

# **Interaktionsmodell zur Bemessung von Verankerungsgräben mit Geogittern**

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen  
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen  
zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der Ingenieurwissenschaften  
genehmigte Dissertation

vorgelegt von

**Felix Jacobs**

Berichter:   Universitätsprofessor Dr.-Ing. Martin Ziegler  
                  Universitätsprofessor Dr.-Ing. Norbert Meyer  
                  Professor Dr.-Ing. Georg Heerten

Tag der mündlichen Prüfung: 20.12.2016

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Universitätsbibliothek online verfügbar.



# Inhaltsverzeichnis

<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>V</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>XIII</b>
<b>Symbolverzeichnis</b>	<b>XV</b>
<b>Kurzfassung</b>	<b>XXI</b>
<b>Abstract</b>	<b>XXIII</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2 Interaktion zwischen Geogitter und Boden und resultierender Widerstand in Verankerungsgräben</b>	<b>3</b>
2.1 Boden .....	4
2.1.1 Scherfestigkeit .....	4
2.1.2 Verformungsverhalten .....	6
2.2 Geogitter.....	6
2.2.1 Allgemeines .....	6
2.2.2 Kraft-Dehnungsverhalten von Geogittern .....	7
2.2.3 Verbindungsstellen .....	18
2.3 Kraftübertragung zwischen Geogitter und Boden.....	19
2.3.1 Interaktionsversuche und Einflüsse aus Versuchsrandbedingungen .....	20
2.3.2 Mechanismen der Kraftübertragung und deren Modellierung .....	27
2.3.3 Einflussgrößen auf Kraftübertragung .....	34
2.3.4 Verbundbeiwert .....	42
2.3.5 Normative Regelungen zu Verbundbeiwert und Herausziehwiderstand.....	46
2.3.6 Interaktionsmodellierung .....	48
2.4 Verankerungsgräben und Umlenkeffekte .....	55
2.4.1 Experimentelle Untersuchungen von Verankerungsgräben .....	56
2.4.2 Beschreibung von Umlenkeffekten .....	60
2.4.3 Berechnungsmethoden für Widerstand von Verankerungsgräben .....	61
2.4.4 Bemessung nach EBGEO (2010) und vorläufigen BAM-Zulassungen .....	65
2.4.5 Bewertung der Berechnungsmethoden .....	67
2.5 Zusammenfassende Bewertung und weiterer Forschungsbedarf .....	68

<b>3</b>	<b>Systematische Untersuchung des Interaktionsverhaltens mit Herausziehversuchen</b>	<b>71</b>
3.1	Materialien .....	71
3.1.1	Boden.....	71
3.1.2	Geogitter .....	75
3.2	Herausziehgerät.....	77
3.3	Messinstrumentierung.....	79
3.4	Versuchseinbau und -durchführung.....	80
3.5	Versuchsprogramm .....	80
3.6	Versuchsergebnisse.....	81
3.6.1	Variation der Normalspannung .....	84
3.6.2	Variation des Bodens.....	85
3.6.3	Variation der Quersuggliederanzahl.....	85
3.6.4	Variation der Einbaudichte.....	86
3.7	Zusammenfassung der Untersuchungen mit Herausziehversuchen.....	87
<b>4</b>	<b>Interaktionsmodell für die horizontale Verankerung von Geogittern im Boden</b>	<b>89</b>
4.1	Modellgleichungen .....	90
4.2	Entwicklung der Modelleingangsfunktionen.....	91
4.2.1	Kraft-Dehnungsverhalten der Geogitter und Festigkeit der Verbindungsstellen .....	91
4.2.2	Mobilisierung des Kontaktreibungswinkels zwischen Geogitterlängszugglied und Boden .....	92
4.2.3	Mobilisierte Länge der Erdwiderstandszone vor einem Quersugglied .....	96
4.3	Programmtechnische Umsetzung.....	100
4.4	Kalibrierung mit Standardversuchen .....	103
4.5	Validierung mit Herausziehversuchen im Großgerät der TU Clausthal.....	107
4.5.1	Versuchsrandbedingungen und deren Modellierung.....	107
4.5.2	Modell- und Versuchsergebnisse .....	108
4.6	Einordnung der modellierten Quersuggliedwiderstände im Vergleich zur Literatur.....	111
4.7	Zusammenfassung und Bewertung des entwickelten Interaktionsmodells .....	114
<b>5</b>	<b>Modell zur Widerstandsmobilisierung in Verankerungsgräben mit integriertem Interaktionsmodell</b>	<b>115</b>
5.1	Erweiterung des entwickelten Interaktionsmodells .....	116
5.1.1	Veränderte Randbedingungen .....	116
5.1.2	Ansatz zur Berücksichtigung von Umlenkeffekten.....	117

5.2	Anwendung des Modells auf relevante Versagensmechanismen von Verankerungsgräben .....	122
5.2.1	Gleit-/Herausziehversagen (bewehrungsparalleles Gleichgewicht) .....	123
5.2.2	Versagen der Böschungskrone (horizontales Gleichgewicht) .....	129
5.3	Validierung der modellierten Versagensmechanismen mit Modellversuchen aus der Literatur .....	130
5.3.1	Randbedingungen der Modellversuche und Materialien .....	131
5.3.2	Eingangsparameter für Modellierungen .....	131
5.3.3	Versuchs- und Modellierungsergebnisse .....	132
5.4	Validierung der modellierten Widerstandsmobilisierung mit Feldmessung in Verankerungsgräben .....	134
5.4.1	Randbedingungen und Materialien .....	134
5.4.2	Eingangsparameter für Modellierung .....	137
5.4.3	Feldmess- und Modellierungsergebnisse .....	138
5.5	Zusammenfassung und Bewertung des Gesamtmodells des Verankerungsgrabens .....	142
<b>6</b>	<b>Überprüfung des Verankerungsansatzes der EBGEO (2010) und Definition eines Modellfaktors</b> .....	<b>143</b>
6.1	Reduzierung der eingehenden Boden-, Geogitter-, und Verbundkenngrößen .....	143
6.1.1	Geogitter .....	144
6.1.2	Boden und Verbund .....	145
6.2	Vorgehensweise zur Widerstandsberechnung .....	146
6.2.1	Widerstandsberechnung mit Modell .....	146
6.2.2	Widerstandsberechnung nach EBGEO (2010) .....	148
6.3	Darstellung des Einflusses der Umlenkeffekte .....	150
6.4	Parameterstudie .....	152
6.4.1	Variation Böschungsneigung .....	153
6.4.2	Variation Geogitterneigung im Graben .....	153
6.4.3	Variation Bewehrungslängen .....	154
6.4.4	Variation Überdeckungshöhe .....	155
6.4.5	Variation Verbundmobilisierung und -festigkeit .....	156
6.4.6	Variation Geogitterdehnsteifigkeit .....	158
6.4.7	Variation verträgliche Verschiebung der Verbindungsstellen .....	159
6.5	Definition eines Modellfaktors zur sicheren Bemessung nach EBGEO (2010) .....	159
6.5.1	Analyse von Gleiten vs. Herausziehen .....	160
6.5.2	Analyse der Widerstände Gleiten/Herausziehen vs. Böschungskrone .....	161
6.5.3	Analyse der maßgebenden Widerstände aller Berechnungen .....	161
6.5.4	Definition Modellfaktor .....	162

---

6.6	Zusammenfassung des Vergleichs von Gesamtmodell und EBGEO (2010).....	167
<b>7</b>	<b>Neues Bemessungsmodell für ULS und SLS von Verankerungsgräben</b>	<b>169</b>
7.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) .....	169
7.1.1	Nachweis gegen Versagen des Verankerungsgrabens .....	169
7.1.2	Nachweise gegen Materialversagen .....	172
7.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS).....	174
7.3	Zusammenfassung des Bemessungsmodells.....	175
<b>8</b>	<b>Vereinfachtes Bemessungsmodell für ULS von Verankerungsgräben</b>	<b>177</b>
8.1	Vereinfachtes Gesamtmodell und Ableitung eines Modellfaktors .....	177
8.1.1	Modellvereinfachung .....	177
8.1.2	Vergleich mit ursprünglichem Gesamtmodell.....	178
8.1.3	Ableitung eines Modellfaktors .....	179
8.2	Nachweis gegen Versagen des Verankerungsgrabens .....	181
8.2.1	Gleit-/Herausziehversagen .....	181
8.2.2	Versagen der Böschungskrone .....	181
8.3	Nachweise gegen Materialversagen.....	182
8.4	Zusammenfassung des vereinfachten Bemessungsmodells.....	182
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>183</b>
<b>10</b>	<b>Ausblick</b>	<b>187</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>189</b>
	<b>Vorveröffentlichungen</b>	<b>204</b>
	<b>Anlage</b>	<b>207</b>

## Abbildungsverzeichnis

Bild 1.1	Schematische Darstellung der Vorgehensweise zur Entwicklung von Bemessungsvorschlägen für Geogitter und deren Verankerungsgräben. ....	2
Bild 2.1	Verschiedene Wirkungsweisen von Geogittern. ....	3
Bild 2.2	a) Lineare und nichtlineare Grenzbedingungen (nach Maksimovic 1996) und b) Schubspannungs- und Porenzahlentwicklung im Scherversuch (DIN 18137-1). ....	5
Bild 2.3	Verschiedene Geogitterprodukte (Heerten 2013). ....	7
Bild 2.4	Qualitative Darstellung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Geokunststoffen (nach Perkins 2000). ....	8
Bild 2.5	a) Visko-plastische Dehnungsantwort eines Geokunststoffs und b) rheologisches Modell zur Beschreibung des Materialverhaltens (nach McGown et al. 2004a). ....	8
Bild 2.6	Kraft-Dehnungsverhalten verschiedener Geokunststoffe (nach Müller-Rochholz 2005).....	9
Bild 2.7	Kriech- und Relaxationssteifigkeiten in Abhängigkeit von der Temperatur (nach Thornton 2001). ....	10
Bild 2.8	Ergebnisse von Zugversuchen mit unterschiedlichen Dehnraten (aus Palmeira 2004 nach McGown 1982). ....	11
Bild 2.9	Ermittlung von a) Isochronenkurven aus b) Kriechkurven (nach EBGEO 2010).....	13
Bild 2.10	Relaxationskurven eines PP-Geogitter, ermittelt aus Kriech-Isochronenkurven, im Vergleich mit gemessenen Relaxationskurven (nach Kaliakin et al. 2000). ....	14
Bild 2.11	Spannungs-Dehnungs-Zeit-Raum des Materialverhaltens von Geokunststoffen (nach Williams 1980). ....	15
Bild 2.12	Ermittlung der Dehnsteifigkeit als Funktion der Zeit aus einem CRS-Versuch (oben links) und einem Kriechversuch (oben rechts) (nach Walters et al. 2002). ....	16
Bild 2.13	Entwicklung des ISE-Zeitdiagramms (nach McGown et al. 2004a).....	17
Bild 2.14	Darstellung des Kraft-Dehnungsverhaltens gemäß der Isochronentheorie (nach Hirakawa et al. 2003).....	17
Bild 2.15	Finite-Elemente-Berechnungen der Dehnungsbeanspruchungen von a) geschweißter Verbindungsstelle und b) integrierter Verbindungsstelle eines gestreckten Gitters (nach Ziegler & Timmers 2005b). ....	18
Bild 2.16	Klemmen für Festigkeitsversuche an a) integrierten und b) gelegten Verbindungsstellen (GRI-GG2 2005).....	19
Bild 2.17	Herausziehversuchsgerät aus DIN 60009:2011-05.....	21
Bild 2.18	Frontwandausbildungen in Herausziehversuchen (nach Palmeira 2009).....	22
Bild 2.19	Gemessene Horizontalspannungen auf Frontwand, normiert mit durchschnittlicher Scherspannung entlang Geogitter (Palmeira & Dias 2007 aus Palmeira 2009). ....	23
Bild 2.20	Einfluss der Ausführung der oberen Randbedingung: a) Versuche von Palmeira & Milligan (1989) (nach Palmeira 2009) und b) FEM-Berechnungen von Dias (2004). ....	24
Bild 2.21	a) Zugkraft- und b) Normalspannungsverteilung auf Geogitterhöhe in Herausziehversuchen, ermittelt mit DEM-Berechnungen (nach Wang et al. 2016). ....	25

Bild 2.22	In-situ-Herausziehversuche aus einer geogitterbewehrten Wand (Farrag und Morvant, 2004).....	26
Bild 2.23	In-situ-Herausziehversuche aus einer Kastenfangedamm-artigen Konstruktion (Becker, 2006).....	27
Bild 2.24	Mechanismen der Kraftübertragung (nach Wilson-Fahmy & Koerner 1993).....	28
Bild 2.25	a) Spannungskonzentration vor Querzuggliedern (Dyer 1985, aus Palmeira 2009) und b) Auflockerung hinter Querzuggliedern (nach Heitz 2002).....	29
Bild 2.26	Kleinmaßstäbliche Herausziehversuche an einzelnen Längs- und Querzuggliedern (modifiziert von Teixeira et al. 2007).....	30
Bild 2.27	Quantitativer Einfluss der Querzugglieder auf den Herausziehwiderstand. ....	31
Bild 2.28	Analytische Lösungen für den Querzuggliedwiderstand gegen Herausziehen (erweitert nach Palmeira & Milligan 1989). ....	32
Bild 2.29	a) Modell des Erdwiderstands vor Querzuggliedern und b) Mobilisierungsfunktion der mobilisierten Erdwiderstandszone für eine Geogitter-Boden-Kombination (nach Ziegler & Timmers 2003).....	33
Bild 2.30	a) Schematische Darstellung der Normalspannung entlang Erddruckzone vor Querzuggliedern (nach Ziegler & Timmers 2004b) und b) Normalspannungsentwicklung in Herausziehversuchen (nach Teixeira et al. 2007). ....	34
Bild 2.31	Einfluss der Einbaudichte des Bodens.....	35
Bild 2.32	Einfluss der Normalspannung für dichten und lockeren Sand (nach Juran et al. 1988). ....	36
Bild 2.33	Einfluss des Wassergehalts bei a) dichtem Einbau und b) sowie c) lockerem Einbau (nach Ferreira et al. 2015). ....	37
Bild 2.34	Einfluss von Querschnittsform und -höhe der Querzugglieder auf Querzuggliedwiderstand (nach Palmeira 2009).....	38
Bild 2.35	Einfluss der Öffnungsweite zur Korngröße auf die Scherfugenbildung (nach Jewell et al. 1984, aus Ruiken 2013). ....	39
Bild 2.36	Beeinflussung der Querzugglieder in Abhängigkeit ihrer Anordnung (nach Palmeira 2009).....	40
Bild 2.37	Darstellung der Spannungsaufnahmefähigkeit über Verhältnis von Mindestöffnungsweite und Korndurchmesser $d_{90}$ bzw. $d_{50}$ (nach Ruiken 2013).....	40
Bild 2.38	Querzuggliedwiderstand aus Versuchen und rechnerisch unter Verwendung des Beeinflussungsgrads von Palmeira & Milligan (1989) (Müller 2011). ....	41
Bild 2.39	Max. Spannungsaufnahme von geogitterbewehrten Modellversuchen mit Sand (modifiziert von Bussert 2006).....	42
Bild 2.40	Diskretes Modell eines fiktiven Herausziehversuchs von Wilson-Fahmy & Koerner (1993): a) eindimensionales Federmodell, b) Eingangsfunktionen, c) Zugkraftverläufe und d) Widerstandsanteile für steifes Geogitter (modifiziert). ....	50
Bild 2.41	a) Finite-Elemente-Modell eines Herausziehversuchs von Yogarajah & Yeo (1994) und b) Interface-Formulierung von Goodman et al. (1968). ....	54
Bild 2.42	Verankerungsgräben verschiedener Geometrien. ....	56
Bild 2.43	Herausziehversuche aus Verankerungsgräben in Böschung (a) nach Chareyre et al. (2002) und b) nach Briançon et al. (2000).....	57

Bild 2.44	Versagensmechanismen im schluffigen Sand für V-förmige Verankerungsgräben (nach Girard et al. 2006).....	57
Bild 2.45	Herauszieh Widerstände im sandigen Schluff für drei Verankerungsgräben mit gleichen Gesamtbewehrungslängen von 2,1 m (nach Girard et al. 2006). ....	58
Bild 2.46	Herauszieh Widerstände im sandigen Schluff für vier Verankerungsgräben mit gleichen horizontalen Verankerungslängen von 1,6 m (nach Girard et al. 2006). ....	58
Bild 2.47	In-situ-Herausziehversuche aus Verankerungsgräben in Böschung (nach Girard et al. 2006).....	59
Bild 2.48	Versagensmechanismen von a) V-förmigem und b) trapezförmigem Verankerungsgraben in Böschung (Girard et al. 2006).....	59
Bild 2.49	Umlenkkräfte an Knickstellen und kreisförmigen Krümmungen im Spannbetonbau (nach Leonhardt 1980).....	60
Bild 2.50	Seilreibung an Umlenkrolle. ....	61
Bild 2.51	Mögliche Versagensmechanismen im Verankerungsgraben. ....	62
Bild 2.52	Ansätze für Herauszieh Widerstand einer L-förmigen Verankerung a) Hullings & Sansone (1997), b) Koerner (2012b), c) Guide Technique (2000) (nach Villard & Chareyre 2004). ....	62
Bild 2.53	Ansätze für Herauszieh Widerstand einer V-förmigen Verankerung von Villard & Chareyre (2004). ....	63
Bild 2.54	Nachweise gegen a) Herausziehen der Bewehrung aus dem Verankerungsgraben und b) Abscheren der Böschungskrone (nach GDA-Empfehlungen 1997). ....	63
Bild 2.55	Gleiten des Bodens auf der Bewehrung (nach Syllwasschy & Sobolewski 2008). ....	64
Bild 3.1	Kornverteilungen der verwendeten Böden. ....	72
Bild 3.2	Ergebnisse der Proctor-Versuche mit den verwendeten Böden. ....	72
Bild 3.3	a) Ergebnisse der direkten Scherversuche (60 × 60 mm) und b) Approximation des Reibungswinkels für Sand 0/2 bei verschiedenen Einbaudichten.....	74
Bild 3.4	a) Ergebnisse der direkten Scherversuche (300 × 300 mm) und b) Approximation des Reibungswinkels für Kies 0/32 bei verschiedenen Einbaudichten und Schotter 0/32. ....	75
Bild 3.5	Ergebnisse des Gitters GL-2800/1200 aus a) Kurzzeitzugversuchen nach DIN EN ISO 10319 und b) Versuchen zur Festigkeit der Verbindungsstellen nach GRI-GG2 (2005).....	77
Bild 3.6	Verwendetes Herausziehgerät nach DIN 60009. ....	78
Bild 3.7	Vergleich zwischen starrer und flexibler Belastung auf Probekörper mittels DEM-Berechnungen (nach Wang et al. 2015). ....	79
Bild 3.8	Verschiebungsmessung entlang des Geogitters innerhalb des Versuchskastens: a) Detail der Drahtbefestigung am Geogitter und b) Anschlüsse der Drähte an induktive Wegaufnehmer hinter dem Versuchskasten.....	79
Bild 3.9	a) Aus den Kraftmessungen berechnete Normalspannungen oben, unten und auf Geogitterhöhe und b) Verteilung der Normalspannung unterhalb der Bodenplatte.....	82
Bild 3.10	Entwicklung des Herauszieh Widerstands.....	83
Bild 3.11	Verschiebungsmessung entlang Geogitter: a) Verschiebungsverläufe und b) Entwicklung der Geogitterlängung für verschiedene Abschnitte.....	83
Bild 3.12	a) Setzungen der Kopfplatte und b) Entwicklung der Trockendichte im Versuch.....	84

Bild 3.13	Ergebnisse der Versuche bei verschiedenen Normalspannungen (Sand 0/2, $D_{Pr} = 100 \%$ , GL-4300/1200, SV). .....	85
Bild 3.14	Ergebnisse der Versuche mit größter Einbaudichte der verschiedenen Böden (dicht, $\sigma_n = 50 \text{ kN/m}^2$ , GL-4300/1200, SV). .....	85
Bild 3.15	Ergebnisse der Versuche mit verschiedener Querschnittszahl (Sand 0/2, $D_{Pr} = 100 \%$ , $\sigma_n = 100 \text{ kN/m}^2$ , GL-4300/1200). .....	86
Bild 3.16	Ergebnisse der Versuche mit verschiedenen Einbaudichten im Sand 0/2 ( $\sigma_n = 50 \text{ kN/m}^2$ , GL-4300/1200). .....	86
Bild 3.17	Ergebnisse der Versuche mit verschiedenen Einbaudichten im Kies 0/32 ( $\sigma_n = 20 \text{ kN/m}^2$ , GL-4300/1200). .....	87
Bild 3.18	Entwicklung der Dichte während Versuchen mit verschiedenen Einbaudichten (Kies 0/32, $\sigma_n = 20 \text{ kN/m}^2$ , GL-4300/1200). .....	87
Bild 4.1	Schematische Darstellung der Vorgehensweise zur Entwicklung von Bemessungsvorschlägen für Verankerungsgräben mit Geogittern. ....	89
Bild 4.2	Darstellung des Modells mit Unterteilung der Längszugglieder in 1D-Elemente mit und ohne angreifendem Querschnittszugglied sowie der Modelleingangsfunktionen. ....	90
Bild 4.3	a) Ergebnisse von Kurzzeit-Zugversuchen des Gitters GL-2800/1200 und deren Approximation und b) Entwicklung eines Versagenskriteriums basierend auf Verschiebungen von Verbindungsstellen bei Versagen. ....	92
Bild 4.4	a) Mobilisierung und b) maximale Kontaktreibungswinkel zwischen Längszuggliedern von GL-4300/1200 und Sand 0/2 .....	93
Bild 4.5	Mobilisierte Kontaktreibungswinkel zwischen Längszuggliedern von GL-4300/1200 und a) Sand 0/2 und b) Kies 0/32. ....	94
Bild 4.6	Gemessene und modellierte Verschiebungen entlang der Geogitter in S0-Versuchen mit GL-4300/1200 im Sand 0/2 ( $D_{Pr} = 100 \%$ ). .....	95
Bild 4.7	Normalspannungsverteilung an Probenunterseite für S1-Versuche mit GL-4300/1200 im a) Sand 0/2 und b) Schotter 0/32. ....	97
Bild 4.8	Mobilisierte Länge der Erdwiderstandszone vor Querschnittszuggliedern (Sand 0/2, GL-4300/1200). .....	98
Bild 4.9	Gemessene und modellierte Verschiebungen entlang der Geogitter in S1-Versuchen mit GL-4300/1200 im Sand 0/2 ( $D_{Pr} = 100 \%$ ). .....	99
Bild 4.10	Struktur des Programms zur Modellierung der Herausziehversuche. ....	100
Bild 4.11	Flussdiagramm zur Darstellung des Programmablaufs (für bessere Übersichtlichkeit Darstellung nur mit Geogitterzugkraft T und -verschiebung u). ....	101
Bild 4.12	Darstellung des Aufbaus des Rechnungsteils des Programmcodes. ....	102
Bild 4.13	Visualisierung der Interaktionsberechnung mit den Phasen „Aktivierung“ und „Durchziehen“ des Geogitters. ....	102
Bild 4.14	Versuchs- und Modellierungsergebnisse der Versuche mit GL-4300/1200 im Sand 0/2. ....	104
Bild 4.15	Versuchs- und Modellierungsergebnisse der Versuche mit GL-4300/1200 im Schotter 0/32. ....	105
Bild 4.16	Versuchs- und Modellierungsergebnisse der Versuche mit GL-4300/1200 im Kies 0/32. ....	106
Bild 4.17	Großes Herausziehgerät an der TU Clausthal und Position der Messstellen am Geogitter GL-4300/1200 im Schotter 0/32. ....	107

Bild 4.18	Versuchs- und Modellierungsergebnisse der großen Herausziehversuche mit dem Geogitter GL-4300/1200 aus Schotter 0/32. ....	109
Bild 4.19	Im großen Herausziehversuch an der TU Clausthal gemessene Verschiebungen und Dehnungen entlang des Geogitters und deren Modellierungen von dem Versuch mit Geogitter GL-4300/1200 im Schotter 0/32 bei 100 kN/m <sup>2</sup> . ....	110
Bild 4.20	Maximal mobilisierbarer Erdwiderstand vor Quersuggliedern aus Versuchen von Palmeira (2004), Sieira et al. (2009) und Ziegler & Timmers (2003 und 2004) sowie aus dem entwickelten Modell (erweitert nach Müller 2011). ....	111
Bild 4.21	Herausziehwiiderstandsanteile für Versuche im Standardgerät mit GL-4300/1200 bei 100 kN/m <sup>2</sup> im a) Sand 0/2 und b) Schotter 0/32. ....	112
Bild 4.22	Herausziehwiiderstandsanteile für Versuch im großen Gerät der TU Clausthal mit GL-4300/1200 im Schotter 0/32 bei 100 kN/m <sup>2</sup> . ....	112
Bild 5.1	Oberflächenparalleles System mit Geogitterbewehrung. ....	115
Bild 5.2	Geogitterverlauf in einem Verankerungsgraben mit vier Umlenkungen. ....	117
Bild 5.3	Kräftegleichgewicht an a) nach unten geöffneter und b) nach oben geöffneter Umlenkung. ....	118
Bild 5.4	a) Umlenkspannung und b) Geometrie bei kreisförmiger Umlenkung des Geogitters. ....	119
Bild 5.5	Wirkende Kräfte im Fall der Umlenkabhebung und Krafteck. ....	122
Bild 5.6	Definition der Bezeichnungen eines Verankerungsgrabens. ....	123
Bild 5.7	Prinzipielle Darstellung der Mechanismen a) Herausziehen und b) Gleiten. ....	123
Bild 5.8	Relevante Mechanismen des Gleit-/Herausziehversagens mit zunehmender Mobilisierung des Geogitters. ....	126
Bild 5.9	Freigeschnittene Bodenblöcke für Herleitung des Übergangs von Herausziehen zu Gleiten. ....	127
Bild 5.10	Relevante Bruchmechanismen für Versagen der Böschungskrone mit zunehmender Mobilisierung des Geogitters. ....	129
Bild 5.11	Modellverankerungsversuche: a) Versuchsgerät und b) Messinstrumentierung (nach Girard et al. 2006). ....	131
Bild 5.12	Geometrien der modellierten Versuche mit a) gleicher Geogitterlänge von 2,1 m und b) gleicher horizontaler Verankerungslänge von 1,6 m. ....	132
Bild 5.13	Gemessene und modellierte Verankerungswiderstände sowie Versagensmechanismen für Systeme mit a) gleicher Gesamtbewehrungslänge von 2,1 m und b) gleicher horizontaler Verankerungslänge von 1,6 m. ....	133
Bild 5.14	a) Versagensmodi zweier Systeme (nach Girard et al. 2006) und b) Verformung der Böschungskrone als Bodenaufleger (nach Chareyre et al. 2002). ....	134
Bild 5.15	Instrumentierter Verankerungsgrabens der Deponie Pochsandhalde Zellerfeld Tal (Haazio et al., 2011). ....	135
Bild 5.16	Ausführungsplan des instrumentierten Verankerungsgrabens (Vollmert et al., 2012). ....	135
Bild 5.17	Zusammenfassung der Geometrie des ausgeführten Verankerungsgrabens. ....	136
Bild 5.18	Kornverteilungen mehrerer Pochsandproben aus Haazio et al. (2011) im Vergleich zum im Labor untersuchten Sand 0/2. ....	136
Bild 5.19	Versuchsergebnisse für Geogitter GL-8600/1200 aus a) Kurzzeitzugversuchen und b) Kriechversuchen. ....	137

Bild 5.20	Spannungen auf Höhe des Geogitters infolge des Bodeneigengewichts. ....	138
Bild 5.21	Modell- und Feldmessergebnisse zur Modellvalidierung.....	139
Bild 5.22	a) Normalspannungen auf das Geogitter entlang des Verankerungsgrabens und b) Mobilisierung des Herausziehwidestands. ....	140
Bild 5.23	Modellierte Zugkraft-, Dehnungs- und Verschiebungsverläufe sowie Beanspruchungen der Verbindungsstellen für drei Belastungszustände.....	140
Bild 5.24	Entwicklungen a) der Widerstandsausnutzung während der Mobilisierung der Verankerung und b) der maximalen Verschiebung einer Verbindungsstelle. ....	141
Bild 6.1	Abschnittsweise lineare Langzeit-Dehnsteifigkeiten von typischer S-förmiger Zugkraft- Dehnungskurve eines PET-Geogitters.....	144
Bild 6.2	Darstellung des geringen Einflusses der Wahl des Bettungsmoduls $k_s$ für den Ansatz der Umlenkpressung auf den Gesamtverankerungswiderstand. ....	150
Bild 6.3	Mobilisierung der modellierten Widerstände mit und ohne Berücksichtigung der Umlenkeffekte im Vergleich zu den Widerständen nach EBGEO (2010). ....	151
Bild 6.4	Verhältnis von modellierten Widerstände mit und ohne Berücksichtigung der Umlenkeffekte zu Widerständen nach EBGEO (2010): a) Mobilisierung und b) Maximalwerte.....	151
Bild 6.5	a) Ausgangssysteme und b) Bandbreite der variierten Kenngrößen innerhalb der Ausgangssysteme der Parameterstudie.....	152
Bild 6.6	Variation der Böschungsneigung.....	153
Bild 6.7	Variation der Geogitterneigung im Graben. ....	154
Bild 6.8	Variation der Bewehrungslängen. ....	155
Bild 6.9	Variation der Überdeckungshöhe im Verankerungsgraben.....	155
Bild 6.10	Variation des Verbunds – modellierte Verankerungswiderstände.....	156
Bild 6.11	Variation des Verbunds – Verhältniswerte der Modell- zu EBGEO-Widerständen.....	157
Bild 6.12	Variation des Verbunds über Länge der unterliegenden Drainagematte. ....	158
Bild 6.13	Variation der Geogitterdehnsteifigkeit. ....	158
Bild 6.14	Variation der verträglichen Verschiebung der Verbindungsstellen. ....	159
Bild 6.15	Herausziehen vs. Gleiten in Berechnungen nach EBGEO (2010): a) Überprüfung des Mechanismus und b) Widerstände. ....	160
Bild 6.16	Vergleich des Widerstands der Böschungskrone a) mit Gleit- bzw. Geit-/Herausziehwidestand und b) zwischen Modell und EBGEO (2010). ....	161
Bild 6.17	a) Vergleich maßgebender Widerstände von Modell und EBGEO (2010) und b) modellierte max. Verschiebungen an Böschungskante bei max. Widerstand. ....	162
Bild 6.18	Einfluss der einzelnen Parameter auf Widerstandsverhältnis zwischen Modell und EBGEO (2010).....	162
Bild 6.19	a) Widerstandsverhältnisse im Vergleich zu EBGEO (2010) über der mod. Verankerungssteifigkeit und b) Korrelation zwischen mod. und definierter globaler Verankerungssteifigkeit.....	163
Bild 6.20	Darstellung des a) Widerstandsverhältnis und b) der zugehörigen Verschiebungen an der Böschungskante über der definierten Verankerungssteifigkeit. ....	164

---

Bild 6.21	Vergleich der mod. Widerstände ohne und mit einer konservativen Begrenzung der verträglichen Verschiebung der Verbindungsstellen auf $u_{x,md} = 30$ mm. ....	165
Bild 6.22	Vergleich von Widerständen nach EBGEO (2010) und Modell zur a) Definition eines Modellfaktors für Verankerungssteifigkeiten $k_R < 1820$ kN/m <sup>2</sup> und b) zugehörige Geogitterverschiebungen an der Böschungskante. ....	165
Bild 8.1	Vergleich des vereinfachten mit dem detaillierten Gesamtmodell. ....	178
Bild 8.2	Vergleich von vereinfachtem mit detailliertem Modell: a) max. Verankerungswiderstände und b) Widerstandsverhältnisse über Verankerungssteifigkeit. ....	179
Bild 8.3	Anwendung von Modellfaktoren: a) Widerstandsverhältnisse und b) Verteilung deren Häufigkeiten. ....	180
Bild 8.4	Vergleich der mit Modellfaktoren abgeminderten Widerstände von dem vereinfachten Modell und den EBGEO (2010). ....	180



## Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1	Übersicht zu Untersuchungen der Dehnratenabhängigkeit von Geogittern (ergänzt nach Cuelho & Ganeshan 2004).....	12
Tabelle 2.2	Übersicht der Herausziehbemessungsparameter des FHWA-NHI-00-043 (Elias et al. 2001).....	47
Tabelle 2.3	Übersicht über Interaktionsmodelle.....	52
Tabelle 3.1	Parameter zur Lagerungsdichte der verwendeten Böden.....	73
Tabelle 3.2	Geometrien der verwendeten Geogitter.....	76
Tabelle 3.3	Kraft-Dehnungsverhalten der verwendeten Geogitter.....	77
Tabelle 3.4	Versuchsprogramm der Herausziehversuche nach DIN 60009.....	81
Tabelle 3.5	Einbauparameter der Böden.....	81
Tabelle 4.1	Übersicht der Eingangsparameter zur Approximation der Mobilisierung des Kontaktreibungswinkels zwischen Geogitterlängszugglied und Boden.....	96
Tabelle 4.2	Übersicht der Eingangsparameter zur Approximation der Mobilisierung des Erdwiderstands vor Querszuggliedern.....	100
Tabelle 4.3	Parameter $c_{hyp}$ zur Mobilisierung des Erdwiderstands vor Querszuggliedern bei regulären SV-Gittern, kalibriert anhand der SV-Versuche und Parameter $f_{dil}$ zur Berücksichtigung der behinderten horizontalen Dilatanz.....	106
Tabelle 4.4	Versuchsprogramm der Herausziehversuche im Großgerät der TU Clausthal.....	108
Tabelle 4.5	Anteil des Querszuggliedwiderstands am Gesamtwiderstand für alle durchgeführten Versuche mit regulären Geogittern (SV).....	113
Tabelle 8.1	Modellfaktor zur Abminderung des Verankerungswiderstands aus vereinfachtem Gesamtmodell.....	180



