.

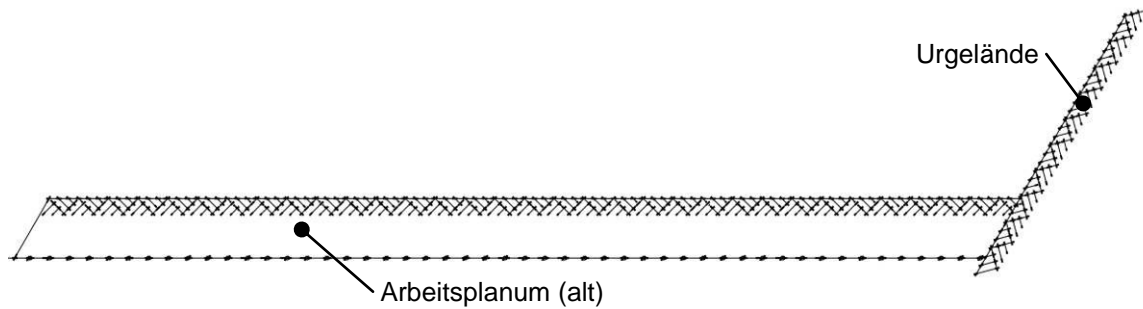


Abbildung 16: Erstellen eines ebenen Planums

Sobald das Planum den Erfordernissen entsprechend hergestellt ist, wird der Stirnverbau versetzt. Dieser kann aus diversen Materialien bestehen, etwa aus Betonelementen, Stahlblechelementen oder Stahldrahtgittern. Als Beispiel wird in den folgenden Abbildungen letzteres gezeigt. Weiters sind flexible Verkleidungen durch Umschlag des Geogitters oder wiederum durch die Verwendung von Stahldrahtgittern möglich.

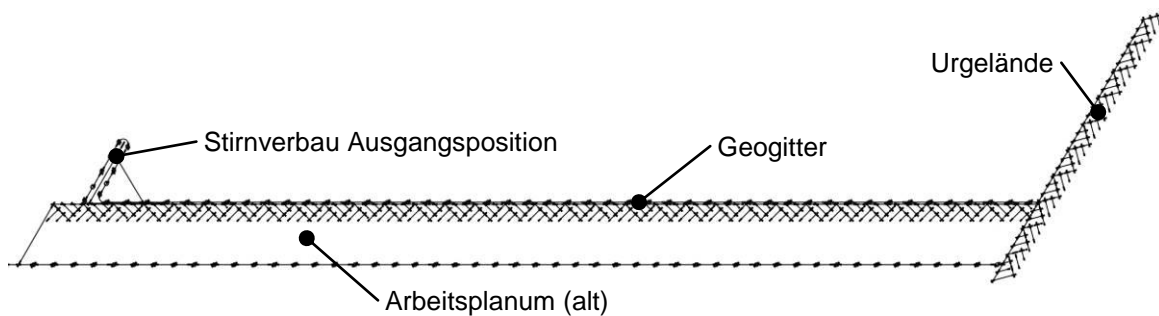


Abbildung 17: Aufbringen Geogitter und Stirnverbau

Nach dem Versetzen der Frontverkleidung wird das Geogitter eben aufgelegt. Erhebungen sollen möglichst vermieden werden. Vor dem Aufbringen des ersten Schüttstreifens muss sichergestellt sein, dass die Höhe (mindestens 20 cm) und Länge des Schüttstreifens ausreichend dimensioniert ist, um die später eingeleiteten Vorspannkräfte aufnehmen zu können. Ein Herausziehen des Geogitters ist auf jeden Fall zu vermeiden.

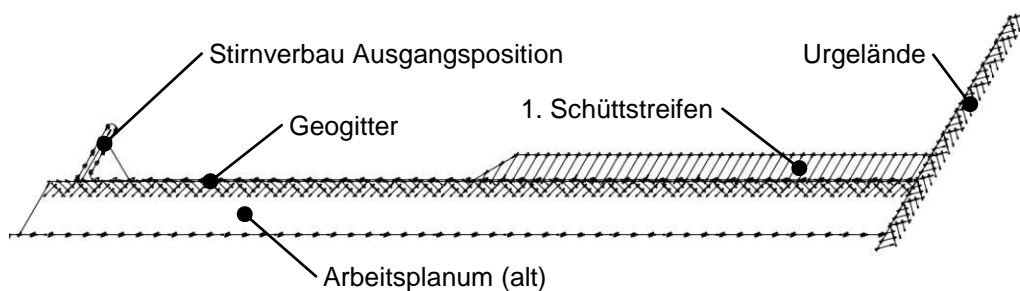


Abbildung 18: Aufschütten 1. Schüttstreifen

Sollte die Normalspannung und die Verbundwirkung Boden – Geogitter nicht ausreichen, so sind Zusatzmaßnahmen nach 5.3 zu treffen.

Ist der erste Schüttstreifen aufgebracht, wird dieser durch geeignetes Gerät verdichtet.

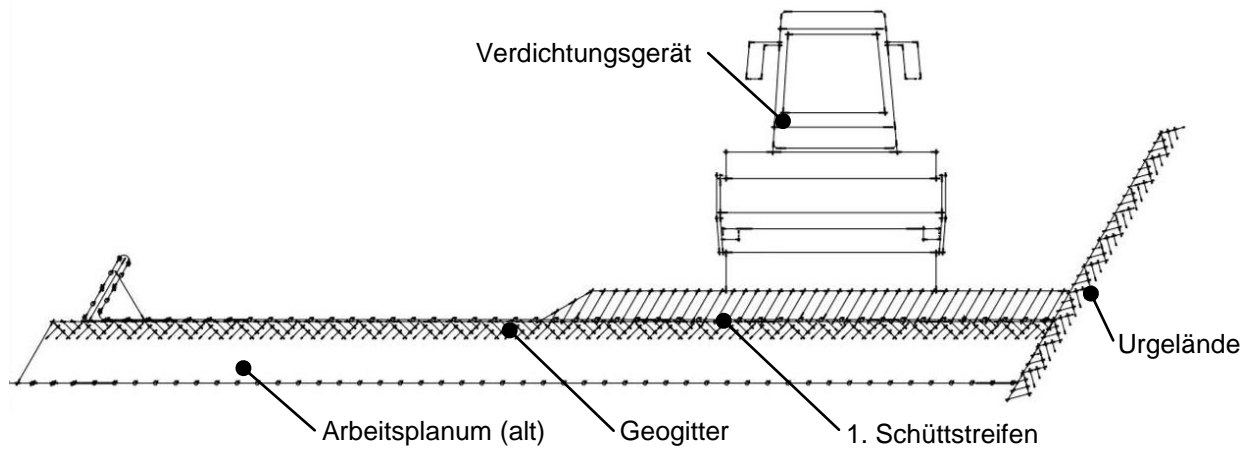


Abbildung 19: Verdichten 1. Schüttstreifen

Nach erfolgter Verdichtung wird durch den bereits erwähnten Tieflöffelbagger die Zugkraft, durch Wegdrücken des Stirnverbaus, in dem das Geogitter eingehängt ist, oder durch einen verwendeten Klemmbalken, aufgebracht. Da die eingebrachte Zugkraft hohe Werte erreichen kann, ist auf eine entsprechende Dimensionierung der Halte- und Krafteinleitungsvorrichtung zu achten. Die Kraft soll bestmöglich über die gesamte Breite des Geogitterstreifens verteilt werden.

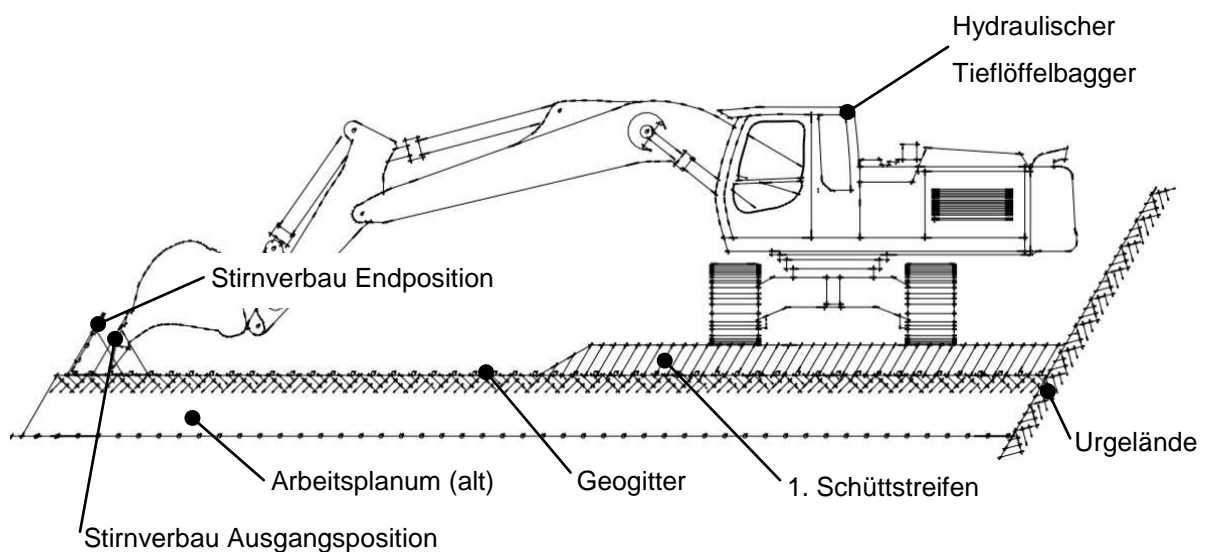


Abbildung 20: Einbringen Vorspannung durch Bagger

Ist die gewünschte Dehnung erreicht, wird durch die in 5.3 beschriebenen Haarnadeln das Geogitter befestigt. Durch das mögliche Auftreten von Verformungen der Querstege des Geogitters im Bereich der Krafteinleitung in die Bügel ist das Erhöhen der Dehnung vor der Verankerung sinnvoll. Im nächsten Schritt wird der zweite Schüttstreifen aufgebracht. Im Frontbereich ist ein ordentlicher Einbau des Schüttgutes von Nöten, um etwaige Hohlräume oder Beschädigungen des über den Frontverbau geklappten Geogitters zu vermeiden.

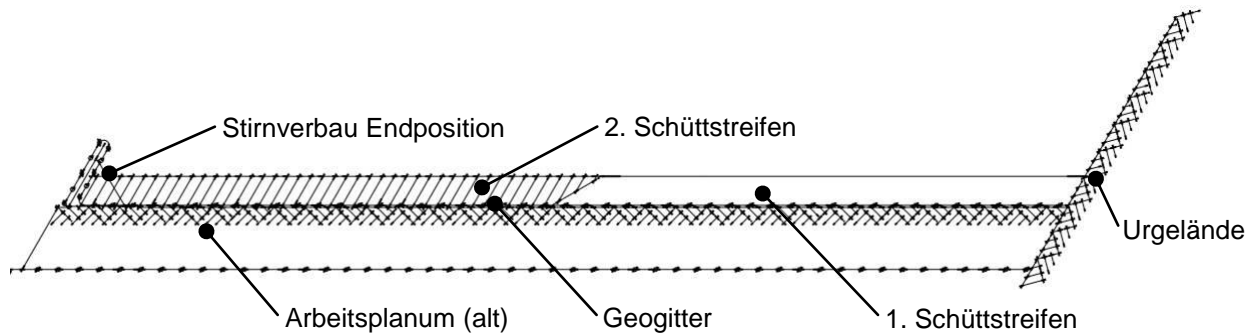


Abbildung 21: Aufschütten 2. Schüttstreifen

Beim Verdichten des zweiten Schüttstreifens ist zu beachten, dass ein Mindestabstand bei schwerem Verdichtungsgerät zur Stirnverkleidung eingehalten werden muss. Somit hat die Verdichtung des vordersten Bereichs mit leichtem Gerät, z.B. einer Rüttelplatte oder Kompaktwalze, zu erfolgen.

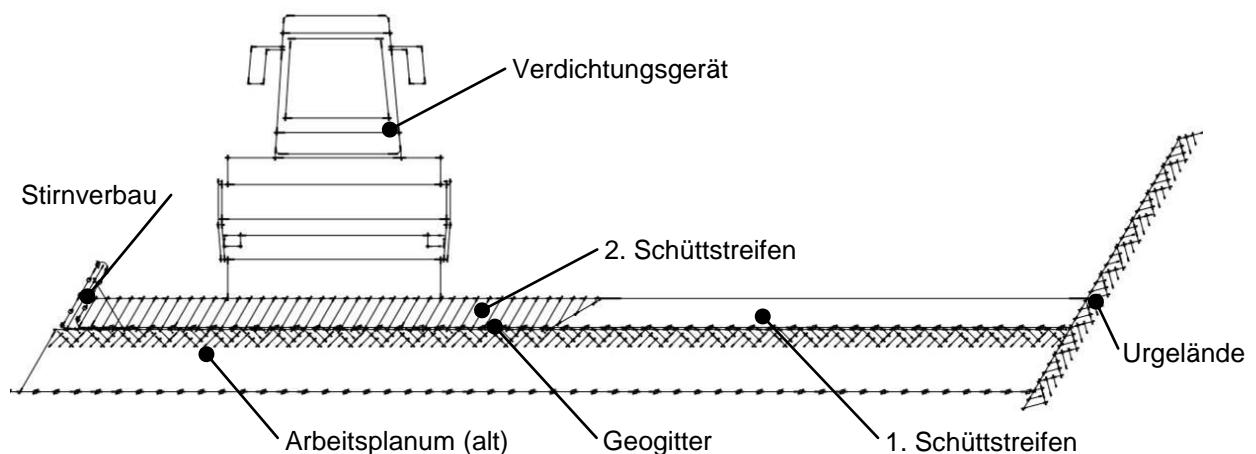


Abbildung 22: Verdichten 2. Schüttstreifen

Im Folgenden wird ein schmaler Schüttstreifen an der Stirnseite des bewehrten Erdeschüttkörpers aufgebracht. Die Abmessungen dieses Schüttstreifens sind nach baubetrieblichen Aspekten und planerischen Erfordernissen zu wählen. Über diesen Schüttstreifen wird später das Geogitter geschlagen, um die geforderte Verankerungslänge zu gewährleisten.

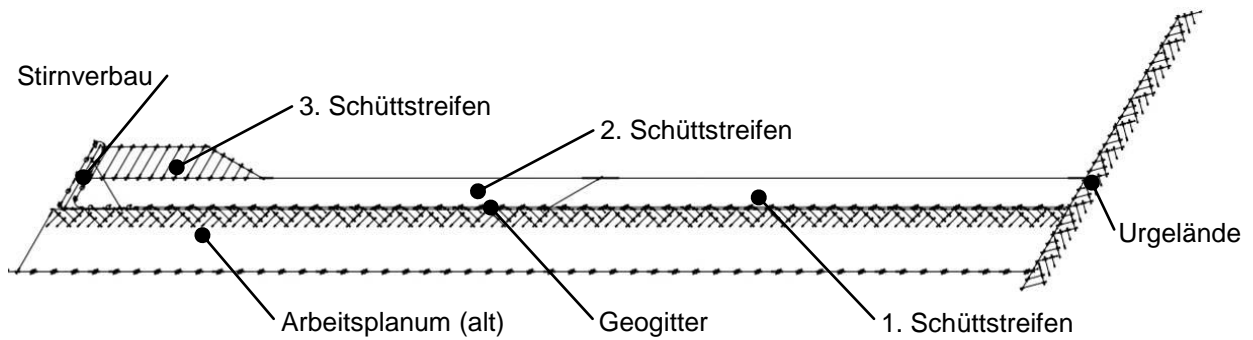


Abbildung 23: Aufschütten 3. Schüttstreifen

Das Verdichten des dritten Schüttstreifens erfolgt wie im Außenbereich des zweiten Schüttstreifens mit leichtem Verdichtungsgerät, um eine Beschädigung der Frontausbildung zu unterbinden.

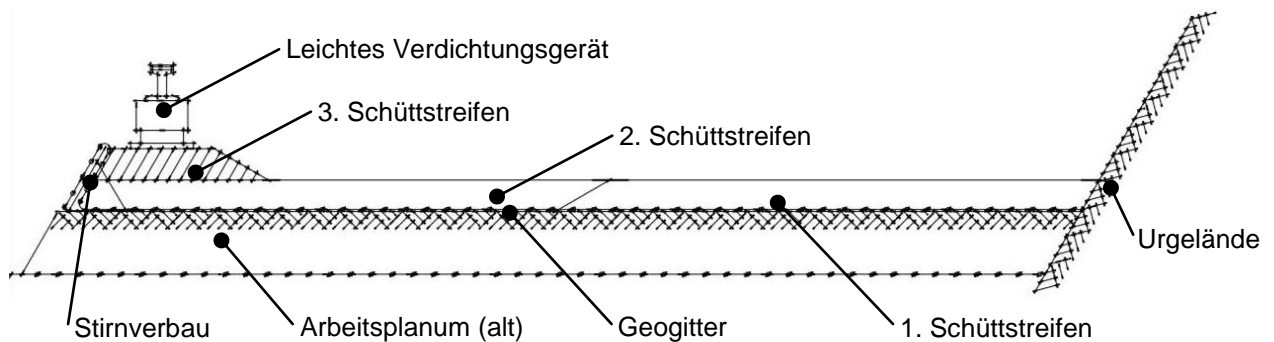


Abbildung 24: Verdichten 3. Schüttstreifen

Anschließend erfolgt das Auflegen des Geogitters über den dritten Schüttstreifen und auf den zweiten Schüttstreifen. Die Verankerungslänge geht aus den statischen Erfordernissen hervor.

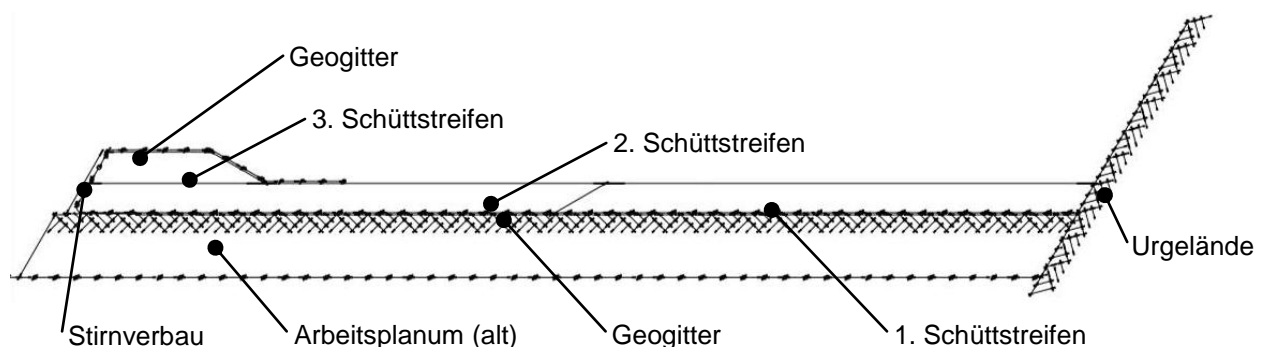


Abbildung 25: Umschlagen Geogitter

In den nächsten Arbeitsschritten wird der/die restliche(n) Schüttstreifen aufgeschüttet und verdichtet, sodass wieder ein ebenes Planum entsteht. Danach kann mit dem Aufbringen der nächsten Geogittereinlage und dem Herstellen der Frontverkleidung begonnen werden.

5.2.3 Konzept des Vorspanngrabens

Nach dem Konzept des Vorspanngrabens soll mit Hilfe einer oder mehrerer Vertiefung/en, z.B. Gräben, eine Vorspannung des Geogitters von bis zu 3 % erreicht werden. Ausgangspunkt dafür ist ein ebenes Arbeitsplanum, welches nach den jeweiligen Erfordernissen verdichtet wurde (siehe Abbildung 26).

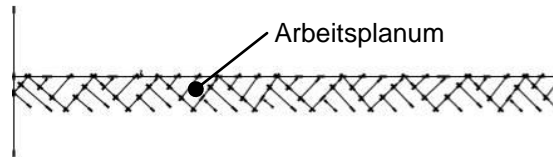


Abbildung 26: Erstellen eines ebenen Planums

Im zweiten Schritt wird durch technische Hilfsmittel, z.B. hydraulischen Tieflöffelbagger oder per Hand, ein oder mehrere Gräben hergestellt. Die Anzahl der Gräben richtet sich nach der gewünschten Regelmäßigkeit der Vorspannung sowie der Breite des Arbeitsplanums. Die Tiefe des Grabens ist in Abhängigkeit der gewünschten Dehnung des Geogitters, z.B. 2 %, herzustellen. In Kapitel 6.3 wird näher auf die für spezifische Dehnungen nötigen Grabentiefen eingegangen. Die Form der Vertiefung kann sich durch den Böschungswinkel des verwendeten Materials einstellen oder hergestellt werden. Es soll auf eine eher flache Trapezform (Böschungswinkel 15 bis 30 Grad) geachtet werden, da sich sonst Hohlräume in den tiefliegenden Ecken des Grabens bilden können.

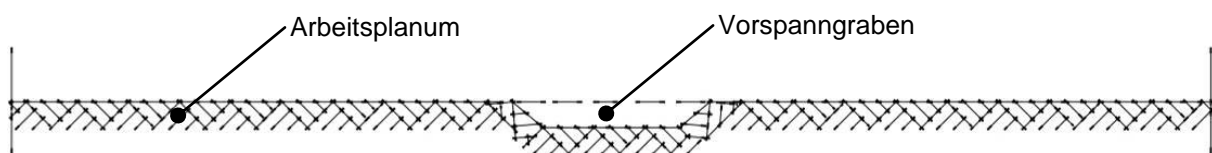


Abbildung 27: Erstellen des Vorspanngrabens – Ansicht

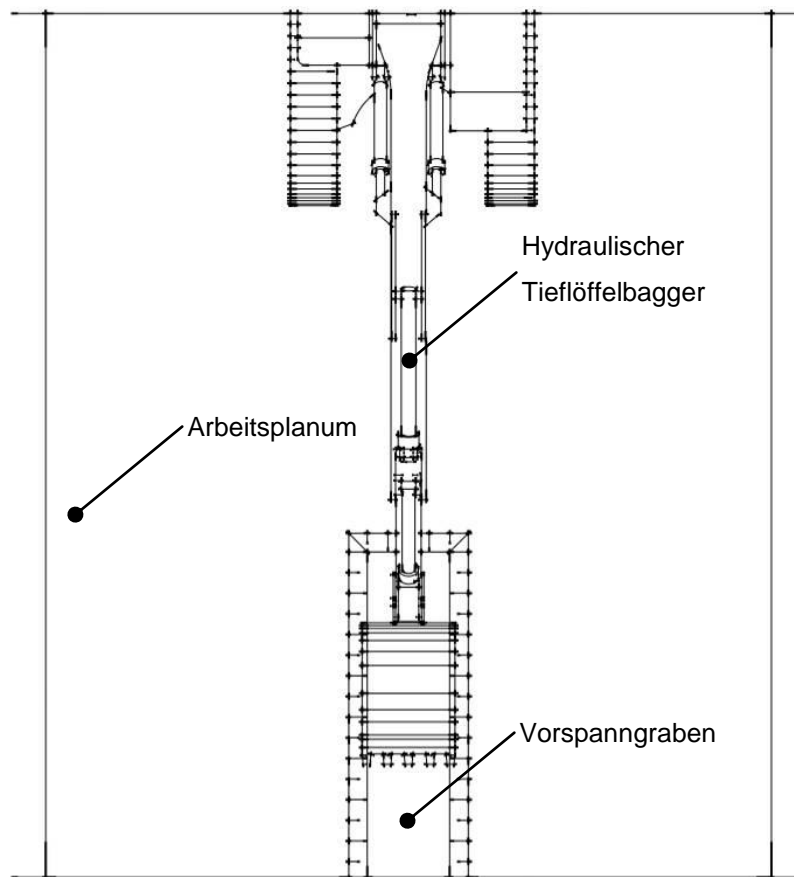


Abbildung 28: Erstellen des Vorspanngrabens – Grundriss

Anschließend wird das verwendete Geogitter über die gesamte Breite des Arbeitsplanums, z.B. Damm, mit der geforderten Ausrichtung gelegt. Ein zu starkes Durchhängen des Gitters im Bereich des Vorspanngrabens soll so gut wie möglich vermieden werden. Weiters ist auf die üblichen Verarbeitungsrichtlinien, wie ÖNORM EN 14475 (2006) [23], zu achten und ein Beschädigen des Gitters unter allen Umständen zu vermeiden.

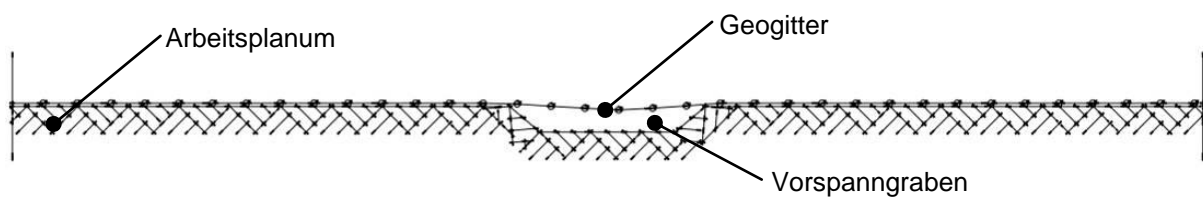


Abbildung 29: Auflegen des Geogitters – Ansicht

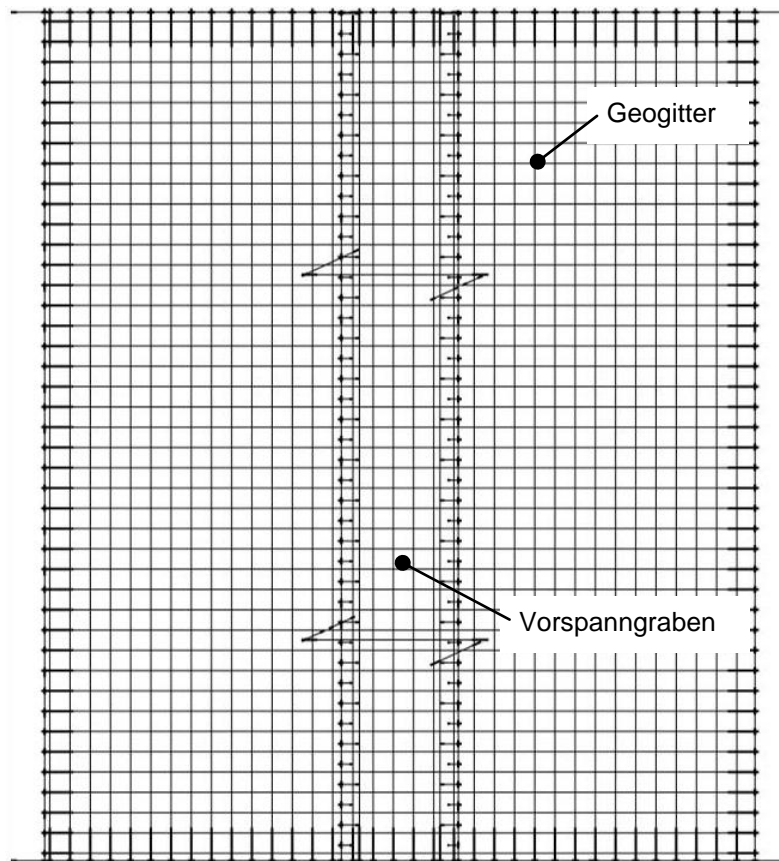


Abbildung 30: Auflegen des Geogitters – Grundriss

Im nächsten Arbeitsschritt wird ein Ende des Geogitters fixiert. Dies kann durch eine Aufschüttung oder andere Rückhaltevorrüchtungen (z.B. Metallbügel) bewerkstelligt werden (siehe 5.3). Nun wird das Gitter bestmöglich gespannt, ein kräftiges händisches Ziehen ist hier oft schon ausreichend, und das zweite Ende fixiert. Die Abmessungen der Aufschüttung sind in Abhängigkeit der gewünschten Schichthöhe, dem Grad der Vorspannung und dem verwendeten Verdichtungsgerät zu wählen.