## Symbolverzeichnis

### Lateinische Zeichen

$A_1$ - $A_5$	[-]	Abminderungsfaktoren nach EBGEO (2010)
$a_s$	[-]	Flächenverhältnis von Kontaktfläche Bewehrung/Boden zur Gesamtfläche
$a_{S1}$	[-]	Parameter für hyperbolische Mobilisierungsfunktion der S1-Versuche
$a_{SV}$	[-]	Parameter für hyperbolische Mobilisierungsfunktion regulärer Geogitter
$a_{xmd}$	[-]	Flächenverhältnis von Kontaktfläche Querszugglieder/Boden zur Gesamtfläche
$B_1$	[m]	Längszuggliedbreite
$b_{S1}$	[-]	Parameter für hyperbolische Mobilisierungsfunktion der S1-Versuche
$b_{SV}$	[-]	Parameter für hyperbolische Mobilisierungsfunktion regulärer Geogitter
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Kohäsionsanteil der Scherfestigkeit
$c_{hyp}$	[-]	Kalibrierungsparameter für Form der Mobilisierungsfunktion des Querszuggliedwiderstands
$c_{tanh}$	[-]	Anpassungsfaktor für Kontaktreibungsmobilisierung zur Berücksichtigung der Geogitterdehnung
$D_{Pr}$	[-]	bezogene Proctor-Dichte
$d$	[mm]	Korndurchmesser
$d_{O,1}$	[mm]	Öffnungsweite zwischen zwei Längszuggliedern
$d_{O,2}$	[mm]	Öffnungsweite zwischen zwei Querszuggliedern
$d_{50}$	[mm]	mittlerer Korndurchmesser
$E_a$	[kN/m]	aktiver Erddruck auf einen Bodenblock
$E_p$	[kN/m]	passiver Erddruck
$e$	[-]	Porenzahl
$erf R_{B,d}$	[kN/m]	Bemessungsbeanspruchung der Verankerung (aus der Böschung resultierende Zugkraft)
$F$	[kN]	Zugkraft im Geokunststoff
$F_{Kl,max}$	[kN]	maximale Zugkraft, gemessen an der Klemme
$F_{max}$	[kN]	maximale Zugkraft

$f_{dil}$	[-]	Faktor zur Berücksichtigung der horizontalen Dilatanzbehinderung in Versuchskasten
$f_{Modell/EBGEO}$	[-]	Verhältniswert der Verankerungswiderstände von Modell und EBGEO (2010)
$f_{sg}$	[-]	Reibungsbeiwert
$G_s$	[kN]	Gewichtskräfte der Bodenblöcke im Verankerungsgraben
$G_{  }^3$	[kN/m]	bewehrungsparalleler Anteil der Gewichtskraft aus aufliegendem Boden im Abschnitt 3 eines Verankerungsgrabens
$g_{  }^3$	[kN/m <sup>2</sup> ]	bewehrungsparalleler Anteil der Gewichtsspannung aus aufliegendem Boden im Abschnitt 3 eines Verankerungsgrabens
$I_D$	[-]	bezogene Lagerungsdichte
$J$	[kN/m]	Dehnsteifigkeit
$J_\varepsilon$	[kN/m]	Tangentendehnsteifigkeit
$J_{\varepsilon_1-\varepsilon_2}$	[kN/m]	Sekantendehnsteifigkeit
$J_0$	[kN/m]	dehnratenabhängige Anfangsdehnsteifigkeit
$J_{m,\infty}$	[kN/m]	mittlere Langzeitdehnsteifigkeit
$j_{Drain}$	[-]	Umlenkung $j$ bis zu der eine Drainagematte unterhalb des Geogitters liegt
$K_0$	[-]	Erdruhedruckbeiwert
$K_a$	[-]	Beiwert für den aktiven Erddruck
$k_R$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Verankerungssteifigkeit eines Verankerungsgrabens
$k_R^{Modell}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Verankerungssteifigkeit aus Modellierung
$k_s$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Bettungsmodul des Bodenaufagers an Böschungskrone
mob L	[m]	verschiebungsabhängige mobilisierte Länge der Erdwiderstandszone vor Querszugglied
$L_a$	[m]	Verankerungslänge
$L_e$	[m]	Elementlänge
$L_{ges}$	[m]	Geogittergesamtlänge im Verankerungsgraben
$L_{U,j}$	[m]	Umlenkstrecke
$m_{\delta,i}$	[-]	Steigung nach Maximalwert in Funktion zur Kontaktreibungsmobilisierung von Längszuggliedern
$n$	[-]	Anzahl der ansetzbaren Reibungsflächen
$n_g$	[1/m]	Anzahl Längszugglieder je Meter

$n_L$	[-]	Anzahl der Längszugglieder im Versuch
$R_B$	[kN/m]	Verankerungswiderstand
$R_{B,GL/HZ}$	[kN/m]	Verankerungswiderstand für Gleit-/Herausziehmechanismus
$R_{B,BK}$	[kN/m]	Verankerungswiderstand für Böschungskronenmechanismus
$R_{Bk0}$	[kN/m]	Geogitterkurzzeitzugfestigkeit als 5 %-Quantil der Messwerte $T_f$
$R_{B,k,\infty}$	[kN/m]	charakteristische Geogitterlangzeitzugfestigkeit
$R_t$	[kN/m]	anzusetzenden Widerstände entlang der Verankerungslänge
$R_{xmd,f}$	[kN/m]	Kurzzeitscherfestigkeit der Verbindungsstellen als 5 %-Quantil der Messwerte $T_{xmd,f}$
$R_{xmd,k,\infty}$	[kN/m]	charakteristische Langzeitscherfestigkeit der Verbindungsstellen
$S_1$	[m]	Längszuggliedabstand
$S_2$	[m]	Querzuggliedabstand
$T$	[kN/m]	Geogitterzugkraft je Meter
$T_g$	[°]	Glastemperatur
$T_i$	[kN/m]	Geogitterzugkraft am Elementrand
$T_f$	[kN/m]	gemessene Kurzzeitzugfestigkeit eines Geogitters in Längszugrichtung
$T_m$	[kN/m]	mittlere Geogitterzugkraft
$T_{max}$	[kN/m]	maximale Geogitterzugkraft
$T_{Kl}$	[kN/m]	Herausziehkraft gemessen an der Klemme
$T_{S0}$	[kN/m]	Herauszieh Widerstand von Versuch ohne Querzugglieder
$T_{S1}$	[kN/m]	Herauszieh Widerstand von Versuch mit einem Querzugglied
$T_{xmd}$	[kN/m]	mob. Erdwiderstand vor Querzugglied
$T_{xmd,d}$	[kN/m]	Bemessungsscherbeanspruchung von Verbindungsstellen
$T_{xmd,f}$	[kN/m]	gemessene Festigkeit von Verbindungsstellen nach GRI-GG2 (2005)
$t$	[m]	Zugglieddicke
$U_j$	[kN/m]	Umlenkkraft an Umlenkung j
$u_{g1}$	[m]	Grenzverschiebung bis zum Maximalwert in Funktion zur Kontaktreibungsmobilisierung von Längszuggliedern
$u_{g2}$	[m]	Grenzverschiebung bis zur zweiten Verlaufsänderung in Funktion zur Kontaktreibungsmobilisierung von Längszuggliedern
$u_i$	[m]	Verschiebung von Element i

$u_m$	[m]	mittlere Geogitterverschiebung
$u_{K1}$	[m]	Geogitterverschiebung gemessen an der Klemme
$u_{0,R}$	[m]	Geogitterverschiebung an Böschungskante bei maximalem Widerstand
$u_{xmd}$	[m]	Querzuggliedverschiebung
$u_{xmd,f}$	[m]	max. verträgliche Verschiebung von Verbindungsstellen
$v$	[mm/min]	Herausziehgeschwindigkeit
$w$	[-]	Wassergehalt

### Griechische Zeichen

$\beta$	[-]	Belastungsgrad eines Geogitters
$\beta_s$	[°]	Bewehrungsneigung in Abschnitt s
$\gamma_1$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte des Bodens 1
$\gamma_2$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte des Bodens 2
$\gamma_a$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Herausziehwiderstand
$\gamma_{MF}$	[-]	Modellfaktor zur Berücksichtigung der Unsicherheit des vereinfachten Modells
$\delta$	[°]	mob. Kontaktreibungswinkel zwischen Längszugglied und Boden
$\delta_{max}$	[°]	max.. Kontaktreibungswinkel zwischen Längszugglied und Boden
$\delta_{max}^{ref50}$	[°]	maximal mobilisierter Kontaktreibungswinkel (bei $\sigma_{n,ref} = 50 \text{ kN/m}^2$ )
$\delta_{g,Drain}$	[°]	Reibungswinkel zwischen Bewehrungslage und unterliegender Drainagematte
$\delta_{sg}$	[°]	Reibungswinkel in Material-Boden-Grenzfläche einschließlich eventueller Öffnungen
$\varepsilon$	[%]	Dehnung
$\varepsilon_f$	[%]	Geogitterbruchdehnung in Längsrichtung
$\varepsilon_m$	[%]	mittlere Geogitterdehnung
$\dot{\varepsilon}$	[%/min]	Dehnrage
$\theta_j$	[°]	Öffnungswinkel der Umlenkung j in einem Verankerungsgraben
$\lambda$	[-]	Verbundbeiwert für Reibung
$\lambda_{md}$	[-]	Verbundbeiwert für Reibung auf Längszuggliedern
$\lambda_{xmd}$	[-]	Verbundbeiwert für Querzuggliedwiderstand

$\mu$	[-]	Reibungskoeffizient
$\mu_{BK}$	[-]	Ausnutzungsgrad des Böschungskronenwiderstands
$\mu_{GL/HZ}$	[-]	Ausnutzungsgrad des Gleit-/Herausziehwiderstands
$\mu_{md}$	[-]	Ausnutzungsgrad der Längszuggliedfestigkeit
$\mu_{xmd}$	[-]	Ausnutzungsgrad der Verbindungsstellenfestigkeit
$\rho_d$	[t/m <sup>3</sup> ]	Trockendichte
$\rho_{md}$	[-]	Längszuggliedanteil am Verbund
$\rho_{xmd}$	[-]	Querzuggliedanteil am Verbund
$\rho_{Pr}$	[t/m <sup>3</sup> ]	Proctor-Dichte
$\sigma_n$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Normalspannung
$\sigma_{n,o}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	von oben auf die Bewehrung wirkende Normalspannung
$\sigma_{n,u}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	von unten auf die Bewehrung wirkende Normalspannung
$\sigma_{n,ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Referenznormalspannung
$\sigma_{n,U,j}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Normalspannung resultierend aus Umlenkung j
$\sigma_{U,j}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Umlenkspannung der Umlenkung j
$\sigma_v$	[kN/m <sup>2</sup> ]	vertikale Auflastspannung
$\tau_B$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Schubspannungen in Bodenfuge
$\tau_f$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Scherfestigkeit
$\tau_{sg}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Schubspannung in Material-Boden-Grenzfläche inkl. eventueller Öffnungen
$\varphi$	[°]	Bodenreibungswinkel
$\varphi_0$	[°]	Gesamtbodenreibungswinkel durch Ursprung
$\varphi_{0,50}$	[°]	Gesamtbodenreibungswinkel durch Ursprung bei Normalspannung von 50 kN/m <sup>2</sup>

*\*) bei allen in dieser Arbeit angegebenen Spannungen bzw. Scherparameter handelt es sich um effektive Spannungen bzw. effektive Scherparameter. Zur Vereinfachung der Darstellung wird der Apostroph jedoch nicht geschrieben.*

#### Häufige Abkürzungen und Indizes

AR      Aramid

BAM     Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung

BK	Böschungskrone
CSR	Constant rate of strain, <i>engl.</i> (konstante Dehnrate)
DMS	Dehnungsmessstreifen
DS	Direct shear, <i>engl.</i> (direkter Schermodus)
FEM	Finite-Elemente-Methode
FDM	Finite-Differenzen-Methode
GL	Geogrid, laid, <i>engl.</i> (Geogitter, gelegt)
GL	Gleiten
HDPE	Polyethylen hoher Dichte
HZ	Herausziehen
KI	Klemme
LZG	Längszugglied
md	machine direction, <i>engl.</i> (in Produktionsrichtung)
PA	Polyamide
PE	Polyethylen
PET	Polyethylenterephthalat als Polyesterart
PP	Polypropylen
PVA	Polyvinylalkohol
QZG	Querzugglied
SV	reguläre Vollgitter
S1	Geogitterprobe mit einem Querzugglied
S0	Geogitterprobe ohne Querzugglieder
SLS	Serviceability limit state, <i>engl.</i> (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit)
ULS	Ultimate limit state, <i>engl.</i> (Grenzzustand der Tragfähigkeit)
xmd	cross machine direction, <i>engl.</i> (quer zur Produktionsrichtung)

## Kurzfassung

Seit den 1970er Jahren werden Geogitter zur Bewehrung von Boden in allen Bereichen der Geotechnik eingesetzt, sei es in Tragschichten unter Verkehrswegen und Fundamenten als auch in Böschungen. Dabei geht es in aller Regel darum, diese Tragschichten steifer bzw. diese Böschungen steiler ausbilden zu können, als es mit dem lokal erhältlichen Boden ohne Hilfsmittel möglich ist. Die Bewehrung des lokal erhältlichen Bodens mit Geogittern führt zudem häufig zu wirtschaftlicheren und nachhaltigeren Bauweisen.

Oberflächenparallel geführte Geogitter in Böschungen, wie beispielsweise in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien, nehmen den hangabwärtsgerichteten Anteil des Eigengewichts des aufliegenden Rekultivierungsbodens auf, sodass die in die Geogitter eingeleitete Zugkraft entlang der Böschung von unten nach oben sukzessive ansteigt. An der Böschungskrone muss diese hohe Zugkraft möglichst mit geringem Flächenverbrauch verankert werden, was häufig in sogenannten Verankerungsgräben geschieht. Der bisherige Bemessungsansatz der EBGEO (2010) umfasst zum einen nur den Grenzzustand der Tragfähigkeit und nicht der Gebrauchstauglichkeit und beinhaltet zum anderen einige Annahmen, die aufgrund dieser Arbeit und z. B. nach BAM (2012) als zu stark vereinfachend eingestuft werden. Außerdem beinhaltet dieser Bemessungsansatz keinen Nachweis der Verbindungsstellen zwischen den Längs- und Querszuggliedern der Gitter, obwohl diese planmäßig einer Belastung ausgesetzt sind. Gerade im Hinblick auf die z. B. im Deponiebau geforderten langen Wirksamkeiten von 100 Jahren sollte der Berechnungsansatz allerdings ausreichend detailliert und konservativ sein. Aus diesen Gründen ist die Ausführung von Verankerungsgräben im Deponiebau zurzeit nur mit Einschränkungen zugelassen.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde daher ein mechanisch basiertes Modell zur Bemessung von Geogittern und deren Verankerungsgräben unter Berücksichtigung aller maßgebenden Effekte entwickelt, um die Unsicherheiten in der bisherigen Bemessung nach den EBGEO (2010) auszuräumen. Nach einer umfassenden Literaturrecherche wurden die nichtlinearen Einflüsse von Normalspannung, Querszuggliederanzahl, Bodenart und -einbaudichte auf das Herausziehenverhalten mit eigenen Herausziehversuchen an vier Geogitterprodukten und mit drei verschiedenen Böden quantifiziert. Basierend auf diesen Erkenntnissen wurde ein mechanisch basiertes Interaktionsmodell für horizontale Verankerungen entwickelt, das verschiedene bestehende Ansätze zusammenfasst und explizit die beiden Kraftübertragungsmechanismen *Reibung auf Längszuggliedern* und *Erddruck vor Querszuggliedern* berücksichtigt.

Zur Betrachtung der Situation von Verankerungsgräben mit Umlenkungen im Geogitterverlauf musste das Modell weiterentwickelt werden. Neben dem Interaktionsmodell für horizontale Verankerungen beinhaltet das Gesamtmodell einen Ansatz zur Berücksichtigung von Umlenkkraften, die an den Umlenkpunkten im Verlauf des Geogitters im Graben auftreten, sowie Gleichgewichtsbetrachtungen an allen relevanten Versagensmechanismen eines Verankerungsgrabens. Auf Basis der mechanisch basierten Ansätze zur Interaktion, den Umlenkeffekten sowie

der Versagensmechanismen und aufgrund seiner erfolgreichen Validierung ist das Gesamtmodell anwendbar, um die Widerstandsmobilisierung in Verankerungsgräben zu berechnen.

Mithilfe des entwickelten Gesamtmodells des Verankerungsgrabens wurde der Berechnungsansatz der EBGEO (2010) mittels charakteristischen Berechnungen ohne Sicherheiten überprüft. Der Vergleich zeigte, dass die Umlenkungen im Verlauf des Geogitters einen widerstands- und steifigkeitserhöhenden Effekt haben, dessen Größe abhängig von den jeweiligen Randbedingungen ist. In fast allen untersuchten Verankerungen war der Versagensmechanismus *Gleiten*, bei dem Widerstände nur an der Geogitterunterseite wirken, maßgebend, was in der bisherigen Bemessungspraxis nicht berücksichtigt wird. In Summe lag der Ansatz der EBGEO (2010), selbst bei Berücksichtigung des Versagensmechanismus *Gleiten*, für Verankerungen mit geringerer Steifigkeit tendenziell auf der unsicheren Seite. Um dennoch mithilfe der EBGEO (2010) eine sichere Bemessung durchzuführen, muss der erhaltene Widerstand mit einem definierten Modellfaktor von  $\gamma_{MF,EBGEO} = 1,67$  abgemindert werden. Nur für Verankerungen mit größeren Steifigkeiten von  $k_R \geq 1820 \text{ kN/m}^2$  kann auf die Verwendung des Modellfaktors verzichtet werden, da der Ansatz auf der sicheren Seite liegt, allerdings auch unwirtschaftlich ist.

Zur sicheren und zugleich wirtschaftlichen Bemessung von Geogittern und deren Verankerungsgräben, wurde das entwickelte Gesamtmodell in ein Bemessungsmodell, basierend auf dem bekannten Bemessungskonzept für Verankerungsgräben, übertragen. Für die bekannten Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit liefert das Gesamtmodell den Bemessungswiderstand, während die aus der Böschung resultierende Zugkraft als Bemessungsbeanspruchung weiterhin nach EBGEO (2010) zu bestimmen ist. Zusätzlich sind in dem Bemessungsmodell zwei Materialnachweise der Verbindungsstellen zwischen Längs- und Querszuggliedern der Geogitter definiert (Scherfestigkeit und maximal verträgliche Verschiebung), für die das Gesamtmodell in diesem Fall die Bemessungsbeanspruchungen liefert. Erstmals ist mit dem entwickelten Modell auch eine Bemessung von Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit möglich, für die das Modell als Bemessungsbeanspruchung die bei den charakteristischen Belastungen auftretende Geogitterverschiebung an der Böschungskante berechnet.

Um das entwickelte Bemessungsmodell nicht nur mit dem verfassten Code und dem Programm Matlab, sondern auch in einer einfachen Tabellenkalkulation anwenden zu können, wurde es zur Bemessung des Grenzzustands der Tragfähigkeit durch Diskretisierung des Geogitters in nur drei Abschnitte vereinfacht. Um die resultierende verminderte Genauigkeit des vereinfachten Bemessungsmodells zu berücksichtigen, ist bei dessen Verwendung ein steifigkeitsabhängiger Modellfaktor anzuwenden, der definiert wurde.

Damit ist eine sichere Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowohl mit dem vereinfachten als auch dem detaillierten Bemessungsmodell möglich, im Gegensatz zum Ansatz der EBGEO (2010) inklusive der Bemessung der Verbindungsstellen. Durch Einführung des Modellfaktors für den Ansatz der EBGEO (2010) ist damit weiterhin eine Bemessung möglich, allerdings ist diese weniger wirtschaftlich als die Verwendung der präsentierten Bemessungsmodelle. Mit dem detaillierten Bemessungsmodell ist die Bemessung von Geogittern und deren Verankerungsgräben zudem erstmals im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit möglich.

## Abstract

Since the 1970's geogrids are being used for soil reinforcement in all fields of geotechnics as in bearing layers under transportation ways and foundations and as in slopes. Generally, it is the goal to build these bearing layers stiffer and these slopes steeper than possible with a locally available soil without additives. The reinforcement of locally available soils additionally leads to more economic and sustainable constructions.

Surface-parallel geogrids in slopes, as in veneer cover systems, e.g., of landfills, take up the downward-directed part of the top soil's weight. Hence, the geogrid tensile force increases along the slope from bottom to top. This high tensile force has to be anchored within a small area at the top, which is often carried out in anchorage trenches. The current design of the German EBGEO (2010) regards only the ultimate and not the serviceability limit state, and is based on some assumptions that, based on this work and e.g. BAM (2012), are rated to be too simplifying. Additionally, the design does not comprise a proof of the junctions between longitudinal and transverse tensile members of the grids, although these are being loaded regularly. Especially in regard to landfill constructions with their required endurance of 100 years, a design model should be sufficiently detailed and conservative (Koerner 2012a, p. 454). Due to these arguments, the execution of anchorage trenches in landfill constructions in Germany is currently restricted.

Therefore, in this work a mechanically based model for the design of anchorage trenches with geogrids, taking into account all decisive effects, was developed to resolve the uncertainties of the current design after EBGEO (2010). After a comprehensive literature review, the nonlinear influences on the pullout behavior of normal stress, number of transverse members, soil type and soil density were quantified with pullout tests using four geogrid products and three soils. Basing on these findings, a mechanically based interaction model for horizontal anchorage was developed that combines various existing approaches and takes into account the load transfer mechanisms of friction on the surfaces of the longitudinal tensile members as well as bearing in front of the transverse tensile members.

For use in an anchorage trench with a non-horizontal but deviated geogrid alignment, this model had to be upgraded. Therefore, approaches to take into account deviation effects and different possible failure mechanisms were combined with the interaction model for horizontal anchorage. With its mechanically based approaches for the interaction, the deviation effects and the failure mechanisms and due to its successful validation, this model could be used for modeling the resistance mobilization of geogrids in anchorage trenches.

With the developed anchorage trench model, the design approach of EBGEO (2010) was checked with characteristic calculations within a parametric study. The comparison showed that the deviations along the geogrid led to an increase in resistance and in stiffness of anchorage trenches. In almost all cases, the failure mechanism *sliding* with only resistance forces at the bottom side of the geogrid was decisive, which is not considered in the current design practice. In total, the design

of EBGEO (2010), even when considering the mechanism *sliding*, tended to unsafe results for anchorage trenches with lower stiffness. In order to still be able to safely design with the approach of EBGEO (2010), the resulting resistance has to be reduced by a model factor of  $\gamma_{MF,EBGEO} = 1.67$ . Only for anchorage trenches with higher stiffness of  $k_R \geq 1820$  kPa, EBGEO design leads to safe results without the model factor. However, in almost all cases, design with EBGEO (2010) and the model factor is not economic.

For safe and, at the same time, economic design of geogrid anchorage trenches, the model was incorporated into a design concept, which was based on the existing design concept for anchorage trenches. For the known proofs of the ultimate limit state, the model gives the design resistance, while the tensile force resulting at the top of the slope, as design action, can still be determined according to EBGEO (2010). Additionally, the design model comprises two proofs against failure of the junctions between longitudinal and transverse tensile members (shear resistance and maximum allowable displacement), for which the model calculates the design actions. For the first time, with the developed model a design of the serviceability limit state is possible. For these, the model calculates the geogrid displacement at the top of the slope for the regarded load case as design action.

To be able to use the design model for design of the ultimate limit state not only with the written code and the software Matlab, but also with a simple spreadsheet calculation, it was simplified by a coarse discretization of the geogrid into only three sections. The resulting reduced accuracy of the simplified design model is taken into account using a stiffness-dependent model factor that was defined.

Thereby, a safe design of the ultimate limit state is possible with the simplified design model as well as the detailed design model, in contrast to design with EBGEO (2010), including a proof of the geogrid junctions. By introduction of a model factor for the approach of EBGEO (2010), design using EBGEO (2010) is still possible. However, this design is less economic than using the presented new design models. Additionally, with the detailed design model, for the first time, a design of the serviceability limit state is possible.

# 1 Einleitung

Bereits in der antiken Baugeschichte der Menschheit wurden Versuche unternommen, die vorhandenen Baumaterialien durch Einlagen zu verstärken. So nutzten bereits die alten Sumerer in Mesopotamien im 3. Jahrtausend v. Chr. Reedmatten zur Bewehrung der Fundamente und Ziegelmauern ihrer Bauwerke, von denen einige noch heute stehen (Herle 2004). In moderneren Zeiten gehört die Verstärkung von Beton seit weit mehr als einem Jahrhundert zum Standard, die Bewehrung von Boden wird allerdings erst seit einem halben Jahrhundert erprobt. Vidals (1969) Einsatz von Drahtgeflecht zur Bodenbewehrung gilt dabei als erste Anwendung. Weniger bekannt ist der laut Giroud (1986) erste Einsatz von synthetischen Netzen im Jahr 1967 bei Feldversuchen in Japan zur Bewehrung von Dämmen, der die Entwicklung von Geogittern – polymere Gitterstrukturen aus Zuggliedern – inspirierte.

Heute werden Geogitter zur Bewehrung von Boden in allen Bereichen der Geotechnik vermehrt eingesetzt, sei es in Tragschichten unter Verkehrswegen und Fundamenten als auch in Böschungen. Hier geht es in aller Regel darum, diese Tragschichten steifer bzw. diese Böschungen steiler ausbilden zu können, als es mit dem lokal erhältlichen Boden ohne Hilfsmittel möglich ist. Die Bewehrung des lokal erhältlichen Bodens mit Geogittern führt zudem häufig zu wirtschaftlicheren und nachhaltigeren Bauweisen (WRAP 2009; Stucki et al. 2011).

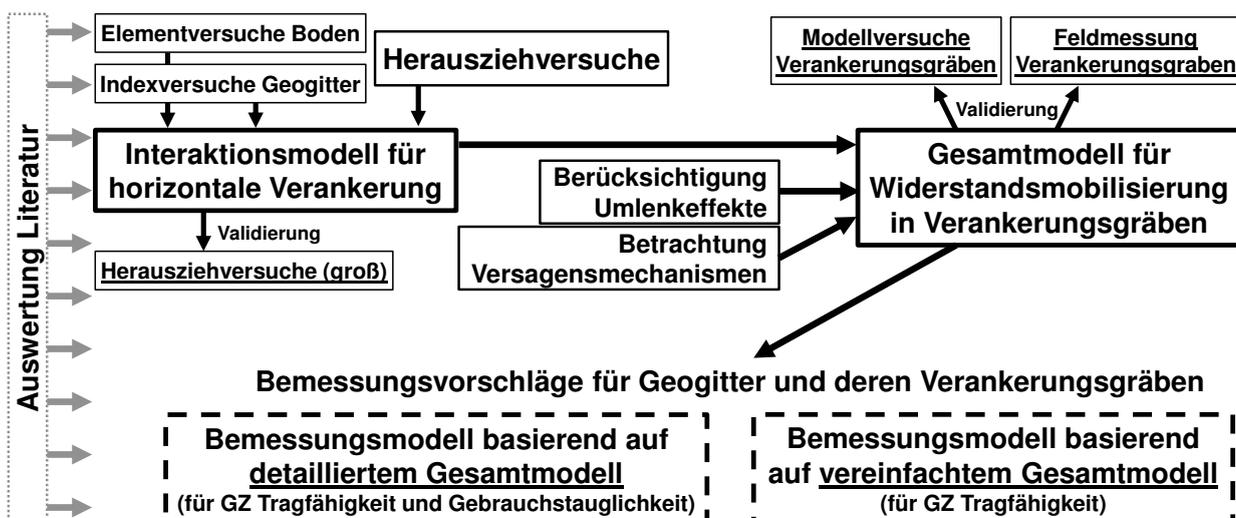
Oberflächenparallel geführte Geogitter in Böschungen, wie beispielsweise in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien, nehmen den hangabwärtsgerichteten Anteil des Eigengewichts des aufliegenden Rekultivierungsbodens auf, sodass die in die Geogitter eingeleitete Zugkraft entlang der Böschung von unten nach oben sukzessive ansteigt. An der Böschungskrone muss diese hohe Zugkraft möglichst mit geringem Flächenverbrauch verankert werden, was häufig in sogenannten Verankerungsgräben geschieht.

Bisher werden Verankerungsgräben in Deutschland nach den Vorgaben der *Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen* (EBGEO 2010) in Verbindung mit den *Empfehlungen für die Geotechnik der Deponien und Altlasten* (GDA-Empfehlung E 2-7 2015) bemessen, allerdings nur für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und nicht für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit. Der Berechnungsansatz beinhaltet sowohl widerstandsvermindernde wie auch potentiell widerstandserhöhende Annahmen, die u. a. Müller (2011) als zu stark vereinfachend einstufte. Zusätzlich bemängelte er, dass die Festigkeit der Verbindungsstellen zwischen den Längs- und Querszuggliedern der Gitter trotz planmäßiger Belastung nicht nachgewiesen wird. Gerade im Hinblick auf die zum Beispiel im Deponiebau geforderten langen Wirksamkeiten von 100 Jahren sollte der Berechnungsansatz allerdings ausreichend detailliert und insbesondere konservativ sein (Koerner 2012a, S. 454). Aus diesen

Gründen ist die Ausführung von Verankerungsgräben im Deponiebau zurzeit nur mit Einschränkungen zugelassen (BAM 2012).

Mit Blick auf die Vielzahl der existierenden und augenscheinlich standsicheren Verankerungsgräben ist nun die Frage, ob sich die gegenläufigen Effekte der in den Regelwerken getroffenen vereinfachenden Annahmen neutralisieren oder ob das geforderte Sicherheitsniveau nicht erreicht wird. Ziel der vorliegenden Untersuchung ist daher eine mechanisch basierte Bemessung von Geogittern und deren Verankerungsgräben unter Berücksichtigung aller maßgebenden Effekte. Damit soll ein Weg aufgezeigt werden die Unsicherheiten in der Bemessung nach EBGEO (2010) auszuräumen. Die dafür in der vorliegenden Untersuchung gewählte Vorgehensweise ist in Bild 1.1 schematisch dargestellt.

Zunächst werden in Kapitel 2 die grundsätzliche Interaktion zwischen Geogittern und Boden dargestellt und zu diesem Thema veröffentlichte Untersuchungen ausgewertet. In Kapitel 3 folgt die Beschreibung der verwendeten Materialien mit Element- (Boden) und Indexversuchen (Geogitter) sowie die Präsentation von umfangreichen Herausziehversuchen. Hieraus wird in Kapitel 4 ein mechanisch basiertes Interaktionsmodell für das Herausziehverhalten von Geogittern im Boden bei horizontaler Verankerung abgeleitet und mit einem Code für das Programm Matlab umgesetzt. Erstmals für die Situation von Verankerungsgräben mit Umlenkungen im Geogitterverlauf wird dann in Kapitel 5 ein Gesamtmodell zur Widerstandsmobilisierung entwickelt. Die in Kapitel 6 folgende Überprüfung des Berechnungsansatzes der EBGEO (2010) mit Hilfe des vorher aufgestellten Gesamtmodells zeigt Grenzen der bisherigen Empfehlung sowie Möglichkeiten ihres weiteren Einsatzes durch Verwendung eines definierten Abminderungsfaktors. Basierend auf dem entwickelten Gesamtmodell wird im nachfolgenden Kapitel 7 ein Bemessungsmodell unter Berücksichtigung üblicher Sicherheit für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit präsentiert. Für die nutzerfreundlichere Berechnung mit weniger komplexer Programmierung wird im letzten Kapitel 8 ein vereinfachtes Bemessungsmodell für den Grenzzustand der Tragfähigkeit mit erhöhter Sicherheit dargestellt.



**Bild 1.1** Schematische Darstellung der Vorgehensweise zur Entwicklung von Bemessungsvorschlägen für Geogitter und deren Verankerungsgräben.

## 2 Interaktion zwischen Geogitter und Boden und resultierender Widerstand in Verankerungsgräben

Geogitter als Bewehrung im Boden schaffen einen Verbundwerkstoff, der sich aus zwei an sich schon sehr komplexen Materialien, polymeren Geogittern und natürlichen Böden inklusive Luft und Wasser, zusammensetzt. In diesem Kapitel werden sie im Hinblick auf ihre für den Verbundwerkstoff wesentlichen Eigenschaften daher zunächst separat betrachtet. Im Zusammenspiel wirken Geogitter als Bewehrungselemente im Boden auf verschiedenste Weise, wie es in Bild 2.1 angedeutet ist.

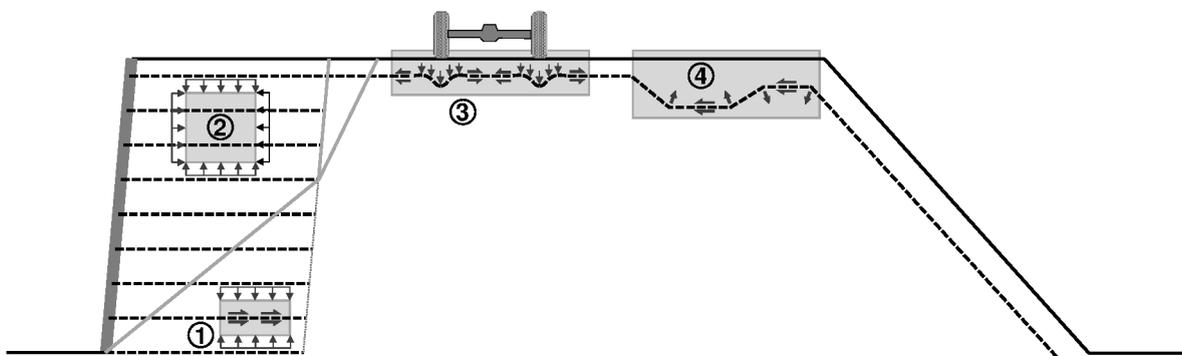


Bild 2.1 Verschiedene Wirkungsweisen von Geogittern.

Bei allen Wirkungsweisen spielt die direkte Interaktion, also die Kraftübertragung zwischen Geogittern und Boden eine entscheidende Rolle, weshalb sie als erstes beschrieben wird. Über die reine Kraftübertragung (s. Bild 2.1 ①) hinaus haben Geogitter je nach Anwendung noch weiteren Einfluss auf das Verhalten des Gesamtsystems. So bewirken sie im Innern von mehrlagig bewehrten Systemen (s. Bild 2.1 ②) einen erhöhten isotropen Spannungszustand, was zu einem leistungsfähigen Verbundwerkstoff „geogitterbewehrter Boden“ mit hohen Steifig- und Festigkeiten führt. Dieser Effekt wurde ausführlich von Ruiken (2013) betrachtet und wird daher in dieser Arbeit nicht weiter behandelt. Ein weiterer Effekt der Geogitter als Bewehrung tritt bei punktuellen Belastungen senkrecht zur Geogitterebene auf. Dort wirkt das Geogitter wie eine Membran und verringert die resultierenden Setzungen durch seinen Widerstand gegen Längung bei der vom Boden aufgezwungenen Durchbiegung (s. Bild 2.1 ③). Durch die Umlenkungen eines Geogitters in seinem Verlauf, wie in einem Verankerungsgraben (s. Bild 2.1 ④), kommt es im Vergleich zum vorherigen Effekt zu einer umgekehrten Belastungssituation. Das Geogitter bewirkt, ähnlich zu Spannstahlgliedern in Betonträgern, aus seiner Ebene heraus eine Kraft auf den Boden, die in einem Fall die Kontaktspannung erhöht und im anderen Fall den aufliegenden Boden anhebt. Für einen Überblick zur klassischen Membrantheorie der Bodenbewehrungen wird auf die Arbeit von van Eekelen (2015) verwiesen. Die in Bezug auf die Umlenkeffekte von

Geogittern in Verankerungsgräben relevanten Untersuchungen werden hingegen im Anschluss an die Betrachtung der Kraftübertragung detailliert dargestellt.

## 2.1 Boden

Zunächst wird der Boden als separater Baustoff betrachtet, wobei an dieser Stelle nur auf einige spezifische Punkte der Scherfestigkeit und des Verformungsverhaltens von Böden eingegangen wird. Grundlagen, wie beispielsweise die Klassifikation von Böden über Korngrößenverteilungen oder Kornform, werden nicht behandelt. Außerdem werden im Rahmen dieser Arbeit nur nichtbindige Böden betrachtet. Dies ist damit begründet, dass in den hier behandelten Verankerungsgräben nur höherwertige rollige Böden ohne große Feinanteile eingesetzt werden.

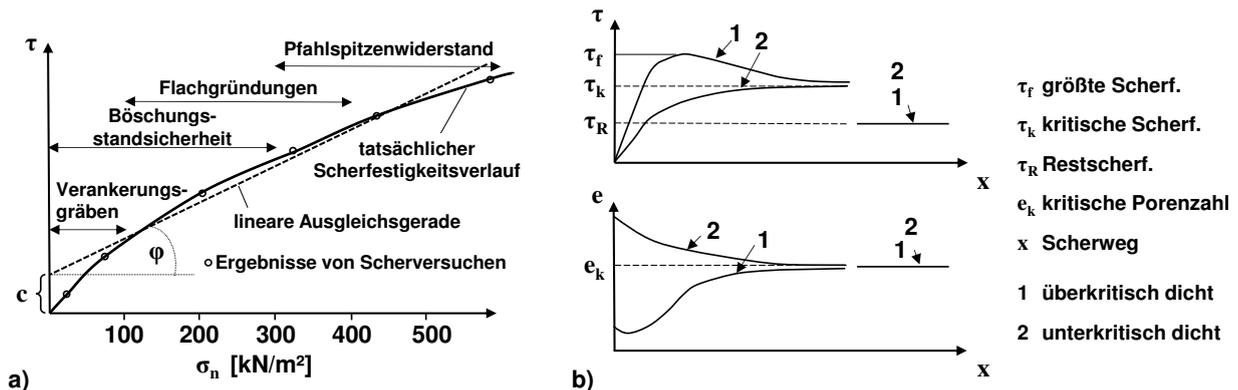
### 2.1.1 Scherfestigkeit

Die Scherfestigkeit beschreibt die maximal aufnehmbare Schubspannung eines Bodens bei Belastung. Bei Erreichen der Scherfestigkeit kommt es ohne weitere Spannungsaufnahme zu großer, plastischer Verformungszunahme, was dem Versagen des Bodens entspricht. Dies repräsentiert den sogenannten Grenzzustand bei dem die wirkenden Spannungen in einem bestimmten Verhältnis zu einander stehen, ausgedrückt durch eine Grenzbedingung. Diese Grenzbedingung, und damit die Größe der Scherfestigkeit, ist abhängig von Korngrößenverteilung, Kornform, Kornrauigkeit, Spannungsniveau und von der Lagerungsdichte (Kolymbas/Herle in Witt 2008, S. 177). Außerdem ist sie abhängig von der Art ihrer versuchstechnischen Ermittlung und Auswertung, worauf am Ende dieses Abschnitts eingegangen wird.

Im dreidimensionalen Hauptspannungsraum stellt sich die Grenzbedingung als Kegel dar. Spannungszustände, die innerhalb des Kegels liegen, können vom Boden ohne plastische Verformungen aufgenommen werden, während Spannungszustände auf dem Rand des Kegels, der Fließfläche, zu plastischen Verformungen führen. Spannungszustände, die außerhalb des Kegels liegen, können nicht aufgenommen werden. Die am häufigsten verwendete Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb bildet diesen Kegel als sechsseitige Pyramide ab. Meist wird statt der dreidimensionalen Darstellung eine zweidimensionale mit der Deviatorspannung  $\tau$  auf der Ordinate und der Spannung  $\sigma$  auf der Abszisse wie in Bild 2.2a gewählt. Darin stellt sich die Mohr-Coulomb'sche Grenzbedingung als Gerade mit dem Achsenabschnitt als Kohäsion  $c'$  und dem Tangens der Steigung als innerem Bodenreibungswinkel  $\phi'$  dar. Im Rahmen dieser Arbeit werden nur drainierte Bedingungen betrachtet, sodass der Einfachheit halber auf die Differenzierung zwischen drainierten und undrainierten Scherparametern verzichtet wird.

Diese lineare Grenzbedingung ist laut Stoewahse (2001) für locker gelagerte nichtbindige Böden und laut Maksimovic (1996) für Anwendungen mit mittlerem Spannungsniveau wie Flachgründungen zutreffend. Für überkritisch verdichtete nichtbindige Böden und im Bereich niedriger Spannungen ist die Grenzbedingung allerdings deutlich gekrümmt und damit kann der „Ansatz einer linearen Grenzbedingung unzutreffend sein“ (Stoewahse 2001, S.10). Gekrümmte

Grenzbedingungen können abschnittsweise linear, durch Potenzfunktionen oder logarithmische Ansätze abgebildet werden. So stellen Pregl & Zach (1983) die Krümmung statt mit Achsenabschnitt und tangentialer Steigung über einen Sekantenreibungswinkel durch den Ursprung  $\varphi_0$ , auch Winkel der Gesamtscherfestigkeit genannt, dar, der abhängig von Porenzahl und Spannung ist. Holtz & Kovacs (1991) und Brinch Hansen & Lundgren (1960) formulieren umfassende Korrelationen des Reibungswinkels kohäsionsloser Böden in Abhängigkeit der Lagerungsdichte bzw. auch des Spannungsniveaus.



**Bild 2.2 a) Lineare und nichtlineare Grenzbedingungen (nach Maksimovic 1996) und b) Schubspannungs- und Porenzahlentwicklung im Scherversuch (DIN 18137-1).**

Diese Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Lagerungsdichte und dem Spannungsniveau lässt sich mit der Dilatanz des Bodens erklären. Dilatanz beschreibt die Volumenzunahme unter Scherverformung aufgrund des Übereinandergleitens der einzelnen Bodenpartikel, was Bolton (1986) anschaulich mit seinem Sägeblattmodell beschrieb. Wie schon von Rowe (1962) gezeigt, nimmt die Dilatanzneigung eines Bodens mit abnehmendem Spannungsniveau und zunehmender Lagerungsdichte zu, da die Volumenzunahme im ersten Fall ansonsten überdrückt wird bzw. im zweiten Fall der Aufgleitwinkel größer wird.

Die Versuche zur Bestimmung der Scherfestigkeit differenzieren Kolymbas/Herle in Witt (2008) in Versuchsanordnungen mit freier Ausbildung der Scherfläche und mit vorgegebener Scherfläche. Zu der ersten Gruppe gehören der triaxiale und der biaxiale Druckversuch, die sich für die Abbildung rotationssymmetrischer in situ-Bedingungen bzw. ebener Verzerrungszustände eignen. Bei direkten Scherversuchen wird hingegen die Scherfuge gerätetechnisch vorgegeben, sodass ihr Einsatz insbesondere bei in situ-Situationen gerechtfertigt ist, wo die Lage der Scherfuge durch geometrische oder andere Randbedingungen vorgegeben ist. Allen Versuchen liegt die Annahme eines Elementversuchs zugrunde, nach der die Spannungen und Verformungen innerhalb der Probe homogen sind und somit den aufgebracht oder gemessenen Randspannungen und -verformungen entsprechen. Die Wahl des Versuchs beeinflusst dabei die Größe der ermittelten Scherparameter. So führt die Verformungsbehinderung in die  $\sigma_2$ -Richtung beim biaxialen Druckversuch zunächst im Mittel zu höheren Seitendrücken ( $\sigma_2 > \sigma_3$ ) als beim triaxialen Druckversuch ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) und damit zu höheren Reibungswinkeln, was von Ruiken (2013) detailliert betrachtet wird. Wie u. a. Hatami & Bathurst (2005) und Rousé et al. (2014) zeigen, führt der biaxiale Druckversuch auch im Vergleich zum direkten Scherversuch zu höheren

Reibungswinkeln. Daraus schließend ist es also wichtig, den für die jeweilige Anwendung der Scherparameter richtigen Versuch auszuwählen.

### 2.1.2 Verformungsverhalten

Wie Bild 2.2b zeigt, erreicht die Scherspannung bei dicht gelagerten nichtbindigen Böden unter Volumenzunahme (Dilatanz) bereits nach kleinen Verformungen einen Maximalwert. Anschließend fällt sie auf eine kritische Scherfestigkeit ab (bei dann konstantem Volumen, der kritischen Porenzahl). Bei locker gelagerten nichtbindigen Böden wird die maximale Scherfestigkeit erst bei größeren Verformungen erreicht, wobei ausschließlich eine Verdichtung des Bodens (Kontraktanz) bis zur kritischen Porenzahl stattfindet. Rügger & Hufenus (2003) geben für die notwendige Verformung bis zum Bodenbruch einen Richtwert von 3 % an.

Die am häufigsten verwendete Grenzbedingung von Mohr-Coulomb beinhaltet noch keine Aussage über das Verformungsverhalten des Bodens, zumeist wird sie aber in Verbindung mit einem elastisch-idealplastischen Ansatz für das Spannungs-Dehnungsverhalten genutzt. Kondner (1963) und auch Duncan & Chang (1970) hingegen bildeten das nichtlineare Spannungs-Verformungsverhalten mit einer hyperbolischen Formulierung ab. Dass neben der Scherfestigkeit auch die Steifigkeit von Böden, und damit deren Verformungsverhalten, spannungsabhängig ist, ermittelte bereits Janbu (1963) mit Triaxialversuchen. Im Vergleich zu den triaxialen Randbedingungen führen gemäß den Untersuchungen von Marachi et al. (1981) Versuche im ebenen Verzerrungszustand analog zu den Festigkeiten auch zu höheren Steifigkeiten.

Einen weiteren Aspekt des Verformungsverhaltens von Böden stellt die zeitabhängige Verformung des Bodens dar. So weisen Kuhn & Mitchell (1993) auf das Kriechvermögen von Sand hin. Das zeitabhängige Bodenverhalten wird im Rahmen dieser Arbeit allerdings nicht weiter betrachtet, da die untersuchte Problemstellung der Verankerungsgräben niedrige Spannungsniveaus beinhaltet bei denen niedrige Kriechdehnungen zu erwarten sind.

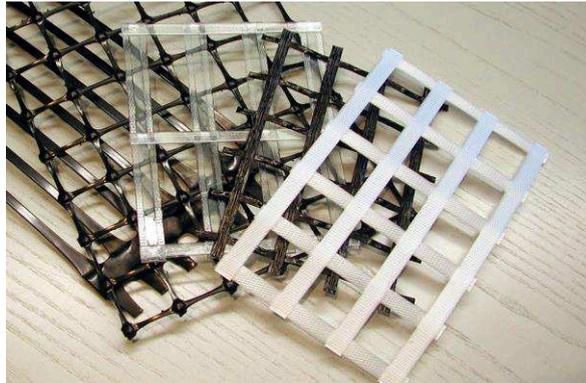
## 2.2 Geogitter

In diesem Unterkapitel werden die grundlegenden Eigenschaften von Geogittern in Bezug auf deren Struktur, Kraft-Dehnungsverhalten und Verbindungsstellen zwischen Längs- und Quersuggliedern beschrieben.

### 2.2.1 Allgemeines

Geogitter gehören zu den geotextilverwandten Produkten der Geokunststoffe und besitzen eine „flächenhafte, polymere Struktur aus einem regelmäßigen offenen Netzwerk“ (DIN EN ISO 10318-1, S. 7) mit Öffnungen, die größer als die Zugelemente sind. Geogitter werden durch Extrudieren, Verflechten, Verschlingen oder thermisches Verbinden hergestellt, wodurch gemäß EBGEO (2010) gestreckte, gewebte, geraschelte oder gelegte Produkte entstehen (vgl. Rügger & Hufenus 2003). Die häufigsten polymeren Ausgangsmaterialien sind Aramide (AR), Polyamide

(PA), Polyethylenterephthalat (PET) als Polyesterart, Polyvinylalkohol (PVA) und Polyolefine wie Polyethylen (PE), Polyethylen hoher Dichte (HDPE) und Polypropylen (PP) (EBGEO 2010). Im Rahmen dieser Arbeit wurden PET- und PP-Geogitter verwendet, weshalb auf deren Eigenschaften besonders eingegangen wird. Polyethylenterephthalat (PET) hat ein höheres spezifisches Gewicht als andere Rohstoffe, sodass im Allgemeinen bei Herstellung von Geogittern aus PET eine höhere Festigkeit bei geringerer Kriechneigung entsteht. Polypropylen (PP) hingegen ist der leichteste der für Geokunststoffe genutzten Rohstoffe (Rüegger & Hufenus 2003).



**Bild 2.3** Verschiedene Geogitterprodukte (Heerten 2013).

Häufig werden Geogitter hinsichtlich ihrer Wirkungsweise im Boden (vgl. Kap. 2.3.2) als Reibungs- bzw. Erddruckgitter unterschieden, je nachdem ob die Interaktion mit dem Boden größtenteils über Reibung auf den Längszuggliedern oder auch über den vor steifen Querszuggliedern erzeugten Erddruck geschieht (vgl. z. B. Müller 2011).

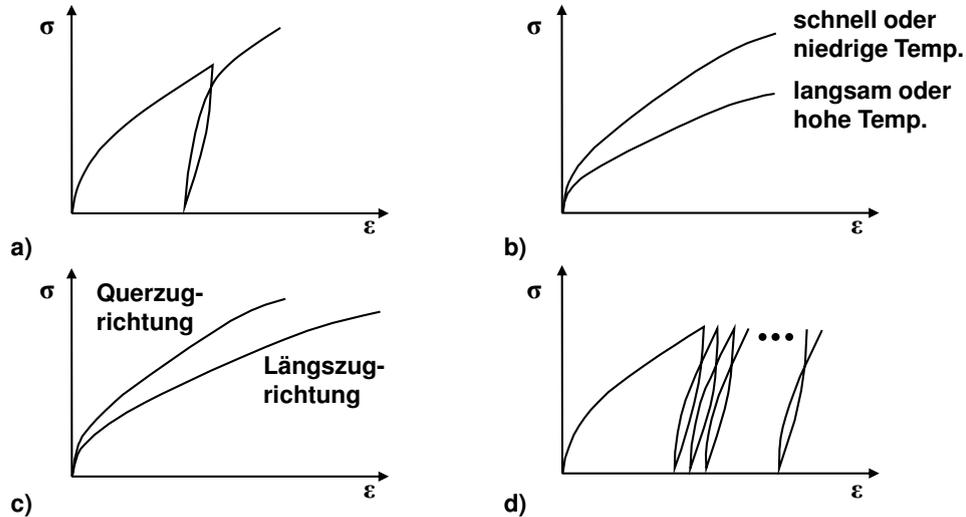
Die mögliche Beschädigung von Geogittern bei Transport und Einbau (z. B. Allen & Bathurst 1994, Walters et al. 2002), deren chemische Beständigkeit und deren Verhalten bei dynamischen Belastungen werden hier nicht behandelt.

### 2.2.2 Kraft-Dehnungsverhalten von Geogittern

Entscheidende Eigenschaft von Geogittern ist ihr Kraft-Dehnungsverhalten in Längs- (*machine direction* „md“) und gegebenenfalls auch in Querrichtung (*cross machine direction* „xmd“). Gemäß DIN EN ISO 10318-1 basiert die gewünschte Bewehrungswirkung auf der Nutzung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Geogitters zur Verbesserung der mechanischen Eigenschaften des Bodens. Das Kraft-Dehnungsverhalten von Geogittern ist somit die Basis für jede Interpretation von Messergebnissen, jeden Bemessungsansatz und jede numerische Berechnung. Bei Kenntnis des Kraft-Dehnungsverhaltens können im Boden gemessene Geogitterdehnungen in Kräfte umgerechnet und Materialgesetze für numerische Berechnungen formuliert werden (Perkins 2000).

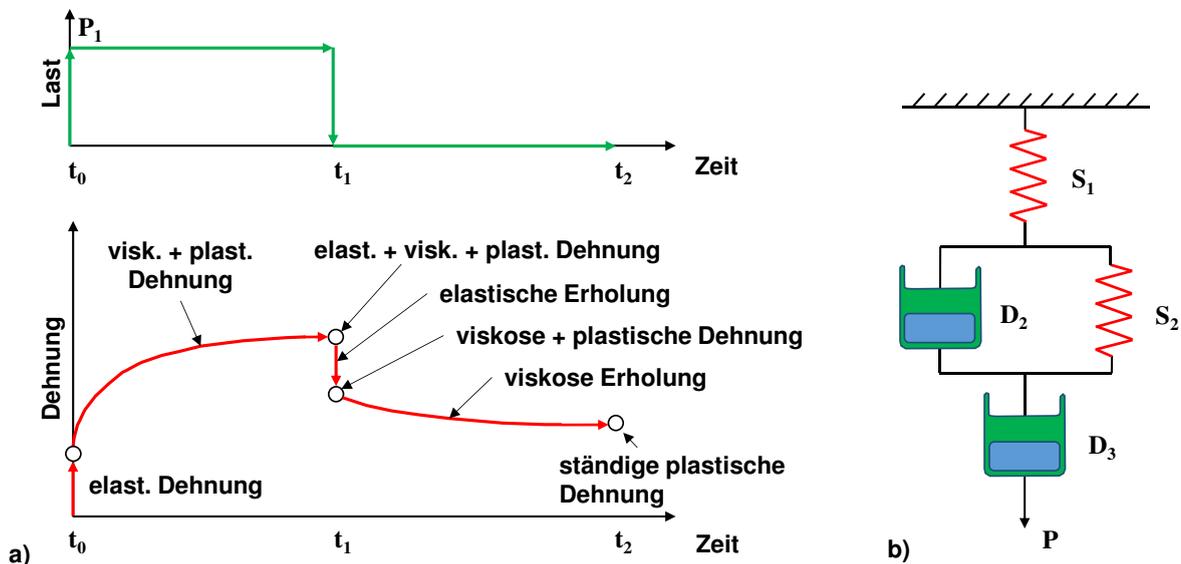
Thermoplastische Materialien bestehen aus langen Molekülketten, die durch relativ schwache Van-der-Waals-Kräfte zusammengehalten werden. Ob diese Molekülketten amorphe oder teilkristalline Gruppen bilden, hängt dabei stark von Polymertyp und Herstellung ab. Die Mikrostrukturen der meisten Geokunststoffe sind allerdings teilkristallin, sodass sich die

Molekülketten bei äußerer Belastung zeitabhängig umordnen (Walters et al. 2002). Thermoplastische Kunststoffe weisen somit ein stark zeit-, temperatur- und dehnungsabhängiges Kraft-Dehnungsverhalten auf (Williams 1980), was Bild 2.4 qualitativ zeigt.



**Bild 2.4 Qualitative Darstellung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Geokunststoffen (nach Perkins 2000).**

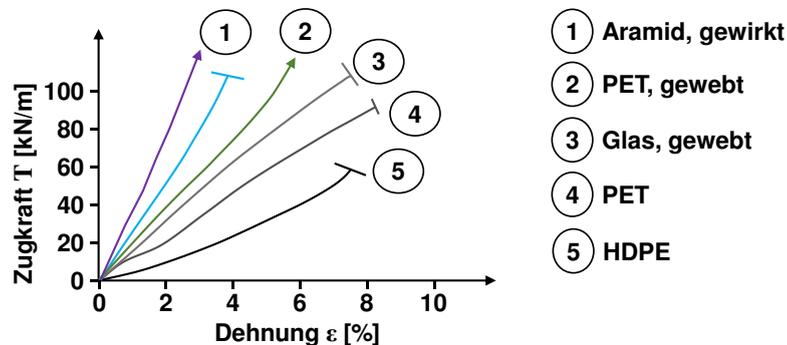
In Bild 2.5 ist zum einen das typische elastisch-viskoplastische Materialverhalten eines Geokunststoffs anhand der Dehnungsantwort auf einen vorgegebenen Belastungspfad sowie ein rheologisches Modell zur Beschreibung dieses Materialverhaltens dargestellt.



**Bild 2.5 a) Visko-plastische Dehnungsantwort eines Geokunststoffs und b) rheologisches Modell zur Beschreibung des Materialverhaltens (nach McGown et al. 2004a).**

Das Kurzzeit-Kraft-Dehnungsverhalten wird mit Kurzzeitzugversuchen z. B. nach DIN EN ISO 10319 bestimmt. Typische Kraft-Dehnungskurven verschiedener Materialien aus Kurzzeitzugversuchen sind in Bild 2.6 gezeigt. Sie sind durch die Höchstzugkraft und die

dehnungsabhängige Steigung charakterisiert, was der Zugfestigkeit und der Dehnsteifigkeit entspricht. Letztere wird entweder als Tangentensteifigkeit  $J_\varepsilon$  (Steigung bei einem Dehnungswert) oder Sekantensteifigkeit  $J_{\varepsilon_1-\varepsilon_2}$  (mittlere Steigung zwischen zwei Dehnungswerten) angegeben.



**Bild 2.6 Kraft-Dehnungsverhalten verschiedener Geokunststoffe (nach Müller-Rochholz 2005)**

Häufig wird das Kraft-Dehnungsverhalten zumindest abschnittsweise als linear und damit mit einer konstanten Dehnsteifigkeit angenommen. Beispielsweise Ruiken (2013) sowie auch viele Hersteller verwenden für die Produktcharakterisierung die Kurzzeitdehnsteifigkeit  $J_{0-2\%,k0}$  als Sekantenmodul zwischen den Dehnungen von 0 und 2 %. Walters et al. (2002) weisen allerdings darauf hin, dass PET-Geogitter aufgrund ihrer kristallinen Struktur s-förmige Kraft-Dehnungskurven aufweisen (vgl. Bild 2.6) und daher je nach Anwendungsbereich gegebenenfalls eine Sekantensteifigkeit mit höherer oder niedrigerer Dehnung bestimmt werden sollte.

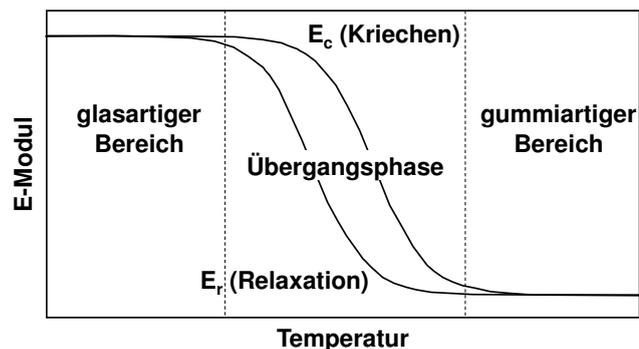
Bathurst & Kaliakin (2005) geben einen Überblick über die Vielzahl von Modellen zur Beschreibung des Kraft-Dehnungsverhaltens von Geokunststoffen zur Bodenbewehrung. Alle von ihnen beschriebenen Modelle sind phänomenologisch und erfordern eine Parameteranpassung anhand von experimentellen „In-Isolation“-Zugversuchen. Die Autoren unterscheiden zwischen einfachen empirisch-mathematischen Modellen (z. B. Shrestha & Bell 1982), Polynom-basierten Modellen (z. B. Ling et al. 1992), rheologischen Modellen (z. B. Sawicki 1998), hyperbolischen Modellen (z. B. Ling & Tatsuoka 1992 oder Yogendrakumar & Bathurst 1992), Modellen, die auf dem Isochronen-Konzept basieren und elasto-viskoplastischen, elastoplastisch-viskoplastischen (z. B. Perkins 2000) und Bounding-Surface-Modellen (z. B. Ling et al. 2001).

In den folgenden Unterkapiteln wird auf die zeitabhängigen Eigenheiten des nicht-linearen Kraft-Dehnungsverhaltens sowie auf das Verhalten von Geogittern im Boden eingegangen. Auf die mögliche Hysterese bei zyklischer Belastung von Geogittern, wie sie beispielsweise Yogendrakumar & Bathurst (1992) in ihrem Materialmodell für schnelle Lastzyklen mit 0,5 Hz berücksichtigen, wird im Rahmen dieser Arbeit nicht eingegangen. Liu & Ling (2006) geben einen guten Überblick über Materialmodelle zur Berücksichtigung von zyklischer Belastung von Geogittern.

### 2.2.2.1 Temperaturabhängigkeit

Gemäß Bild 2.4b wird das Kraft-Dehnungsverhalten von Polymeren maßgeblich durch die Temperatur beeinflusst. Bild 2.7 zeigt qualitativ die Materialsteifigkeiten bei Kriech- und

Relaxationsbelastung in Abhängigkeit der Temperatur, gültig für amorphe und teilkristalline Polymere. Für Temperaturen kleiner als die Glasatemperatur  $T_g$  verhalten sich die Kunststoffe glasartig, während sie sich oberhalb einer bestimmten Temperatur (laut Thornton 2001  $\approx T_g + 50$  K) gummielastisch verhalten. Der Abfall der Steifigkeiten ab der Glasatemperatur liegt laut McGown et al. (2004) an der Zunahme des freien Volumens im Polymer, was die Van-der-Waals-Bindungen zwischen den langen Polymerketten schwächt. Die Glasatemperatur von PP liegt bei ca.  $-20^\circ\text{C}$  und die von HDPE bei ca.  $-70^\circ\text{C}$ . Bei einem Übergangsbereich zwischen glas- und gummiartig von ca. 50 K ergibt sich, dass sich Geogitter dieser Rohstoffe bei typischen Temperaturen im Übergangsbereich zwischen glas- und gummiartig befinden, wo die Steifigkeiten für Kriech- und Relaxationsbeanspruchungen unterschiedlich sind. Die Glasatemperatur von PET hingegen liegt mit ca.  $80^\circ\text{C}$  oberhalb der Temperaturen des Gebrauchsbereichs (Ehrenstein 2011), sodass sich PET-Geogitter glasartig verhalten und die Steifigkeiten für Kriech- und Relaxationsbeanspruchungen ähnlich sind. Entscheidend für das Verhalten des Polymers im Geogitter (glas- oder gummiartig) ist neben der Temperatur natürlich auch der Kristallisationsgrad, der wiederum vom Herstellungsprozess und der dabei aufgetragten Vorverstreckung abhängt (Wrigley 1988).



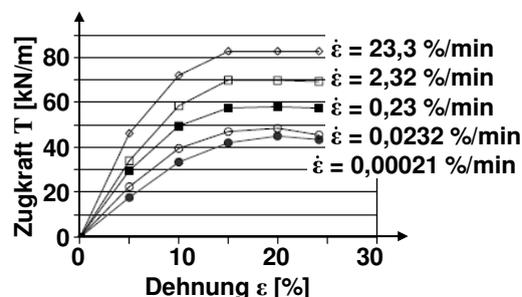
**Bild 2.7** Kriech- und Relaxationssteifigkeiten in Abhängigkeit von der Temperatur (nach Thornton 2001).

Das temperaturabhängige Kraft-Dehnungsverhalten von Geogittern ist seit langem bekannt, allerdings stellte schon Bush (1990) für PE-Geogitter fest, dass der Temperatureinfluss wesentlich geringer als der Einfluss des Lastniveaus ist. Da das temperaturabhängige Materialverhalten zu komplex ist, um mit einfachen Modellen allgemeingültig beschrieben zu werden, schlugen Jewell & Greenwood (1988) vor, die in der Bemessung verwendeten Steifigkeits- und Festigkeitskennwerte immer für den erwarteten Temperaturanwendungsbereich experimentell zu ermitteln, was auch heute noch so umgesetzt wird. Koerner (2012a) weist daraufhin, dass die Temperaturen im normalen Gebrauchsbereich keine Materialdegradation verursachen, allerdings ihr Einfluss auf Kriech- und Relaxationsdehnungen berücksichtigt werden sollte. Dahingegen haben Kongkitkul et al. (2012) in Zugversuchen an PP-, HDPE- und PET-Geogittern mit zunehmender Temperatur abnehmende Zugfestig- und elastische Steifigkeiten festgestellt, wobei der Einfluss auf das untersuchte HDPE-Geogitter am ausgeprägtesten und auf das PET-Geogitter am geringsten war.

Anzumerken ist, dass die Temperaturabhängigkeit der polymeren Geogitter genutzt wird, um mit Hilfe des Prinzips der Zeit-Temperatur-Verschiebung Daten von beispielsweise Kriechversuchen bei erhöhten Temperaturen auf größere Belastungsdauern zu extrapolieren (Schwarzl 1990).

### 2.2.2.2 Dehnratenabhängigkeit

Polymere Kunststoffe und insbesondere Polyolefine wie HDPE und PP weisen ein dehnratenabhängiges Kraft-Dehnungsverhalten auf. Die Dehnratenabhängigkeit von Geogittern wird bereits seit den 1980er-Jahren mit Zugversuchen mit variierten konstanten Dehnraten (sogenannten Constant-Rate-of-Strain, CSR-Tests) untersucht. In Bild 2.8 ist das charakteristische Ergebnis solcher Zugversuche für ein PP-Geogitter mit abnehmender Zugfestigkeit und Dehnsteifigkeit bei abnehmender Dehnrates dargestellt. Boyle (1995) weist daraufhin, dass in solchen Versuchen zur Dehnratenabhängigkeit auch Kriechen der untersuchten Materialien immer eine Rolle spielt und die Dehnratenabhängigkeit somit nie isoliert untersucht werden kann.



**Bild 2.8** Ergebnisse von Zugversuchen mit unterschiedlichen Dehnraten (aus Palmeira 2004 nach McGown 1982).

Typische Dehnraten von Geogittern in Herausziehversuchen betragen laut Ezzein & Bathurst (2014) fast immer weniger als 0,5 %/min und Ruiken (2013) hat in seinen geogitterbewehrten biaxialen Druckversuchen Dehnraten kleiner 0,3 %/min gemessen. Im Feld treten, beispielsweise nach Ezzein et al. (2014), sogar um zusätzlich mehrere Zehnerpotenzen geringere Dehnraten auf. Tabelle 2.1 gibt einen Überblick über die veröffentlichten Studien der Dehnratenabhängigkeit in Bezug auf Geogitter.

Um für eine bestimmte Anwendung mit bekannter und konstanter Dehnrates gemessene Dehnungen in Kräfte umrechnen zu können, schlugen Boyle et al. (1996) als einfache Methode vor, Ergebnisse von Zugversuchen mit der Dehnrates (Constant-Rate-of-Strain, CRS) zu verwenden, wie sie bei der entsprechenden Anwendung auftritt.

Ist ein allgemeineres Modell für nicht konstante Dehnrates gewünscht, ist allerdings eine Serie von Zugversuchen mit unterschiedlichen Dehnrates durchzuführen und in ein Modell zu überführen. Ezzein et al. (2014) hat mit CRS-Zugversuchen an Einzelzuggliedern ein einfaches hyperbolisches Modell für PP-Geogitter entwickelt, das für monotone oder schrittweise konstante Dehnrates-Belastungspfade gültig ist. Die folgende Zugkraft-Dehnungsbeziehung hat eine ähnliche Form wie die von Ling & Tatsuoka (1992) vorgeschlagene, beinhaltet allerdings zusätzlich die Dehnrates  $\dot{\epsilon}$ :

$$T(\varepsilon, \dot{\varepsilon}) = \frac{\varepsilon}{1/J_0(\dot{\varepsilon}) + \eta(\dot{\varepsilon}) \cdot \varepsilon} \quad (2.1)$$

Darin sind  $J_0$  die dehnratenabhängige Anfangsdehnsteifigkeit des Materials und  $\eta$  ein empirischer dehnratenabhängiger Skalierungsfaktor. Ihre Auswertungen von Zugversuchen an breiten Proben und an einzelnen Zugstreben ergaben verringerte Anfangssteifigkeiten bzw. erhöhte Skalierungsfaktoren für Dehnraten  $< 2 \text{ %/min}$ . Für Dehnraten  $\geq 2 \text{ %/min}$  waren beide Parameter annähernd konstant. Auch die Zugfestigkeit sinkt mit abnehmender Dehnrate, insbesondere für Dehnraten  $< 2 \text{ %/min}$ . Das Modell wurde von Bathurst & Ezzein (2015) angewendet, um in transparenten Herausziehversuchen aus gemessenen Geogitterdehnungen Zugkraftverläufe zu bestimmen. Es konnte dabei mit der gemessenen Klemmenkraft validiert werden. Laut Bathurst (2014) ist das im späteren Kapitel 2.2.2.5 beschriebene komplexere und allgemeingültige Drei-Komponenten-Modell akkurater, aber das hyperbolische Modell von Ezzein et al. (2014) bildet monotone bzw. schrittweise konstante Dehnraten zufriedenstellend genau ab.