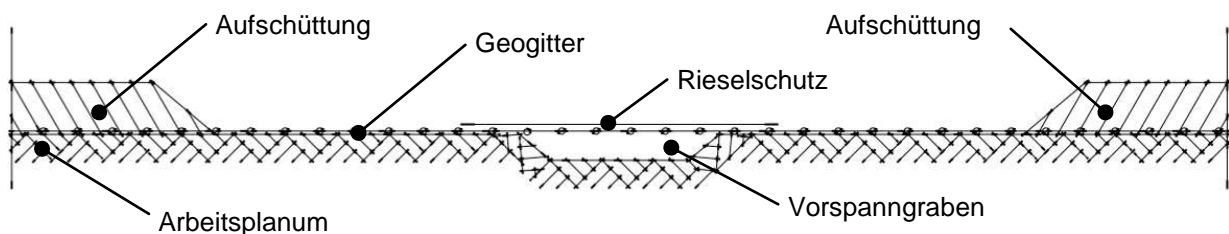


Abbildung 31: Beidseitige Aufschüttungen als Verankerung des Geogitters – Ansicht

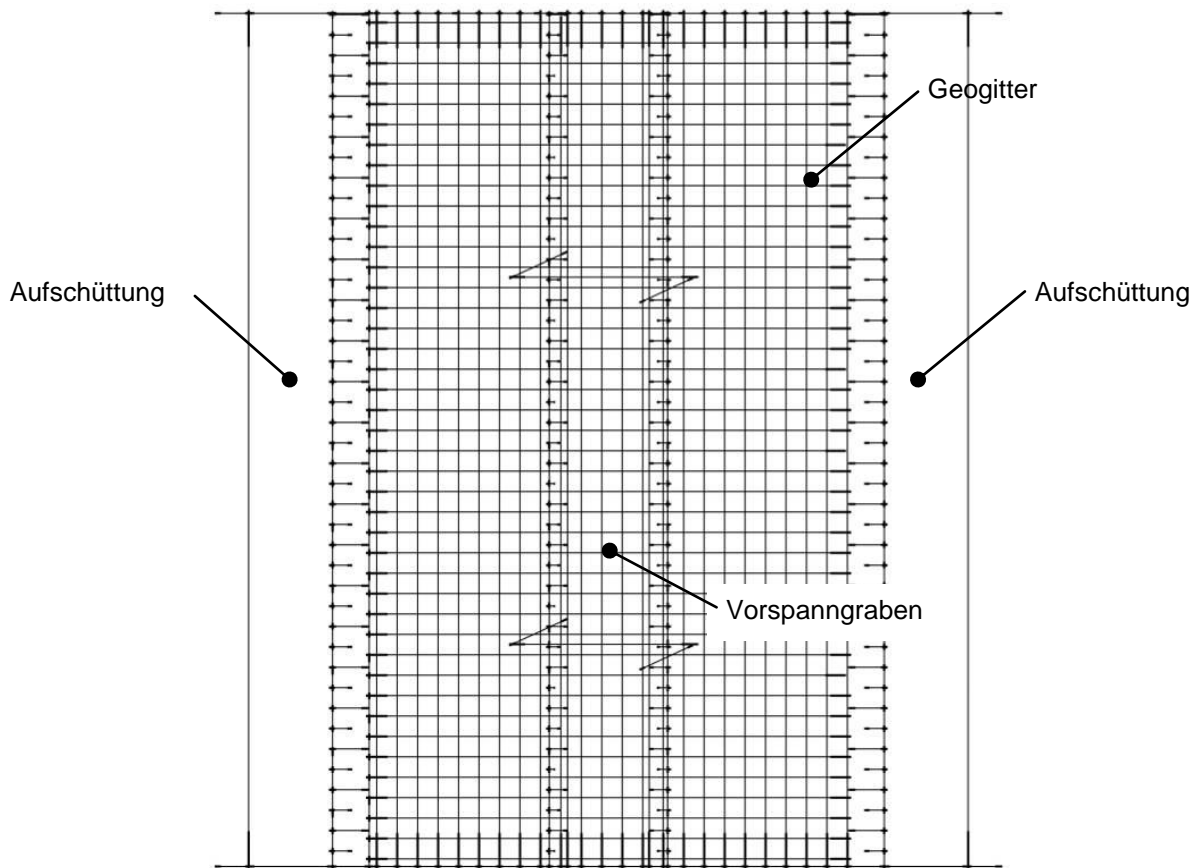


Abbildung 32: Beidseitige Aufschüttungen als Verankerung des Geogitters – Grundriss

Nach Aufbringen eines Rieselschutzes, der ein Durchfallen des Schüttmaterials in den Vorspanngraben verhindern soll, wird eine Schüttung im Bereich des Grabens aufgebracht und verdichtet. Dies hat zum Ziel, eine möglichst gute Vorspannung zu erreichen, da Bereiche des Geogitters noch frei liegen und sich somit ungehindert dehnen können. Die Abmessungen der Aufschüttung hängen von der Ausdehnung des Vorspanngrabens, der Schichthöhe und dem Verdichtungsgerät ab.

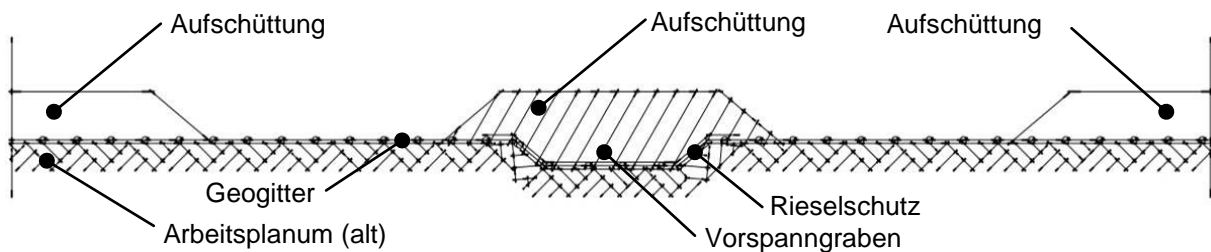


Abbildung 33: Aufschüttung über Vorspanngraben – Ansicht

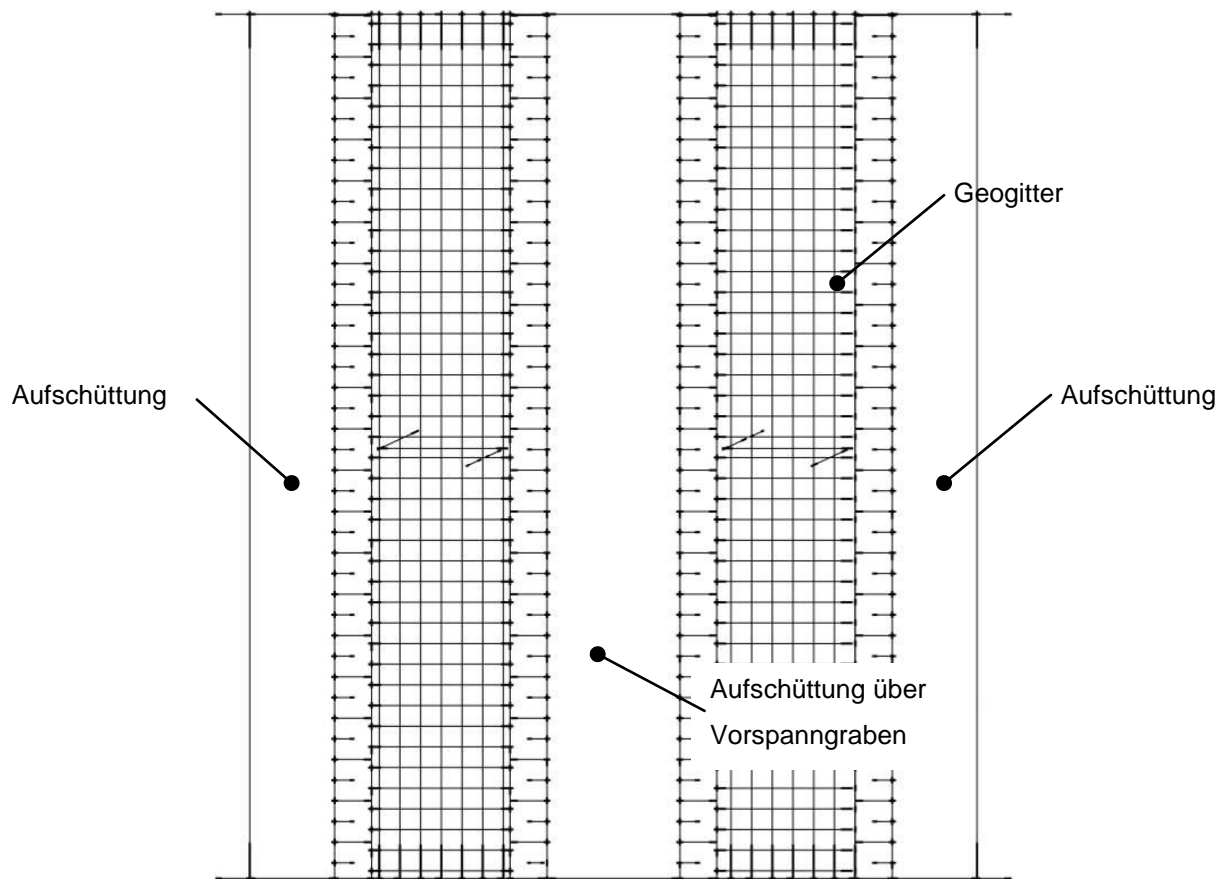


Abbildung 34: Aufschüttung über Vorspanngraben – Grundriss

Anschließend werden die restlichen Kubaturen eingebracht und nach den Erfordernissen verdichtet.

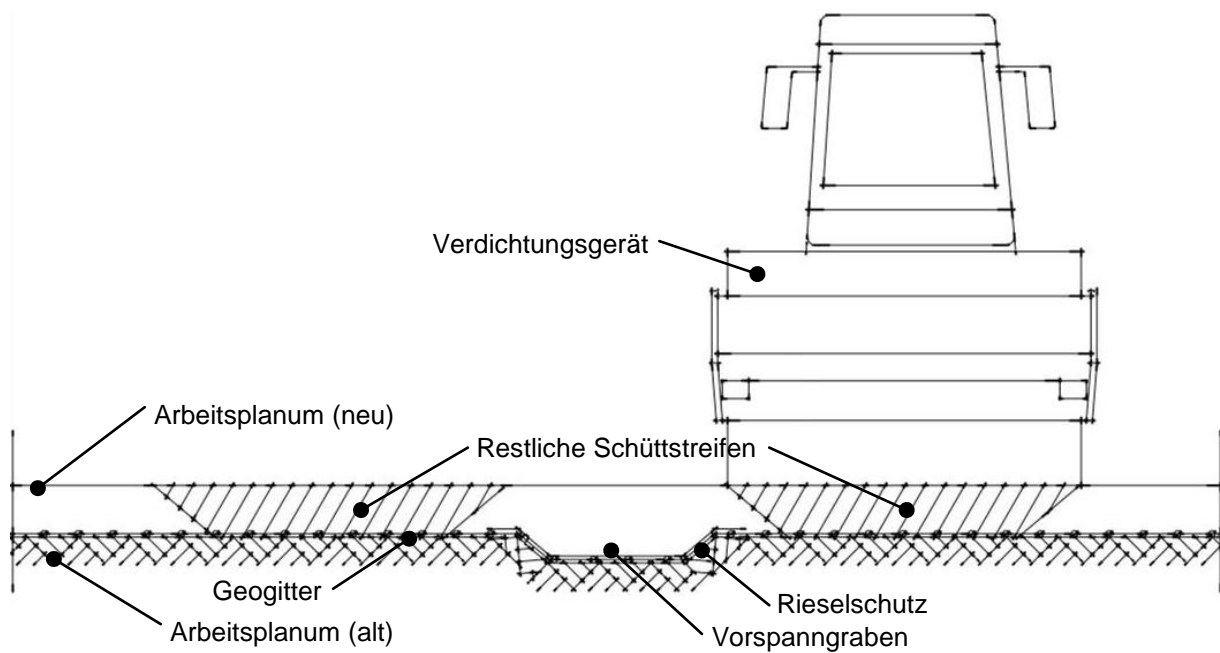


Abbildung 35: Aufschütten der restliche Schüttstreifen – Ansicht

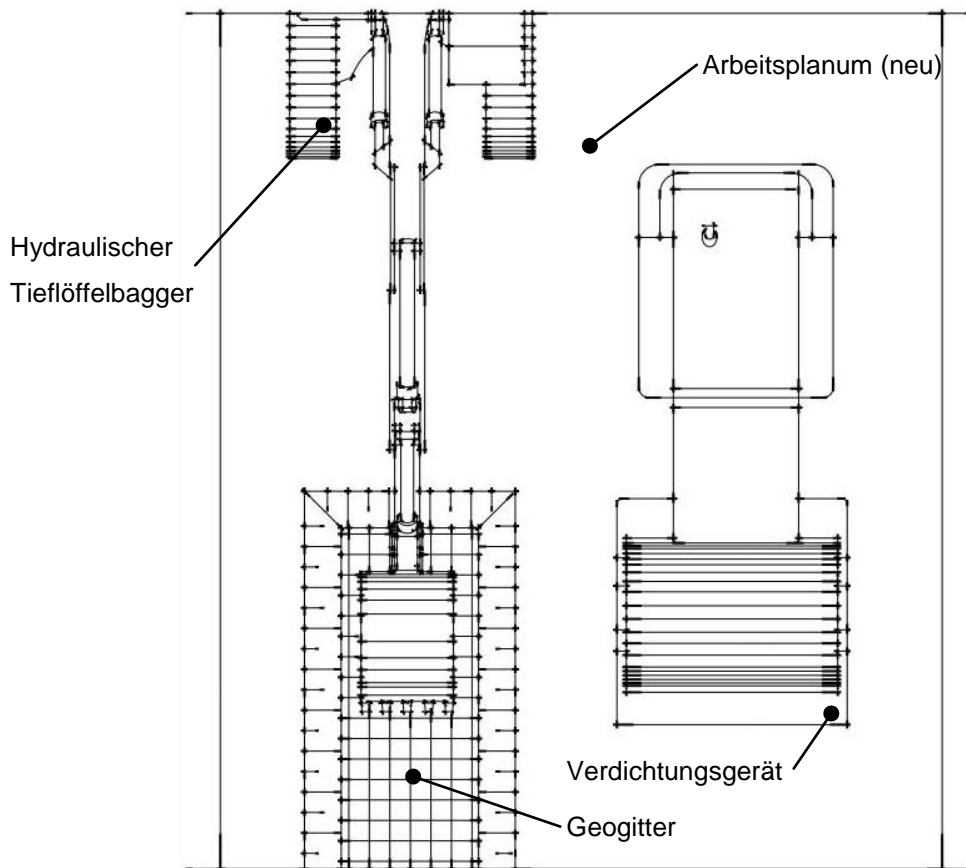


Abbildung 36: Aufschütten der restlichen Schüttstreifen – Grundriss

Mit Erstellung des neuen Arbeitsplanums beginnen die obig genannten Ablaufschritte von Neuem. Ein Übereinanderliegen der Vorspanngräben ist zweckmäßig, um den Abstand der Geogittereinlagen immer gleich zu halten. Es ist möglich, die Vorspannung den jeweiligen Erfordernissen anzupassen und eine Abstufung der Vorspannungen der Geogittereinlagen im bewehrten Erdkörper vorzunehmen.

Die Abbildung 37 sowie die Aufzählung stellen die zur Modellierung benötigten geometrischen Größen dar.

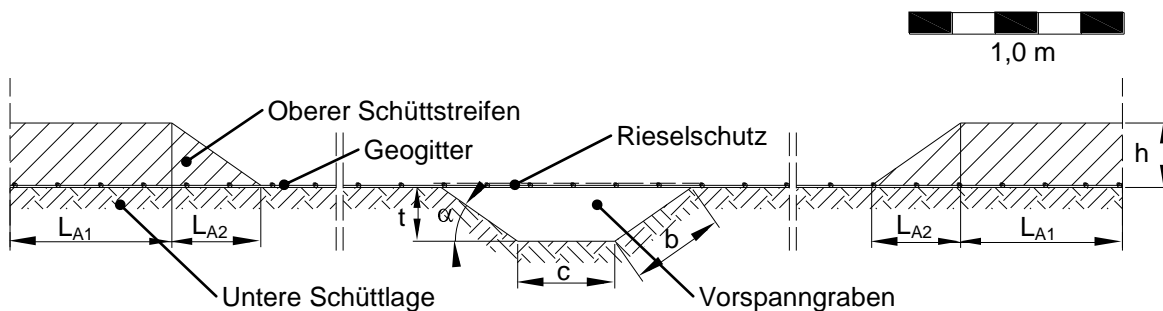


Abbildung 37: Geometrische Größen des Konzeptes Vorspanngraben

- L_{A1}... Verankerungslänge 1
- L_{A2}... Verankerungslänge 2
- h... Schüttstreifenhöhe
- t... Vorspanngrabentiefe
- c... Breite der Aufstandsfläche
- b... Länge der Böschung
- α ... Böschungswinkel

5.3 Konzept zur Befestigung von Geogittern

Um die in Kapitel 5.2.2 und 5.2.3 erarbeiteten Konzepte ausführen zu können, sind ein oder mehrere geeignete Konzepte zur Befestigung des vorzuspannenden Geogitters nötig. Es wurden zwei Möglichkeiten ausgearbeitet.

Das erste Befestigungskonzept baut auf dem Verbund von Gitter und Schüttmaterial auf. Ein sich unter dem Böschungswinkel einstellendes Trapez mit der Schichthöhe h soll die durch eine Vorspannung hervorgerufenen Horizontalkräfte über die Reibung in den Boden abtragen. Dabei sind die in Kapitel 3.1.4 beschriebenen und in Kapitel 4.1.3 untersuchten Reibungsbeiwerte $f_{sg,k}$ (Interaktionsbeiwert) sowie die durch Schichthöhe h erzeugten Normalspannungen σ_n maßgebend.

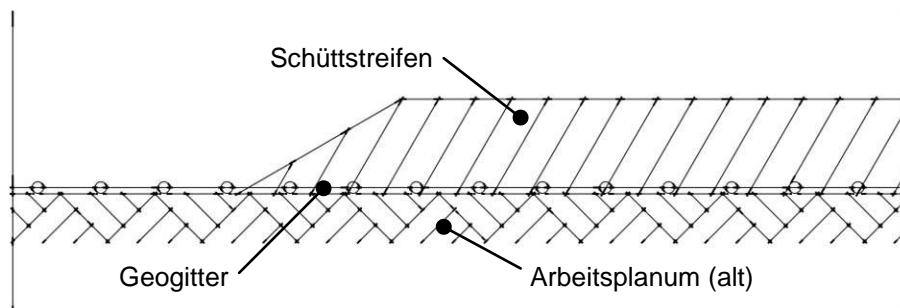


Abbildung 38: Verankerung durch Aufschüttung

Sollte es nicht möglich sein, den Erfordernissen entsprechend hoch aufzuschütten, kann durch einen Verankerungsgraben (siehe Abbildung 38) der Herauszieh Widerstand erhöht werden.

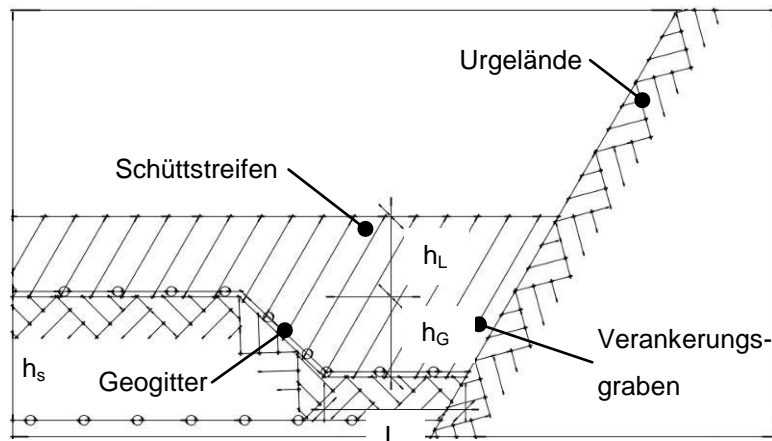


Abbildung 39: Verankerungsgraben

Für die in 6.3 vorgenommene Modellierung der Befestigungskonzepte sind folgende geometrische Größen relevant.

- $h_g \dots$ Höhe Verankerungsgraben
- $h_s \dots$ Lagenabstand Geogitter
- $d_{k,max} \dots$ Maximales Größtkorn des Schüttmaterials

Weiters ist für die Berechnung der Verankerungslänge L nach Gleichung (5), mit $n = 2$ und die Schüttlagenhöhe h_L als Eingangsparameter nötig.

Als zweites Konzept zur Befestigung von Geogittern ist eine Fixierung mit Metallbügeln angedacht worden. Dabei kann es sich um Stahlhaarnadeln oder Stahlstäbe handeln, welche normalerweise als Bewehrung im Stahlbetonbau Verwendung finden. Durch Adaptierungen (siehe folgende Abbildungen) könnte die Rückhaltewirkung der einzelnen Zugstreben verbessert und die Anzahl der nötigen Bewehrungsseisen vermindert werden.

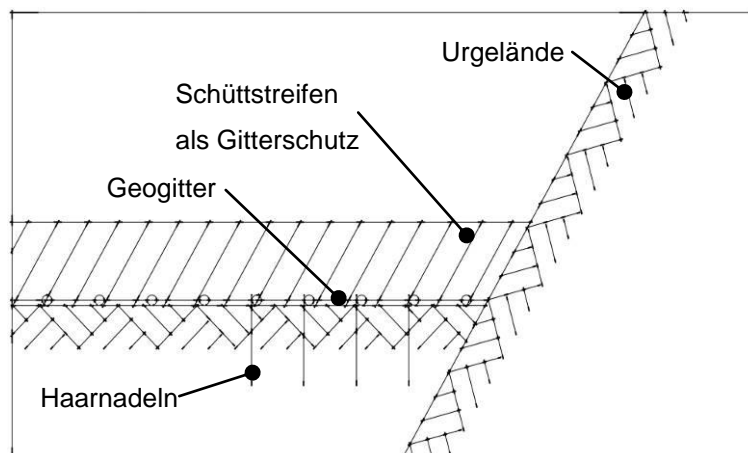


Abbildung 40: Verankerung durch Aufschtüttung und Haarnadeln

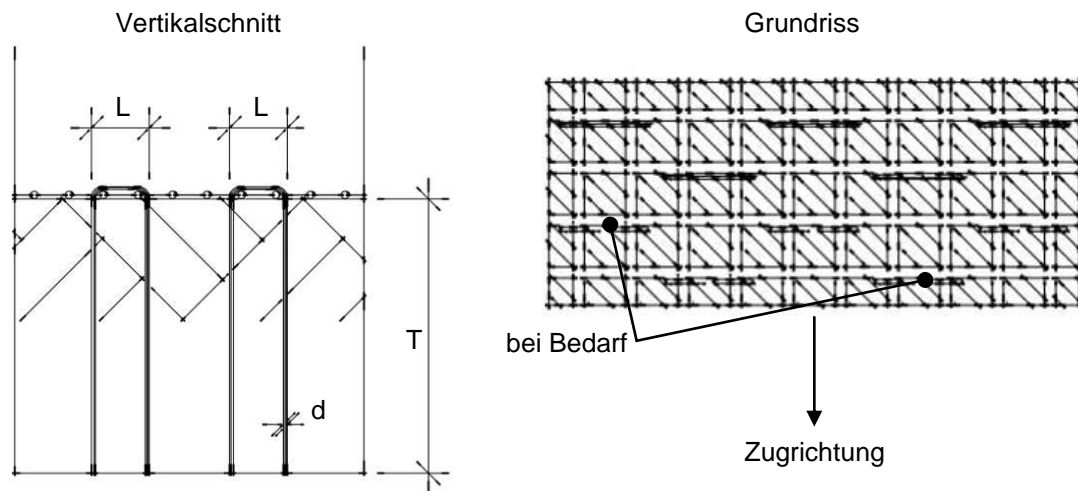


Abbildung 41: Detailansichten Haarnadeln

Bei der Verankerung durch Haarnadeln ist anzustreben, diese möglichst nahe an Knotenpunkte zu setzen. Dies soll ein Nachgeben oder Versagen der Querelemente des Geogitters verhindern. Ein Einschlagen der Bügel bis zum Anstehen des horizontalen Steges kann durch Erhöhung der Reibung zwischen Boden und Geogitter zu einem zusätzlichen Verankerungseffekt führen. Die Haarnadeln bestehen aus handelsüblichem Bewehrungsstahl und können mit Durchmessern $d = 8$ bis 10 mm eingebaut werden. Die Öffnungsweite L ist nach der Formel $L = 1,5 \times \text{Maschenabstand}$ zu errechnen. Die Länge T der Bügel ist in Abhängigkeit der maximalen Schütthöhe und dem Minimum an Verankerungslänge nach $5 \times L < T < \text{max. Schütthöhe}$ zu wählen. Da es sich bei den obigen Angaben um grobe Annahmen handelt, sind diese durch Versuche zu verifizieren.

Die Anzahl der zur Befestigung nötigen Bewehrungsseisen ist in Abhängigkeit der zu erzielenden Dehnung und der daraus resultierenden Zugkraft zu ermitteln. Es sind jedoch mindestens zwei Reihen zu versetzen, um alle Zugstreben des Geogitters verankern zu können.

Als Alternative könnten Verankerungsleisten dienen, wie sie in Abbildung 42 dargestellt sind. Dabei handelt es sich um ein U-Profil aus Stahl, Aluminium oder Kunststoff, dessen Breite auf das verwendete Geogitter abgestimmt ist. Es sollte mindestens eine Querstrebe des Gitters im Inneren des Profils verlaufen. Durch Einkerbungen an der Längsseite, deren Abstände dem Abstand der Zugelemente des Geogitters entsprechen, werden diese festgehalten und gegen den anstehenden Boden gedrückt. Sämtliche Kanten der Leiste müssen abgefast sein, um eine Beschädigung oder das Reißen des Geogitters zu verhindern. Als Verankerung der Leisten können Stabstähle oder Gewindestangen mit einem Durchmesser $d = 8$ bis 10 mm dienen. Diese müssen einen Kopf aufweisen, um ein Herausziehen der Verankerungsleiste zu verhindern.