**Tabelle 2.1 Übersicht zu Untersuchungen der Dehnratenabhängigkeit von Geogittern (ergänzt nach Cuelho & Ganeshan 2004)**

Referenz	Dehnrate [%/min]	Anzahl untersuchter Geogitter	Polymerarten	betrachtete Materialeigenschaften	Einfluss auf Materialeigenschaft*
McGown et al. (1985)	0,001; 0,1; 1; 10; 100	1	HDPE	Zugfestigkeit	3
		2	PP		2
Myles & Carswell (1986)	1; 10; 50	1	PE	Spannungs-Dehnungsverhalten	3
Rowe & Ho (1986)	0,2 - 10	1	PP	Dehnsteifigkeit	2
Austin et al. (1993)	1,2; 12,5; 25; 50; 125	1	PP	Dehnsteifigkeit	2
Bathurst & Cai (1994)	1; 10; 60; 300 1; 10; 125; 1050	1	HDPE	Zugfestigkeit bei 2 % und 5 % Dehnung	3
		1	PET		1
Walters et al. (2002)	0,001; 0,01; 0,1; 1 1; 3	1	PP	Dehnsteifigkeit	3
		1	PET		1
Hirakawa et al. (2003)	0,01; 0,1; 1; 5; 10; 20	1	PET	Zugfestigkeit, Dehnsteifigkeit	1
		1	Polyacryl		1
Cuelho & Ganeshan (2004)	0,03; 0,4; 20	3	PP	Dehnsteifigkeit	2
Shinoda & Bathurst (2004)	0,1; 1; 10; 100	1	PP	Kraft-Dehnungsverhalten	3
		1	HDPE		2
		1	PET		1
Ezzein et al. (2014)	0,5 - 10	1	PP	ges. Kraft-Dehnungsverhalten, Zugfestigkeit, Anfangsdehnsteifigkeit	3

\* 1 = niedrig, 2 = mittel, 3 = hoch

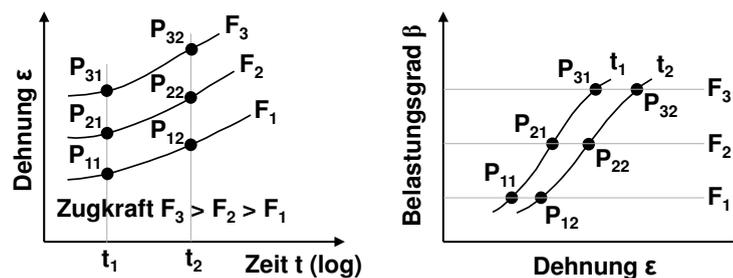
### 2.2.2.3 Kriechen

Bei konstanter Belastung eines Geokunststoffs nimmt seine Dehnung aufgrund der zeitabhängigen Umordnung der Molekülketten zu, was Kriechen genannt wird (vgl. S. 7). Dies führt zu reduzierter Festigkeit und geringeren Dehnsteifigkeiten bei Langzeitbelastung. Selbst bei sehr kleinen Anfangsbelastungen und Anfangsdehnungen kann es zu erheblichen Kriechdehnungen kommen (vgl. z. B. Thornton 2001). Laut McGown et al. (2004) hat dabei die Struktur des verwendeten

Polymers wesentlichen Einfluss auf die Kriechneigung eines Geokunststoffs. So haben Polyester Knoten in ihren Molekülketten, während Polypropylene relativ glatte und gerade Molekülketten aufweisen. Dadurch bieten die Molekülketten des PET wesentlich größeren Widerstand, wenn sie aneinander vorbei gleiten, als die des PP, weshalb PET geringere Kriechneigung zeigt als PP.

Die EBGEO (2010) berücksichtigen die reduzierte Festigkeit bei Langzeitbelastung durch Verwendung des Abminderungsfaktors  $A_1$  auf die Kurzzeitzugfestigkeit und die reduzierte Dehnsteifigkeit durch Verwendung von Isochronenkurven für das Kraft-Verformungsverhalten.

Klassischerweise wird das zeitabhängige Verhalten von Geokunststoffen mit Kriechversuchen z. B. nach DIN EN ISO 13431 untersucht und daraus Isochronenkurven bei konstanten Temperaturen abgeleitet, die wiederum zur Bemessung von Geogittern in Abhängigkeit der Belastungsdauer verwendet werden können (McGown et al. 2004, Walters et al. 2002). Bild 2.9 zeigt das Vorgehen zur Ermittlung der Isochronenkurven nach EBGEO (2010). Zunächst werden Kriechversuche bei verschiedenen Laststufen durchgeführt und die Daten dann in ein Belastungsgrad-Dehnungsdiagramm übertragen, wo das Kraft-Dehnungsverhalten verschiedener Belastungsdauern für die Bemessung abgelesen werden kann. Laut Walters et al. (2002) ist diese Methode, bei der möglicherweise abweichende Belastungspfade nicht berücksichtigt werden, für viele praktische Anwendungen ausreichend genau.



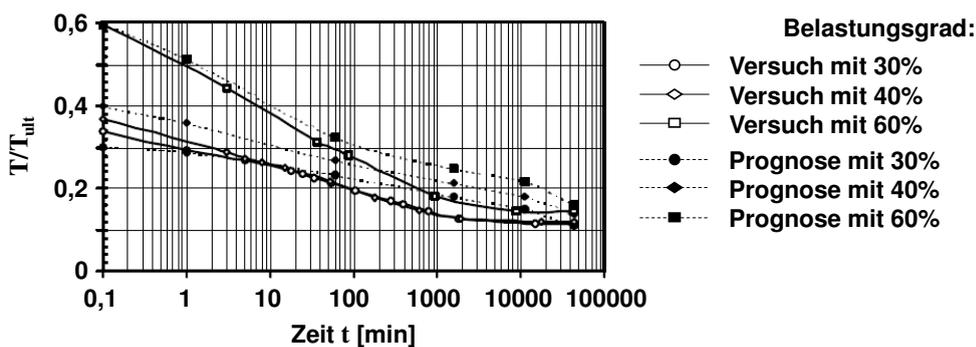
**Bild 2.9** Ermittlung von a) Isochronenkurven aus b) Kriechkurven (nach EBGEO 2010).

Erste wichtige Arbeiten zum Kriechen von Geogittern sind von Andrawes et al. (1986) an PE-Geogittern mit einem Versuchsgerät durchgeführt worden, das für spätere Untersuchungen an der RWTH Aachen genutzt wurde. Koerner et al. (1993) gibt einen guten Überblick über frühe Untersuchungen zum Thema Kriechen und Spannungsrelaxation. Aufbauend auf den Ergebnissen von konventionellen Isochronenkurven und einer hyperbolischen Funktion von Ling & Tatsuoka (1992) entwickelten beispielsweise Hatami & Bathurst (2006) ein einfaches Modell des zeitabhängigen Kraft-Verformungsverhaltens für alle Dehnungsniveaus inklusive Zugversagen. Dieses ist gültig für monotone Belastungspfade aber berücksichtigt keine Spannungsrelaxation.

#### 2.2.2.4 Spannungsrelaxation

Bei aufgebracht konstanter Dehnung nimmt die Spannung innerhalb eines Geokunststoffs mit der Zeit ab, was Spannungsrelaxation genannt wird. Dies resultiert aus der Umlagerung der Molekülketten bei anhaltender Dehnung, wobei elastische teilweise in plastische Dehnung umgewandelt wird (Schwarzl 1990).

Während das Kriechen von Geokunststoffen und insbesondere auch Geogittern intensiv erforscht wird, gibt es vergleichsweise wenige Untersuchungen zur Spannungsrelaxation. Greenwood (1990) war gemäß Koerner et al. (1993) der erste, der Untersuchungen zur Spannungsrelaxation von Geogittern durchgeführt hat. Die erhaltenen Isochronenkurven sowohl aus Kriech- als auch Spannungsrelaxationsversuchen waren für das untersuchte PE-Geogitter ähnlich, sodass er die Abschätzung des Relaxationsverhaltens über das Kriechverhalten als vernünftige Vorgehensweise ansieht. Diese Vorgehensweise wurde von Kaliakin et al. (2000) intensiv für sechs gewebte PET-, drei gestreckte HDPE- und zwei gestreckte PP-Geogitter überprüft. Dabei ergab sich für die PET-Geogitter, die eine geringe Kriechneigung und damit nah beieinanderliegende Isochronenkurven aufweisen, dass die Spannungsrelaxation insbesondere für hohe Anfangsbelastungen unterschätzt wird. Für die untersuchten HDPE- und PP-Geogitter stimmte die aus Isochronenkurven bestimmte Relaxation besser mit den experimentell ermittelten Werten überein, was in Bild 2.10 für ein PP-Geogitter mit Kurzzeitzugfestigkeit von 39 kN/m dargestellt ist. Kaliakin et al. (2000) schlussfolgerten, dass eine Abschätzung der Relaxation über die Kriech-Isochronenkurven für kleine Lastniveaus akzeptabel sei und dass für größere Lastniveaus die Relaxation unterschätzt werde, womit man allerdings auf der sicheren Seite liege.



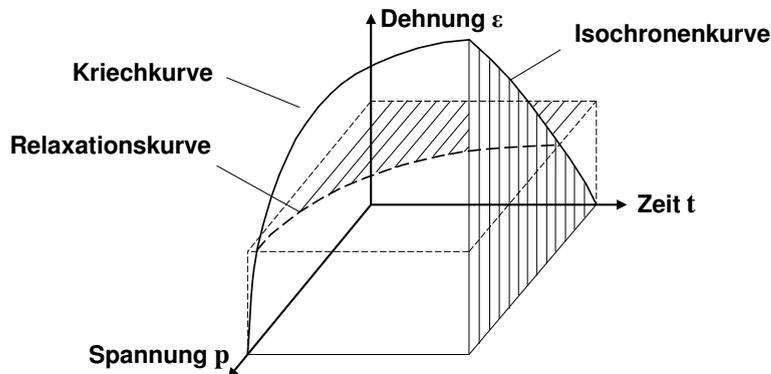
**Bild 2.10** Relaxationskurven eines PP-Geogitters, ermittelt aus Kriech-Isochronenkurven, im Vergleich mit gemessenen Relaxationskurven (nach Kaliakin et al. 2000).

Auf weitere Untersuchungen zum Spannungsrelaxationsverhalten im Vergleich mit den Kriecheigenschaften eines Materials wird im folgenden Kapitel zur allgemeinen Zeitabhängigkeit eingegangen.

### 2.2.2.5 Untersuchungen und Modelle zur allgemeinen Zeitabhängigkeit

Bild 2.11 zeigt den drei-dimensionalen Spannungs-Dehnungs-Zeit-Raum mit dem Zusammenhang von Kriech-, Relaxations- und Isochronenkurven von Polymeren. Walters et al. (2002) weisen darauf hin, dass sich auch der Boden zeitabhängig verformt und es somit unter Berücksichtigung der Verformungskompatibilität zeitabhängige Gleichgewichtszustände gibt. Laut Thornton (2001) strebt der Verbundwerkstoff immer ein thermodynamisches Gleichgewicht an, weshalb mit der Zeit eine gleichzeitige Dehnungszunahme und Spannungsabnahme zu erwarten ist und die Geokunststoffe somit ein Verhalten zwischen reinem Kriechen und reiner Spannungsrelaxation erfahren. Die zeitabhängigen Vorgänge aus den vorherigen Kapiteln Dehnratenabhängigkeit, Kriechen und Spannungsrelaxation treten somit in der Realität kaum

isoliert auf, sondern überlagern sich, insbesondere im Verbund mit dem umgebenden Boden. In diesem Abschnitt werden daher Untersuchungen und Modelle zur allgemeinen Zeitabhängigkeit des Kraft-Dehnungsverhaltens betrachtet, die die genannten Effekte in Kombination beinhalten.



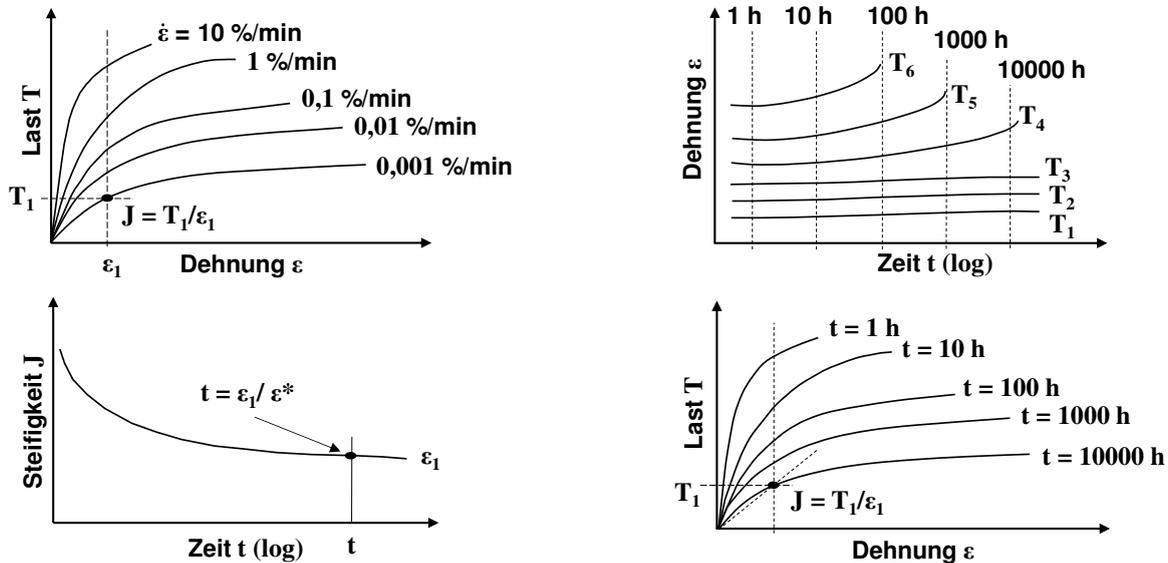
**Bild 2.11 Spannungs-Dehnungs-Zeit-Raum des Materialverhaltens von Geokunststoffen (nach Williams 1980).**

Walters et al. (2002) haben Versuchsergebnisse von Benjamin (1989), Burgess (1999), Kaliakin et al. (2000) und Yeo (1985) verglichen, die an gleichen Geogitterprodukten (gestreckte PP- und HDPE-Geogitter sowie gewebte und geraschelte PET-Geogitter), Kriech-, Spannungsrelaxations- und/oder Constant-Rate-of-Strain-Versuche durchgeführt haben. Um die Ergebnisse der verschiedenen Versuchsmethoden miteinander vergleichen zu können, haben sie gemäß Bild 2.12 für alle Versuche Dehnsteifigkeits-Zeit-Kurven entwickelt. Zusammenfassend ziehen sie folgende Schlussfolgerungen:

- Die Dehnsteifigkeit von PET- ist im Vergleich mit PP- und HDPE-Produkten am wenigsten zeitabhängig beeinflusst.
- Die Relaxationsdehnsteifigkeit ist normalerweise geringer als die Kriechdehnsteifigkeit.
- Für längere Versuchszeiten ( $t \geq 1000$  h) konvergieren die Dehnsteifigkeitswerte der verschiedenen Versuche für PP-Geokunststoffe, bzw. liegen für PET- und HDPE-Geokunststoffe im Bereich der Materialschwankungen beieinander.
- Die Dehnsteifigkeiten von PP und HDPE aus CRS- und Kriechversuchen sind ungefähr gleich.

Zusätzlich haben Walters et al. (2002) Versuche mit PP- und PET-Proben mit Fokus auf das Verhalten bei niedrigen Dehnungen durchgeführt, wobei die oben genannten Beobachtungen qualitativ bestätigt wurden. Auch Thornton (2001) berichtet anhand von Kurzzeitversuchen für Dehnungen kleiner 1 % (oder Belastungszeiten kleiner 10 Minuten) von ungefähr gleichen Kriech- und Relaxationsdehnsteifigkeiten von PP-Geogittern. Allerdings schließt er aus Versuchen unter Verwendung der Stepped Isothermal Method (SIM, vgl. GRI-GS10 2000), dass die Relaxationsdehnsteifigkeit für große Belastungszeiten größer als die Kriechdehnsteifigkeit sein würde, was Walters et al. (2002) mit ihren Versuchen weder für PP- noch PET-Gitter bestätigen konnten. Auch Kaliakin und Dechasakulsom (2002) entwickelten ein auf Kriech-Isochronenkurven basierendes Modell zur Beschreibung des zeitabhängigen Verhaltens von HDPE- und PP-

Geogittern, das bei relativ geringen Belastungsniveaus sowohl für Kriech- als auch Relaxationsbelastungen gültig ist.



**Bild 2.12** Ermittlung der Dehnsteifigkeit als Funktion der Zeit aus einem CRS-Versuch (oben links) und einem Kriechversuch (oben rechts) (nach Walters et al. 2002).

Eine weitere Methode, um Ergebnisse des Last-Verformungs-Zeit-Temperatur-Verhaltens aus verschiedenen Versuchsarten vergleichen und um mehrstufige Belastungspfade berücksichtigen zu können, stellt das Isochronous-Strain-Energy-Konzept von Khan (1999) und McGown (2000) dar. Wie in Bild 2.13 gezeigt, können alle Versuchsergebnisse von einstufigen CRS-, Kriech- oder zyklischen Versuchen bei konstanten Temperaturen durch Isochronenkurven dargestellt werden. Die Fläche unter jeder dieser Kurven ergibt die Isochronous-Strain-Energy (ISE) für einen bestimmten Zeitpunkt. Ziegler & Timmers (2005a) zeigten in eigenen Versuchen, dass die so ermittelten ISE-Zeit-Kurven von CRS- und Kriechversuchen übereinander fallen und somit zeitaufwendige Kriechversuche durch kürzere CRS-Versuche ersetzt werden können. Zusätzlich können laut McGown et al. (2004a) mit dem ISE-Konzept Grenzdehnungen identifiziert, Veränderungen des Materialverhaltens durch Einbaubeschädigung oder Umwelteinflüsse gemessen und Bemessungsparameter für Einstufen- und Mehrstufenbelastungspfade (McGown et al. 2004b und 2004c) bestimmt werden.

Die gängigste Vorgehensweise zur Ermittlung von zeitabhängigen Bemessungsfestigkeiten und -dehnsteifigkeiten über Isochronenkurven, wie sie beispielsweise in den EBGeo (2010) beschrieben wird (vgl. Kap. 2.2.2.3), ist laut Hirakawa et al. (2003) nicht geeignet, um die wichtigsten viskosen Aspekte von vielen Versuchsergebnissen zu erklären. Dies veranschaulichen sie mit Bild 2.14, in dem ein Kraft-Dehnungszustand X mit unterschiedlichen Dehnungspfaden erreicht werden kann und damit abhängig von der Belastungsgeschichte ist. Außerdem kann mit der Isochronentheorie keine erneute Belastung mit konstanter Dehnrate nach einer Kriechbelastungs- oder Spannungsrelaxationsphase abgebildet werden, wie es in realen Bauwerken häufig vorkommt. Daher entwickelten Hirakawa et al. (2003) und Kongkitkul et al. (2004, 2007) ein rheologisches Drei-Komponenten-Modell, das die Beschreibung von

dehnratenabhängiger Belastung, Kriechen und Relaxation verschiedenster polymerer Bewehrungsmaterialien erlaubt. Ezzein et al. (2014) hat dieses Modell kürzlich in Bezug auf die Genauigkeit für PP-Geogitter im Bereich der niedrigen Dehnungen und niedrigen Dehnraten verbessert. Laut Bathurst (2014) ist das Drei-Komponenten-Modell das allgemeingültigste dehnratenabhängige Kraft-Dehnungsmodell für polymere Materialien, für viele praktische Anwendungen sind einfachere Modelle aber oftmals ausreichend.

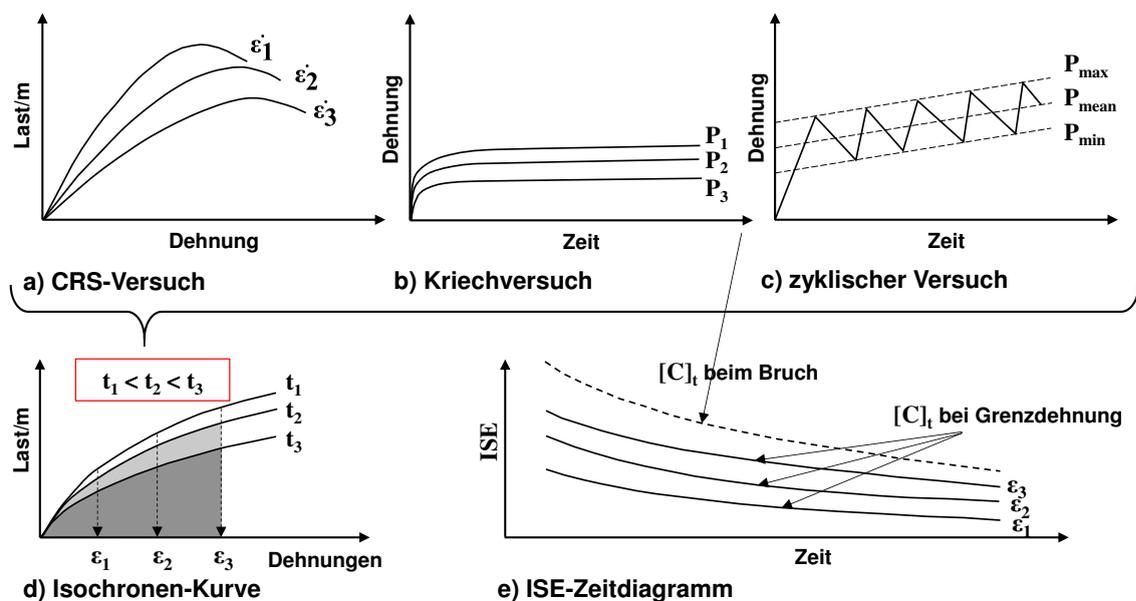


Bild 2.13 Entwicklung des ISE-Zeitdiagramms (nach McGown et al. 2004a).

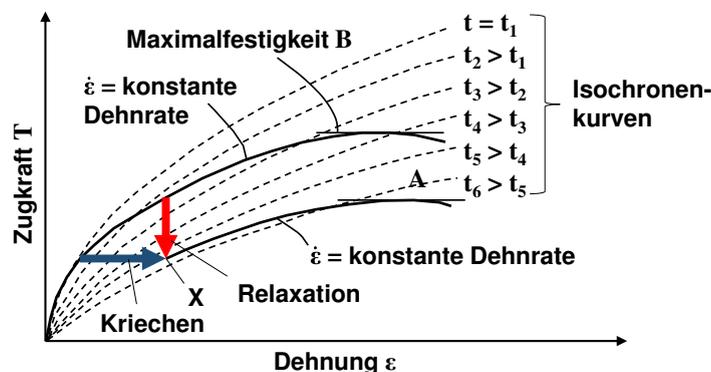


Bild 2.14 Darstellung des Kraft-Dehnungsverhaltens gemäß der Isochronentheorie (nach Hirakawa et al. 2003).

### 2.2.2.6 Verhalten im Boden

Das Kraft-Dehnungsverhalten von Geokunststoffen im Boden ist durch die Normalspannungsbelastung auf das Material potentiell anders als das Verhalten in der Luft („In-Isolation“), was bereits seit McGown et al. (1982) untersucht wird. Laut Palmeira (2009) ist dies für Geotextile und insbesondere für Vliesstoffe der Fall, da sich durch die Einspannung vermehrt Bodenpartikel in die Textilstruktur einlagern und die Reibung zwischen den Textilfasern erhöht. Schon Wilson-

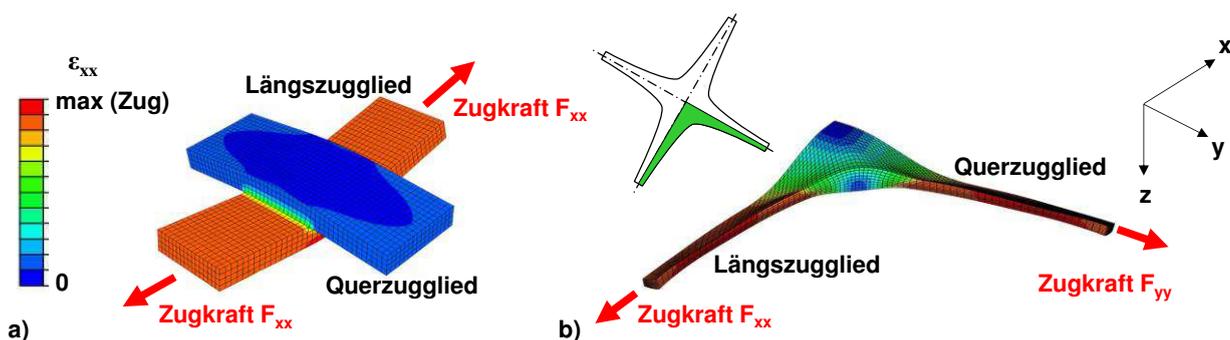
Fahmy et al. (1993) haben festgestellt, dass aufwendige Zug-, Kriech- und Relaxationsversuche „im Boden“ nur für Vliesstoffe gerechtfertigt sind.

Wie Ruiken (2013) detailliert dargestellt hat, ist für Geogitter in vielen Studien im Vergleich zu „In-Isolation“ nur eine vernachlässigbare Erhöhung der Steifigkeit „im Boden“ festgestellt worden. Auch Bathurst & Ezzein (2016) haben kürzlich mit Hilfe von Herausziehversuchen in transparentem Boden (vgl. Kap. 2.3.1.2) im Vergleich mit Zugversuchen in der Luft gezeigt, dass die Bodenauflast keinen messbaren Einfluss auf die Dehnsteifigkeit des untersuchten PP-Geogitters hatte.

### 2.2.3 Verbindungsstellen

Geogitter bestehen in der Regel aus Längs- und Querzuggliedern. Dabei dienen die Querzugglieder zum einen der Erhaltung der geometrischen Form, zum anderen spielen sie eine wichtige Rolle bei der Kraftübertragung zwischen Geogitter und Boden (vgl. Kap. 2.3.2). Je nach Ausführung eines Geogitters besitzen die Verbindungsstellen zwischen Quer- und Längszuggliedern eine ausgeprägte Festig- und Steifigkeit, die dafür sorgen, dass der sich vor den Querzuggliedern aufbauende Erddruck in die Längszugglieder des Geogitters übertragen werden kann. Während bei gewebten und geraschelten Geogittern dieser Effekt als nebensächlich angesehen wird und somit keine Ansprüche an die Festig- und Steifigkeit der Verbindungsstellen gestellt werden (Müller 2011), ist dies bei gestreckten und gelegten, sogenannten Erddruck-Geogittern, sehr wohl der Fall (vgl. Kap. 2.2.1).

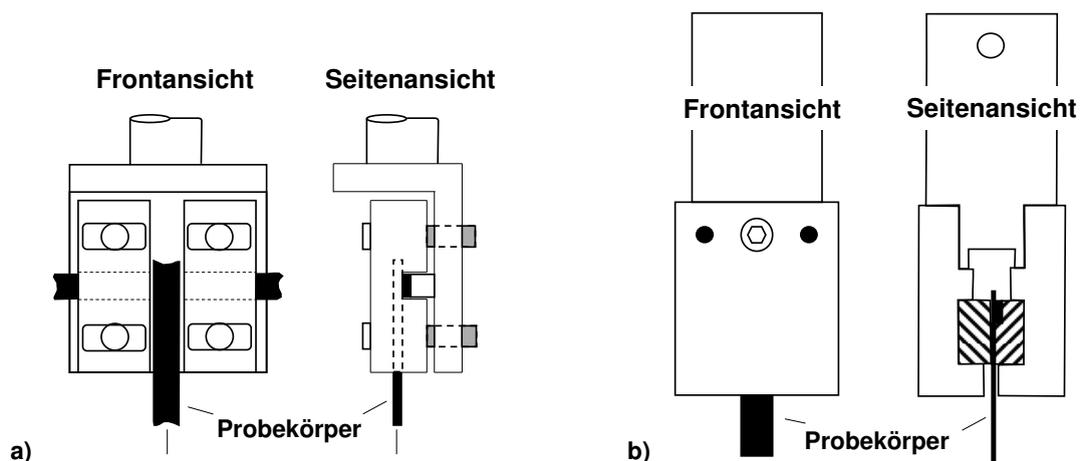
Durch die Belastung der Querzugglieder entstehen Zug-, Scher- und Torsionskräfte, die über die Verbindungsstellen in die Längszugglieder übertragen werden müssen und dabei zu komplexen Spannungszuständen in den Verbindungsstellen führen (Müller 2011). Dies ist exemplarisch für eine geschweißte Verbindungsstelle und eine integrierte Verbindungsstelle eines gestreckten Gitters in Bild 2.15 anhand der Dehnungen aus Finite-Elemente-Berechnungen dargestellt.



**Bild 2.15** Finite-Elemente-Berechnungen der Dehnungsbeanspruchungen von a) geschweißter Verbindungsstelle und b) integrierter Verbindungsstelle eines gestreckten Gitters (nach Ziegler & Timmers 2005b).

Weltweit wird die Festigkeit der Verbindungsstellen nach der Versuchsmethode GG2 des Geosynthetic Research Institute (GRI-GG2 2005) bestimmt. In der ursprünglichen Version der Empfehlung aus dem Jahr 1987 war diese Methode für gestreckte Geogitter vorgesehen, bei denen

die Verbindungsstellen „integriert“ sind und in der Ebene der Zugglieder liegen. Bild 2.16a zeigt die entsprechende Klemmeinrichtung bei der die Knotenfläche während des Versuchs unbelastet ist. Arbeiten an der Universität Strathclyde (Ruiken 2004, Kupec et al. 2004) zeigten, dass bei aus der Ebene der Längszugglieder liegenden Querszuggliedern, wie sie bei gelegten Geogitter auftreten, neben der Scher- auch Torsionsbeanspruchungen der Verbindungsstellen im Versuch auftreten. Dadurch wird eine geringere Festigkeit ermittelt, als bei Verbindungsstellen, die eingespannt sind, wie es im Boden vermutet wird. In der Version aus 2005 der GRI-GG2 ist daher als optionale Ausführungsvariante eine entsprechende Klemmeinrichtung mit Torsionsverhinderung aufgeführt, wie sie in Bild 2.16b dargestellt ist.



**Bild 2.16** Klemmen für Festigkeitsversuche an a) integrierten und b) gelegten Verbindungsstellen (GRI-GG2 2005).

Ruiken (2004) hat die beiden Klemmenarten verglichen. Für geschweißte Verbindungen von PP- bzw. PET-Geogittern mit der Klemme mit Scher- und Torsionsbeanspruchung (Bild 2.16a) hat er Knotenfestigkeiten zwischen 66 % und 87 % im Vergleich mit den Festigkeiten bei nur Scherbeanspruchung (Bild 2.16b) gemessen. Diese Versuche sind bisher nur für die Qualitätsüberwachung der Produktion vorgesehen (Kupec et al. 2004, GRI-GG2 2005). Ob sie die realen Bedingungen im Boden ausreichend genau wiedergeben um als Bemessungswerte genutzt werden zu können, wie sie für diskrete Interaktionsmodelle benötigt werden (vgl. Kap. 2.3.6), ist noch nicht abschließend geklärt.

Nachdem nun die beiden Materialien Boden und Geogitter separat betrachtet wurden, soll im folgenden Unterkapitel die direkte Interaktion zwischen den beiden beschrieben werden.

## 2.3 Kraftübertragung zwischen Geogitter und Boden

Die Kraftübertragung zwischen granularen Böden und Geogittern wurde seit deren Einführung vor über 30 Jahren intensiv erforscht (Palmeira 2009). In diesem Unterkapitel sollen zunächst die Versuche zur Erforschung der Kraftübertragung und Einflüsse aus den Versuchsrandbedingungen beschrieben werden, bevor die Mechanismen der Kraftübertragung und ihre Einflussparameter

dargestellt werden. Abschließend wird in diesem Unterkapitel auf die normativen Regelungen sowie die Modellierung der Kraftübertragung mit der Finite-Elemente- (FEM) bzw. Finite-Differenzen-Methode (FDM) und diskreten Modellen eingegangen.

### 2.3.1 Interaktionsversuche und Einflüsse aus Versuchsrandbedingungen

Bathurst (2014) beschreibt die historischen Entwicklungsstufen der Untersuchungen zum Interaktionsverhalten (bezogen auf Herausziehversuche) wie folgt:

- 1) Entwicklung und Standardisierung der Versuchsprotokolle,
- 2) Quantifizierung des maximalen Herausziehwidestands für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für bestimmte Geogitter-Boden-Kombinationen,
- 3) Entwicklung von Modellen des maximalen Herausziehwidestands für Bemessung mit Grenzgleichgewichtsmethoden,
- 4) Entwicklung von Kraft-Verformungsmodellen zur Nutzung in numerischen Modellen und
- 5) Sammlung von Herausziehversuchsdaten verschiedenster Quellen und statistische Analyse der Genauigkeit der Herausziehmodelle zur Nutzung für wahrscheinlichkeitsbasierte Bemessung und für Kalibrierung von Load-and-Resistance-Factor-Design (ein Teilsicherheitsbemessungskonzept vergleichbar mit der Vorgehensweise im Grenzzustand GEO-2 aus DIN EN 1997-1).

In diesem Abschnitt werden nur der direkte Scherversuch im Rahmenschergerät als Reibungsversuch und der Herausziehversuch sowohl im Labor als auch in-situ beschrieben. Auf den Schiefe-Ebene-Versuch, auch „Kipptischversuch“ genannt, nach DIN EN ISO 12957-2 zur Ermittlung der Reibungseigenschaften in kritischen Gleitflächen wird nicht eingegangen, sondern auf Palmeira (2009) verwiesen, der dazu einen guten Überblick liefert.

#### 2.3.1.1 Direkter Scherversuch im Rahmenschergerät

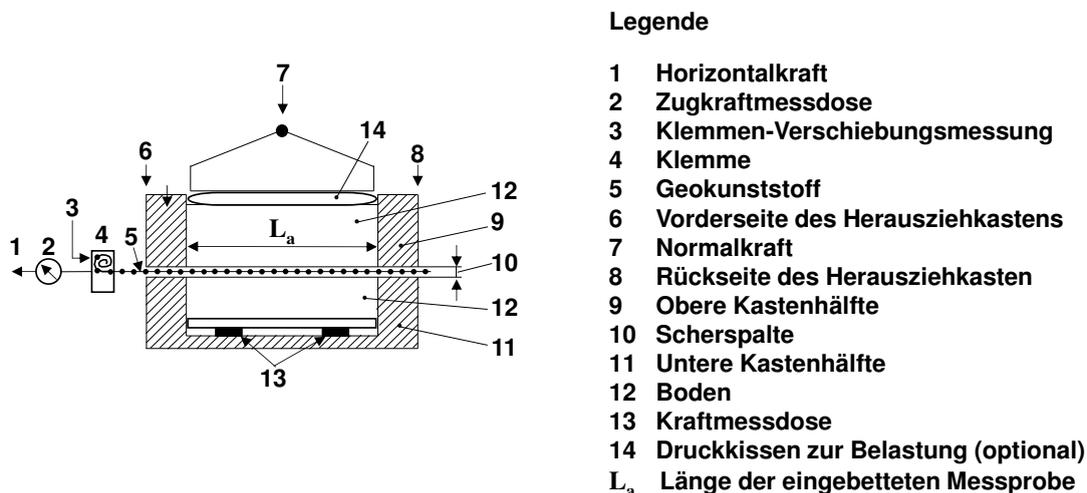
Erste Reibungsversuche mit Geokunststoffen und Böden wurden in den 1970er Jahren durchgeführt. Laut Stoewahse (2001) eignet sich insbesondere der direkte Scherversuch im Rahmenschergerät, der in der DIN EN ISO 12957-1 geregelt ist, da er eine gerätetechnisch vorgegebene Zwangsscherfuge aufweist. Laut Perkins (2001) ist der direkte Scherversuch zur Abbildung von Situationen geeignet, bei denen sich ein Bodenblock relativ zum im Prinzip stationären Geokunststoff bewegt und die Dehnbarkeit des Geokunststoffs keine signifikante Rolle spielt. Solche Situationen beinhalten Gleiten von Bodenschichten auf geneigten Geokunststoffen an Böschungen oder Gleiten von Bodenkörpern auf Geokunststofflagen in bewehrten Stützkonstruktionen.

Palmeira (2009) stellte fest, dass die Ermittlung der Reibspannungs-Verschiebungsbeziehung in der Schichtgrenze, wie sie für numerische Berechnungen notwendig ist und welche im Rahmen dieser Arbeit untersucht wird, anhand des direkten Scherversuchs schwierig ist. Auch Perkins & Cuelho (1999) weisen darauf hin, dass der direkte Scherversuch aufgrund von Randeffekten und ungleichmäßigen Randbedingungen ungeeignet zur Ermittlung der Interaktionsparameter ist. An

dieser Stelle wird daher nicht weiter auf die möglichen Ausführungsarten des Versuchs und deren Einfluss auf das Reibungsverhalten eingegangen, sondern auf die Arbeiten von Stoewahse (2001) und Palmeira (2009) verwiesen, wo dies detailliert zusammengetragen ist.

### 2.3.1.2 Herausziehversuche

Für die Situation des Herausziehens von Geokunststoffen aus dem umgebenden Boden mit Interaktion in den Schichtgrenzen ober- und unterhalb des Geokunststoffs, wo die Dehnbarkeit des Geokunststoffs potentiell eine entscheidende Rolle spielt, ist der Herausziehversuch die am besten geeignete Versuchsmethode (z. B. Perkins 2001). Damit kann die Verankerung von geosynthetischen Bewehrungsprodukten, insbesondere Geogittern untersucht werden. Auf europäischer Ebene ist der Herausziehversuch in DIN EN 13738 beschrieben, die einen großen Versuchskasten (min.  $L \times B \times H = 1,5 \times 0,6 \times 0,3$  m) vorschreibt, während die deutsche DIN 60009, die Verwendung eines kleinen Versuchskastens wie in Bild 2.17 (min.  $L \times B \times H = 0,3$  m  $\times$  0,3 m  $\times$  6-fache max. Korngröße) zulässt.



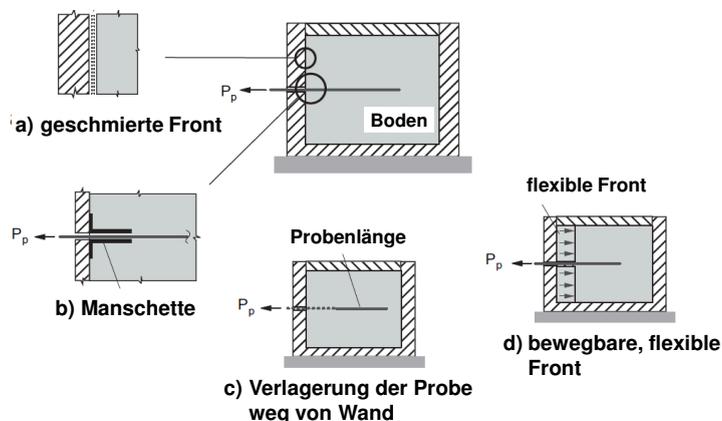
**Bild 2.17 Herausziehversuchsgerät aus DIN 60009:2011-05.**

Übereinstimmend schreiben beide Normen vor, dass im Versuch mindestens die Herausziehkraft und Verschiebung des Probenanfangs an der Klemme sowie die aufgebrachte Normalspannung zu messen sind. Bei nennenswertem Einfluss der Seitenwandreibung auf die Normalspannung in der Bewehrungsebene ist ebenfalls die Normalspannung unterhalb des Versuchskastens zu ermitteln. Des Weiteren werden häufig die Verschiebungen an diskreten Punkten entlang des Geokunststoffs gemessen. Dazu werden Drähte an der Probe befestigt und nach hinten aus dem Versuchskasten herausgeführt, wo sie an Wegaufnehmer angeschlossen sind. Vereinzelt werden auch Erddrücke innerhalb des Kastens und Geogitterdehnungen mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen gemessen (z. B. Raju 1995).

Beim Herausziehversuch ist die möglichst feste, gleichmäßige und relativverschiebungsarme Verbindung von Geogitterprobe mit der Zugvorrichtung wichtig. Dabei dürfen möglichst keine erhöhten Spannungszustände erzeugt werden, bei denen es zu einem sogenannten Klemmenbruch der Probe im Bereich der Klemme kommt. Standard ist die Reibungs-/Schraubklemme, wie sie

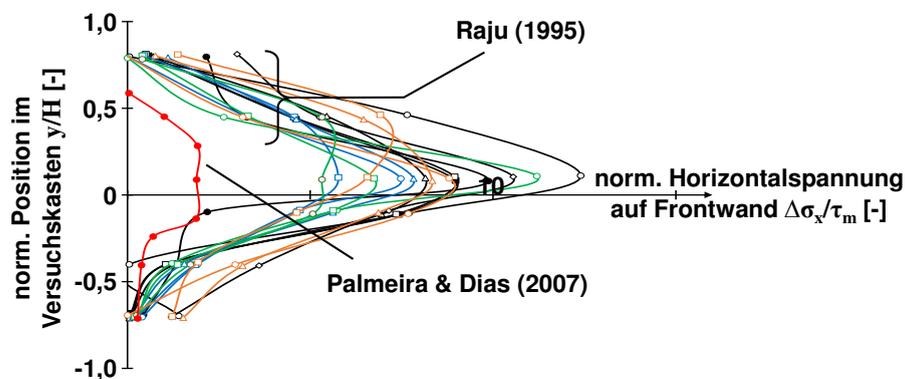
beispielsweise schon von Wilson-Fahmy et al. (1994) verwendet wurde. Dabei wird die Probe zwischen zwei Stahlplatten mit Schmirgelpapier an den Innenseiten gelegt und die Stahlplatten werden verschraubt. Alternativ kann die Probe auch mit den Stahlplatten verklebt werden, wie es zum Beispiel von Perkins (2001) beschrieben wird. Eine zweite Variante bildet die Rollenklemme, bei der die Geogitterprobe um einen Stahlzylinder gerollt und am Probenende mit dem Zylinder verschraubt wird, was laut Nernheim (2005) insbesondere für gewebte Proben vorteilhaft ist. Allerdings kann diese Art Klemme laut Zornberg et al. (2012) zu ungleichmäßigem Zug sowie Schlupf zwischen Klemme und Probe führen. Des Weiteren gibt es die Möglichkeit, die Klemme innerhalb des Probenkastens anzuordnen. Dies hat nach Moraci & Recalcati (2006) den Vorteil, dass es keinen Bereich der Probe gibt, der nicht normalspannungsbelastet ist und bei einem echten Herausziehversuch (Geogitterprobe endet im Versuchskasten) ist die Verankerungslänge konstant (bei Vernachlässigung der Geogitterlängung). Bei Berücksichtigung der tatsächlich belasteten Länge in der Auswertung und bei Durchziehversuchen, ist eine außerhalb liegende Klemme aber zu bevorzugen, da sie wesentlich einfacher in der Handhabung ist und kein Verkleben der Klemme im Kastenschlitz auftreten kann.

Beim Herausziehen der Bewehrung wird eine Horizontalkraft in den Versuchskasten eingeleitet, weshalb es zur Spannungskonzentration und Bodenverdichtung im vorderen Versuchskastenteil kommt. Demnach hat die Ausbildung der vorderen Versuchskastenvand einen großen Effekt auf die Versuchsergebnisse (u. a. Palmeira, 1987; Palmeira & Milligan, 1989; Johnston & Romstad, 1989; Farrag et al., 1993; Raju, 1995; Sugimoto et al., 2001). Bild 2.18 zeigt die von Palmeira (2009) zusammengetragenen möglichen Frontwandausführungen. Laut Palmeira (2008) wird die Frontwand traditionellerweise starr ausgebildet, aber durch geschmierte Folien reibungsminimiert. Die für einen solchen Aufbau in einem großen Versuchskasten gemessenen Horizontalspannungen auf die Frontwand, normiert mit der durchschnittlichen Scherspannung entlang der Geogitterlänge, sind in Bild 2.19 dargestellt. Wie erwartet, erhöht sich die Horizontalspannung im Bereich der Bewehrungsebene aufgrund der eingebrachten Horizontalkraft überproportional stark, was auch von Johnston & Romstad (1989), Raju (1995) und Sugimoto et al. (2001) gezeigt wurde. Gemäß den Untersuchungen von Raju (1995) und Palmeira & Milligan (1989) spielt die Rauigkeit der Frontwand dabei eine große Rolle.



**Bild 2.18 Frontwandausbildungen in Herausziehversuchen (nach Palmeira 2009).**

Sugimoto et al. (2001) verwendeten zwei Luftkissen zwischen Frontwand und Boden, um einen flexiblen Rand zu ermöglichen und zeigten damit, dass der Einfluss der starren Frontwand als Diskontinuität im Bodenverschiebungsfeld groß ist. Allerdings ist diese Ausführung sehr aufwendig. Eine wesentlich gängigere Methode, um den Frontwandeinfluss auf die Probe zu minimieren, ist die Anordnung von Manschetten, wie in Bild 2.18b, die den vorderen Probenbereich von der Normalspannungsbelastung abschirmen und die effektive Interaktionslänge reduzieren. Solche Manschetten wurden u. a. von Farrag et al. (1993) und Raju et al. (1996) untersucht und von vielen weiteren verwendet. Die Empfehlungen für die Manschettenlänge reichen dabei von 40-facher Querschnittsdicke (Raju et al. 1996 mit FEM), 0,2 m (DIN EN 13738) bis 0,3 m (Farrag et al. 1993). In kleineren Versuchskästen werden diese Manschetten in kleinerer Form als Buchsen ausgeführt, auch um den Austrag von Boden zu verhindern. Dabei muss allerdings eine geeignete Dicke gewählt werden damit sich die Bodenkörner nicht im Schlitz verklemmen (Bolt & Duszynska 2000).

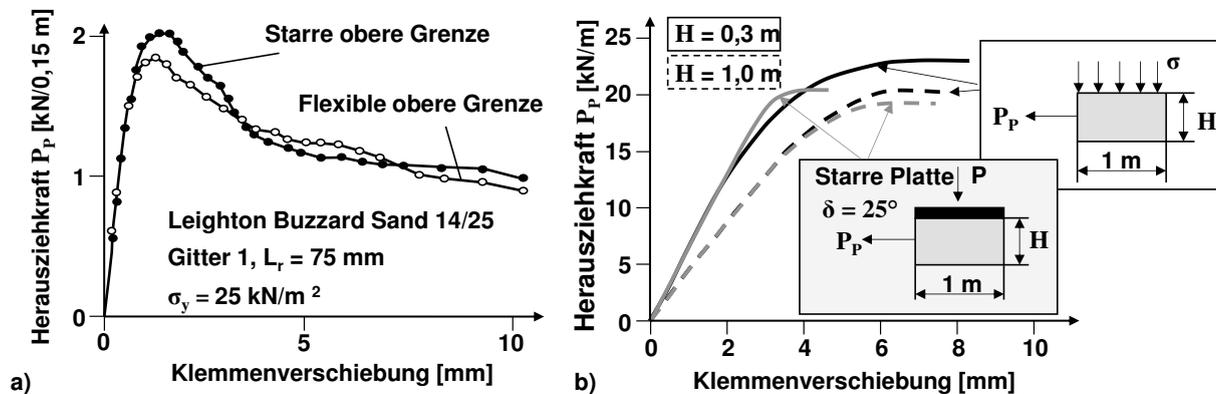


**Bild 2.19** Gemessene Horizontalspannungen auf Frontwand, normiert mit durchschnittlicher Scherspannung entlang Geogitter (Palmeira & Dias 2007 aus Palmeira 2009).

Moraci & Recalcati (2006) betrachten verschiedene Untersuchungen zum Einfluss der Seitenwandreibung auf das Herausziehverhalten. Daraus folgend sollten die Seitenwände möglichst wenig Reibung aufweisen und die Reibungsverluste sollten bei Bedarf mit Normalspannungsmessungen unterhalb des Versuchskörpers quantifiziert werden, um die effektive Normalspannung auf Probenhöhe abschätzen zu können. Während ein Mindestabstand der Bewehrungsprobe zur Seitenwand den Reibungseinfluss minimiert, fördert er nach Hayashi et al. (1996) und Ghionna et al. (2001) dreidimensionale Dilatanzeffekte, die zu einer Überschätzung des Herausziehwidestands im Vergleich mit einem echten ebenen Verformungszustand führen. Dies wird durch Ergebnisse von Ochiai et al. (1996) und Farrag et al. (1993) bestätigt, die verschiedene Verhältnisse von Proben- zu Versuchskastenbreite untersuchten und für das jeweils größte Verhältnis den niedrigsten Herausziehwidestand feststellten.

Der Unterschied zwischen starrer und flexibler Belastungsaufbringung wurde bereits von Palmeira & Milligan (1989) experimentell untersucht und, wie in Bild 2.20 dargestellt, erhöhte sich der Herausziehwidestand in ihren Untersuchungen durch eine starre Kopfplatte. Ansonsten gibt es soweit bekannt nur numerische Untersuchungen zum Einfluss der Belastungsaufbringung. Dias

(2004) hat mittels eines FE-Modells diesen für zwei verschiedene Kastenhöhen untersucht und im Gegensatz zu Palmeira & Milligan (1989) einen niedrigeren Herauszieh Widerstand bei starrer Kopfplatte im Vergleich zum flexiblen Luftkissen erhalten.



**Bild 2.20 Einfluss der Ausführung der oberen Randbedingung: a) Versuche von Palmeira & Milligan (1989) (nach Palmeira 2009) und b) FEM-Berechnungen von Dias (2004).**

Zur Einschätzung des Einflusses aus der Versuchskastengröße gibt es laut Palmeira (2009) eingeschränkt experimentelle Daten, die allerdings auf einen Größeneinfluss hindeuten. Farrag et al. (1993) haben in ihrem Versuchskasten der Dimensionen  $L \times B = 1,52 \times 0,9$  m die Höhe zwischen 20 cm und 70 cm variiert und für Versuche mit einem gleichförmigen Sand erst ab einer Höhe von 60 cm keine weitere Abnahme des Herauszieh Widerstands registriert. Auf ähnliche Ergebnisse kommt auch Dias (2004) mit FEM-Simulationen von Herausziehversuchen. Auch wenn die wenigen experimentellen Untersuchungen für einen Einfluss aus Versuchskastengröße sprechen, erlaubt DIN 60009 Versuche mit Kastendimensionen von nur  $L \times B \times H = 0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 6 \cdot d_{max}$ , um den Aufwand zur Durchführung von Herausziehversuchen zu verringern.

Wang et al. (2016) haben Modellierungen mit der Diskreten-Elemente-Methode (DEM) für Herausziehversuche mit einem Kies 2/8 mm in einem Versuchskasten der Dimensionen  $L \times B \times H = 0,435 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 0,2$  durchgeführt. Die in Bild 2.21a dargestellten Kontaktkräfte zwischen den einzelnen Bodenpartikeln zeugen von keiner starken Beeinflussung der Geogitter-Boden-Interaktion durch die relativ kleine Versuchskastengröße. Die Normalspannungsverteilung entlang des Geogitters aus Bild 2.21b deutet dahingegen auf eine Spannungskonzentration an der Frontwand hin, was allerdings auch bei größeren Versuchskästen auftritt.

Um umfassendere Zustandsdaten zur unmittelbaren Interaktion zwischen Geogittern und umgebenden Boden zu erlangen, sind von Ezzein & Bathurst (2014) Herausziehversuche in transparentem, bodenähnlichem Material entwickelt worden. Diese Versuche ermöglichen die unmittelbare optische Messung von Geogitterverschiebungen und -dehnungen sowie von Verschiebungen von nicht-transparenten Partikeln im sonst transparenten Bodenanalogue. Darüber kann, im Gegensatz zum einfachen Herausziehversuch, die Verbundsteifigkeit zwischen Geogitter

und Boden direkt bestimmt werden. Auch Ferreira & Zornberg (2014) nutzen diese Technik, allerdings in einem kleineren Versuchskasten.

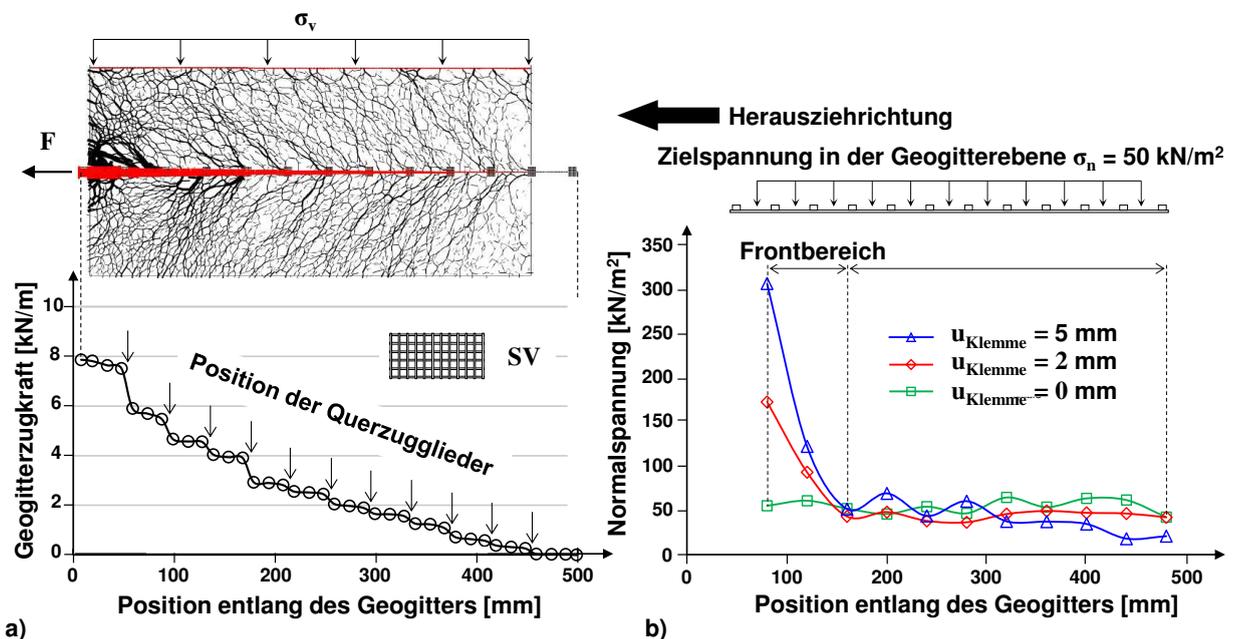


Bild 2.21 a) Zugkraft- und b) Normalspannungsverteilung auf Geogitterhöhe in Herausziehversuchen, ermittelt mit DEM-Berechnungen (nach Wang et al. 2016).

### 2.3.1.3 In-situ-Herausziehversuche

Die Durchführung von in-situ-Herausziehversuchen ist aufgrund der Unsicherheit der Randbedingungen schwierig und daher selten. In diesem Abschnitt werden alle bekannten Untersuchungen beschrieben.

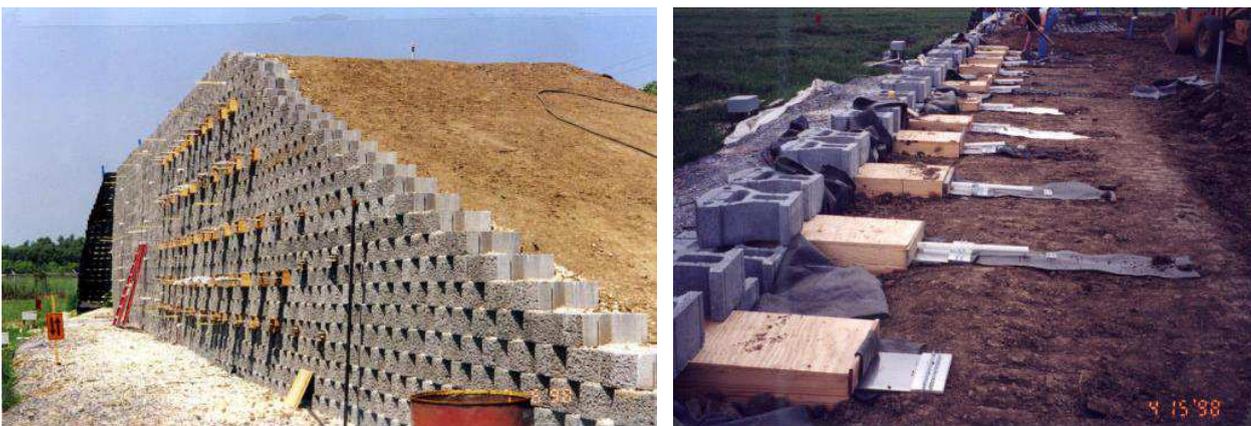
Bergado et al. (1992) und (1993) führten in-situ-Herausziehversuche an Stahlgittern durch, die in einer stahlgitterbewehrten Stützkonstruktion mit minderklassigem Verfüllmaterial zusätzlich eingelegt waren. Allerdings beobachteten sie die Ausbildung eines Gewölbes innerhalb der Stützkonstruktion, was zu nicht definierten Normalspannungen führte. Dadurch ist ihr Vergleich mit Ergebnissen von Labor-Herausziehversuchen wenig aussagekräftig. Tendenziell berichten sie von höheren in-situ- als Labor-Herauszieh Widerständen.

Auch Ochiai et al. (1988) führten in-situ-Herausziehversuche an einer Stützkonstruktion durch, verwendeten allerdings polymere Geogitter. Die dabei gewonnenen Ergebnisse verglichen Ochiai et al. (1996) mit entsprechenden Versuchen im Labor und stellten eine ähnliche Mobilisierung des Herauszieh Widerstands fest. Sie schließen daher, dass Laborherausziehversuche sowohl zur Untersuchung der Kraftübertragungsmechanismen als auch zur Bestimmung der Bemessungsverbundwerte verwendet werden können.

Bakeer et al. (1998) führten in-situ-Herausziehversuche an flächigen Polyester-Geweben in einer Böschung im Originalmaßstab mit verschiedenen Böden und Überdeckungshöhen durch. Da kein

Vergleich mit Laborversuchen geschieht, sind keine Übertragungseffekte von der Labor- zu der Feldsituation ableitbar.

Farrag & Morvant (2004) berichten von einer umfangreichen Studie mit Herausziehversuchen in einem großen Versuchskasten sowie in-situ-Herausziehversuchen aus der in Bild 2.22 dargestellten geogitterbewehrten Wand. Die Studie umfasste vier verschiedene Geogitter mit Festigkeiten von 32-174 kN/m und Steifigkeiten von 320-2330 kN/m. Als Boden für alle Untersuchungen verwendeten sie einen schluffigen Ton, eingebaut mit optimalem Wassergehalt von 17 %. Für die relativ dehnweichen Geogitter ergaben ihre Labor- und Feldversuche ähnliche Herausziehwiderstandskurven, während die Herausziehwiderstände der Feldversuche für die steiferen Geogitter wesentlich höher waren. Allerdings geben die Autoren zu bedenken, dass die in-situ-Herausziehversuche einige Monate nach dem Bodeneinbau durchgeführt wurden, sodass sich die Felddichte und der Feldwassergehalt aufgrund der Konsolidierung des schluffigen Tons wesentlich von den Laborbedingungen unterschied. Aufgrund dieser möglicherweise unterschiedlichen Bodenkennwerte sowie möglichen Spannungumlagerungen in der geogitterbewehrten Stützkonstruktion, wie sie Bergado et al. (1992) beschreiben, ist auch diese in-situ-Versuchsserie nur bedingt geeignet, um Aussagen zu den Einflüssen von Feld- und Laborbedingungen auf die Versuchsergebnisse zu treffen.



**Bild 2.22** In-situ-Herausziehversuche aus einer geogitterbewehrten Wand (Farrag und Morvant, 2004).

Becker (2006) baute eine Kastenfangedamm-artige Konstruktion mit beidseitiger Holzverkleidung auf und legte dort einzelne Geogitter hinein, an denen er in-situ-Herausziehversuche durchführte (s. Bild 2.23). Die Konstruktion mit einer Höhe von 2,6 m bot Platz für 16 Versuche in sechs verschiedenen Tiefen. Das Verfüllmaterial war ein schluffig-toniger Boden, der nur mit stark variierenden Dichten ( $D_{Pr} = 92,9 - 101,9 \%$ ) und Wassergehalten ( $w = 26,6 - 35,3 \%$ ) eingebaut werden konnte. Auch die Herausziehgeschwindigkeit variierte von Versuch zu Versuch stark ( $v = < 0,05 - 1,2 \text{ mm/min}$ ). Des Weiteren beobachtete er Zugversagen der Geogitter deutlich unterhalb der jeweiligen Zugfestigkeiten, was zumindest teilweise an ungleichmäßiger Belastung der Längszugglieder durch die Klemme lag. Er führte keine vergleichenden Laborversuche durch, aber verglich die entlang der mobilisierten Verankerungslänge mittlere gemessene Schubspannung mit Schubspannungsansätzen nach Jewell et al. (1984), Peterson & Anderson (1980) und

Christopher & Berg (1990). Dabei lagen zumindest alle von ausgewählten Versuchen mit ähnlichen Einbaubedingungen gemessenen Schubspannungen oberhalb der berechneten. Trotz aufwendiger Versuche an einer extra dafür erstellten Konstruktion erlauben auch diese Feldversuche keine allgemeingültigen Schlüsse für das in-situ-Herausziehverhalten.



**Bild 2.23 In-situ-Herausziehversuche aus einer Kastenfangedamm-artigen Konstruktion (Becker, 2006).**

Girard et al. (2006) haben mit PET-Fäden vernadelte Vliesstoffe aus in-situ-Verankerungsgräben verschiedenster Geometrien gezogen. Diese Versuche werden im Detail erst in Kapitel 2.4 zu Verankerungsgräben und Umlenkeffekten betrachtet.

Neben den typischen Feldbedingungen nennt Palmeira (2009) zusätzlich die meist niedrigen Versuchsspannungsniveaus und die damit einhergehende hohe Sensibilität der Versuchsergebnisse als Grund für die in den wenigen durchgeführten Versuchen beobachteten verschiedenen und manchmal unrealistischen Versagensmechanismen.

### **2.3.2 Mechanismen der Kraftübertragung und deren Modellierung**

Im Gegensatz zu anderen Bewehrungselementen, wie beispielsweise Stahlbänder, funktioniert die Kraftübertragung zwischen Geogittern und umgebenden Boden nicht nur über Oberflächenreibung, sondern auch zu einem beträchtlichen Anteil über die Quersugglieder, was in Bild 2.24 prinzipiell dargestellt ist. Der durch die Quersugglieder erzeugte Widerstand muss über die Verbindungsstellen in die Längszugglieder übertragen werden. Dadurch kommt es zu Sprüngen in der Zugkraftlinie der Längszugglieder, die Wilson-Fahmy & Koerner (1993) schon in ihren FE-Berechnungen zeigten und die sich in allen diskreten Modellen zur Beschreibung der Kraftübertragung finden (vgl. Kap. 2.3.6.2).

#### **2.3.2.1 Oberflächenreibung**

Die Oberflächenreibung auf Längs- und Quersuggliedern ist ein vergleichbar einfacher Mechanismus der in Abhängigkeit der Querschnittsform und der Rauheit der Zuggliedoberfläche (Althoff 2015) mittels des Coulomb'schen Reibungsmodells gut zu beschreiben ist. Darin wird angenommen, dass die maximal übertragbare Schubspannung  $\tau$  proportional zur vorliegenden

Normalspannung  $\sigma_n$  und einem Reibungsbeiwert  $\mu$  bzw. dem Tangens des Kontaktreibungswinkels  $\delta$  ist. Während z. B. Sobhi & Wu (1996) und Zornberg et al. (2013) von einer konstanten (verschiebungsunabhängigen) Schubspannung ausgehen, wird meist die Mobilisierung der Schubspannung mit zunehmender Relativverschiebung zwischen den beiden Materialien linear (z. B. Goodman et al. 1968, Madhav et al. 1998) oder auch hyperbolisch (Gurung & Iwao 1998) berücksichtigt. Zudem wird häufig zusätzlich die Normalspannungsabhängigkeit der maximal übertragbaren Schubspannung einbezogen (z. B. Yuan & Chua 1991, Perkins & Cuelho 1999). In Kapitel 2.3.6 zur Interaktionsmodellierung wird detaillierter auf die Abbildung der Oberflächenreibung eingegangen.

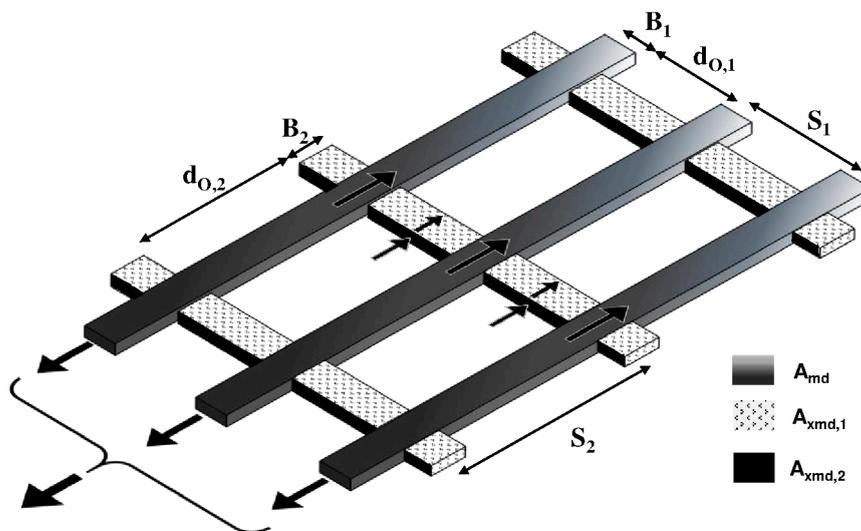


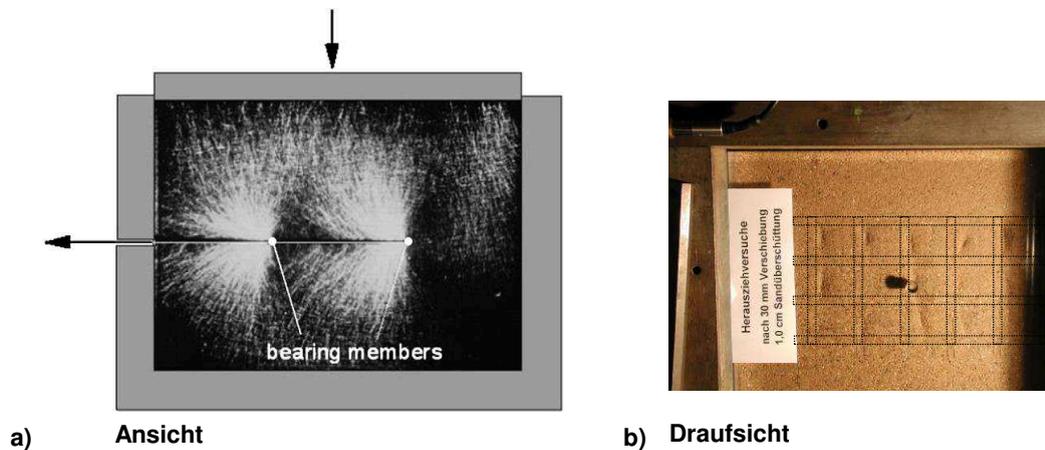
Bild 2.24 Mechanismen der Kraftübertragung (nach Wilson-Fahmy & Koerner 1993).

### 2.3.2.2 Querzuggliedwiderstand

Im Gegensatz zur Oberflächenreibung ist der Kraftübertragungsmechanismus der Querzugglieder wesentlich komplexer. Bild 2.25a zeigt den Effekt der Querzugglieder, den bereits Dyer (1985) mit spannungsoptischen Methoden beim Herausziehen von Stahlgittern aus Glassplitter sehr anschaulich visualisierte. Darin verdeutlichen die hellen Bereiche Spannungskonzentrationen vor den Querzuggliedern, wo der Boden (hier Glassplitter) verdichtet wird und lokale Erdwiderstandszonen auftreten. Gleichzeitig wird hinter den Querzuggliedern die Spannung reduziert (dunkle Bereiche), was, wie in Bild 2.25b sichtbar ist, dort zur Auflockerung des Bodens führt. Milligan et al. (1990) führten die Untersuchungen von Dyer (1985) mit polymeren Geogittern fort und konnten darüber durch die ungleichmäßige Erddruckmobilisierung entlang der Verankerungslänge deutlich die Verschiebungsabhängigkeit der Erddruckentwicklung vor den Querzuggliedern zeigen.