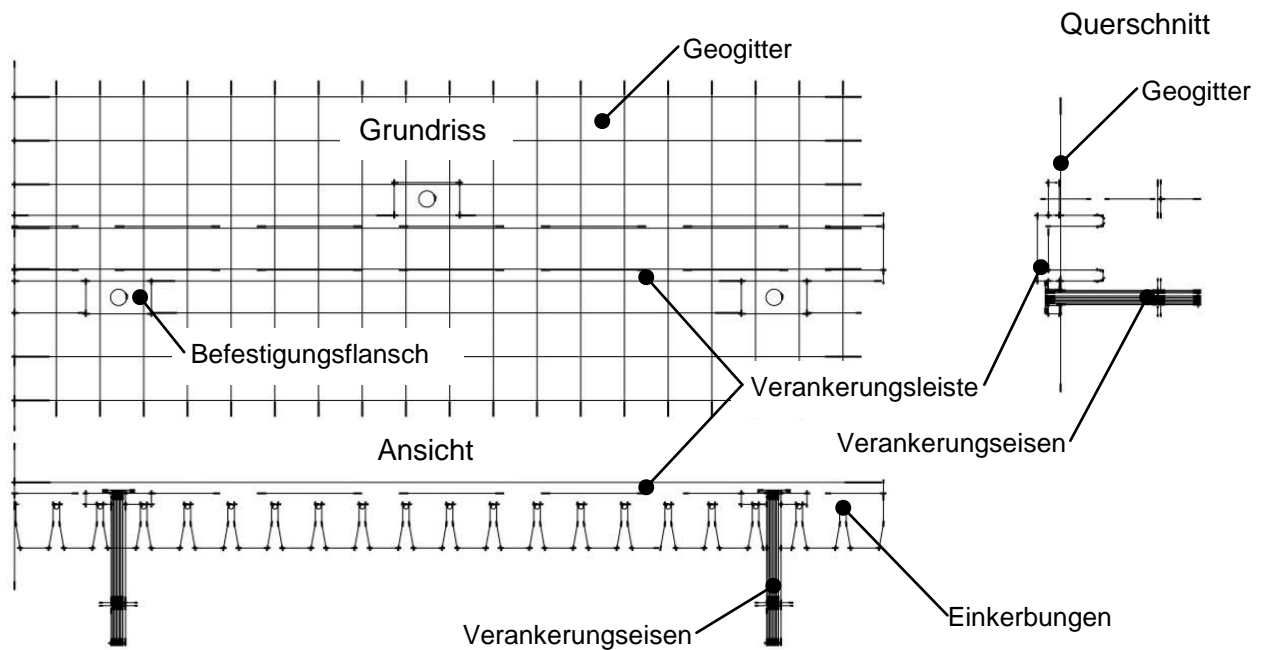


Abbildung 42: Detailansichten Verankerungsleisten

Die Anzahl der zu versetzenden Leisten richtet sich nach der zu erzielenden Dehnung und somit der geforderten Zugkraft. Für die Länge der Verankerungseisen können ein Minimum von 15 cm und ein Maximum, welches sich nach der Schichthöhe richtet, angenommen werden. Die Anzahl der Verankerungseisen richtet sich nach dem verwendeten Schüttmaterial und kann zu einer Anpassung der Verankerungsleiste durch Änderung der Anzahl von Befestigungsflanschen führen.

6 Ingenieurmäßige Modellierung der Konzepte

6.1 Anforderungen an die Modellierung

Die Modellierung soll möglichst gut die auftretenden Vorgänge wiedergeben und eine gute Übereinstimmung mit der Realität aufweisen. Weiters soll die Modellierung die Vorstellung der Kraftflüsse von Boden und Geogitter darstellen.

6.2 Modellierung des Konzeptes des Vorspanngrabens

Die Vorspannung des Geogitters kann auf unterschiedliche Art und Weise erfolgen. Von größtem Interesse ist das Erzielen der Vorspannung durch einen Vorspanngraben. Dafür wurde das in 5.2.3 beschriebene Konzept analytisch betrachtet.

Von einer prinzipiellen Vorstellung der wirkenden Kräfte (siehe Abbildung 43) wird das analytische Modell abgeleitet (Abbildung 44).

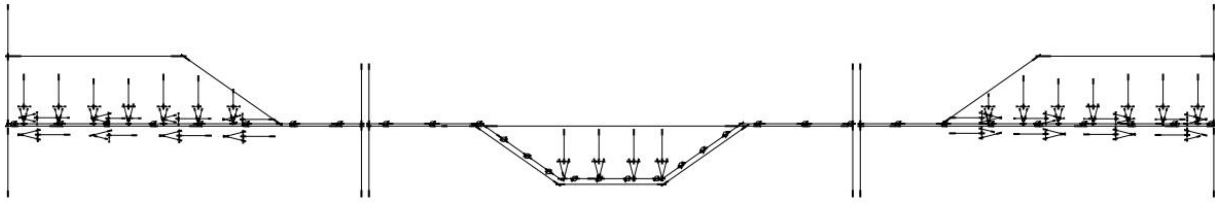


Abbildung 43: Skizzenhafter Plan der wirkenden Kräfte und Spannungen

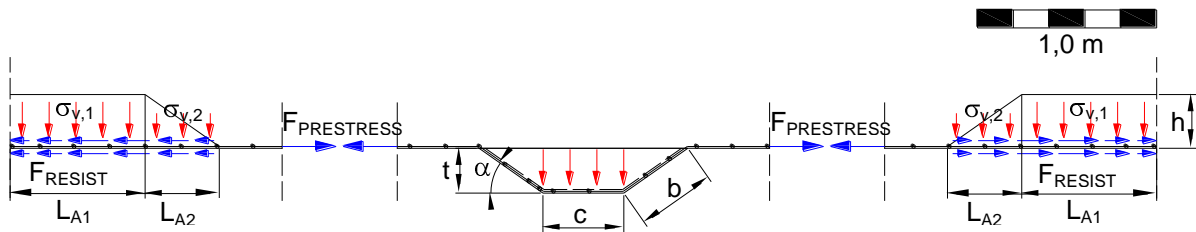


Abbildung 44: Plan der wirkenden Kräfte und Spannungen

Ausgangspunkt der analytischen Modellierung des Vorspanngrabens ist die seitliche Befestigung des Geogitters mittels Schüttstreifen. Hierfür ist der Herauszieh Widerstand $R_{A,k}$ bzw. in weiterer Folge die Verankerungslänge $L_{A,ges}$ von essentieller Bedeutung. Für die Berechnung von $R_{A,k}$ wird auf den Formelapparat lt. EBGEO (2009) [08], zurückgegriffen. Die daraus entnommene Formel lautet wie folgt:

$$R_{A,k} = \sigma_{v,k} \cdot L_A \cdot f_{sg,k} \cdot n \quad [\text{kN/m}] \quad \dots(4)$$

Die für die Berechnung nötigen Parameter sind in Tabelle 6 gelistet.

Tabelle 6: Parameter zur Berechnung des char. Herauszieh Widerstandes $R_{A,k}$

char. Herauszieh Widerstand	$R_{A,k}$	[kN/m]
char. Wert der Normalspannung	$\sigma_{v,k}$	[kN/m ²]
Verankerungslänge der Bewehrung	L_A	[m]
char. Wert des mittleren Reibungskoeffizienten	$f_{sg,k}$	[-]
Anzahl der ansetzbaren Reibungsflächen	n	[-]

Um die in Kapitel 5.2.2 und 5.2.3 erarbeiteten Konzepte ausführen zu können, wurde in Kapitel 5.3 die Verankerung des Geogitters durch einen Schüttstreifen dargestellt. Da für die in 4.3 beschriebenen und in Kapitel 7.3 ausgeführten Versuche die Verankerungslänge L_A nötig ist, wurde die Formel des charakteristischen Herauszieh Widerstandes $R_{A,k}$ wie folgt umgeformt.

$$L_A = \frac{R_{A,k}}{\sigma_{v,k} \cdot f_{sg,k} \cdot n} \quad [\text{m}] \quad \dots(5)$$

Wie die Abbildung 45 zeigt, setzt sich die Verankerungslänge aus zwei Bereichen zusammen. Aus einem Bereich der konstanten Höhe und einem Bereich, welcher unter dem Böschungswinkel α linear ansteigt.

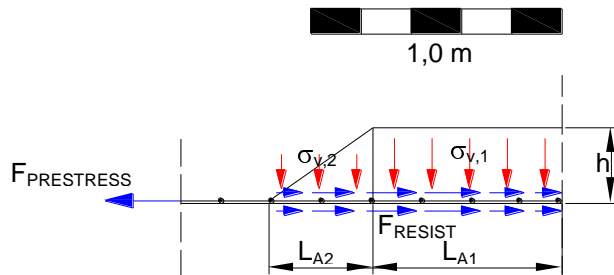


Abbildung 45: Teilausschnitt aus Plan der wirkenden Kräfte und Spannungen

Aus diesem Grund setzt sich die Gesamtverankerungslänge $L_{A,ges}$ aus L_{A1} und L_{A2} zusammen und eine Anpassung der Gleichung (5) ist nötig.

$$L_{A,ges} = \frac{R_{A,k}}{\sigma_{v1,k} \cdot f_{sg,k} \cdot n} - \frac{\sigma_{v2,k} \cdot L_{A2}}{\sigma_{v1,k}} + L_{A2} \quad \dots(6)$$

Die Verankerungslänge L_{A1} geht über die vertikale Normalspannung $\sigma_{v1,k}$ ein und ist nicht explizit in der Gleichung (6) dargestellt. Der Wert für die Verankerungslänge L_{A2} ergibt sich aus der Geometrie durch den Böschungswinkel α und der Schuttstreifenhöhe h und errechnet sich über den Tangens von α . Die für die Verankerungslänge $L_{A,ges}$ nötigen Variablen sind in *Tabelle 6* angeführt. Auf deren Ermittlung wird in den folgenden Seiten eingegangen. In einem ersten Schritt werden die Werte aus *Tabelle 7* für die jeweilige Dehnung mit den Werten des charakteristischen Herausziehwiderrand $R_{A,k}$ gleichgesetzt.

Tabelle 7: Dehnungen und die daraus resultierenden Zugkräfte

Dehnung ε [%]	Zugkraft F [kN/m]
0,5	1,21
1,0	3,59
1,5	7,06
2,0	10,03

Die obig abgebildeten Werte sind aus Kapitel 4.2 übernommen und es wird auf das in Abbildung 5 illustrierte Diagramm sowie auf die Tabelle 4 verwiesen. In weiterer Folge wird in den Herausziehversuchen (siehe Kapitel 7.3) die horizontale Zugkraft gemessen und mit den obig genannten Annahmewerten verglichen.

Ein weiterer nötiger Wert für die Berechnung der Verankerungslänge ist der Wert der charakteristischen Normalspannung $\sigma_{v,k}$. Dieser ist in Abhängigkeit von der Wichte γ [kN/m³] und der Schüttstreifenhöhe h [m] nach folgender Formel zu errechnen.

$$\sigma_{v,k} = \gamma \cdot h \quad [\text{kN/m}^2] \quad \dots(7)$$

Anhand dem in *Abbildung 46* dargestellten Diagramm wird der Einfluss der Schüttstreifenhöhe h auf die Verankerungslänge $L_{A,ges}$ gezeigt. Dabei ist der charakteristische mittlere Reibungskoeffizient mit den Werten $f_{sg,k} = 0,3, 0,6$ und $0,9$ und die Wichte γ mit 15 und 20 kN/m³ variiert worden.

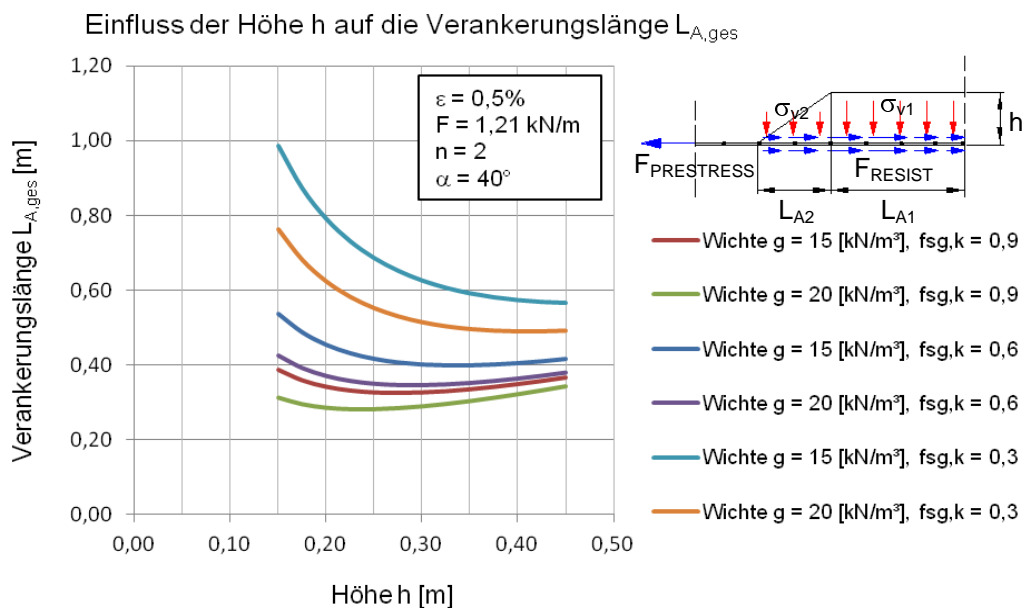


Abbildung 46: Diagramm, Einfluss der Schüttstreifenhöhe h , $n = 2$, Wichte γ , $f_{sg,k}$

Die Steigung am Ende der Kurven mit $f_{sg,k}$ von $0,9$ und $0,6$ lässt sich auf die geometrischen Eigenschaften von L_{A2} zurückführen.

Weiters wurde - wie in *Abbildung 47* zu sehen ist - eine Variation der Dehnung ε und somit der Zugkraft F durchgeführt. Wie bereits beim obigen Diagramm wurden zwei unterschiedliche Wichten γ sowie drei verschiedene Reibungskoeffizienten $f_{sg,k}$ verwendet.

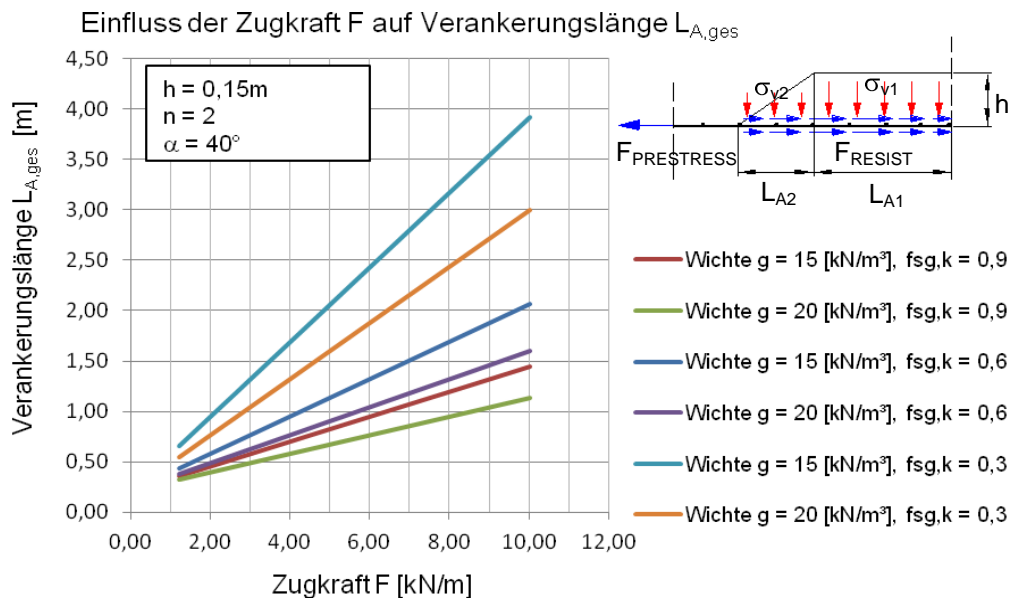


Abbildung 47: Diagramm, Einfluss der Zugkraft F , $n = 2$, Wichte γ , $f_{sg,k}$

Da die ersten Herausziehversuche (siehe Kapitel 7.3) ein anderes Systemverhalten zeigten - wobei das Geogitter nicht zwischen den beiden Schichten herausgezogen wurde, sondern der obere Schüttkörper weggezogen wurde - erfolgte eine Anpassung anhand der Anzahl der Reibungsflächen n . Standardmäßig geht dieser Wert mit dem Faktor 2 in den Formelapparat von (6) ein, wurde jedoch aus gegebenen Anlass auf 1 gesetzt. Die daraus folgenden Änderungen werden in den beiden folgenden Diagrammen gezeigt und können mit jenen aus Abbildung 46 und 47 verglichen werden.

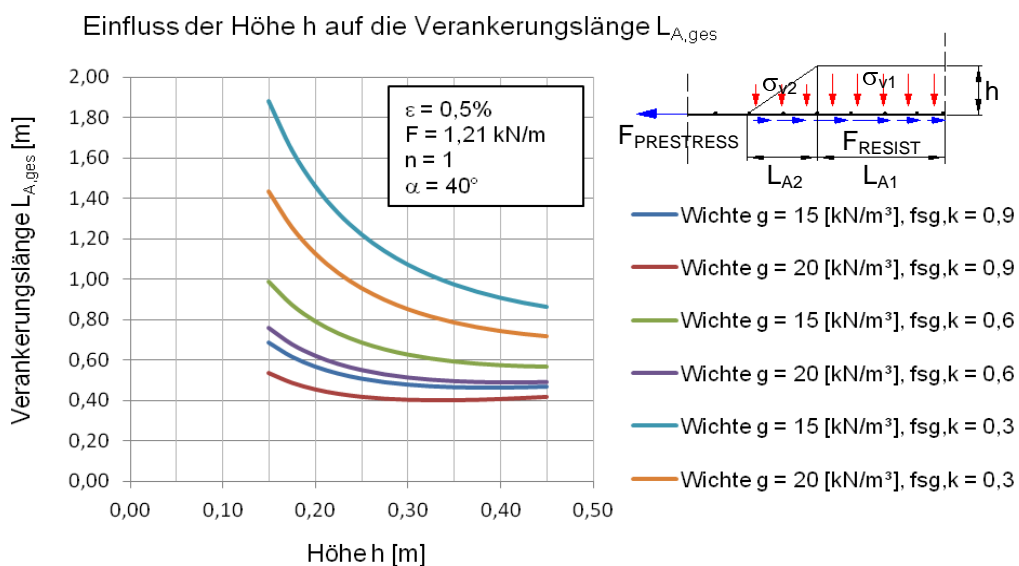


Abbildung 48: Diagramm, Einfluss der Schüttstreifenhöhe h , $n = 1$, Wichte γ , $f_{sg,k}$

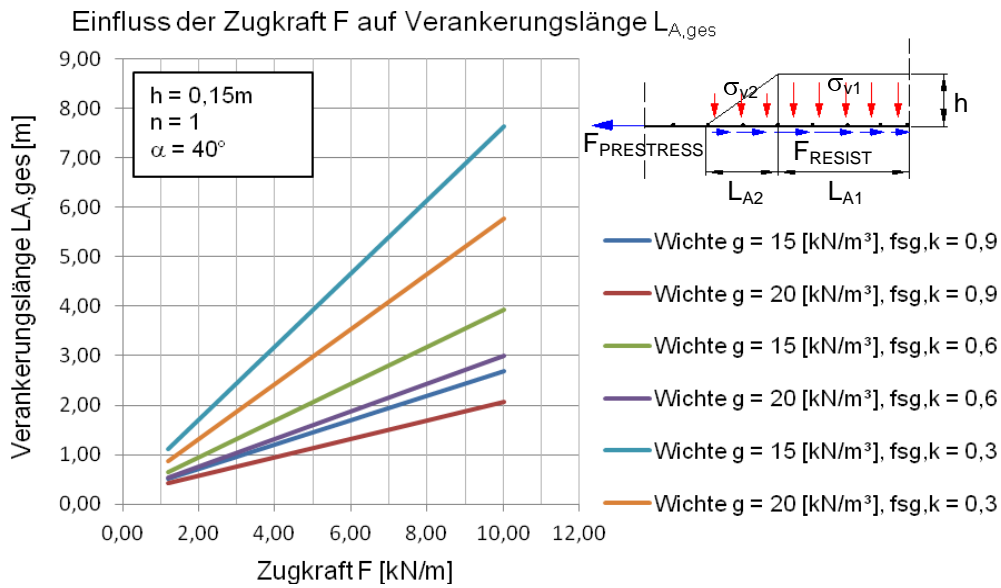


Abbildung 49: Diagramm, Einfluss der Zugkraft F, n = 1, Wichte γ , $f_{sg,k}$

Ein weiterer Parameter, der für die Lösung der Gleichung (6) nötig ist, ist der charakteristische Wert für den mittleren Reibungskoeffizienten zwischen Boden und Geokunststoff. Dieser setzt sich wie folgt zusammen:

$$f_{sg,k} = \lambda \cdot \tan \varphi_k \quad [-] \quad \dots(8)$$

mit:

$$\lambda = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi} \quad [-] \quad \text{Verbundbeiwert für Reibung} \quad \dots(9)$$

$\tan \delta$ [-] Reibungsbeiwert Geokunststoffe / Boden

$\tan \varphi$ [-] Reibungsbeiwert Boden

$\tan \varphi_k$ [-] char. Reibungsbeiwert Boden

Zur Vereinfachung der Modellierung wird der Verbundbeiwert für Reibung λ mit 0,9 angenommen. Der Ansatz aus der EBGeo (2009) [08] mit einem Wert von 0,5 für λ bei nicht Vorliegen von Untersuchungsergebnissen wurde nicht weiter betrachtet. Durch die Variation von $f_{sg,k}$ in den gezeigten Diagrammen (Abbildung 46 bis 49) ist dieser Bereich jedoch auch abgedeckt. Mit den aus 4.1 bekannten inneren Reibungswinkeln von 40 bis 42° ergeben sich für $f_{sg,k}$ mit $\lambda = 0,9$ Werte von 0,76 bis 0,81.

Eine weitere Vereinfachung aufgrund des verwendeten Schüttmaterials ist die Annahme, dass keine Kohäsion wirkt und der Scherbeiwert $f_{scg,k}$ vernachlässigt werden kann.

Im zweiten Schritt der Modellierung des Konzeptes des Vorspanngrabens wird auf die Ermittlung der Geometrie des Grabens eingegangen. Dieser wird idealisiert als Trapez angenommen und kann bei einem Böschungswinkel α von 90° eine rechteckige Form annehmen. Die drei nötigen Eingangsparameter sind die Länge des Geogitters L , die gewünschte Dehnung ε und der sich einstellende Böschungswinkel α . Die weiteren in Abbildung 50 dargestellten Variablen b und c fallen bei der Berechnung der erforderlichen Grabentiefe t weg.

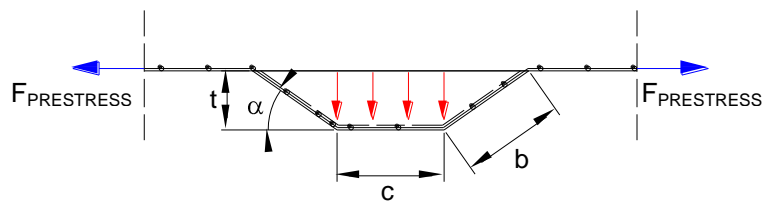


Abbildung 50: Parameter des Vorspanngrabens

In dem folgenden Diagramm ist der Einfluss des Böschungswinkels α auf die Grabentiefe t des Trapezes bei unterschiedlichen Geogitterlängen L und Dehnungen ε dargestellt.

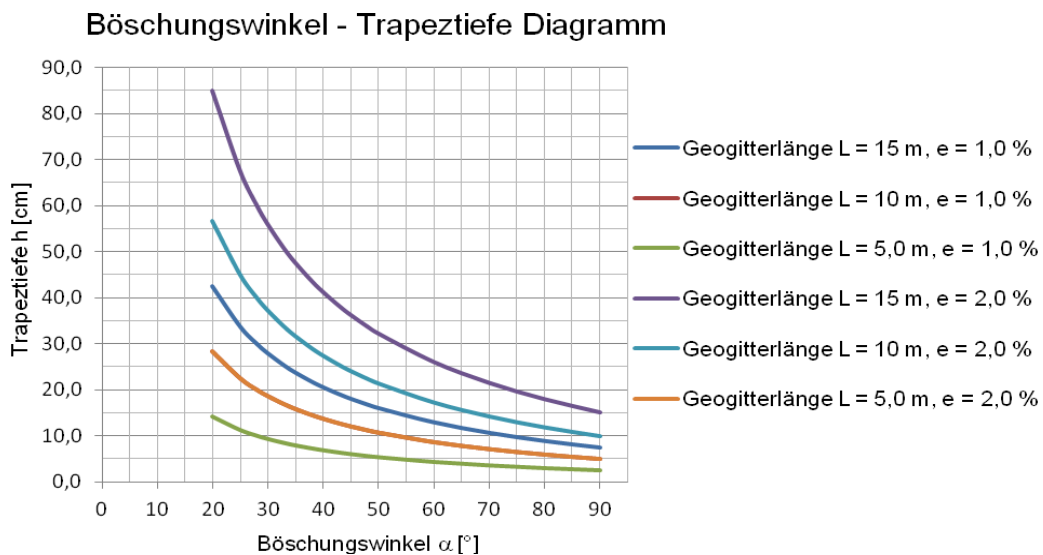


Abbildung 51: Diagramm, Einfluss des Böschungswinkels α , Länge L , Dehnung ε

Die Tiefen des Vorspanngrabens für unterschiedliche Dehnungen ε des Geogitters unter einem spezifischen Böschungswinkel α von 40° und der verwendeten Gitterlänge L von 3.0 m sind in Tabelle 8 dargestellt. Die Angaben der Tiefe in Zentimeter sind für die Durchführung des in Kapitel 7.2 beschriebenen Versuchs nötig.

Tabelle 8: Trapeziefen in cm für Dehnungen ε von 0.5-3.0%

Nötige Eingabeparameter					
Länge des Geogitters			L	[m]	
Dehnung des Geogitters			ε	[%]	
Böschungswinkel des Trapezes			α	[°]	
Geogitterlänge L [m]		3,0			
ε	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
α					
30	2,8	5,6	8,4	11,2	16,8
35	2,4	4,8	7,1	9,5	14,3
40	2,1	4,1	6,2	8,2	12,4
45	1,8	3,6	5,4	7,2	10,9
50	1,6	3,2	4,8	6,4	9,7

6.3 Modellierung des Konzeptes zur Befestigung von Geogittern

Die im Kapitel 5.3 erarbeiteten Konzepte zur Befestigung von Geogittern sollen hier näher betrachtet werden. Beim ersten Konzept wird auf das vorangegangene Kapitel verwiesen, da hier die Verankerung des Geogitters mittels Aufschüttung sehr ausführlich beschrieben und das Modell mit den erforderlichen Berechnungen erstellt wurde.

Für den unter Umständen nötigen Verankerungsgraben sei an dieser Stelle die dazugehörige Formel zur Berechnung der Schichthöhe des Grabens angeführt:

$$h_G = h_s - 2 \cdot d_{k, \max} \quad \dots(10)$$

Mit:

- $h_{g, \dots}$ Höhe Verankerungsgraben
- $h_{s, \dots}$ Lagenabstand Geogitter
- $d_{k, \max, \dots}$ Maximales Größtkorn des Schüttmaterials

Als weiteres Konzept zur Befestigung von Geogittern wurde die Verwendung von Bügeln aus Bewehrungsstahl angedacht. Dabei soll die eingeleitete Zugkraft, $F_{\text{PRESTRESS}}$, durch den sich aufbauenden Erddruck, F_{RESIST} , in den Untergrund geleitet werden. Die geringe Fläche und

Einbindetiefe L der Bügel erfordert eine hohe Anzahl an verbauten Bügeln. Als wahrscheinlicher Versagensmechanismus kann ein Schrägstellen mit anschließendem Herausziehen des Bügels angenommen werden.

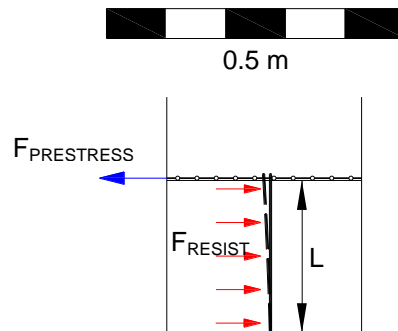


Abbildung 52: Einwirkungen Verankerungsbügel

Auf Grund von fehlenden Eingangsparametern und Versuchsergebnissen ist es nicht möglich, eine Modellierung durchzuführen, weswegen die Konzepte der Metallbügel und Verankerungsleisten genaueren Untersuchungen unterzogen werden müssten.

7 Versuchstechnische Umsetzung der Konzepte im Labor

Die Umsetzung der unter Punkt 5 modellierten Konzepte erfolgte im Labor des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz. Im folgenden Punkt wird die Versuchseinrichtung erläutert.

7.1 Beschreibung der Versuchseinrichtung und dessen Umbau

Die Versuchseinrichtung wurde im Zuge des Forschungsprojektes „Prestressed reinforced soil“ nach Lackner (2012) [16] durch Brkić, Dijak und dem Autor dieser Arbeit zur Ausführung gebracht. Die *Abbildung 53* zeigt die Versuchseinrichtung in ihrem errichteten Zustand. Die in die Seitenwand eingearbeiteten Sichtfenster ermöglichen eine genauere Betrachtung der Interaktion von Geogitter und Boden sowie eine Particle Image Velocimetry, kurz PIV-Analyse. Die Kastenkonstruktion sowie die Vorspanneinrichtung wurden aus Holz hergestellt. Zur Aufbringung der Last beim Verdichten und Prüfen der Schüttkörper dient eine weggesteuerte hydraulische Presse mit einer maximalen Druckkraft von 50 kN. Ein massiver Stahlrahmen, bestehend aus zwei Hohlprofilen 160 x 80 x 12.5 mm, die mit zwei Gewindestangen Durchmesser 25 mm verbunden sind, stellen das Widerlager für die Presse dar. Die Einleitung der Zugkraft in das Geogitter erfolgt über die Vorspanneinrichtung. Diese besteht aus einem Abstützbauwerk und einem per Hand betriebenen Hydraulikzylinder. Eine sehr genaue Beschreibung der Versuchseinrichtung ist der Arbeit von Brkić (2011) [03] zu entnehmen.

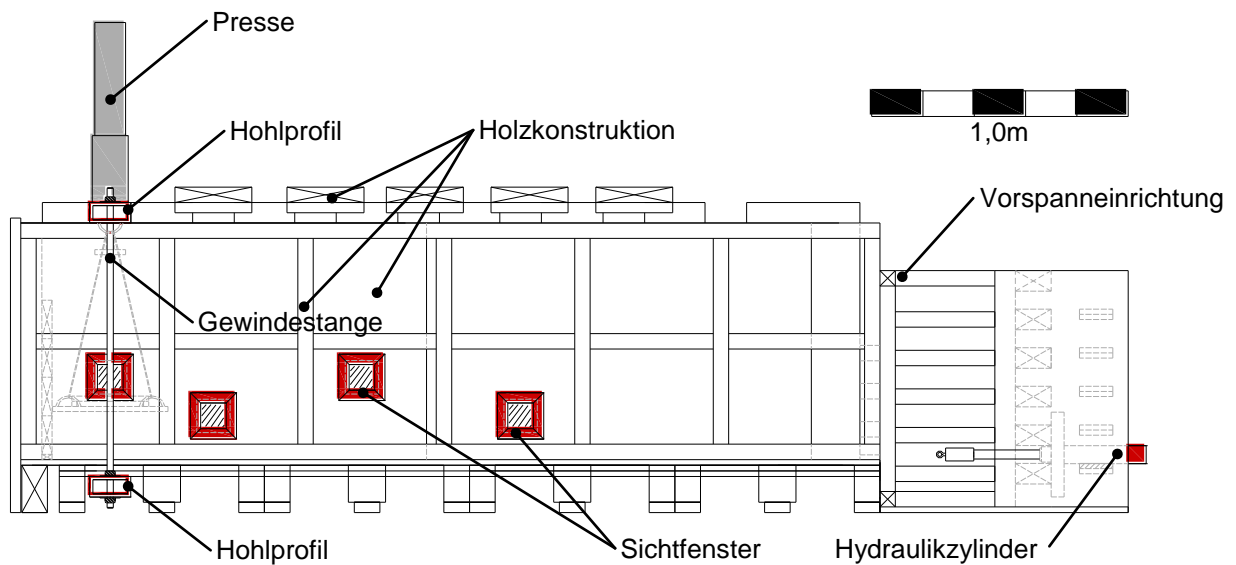


Abbildung 53: Versuchseinrichtung im derzeitigen Zustand

7.1.1 Umbau Versuchseinrichtung

Für die in dieser Masterarbeit entwickelten Versuche sind die in *Abbildung 53* dargestellten Sichtfenster zu klein bzw. an einer ungeeigneten Position. Daher war es nötig, die Versuchseinrichtung umzubauen und die Sichtfenster durch ein größeres zu ersetzen. Maßgebend für die Wahl der Größe des Sichtfensters ist der Versuch des in Kapitel 6.2 modellierten Vorspanngrabens. In *Abbildung 54* ist der durchgeführte Umbau mit dem neuen Seitenfenster ersichtlich.

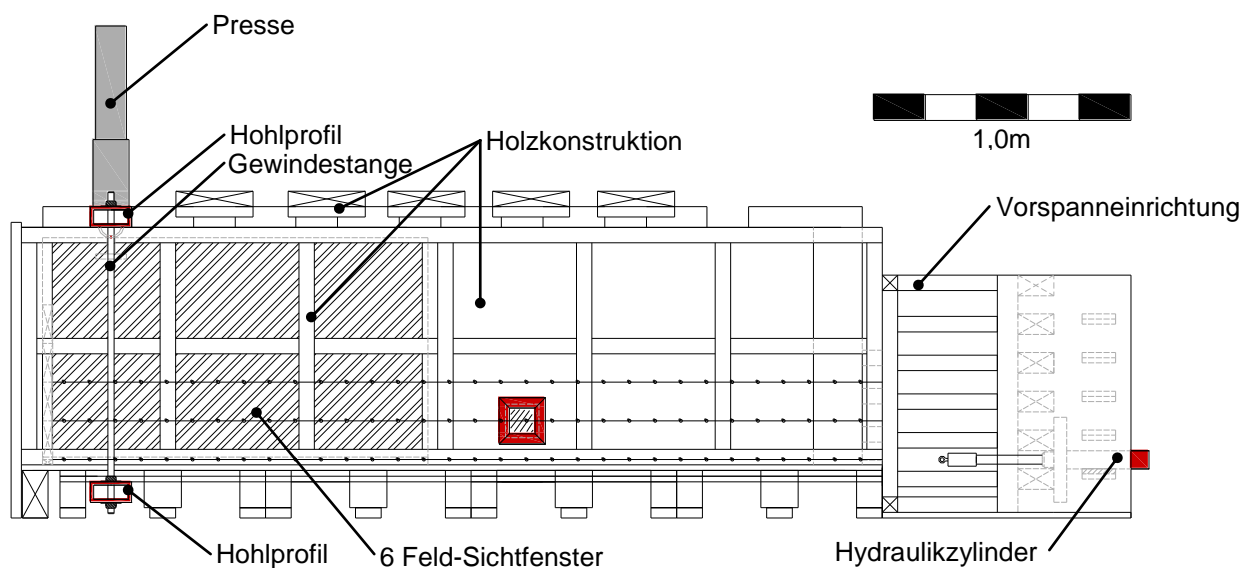


Abbildung 54: Versuchseinrichtung mit Sichtfenster über 6 Felder

Für das neue Sichtfenster wurde gegossenes Acrylglas der Stärke 20 mm gewählt. Um eine bündige Innenfläche mit der 40 mm starken Wandkonstruktion zu erhalten, wurde die Holzriegelkonstruktion im Bereich der Acrylglasplatte um 20 mm verstärkt. Aufgrund des Vorhandenseins einer solchen Platte im Labor des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau wurde der Umbau an die Plattengröße angepasst.

Um bei sämtlichen Versuchen nicht nur die aufgebrachte Zugkraft durch die in Kapitel 7.1.2 beschriebene Wägezelle, sondern auch die Dehnung des verwendeten Geogitters messen zu können, wurde ein bereits vorhandener Seilzug-Wegaufnehmer (Beschreibung siehe Brkić (2011) [03]) an der Vorspanneinrichtung montiert. Durch eine Halteklammer wurde der Wegaufnehmer direkt am Gitter befestigt. Diese besteht aus einem dünnen L-förmigen und einem geraden Blech mit den Abmessungen 40 x 40 mm. Eine durch mittige Bohrungen in den Blechen geführte Schraube verbindet diese und klemmt das Geogitter ein. Eine Bohrung im nach oben stehenden L-Profil ermöglicht das Einhängen des Seilzug-Wegaufnehmers und reduziert die unnötig aufgezeichneten Wege bis zur ersten Kräfteinleitung in das Geogitter.

7.1.2 Zusätzliche Messtechnik

Für die Messung der Vorspannkraft des Geogitters wird eine Druck- und Zugwägezelle mit einer maximalen Nennlast mit 20 kN benötigt. Dies wurde durch eine S-förmige Wägezelle S21S von Bosche Wägetechnik mit einer Nennlast von 20 kN erfüllt. Dabei handelt es sich um eine Druck- und Zugkraftmessdose aus legiertem Stahl, die nach OIML R60 der Genauigkeitsklasse von 0,03 entspricht. Durch die Montage von Halteösen wurde sie für die Versuche adaptiert und ist in dieser Form in der folgenden Darstellung abgebildet.

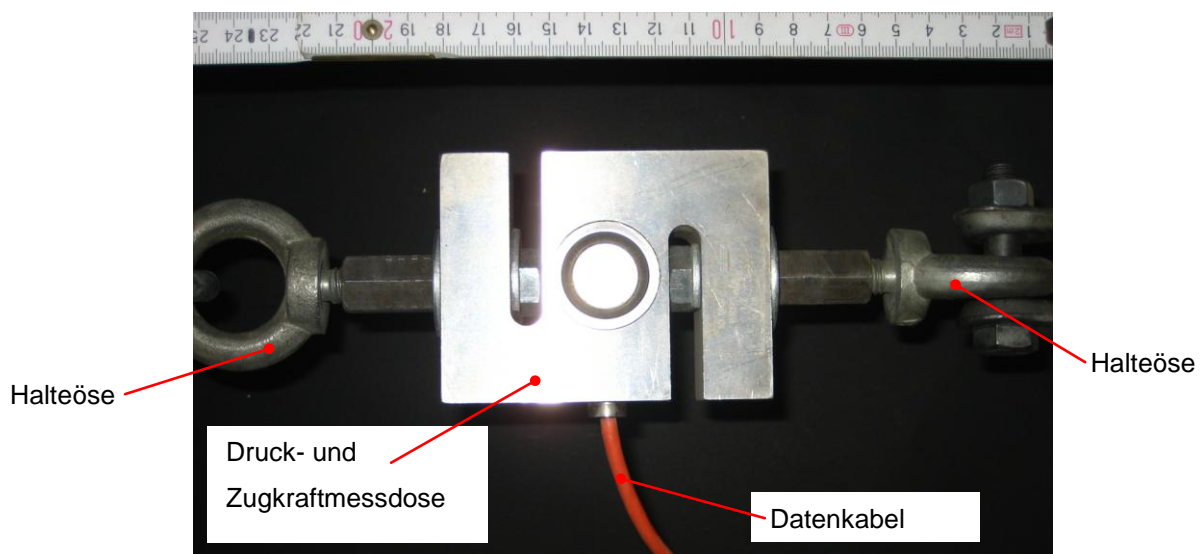


Abbildung 55: Druck- und Zugkraftmessdose S21S, eingebauter Zustand

Die sonstige Messtechnik entspricht jener, die für die Versuche von Brkić (2011) [03] verwendet wurde. Auch der Datalogger Spider 8 von HBM kam wieder zur Anwendung. Für genauere Informationen zu Messtechnik und Datalogger sei auf die genannte Arbeit verwiesen.

7.2 Versuchstechnische Umsetzung des Konzeptes des vorgespannten Geogitters durch einen Vorspanngraben

Die Umsetzung des Konzeptes des vorgespannten Geogitters durch Vorspanngraben erfolgt in mehreren Schritten, welche im Folgenden erläutert werden.

7.2.1 Versuchsvorbereitung

Neben der standardmäßigen Bereitstellung des Schüttmaterials und des Geogitters sind vor jedem Versuch die nötigen Protokolle zum Eintragen der verbauten Massen vorzubereiten. Bei allen Versuchen wurden die Messinstrumente und die Software, Catman 5.0 Professional von HBM vor Versuchsbeginn auf ihre einwandfreie Funktionsweise überprüft. Die Positionierung der Messinstrumente wird in der folgenden Abbildung gezeigt. Die anschließende Tabelle 9 fasst die verwendeten Messinstrumente und deren Meßgenauigkeit zusammen.

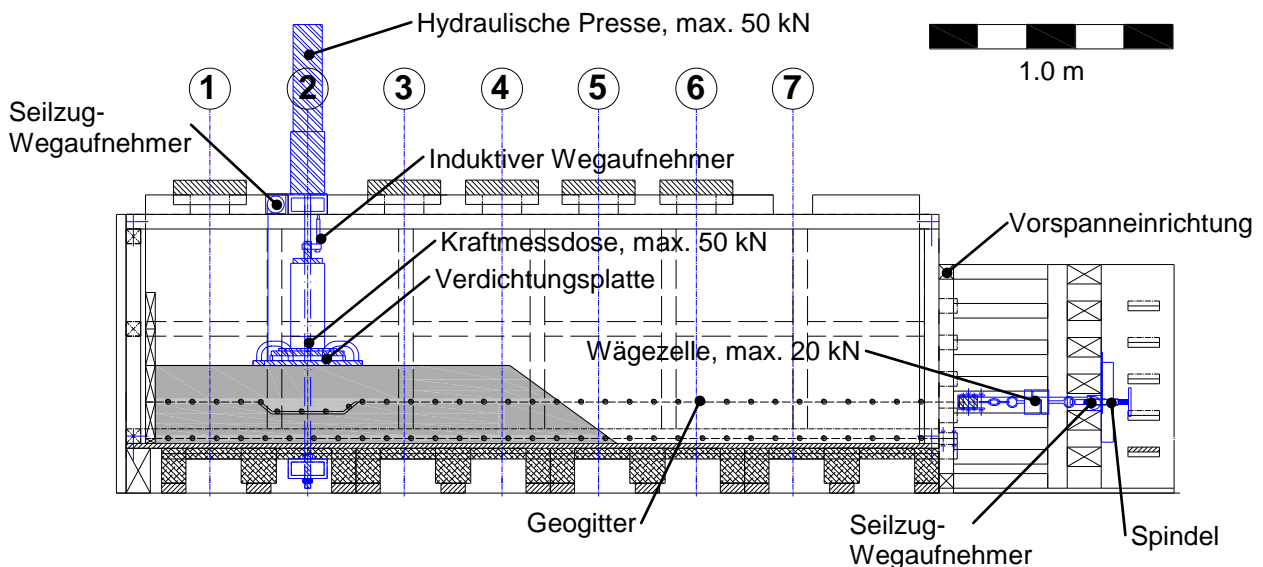


Abbildung 56: Lage der Messinstrumente und deren Bezeichnungen, Vorspanngraben

Tabelle 9: Verwendete Messinstrumente, Vorspanngraben

Messgeräte		Anzahl [-]	Messgrößen	Linearitätsabw.	Bezeichn.	Beschreibung
Seilzug-Wegaufnehmer	[-]	2	0-1500 [mm]	$\leq \pm 0,05\%$	s,d, ϵ	Wegmessung
Induktiver Wegaufnehmer	[-]	1	0-50 [mm]	$\leq \pm 0,2\%$	s,d	Wegmessung
Kraftmessdose 50 kN	[-]	1	0-50 [kN]	$\leq \pm 0,5\%$	F _v	Kraftmessung vertikal
Kraftmessdose 20 kN	[-]	1	0-20 [kN]	$\leq \pm 0,03\%$	F _h	Kraftmessung horizontal
Messuhr	[-]	1	0,01-30 [mm]	1/100mm	s,d	Verformungsmessung

Für die Umsetzung des Konzeptes des vorgespannten Geogitters durch einen Vorspanngraben wurde im Rahmen der Versuchsvorbereitung der hydraulische Zylinder (siehe Abbildung 53) durch eine Haltevorrichtung mit Spindel ersetzt (siehe Abbildung 57). Da bei diesen Versuchen aktiv nur sehr geringe Lasten von 0,06 kN auf das Geogitter aufgebracht werden, ist die mit einer maximalen Zugkraft von 1,6 kN belastbare Einrichtung vollkommen ausreichend. Vorteil der Spindel ist die nicht vorhandene Nachgiebigkeit.

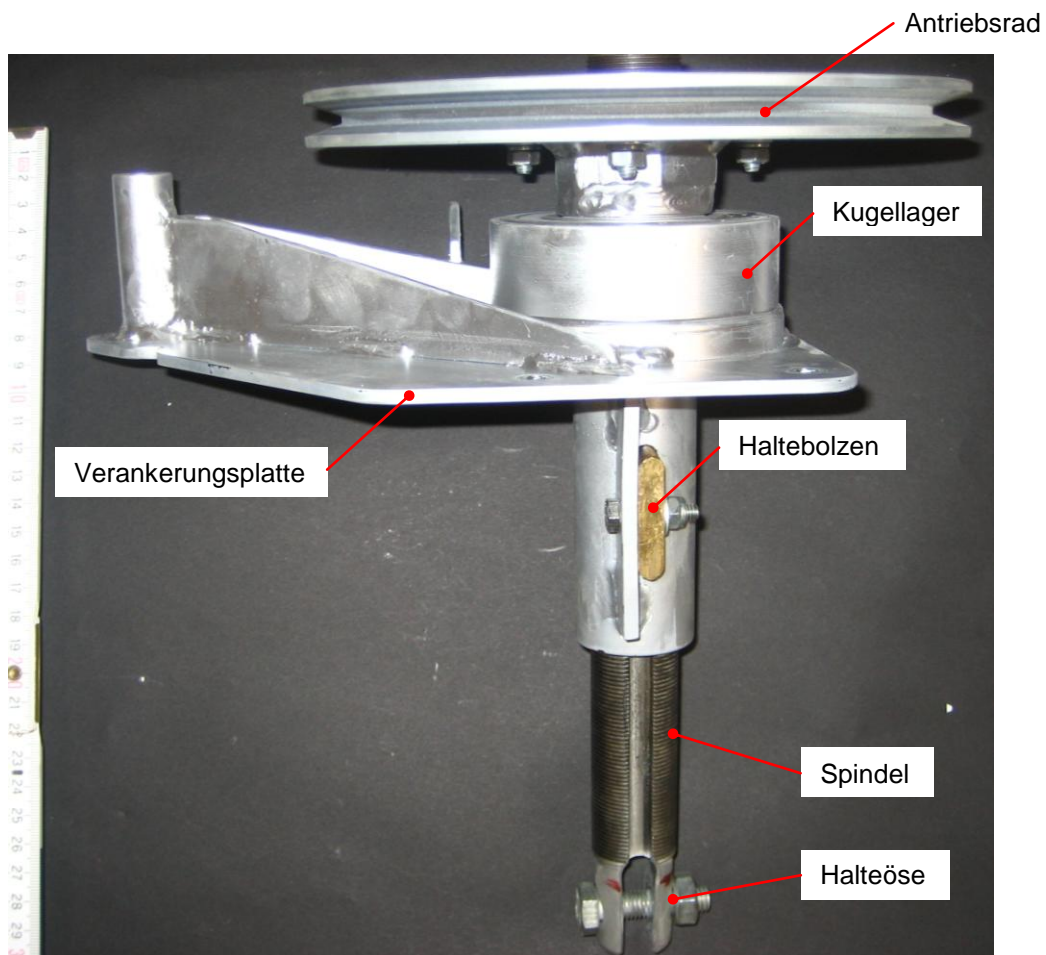


Abbildung 57: Spindeltrieb zur Fixierung des Geogitters

Die Montage des Spindeltriebs erfolgt durch Verschrauben der Verankerungsplatte an der Vorspanneinrichtung. Durch das Antriebsrad kann die Spindel ein- und ausgefahren werden,

wobei ein Haltebolzen die Rotation dieser verhindert. Die in *Abbildung 55* dargestellte Wägezelle wird an die Halteöse der Spindel gehängt. Die genauen Spezifikationen für diese Konstruktion finden sich in Poprask (2012) [20].

Weiters verlangt der angeführte Versuch im Bereich des Vorspanngrabens einen Rieselschutz. Dieser soll - wie in Kapitel 5.2.3 beschrieben - ein Durchfallen der Körner durch das Geogitter verhindern und ist dementsprechend vorzubereiten.

Als letzter Punkt der Versuchsvorbereitung ist die zur Anwendung kommende digitale Spiegelreflexkamera Nikon D70s zu überprüfen. Die Batterieanzeige der Kamera soll vor etwaigen Bilderserien für eine PIV-Analyse mindestens einen halb vollen Akku anzeigen. Ist dies nicht der Fall, empfiehlt es sich, den Reserveakku zu verwenden und den entnommenen Akku umgehend aufzuladen. Es ist ebenfalls auf die Reinheit des Objektivs und des Bildsensors zu achten. Dies lässt sich gut durch ein Foto eines hellen, am besten weißen, Hintergrunds überprüfen. Sollten Verschmutzungen auftreten, so ist das Objektiv mit einem weichen Tuch bzw. der Sensor durch kamerainterne Selbstreinigung zu säubern.

7.2.2 Versuchsprozedur

Vorab ist festzulegen, welche Versuche durchgeführt werden sollen. Dies wird durch das in Tabelle 10 gezeigte Versuchsprogramm bewerkstelligt, das der Übersichtlichkeit bzw. der späteren Zuordnung der Versuche dient, da die Versuchsnummer fortlaufend ist.

Tabelle 10: Versuchsprogramm des Konzeptes des Vorspanngrabens

Versuchsprogramm des Konzeptes des Vorspanngrabens												
x...durchzuführen					-...nicht durchzuf.							
Dehnung ε_{erf} 0,5 [%]					Dehnung ε_{erf} 1,0 [%]				Dehnung ε_{erf} 2,0 [%]			
Versuchsnr.:	h = 15,0 [cm]	h = 20,0 [cm]	h = 30,0 [cm]	prüfen	h = 15,0 [cm]	h = 20,0 [cm]	h = 30,0 [cm]	prüfen	h = 15,0 [cm]	h = 20,0 [cm]	h = 30,0 [cm]	prüfen
1	x	-	-	x								
2					x	-	-	x				
3					x	-	-	x				

Beginnend mit einer gesäuberten Versuchseinrichtung wird die unterste Schüttlage aufgebracht. Diese ist zwischen 2 und 2.5 cm hoch, hat die Breite der Versuchseinrichtung

von 100 cm und ist in der Regel 10 bis 20 cm länger als die folgende Schüttlage. Markierungen an den Seitenwänden helfen beim Abziehen, so dass eine annähernd gleiche Höhe sowie ebene Fläche erreicht wird. Durch das Notieren der eingebauten Masse und den Abmessungen der Schüttlage kann bei der Versuchsauswertung auf die Schüttdichte bzw. den Porenanteil rückgeschlossen werden. Dies gilt in weiterer Folge für jeden eingebauten Schüttstreifen. Nach erfolgtem Abziehen wird die zweite Schüttschicht, an der Rückwand beginnend, aufgebracht und ebenfalls eine waagrechte Oberfläche hergestellt. Auf den Einbau einer Geogittereinlage über der 2 cm Schüttschicht wurde verzichtet. Im nächsten Schritt wird mit Hilfe einer Abfüllschaufel der Vorspanngraben mit der für die zu erzielende Dehnung ermittelte Tiefe (siehe Kapitel 6.2, Tabelle 8) ausgehoben. Die Symmetrieachse des trapezförmigen Grabens befindet sich genau in Achse 2 der Versuchseinrichtung (siehe Abbildung 56). Als Sohlbreite wurden 35 cm gewählt, um beim Fotografieren möglichst den gesamten Vorspanngraben in einem Blickfenster der Acrylglasplatte ablichten zu können. Nach dem Vermessen des Vorspanngrabens sowie dem Aufzeichnen der entnommenen Masse wird das in der Versuchsvorbereitung zurechtgelegte Geogitter an der Rückwand fixiert. Mit Hilfe von weißer Farbe werden die Einspannung an der Rückwand sowie die im Fotobereich liegenden Querstrangenden markiert.



Abbildung 58: Markierte Querstrangenden des Geogitters

Dies dient einerseits der Kontrolle von einem etwaigen Herausziehen des Geogitters von der rückwertigen Fixierung, andererseits ermöglichen die weißen Markierungen eine bessere Verfolgung der Geogitterbewegung durch das Seitenfenster zur Aufnahme von Fotos für eine PIV-Analyse. Anschließend wird das Geogitter an der offenen Seite des Versuchsaufbaus mittels Klemmbalken fixiert und durch den in Abbildung 57 dargestellten Spindeltrieb mit einer Kraft von 0,06 kN gespannt. Dies wird durch eine mitlaufende Messung in Echtzeit überwacht. Nach Aufbringen eines Rieselschutzes im Bereich des Vorspanngrabens wird der obere Schüttstreifen aufgetragen.

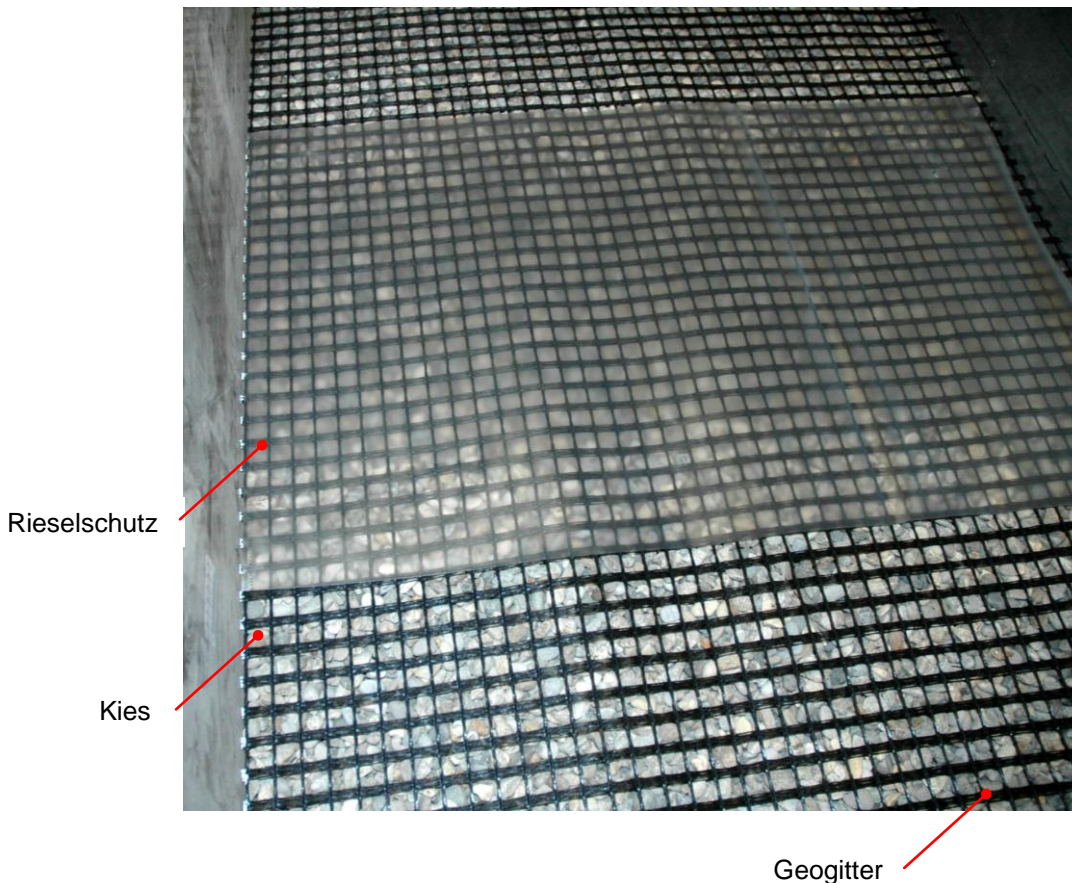


Abbildung 59: Aufbringen des Rieselschutzes

Dabei sind zwei unterschiedliche Abfolgen des Aufschüttens untersucht worden. Bei der ersten Methode wird wie bereits bei den vorangegangenen Schüttschichten an der Rückwand begonnen und sukzessive bis zum Erreichen der erforderlichen Länge nach vorne aufgeschüttet. Nach dem horizontalen Abziehen der gesamten Schüttschicht wird der Bereich über dem Vorspanngraben mittels Hydraulikpresse und Verdichtungsplatte verdichtet und geprüft. Die zweite Abfolge beginnt mit dem Aufschütten der Schüttschicht über dem Vorspanngraben. Ist die nötige Kronenbreite von 45 cm - sprich die Breite der Verdichtungsplatte - erreicht und waagrecht, wird der Schüttkörper verdichtet. Daraus soll eine höhere Vorspannung des in beide Richtungen frei liegenden Geogitters erreicht werden. Anschließend erfolgen das Aufschütten des restlichen Schüttstreifens und die Prüfung des Bereiches über dem Vorspanngraben. Während des Verdichtungsvorgangs wird bei beiden Methoden im Abstand von 30 Sekunden fotografiert und die durch die Verdichtung zusätzlich erzeugte Vorspannkraft sowie die daraus resultierende Dehnung des Geogitters gemessen und aufgezeichnet. Bei sämtlichen Versuchen wird bei der Prüfung die Lastplatte mit einem Durchmesser von 24 cm bis auf 35 mm in die Schüttschicht gedrückt und die dabei erzeugte vertikale Kraft gemessen und aufgezeichnet. Nach dem Beenden des Versuchs wird der aufgeschüttete Kies und die Geogittereinlage entfernt und der Ausgangszustand des Versuchsaufbaus für den nächsten Versuch wieder hergestellt.