Das Verspannen der Bodenpartikel in den Gitteröffnungen, das sogenannte *Interlocking* wie es schon von Yogarajah (1993) beschrieben wurde, wird generell dem Erdwiderstandsmechanismus vor den Zuggliedern zugeschrieben. Allerdings tritt dieser Effekt schon bei sehr kleinen Relativverschiebungen auf, sodass er zunehmend separat betrachtet und in Abgrenzung zum

Begriff der *Bewehrung* als *Stabilisierung* beschrieben wird (Bussert & Henken-Mellies 2015). Ruiken (2013) gibt einen Überblick zu Untersuchungen und Überlegungen zum Interlocking. Im Rahmen dieser Arbeit wird das Interlocking nicht separat zu den beiden genannten Kraftübertragungsmechanismen behandelt.

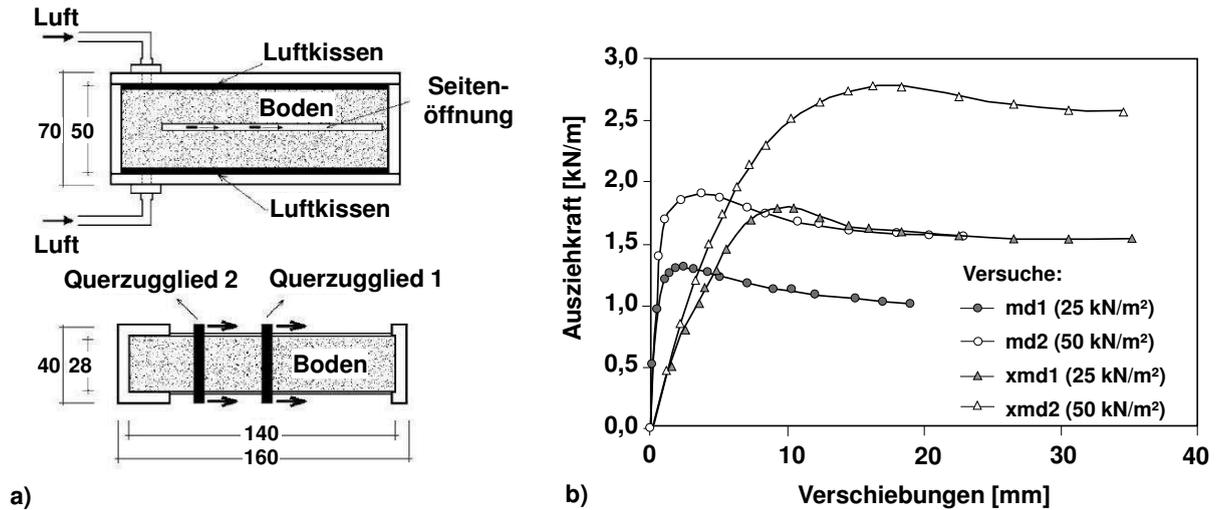


**Bild 2.25** a) Spannungskonzentration vor Querzuggliedern (Dyer 1985, aus Palmeira 2009) und b) Auflockerung hinter Querzuggliedern (nach Heitz 2002).

Teixeira et al. (2007) haben die beiden Mechanismen der Oberflächenreibung und des Erdwiderstands mit kleinmaßstäblichen Herausziehversuchen an einzelnen Längs- bzw. Querzuggliedern anschaulich quantifiziert (Bild 2.26). Die untersuchten Zugglieder stammten aus einem gerachelten uniaxialen PET-Gitter mit PVC-Beschichtung mit Längs- bzw. Querzuggliedbreiten von 8 mm bzw. 3 mm. Der Herausziehwiderstand aus Oberflächenreibung wurde mit 100 mm langen Längszuggliedern festgestellt und ist in Bild 2.26 skaliert für die Rasterweite in Zugrichtung (32 mm) und 1 m Breite dargestellt. Den Herausziehwiderstand von einem einzelnen Querzugglied ermittelten sie, indem sie zwei außen geführte Querzugglieder mit konstantem Abstand durch den Boden zogen und dabei die Zugkraft am hinteren Querzugglied maßen. Dieser Erdwiderstand ist ebenfalls im Diagramm in Bild 2.26 eingezeichnet (skaliert auf 1 m Breite) und der Vergleich mit dem Reibungswiderstand zeigt, dass der Erdwiderstand größer ist. Für die Normalspannung von  $25 \text{ kN/m}^2$  zeigen diese Ergebnisse einen Beitrag der Querzugglieder von ca. 60 %. Die Autoren weisen allerdings daraufhin, dass diese isolierten Versuche jegliche Beeinflussung von Längs- und Querzuggliedern nicht berücksichtigen. Der Vergleich von Herausziehversuchen am gleichen Geogitterprodukt mit Originalproben und mit Proben ohne Querzugglieder ergab aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung von Längs- und Querzuggliedern nur eine Erhöhung des Gesamtwiderstands durch die Querzugglieder von 26 %.

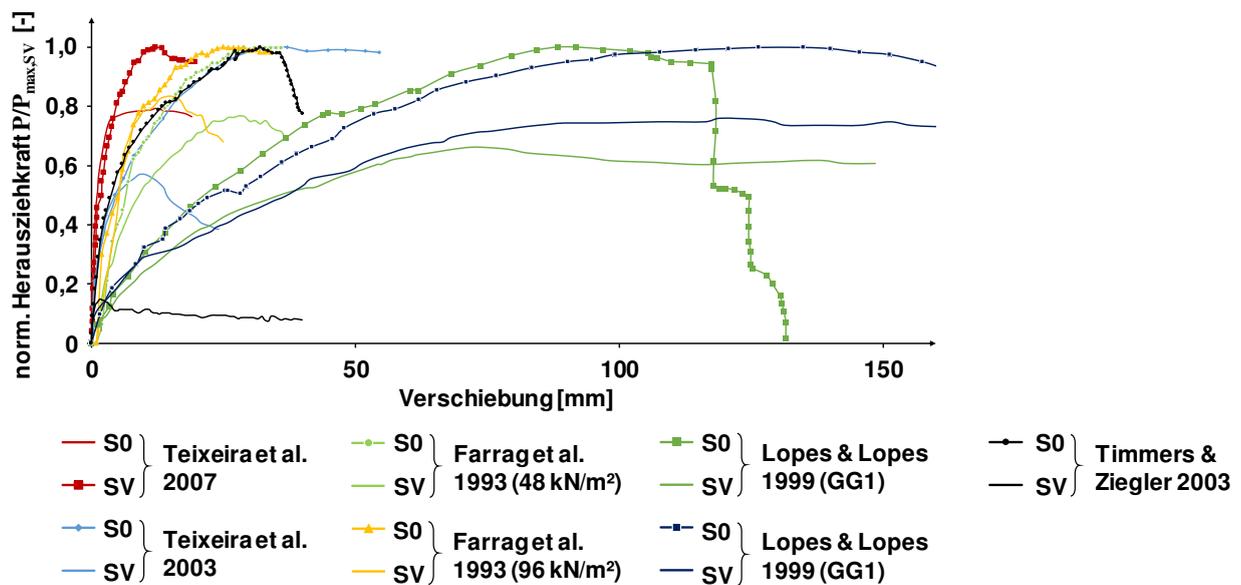
Daher scheinen Vergleichsversuche mit Proben, die nur aus Längszuggliedern bestehen und Gitterproben mit unterschiedlicher Anzahl von Querzuggliedern den quantitativen Einfluss der Querzugglieder auf den Herausziehwiderstand besser abzubilden. Bild 2.27 zeigt eine Zusammenstellung solcher Versuche mit S0- (ohne Querzugglieder) und SV-Versuchen (reguläre Gitter). Darin zeigt die Zunahme der Differenz zwischen Versuchen mit und ohne Querzugglieder deutlich die Verschiebungsabhängigkeit des Querzuggliedeffekts. Bei den Versuchen von Ziegler & Timmers (2003) mit gelegten Geogittern ist der Querzuggliedanteil besonders hoch. Der

S0-Versuch führte nur zu ca. 15 % des Herausziehwiderstands des vergleichbaren SV-Versuchs. Anders ausgedrückt führte die Vergrößerung der Reibungsfläche um nur 7 % zu einem Anstieg des Herausziehwiderstands von 50-100 %, was eindrucksvoll den Effekt der Querszugglieder zeigt. Je nach Größe des Anteils der Querszugglieder am Herausziehwiderstand unterscheidet Müller (2011) zwischen Reibungsgittern und Erddruckgittern, ohne allerdings die Grenze zwischen beiden quantitativ zu definieren. Nach Aydogmus et al. (2006) und Althoff (2015) ist der quantitative Einfluss der Querszugglieder in bindigen Böden geringer.



**Bild 2.26** Kleinmaßstäbliche Herausziehversuche an einzelnen Längs- und Querszuggliedern (modifiziert von Teixeira et al. 2007).

Für die Interaktion im direkten Schermodus berichten Liu et al. (2009) von geringeren Querszuggliedwiderstandsanteilen als in den genannten Untersuchungen. Allerdings sind diese immer abhängig von den gewählten Geogitterprodukten, sodass keine generellen Schlüsse in Bezug auf unterschiedliches Verhalten bei Scher- bzw. Herausziehmodus getroffen werden kann.



**Bild 2.27 Quantitativer Einfluss der Querszugglieder auf den Herauszieh Widerstand.**

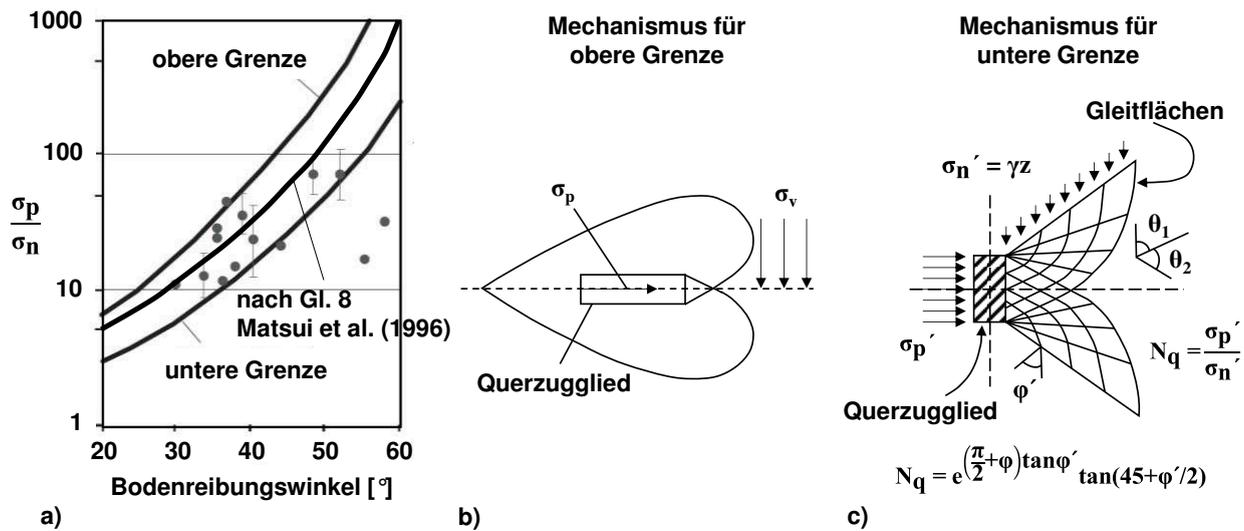
Bereits in den 1980er Jahren wurde versucht den Mechanismus der Querszugglieder im Boden mit mechanischen Modellen zu beschreiben. So betrachteten Jewell et al. (1984) die Querszugglieder als Platten im homogenem Bodenkontinuum und entwickelten analytisch für die Querszuggliedbelastung die in Bild 2.28 dargestellten obere und untere Grenze als passiven Erddruck  $\sigma_p$ . Die untere Grenze aus Gleichung (2.2) basiert dabei auf dem Durchstanzversagen von Fundamenten mit dem Versagensmechanismus aus Bild 2.28c während die obere Grenze aus Gleichung (2.3) das charakteristische Spannungsfeld unter einem tief liegenden Fundament ohne Durchstanz berücksichtigt (Bild 2.28b).

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_n} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi} \quad (2.2)$$

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_n} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{(\pi/2 + \varphi) \tan \varphi} \quad (2.3)$$

mit  $\sigma_n$  = Normalspannung in Bewehrungsebene und  $\varphi$  = Bodenreibungswinkel.

Bergado et al. (1996) haben eine modifizierte Gleichung des Durchstanzversagens entwickelt, die etwas oberhalb von Gleichung (2.2) in Bild 2.28a liegt. Matsui et al. (1996) hingegen haben eine Gleichung entwickelt, die auf Prandtls Versagensmechanismus eines Fundaments basiert und zwischen den Grenzen von Gleichungen (2.2) und (2.3) in Bild 2.28a liegt.



**Bild 2.28 Analytische Lösungen für den Querszuggliedwiderstand gegen Herausziehen (erweitert nach Palmeira & Milligan 1989).**

Die Berechnung des Erddruckwiderstands nach für Kontinuen abgeleiteten Gleichungen (2.2) und (2.3) ist laut Palmeira & Milligan (1989) allerdings für gröbere Böden mit einem Verhältnis von Querszugglieddicke zu mittlerem Korndurchmesser von  $t/d_{50} < 15$  nicht mehr zulässig (vgl. Kap. 2.3.3.5). Daher schlagen Palmeira & Milligan (1989), Müller (2011) und auch Jewell (1990) vor den unteren Erddruckwiderstand gemäß Jewell (1984) mit je einem empirischen Faktor für das Verhältnis von Querszuggliedhöhe zu mittlerem Korndurchmesser  $t/d_{50}$  und für die geometrische Form des Querszugglieds zu multiplizieren:

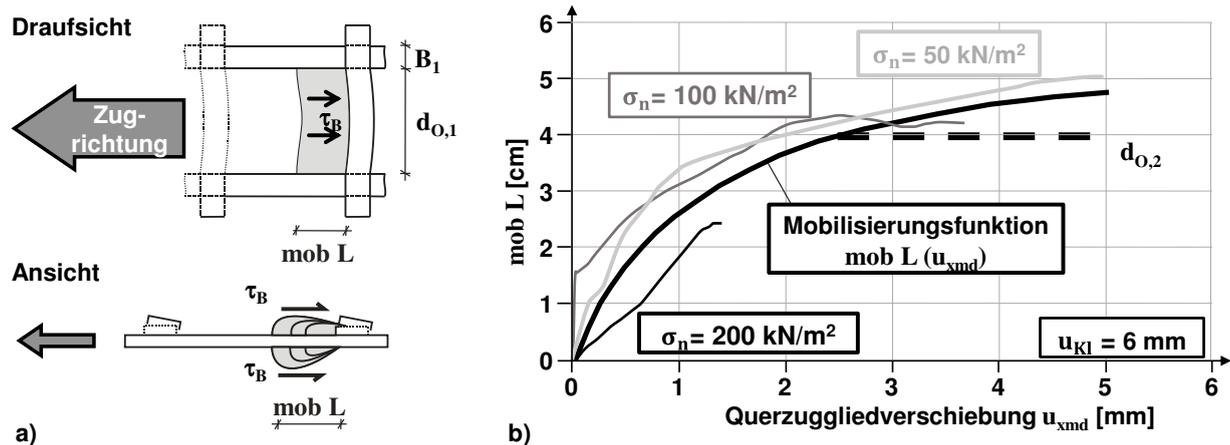
$$T_{xmd} = (d_{0,1} \cdot t) (F_1 \cdot F_2) \cdot \sigma_p \cdot n_g \quad (2.4)$$

mit  $d_{0,1}$  = Öffnungsweite zwischen zwei Längszuggliedern,  $t$  = Dicke des Querszugglieds,  $F_1$  = empirischer Faktor für das Verhältnis  $t/d_{50}$ ,  $F_2$  = empirischer Faktor für die geometrische Form des Querszugglieds (Palmeira & Milligan 1989),  $\sigma_p$  gemäß Gl. (2.2) und  $n_g$  = Anzahl Längszugglieder je Meter.

Ziegler & Timmers (2003) gehen in ihrem Modell aus Bild 2.29 davon aus, dass sich bei Relativverschiebung senkrecht zu den Querszuggliedern vor diesen ein Erdwiderstand und eine Verspannungszone im Boden ausbilden. Integration der Schubspannungen auf Ober- und Unterseite dieser (als rechteckig angenommen) aktivierten Erdwiderstandszone liefert gemäß der folgenden Gleichung (2.5) den Querszuggliedwiderstand gegen Relativverschiebung. Eigentlich führt die Verdichtung vor den Querszuggliedern hier zu erhöhten und die Auflockerung hinter den Querszuggliedern dort zu verringerten Normalspannungen, was in Bild 2.30a qualitativ gezeigt wird. Laut Heitz (2002) entstehen gewölbeartige Spannungsbögen, die sich auf den verspannten Bodenflächen vor den Querstäben abstützen. Diese Verteilung wird jedoch wie allgemein üblich vernachlässigt und die mittlere Normalspannung konstant über die Erddruckzone angesetzt. Die Erddruckmessungen von Teixeira et al. (2007) in Herausziehversuchen etwa 10 mm oberhalb der Geogitterlage, dargestellt in Bild 2.30b, bestätigen die je nach Position zum Querszugglied wellenförmig zu- und abnehmende Normalspannung um einen konstanten Mittelwert.

$$\begin{aligned}
 T_{xmd} &= 2 \cdot \int_A \tau_B \, dA \cdot n_g = 2 \cdot \int_A \sigma_n \cdot \tan \varphi \, dA \cdot n_g \\
 &= 2 \cdot \sigma_n \cdot \tan \varphi \cdot d_{O,1} \cdot \text{mob } L(u_{xmd}) \cdot n_g
 \end{aligned}
 \tag{2.5}$$

mit  $\tau_B$  = Schubspannungen in Bodenfuge,  $A$  = mobilisierte Erdwiderstandszone,  $\text{mob } L(u_{xmd})$  = verschiebungsabhängig mobilisierte Länge der Erdwiderstandszone und  $u_{xmd}$  = Relativverschiebung des Querzugglieds.



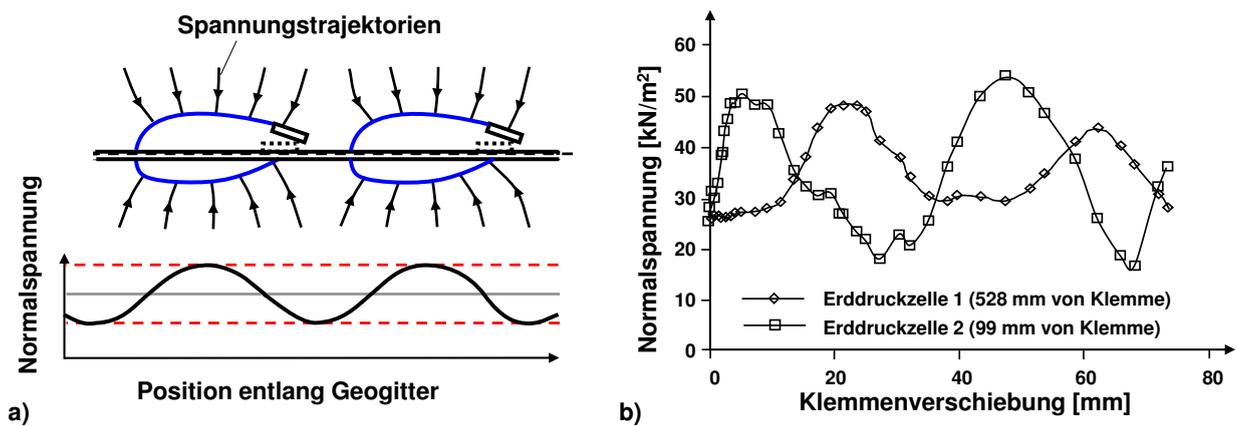
**Bild 2.29** a) Modell des Erdwiderstands vor Querzuggliedern und b) Mobilisierungsfunktion der mobilisierten Erdwiderstandszone für eine Geogitter-Boden-Kombination (nach Ziegler & Timmers 2003).

Die in Gleichung (2.5) unbekannte Größe der mobilisierten Länge der Erdwiderstandszone lässt sich anhand des Vergleichs von Versuchsergebnissen ohne (S0-Versuch) und mit einem Querzugglied (S1-Versuch) ermitteln:

$$\text{mob } L(u_{xmd}) = \frac{T_{S1}(u_{xmd}) - T_{S0}(u_{xmd})}{2 \cdot \sigma_n \cdot \tan \varphi \cdot d_{O,1}}
 \tag{2.6}$$

mit  $T_{S0}(u_{xmd})$  bzw.  $T_{S1}(u_{xmd})$  = verschiebungsabhängiger, gemessener Herauszieh Widerstand der Versuchsprobe ohne bzw. mit einem Querzugglied.

In ihren Versuchen zeigte sich, dass diese sogenannte Mobilisierungsfunktion  $\text{mob } L(u_{xmd})$  unabhängig von der herrschenden Normalspannung und mit einer Hyperbel gut abbildbar ist (Bild 2.29b). Da die maximale mobilisierte Länge durch das nächstvordere Querzugglied begrenzt ist, wird die Mobilisierungsfunktion mit dem Abstand zum nächstvorderen Querzugglied  $d_{O,2}$  gedeckelt. Im Gegensatz zum häufig angewendeten Modell von Jewell et al. (1984) geht die Verschiebungsabhängigkeit in das Modell von Ziegler & Timmers (2003) ein.



**Bild 2.30** a) Schematische Darstellung der Normalspannung entlang Erddruckzone vor Querzuggliedern (nach Ziegler & Timmers 2004b) und b) Normalspannungsentwicklung in Herausziehversuchen (nach Teixeira et al. 2007).

### 2.3.3 Einflussgrößen auf Kraftübertragung

In diesem Abschnitt werden verschiedene Parameter betrachtet, die Einfluss auf die Kraftübertragung haben. Nicht betrachtet werden Parameter wie beispielsweise die Bewehrungslänge in einem Versuch, da sie zwar Einfluss auf den gemessenen Gesamtwiderstand und die daraus ermittelten Verbundbeiwerte hat, aber nicht auf eine veränderte Kraftübertragung, sondern auf unterschiedlich aktivierte Längen, zurückzuführen ist. Gleiches gilt für die Dehnsteifigkeit der Bewehrungsprodukte, bei denen eher die unterschiedliche Geometrie und Oberflächenbeschaffenheit der Produkte zu veränderter Kraftübertragung führen als der Parameter Dehnsteifigkeit an sich. So haben zum Beispiel Izawa et al. (2001) bei gleicher Form und Oberflächenreibung die Geogitterdehnsteifigkeit verändert, dennoch kann der Einfluss auf die Kraftübertragung nicht betrachtet werden, da die aktivierten Längen in den einzelnen Versuchen unterschiedlich waren.

#### 2.3.3.1 Bodendichte

Die Dichte des Bodens hat sehr großen Einfluss auf die Kraftübertragung, was u. a. Untersuchungen von Juran et al. (1988), Farrag et al. (1993), Lopes & Ladeira (1996), Bolt & Duszynska (2000), Sugimoto et al. (2001), Alagiyawanna et al. (2001), Shi & Wang (2013) und Ferreira et al. (2015) gezeigt haben, die in Bild 2.31 zusammengetragen sind. Nach Stoewahse (2001) erhöht sich der Reibungseffekt durch zunehmende Bodendichte und auch die Kraftübertragung infolge des Erdwiderstands vor Querzuggliedern ist größer. Damit steht die Kraftübertragung zwischen Geogittern und Boden prinzipiell in gleichem Verhältnis zur Bodendichte wie die Scherfestigkeit des Bodens. Bei geringer Einbaudichte findet in Herausziehversuchen wie auch in direkten Scherversuchen ausschließlich eine Verdichtung statt und der Herausziehwiderstand strebt einem Maximalwert entgegen. Bei großer Einbaudichte findet im Versuchsverlauf nach einer Kompressionsphase eine Auflockerung des Bodens mit

Volumenzunahme statt und die Herauszieh Widerstandskurve weist einen ausgeprägten Maximalwert und anschließenden Abfall auf einen Restwiderstand auf (vgl. z. B. Bild 2.20).

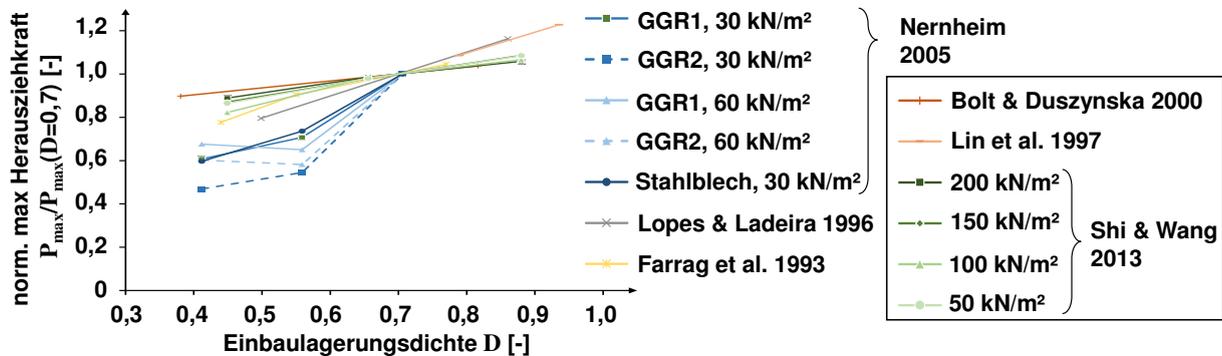


Bild 2.31 Einfluss der Einbaudichte des Bodens.

### 2.3.3.2 Normalspannung und Dilatanz

Dass die Normalspannung einen großen Einfluss auf die Kraftübertragung hat, ist unbestritten und wurde im Prinzip in allen Interaktionsuntersuchungen gezeigt. Allerdings ist der Zusammenhang zwischen Verbundwerten von Geogittern und Boden und der Normalspannung nicht unbedingt linear, sondern analog zur Scherfestigkeit des Bodens (vgl. Kap. 2.1.1) sind auch die Verbundwerte bei kleineren Normalspannungen größer (Bild 2.32 und vgl. z. B. Bolt & Duszynska 2000, Farrag et al. 1993, Moraci & Recalcati 2006). Dies ist auf eine erhöhte Dilatanzneigung bei niedrigen Normalspannungen zurückzuführen. Die Einflussgrößen Normalspannung und Dilatanz, wie sie in Herausziehversuchen beobachtet werden, sind untrennbar, da die Volumenzunahme bei Scherung (Dilatanz) immer zu Normalspannungserhöhungen führt, was dann wiederum die Kraftübertragung beeinflusst. Überlegungen zum Einfluss der Dilatanz auf die Ergebnisse von Herausziehversuchen sind u. a. von Juran et al. (1988), Johnston & Romstad (1989), Alfaro et al. (1995), Hayashi et al. (1996), Nernheim (2005) und Moraci & Gioffre (2006) angestellt worden. Bild 2.32 zeigt beispielhaft, dass bei lockerer Bodeneinbaudichte keine Normalspannungsabhängigkeit vorliegt, da kein dilatantes Verhalten auftritt.

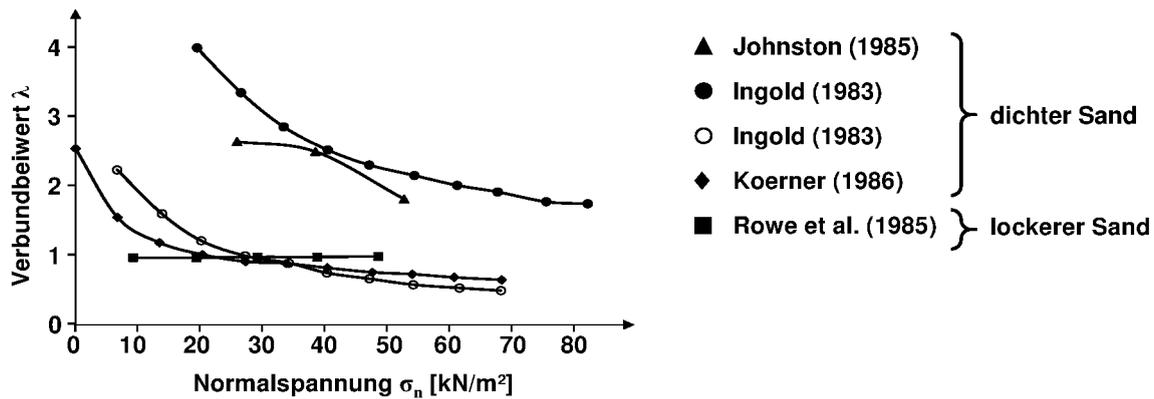
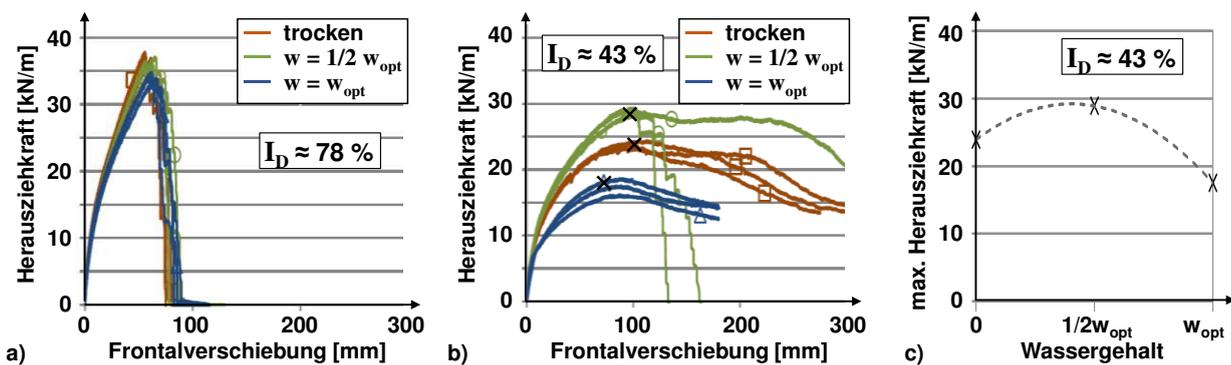


Bild 2.32 Einfluss der Normalspannung für dichten und lockeren Sand (nach Juran et al. 1988).

### 2.3.3.3 Wassergehalt

Es gibt wenige Untersuchungen zum Interaktionsverhalten, bei denen der Wassergehalt im Bodensystematisch verändert wurde. Chen & Wu (2010) haben in einem sandigen Schluff Geogitter-Herausziehversuche in einem großen Versuchskasten zum einen bei optimalem Wassergehalt ( $w = 11,6\%$  und  $S_r = 61\%$ ) und zum anderen bei fast vollständiger Wassersättigung ( $w = 16\%$  und  $S_r = 94\%$ ) durchgeführt. Dabei stellten sie bei allen Versuchen eine Abminderung des maximalen Herausziehwidestands von ca. 50 % fest. Ihre Versuche bestätigen die bekannte Tatsache, dass ein Wasseraufstau in jeglicher Verankerungskonstruktion durch ausreichend dimensionierte Drainage unbedingt zu vermeiden ist.

In Bezug auf Wassergehalte, wie sie planmäßig vorkommen, sind Versuche von Ferreira et al. (2015) aufschlussreicher. Bild 2.33 zeigt Ergebnisse ihrer Herausziehversuche mit einem uniaxialen Geogitter in einem gut abgestuften Sand mit Schluff- und Kiesanteilen bei hoher und niedriger Einbaudichte mit je drei verschiedenen Wassergehalten ( $w = \{0, 1/2w_{opt}, w_{opt}\}$ ). Bei den Versuchen mit geringer bezogener Lagerungsdichte von ca.  $I_D = 43\%$  (Bild 2.33b) zeigt sich der Einfluss des Wassergehalts deutlich, was in Bild 2.33c für die maximalen Herausziehwidestände aufgetragen über dem Wassergehalt dargestellt ist. Die resultierende Kurve ist vom Verlauf her ähnlich wie eine typische Proctor-Kurve der Trockendichte, allerdings in Richtung geringerer Wassergehalte verschoben. Für die Versuche bei hoher Einbaudichte ( $I_D \approx 78\%$ ) trat Material- und kein Herausziehversagen auf, sodass keine Aussagen zum maximalen Herausziehwidestand getroffen werden können. Allerdings zeigen die Kurven bis zum Materialversagen in Bild 2.33a eine wesentlich geringere Beeinflussung durch den Wassergehalt. Damit lässt sich festhalten, dass für den baupraktisch planmäßigen Fall mit hoher Einbaudichte und Wassergehalt im Bereich von  $0 \leq w \leq w_{opt}$  die Kraftübertragung durch den Bodenwassergehalt nicht entscheidend beeinflusst wird.



**Bild 2.33** Einfluss des Wassergehalts bei a) dichtem Einbau und b) sowie c) lockerem Einbau (nach Ferreira et al. 2015).

### 2.3.3.4 Scherrate

Ob die Mechanismen der Kraftübertragung von der Geschwindigkeit der relativen Verschiebungen von Geogitter und Boden, der Scherrate, beeinflusst werden, ist versuchstechnisch schwer zu ermitteln, da dieser Einfluss in allen Versuchen von zeitabhängigen Verformungen von sowohl Boden als auch Geogitter überlagert wird. Sicher ist, dass unterschiedliche Zuggeschwindigkeiten des Geogitters im Herausziehversuch zu unterschiedlichen Herauszieh Widerständen führen (z. B. Farrag et al. 1993, Yogarajah & Yeo 1994, Chang et al. 1995, Raju 1995, Lopes & Ladeira 1996, Bolt & Duszynska 2000). Ein eindeutiger Trend für den Herauszieh Widerstand oder die Herausziehsteifigkeit ist in der Literatur allerdings nicht festzustellen, da im Zusammenspiel mit dem zeitabhängigem Materialverhalten des Bodens, auch die Dehnrate des Geogitters und damit dessen Kraft-Dehnungsverhalten zum Teil stark beeinflusst werden (vgl. Kap 2.2.2.2).

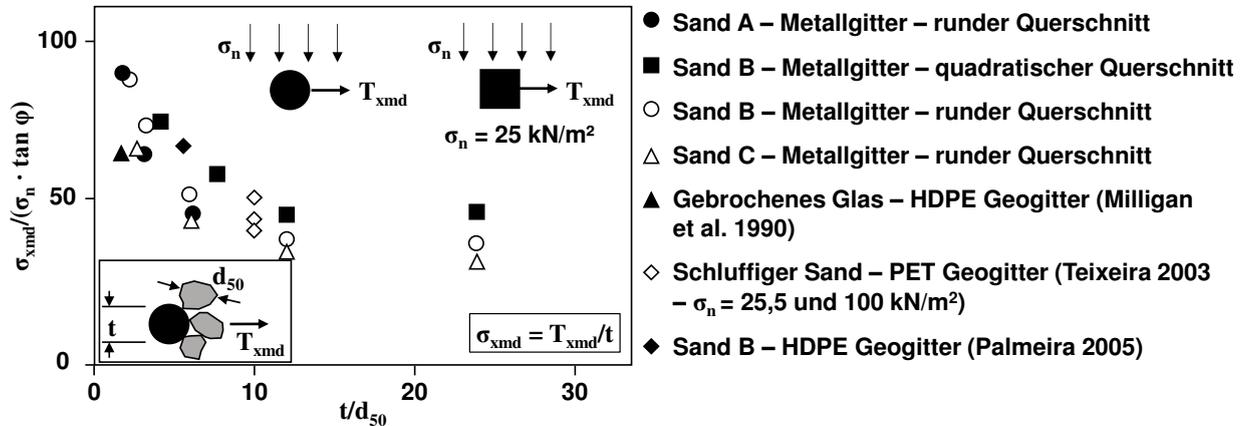
Zumindest die Reibung von Festkörpern ist laut Stoewahse (2001) unbeeinflusst von Scherraten, wie sie bei Verformungsvorgängen in Erdstoffen vorkommen. Außerdem unterliegt laut BAM (2012) der Mechanismus der Oberflächenreibung in der Regel keiner alterungs- und damit zeitbedingten Veränderung. Erst bei sehr fortgeschrittener Degeneration käme es zu Oberflächenveränderungen, die Auswirkungen auf die Reibung hätten.

### 2.3.3.5 Geometrie, Steifigkeit und Anordnung von Querzuggliedern

Wie in Kapitel 2.3.2 zu den Mechanismen der Kraftübertragung aufgezeigt wurde, haben die Querzugglieder einen maßgeblichen Einfluss auf die Kraftübertragung zwischen Geogittern und Boden, der stark verschiebungsabhängig ist. In diesem Abschnitt soll deren Einfluss in Bezug auf Geometrie, Steifigkeit und Anordnung genauer betrachtet werden.

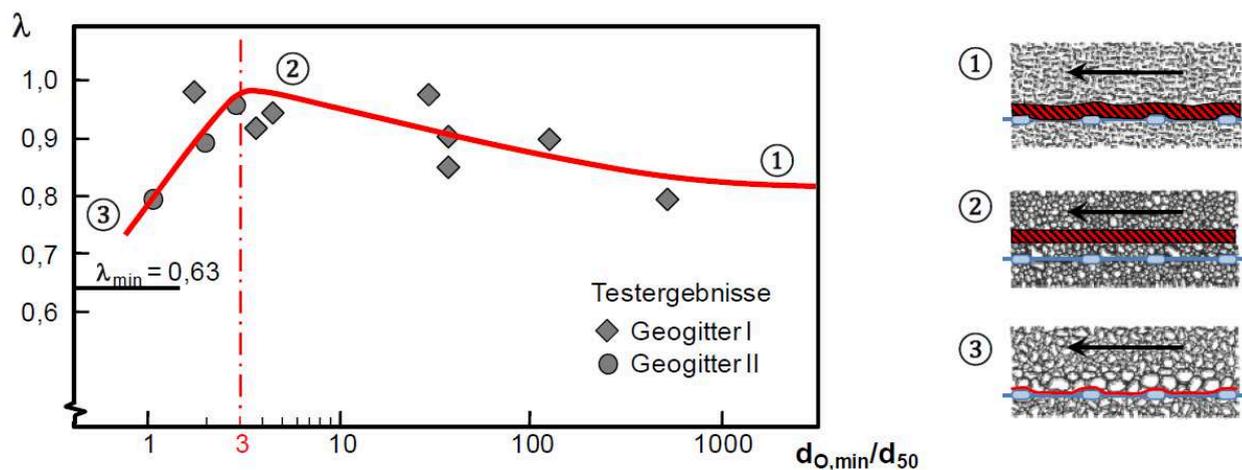
Palmeira & Milligan (1989) führten Untersuchungen zur Querschnittsform der Querzugglieder durch. In Bild 2.34 ist die isolierte Querzuggliedbelastung normalisiert mit dem Produkt aus Normalspannung und Tangens des Bodenreibungswinkels  $\sigma_{xmd}/(\sigma_n \cdot \tan \varphi)$  über dem Verhältnis von Querzugglieddicke und mittlerem Korndurchmesser  $t/d_{50}$  für verschiedene Gittertypen und Böden aufgetragen. Relativ unbeeinflusst von der Querschnittsform der Querzugglieder lässt sich eine Abnahme des normierten Querzuggliedwiderstands mit zunehmender Querzuggliedhöhe zum

mittleren Korndurchmesser erkennen. Das Verhältnis von Querzuggliedhöhe und mittlerem Korndurchmesser hat somit großen Einfluss auf die Kraftübertragung und erst ab einem Verhältniswert von ca. 12 bleibt der normierte Querzuggliedwiderstand konstant.



**Bild 2.34 Einfluss von Querschnittsform und -höhe der Querzugglieder auf Querzuggliedwiderstand (nach Palmeira 2009).**

Nicht nur die Querschnittsform und die Querzugglieddicke haben Einfluss auf die Kraftübertragung, sondern insbesondere auch das Verhältnis von Gitteröffnung zur Korngröße ist entscheidend, was Jewell et al. (1984) und Sarsby (1985) bereits Mitte der 1980er Jahre mit direkten Scherversuchen an metallischen und polymeren Gittern untersuchten. In Bild 2.35 sind von Jewell et al. (1984) ermittelte Verbundbeiwerte  $\lambda$  über dem Verhältnis von kleinerer Öffnungsweite zu mittlerem Korndurchmesser  $d_{0,\min}/d_{50}$  dargestellt, wonach  $d_{0,\min}/d_{50} = 3$  zum besten Verbund führt. Sie erklären ihre Ergebnisse mit den rechts in Bild 2.35 dargestellten Schermechanismen. Für große Verhältniswerte im Bereich ①, das heißt feinen Bodenpartikeln, entwickelt sich die Scherfuge im direkten Bereich der relativ glatten Zuggliedoberflächen. Bei größerem Sand des Bereichs ②, wenn die Körner zwar deutlich kleiner als die Öffnungsweiten aber größer als die Querzugglieddicke sind, bildet sich der Erdwiderstandsmechanismus vor den Querzuggliedern aus und die Scherfuge muss sich weg von den relativ glatten Zuggliedern in den Boden verlagern. Im Bereich ③ sind die Körner so groß, dass sie die Gitteröffnungen nicht durchdringen. Dadurch verläuft die Scherfuge entlang der Zugglieder und im ungünstigsten Fall erfolgt der Scherwiderstand nur noch über die Bodenpartikel, die im direkten Kontakt mit den Zuggliedern stehen ohne jeglichen Erdwiderstand. Diese Ergebnisse wurden prinzipiell von Lopes & Lopes (1999) und Brown et al. (2007) bestätigt.



**Bild 2.35 Einfluss der Öffnungsweite zur Korngröße auf die Scherfugenbildung (nach Jewell et al. 1984, aus Ruiken 2013).**

Neben dem Effekt der möglichen Einlagerung der Bodenkörner in die Gitteröffnungen und der daraus resultierenden Scherfugenlage, beeinflussen sich die Querszugglieder gegenseitig in Bezug auf die Entwicklung des passiven Erdwiderstands. Wie in Kap. 2.3.2 beschrieben, entsteht gemäß Müller (2011) bei Relativverschiebung des Gitters vor den Querszuggliedern ein passiver und hinter den Querszuggliedern ein aktiver Erddruckzustand und wenn der Abstand von zwei Querszuggliedern kleiner als die Erddruckzonen sind, überlagern sich diese. Palmeira & Milligan (1989) haben diese Beeinflussung untersucht und wie in Bild 2.36 in Abhängigkeit des Verhältnisses von Querszuggliedabstand zu mittlerem Korndurchmesser  $S_2/d_{50}$  dargestellt. Dabei ist der Beeinflussungsgrad (Degree of Interference) DI wie folgt definiert:

$$DI = 1 - \left( T_{\max} / (n_{xmd} T_{S1,\max}) \right) \quad (2.7)$$

mit  $T_{\max} = \max.$  Herausziehewiderstand für Probe mit Anzahl von Querszuggliedern  $n_{xmd}$  und  $T_{S1,\max} = \max.$  Herausziehewiderstand für Probe mit einem Querszugglied.

Ab einem Verhältnis von  $S_2/d_{50} > 40$  geht der Beeinflussungsgrad DI gegen null, sodass demnach keine Überlagerung mehr stattfindet. Alagiyawanna et al. (2001) haben gezeigt, dass der Beeinflussungsgrad von Querszuggliedern bei dehnweichen Geogittern allerdings geringer ist, da die Verschiebung der einzelnen Querszugglieder ungleichmäßiger entlang der Verankerungslänge ist. Jewell (1990) kommt zu dem Schluss, dass die Beeinflussung der einzelnen Querszugglieder bereits in den Ausdrücken aus Gleichungen (2.2) und (2.3) ausreichend enthalten ist und lehnt daher den Ansatz von Palmeira & Milligan (1989) ab.

Anhand der Ergebnisse von geogitterbewehrten Modellversuchen empfiehlt Bussert (2006) zur Beschreibung der Effektivität einer Gitter-Korn-Kombination (ausgedrückt durch die max. Spannungsaufnahme  $k_c$ ) statt der Verwendung des mittleren Korndurchmessers  $d_{50}$  die Verwendung des Korndurchmessers bei 90 % Siebdurchgang  $d_{90}$ . Laut Bussert (2006) sind die Verläufe der maximalen Spannungsaufnahmen  $k_c$  in Bild 2.37 über dem Verhältniswert von kleinerer Öffnungsweite zu Korndurchmesser bei 90 % Siebdurchgang  $d_{O,min}/d_{90}$  besser abgebildet

als über dem Verhältniswert mit mittlerem Korndurchmesser  $d_{O,min}/d_{50}$ , da die Kurvenverläufe über  $d_{O,min}/d_{90}$  in zwei von drei Fällen stetig abnehmend sind.

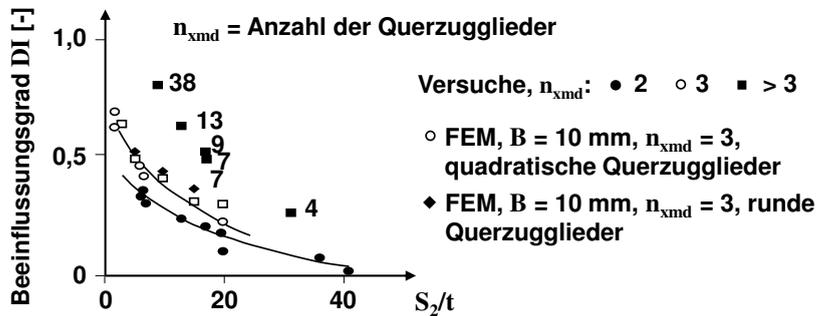


Bild 2.36 Beeinflussung der Querzugglieder in Abhängigkeit ihrer Anordnung (nach Palmeira 2009).

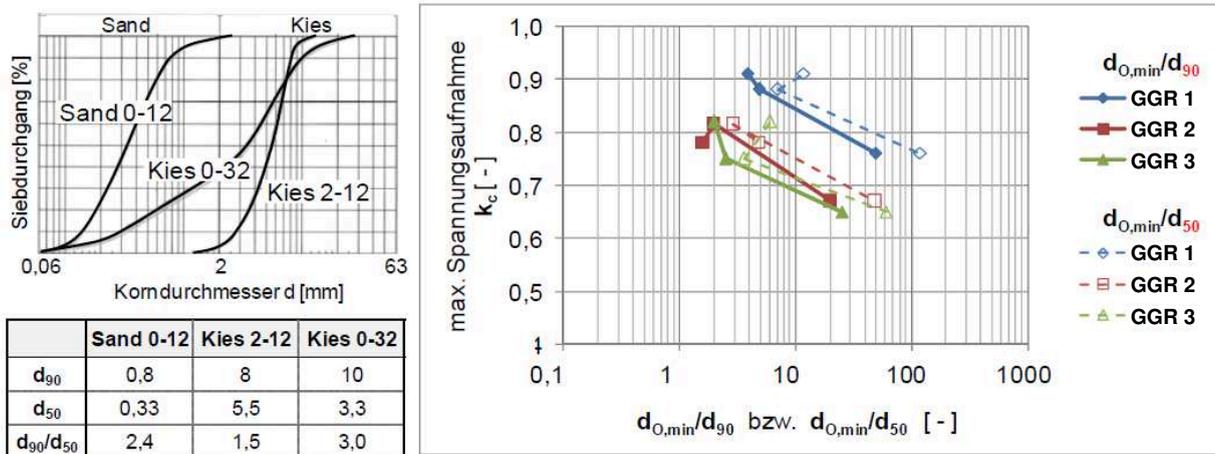
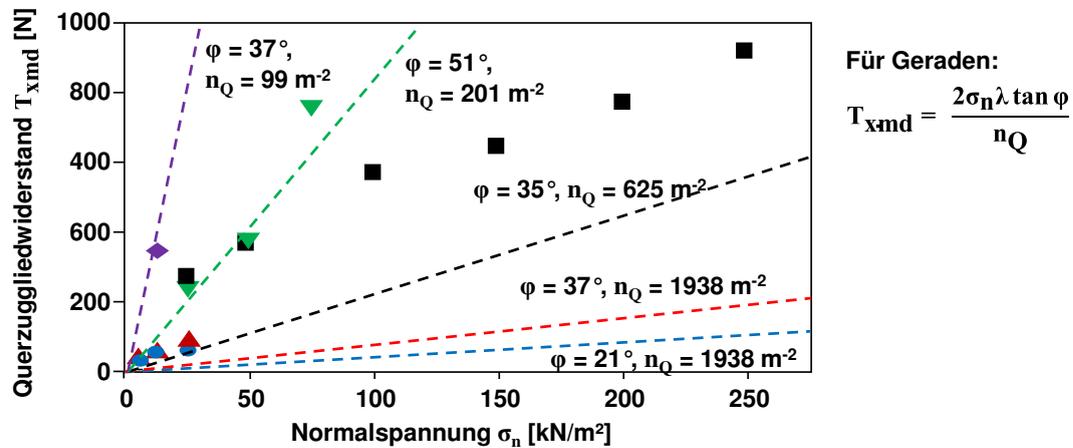


Bild 2.37 Darstellung der Spannungsaufnahmefähigkeit über Verhältnis von Mindestöffnungsweite und Korndurchmesser  $d_{90}$  bzw.  $d_{50}$  (nach Ruiken 2013).

Müller (2011) hat mobilisierte Erdwiderstände vor einzelnen Querzugglieder aus Palmeira (2004), Sieira et al. (2009) und Ziegler & Timmers (2003) zusammengetragen und in Bild 2.38 über der Normalspannung der jeweiligen Versuche aufgetragen. Darin zeigt sich die deutliche Normalspannungsabhängigkeit des Erdwiderstands. Zusätzlich sind als Geraden diejenigen Erdwiderstände eingetragen, die sich unter Berücksichtigung des Beeinflussungsgrads für die jeweils angegebenen Bodenreibungswinkel  $\phi$  und Anzahl der Querzuggliedabschnitte pro Quadratmeter  $n_Q$  rechnerisch ergeben (unter Vernachlässigung der Oberflächenreibung und unter Annahme eines Verbundbeiwerts von  $\lambda = 1$ ). Palmeira & Milligan (1989) folgend ist der Erdwiderstand aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung darin stark abhängig von der Anzahl der Querzugglieder (vgl. Geraden für  $\phi = 37^\circ$  mit  $n_Q = 99 \text{ m}^{-2}$  und mit  $n_Q = 1938 \text{ m}^{-2}$ ). Allerdings passen die rechnerisch ermittelten Geraden nur bei zwei Versuchswertgruppen zu den gemessenen Erdwiderständen, während die gemessenen Erdwiderstände für die anderen Versuchswertgruppen deutlich unterschätzt werden. Größenordnungsmäßig passen die von Müller (2011) in Bild 2.38

angegebenen Werte der Erddrücke zu denen von Alagiyawanna et al. (2001) aus Herausziehversuchen mit dehnweichen Geogittern, die von Erdwiderständen je Verbindungsstelle von 70-170 N berichten.



**Bild 2.38** Quersugliedwiderstand aus Versuchen und rechnerisch unter Verwendung des Beeinflussungsgrads von Palmeira & Milligan (1989) (Müller 2011).

Bussert (2006) versuchte den Einfluss der Gittergeometrie in seinen Modellversuchen geogitterbewehrter Stützkonstruktionen anhand eines sogenannten Öffnungsweitenfaktor zu beschreiben. Der Öffnungsweitenfaktor  $F_0$  ergibt sich aus dem Verhältnis von Quersugliednachgiebigkeit zur Maschenanzahl der eingesetzten Geogitterprobe. Darin gibt er die Quersugliednachgiebigkeit als Funktion der Öffnungsweite in Querrichtung  $d_{0,1}$  und der Quersuglieddicke  $t$  an. Durch die Verwendung der Maschenanzahl als nicht normierte Größe sind seine Ergebnisse leider nicht ohne Weiteres übertragbar. In Bild 2.43 ist die maximale Spannungsaufnahmefähigkeit  $k_c$  verschiedener Versuche über dem Öffnungsweitenfaktor  $F_0$  aufgetragen. Abweichend zur Darstellung von Bussert (2006) sind nur diejenigen Versuche gruppiert und mit einer Geraden approximiert, die ähnliche Geogitterdehnsteifigkeiten aufweisen und damit auch vergleichbar sind. Für diese zeigt sich, dass die maximale Spannungsaufnahme des bewehrten Versuchskörpers mit zunehmendem Öffnungsweitenfaktor abnimmt. Anders ausgedrückt führt eine geringe Quersugliednachgiebigkeit und/oder große Maschenanzahl zu kleinem Öffnungsweitenfaktor und damit erhöhter Spannungsaufnahme.

Den Einfluss der Quersugliednachgiebigkeit bzw. dessen Kehrwerts, der Biegesteifigkeit der Quersuglieder, haben auch andere Autoren untersucht (Alagiyawanna et al. 2001, Ziegler & Timmers 2003 und Brown et al. 2007). Übereinstimmend berichten sie von deutlicher Zunahme des Erdwiderstands vor den Quersugliedern bei zunehmender Biegesteifigkeit.

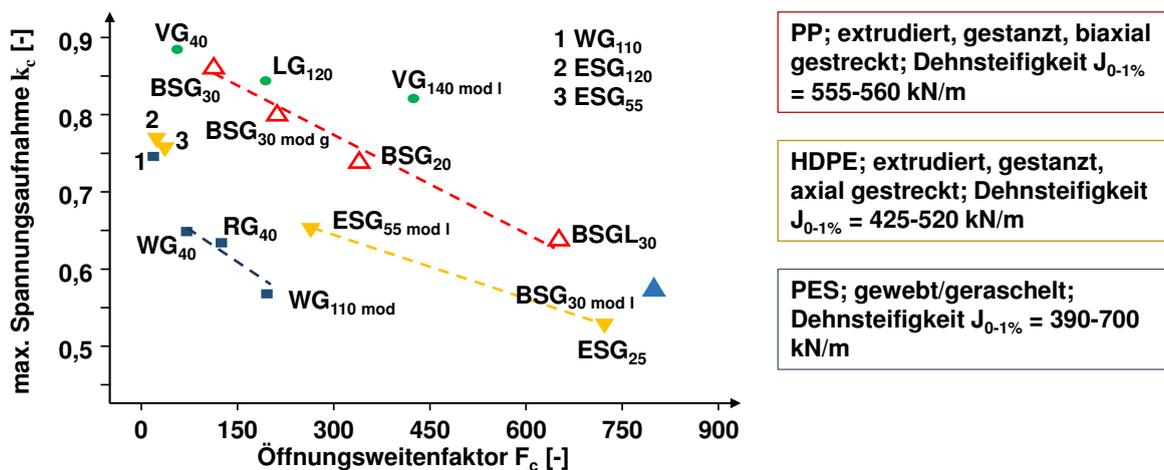


Bild 2.39 Max. Spannungsaufnahme von geogitterbewehrten Modellversuchen mit Sand (modifiziert von Bussert 2006).

### 2.3.4 Verbundbeiwert

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen Geokunststoff und Boden wird international der Verbundbeiwert herangezogen, weshalb er hier in einem eigenen Unterkapitel betrachtet wird.

#### 2.3.4.1 Definition

Der Verbundbeiwert  $\lambda$  beschreibt das Verhältnis der Verbundfestigkeit zwischen dem betrachteten Material und Boden zur Scherfestigkeit des Bodens. Unter Annahme von Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingungen ergibt er sich wie folgt, wobei der Index  $sg$  gemäß den EBGEO (2010) den Einbezug der gesamten Kontaktfläche einschließlich eventueller Öffnungen wie bei Geogittern bezeichnet:

$$\lambda = \frac{\tau_{sg}}{\tau} = \frac{a_{sg} + \sigma_n \tan \delta_{sg}}{c + \sigma_n \tan \varphi} = \frac{a_{sg} + \sigma_n \cdot f_{sg}}{c + \sigma_n \tan \varphi} \quad (2.8)$$

mit  $\tau_{sg}$  = Schubspannung in Material-Boden-Grenzfläche (gesamte Kontaktfläche inkl. Öffnungen),  $\tau$  = Schubspannung in Boden-Boden-Grenzfläche,  $\sigma_n$  = Normalspannung in betrachteter Grenzfläche,  $a_{sg}$  = Adhäsion zwischen Geokunststoff und Boden,  $\delta_{sg}$  = Reibungswinkel in Material-Boden-Grenzfläche einschließlich eventueller Öffnungen,  $f_{sg}$  = Reibungsbeiwert,  $c$  = Kohäsion und  $\varphi$  = innerer Bodenreibungswinkel.

Für kohäsionslose Böden vereinfacht sich Gleichung (2.8) zu:

$$\lambda = \frac{\tan \delta_{sg}}{\tan \varphi} \quad (2.9)$$

Nach Stoewahse (2001) ist der gemessene Verbundbeiwert immer  $\leq 1$ , da sich die Scherfuge bei größerer Verbund- als Bodenscherfestigkeit in den Boden verlagert und damit dann die Scherfestigkeit des Bodens gemessen wird.

Müller (2011, S. 349) kritisiert die Verwendung eines Verbundbeiwerts wie in Gleichung (2.8) bzw. (2.9), da die „Auswirkungen des Verzahnungseffekts [...] als reibungsartig aufgefasst und im Verbundbeiwert versteckt“ werden und suggeriert werde, dass die Interaktionseigenschaften eines Geogitters proportional zur Scherfestigkeit des Bodens seien.

Zumeist wird der Verbundbeiwert als Festigkeit verstanden. Ochiai et al. (1996) hingegen formulierten den Verbundbeiwert mit ihrer Mobilisierungsprozessmethode verschiebungsabhängig, sodass er auch die Festigkeitsmobilisierung beinhaltet. Dieser Verbundbeiwert ist somit auch zur Verformungsanalyse von geogitterbewehrten Konstruktionen geeignet.

In diesem Unterkapitel sollen keine experimentell ermittelten Verbundbeiwerte betrachtet und miteinander verglichen werden, da der Verbundbeiwert aus Versuchen nach Palmeira (2009) immer abhängig von der Geogitterlänge, seinen geometrischen Eigenschaften, der Beeinflussung der einzelnen Querszugglieder, der Annahme, dass es sich um ein durchgängiges, flächiges Element handelt und hauptsächlich der Geogitterdehnbarkeit ist. Damit ist er immer nur gültig für eine bestimmte Kombination von Produkt und Boden und zudem beeinflusst durch das Versuchsgerät. Bei ordnungsgemäßer Ausführung der Versuche erlaubt der Verbundbeiwert nichtsdestotrotz eine Vergleichbarkeit zwischen einzelnen Produkten und Böden (vgl. bspw. Althoff 2015), Einflüsse auf die tatsächliche Kraftübertragung wurden allerdings bereits im vorherigen Unterkapitel möglichst frei von Versuchseinflüssen dargestellt.

Zudem haben Moraci & Recalcati (2006) viele Herausziehergebnisse ausgewertet und dabei festgestellt, dass der Verbundbeiwert zusätzlich gemäß Gleichung (2.8) stark von der Wahl des Bodenreibungswinkels abhängt (vgl. Rousé et al. 2014). Bei Verwendung des Verbundbeiwerts, muss der Bodenreibungswinkel daher unter möglichst ähnlichen Versuchsbedingungen ermittelt werden wie die Verbundfestigkeit (vgl. DIN 60009). Im Falle des Herausziehversuchs kommt der direkte Scherversuch mit ähnlichen Abmessung den Versuchsbedingungen am nächsten.

#### 2.3.4.2 Ermittlung aus Versuchen

Zur Bestimmung des Verbundbeiwerts aus direkten Scher- oder Herausziehversuchen gibt es verschiedene Möglichkeiten. Prinzipiell unterscheidet sich die Auswertung zwischen den beiden Versuchsarten nur durch die Anzahl der betrachteten Oberflächen (direkter Scherversuch: 1, Herausziehversuch: 2; hier wird im Weiteren die Auswertung für den Herausziehversuch mit Geogitter präsentiert). Die einfachste Auswertemöglichkeit verwendet die gesamte Verankerungslänge  $L$  zur Berechnung der mittleren Schubspannung in der Material-Boden-Grenzschicht:

$$\tau'_{sg} = \frac{F_{\max} \cdot n_g / n_L}{2 \cdot L} = \frac{T_{\max}}{2 \cdot L} \quad (2.10)$$

mit  $\tau'_{sg}$  = mittlere Schubspannung in Kontaktfläche auf Ober- und Unterseite der Geogitterprobe beim Herausziehversuch,  $F_{\max}$  = gemessene maximale Zugkraft,  $n_g$  = Anzahl der Längszugglieder eines Geogitters pro Meter,  $n_L$  = Anzahl der Längszugglieder der untersuchten Probe,

$L$  = Verankerungslänge im Versuch und  $T_{\max}$  = gemessener maximaler Herausziehwiderstand in Kraft pro Meter.

Wird die mittlere Schubspannung  $\tau'_{sg}$  mit der Schubspannung  $\tau_{sg}$  aus dem Zähler von Gleichung (2.8) gleichgesetzt, kann nach  $\tan \delta_{sg}$  umgeformt und wiederum in Gleichung (2.8) eingesetzt werden:

$$\lambda = \frac{\tan \delta_{sg}}{\tan \varphi} = \frac{T_{\max}}{2 \cdot L \cdot \sigma_n \cdot \tan \varphi} \quad (2.11)$$

Diese Methode wurde von Ochiai et al. (1996) als Gesamtflächenmethode bezeichnet. Sie ist geeignet, wenn die Verankerungslänge wie im Durchziehversuch konstant und das Geogitter über seine gesamte Länge aktiviert ist. Folgende Randbedingungen in einem Versuch befördern eine Aktivierung der gesamten Verankerungslänge: kurze Verankerungslänge, niedrige Normalspannung und hohe Geogitterdehnsteifigkeit.

Ist die aktivierte Länge des Geogitters zum Zeitpunkt der maximalen Herausziehkraft  $T_{\max}$  geringer als die (Ausgangs-)Verankerungslänge  $L$  (bei echten Herausziehversuchen und tendenziell bei Versuchen mit großer Verankerungslänge, hoher Normalspannung und niedriger Geogitterdehnsteifigkeit), sollte die tatsächlich aktivierte Länge  $L_a$  zur Berechnung des Verbundbeiwerts analog zu Gleichung (2.11) verwendet werden, was von Ochiai et al. (1996) als Methode der effektiven Fläche bezeichnet wurde:

$$\lambda = \frac{\tan \delta_{sg}}{\tan \varphi} = \frac{T_{\max}}{2 \cdot L_a \cdot \sigma_n \cdot \tan \varphi} \quad (2.12)$$

Die aktivierte Länge kann im Versuch über punktuelle Verschiebungsmessungen entlang des Geogitters ermittelt werden, wobei die Dichte der Messpunkte die Genauigkeit der Messung vorgibt.

Beide Methoden setzen eine mittlere Schubspannung entlang der Verankerungslänge bzw. der aktivierten Verankerungslänge an. Dies ist unter Umständen eine starke Vereinfachung, da Kapitel 2.3.2 gezeigt hat, dass die Schubspannungsmobilisierung (bestehend aus den beiden Mechanismen Reibung und Erddruckwiderstand vor Querschnittgliedern) stark ungleichmäßig sein kann. Um dies zu berücksichtigen, können Verschiebungsmessungen (Ochiai et al. 1996) oder Dehnungsmessungen (Raju 1995) entlang des Geogitters zur Auswertung der mobilisierten Schubspannung in diskreten Bereichen genutzt werden. Eine solche Auswertung ist allerdings mit einer Diskretisierung des Geogitters und mit zu treffenden Annahmen in Bezug auf das Kraft-Dehnungsverhalten des Geogitters (vgl. dessen Einflüsse in Kap. 2.2.2) verbunden, weshalb es hier der Interaktionsmodellierung zugerechnet wird (s. Kap. 2.3.6).

Huang & Bathurst (2009) haben für eine Vielzahl an Studien statistisch untersucht wie groß die Abweichung von Verbundbeiwerten innerhalb einer Versuchsserie ist. Bei Annahme eines konstanten Verbundbeiwerts für alle untersuchten Normalspannungen einer Serie ermittelten sie eine mittlere Standardabweichung von 0,21. Dabei zeigte sich mittels der Spearman'schen

Rangkorrelation eine deutliche Spannungsabhängigkeit des Verbundbeiwerts. Wird daher eine lineare Spannungsabhängigkeit des Verbundbeiwerts angesetzt, reduzierte sich die mittlere Standardabweichung auf 0,13.

### 2.3.4.3 Berechnungsansätze

Trotz der nichtlinear verschiebungsabhängigen Kraftübertragungsmechanismen und der Dehnbarkeit der Geogitter gibt es Berechnungsansätze für Verbundbeiwerte, die hier beschrieben werden sollen.

Für starre Gitter haben Jewell et al. (1984) folgende Ansatz entwickelt:

$$\lambda = a_s \frac{\tan \delta}{\tan \varphi} + \lambda_{\text{xmd}} \quad (2.13)$$

mit  $a_s$  = Flächenverhältnis von Kontaktfläche Bewehrung/Boden zur Gesamtfläche ( $a_s = A_{\text{sg}}/(W_g \cdot L)$ ),  $\delta$  = Kontaktreibungswinkel zwischen Bewehrungsoberfläche und Boden und:

$$\lambda_{\text{xmd}} = \frac{\sigma_p}{\sigma_n} \cdot \frac{t}{S_2} \cdot \frac{a_{\text{xmd}}}{2 \cdot \tan \varphi} \quad (2.14)$$

mit  $\sigma_p/\sigma_n$  aus Gl. (2.2) oder (2.3) und  $a_{\text{xmd}}$  = Flächenverhältnis von Kontaktfläche Querszugglieder/Boden zur Gesamtfläche.

Müllers (2011) Ansatz ist ähnlich, berücksichtigt zusätzlich die Beeinflussung der Querszugglieder nach Palmeira & Milligan (1989):

$$\lambda = a_s \frac{\tan \delta}{\tan \varphi} + \frac{n_g(1-DI)T_{\text{xmd}}}{2\sigma_n \tan \varphi} \quad (2.15)$$

mit  $T_{\text{xmd}}$  nach Gl. (2.4).

Für dehnbare Gitter gibt es keine direkten analytischen Ansätze zur Berechnung des Verbundbeiwerts. Dass die Ansätze von Jewell et al. (1984) für dehnbare Geogitter nicht gültig sind, haben beispielsweise Ghionna et al. (2001) gezeigt. In ihren Untersuchungen lagen die nach Jewell et al. (1984) berechneten Verbundbeiwerte unterhalb der experimentell bestimmten, was sie mit den nicht berücksichtigten Einflüssen aus Normalspannung und Geogitterdehnbarkeit erklären. Moraci & Gioffre (2006) schlagen daher eine halb-analytische Methode vor, die auf dem Ansatz von Matsui et al. (1996) zur Berechnung des Querszuggliedwiderstands basiert, allerdings nur für große Querszuggliedabstände im Verhältnis zur Querszugglieddicke ( $S_2/t > 40$ ) und zur Korngröße ( $S_2/d_{50} > 1000$ ) gültig ist. Außerdem verwenden sie in ihrer Modellierung für „lange“ Bewehrungen andere Kontaktreibungswinkel als für „kurze“. Somit umgehen sie zwei der Hauptschwierigkeiten in der Beschreibung des Herausziehverhaltens, nämlich der Beeinflussung der einzelnen Querszugglieder und der Dehnbarkeit der Geogitter im Herausziehversuch.

### 2.3.5 Normative Regelungen zu Verbundbeiwert und Herauszieh Widerstand

Das wichtigste deutsche Regelwerk zur Bemessung von Geokunststoff-Konstruktionen sind die EBGEO (2010), deren Vorgaben zur Bestimmung des Verbundbeiwerts und des Herauszieh Widerstands im Folgenden beschrieben werden. Darin ist festgelegt, dass der Verbundbeiwert für den Versagensmechanismus *Herausziehen* mit Herausziehversuchen und für den Versagensmechanismus *Abscheren* mit direkten Scherversuchen zu ermitteln ist. Mit mindestens drei Versuchen bei unterschiedlichen Normalspannungen ist aus den Ergebnissen die Gerade der maximalen Scherspannung im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm (vgl. Zähler von Gleichung (2.8)) zu konstruieren, wobei die „gesamte Kontaktfläche von Geokunststoff (einschließlich eventueller Öffnungen) und Boden“ (EBGEO 2010, S. 35) betrachtet wird.