7.2.3 Versuchsdurchführung

Der Versuch mit der fortlaufenden Versuchsnummer 1 folgte den im vorherigen Kapitel angeführten Arbeitsschritten. Dabei handelte es sich um einen Versuch, bei dem die oberste Schüttschicht als Gesamtes aufgeschüttet wurde. Die sogenannte ‚Unterlagsschicht‘ hatte die Abmessungen 282 x 100 x 2,5 cm, eine Schüttdichte von 1,64 t/m³ und einen Porenanteil n von 39,9 %. Nach dem Abziehen der Unterlagsschicht erfolgte das Einbringen der zweiten Schüttlage SL1 mit der Länge der unteren Fläche von 221 cm, der Länge der oberen Fläche von 205 cm und einer Schütthöhe von 15 cm. Durch die verbaute Masse von 506 kg ergab sich eine Schüttdichte von 1,58 t/m³ mit einem Porenanteil n von 41,8 %. Anschließend wurde der Vorspanngraben mit einer Sohlbreite von 35 cm und einer für die Dehnung von 0,5 % ermittelten Tiefe von 2,1 cm ausgehoben. Die dabei entnommene Masse betrug 8,66 kg. Danach wurde das ca. 300 cm lange Geogitter an beiden Seiten fixiert und markiert. Nach dem Verlegen des Rieselschutzes, einer 100 cm langen und 60 cm breiten PE-Folie, wurde die oberste Schüttschicht von der Rückseite beginnend aufgeschüttet. Die Abmessungen betragen 183 cm an der Unterseite sowie 167 cm an der Oberseite des Trapezes mit einer Höhe von 15 cm. Mit der aufgeschütteten Masse von etwa 405 kg erhielt man eine Schüttdichte von 1,51 t/m³ und einen Porenanteil von 44,6 %. Im nächsten Schritt wurde der Bereich über dem Vorspanngraben mit einer Last von 40,33 kN verdichtet. Dabei stellte sich eine Setzung der Verdichtungsplatte von 0,5 cm ein.

Tabelle 11: Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 1

Bezeichnung	Masse [kg]	Abmessungen [m]	Kubatur [m ³]	Schüttdichte [t/m ³]	Porenanteil n [%]
Unterlagsschicht	115,70	2,82 x 1,00 x 0,025	0,071	1,64	39,9
Schüttlage 1	505,96	(2,21 + 2,05)/2 x 1,00 x 0,15	0,320	1,58	41,8
Schüttlage 2	405,26	(1,83 + 1,67)/2 x 1,00 x 0,15	0,269	1,51	44,6

Anschließend erfolgt die Prüfung des verdichteten Bereiches. Das Ergebnis ist in Kapitel 7.2.4 angeführt.

Da der Versuch Nummer 2 gleich wie der Versuch 1 ablief, werden nur die Unterschiede in der Ausführung aufgezeigt und zusammenfassende Tabellen dargestellt. Der größte Unterschied resultierte aus der Tiefe des Vorspanngrabens. Da in Versuch 2 eine Dehnung von 1,0 % erreicht werden sollte, wurde der Graben auf eine Tiefe von etwa 4,1 cm ausgehoben. Die entnommene Masse betrug 22,82 kg. Die Verdichtung erfolgte mit einer Last von 40,06 kN, was eine Setzung von 0,9 cm zur Folge hatte.

Tabelle 12: Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 2

Bezeichnung	Masse [kg]	Abmessungen [m]	Kubatur [m ³]	Schüttdichte [t/m ³]	Porenanteil n [%]
Unterlagsschicht	91,08	2,41 x 1,00 x 0,025	0,060	1,51	44,4
Schüttlage 1	484,80	(2,13 + 1,95)/2 x 1,00 x 0,15	0,306	1,58	41,8
Schüttlage 2	443,04	(1,83 + 1,67)/2 x 1,00 x 0,15	0,277	1,60	41,3

Die Versuchsergebnisse sind wiederum in Kapitel 7.2.4 angeführt.

Versuch Nummer 3 glich dem Versuch 2 in der zu erzielenden Dehnung von 1,0 % und dem daraus folgendem Ausheben eines ca. gleich tiefen Grabens (4,0 cm) mit der annähernd gleichen entnommenen Masse (21,24 kg), unterschied sich aber durch die Abfolge der Aufschüttung des oberen Schüttstreifens von diesem. Wie in der in Kapitel 7.2.2 beschriebenen zweiten Methode, wurde bei diesem Versuch mit dem Aufschütten im Bereich des Vorspanngrabens begonnen. Der so erzeugte Schüttkörper hatte eine Fußbreite von 95 cm auf dem Niveau der Vorspanngrabenoberkante sowie eine Kronenbreite von 56 cm. Nach dem Verdichten mit einer vertikalen Belastung von 30,69 kN wurde der restliche Schüttstreifen aufgeschüttet. Die eingebauten Massen sowie daraus resultierende Parameter sind wieder in Tabellenform dargestellt.

Tabelle 13: Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 3

Bezeichnung	Masse [kg]	Abmessungen [m]	Kubatur [m ³]	Schüttdichte [t/m ³]	Porenanteil n [%]
Unterlagsschicht	95,16	2,49 x 1,00 x 0,025	0,062	1,53	43,8
Schüttlage 1	489,02	(2,14 + 1,95)/2 x 1,00 x 0,15	0,307	1,59	41,4
Schüttlage 2	388,6	(1,57 + 1,44)/2 x 1,00 x 0,15	0,241	1,62	40,6

7.2.4 Versuchsergebnisse

Im folgenden Kapitel werden die Ergebnisse der einzelnen Versuche aufbereitet und zur besseren Vergleichbarkeit gemeinsam in Diagramm- oder Tabellenform wiedergegeben.

Der erste Punkt der Auswertung zeigt, ob das Konzept des Vorspanngrabens in der gedachten Weise funktioniert. Anhand der folgenden Tabelle 14 werden die erzeugten Zugkräfte im Geogitter dargestellt. Diese setzen sich aus der Zugkraft des Vorspannens, welche bei allen Versuchen 0,06 kN betrug, den Zugkräften resultierend aus der Aufschüttung und einer etwaigen Zugkraft aus der Verdichtung zusammen.

Tabelle 14: Zusammenfassung Vorspannkraft Geogitter

Vorspannkraft in Geogitter							
Versuchsnummer	erf. Dehnung ε_{erf} [%]	stat. Dehnung $\varepsilon_{\text{stat}}$ [%]	Schüttlagenhöhe h [cm]	Kraft aus Vorspannung [kN]	Kraft aus Aufschüttung [kN]	Kraft aus Verdichtung [kN]	Summe Vorspannkraft [kN]
1	0,5	0,1	15,0	0,060	0,060	0	0,120
2	1,0	0,3	15,0	0,060	0,179	0	0,239
3	1,0	0,3	15,0	0,060	0,176	0,037	0,273

Die Ergebnisse zeigen, dass die halbe Dehnung des ersten Versuchs auch in einer Halbierung der Gesamt-Vorspannkraft im Vergleich zum zweiten Versuch resultiert. Dies zeigt auch die gute Übereinstimmung von Versuch 1 und 2, die nach der in 7.2.2 beschriebenen ersten Methode aufgeschüttet wurden. Die Verdichtung hat bei diesen Versuchen nur lokalen Einfluss, welcher jedoch nicht gemessen werden konnte. Im dritten Versuch ist zwar die Zugkraft aus der Aufschüttung etwas geringer, jedoch wird hier durch die Verdichtung noch eine Laststeigerung erreicht. Durch die gewählte Aufschüttmethode von Versuch 3 ist davon auszugehen, dass am zweiten freien Bereich des Geogitters eine ähnlich große Vorspannkraft erreicht wurde. Vergleicht man die Gesamt-Vorspannkraft mit den in Kapitel 4.2 ermittelten Zugkräften für die jeweiligen Dehnungen, so sind die erreichten Vorspannkraft für die erforderliche Dehnung zu gering. Dennoch kann von einer guten Übereinstimmung des Kraft-Dehnungsverhältnisses der Vorspanngrabenversuche zu den ersten drei Zugversuchen in der Versuchseinrichtung gesprochen werden.

Da sich die Dehnungen im Geogitter lokal unterscheiden können, wurde eine Auswertung der Dehnungen im Vorspanngraben anhand von Fotos und dem CAD-Programm Autocad 2008 vorgenommen. Die ausgewerteten Fotos sind in den folgenden drei Abbildungen dargestellt. Die gestrichelte Linie zeigt die Ausgangsposition des Geogitters vor dem Aufschütten, die durchgezogene Linie gibt die Endposition nach dem Aufschütten und Verdichten wieder.



Abbildung 60: Vorspanngraben vor Aufschüttung, Versuch 1, 0.5 % Dehnung



Abbildung 61: Grafische Auswertung Versuch 1, 0.5 % Dehnung



Abbildung 62: Grafische Auswertung Versuch 2, 1.0 % Dehnung



Abbildung 63: Grafische Auswertung Versuch 3, 1.0 % Dehnung

Anhand der Bilder lässt sich der Unterschied zwischen den beiden Aufschüttmethoden deutlich erkennen. Während sich in Versuch 1 und 2 Hohlräume unter dem Geogitter bilden können, sind diese in Versuch 3 durch die sofortige Verdichtung nicht vorhanden. Die aus der grafischen Auswertung gewonnenen Parameter sind in Tabelle 15 dargestellt.

Tabelle 15: Zusammenfassung Längenänderung Geogitter im Vorspanngraben

Auswertung Längenänderung Vorspanngraben						
Versuch Nr.:	Dehnung $\varepsilon_{\text{erf.}}$ [%]	Schütthöhe h [cm]	Länge $L_{\text{ger.}}$ [cm]	Länge $L_{\text{par.}}$ [cm]	Längenänderung Δl [cm]	Dehnung $\varepsilon_{\text{vorh.}}$ [%]
1	0,5	15,0	31,90	32,04	0,14	0,44
2	1,0	15,0	43,12	43,71	0,59	1,37
3	1,0	15,0	48,11	49,22	1,11	2,31

Die in Versuch 3 ermittelte Dehnung ist deutlich zu hoch. Dies kann einerseits an einem durch das grobe Schüttmaterial zu tief ausgehobenen Graben liegen, andererseits könnten lokal wirklich höhere Dehnungen aufgetreten sein. Eine weitere Möglichkeit wäre, dass genau an der Außenseite das Geogitter tendenziell weiter nach unten gedrückt wird. Versuch 1 und 2 zeigen jedoch plausible Ergebnisse.

Im nächsten Schritt erfolgt die Auswertung der Prüfung des Bereiches über dem Vorspanngraben. Dabei werden nur die beiden Versuche mit einer Dehnung von 1,0 % miteinander verglichen. Bei Versuch 1 wurde keine Prüfung durchgeführt, da nur überprüft werden sollte, ob es zu einer genügend ausgeprägten Vorspannung des Geogitters kommt.

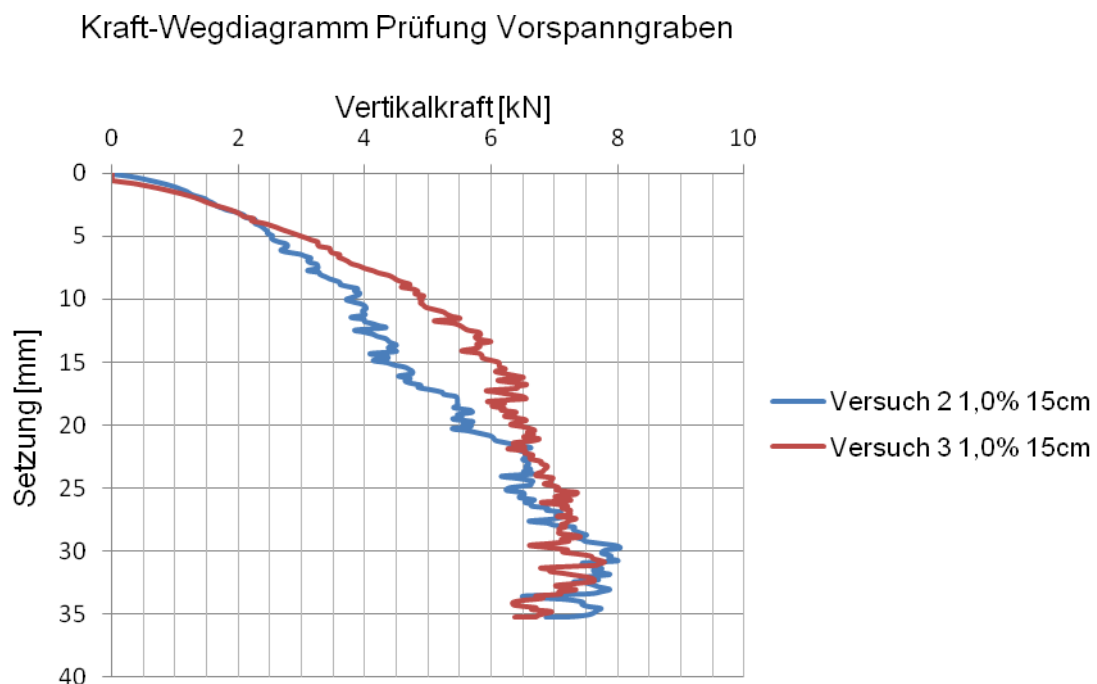


Abbildung 64: Kraft-Wegdiagramm Prüfung Versuche 2 und 3

Die bei der Prüfung erreichten Maximalwerte der vertikalen Kraft sind für Versuch 2 8,04 kN und für Versuch 3 7,79 kN bei beiden Versuchen ähnlich. Die Anfangssteifigkeit von Versuch

3 ist jedoch höher als jene von Versuch 2. Dies kann auf die höhere Dehnung von 2,31 % und der daraus resultierenden früheren Aktivierung des Geogitters zurückgeführt werden.

7.2.5 Zusammenfassung

Die Durchführung der Versuche hat gezeigt, dass das Konzept des Vorspannens eines Geogitters durch einen Vorspanngraben funktioniert. Über das gesamte Geogitter verteilt wird eine leichte Vorspannung erreicht. Wie sich die Vorspannung jedoch lokal entwickelt, konnte nur grafisch ausgewertet werden. Hier wären zur Überprüfung der Ergebnisse weitere Messungen z.B. durch Dehnungsmessstreifen nötig. Weiters konnte gezeigt werden, dass der Ablauf des Einbaus einen Einfluss auf die Vorspannung und vor allem auf deren Ausbreitung hat.

7.3 Versuchstechnische Umsetzung der Befestigung des Geogitters

Bei der Umsetzung der Befestigung von Geogittern wird versuchstechnisch allein auf die Verankerung durch eine Aufschüttung eingegangen. Die in den folgenden Kapiteln behandelte Art der Befestigung wurde in 5.3 als Herausziehversuch mit einem Softfacing konzeptioniert und im Zuge der Modellierung des Konzeptes des Vorspanngrabens modelliert. Versuche für Dehnungen größer als 1,0 % wurden nicht durchgeführt, da auch die vorangegangenen Versuche zum Vorspanngraben bis maximal 1,0% Dehnung ausgeführt wurden.

7.3.1 Versuchsvorbereitung

Die Vorbereitungen für den in weiterer Folge durchgeführten Herausziehversuch beinhaltet sämtliche Punkte des Kapitels 7.2.1. Ausnahme ist der verwendete Hydraulikzylinder anstelle der Spindel und der reduzierte Umfang der Messtechnik. Die Positionierung der Messinstrumente wird wieder anhand einer Abbildung dargestellt und in einer Tabelle zusammengefasst.

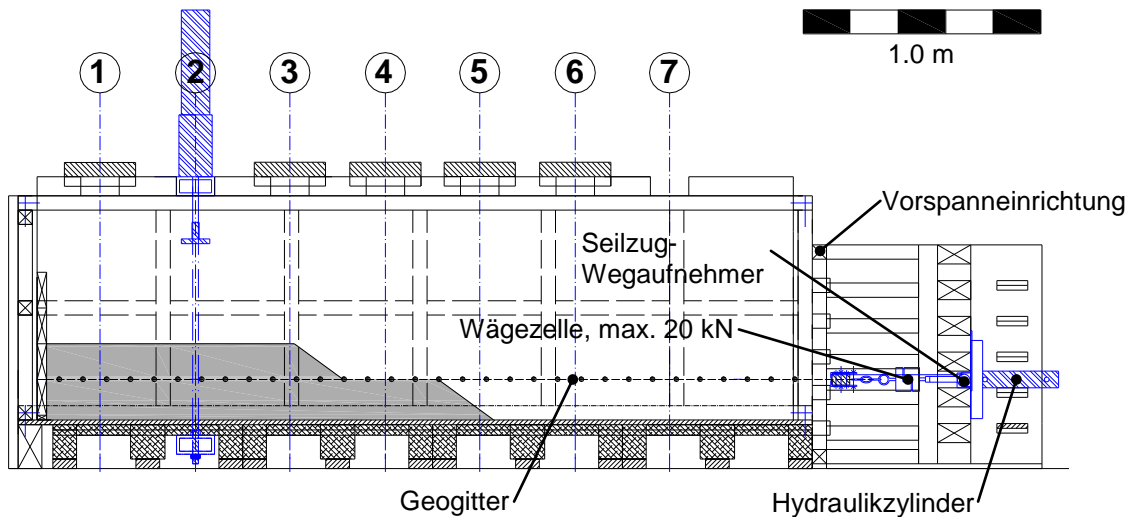


Abbildung 65: Lage der Messinstrumente und deren Bezeichnungen, Vorspanngraben

Tabelle 16: Verwendete Messinstrumente, Herausziehversuch

Messgeräte		Anzahl [-]	Messgrößen	Linearitätsabw.	Bezeichn.	Beschreibung
Kraftmessdose 20 kN	[-]	1	0-20 [kN]	$\leq \pm 0,03\%$	F_h	Kraftmessung horizontal
Seilzug-Wegaufnehmer	[-]	1	0-1500 [mm]	$\leq \pm 0,05\%$	s,d, ϵ	Wegmessung

7.3.2 Versuchsprozedur

Zu Beginn sind die durchzuführenden Versuche dem in der Versuchsvorbereitung erstellten Versuchsprogramm zu entnehmen. Dieses ist in Tabelle 17 für die Herausziehversuche dargestellt. Die Versuchsnummern sind wieder weiterlaufend und starten auf Grund der vorangegangenen drei Versuche zum Konzept des Vorspanngrabens mit der Versuchsnummer 4.

Tabelle 17: Versuchsprogramm Herausziehversuch

Versuchsprogramm Herausziehversuch																												
x...durchzuführen										-...nicht durchzuf.																		
Dehnung $\varepsilon = 0,5$ [%], n = 2					Dehnung $\varepsilon = 1,0$ [%], n = 2					Dehnung $\varepsilon = 0,5$ [%], n = 1					Dehnung $\varepsilon = 1,0$ [%], n = 1													
Versuchsnr.:	Untere Schüttschicht [cm]				Obere Schüttschicht [cm]				Untere Schüttschicht [cm]				Obere Schüttschicht [cm]				Untere Schüttschicht [cm]				Obere Schüttschicht [cm]							
	2	15	20	30	15	20	30	2	15	20	30	15	20	30	2	15	20	30	15	20	30	2	15	20	30	15	20	30
4	x	x	-	-	x	-	-																					
5	x	x	-	-	x	-	-																					
6	x	x	-	-	x	-	-																					
7								x	x	-	-	x	-	-														
8								x	x	-	-	x	-	-														
9								x	x	-	-	x	-	-														
10															x	-	x	-	-	x	-							
11															x	-	x	-	-	x	-							
12																						x	-	x	-	-	x	-
13																						x	-	x	-	-	x	-
14															x	-	-	x	-	-	x							
15															x	-	-	x	-	-	x							
16															x	x	-	-	x	-	-							
17															x	x	-	-	x	-	-							

Der erste Schritt entspricht jenem aus Kapitel 7.2.2 und beinhaltet die Herstellung der ca. 2,5 cm hohen Unterlagsschicht. Nach erfolgtem Abziehen wird die erste Schüttlage eingebracht, dabei die eingebauten Massen notiert und eine waagrechte, ebene Fläche auf dem erforderlichen Niveau hergestellt. Die Oberkante der unteren Schüttschicht soll 40 cm länger als die Unterkante der oberen Schüttschicht und somit der errechneten Verankerungslänge sein. Anschließend wird das vorbereitete und an den Enden der Querstränge markierte Geogitter eingelegt. Die Fixierung erfolgt bei dem Herausziehversuch nur an der offenen Seite durch einen Klemmbalken, an der Rückseite schließt das Gitter bündig ab. Ist das Geogitter in seiner vorgesehenen Position, kann mit dem Aufschütten der oberen Schüttlage begonnen werden. Die Abmessungen der Schüttlage richten sich nach der Versuchsauslegung und werden anhand der errechneten Verankerungslänge definiert. Bei allen Herausziehversuchen sind die Schichthöhen der unteren und oberen Schicht ident. Weiters wurde ein Verdichten der Schüttlagen nur bei den in Tabelle 17 grau hinterlegten Versuchen durchgeführt. Dabei wurde immer eine komplette Schicht aufgetragen und anschließend verdichtet. Nach Fertigstellung der horizontalen Ebene der oberen Schüttschicht wird der oben erwähnte Klemmbalken an die in Kapitel 7.1.2 erläuterte Wägezelle gehängt, welche wiederum am hydraulischen Zylinder befestigt wird. Im nächsten

Schritt wird die Kamera in Position gebracht und das Messprogramm gestartet. Während dem möglichst gleichmäßigen Pumpen zur Erzeugung der Zugkraft mittels Zylinder wird alle fünf Sekunden fotografiert. Dies dient wieder einer möglichen PIV-Analyse. Nebenbei werden die Messwerte der Wägezelle und des Seilzug-Wegaufnehmers vom Programm aufgezeichnet und gespeichert. Hat das rückseitige Geogitterende etwa eine Strecke von 10 cm zurückgelegt, kann der Versuch gestoppt werden. Im letzten Schritt wird wieder das Schüttmaterial und das Geogitter entfernt und der Ausgangszustand der Versuchseinrichtung hergestellt.

7.3.3 Versuchsdurchführung

Alle durchgeführten Versuche liefen nach der oben beschriebenen Prozedur ab. Wurden Änderungen an der Versuchsdurchführung oder dem Versuchsablauf vorgenommen, so wird an geeigneter Stelle darauf hingewiesen. Begonnen wurde mit den Herausziehversuchen 4 und 5. Bei beiden Versuchen wurde eine Dehnung von 0,5 % und die Anzahl der anzusetzenden Reibungsflächen mit $n = 2$ für die Berechnung der Verankerungslänge angesetzt. Die Schichthöhe betrug 15 cm. Mit dem Einsetzen der Kraft von 1,95 kN für 0,5 % Dehnung und dem Böschungswinkel von 40° erhielt man nach Gleichung (6) eine Verankerungslänge von ca. 55 cm. Die Abmessungen, eingebauten Massen sowie die daraus ermittelten Parameter sind für beide Versuche in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tabelle 18: Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 4 und 5

Bezeichnung	Masse [kg]	Abmessungen [m]	Kubatur [m ³]	Schüttdichte [t/m ³]	Porenanteil n [%]
Versuch 4					
Unterlagsschicht	142,06	3,00 x 1,00 x 0,025	0,090	1,58	42,0
Schüttlage 1	239,20	(1,15 + 1,00)/2 x 1,00 x 0,15	0,161	1,48	45,5
Schüttlage 2	96,56	(0,55 + 0,35)/2 x 1,00 x 0,15	0,064	1,51	44,3
Versuch 5					
Unterlagsschicht	82,96	1,83 x 1,00 x 0,025	0,051	1,62	40,5
Schüttlage 1	246,12	(1,15 + 0,95)/2 x 1,00 x 0,15	0,158	1,56	42,5
Schüttlage 2	96,64	(0,55 + 0,35)/2 x 1,00 x 0,15	0,064	1,52	44,3

Der folgende Versuch 6 war im Hinblick auf die Dehnung und die Schichthöhe ident mit den beiden vorangegangenen Versuchen. Der Unterschied lag jedoch in der Verdichtung der Schüttlage 1 und 2. Diese erfolgte durch die Prüfpresse mit der Verdichtungsplatte mit einer vertikalen Last von 35 kN für die untere Schüttschicht. Um eine Verdichtung der gesamten Länge der unteren Schüttschicht durchführen zu können, wurde der Stahlrahmen mit der Presse mehrmals versetzt. Auf Grund der geringen Kronenbreite der oberen Schüttschicht von 35 cm wurde diese nur mit einer Last von 15 kN verdichtet. Dadurch änderte sich die durchschnittliche Schüttdichte der beiden Schüttlagen von 1,57 auf 1,63 t/m³, was einer

Abnahme des Porenanteils n von 42,3 auf 40,1 % entsprach. Die Auswirkungen der Verdichtung auf das Herausziehverhalten werden im Kapitel 7.3.4 erläutert.

In der nächsten Versuchsserie, Versuch 7 und 8, wurde die Dehnung auf 1,0 % erhöht, wobei die Schichthöhe mit 15 cm gleich blieb. Dies hatte auf Grund der höheren Bemessungszugkraft eine Erhöhung der Verankerungslänge auf ca. 120 cm zur Folge. Für die beiden Versuche ergaben sich folgende Tabellenwerte.

Tabelle 19: Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 7 und 8

Bezeichnung	Masse [kg]	Abmessungen [m]	Kubatur [m ³]	Schüttdichte [t/m ³]	Porenanteil n [%]
Versuch 7					
Unterlagsschicht	85,44	2,00 x 1,00 x 0,025	0,054	1,58	41,8
Schüttlage 1	364,82	(1,70 + 1,55)/2 x 1,00 x 0,15	0,244	1,50	45,0
Schüttlage 2	236,90	(1,13 + 0,98)/2 x 1,00 x 0,15	0,158	1,50	45,0
Versuch 8					
Unterlagsschicht	79,86	1,88 x 1,00 x 0,025	0,047	1,70	37,5
Schüttlage 1	388,96	(1,70 + 1,55)/2 x 1,00 x 0,15	0,244	1,60	41,3
Schüttlage 2	247,35	(1,13 + 0,98)/2 x 1,00 x 0,15	0,158	1,56	42,5

Es wurde wie in der vorangegangenen Versuchsserie ein Versuch mit verdichteten Schüttstreifen durchgeführt. Beim Versuch 9 wurde die Vertikallast auf 40 kN gesteigert, wobei auch die obere Schüttlage auf Grund der Kronenbreite von 98 cm mit derselben Last verdichtet wurde. Die durchschnittliche Schüttdichte lag vor dem Verdichten bei 1,59 t/m³ mit 41,5 % Porenanteil und danach bei 1,64 t/m³ mit 39,7 % Porenanteil. Ergebnisse werden wieder im folgenden Kapitel aufbereitet.

Nach diesen ersten Versuchen zeigte sich, dass sich bei den Herausziehversuchen ein unerwarteter Mechanismus einstellte. Das Geogitter wurde nicht zwischen den beiden Schüttlagen herausgezogen, sondern der obere Schüttkörper wurde mit dem Geogitter nach vorne bewegt. Abbildung 66 zeigt die durch die Vorwärtsbewegung des Schüttkörpers entstandene Vertiefung am hintersten Ende des Geogitters.



Abbildung 66: Rückwertige Einsenkung nach Herausziehversuch

Dies kann auf das Fehlen von rückhaltenden Einbauten wie bei üblichen Herausziehversuchen zurückgeführt werden. Als Konsequenz wurde die Anzahl der ansetzbaren Reibungsflächen n , siehe Formel (6), vom Wert 2 auf den Wert 1 gesetzt. Ab diesem Zeitpunkt wurden sämtliche Verankerungslängen $L_{A,ges}$ auf den Wert $n = 1$ ausgelegt. Die Auswirkungen auf die Verankerungslängen $L_{A,ges}$ durch diese Anpassung sind in folgender Tabelle ersichtlich. Die in der Tabelle angegebenen Zugkräfte gehen auf ein Kraft-Dehnungsdiagramm von HUESKER zurück, welches zu Beginn der Arbeit als Grundlage diente. Da erst zu einem späteren Zeitpunkt geeignete Werte durch den in Kapitel 4.2 durchgeführten Zugversuch zur Verfügung standen, wird bei der Interpretation der Versuchsergebnisse gesondert auf die neuen, in Tabelle 7 dargestellten Werte eingegangen.

Tabelle 20: Unterschiede der Verankerungslänge $L_{A,ges}$ durch Reibungsflächenanzahl n

Unterschiede in der Verankerungslänge durch n					
Zugkraft F	1,95 [kN/m]	4,50 [kN/m]	6,45 [kN/m]	8,62 [kN/m]	12,44 [kN/m]
Höhe h [m]	Dehnung 0,5%	Dehnung 1,0%	Dehnung 1,5%	Dehnung 2,0%	Dehnung 3,0%
$n = 2$					
0,15	0,56	1,19	1,66	2,19	3,12
0,20	0,48	0,94	1,30	1,69	2,39
0,30	0,42	0,73	0,96	1,23	1,69
$n = 1$					
0,15	1,03	2,27	3,22	4,28	6,14
0,20	0,81	1,74	2,46	3,25	4,65
0,30	0,63	1,25	1,72	2,25	3,18

Die neuen Erkenntnisse fanden bei allen folgenden Versuchen Berücksichtigung. Die Versuche 10 und 11 wurden bereits mit den neuen Verankerungslängen durchgeführt. Dabei handelte es sich um eine Versuchsserie mit einer zu erzielenden Dehnung von 0,5 % und einer Schichthöhe von 20 cm. Damit ergab sich, wie der obigen Tabelle zu entnehmen ist, eine Verankerungslänge von 81 cm. Vor der Versuchsdurchführung musste der hydraulische Zylinder auf die neue Schichthöhe von 20 cm angepasst werden. Da der Zylinder nur in 15 cm Schritten in der Höhe verschoben werden kann, geschah dies durch Höhersetzen der Vorspanneinrichtung um 5 cm. Aus den danach durchgeführten Versuchen ergaben sich die versuchsspezifischen Parameter wie folgt.

Tabelle 21: Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 10 und 11

Bezeichnung	Masse [kg]	Abmessungen [m]	Kubatur [m ³]	Schüttdichte [t/m ³]	Porenanteil n [%]
Versuch 10					
Unterlagsschicht	75,60	1,88 x 1,00 x 0,025	0,047	1,61	40,9
Schüttlage 1	414,76	(1,43 + 1,24)/2 x 1,00 x 0,20	0,267	1,55	42,9
Schüttlage 2	215,56	(0,82 + 0,61)/2 x 1,00 x 0,20	0,143	1,51	44,6
Versuch 11					
Unterlagsschicht	75,60	1,88 x 1,00 x 0,025	0,047	1,61	40,9
Schüttlage 1	414,76	(1,43+ 1,24)/2 x 1,00 x 0,20	0,267	1,55	42,9
Schüttlage 2	223,52	(0,82 + 0,61)/2 x 1,00 x 0,20	0,143	1,56	42,5

Die folgende Versuchsserie mit den Versuchen 12 und 13 wurde mit derselben Schichthöhe wie die beiden vorangegangenen Versuche 10 und 11 durchgeführt. Wiederum bestand die Änderung in der Erhöhung der zu erzielenden Dehnung auf 1,0 %. Die Schüttdichte sowie der Porenanteil n ist wie zuvor tabellarisch angeführt.

Tabelle 22: Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 12 und 13

Bezeichnung	Masse [kg]	Abmessungen [m]	Kubatur [m ³]	Schüttdichte [t/m ³]	Porenanteil n [%]
Versuch 12					
Unterlagsschicht	113,24	2,78 x 1,00 x 0,025	0,072	1,57	42,4
Schüttlage 1	707,68	(2,40 + 2,20)/2 x 1,00 x 0,20	0,460	1,54	43,4
Schüttlage 2	517,42	(1,76 + 1,54)/2 x 1,00 x 0,20	0,330	1,57	42,4
Versuch 13					
Unterlagsschicht	113,24	2,78 x 1,00 x 0,025	0,072	1,57	42,4
Schüttlage 1	707,68	(2,40+ 2,20)/2 x 1,00 x 0,20	0,460	1,54	43,4
Schüttlage 2	494,02	(1,76 + 1,54)/2 x 1,00 x 0,20	0,330	1,50	45,0

Die Durchführung der Versuche 14 und 15 mit einer Schichthöhe von 30 cm und einer Bemessungsdehnung von 0,5 % erfolgte nach dem Rückbau der Vorspanneinrichtung auf das ursprüngliche Niveau und dem Versetzen des hydraulischen Zylinders um 15 cm nach oben. Die bei der Versuchsdurchführung aufgezeichneten Abmessungen und Massen ergaben die folgenden Schüttdichten und Porenanteile.

Tabelle 23: Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 14 und 15

Bezeichnung	Masse [kg]	Abmessungen [m]	Kubatur [m ³]	Schüttdichte [t/m ³]	Porenanteil n [%]
Versuch 14					
Unterlagsschicht	77,42	1,91 x 1,00 x 0,025	0,048	1,62	40,4
Schüttlage 1	616,02	(1,48 + 1,13)/2 x 1,00 x 0,30	0,392	1,57	42,2
Schüttlage 2	208,80	(0,63 + 0,33)/2 x 1,00 x 0,30	0,144	1,45	46,7
Versuch 15					
Unterlagsschicht	77,42	1,91 x 1,00 x 0,025	0,048	1,62	40,4
Schüttlage 1	616,02	(1,48 + 1,13)/2 x 1,00 x 0,30	0,392	1,57	42,2
Schüttlage 2	214,84	(0,63 + 0,33)/2 x 1,00 x 0,30	0,144	1,49	45,1

7.3.4 Versuchsergebnisse

In diesem Kapitel erfolgt die Auswertung sowie grafische Aufbereitung der im vorangegangenen Kapitel 7.3.3 erläuterten Versuche. Dabei wird die Reihenfolge der Versuche beibehalten. Die einzelnen Versuchsserien werden immer in den Diagrammen zusammengefasst, um diese vergleichen und etwaige Abweichungen lokalisieren zu können. Auf Grund einer hohen Anfangsverschiebung im Messbereich des Seilzug-Wegaufnehmers ohne nennenswerte Einleitung von Horizontalkräften wurde bei sämtlichen Graphen ein Schwellenwert von 10 % der maximal erreichten Horizontalkraft als Beginn der Wegaufzeichnung definiert. Weiters darf der dargestellte Weg nicht als Dehnung des Geogitters interpretiert werden, da dieser den Weg des gesamten Vorspannsystems wiedergibt.

Die ersten Herausziehversuche, Versuch 4 und 5, lieferten gleich zu Beginn die Verifizierung des abgeänderten Versagensmodells. Daraus resultiert eine deutlich zu geringe Verankerungslänge $L_{A,ges}$ und damit verbunden eine zu geringe erzielte Zugkraft. In *Abbildung 66* sind die aufgezeichneten Werte dargestellt.

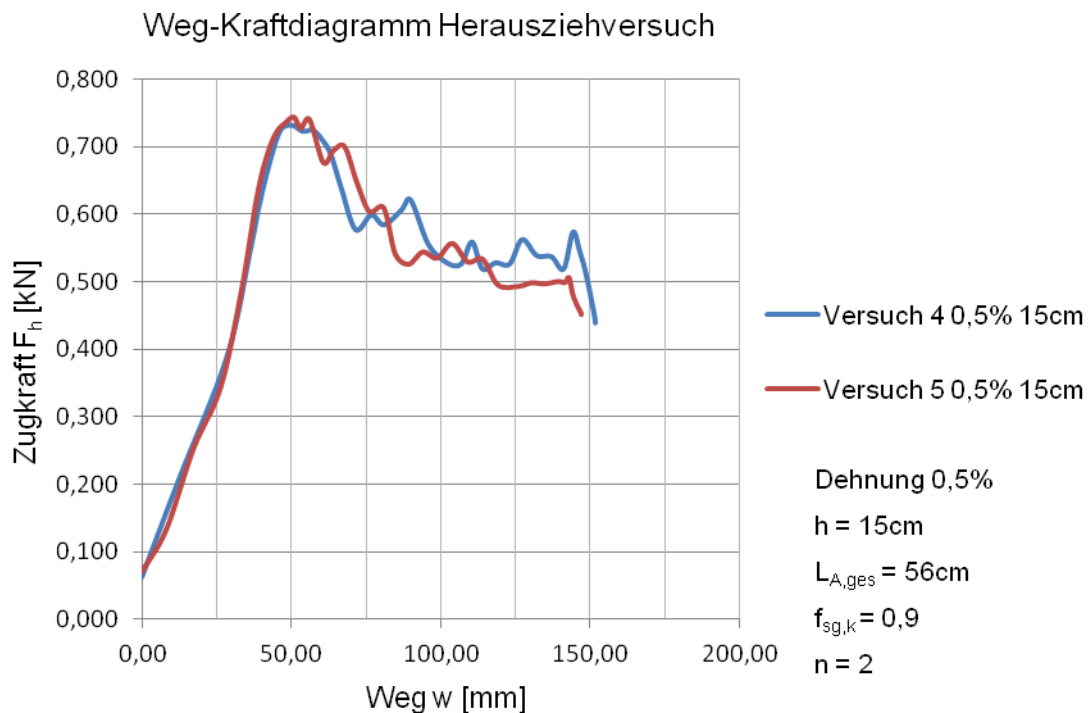


Abbildung 67: Weg-Kraftdiagramm Herausziehwiderstand Versuche 4 und 5

Die Versuche 4 und 5 zeigen untereinander eine gute Übereinstimmung, geht man jedoch von den zur Versuchsdurchführung verwendeten Parametern mit einer zu erreichenden Zugkraft F_h von 1,95 kN und der anzusetzenden Reibungsflächen $n = 2$ aus, so weichen die gemessenen Werte von den erwarteten ab. Mit der Wahl von $n = 1$ und einer leichten Reduktion des hoch angenommenen Reibungskoeffizienten $f_{sg,k}$, wäre die angenommene

Zugkraft zu erreichen. Ein gesondert geführter Zugversuch mit den neu ermittelten Zugkräften (die Zugkraft beträgt bei einer Dehnung von 0,5 % 1,21 kN), $n = 1$ sowie der daraus resultierenden Verankerungslänge $L_{A,ges}$ von 67 cm zeigt mit einer erreichten Zugkraft von 1,39 kN eine recht gute Übereinstimmung. Da der zweite Versuch nur ca. 0,95 kN an gemessener Zugkraft erreicht, kann kein repräsentatives Ergebnis dieser Sonderversuchsserie gezeigt werden.

Bei den folgenden Versuchen 7 und 8 wurde wie schon bei den beiden vorausgegangenen Versuchen 4 und 5 von einer zu hohen Bemessungszugkraft von 4,50 kN und einer anzusetzenden Reibungsflächenanzahl von $n = 2$ ausgegangen. Die aufgezeichneten Werte sehen wie folgt aus.

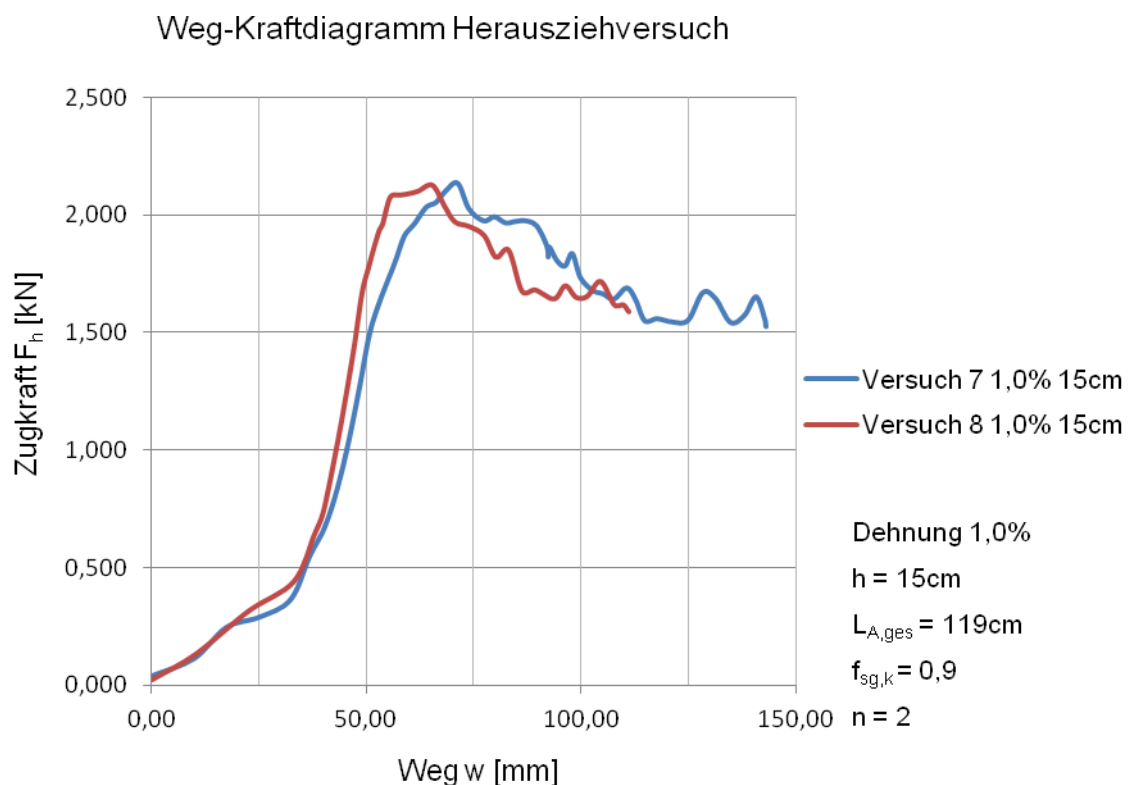


Abbildung 68: Weg-Kraftdiagramm Herausziehwiderstand Versuche 7 und 8

Auch hier zeigen beide Versuche für sich eine gute Übereinstimmung. Mit 2,14 und 2,13 kN als Maximalwerte sind diese fast genau die Hälfte der Bemessungszugkraft mit 4,50 kN. Dies ließe den Schluss zu, dass durch das Einsetzen von $n = 1$ in die Formel nach (6) und somit durch die Erhöhung der Verankerungslänge um das Doppelte die vorgegebene Zugkraft erreicht werden könnte. Es ist aber darauf hinzuweisen, dass eine Verdopplung der Verankerungslänge nicht zu einer Verdopplung des Herausziehwiderstandes führen muss.

Vergleicht man jedoch die Graphen von den Versuchen 4 und 5 mit jenen von den Versuchen 7 und 8, so erhält man bei einer 2,1-fachen Verankerungslänge eine Laststeigerung um das 2,9-fache.

Die Versuche 10 und 11 waren die ersten Versuche, bei denen die anzusetzenden Reibungsflächen n auf 1 gesetzt wurden. Daraus ergab sich die in Tabelle 20 dargestellte Verankerungslänge von 81 cm. Das folgende Diagramm zeigt, in wie weit die Bemessungszugkraft erreicht wurde. Weiters müssten die Maximalwerte der beiden Versuche auf Grund der größeren Verankerungslänge theoretisch leicht über der neu ermittelten Zugkraft aus Tabelle 7 liegen.

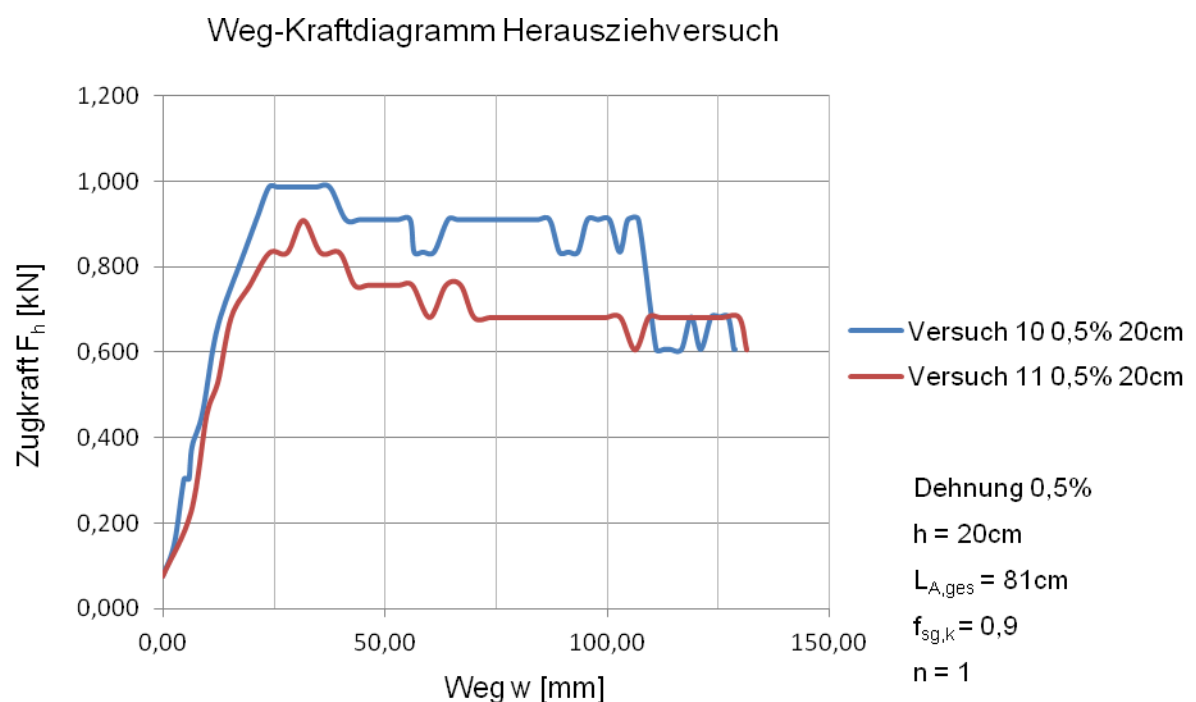


Abbildung 69: Weg-Kraftdiagramm Herausziehwiderstand Versuche 10 und 11

Es zeigt sich, dass die Bemessungszugkraft bei weitem nicht erreicht wird. Auch die Zugkraft für 0,5 % Dehnung aus Tabelle 7 mit 1,21 kN wird trotz rechnerisch größerer Verankerungslänge nicht erreicht. Der Abstand zum letztgenannten Wert kann unter Umständen jedoch auf den hohen Wert des Reibungskoeffizienten zurückgeführt werden.

Wie bereits die Versuche mit 15 cm Schichthöhe zeigten, ist der Vergleich von den Versuchen mit 0,5 % Dehnung und jenen mit 1,0 % aufschlussreich. Das folgende Diagramm lässt erkennen, dass auch bei den Versuchen 12 und 13 die Bemessungszugkraft von 4,50 kN bei weitem nicht erreicht wird.

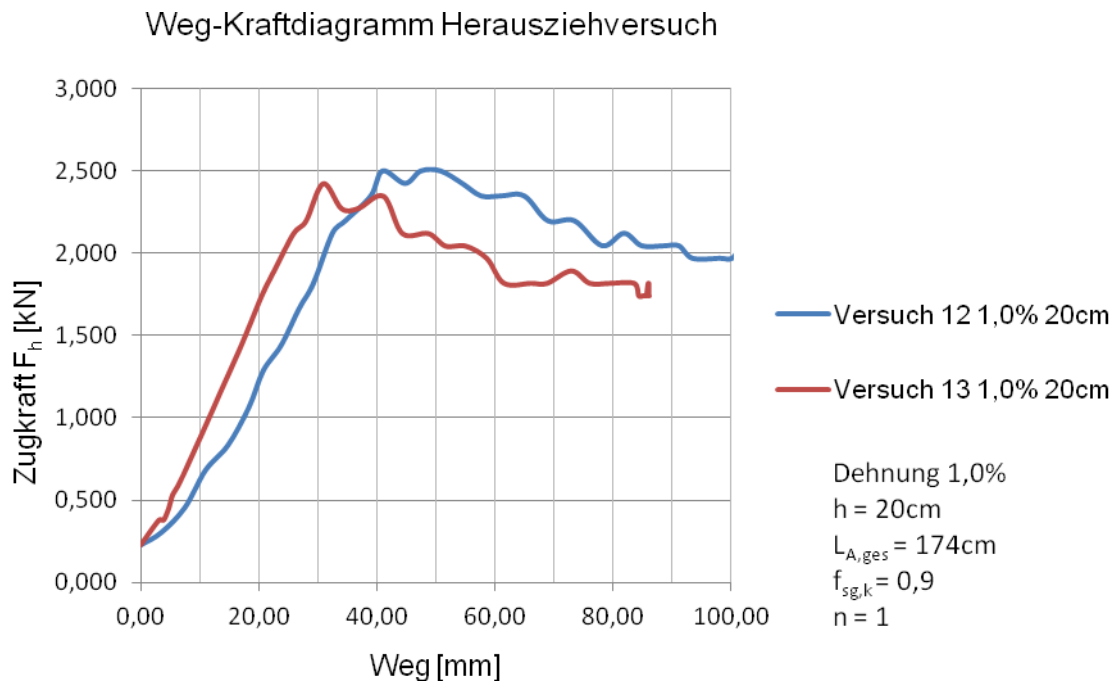


Abbildung 70: Weg-Kraftdiagramm Herausziehwiderstand Versuche 12 und 13

Die beiden Versuche stimmen jedoch mit Maximalwerten von 2,50 und 2,43 kN abermals gut überein. Der Vergleich mit den beiden zuvor gezeigten Versuchen 10 und 11 ergibt ein Verhältnis der Verankerungslängen von $1/0,47$ sowie das Verhältnis der Zugkräfte von $1/0,39$.

Die letzte Versuchsreihe, Versuch 14 und 15, mit einer Schütthöhe von 30 cm und einer zu erzielenden Dehnung von 0,5 % liegt mit den erzielten Zugkräften, wie sämtliche vorangegangene Versuche, unter der Bemessungszugkraft für die genannte Dehnung.

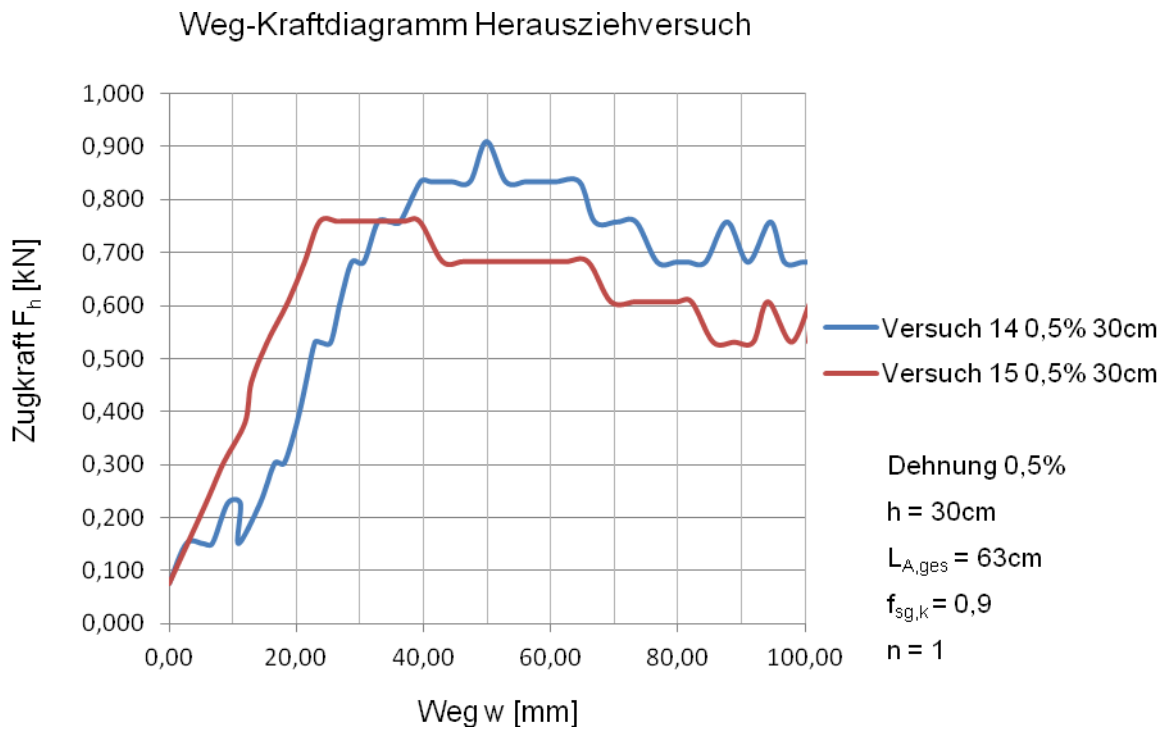


Abbildung 71: Weg-Kraftdiagramm Herausziehwiderstand Versuche 14 und 15

Wie dem Diagramm zu entnehmen ist, sind bei diesen Versuchen die Diskrepanzen größer als bei den vorherigen Versuchen. Der Einbruch des Versuchs 14 am Beginn der Aufzeichnung wurde durch eine kurze Unterbrechung des Pumpvorgangs hervorgerufen. Daraus ist die Nachgiebigkeit des hydraulischen Systems zu erahnen. Aus Zeitgründen wurden keine Versuche mit einer Bemessungsdehnung von 1,0 % gefahren.

Anhand der Ergebnisse aus den Versuchen und der Gleichung (6), die wie folgt umgeformt wurde, konnte der erzielte Interaktionsfaktor rückgerechnet werden.

Die umgewandelte Formel lautet:

$$f_{sg,k} = \frac{1}{\left(L_{A,ges} + \frac{\sigma_{v2,k} \cdot L_{A2}}{\sigma_{v1,k}} - L_{A2}\right) \cdot n \cdot \sigma_{v1,k} \cdot \frac{1}{R_{A,k}}} \quad \dots(11)$$

Die Versuchsergebnisse sowie die errechneten Parameter sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 24: Zusammenfassung errechneter Parameter aus Herausziehversuchen

Parameterbestimmung aus Versuchen													
Versuch Nr.	Dehnung [%]	Schichthöhe h [m]	Wichte der oberen Schüttlage γ [kN/m ³]	Vert. Normalspannung σ_N [kN/m ²]	Interaktionsfaktor ange. $f_{g,ang}$ [-]	Schubspannung τ [kN/m ²]	Größe Kontaktfläche [m ²]	gemessene max. Zugkraft F_{max} [kN]	Verankerungslänge $L_{A,ges}$ [m]	Anzahl Reibungsflächen n [-]	Interaktionsfaktor err. $f_{g,err}$ [-]	Reibungsbeiwert λ [-]	
4	0,50	0,15	15,1	2,27	0,90	1,71	0,50	0,732	0,50	2	0,39	0,47	
5	0,50	0,15	15,2	2,28	0,90	1,72	0,50	0,744	0,50	2	0,40	0,47	
7	1,00	0,15	15,0	2,25	0,90	1,70	1,13	2,136	1,13	2	0,46	0,54	
8	1,00	0,15	15,6	2,34	0,90	1,77	1,13	2,129	1,13	2	0,44	0,52	
10	0,50	0,20	15,1	3,02	0,90	2,28	0,82	0,986	0,82	1	0,47	0,56	
11	0,50	0,20	15,6	3,12	0,90	2,36	0,82	0,910	0,82	1	0,42	0,50	
12	1,00	0,20	15,7	3,14	0,90	2,37	1,76	2,502	1,76	1	0,49	0,58	
13	1,00	0,20	15,0	3,00	0,90	2,27	1,76	2,426	1,76	1	0,49	0,59	
14	0,50	0,30	14,5	4,35	0,90	3,29	0,63	0,910	0,63	1	0,46	0,55	
15	0,50	0,30	14,9	4,47	0,90	3,38	0,63	0,758	0,63	1	0,38	0,45	

Der angenommene Interaktionsfaktor $f_{sg,k}$ kann mit einem Wert von 0,9 für die Modellierung als optimistisch angesehen werden. Eine genaue Betrachtung zeigt, dass mit einem üblichen Reibungsbeiwert λ von 0,9 sowie einem inneren Reibungswinkel von ca. 40° ein nach Gleichung (8) errechneter Interaktionsfaktor $f_{sg,k}$ den Wert 0,76 annimmt. Welche Auswirkungen dieser Wert auf die Verankerungslänge gehabt hätte, zeigt die folgende Tabelle.

Tabelle 25: Unterschied der Verankerungslänge $L_{A,ges}$ [m] durch $f_{sg,k}$

Unterschiede in der Verankerungslänge durch $f_{sg,k}$					
Zugkraft F	1,95 [kN/m]	4,50 [kN/m]	6,45 [kN/m]	8,62 [kN/m]	12,44 [kN/m]
Höhe h [m]	Dehnung 0,5%	Dehnung 1,0%	Dehnung 1,5%	Dehnung 2,0%	Dehnung 3,0%
mit $n = 1$ und $f_{sg,k} = 0,9$					
0,15	1,03	2,27	3,22	4,28	6,14
0,20	0,81	1,74	2,46	3,25	4,65
0,30	0,63	1,25	1,72	2,25	3,18
mit $n = 1$ und $f_{sg,k} = 0,76$					
0,15	1,20	2,67	3,80	5,05	7,25
0,20	0,94	2,05	2,89	3,83	5,48
0,30	0,71	1,45	2,01	2,64	3,74

Die Verankerungslängen mit dem neuen Interaktionsbeiwert sind zwar größer, die Änderungen sind jedoch in einem so geringen Ausmaß, dass eine deutliche Erhöhung der erzielten Zugkraft bezweifelt werden muss. Wenn man davon ausgeht, dass mit einer Zunahme der Verankerungslänge von ca. 15 % eine lineare Zunahme der gemessenen Zugkraft um denselben Prozentsatz einhergeht, so ist man dennoch deutlich vom errechneten Interaktionsbeiwert von 0,76 entfernt. Die Tabelle 25 veranschaulicht die Einflüsse der beiden Interaktionsbeiwerte auf die Verankerungslänge.

An dieser Stelle wird auf die im Versuchsprogramm (siehe Tabelle 17) grau hinterlegten Versuche verwiesen. Es hat sich gezeigt, dass die Verdichtung und somit die Erzeugung einer glatteren Oberfläche, auf der das Geogitter aufliegt, einen nachteiligen Effekt auf den Herausziehewiderstand hat. Im konkreten Fall reduzierte sich die gemessene Zugkraft bei einer Bemessungsdehnung von 0,5 % um 28 % bzw. bei einer Dehnung von 1,0 % um gar 43 %.

7.3.5 Zusammenfassung

Zusammenfassend ist zu sagen, dass durch eine etwas zu optimistische Modellierung die gemessenen Werte stark von den Erwartungswerten abwichen. Dies hat eine Vielzahl von Gründen. Erstens wurde zu Beginn von einem anderen Versagensmechanismus sowie von einer zu hohen Dehnsteifigkeit des Geogitters ausgegangen. Dem aktuellen Versagensmechanismus konnte durch die Herabsetzung der anzusetzenden Reibungsflächen entgegengewirkt werden. Die Dehnsteifigkeit wurde, wie in Kapitel 4.2 beschrieben, durch eigene Zugversuche ermittelt, konnte jedoch erst zu einem späteren Zeitpunkt für die Berechnung der Verankerungslänge $L_{A,ges}$ herangezogen werden. Zweitens - und darin bestand das Hauptproblem sämtlicher Herausziehversuche wie auch der

Zugversuche am Geogitter in der Versuchseinrichtung - stellte die Nachgiebigkeit des Zugsystems ein Problem dar. Die gemessenen Verschiebungen mussten oft aufwendig zurückgerechnet werden. Speziell auf die immer zu geringen Herauszieh Widerstände eingehend, ist zu sagen, dass eine geringere und vor allem konstante Geschwindigkeit mit großer Sicherheit zu höheren Werten geführt hätte. Im Zuge der Versuchsdurchführung konnte dennoch eine sukzessive Annäherung von Zugkraft zu Verankerungslänge für das verwendete Schüttmaterial und Geogitter erreicht werden.

7.4 Versuchstechnische Umsetzung der Schichtdickenvariation mit vorgespannten Geogittereinlagen

Die Schichtdickenvariation soll die Wirkungsweise von vorgespannten Geogittereinlagen bei unterschiedlichen Schichtdicken wiedergeben. Dieses Kapitel baut auf die von Brkić (2011) [03] durchgeführten Versuche mit einer Schichtdicke von 15 cm auf und soll klären, ob die positiven Einflüsse, die aus der Vorspannung des Geogitters resultieren, auch bei größeren Schichtdicken bestehen.

7.4.1 Versuchsvorbereitung

Wie bereits in den Kapiteln 7.2 und 7.3 ist zu Beginn der Versuchsreihe sicherzustellen, dass Schüttmaterial und Geogitter zu einem ausreichenden Maß vorhanden sind. Weiters ist abermals sämtliche Messtechnik sowie das zu benutzende Messprogramm auf einwandfreie Funktionsweise zu prüfen und alle nötigen Protokolle zu drucken. Die verwendeten Messinstrumente sind wie in den vorangegangenen Kapiteln grafisch dargestellt und in einer Tabelle zusammengefasst.

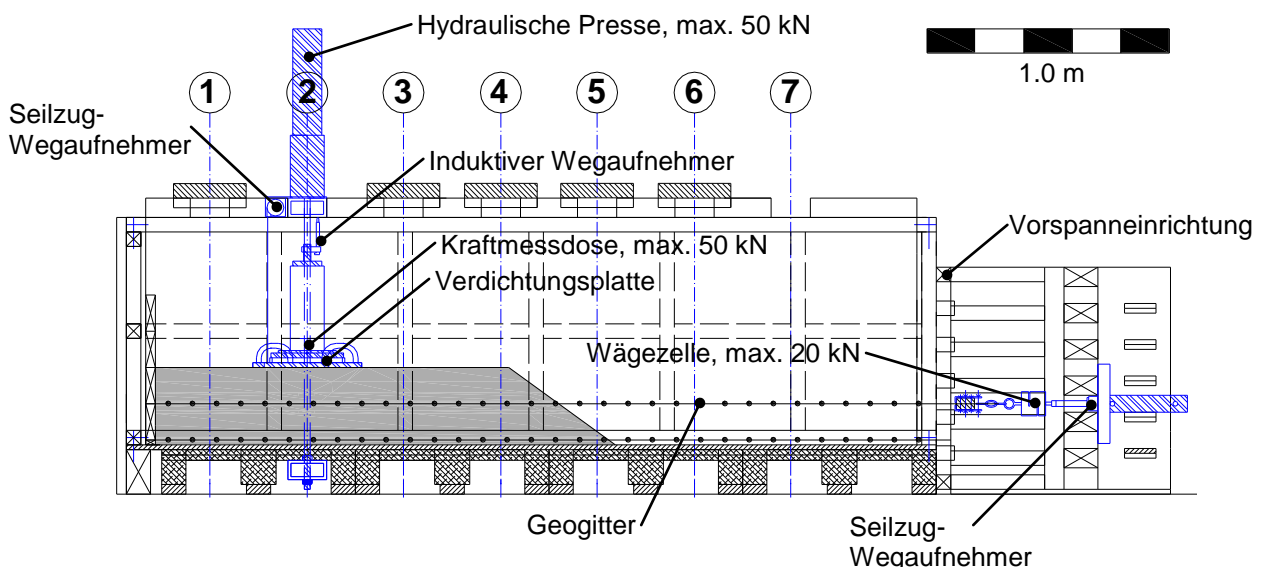


Abbildung 72: Lage der Messinstrumente und deren Bezeichnungen, Schichtdickenvariation

Tabelle 26: Verwendete Messinstrumente, Schichtdickenvariation

Messgeräte		Anzahl [-]	Messgrößen	Linearitätsabw.	Bezeichn.	Beschreibung
Seilzug-Wegaufnehmer	[-]	2	0-1500 [mm]	$\leq \pm 0,05\%$	s,d, ϵ	Wegmessung
Induktiver Wegaufnehmer	[-]	1	0-50 [mm]	$\leq \pm 0,2\%$	s,d	Wegmessung
Kraftmessdose 50 kN	[-]	1	0-50 [kN]	$\leq \pm 0,5\%$	F _v	Kraftmessung vertikal
Kraftmessdose 20 kN	[-]	1	0-20 [kN]	$\leq \pm 0,03\%$	F _h	Kraftmessung horizontal
Messuhr	[-]	1	0,01-30 [mm]	1/100mm	s,d	Verformungsmessung

7.4.2 Versuchsprozedur

Auch bei den Versuchen der Schichtdickenvariation dient ein Versuchsprogramm zur Zuordnung der Versuche. Die Versuche mit Schichtdicken von 15 cm wurden von Brkić (2011) durchgeführt. Auf Grund von zeitlichen Rahmenbedingungen konnten nur Versuche mit Schichtdicken von 30 cm gefahren werden. Die Versuchsnummerierung wurde weitergeführt.

Tabelle 27: Versuchsprogramm Schichtdickenvariation

Versuchprogramm Variation der Schichtdicken																		
x...durchzuführen							-...nicht durchzuf.											
h = 15 [cm]							h = 20 [cm]					h = 30 [cm]						
Versuchsnr.:	verdichtet	ungewehrt	konvent. bewehrt	vogespannt temp.	vogespannt permanent	prüfen	verdichtet	unbewehrt	konvent. bewehrt	vogespannt temp.	vogespannt permanent	prüfen	verdichtet	unbewehrt	konvent. bewehrt	vogespannt temp.	vogespannt permanent	prüfen
15													x	-	x	-	-	x
16													x	-	-	-	x	x
h...Schichtdicke [cm]																		

Ein Versuch wird mit der Herstellung der ca. 2,5 cm hohen Unterlagsschicht begonnen. Danach erfolgt das Abziehen, um eine horizontale, ebene und sich auf dem gewünschten Niveau befindliche Oberkante zu erhalten. Im nächsten Schritt wird je nach Art des Versuches keine oder eine Geogittereinlage eingelegt. Handelt es sich um Versuche mit Geogittereinlage, so muss diese an der Rückwand fixiert werden. Dies geschieht durch das Festklemmen des Gitters durch einen Holzbalken mit den Abmessungen 15 x 4 x 100 cm (H x B x L), der durch Schrauben an die rückwertige Holzkonstruktion geschraubt wird. Je nach Versuch und eingeleiteter Zugkraft variiert die Anzahl der Schrauben. Ist das Geogitter

fixiert, wird es bei den Versuchen mit Vorspannung durch den Klemmbalken an der offenen Seite der Versuchseinrichtung befestigt und mit Hilfe des hydraulischen Zylinders vorgespannt. Dabei soll eine Dehnung von mindestens 2,0 % erreicht werden und diese entweder temporär oder permanent gehalten werden. Bei einer konventionellen Bewehrung des Schüttkörpers soll auf eine ebene Auflage des Geogitters geachtet werden. Anschließend wird der erste Schüttkörper, beginnend an der Rückwand, bis zu einer Kronenbreite von 45 cm aufgeschüttet und abgezogen. Es ist darauf hinzuweisen, dass bei diesen Versuchen die Schüttschichten in einzelne Schüttstreifen unterteilt sind und diese nacheinander hergestellt werden. Nach erfolgter Verdichtung mit einer vertikalen Belastung von 40 kN wird der zweite, benachbarte Schüttstreifen aufgeschüttet. Ab dem zweiten Schüttstreifen beträgt die Kronenbreite jeweils 40 cm, 20 cm in beide Richtungen von den in Abbildung 72 dargestellten Achsen. Die Kronenbreite von 40 cm hat ein leichtes Übergreifen der Verdichtungsplatte beim Verdichten auf den zuvor aufgeschütteten und verdichteten Schüttstreifen zur Folge. Die weiteren Schüttstreifen werden nach demselben Schema aufgeschüttet und verdichtet. Ist die untere Schüttlage bis zu ihrer geplanten Länge hergestellt, werden die zuvor festgelegten Schüttstreifen mittels Kraftmessdose, die einen Durchmesser von 24 cm aufweist, geprüft und die Messwerte per Programm aufgezeichnet. Nach Verfüllen der entstandenen Vertiefung wird wieder je nach Art des Versuchs ein Geogitter eingelegt, nach den Erfordernissen rückwertig fixiert und gegebenenfalls, wie bereits erläutert, vorgespannt. Im nächsten Schritt wird wieder an der Rückwand beginnend der erste Schüttstreifen aufgeschüttet und eine horizontale Ebene hergestellt und verdichtet. Sind alle Schüttstreifen der oberen Schüttlage hergestellt und verdichtet, so werden diese je nach Erfordernis geprüft. Nach den durchgeführten Prüfungen werden das Schüttmaterial und das Geogitter entfernt und der Ausgangszustand der Versuchseinrichtung wieder hergestellt.

7.4.3 Versuchsdurchführung

Die Schüttkörper der beiden durchgeführten Versuche 15 und 16 in Hinblick auf die Schichtdickenvariation wurden einerseits konventionell, andererseits mit permanent vorgespannten Geogittereinlagen durchgeführt. Die Schichthöhe betrug 30 cm. Die Bezeichnung der einzelnen Schüttstreifen sowie die Abmessungen der Schüttstreifen sind der Abbildung 73 zu entnehmen.

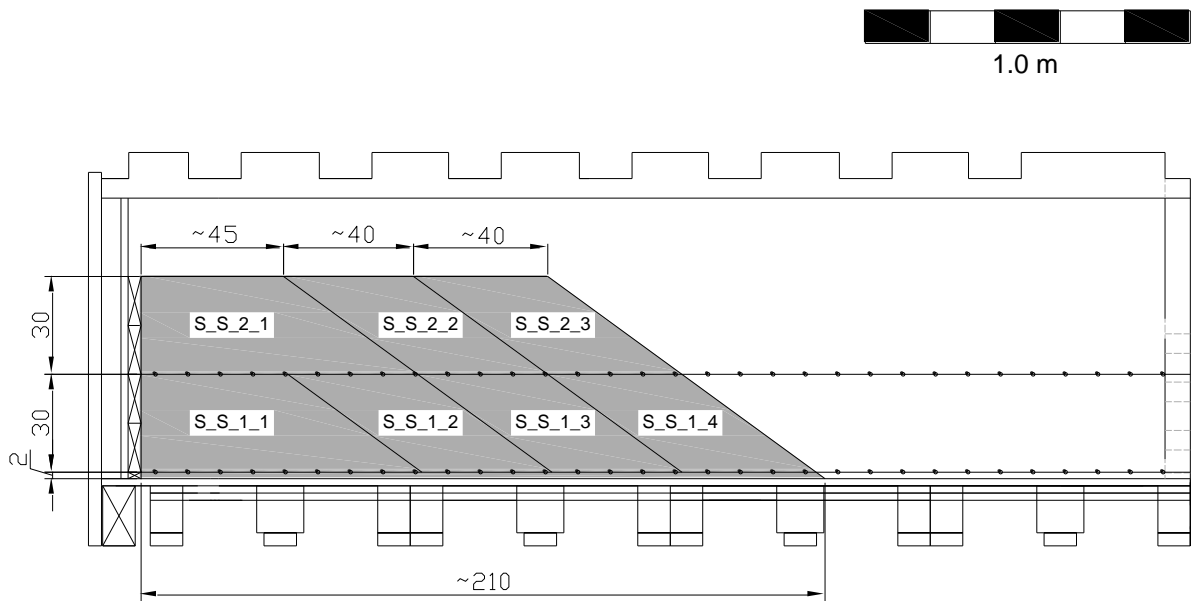


Abbildung 73: Bezeichnungen und Abmessungen der Schüttstreifen

Beim Versuch 15 handelte es sich um einen konventionell bewehrten Schüttkörper mit einer Schichtdicke von 30 cm. Die Verteilung der einzelnen Schüttkörper ist der obigen Abbildung zu entnehmen. Für den Vergleich in Kapitel 7.4.4 mit dem folgenden Versuch 16 wurden die Schüttstreifen S_S_1_2 sowie die gesamte obere Schüttlage geprüft. In der folgenden Tabelle sind die aus den beim Einbau aufgezeichneten Daten errechneten Parameter dargestellt.

Tabelle 28: Parameter der einzelnen Schüttstreifen von Versuch 15

Versuch 15						
Bezeichnung	Masse [kg]	Kubatur [m ³]	Schüttdichte [t/m ³]	Porenanteil n [%]	Schüttdichte [t/m ³]	Porenanteil n [%]
			vor Verdichtung		nach Verdichtung	
Unterlagsschicht	82,28	0,056	1,48	45,7	1,48	45,7
Schüttstreifen S_S_1_1	291,30	0,188	1,55	42,9	1,57	42,3
Schüttstreifen S_S_1_2	208,26	0,120	1,74	36,2	1,77	34,9
Schüttstreifen S_S_1_3	174,46	0,123	1,42	47,9	1,47	45,9
Schüttstreifen S_S_1_4	173,64	0,120	1,45	46,8	1,45	46,9
Schüttstreifen S_S_2_1	275,08	0,189	1,46	46,5	1,54	43,3
Schüttstreifen S_S_2_2	199,82	0,123	1,62	40,3	1,71	37,1
Schüttstreifen S_S_2_3	167,36	0,123	1,36	50,0	1,44	47,2

Einige Schüttdichten entsprechen nicht ganz der Realität. Es ist davon auszugehen, dass jeder Schüttstreifen eine Mindestschüttdichte von 1,45 t/m³ aufweist. Die Diskrepanzen sind aus den schwierigen und damit ungenauen Ermittlungen der Geometrie der Schüttkörper abzuleiten.

Der zweite im Zuge der Schichtdickenvariation durchgeführte Versuch, Versuch 16, war mit zwei permanent vorgespannten Geogittereinlagen herzustellen. Bei der ersten Geogittereinlage wurde eine Zugkraft von 9,85 kN aufgebracht, was einer Dehnung nach Tabelle 4 von ca. 2,0 % entspricht. Die Vorspannkraft der zweiten Geogittereinlage betrug 10,39 kN, was ebenfalls zu einer geforderten Dehnung von 2,0 % geführt hat. Im Folgenden sind die Parameter der einzelnen Schüttstreifen wieder tabellarisch aufbereitet.

Tabelle 29: Parameter der einzelnen Schüttstreifen von Versuch 16

Versuch 16						
Bezeichnung	Masse [kg]	Kubatur [m ³]	Schüttdichte [t/m ³]		Porenanteil n [%]	
			vor Verdichtung		nach Verdichtung	
Unterlagsschicht	82,52	0,053	1,55	43,0	1,55	43,0
Schüttstreifen S_S_1_1	303,12	0,194	1,57	42,4	1,63	40,0
Schüttstreifen S_S_1_2	185,18	0,123	1,51	44,6	1,57	42,1
Schüttstreifen S_S_1_3	180,92	0,123	1,47	45,9	1,53	43,9
Schüttstreifen S_S_1_4	178,11	0,126	1,41	48,0	1,48	45,5
Schüttstreifen S_S_2_1	258,44	0,189	1,37	49,7	1,45	46,7
Schüttstreifen S_S_2_2	172,42	0,123	1,40	48,5	1,48	45,8
Schüttstreifen S_S_2_3	168,12	0,123	1,37	49,7	1,44	46,9

Bei Versuch 16 können dieselben Aussagen zu den einzelnen Schüttdichten getroffen werden wie in Versuch 15. Weiters wurden die gleichen Schüttstreifen getestet und deren Auswertung und Interpretation im folgenden Kapitel durchgeführt.

7.4.4 Versuchsergebnisse

In diesem Kapitel werden die aus den Prüfungen der einzelnen Schüttstreifen gewonnenen Messdaten graphisch aufbereitet und miteinander verglichen. Es ist zu klären, ob die Vorspannung der Geogittereinlage auch bei größeren Schichtdicken eine Erhöhung der Tragfähigkeit mit sich bringt. Die Prüfung erfolgte immer bis zu einer Eindrückung der Lastplatte in den jeweiligen Schüttstreifen von 35 mm. Mit den dabei gemessenen Vertikalkräften F_v [kN] ergeben sich die folgenden Diagramme. Es werden immer dieselben Schüttstreifen aus Versuch 15 und 16 miteinander verglichen und etwaige Abweichungen interpretiert.

Der erste Vergleich erfolgt vom Schüttstreifen S_S_1_2, welcher sich als einzig geprüfter in der unteren Schüttlage befindet.

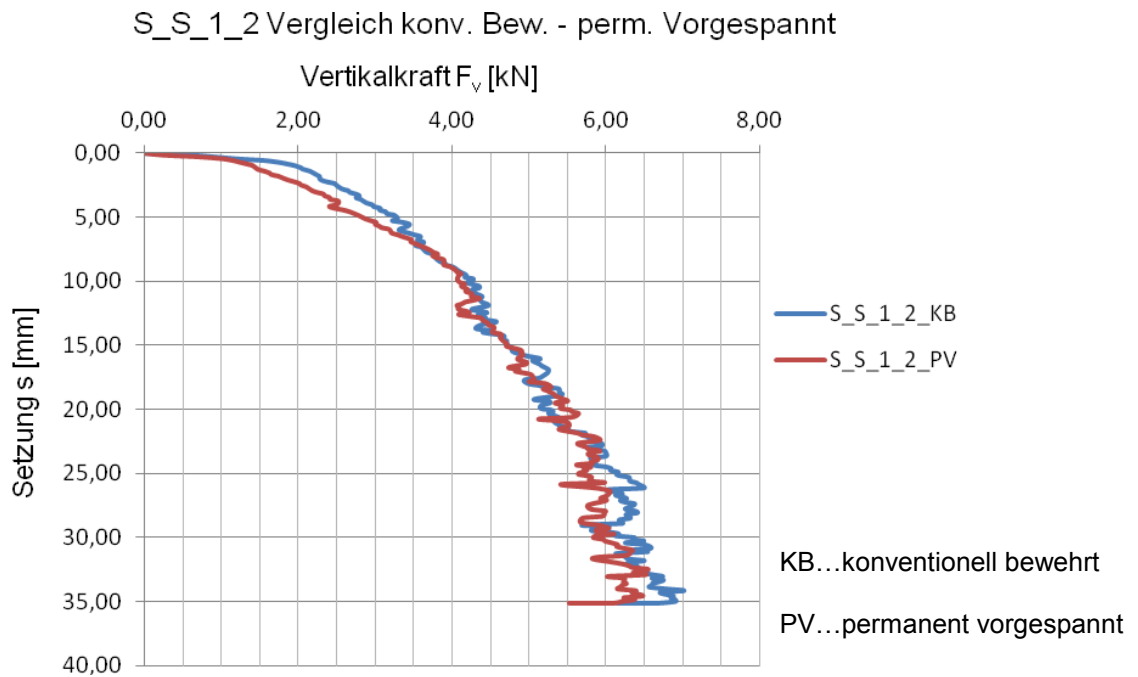


Abbildung 74: Diagramm Vergleich S_S_1_2 konv. bewehrt zu perm. vorgespannt

Die beiden Graphen liegen sehr nahe aneinander, was sofort den Schluss zulässt, dass der Einfluss der Vorspannung des Geogitters durch die große Schichthöhe bei dieser Versuchsdurchführung nicht von Relevanz ist. Durch höhere Lasten bei der Verdichtung sowie einer größeren Lastplatte könnte sich dies ändern.

Im nächsten Diagramm sind die Werte der Prüfung von Schüttstreifen S_S_2_1 dargestellt.

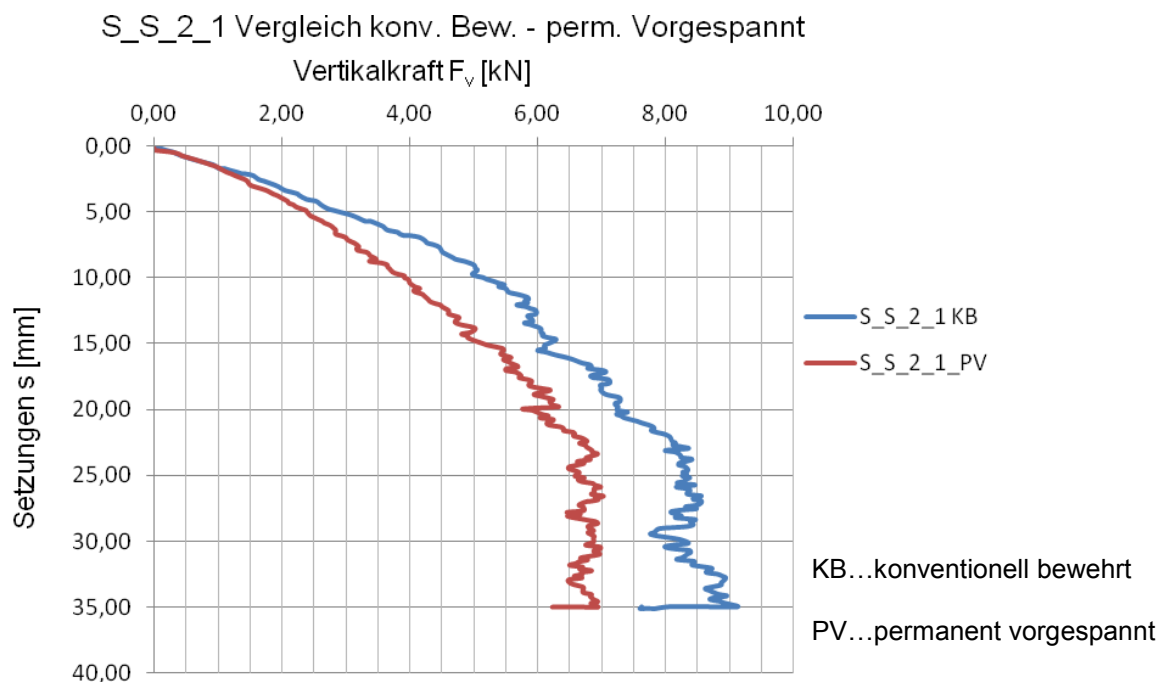


Abbildung 75: Diagramm Vergleich S_S_2_1 konv. bewehrt zu perm. vorgespannt

Die Graphen zeigen hier ein völlig konträres Bild zu jenen in Abbildung 74. Vor allem, dass die Kurve des Schüttstreifens mit der konventionellen Geogittereinlage die höheren Werte erzielt, ist auf den ersten Blick verwunderlich. Vergleicht man jedoch die Lagerungsdichten nach der Verdichtung der beiden Schüttstreifen (siehe Tabelle 28 und 29), so zeigt sich, dass die Lagerungsdichte des konventionell bewehrten Schüttstreifens um $0,9 \text{ t/m}^3$ höher ist. Es ist anzunehmen, dass daraus die höheren Vertikallasten resultieren.

Es folgt der Vergleich von den beiden Bewehrungsarten anhand des Schüttstreifens S_S_2_2.

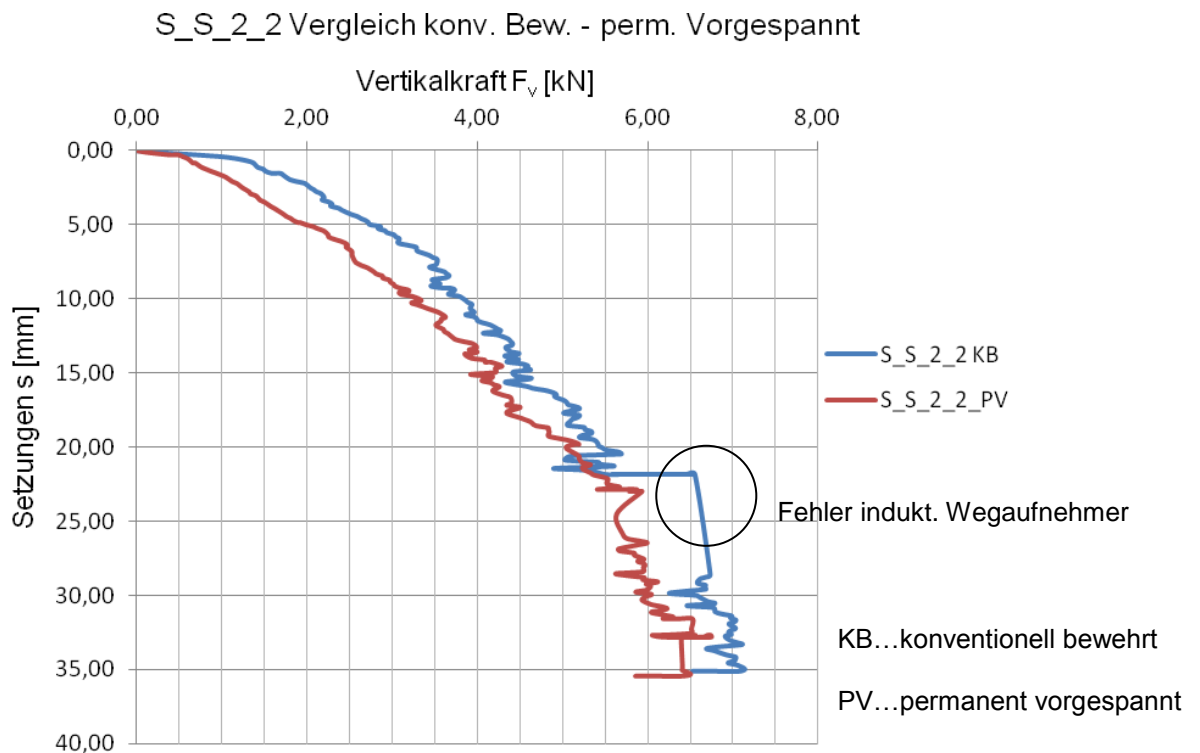


Abbildung 76: Diagramm Vergleich S_S_2_2 konv. bewehrt zu perm. vorgespannt

Auch bei dem Schüttstreifen S_S_2_2 liegen die Graphen etwas auseinander. Dies kann wieder auf die unterschiedlichen Lagerungsdichten zurückgeführt werden. Der Ausschlag der Kurve vom konventionell bewehrten Schüttstreifen ist auf ein kurzes Steckenbleiben des induktiven Wegaufnehmers zurückzuführen. Die erreichten Maximalwerte für die Vertikalkraft F_v sind mit jenen des Schüttstreifens S_S_1_2 zu vergleichen.

Der Vergleich des letzten Schüttstreifens S_S_2_3 der oberen Schütttschicht ist in Abbildung 77 dargestellt.

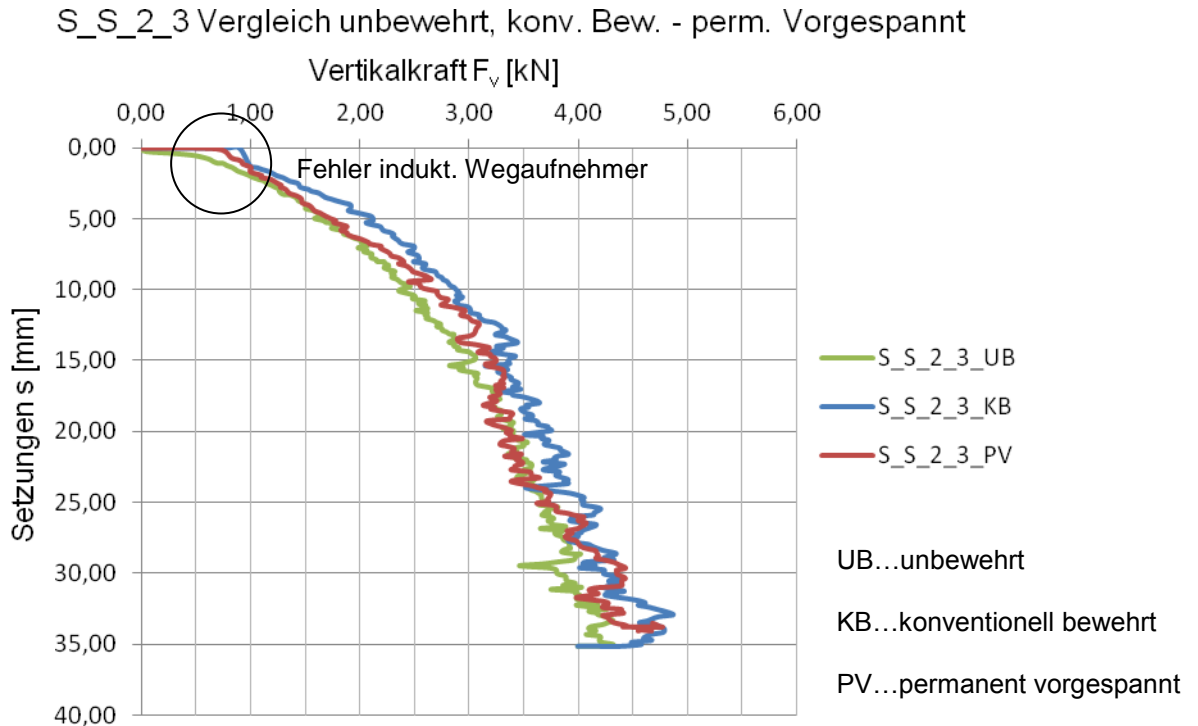


Abbildung 77: Diagramm Vergleich S_S_2_3 konv. bewehrt zu perm. vorgespannt

Im Diagramm des äußersten Schüttstreifens zeigt sich eine gute Übereinstimmung und damit der nicht vorhandene Einfluss der Vorspannung des Geogitters. Weiters zeigt sich durch die Übereinstimmung aller drei Kurven, vor allem jener des nicht bewehrten Schüttkörpers, dass ein Versagen oberhalb der Gitterlage auftritt. Die Vertikalkraft F_v ist auf Grund der Exponiertheit des Schüttstreifens S_S_2_3 etwas geringer als bei den vorangegangenen Schüttstreifen. Ein Vergleich mit den von Brkić (2011) [03], für eine Schichthöhe von 15 cm, erreichten Werten für unbewehrte Schichten von $F_v = 6$ kN zeigt die Auswirkung der besseren Verdichtung des gesamten Schüttkörpers. Bei dem für konventionell bewehrten Schichten erreichten Wert von $F_v = 12$ kN sowie für den Versuch mit permanent vorgespannter Geogittereinlage und einer Vertikalkraft von $F_v = 14$ kN, zeigt sich deutlich der Unterschied der Art des Versagens. Das Versagen im Fall von Brkić (2011) [03] erfolgt durch die Gittereinlage.

7.4.5 Zusammenfassung

In diesem Kapitel konnte gezeigt werden, dass der Einfluss der Vorspannung mit der Steigerung der Schichtdicke geringer wird bzw. nicht mehr feststellbar ist. Durch weitere Versuche mit unterschiedlichen Schichtdicken könnte eine Grenztiefe für vorgespannte Geogittereinlagen ermittelt werden.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Zusammenfassend ist zu sagen, dass sich die in dieser Arbeit erzielten Erkenntnisse auf die Baustelle übertragen lassen. In der für das Themengebiet des Bauens mit Geokunststoffen verbreiteten Literatur ist nur wenig über den Einbau von vorgespannten Geokunststoffen zu finden. Im Zuge des Forschungsprojektes ‚Prestressed reinforced soil‘, zu dem auch diese Arbeit gezählt werden kann, ist bewiesen worden, dass eine Vorspannung der Geokunststoffeinlage die erläuterten positiven Effekte auf Tragfähigkeit und Setzungsverhalten verstärken kann. Es ist weiters gezeigt worden, dass der Vorspanngraben ein probates Mittel ist, um eine Vorspannung auf der Baustelle zu erreichen. Dabei darf jedoch der erhöhte Arbeitsaufwand sowie Änderungen im Bauablauf nicht außer Acht gelassen werden. Aus diesem Grund ist der zum Konzept des Vorspanngrabens gezeigte Bauablauf nur von theoretischer Natur und bedarf weiterer bauwirtschaftlicher und baubetrieblicher Untersuchungen. Wie die Versuche zum Konzept des Vorspanngrabens gezeigt haben, treten lokal höhere Dehnungen auf als über die gesamte Geogitterlänge. Dies lässt den Schluss zu, dass die Verdichtung der Schüttschicht mit einer Schafffußwalze eventuell genauso zielführend ist. In Kombination mit dem Konzept des Vorspannens des Geogitters durch Verdichten, bei dem die Aufbringung der Schüttstreifen sukzessive erfolgen muss, ließe sich ohne großen Mehraufwand eine größere Vorspannung erreichen.

Das untersuchte Konzept zur Verankerung von Geokunststoffen mittels Aufschüttung konnte nicht zur vollen Zufriedenheit modelliert werden. Es kann jedoch gesagt werden, dass bei genauer Kenntnis der Boden sowie Geokunststoff-Boden Parameter eine hinreichend genaue Berechnung der Verankerungslänge möglich ist.

Die zuletzt geführten Untersuchungen anhand von Laborversuchen zum Thema Schichtdickenvariation zeigten, dass der Einfluss von den vorgespannten Geogittereinlagen nicht mehr messbar war. Dies ging bei einer Schichtdicke von 30 cm sogar so weit, dass die Steifigkeitswerte des verwendeten Schüttmaterials nur mehr jenen von unbewehrten Schüttschichten entsprachen.

Die in dieser Arbeit erarbeiteten Konzepte können als Denkansätze für kommende Forschungen gesehen werden. Vor allem die labortechnischen Untersuchungen müssen forciert werden, um in naher Zukunft vorgespannte Geokunststoffeinlagen nicht nur bei Eisenbahnbaustellen, sondern auch im Straßen- und Spezialtiefbau etablieren zu können.

9 Verzeichnisse

9.1 Literaturverzeichnis

- [01] Saathoff, F.: Gedanken zum Lastfall „Einbauzustand geschichteter Systeme“. Sonderheft Geotechnik zur 6. Informations- und Vortragstagung über „Kunststoffe in der Geotechnik“. DGGT, (1999).
- [02] ÖNORM EN ISO 10318: Geokunststoffe – Begriffe. Österreichisches Normungsinstitut. Wien, 2005.
- [03] Brkic, S.: Last-Verformungsversuche an im Labor hergestellten Schüttkörpern. Masterarbeit. Graz. Technische Universität Graz, 2011.
- [04] Dijak, M.: Dreidimensionale numerische Modellierung von Laborversuchen mit Geokunststoffen unter Verwendung der Diskreten Elemente Methode. Masterarbeit. Graz. Technische Universität Graz, 2012.
- [05] Havinga, M.: Geometrische, geomechanische und geologische Beschreibung von granularen Schüttmedien. Masterprojekt. Graz. Technische Universität Graz, 2012.
- [06] Müller-Rochholz, J.: Geokunststoffe im Erd- und Straßenbau. München, Werner Verlag, 2005.
- [07] ÖNORM EN ISO 10319: Geokunststoffe – Zugversuch am breiten Streifen. Österreichisches Normungsinstitut. Wien, 2008.
- [08] Empfehlung für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrung aus Geokunststoffen, EBGEO. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. Essen, 2010.
- [09] Shukla, S. K; Chandra, S.: The effect of prestressing on the settlement characteristics of geosynthetic-reinforced soil. Geotextiles and Geomembranes, 8, 531-543, 1994.
- [10] Rügger, R.; Hufenus, R.: Bauen mit Geokunststoffen. Schweizer Verband für Geokunststoffe. St. Gallen, 2003.
- [11] ÖNORM EN ISO 12957-1: Geokunststoffe – Bestimmung der Reibungseigenschaften: Teil 1: Scherkastenversuch. Österreichisches Normungsinstitut. Wien, 2005.

- [12] ÖNORM EN ISO 12957-2: Geokunststoffe – Bestimmung der Reibungseigenschaften: Teil 2: Schiefe Ebene Versuch. Österreichisches Normungsinstitut. Wien, 2005.
- [13] ÖNORM EN ISO 13738: Geotextilien und geotextilverwandte Produkte: Bestimmung des Herausziehwerstandes aus dem Boden. Österreichisches Normungsinstitut. Wien, 2005.
- [14] Sugimoto, M.; Alagiyawanna, A.M.N.; Kadoguchi, K.: Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 19, 257-277, 2001.
- [15] Lawson, C.R.; Yee, T.W.: Semental black retaining walls with combination geodrid and anchor reinforcements. TenCate Asia, Kuala Lumpur, Malaysia, 2010.
- [16] Lackner, C.; Semprich, S.: Prestressed geosynthetic reinforced soil by compaction. *Proceeding of the 9th international Conference on Geosynthetics IGS Brasil*, 717-720, 2010.
- [17] Ehrlich, M.; Mirmoradi, S.H.; Saramago, R.P.: Evaluation of the effect of compaction on the behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 34,108-115, 2012.
- [18] Chew, S.H.; Tan S.A.; Leong, K.W.: Performance of geotextile stabilized unpaved road systems subjected to pretensioning. *Geo-Frontiers Conference*, Austin, Texas, 2005.
- [19] Lovisa, J.; Shukla, S.K.; Sivakugan, N.: Behaviour of prestressed geotextile-reinforced sand bed supporting a loaded circular footing. *Geotextiles and Geomembranes*, 28, 23-32, 2009.
- [20] Poprask, K.: Experimentelle Untersuchungen zur Visualisierung von Boden-Bauwerksinteraktionen mit Hilfe von synthetisch hergestelltem, synthetischem Boden. Masterarbeit. Graz. Technische Universität Graz, 2012.
- [21] Burgstaller, M.: Dynamische Laborversuche an geogitterbewehrter Erde. Masterarbeit. Graz. Technische Universität Graz, 2011.
- [22] ÖNORM EN 14475: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Bewehrte Schüttkörper. Österreichisches Normungsinstitut. Wien, 2006.

[23] FGSV 516: Merkblatt für die Verdichtung des Untergrundes und Unterbaues im Straßenbau. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Köln, 2003.

9.2 Tabellenverzeichnis

<i>Tabelle 1:</i> Übersichtstabelle Bodenparameter	15
<i>Tabelle 2:</i> Steifigkeiten Geogitter für ausgewählte Dehnungen aus Zugversuch HTL Ortwein.....	18
<i>Tabelle 3:</i> Steifigkeiten Geogitter für ausgewählte Dehnungen aus Zugversuch 1 IBG-Labor	20
<i>Tabelle 4:</i> Steifigkeiten Geogitter für ausgewählte Dehnungen aus Zugversuch 4 IBG-Labor	20
<i>Tabelle 5:</i> Reibungs- bzw. Verbundbeiwerte, Dijak (2012) [04].....	21
<i>Tabelle 6:</i> Parameter zur Berechnung des char. Herauszieh Widerstandes $R_{A,k}$	42
<i>Tabelle 7:</i> Dehnungen und die daraus resultierenden Zugkräfte.....	43
<i>Tabelle 8:</i> Trapeziefen für Dehnungen ε von 0,5-3,0%	48
<i>Tabelle 9:</i> Verwendete Messinstrumente, Vorspanngraben.....	53
<i>Tabelle 10:</i> Versuchsprogramm des Konzeptes des Vorspanngrabens.....	54
<i>Tabelle 11:</i> Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 1	57
<i>Tabelle 12:</i> Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 2	58
<i>Tabelle 13:</i> Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 3	58
<i>Tabelle 14:</i> Zusammenfassung Vorspannkraft Geogitter	59
<i>Tabelle 15:</i> Zusammenfassung Längenänderung Geogitter im Vorspanngraben	61
<i>Tabelle 16:</i> Verwendete Messinstrumente, Herausziehversuch.....	63
<i>Tabelle 17:</i> Versuchsprogramm Herausziehversuch	64
<i>Tabelle 18:</i> Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 4 und 5	65
<i>Tabelle 19:</i> Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 7 und 8	66
<i>Tabelle 20:</i> Unterschiede der Verankerungslänge $L_{A,ges}$ durch Reibungsflächenanzahl n	67
<i>Tabelle 21:</i> Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 10 und 11	68
<i>Tabelle 22:</i> Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 12 und 13	68
<i>Tabelle 23:</i> Zusammenfassung Schüttdichten Versuch 14 und 15	68
<i>Tabelle 24:</i> Zusammenfassung errechneter Parameter aus Herausziehversuchen	74
<i>Tabelle 25:</i> Unterschied der Verankerungslänge durch $f_{sg,k}$	75
<i>Tabelle 26:</i> Verwendete Messinstrumente, Schichtdickenvariation.....	77
<i>Tabelle 27:</i> Versuchsprogramm Schichtdickenvariation.....	77
<i>Tabelle 28:</i> Parameter der einzelnen Schüttstreifen von Versuch 15.....	79
<i>Tabelle 29:</i> Parameter der einzelnen Schüttstreifen von Versuch 16.....	80

9.3 Abbildungsverzeichnis

<i>Abbildung 1:</i> Übersicht der Einteilung von Geokunststoffen, Saathoff (1994)	10
<i>Abbildung 2:</i> Interaktionsbeiwerte Geogitter-Boden, Dijak (2012) [04].....	12
<i>Abbildung 3:</i> Schematische Darstellung eines Herausziehkastens	13
<i>Abbildung 4:</i> Kraft-Dehnungsverhalten des verwendeten Geogitters	17
<i>Abbildung 5:</i> Kraft-Dehnungsverhalten des verwendeten Geogitters bei 1,0 m Breite	19
<i>Abbildung 6:</i> Schematische Darstellung Herausziehversuch mit Softfacing.....	22
<i>Abbildung 7:</i> Erstellen eines ebenen Planums.....	23
<i>Abbildung 8:</i> Auflegen des Geogitters	24
<i>Abbildung 9:</i> Aufschütten des ersten Schüttstreifens	24
<i>Abbildung 10:</i> Verdichten des ersten Schüttstreifens – Ansicht	24
<i>Abbildung 11:</i> Verdichten des ersten Schüttstreifens – Grundriss	25
<i>Abbildung 12:</i> Aufschütten des zweiten Schüttstreifens – Ansicht	25
<i>Abbildung 13:</i> Aufschütten des zweiten Schüttstreifens – Grundriss.....	26
<i>Abbildung 14:</i> Verdichten des zweiten Schüttstreifens – Ansicht	26
<i>Abbildung 15:</i> Verdichten des zweiten Schüttstreifens – Grundriss	27
<i>Abbildung 16:</i> Erstellen eines ebenen Planums.....	28
<i>Abbildung 17:</i> Aufbringen Geogitter und Stirnverbau	28
<i>Abbildung 18:</i> Aufschütten 1. Schüttstreifen	28
<i>Abbildung 19:</i> Verdichten 1. Schüttstreifen	29
<i>Abbildung 20:</i> Einbringen Vorspannung durch Bagger	29
<i>Abbildung 21:</i> Aufschütten 2. Schüttstreifen	30
<i>Abbildung 22:</i> Verdichten 2. Schüttstreifen	30
<i>Abbildung 23:</i> Aufschütten 3. Schüttstreifen	31
<i>Abbildung 24:</i> Verdichten 3. Schüttstreifen	31
<i>Abbildung 25:</i> Umschlagen Geogitter	31
<i>Abbildung 26:</i> Erstellen eines ebenen Planums.....	32
<i>Abbildung 27:</i> Erstellen des Vorspanngrabens – Ansicht.....	32
<i>Abbildung 28:</i> Erstellen des Vorspanngrabens – Grundriss.....	33
<i>Abbildung 29:</i> Auflegen des Geogitters – Ansicht	33
<i>Abbildung 30:</i> Auflegen des Geogitters – Grundriss	34
<i>Abbildung 31:</i> Beidseitige Aufschüttungen als Verankerung des Geogitters – Ansicht	34
<i>Abbildung 32:</i> Beidseitige Aufschüttungen als Verankerung des Geogitters – Grundriss.....	35
<i>Abbildung 33:</i> Aufschüttung über Vorspanngraben – Ansicht	35
<i>Abbildung 34:</i> Aufschüttung über Vorspanngraben – Grundriss	36
<i>Abbildung 35:</i> Aufschütten der restliche Schüttstreifen – Ansicht	36

<i>Abbildung 36: Aufschütten der restlichen Schüttstreifen – Grundriss</i>	37
<i>Abbildung 37: Geometrische Größen des Konzeptes Vorspanngraben</i>	37
<i>Abbildung 38: Verankerung durch Aufschüttung</i>	38
<i>Abbildung 39: Verankerungsgraben</i>	39
<i>Abbildung 40: Verankerung durch Aufschüttung und Haarnadeln</i>	39
<i>Abbildung 41: Detailansichten Haarnadeln</i>	40
<i>Abbildung 42: Detailansichten Verankerungsleisten</i>	41
<i>Abbildung 43: Skizzenhafter Plan der wirkenden Kräfte und Spannungen</i>	42
<i>Abbildung 44: Plan der wirkenden Kräfte und Spannungen</i>	42
<i>Abbildung 45: Teilausschnitt aus Plan der wirkenden Kräfte und Spannungen</i>	43
<i>Abbildung 46: Diagramm, Einfluss der Schüttstreifenhöhe h, $n = 2$, Wichte γ, $f_{sg,k}$</i>	44
<i>Abbildung 47: Diagramm, Einfluss der Zugkraft F, $n = 2$, Wichte γ, $f_{sg,k}$</i>	45
<i>Abbildung 48: Diagramm, Einfluss der Schüttstreifenhöhe h, $n = 1$, Wichte γ, $f_{sg,k}$</i>	45
<i>Abbildung 49: Diagramm, Einfluss der Zugkraft F, $n = 1$, Wichte γ, $f_{sg,k}$</i>	46
<i>Abbildung 50: Parameter des Vorspanngrabens</i>	47
<i>Abbildung 51: Diagramm, Einfluss des Böschungswinkels α, Länge L, Dehnung ε</i>	47
<i>Abbildung 52: Kräfteplan Verankerungsbügel</i>	49
<i>Abbildung 53: Versuchseinrichtung im derzeitigen Zustand</i>	50
<i>Abbildung 54: Versuchseinrichtung mit Sichtfenster über 6 Felder</i>	50
<i>Abbildung 55: Druck- und Zugkraftmessdose S21S, eingebauter Zustand</i>	51
<i>Abbildung 56: Lage der Messinstrumente und deren Bezeichnungen, Vorspanngraben</i>	52
<i>Abbildung 57: Spindeltrieb zur Fixierung des Geogitters</i>	53
<i>Abbildung 58: Markierte Querstrangenden des Geogitters</i>	55
<i>Abbildung 59: Aufbringen des Rieselschutzes</i>	56
<i>Abbildung 60: Vorspanngraben vor Aufschüttung, Versuch 1, 0,5 % Dehnung</i>	60
<i>Abbildung 61: Grafische Auswertung Versuch 1, 0,5 % Dehnung</i>	60
<i>Abbildung 62: Grafische Auswertung Versuch 2, 1,0 % Dehnung</i>	60
<i>Abbildung 63: Grafische Auswertung Versuch 3, 1,0 % Dehnung</i>	60
<i>Abbildung 64: Kraft-Wegdiagramm Prüfung Versuche 2 und 3</i>	61
<i>Abbildung 65: Lage der Messinstrumente und deren Bezeichnungen, Vorspanngraben</i>	63
<i>Abbildung 66: Rückwertige Einsenkung nach Herausziehversuch</i>	66
<i>Abbildung 67: Weg-Kraftdiagramm Herausziehwiderstand Versuche 4 und 5</i>	69
<i>Abbildung 68: Weg-Kraftdiagramm Herausziehwiderstand Versuche 7 und 8</i>	70
<i>Abbildung 69: Weg-Kraftdiagramm Herausziehwiderstand Versuche 10 und 11</i>	71
<i>Abbildung 70: Weg-Kraftdiagramm Herausziehwiderstand Versuche 12 und 13</i>	72
<i>Abbildung 71: Weg-Kraftdiagramm Herausziehwiderstand Versuche 14 und 15</i>	73

<i>Abbildung 72:</i> Lage der Messinstrumente und deren Bezeichnungen, Schichtdickenvariation	76
<i>Abbildung 73:</i> Bezeichnungen und Abmessungen der Schüttstreifen	79
<i>Abbildung 74:</i> Diagramm Vergleich S_S_1_2 konv. bewehrt zu perm. Vorgespannt	81
<i>Abbildung 75:</i> Diagramm Vergleich S_S_2_1 konv. bewehrt zu perm. Vorgespannt	81
<i>Abbildung 76:</i> Diagramm Vergleich S_S_2_2 konv. bewehrt zu perm. Vorgespannt	82
<i>Abbildung 77:</i> Diagramm Vergleich S_S_2_3 konv. bewehrt zu perm. Vorgespannt	83

9.4 Formelverzeichnis

(1) Formel zur Berechnung der Sekantensteifheit j	17
(2) Formel zur Berechnung des Umrechnungsfaktors c	18
(3) Formel zur Berechnung des Sekantenmoduls J_{sek}	18
(4) Formel zur Berechnung des Herausziehewiderstandes $R_{A,k}$	42
(5) Formel zur Berechnung der Verankerungslänge L_A	43
(6) Formel zur Berechnung der Verankerungslänge $L_{A,\text{ges}}$	43
(7) Formel zur Berechnung der vertikalen Normalspannung σ_v	44
(8) Formel zur Berechnung des charakteristischen mittleren Reibungsbeiwertes $f_{\text{sg},k}$	46
(9) Formel zur Berechnung des Verbundbeiwertes für Reibung λ	46
(10) Formel zur Berechnung der Höhe des Verankerungsgrabens h_G	48
(11) Formel zur Rückrechnung des charakteristischen mittleren Reibungsbeiwertes $f_{\text{sg},k}$	73

10 CD