Um die Verbundbeiwerte für Reibung und für Kohäsion zu erhalten, ist die maximale Schergerade für Geokunststoff/Boden  $\tau_{sg}$  mit der maximalen Schergeraden des Bodens  $\tau$  aus Versuchen mit möglichst ähnlichen Prüfbedingungen zu vergleichen. Dadurch ergibt sich der Verbundbeiwert für Reibung wie in Gleichung (2.9) und der Verbundbeiwert für Kohäsion zu:

$$\lambda_c = \frac{a_{sg}}{c} \quad (2.16)$$

Der charakteristische Herauszieh Widerstand ergibt sich dann zu:

$$R_{A,k} = \sigma_{n,k} \cdot L_A \cdot f_{sg,k} \cdot n = \sigma_{n,k} \cdot L_A \cdot \lambda \cdot \tan \varphi_k \cdot n \quad (2.17)$$

mit  $\sigma_{n,k}$  = charakteristische Normalspannung in Bewehrungsebene,  $L_A$  = Verankerungslänge der Bewehrung,  $f_{sg,k}$  = charakteristischer Reibungsbeiwert und  $n$  = Anzahl der ansetzbaren Reibungsflächen.

In der Praxis wird dabei häufig so verfahren, dass der Verbundbeiwert eines Geogitterprodukts für eine Bodenart mit Herausziehversuchen vorab bestimmt wird. Zur projektspezifischen Bestimmung des benötigten Herauszieh Widerstands wird dann nur der charakteristische Bodenreibungswinkel  $\varphi_k$  des vorliegenden Bodens in Gleichung (2.17) eingesetzt und der Herauszieh Widerstand mit dem für eine Bodenart ermittelten Verbundbeiwert  $\lambda$  bestimmt. Auf die Durchführung von Herausziehversuchen mit dem vorliegenden Boden wird dadurch häufig verzichtet, obwohl das Herausziehverhalten eigentlich stark vom jeweiligen Boden abhängig ist und nicht für eine Bodenart generalisiert werden kann.

Im Gegensatz zu den EBGEO (2010) empfiehlt DIN 60009 die Bestimmung eines normalspannungsabhängigen Verbundbeiwerts aus direktem Vergleich der Scherspannungen in Geokunststoff-Boden- und Boden-Boden-Grenzschichten:

$$\lambda = \frac{\tau_{sg,max}(\sigma_n)}{\tau_{max}(\sigma_n)} \quad (2.18)$$

mit  $\tau_{sg,max}$  bzw.  $\tau_{max}$  = maximale Scherspannung aus Interaktionsversuch mit Geokunststoff und Boden bzw. direktem Scherversuch mit Boden.

Darüber findet bei kohäsiven Böden eine Vermischung von Reibungs- und Kohäsionsanteilen der Scherfestigkeit statt. Im Hinblick auf die Nichtlinearität des Reibungswinkels von kohäsionslosen Böden (s. Kap. 2.1.1 und vgl. Kap. 2.3.3.2), ist die normalspannungsabhängige Auswertung des Verbundbeiwerts sinnvoll.

Als Beispiel der amerikanischen Regelwerke wird hier nur der FHWA-NHI-00-043 von der Federal Highway Administration des U.S. Department of Transportation (Elias et al. 2001) erwähnt. Darin wird kein Verbundbeiwert, sondern ein Reibungsbeiwert  $f_{sg}$  nach Gleichung (2.8) eingesetzt. Dieser setzt sich, analog zum Verbundbeiwert nach Jewell et al. (1984) aus Gleichung (2.13), aus einem Anteil für die Oberflächenreibung und einem Anteil für den Querszugwiderstand zusammen:

$$f_{sg} = \tan \delta_{sg} + f_{xmd} \cdot \alpha_{\beta} \quad (2.19)$$

mit  $\alpha_{\beta}$  = Korrekturfaktor basierend auf der Querszuglieddicke  $t$  nach Tabelle 2.2.

In Tabelle 2.2 ist dargelegt, wie die einzelnen Parameter aus Gleichung (2.19) zu bestimmen sind. Sollten keine entsprechenden Versuche durchgeführt werden, darf der Reibungsbeiwert zu  $f_{sg} = 2/3 \tan \varphi$  angenommen werden. Dann allerdings wird der tatsächliche Verbund im Mittel um den Faktor 2 unterschätzt, wie Huang & Bathurst (2009) für eine Vielzahl von Versuchsdaten statistisch gezeigt haben.

**Tabelle 2.2 Übersicht der Herausziehbemessungsparameter des FHWA-NHI-00-043 (Elias et al. 2001).**

Bewehrungstyp	$S_{2,opt}$	Raster	$\tan \delta_{sg}$	$F_q$	$\alpha_{\beta}$	$\alpha$ Standardwert
starre Bänder		-*	aus Versuchen oder Standardwerte	-*	-*	1,0
starre Gitter (Stabmatten, geschweißte Drähte)	$\frac{t(f_{xmd})}{2 \tan \varphi}$	$S_1 \leq S_{2,opt}$	aus Versuchen	-*	-*	1,0
	$\frac{t(f_{xmd})}{2 \tan \varphi}$	$S_1 > S_{2,opt}$	-*	aus Versuchen oder Standardwerte	$\frac{t}{2 S_1}$	1,0
dehnbare Gitter:						
(min. Gitteröffnung)/ $d_{50} > 1$	$\frac{t(f_{xmd})}{2 \tan \varphi}$	$S_1 \leq S_{2,opt}$	aus Versuchen	-*	-*	0,8
	$\frac{t(f_{xmd})}{2 \tan \varphi}$	$S_1 > S_{2,opt}$	-*	aus Versuchen oder Standardwerte	$\frac{\alpha_{b,xmd}}{2 S_1}$	0,8
(min. Gitteröffnung)/ $d_{50} < 1$		-*	aus Versuchen	-*	-*	0,8
dehnbare, flächige Geokunststoffe		-*	aus Versuchen	-*	-*	0,6

\* nicht anzuwenden

Die Berechnung des Herausziehwidestands  $R_A$  mithilfe des Reibungsbeiwerts erfolgt analog zu den EBGeo (2010) in Gleichung (2.17), allerdings ist der Herausziehwidestand zusätzlich mit

einem Skalierungskorrekturfaktor abzumindern, der den nichtlinearen Schubspannungsabbau entlang der Verankerungslänge von stark dehnbaren Bewehrungen berücksichtigt:

$$R_A = \sigma_n \cdot L_A \cdot f_{sg} \cdot \alpha \cdot n \quad (2.20)$$

mit  $\alpha$  = Skalierungskorrekturfaktor zur Berücksichtigung des nichtlinearen Schubspannungsabbau entlang der Verankerungslänge von stark dehnbaren Bewehrungen gemäß Tabelle 2.2.

### 2.3.6 Interaktionsmodellierung

Aufgrund der Dehnbarkeit von Geokunststoffen, können die Verbundfestig- und Verbundsteifigkeit nicht unbedingt direkt anhand der Daten von Herausziehversuchen berechnet werden. Vielmehr müssen der Herausziehversuch als Randwertproblem betrachtet und verschiedene Annahmen in Bezug auf das Materialverhalten des Geokunststoffs und des Verbunds selbst zur Lösung getroffen werden (Perkins & Cuelho 1999). Einen anderen Ansatz wählen z. B. Ezzein & Bathurst (2014) und Ferreira & Zornberg (2014), indem sie mithilfe von transparenten Bodenanalogen versuchen, Zustandsdaten im Nahbereich der Grenzfläche aufzunehmen, um daraus direkter auf die Verbundeigenschaften schließen zu können (vgl. Kap. 2.3.1.2).

Die in diesem Abschnitt präsentierten Modelle dienen in erster Linie der Bestimmung der Verbundfestigkeit sowie insbesondere deren Mobilisierung mittels Rückrechnung aus Herausziehversuchen. Einmal kalibriert ist es zudem vorstellbar, dass diese Modelle auf andere Randwertprobleme übertragen werden. Auch wenn es seit vielen Jahrzehnten Ansätze in diese Richtung gibt, ist die Fragestellung laut Palmeira (2008), Zornberg et al. (2013) und Bathurst (2014) noch immer aktuell, da es an geeigneten Modellen zur Charakterisierung des Verbunds zwischen Geokunststoff und Boden mangelt.

In diesem Abschnitt werden zunächst analytischen Ansätze und diskrete Modelle zur Interaktionsbeschreibung dargestellt. Allen diesen Modellen ist gemein, dass sie von konstanten Normalspannungen auf die Bewehrung und stationärem Boden ausgehen, wodurch jede Geogitterverschiebung gleich der Relativverschiebung zwischen Geogitter und Boden ist. Anschließend soll ein kurzer Überblick darüber gegeben werden, wie die Grenzfläche zwischen Geogittern und Boden in kontinuumsmechanischen Modellen (Finite-Elemente- und Finite-Differenzen-Methoden) und Diskrete-Elemente-Modellen abgebildet wird.

#### 2.3.6.1 Analytische Modelle

Viele Autoren präsentierten analytische Ansätze, um die Interaktion zwischen dehnbaren Geokunststoffen und Boden zu beschreiben. Zumeist stellten sie Differentialgleichungen basierend auf horizontalem Gleichgewicht an einem differentiellen Element der Bewehrung auf und nutzten dabei für die Schubspannungs-Relativverschiebungsbeziehung den linearen Ansatz von Juran & Chen (1988) (z. B. Alobaidi et al. 1997 und Perkins & Cuelho 1999) oder eine bilineare Beziehung nach Goodman et al. (1968) (z. B. Madhav et al. 1998 und Gurung & Iwao 1999). Häufig werden solche Ansätze zur Auswertung des Verbundbeiwerts (z. B. Raju 1995,

Ochiai et al. 1996 und Sugimoto et al. 2001, vgl. Kap. 2.3.4.2) oder einer Geokunststoff-Boden-Steiifigkeit für geringe Verschiebungen (Zornberg et al. 2013) aus Versuchen genutzt.

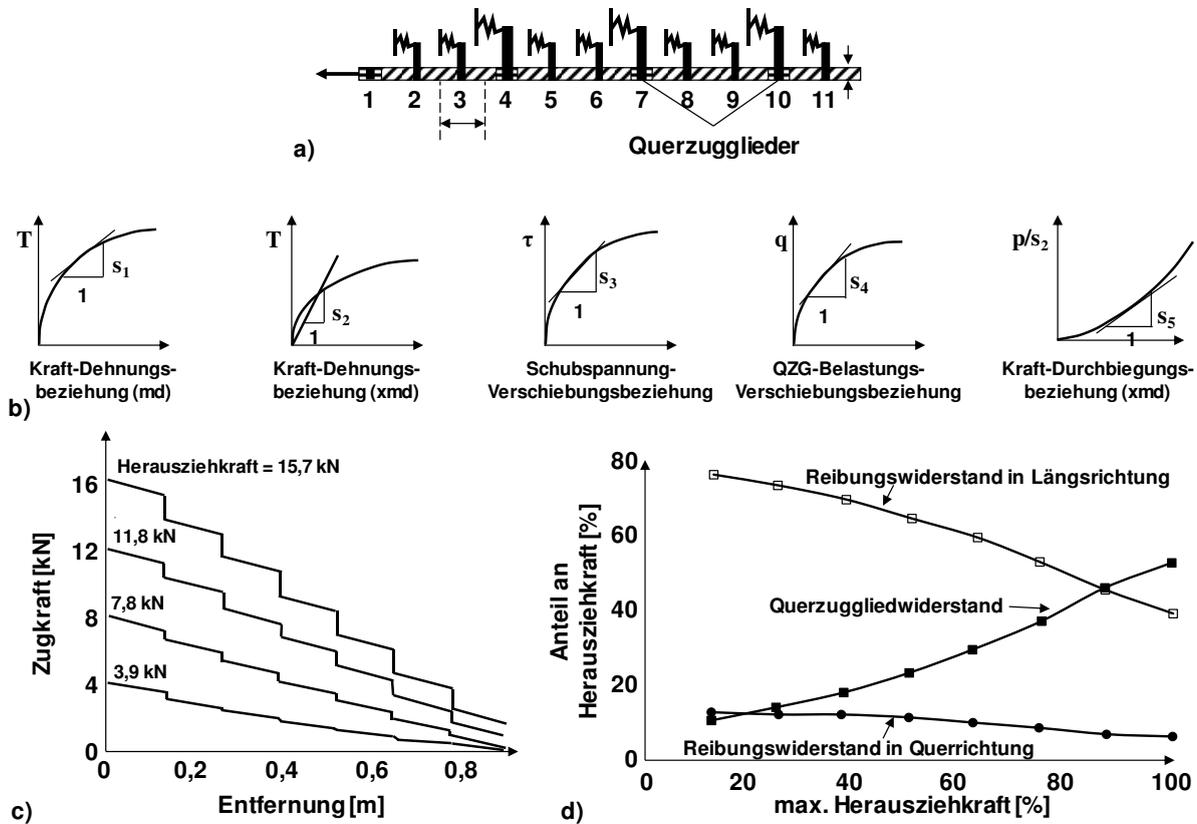
Die resultierenden Differentialgleichungen mit nichtlinearen Abhängigkeiten zwischen den verschiedenen Parametern erlauben zum einen nur numerische Lösungen der Gleichungen mittels Diskretisierung der Bewehrung in kleine Segmente. Zum anderen wurden diese Ansätze entweder nur für flächige Geokunststoffe entwickelt oder wenn für Geogitter, dann unter Vernachlässigung der expliziten Kraftübertragung der Querszugglieder an diskreten Punkten entlang der Bewehrung. Diese beiden Punkte führen zu der Schlussfolgerung, dass rein analytische Gleichungen die nichtlineare Interaktion zwischen Geogitter und Boden stark vereinfachen. Besser eignen sich diskrete Interaktionsmodelle, wie sie im folgenden Abschnitt beschrieben werden.

### 2.3.6.2 Diskrete Modelle

Diskrete Interaktionsmodelle bilden die Bewehrung eindimensional ab, unterteilen diese in eine finite Anzahl an Elementen und berücksichtigen die Kraftübertragung der Querszugglieder an diskreten Punkten, den Verbindungsstellen zwischen Längs- und Querszuggliedern, wodurch die zweidimensionalen Eigenschaften der Geogitter bestehen bleiben. Tabelle 2.3 gibt einen Überblick über alle relevanten diskreten Modelle, die die Interaktion zwischen Geogittern und Boden analysieren. Im Folgenden werden die wichtigen dieser Modelle detailliert beschrieben.

Wilson-Fahmy & Koerner (1993) modellierten ein fiktives Geogitter unter Herausziehbelastung mit einer „inkrementellen Finite-Elemente-Formulierung“ (S. 479), die trotz Anwendung der Finite-Elemente-Methode mit Steiifigkeitsformulierung einem diskreten Modell entspricht. Bild 2.40a zeigt die eindimensionale Abbildung der Längszugglieder mit Diskretisierung und Federn zur Berücksichtigung zum einen der Reibung auf den Längszuggliedern und zum anderen des Querszuggliedwiderstands. Sie untersuchen drei Möglichkeiten der Abbildung der Querszugglieder. Sehr flexible Zugglieder werden als Seile modelliert, die eine parabolische Form annehmen, während kurze steife Zugglieder ohne Durchbiegung angenommen werden. Alle Fälle zwischen sehr flexibel und steif werden als eingespannt- oder gelenkig gelagerte Biegebalken abgebildet. Die hyperbolischen Eingangsfunktionen des Modells sind in Bild 2.40b abgebildet. Zur Beschreibung der Schubspannungs-Relativverschiebung infolge Oberflächenreibung verwenden sie die hyperbolische Funktion von Clough & Duncan (1971) und auch die Mobilisierung des Querszuggliedwiderstands wird mit einer Hyperbel modelliert. Zur Simulation wird die Zugkraft inkrementell am vorderen Gitterrand aufgebracht und die Steiifigkeiten werden nach jedem Inkrement aktualisiert. Das Ergebnis einer Simulation mit steifem Geogitter ist in Bild 2.40c und d dargestellt. In den Zugkraftverläufen der verschiedenen Herausziehzustände (Bild 2.40c) sind deutlich die zunehmenden Zugkraftsprünge an den Verbindungsstellen infolge Querszuggliedwiderstand zu erkennen. Bild 2.40d zeigt die Anteile der verschiedenen Widerstände am Gesamtwiderstand über den Verlauf des fiktiven Versuchs. Bei maximaler Herausziehkraft ergab sich ein Anteil des Querszuggliedwiderstands am Gesamtherausziehewiderstand von 50 %. Damit der Querszuggliedwiderstand überhaupt wirksam sein kann, muss er über Verbindungsstellen

in die Längszugglieder eingeleitet werden. Daher fordern sie, dass die Verbindungsstellen mithilfe des maximal mobilisierbaren Querszuggliedwiderstands bemessen werden müssen.



**Bild 2.40** Diskretes Modell eines fiktiven Herausziehversuchs von Wilson-Fahmy & Koerner (1993): a) eindimensionales Federmodell, b) Eingangsfunktionen, c) Zugkraftverläufe und d) Widerstandsanteile für steifes Geogitter (modifiziert).

Fast zeitgleich entwickelten Bergado & Chai (1994) ebenfalls ein diskretes Interaktionsmodell. Die Oberflächenreibung wurde darin linear-elastisch, idealplastisch mit Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb angenommen und die Mobilisierung des Querszuggliedwiderstands in Form einer hyperbolischen Kurve beschrieben. Dessen Anfangssteigung berücksichtigt dabei die Bodensteifigkeit und Querszuggliedbiegesteifigkeit über eine empirische Formel. Den maximalen Querszuggliedwiderstand drücken sie mithilfe eines eigenen Modells aus, basierend auf dem Durchstanzversagen eines tiefliegenden Fundaments und unter Berücksichtigung des Abstands der Querszugglieder (vgl. Kap. 2.3.2.2 und Bergado et al. 1996). Erwähnenswert ist außerdem die Berücksichtigung der Temperatur- und Dehnratenabhängigkeit im Kraft-Dehnungsverhalten der Geogitter, was sie über Korrekturfaktoren in den Polynomfunktionen aus Index-Versuchen nach McGown et al. (1984) berücksichtigen. Ihr Vergleich mit Ergebnissen von wenigen Herausziehversuchen zeigt halbwegs gute Übereinstimmungen.

Palmeira (2004) empfiehlt in seinem Modell die Entwicklung der Eingangsfunktionen direkt aus Versuchen. Die Oberflächenreibung beschreibt er mittels bilinearer Funktionen und Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb aus direkten Scherversuchen und den Querszuggliedwiderstand ermittelte er aus Herausziehversuchen mit einem Querszugglied. Um die Beeinflussung

der Querszugglieder untereinander zu berücksichtigen, untersuchte er vier verschiedene Ansätze der Abminderung des Querszuggliedeffekts entlang der Verankerung (ohne, linear, potenzförmig und frei kalibrierbar). Dabei erzielte er mit freier Kalibrierung der einzelnen Querszuggliedwiderstände entlang der Verankerung mit Abstand die beste Übereinstimmung zu den Messergebnissen. Diese Notwendigkeit der willkürlichen Kalibrierung bedeutet allerdings, dass sein Modell nicht zur allgemeinen Vorhersage des Interaktionsverhaltens anwendbar ist.

Teixeira et al. (2007) verwendeten einen vielversprechenden Ansatz zur Interaktionsmodellierung, indem sie die in Kap. 2.3.2.2 bereits beschriebenen kleinmaßstäblichen Herausziehversuche an einzelnen Längs- und Querszuggliedern zur Entwicklung der Eingangsfunktionen nutzten. Allerdings zeigte sich anhand der Modellierung großmaßstäblicher Herausziehversuche mit echten Geogittern, dass die Beeinflussung der beiden Kraftübertragungsmechanismen zu groß ist, um sie isoliert zu betrachten. Sie führen daher einen empirischen Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Querszugglieder auf die Oberflächenreibung der Längszugglieder ein, der anhand von Herausziehversuchen kalibriert werden muss. Dies verdeutlicht, dass die Verwendung von Proben mit Längs- und einem oder mehreren Querszuggliedern zur Ermittlung des Querszuggliedeffekts geeigneter ist als die Betrachtung wirklich isolierter Querszugglieder.

Müller (2011) fasst in seinem Modell verschiedene Ansätze zusammen, was wohlmöglich zu dem geeignetsten der in Tabelle 2.3 aufgelisteten Interaktionsmodelle führt, auch wenn er nur fiktive Daten verwendete. Er beschreibt die Mobilisierung der Oberflächenreibung mit einer hyperbolischen Funktion und seinen Maximalwert mit der Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung. Zur Bestimmung des Querszuggliedwiderstands empfiehlt er die Durchführung von Herausziehversuchen mit einem Querszugglied nach Ziegler & Timmers (2003) und modelliert diesen ebenfalls mit einer hyperbolischen Funktion. Besonderen Wert legt er auf die Einbindung einer Grenzbedingung für die Festigkeit der Verbindungsstellen. Im Gegensatz zu den anderen Modellen aus Tabelle 2.3 können die eindimensional abgebildeten Längszugglieder in eine beliebige Anzahl von Elementen unterteilt werden, sodass die Elementlänge nicht gleich dem Querszuggliedabstand sein muss. Außerdem erfolgt die Aufbringung des Verschiebungsinkrements am freien Ende des Geogitters, wo sowohl die Kraft- als auch die Verschiebungsrandbedingungen bekannt sind und somit die Berechnung der Kraft- und Verschiebungsverläufe nicht iterativ erfolgen muss. Dies ist ein entscheidender Vorteil gegenüber den meisten anderen diskreten Interaktionsmodellen. Zusätzlich werden nach Eingabe der Eingangsfunktionen keine weiteren Versuchswerte benötigt (im Gegensatz z. B. zur Methode von Sieira et al. 2009, bei der jeweils Wertepaare von Klemmenkraft und -verschiebung eingegeben werden müssen), sodass die Validierung anhand von Standardherausziehversuchen einfach ist.

Tabelle 2.3 Übersicht über Interaktionsmodelle

Referenz	Eingangsfunktionen				Programmetechnische Umsetzung	Kalibrierung	Validierung	Limitierung
	Oberflächenreibung md	Oberflächenreibung xmd	Kraft-Dehnung Geogitter					
			Querzugliedwiderstand	Kraft/Dehnung Geogitter				
Schubspannungs-Relativverschiebung		Kraft/Spannungs-Relativverschiebung						
Wilson-Fahmy & Koerner (1993)	- hyperbolische Funktion nach Clough & Duncan (1971)		- hyp. Mobilisierungsfunktion in Abhängigkeit der QZG-Biegesteifigkeit	- polynomische Funktion	- Elementknoten an Verbindungsstellen	- keine, da fiktiv	- keine, da fiktiv	- fiktive Werte
Bergado & Chai (1994)	- linear-elastisch, ideal-plastisch		- hyp. Mobilisierung mit Anfangssteifigkeit als emp. Funktion von Bodensteifigkeit und QZG-Biegesteifigkeit mit Werten aus HZV	- polynomische Funktion aus Zugversuchen mit Korrekturfaktoren für Dehnraten- und Temperaturabhängigkeit	- 1 Element je Öffnungsweite	- Lastausbreitungswinkel und horizontaler Erdrückbeiwert für Erdwiderstandskapazität	- mit $T_{ki}$ - $u_{ki}$ -Kurven aus wenigen HZV	- sehr viele Eingangswerte benötigt
Palmeira (2004)	- linear-elastisch, ideal-plastisch		- hyp. Mobilisierung mit Anfangssteifigkeit als emp. Funktion von Bodensteifigkeit und QZG-Biegesteifigkeit mit Werten aus HZV	- Dehnratenabhängig aus Zugversuchen	- iterative Kraftvariation je Element	- Wahl von Spitzen- oder Residual-Bodenreibungswinkel	- anhand gleichen $T_{ki}$ - $u_{ki}$ -Kurven und Dehnungsverläufen aus HZV wie für Kalibrierung	- gute Übereinstimmung mit gemessenen Dehnungsverläufen nur nach Kalibrierung mit willkürlicher Erdwiderstandsverteilung
Moraci et al. (2007)	- bilinear		- aus HZV mit 1 Querzuglied Berücksichtigung der QZG-Beeinflussung über Ansatz für Verankerung: 1. konstant, 2. linearer Abbau, 3. potenzieller Abbau, 4. kalibriert für bestes Ergebnis	- linear	- iterative Verformungsvariation je Element	- nicht ersichtlich	- anhand $T_{ki}$ - $u_{ki}$ -Kurven aus HZV	- Reibungskurve aus Versuchen an Kunststoffdichtungsbahnen
Teixeira et al. (2007)	- bilinear aus HZV mit HDPE-Kunststoffdichtungsbahn		- nichtlinear aus HZV mit 1 QZG	- keine Angabe woher	- Integration von vorne nach hinten		- Vergleich nur mit $T_{ki}$ - $u_{ki}$ -Kurven	- keine Berücksichtigung der QZG-Beeinflussung
Teixeira et al. (2007)	- aus HZV an einzelem LZG		- aus HZV an einzelem Querzuglied	- aus Zugversuchen	- iterative Verformungsvariation je Element		- für hohe Normalspannungen	- Überschätzung Versuchswerte
Sierra et al. (2009)	- hyp. Funktion als Produkt aus Verbundbeiwert und Bodenmobilisierungsfunktion aus direkten Scherversuchen		- lineare Mobilisierung mit zunehmender LZG-Dehnung	- nichtlineare hyp. Funktion aus Messung im freien Geogitterbereich im HZV	- 1 Element je Öffnungsweite	- unklar	- anhand $T_{ki}$ - $u_{ki}$ -Kurven aus HZV	- Verwendung Eingangskurve aus HZV an individuellen LZG und QZG ohne Berücksichtigung gegenseitiger Beeinflussung
Müller (2011)	- hyp. Funktion		- hyp. Funktion z.B. aus HZV an 1 QZG	- hyp. Funktion z.B. bestimmt nach Sierra et al. (2009)	- freie Elementwahl	- keine, da fiktiv	- keine, da fiktiv	- Vorgabe Wertepaar aus $T_{ki}$ und $u_{ki}$

md: in Hauptzugrichtung; xmd: quer zur Hauptzugrichtung; HZV: Herausziehversuch; LZG: Längszuglied; QZG: Querzuglied;  $T_{ki}$ : Klemmenkraft;  $u_{ki}$ : Klemmenverschiebung

### 2.3.6.3 Modellierung in Finite-Elemente- bzw. Finite-Differenzen-Methode

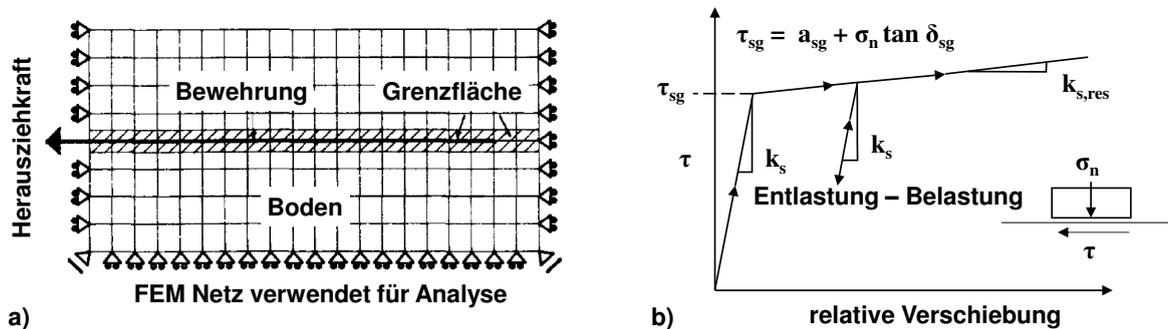
Kontinuumsmechanische Methoden wie die Finite-Elemente-Methode (FEM) oder Finite-Differenzen-Methode (FDM) werden in allen Bereichen der Geotechnik eingesetzt, um beispielsweise Versuche zu simulieren und darüber zusätzliche, sogenannte synthetische, Datensätze zu generieren (Bathurst 2014). Erfolgreich validierte Modelle können auf in-situ-Randwertprobleme übertragen werden und helfen dort Vorhersagen zur Tragfähigkeit und insbesondere zu Verformungen von Bauwerken zu treffen. Wesentlicher Bestandteil solcher kontinuumsmechanischer Modelle ist die Interaktionsmodellierung zwischen den beiden Materialien Geogitter und Boden. Die Wahl der Interaktionsmodellierung kann bedeutenden Einfluss auf die numerischen Ergebnisse haben (z. B. Yu et al. 2015). Einfachste Modellierungsvariante ist die Annahme eines starren Verbunds, wodurch die Kräfte komplett übertragen werden und keine Relativverschiebungen auftreten (z. B. Hatami & Bathurst 2006). Leshchinsky & Vulova (2001) haben zwar für eine geokunststoffbewehrte Stützkonstruktion gezeigt, dass dies, wenn flächige Geokunststoffe verwendet werden, nicht unbedingt immer die globalen Ergebnisse stark beeinflusst. Allerdings ist die Annahme eines starren Verbunds in den meisten Fällen unzureichend (Perkins & Cuelho 1999).

Yogarajah & Yeo (1994) waren eine der ersten, die instrumentierte Herausziehversuche mit der FEM modellierten (s. Bild 2.41a). Den Boden modellierten sie mit rechteckigen Elementen als linear-elastisch, ideal-plastisch mit Mohr-Coulomb-Grenzbedingung, kalibriert anhand von Triaxialversuchen. Für das Geogitter verwendeten sie Stabelemente mit linearer axialer Steifigkeit. Um die Nichtlinearität der Kraft-Dehnungsbeziehung des Geogitters zu berücksichtigen, unterteilten sie das Geogitter entlang seiner Länge in drei Bereiche mit jeweils anderer Dehnsteifigkeit, welche sie aus den Kraft- und Dehnungsmessungen der einzelnen Abschnitte ermittelten. Als Interface-Elemente zwischen Geogitter und Boden nutzen sie Verbindungselemente nach Goodman et al. (1968), dessen Schubspannungs-Relativverschiebungsverhalten in Bild 2.41b dargestellt ist. Vor Erreichen der Grenzschubspannung  $\tau_{sg}$  nach Mohr-Coulomb (s. Zähler in Gl. (2.8)) ist das Verhalten linear-elastisch mit der Steifigkeit  $k_s$ . Für größere Schubspannungen tritt Gleiten in der Scherfuge auf, wobei dann eine reduzierte Steifigkeit  $k_{s,res}$  wirkt. Normal zur Scherfuge wird linear-elastisches Verhalten einer Steifigkeit  $k_n$  angenommen. Die Steifigkeitswerte erhielten die Autoren durch Kalibrierung anhand der Versuchsergebnisse, während sie für den Verbundreibungswinkel  $\delta_{sg} = 0,9 \cdot \varphi$  annahmen.

Obwohl sie das Geogitter eindimensional ohne Berücksichtigung der Gitterstruktur und ohne Berücksichtigung der beiden Kraftübertragungsmechanismen (s. Kap. 2.3.2) modellierten, erhielten sie zufriedenstellende Simulationsergebnisse im Vergleich zu den Versuchsergebnissen. Dabei war es allerdings notwendig das nichtlineare Kraft-Dehnungsverhalten des Geogitters über den Umweg von abschnittswisen Materialparametern im Geogitter zu beschreiben.

Die Interface-Formulierung von Goodman et al. (1968) wurde seitdem vielfach eingesetzt. So zum Beispiel von Cai & Bathurst (1995), die sie zur Beschreibung der Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Boden in ihrem Modell einer geogitterbewehrten Stützkonstruktion unter

seismischer Belastung verwendeten und von Perkins (2001) zur Modellierung von geokunststoffbewehrten, flexiblen Fahrbahnen.



**Bild 2.41** a) Finite-Elemente-Modell eines Herausziehversuchs von Yogarajah & Yeo (1994) und b) Interface-Formulierung von Goodman et al. (1968).

Dias (2004) verwendete das Programm Plaxis 2D zur Simulation von Herausziehversuchen mit unterschiedlichen Randbedingungen (vgl. Kap. 2.3.1.2). Dabei nutzte sie die in Plaxis integrierte Möglichkeit zur Modellierung von Grenzschichten mit bilinearem Spannungs-Dehnungsverhalten und Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb, ähnlich dem in Bild 2.41b abgebildeten Verhalten.

Sugimoto & Alagiyawanna (2003) beobachteten in ihren Herausziehversuchen, dass mit zunehmender Geogittersteifigkeit und abnehmender Normalspannung weniger Geogitterlängung, sondern mehr Gleiten in den Grenzflächen stattfand. Daher nutzen sie in ihren Simulationen für den Geogittertyp mit geringerer Dehnsteifigkeit und großen Öffnungsweiten in Querrichtung ein Haft-Schlupf-Modell mit der Schubspannungs-Relativverschiebungskurve ermittelt aus Versuchsdaten beim maximalen Herausziehwiderstand. Für den anderen Geogittertyp mit kleinen Öffnungsweiten in Querrichtung aber großem Querschnittabstand verwendeten sie das Coulomb'sche Reibungsmodell, das prinzipiell dem Verhalten in Bild 2.41b entspricht, allerdings ohne Spannungszunahme nach Erreichen des Maximalwerts ( $k_{s,res} = 0$ ).

Perkins & Edens (2003) nutzen das Programm Abaqus zur Simulation von Herausziehversuchen. In Bezug auf die Interaktionsmodellierung verwendeten sie die in Abaqus integrierten Master-Slave-Oberflächen und das Coulomb'sche Reibungsmodell mit richtungs- und normalspannungsabhängigen Reibungsbeiwerten. Die beiden Reibungsparameter (Steifigkeit  $k_s$  und Reibungsbeiwert  $\mu$  gemäß Bild 2.41b) wurden anhand der Versuchsergebnisse kalibriert, wobei sich nur für das untersuchte Gewebe eine Normalspannungsabhängigkeit ergab.

Um die dreidimensionale Geometrie von Geogittern und die damit verbundenen Interaktionsmechanismen explizit abzubilden, erstellten Hussein & Meguid (2013) ebenfalls mit dem Programm Abaqus ein 3D Modell des Herausziehversuchs mit Bodenelementen innerhalb der Geogitteröffnungen. Die Interaktion zwischen den Kontaktflächenpaaren *Geogitteroberflächen* und *Bodenoberflächen* modellierten sie mit dem Coulomb'schen Reibungsmodell wie auch schon Sugimoto & Alagiyawanna (2003) und Perkins & Edens (2003). Durch Kalibrierung der Interaktionsparameter (Steifigkeit  $k_s$  und Reibungsbeiwert  $\mu$  gemäß Bild 2.41b) erreichten sie eine gute Übereinstimmung mit dem Versuchsergebnis.

### 2.3.6.4 Modellierung in Diskrete-Elemente-Methode

Laut Konietzky (2003) bilden kontinuumsmechanische Methoden die Eindringung des Bodens in die Gitterstruktur nicht ab. Weitere Faktoren, die in kontinuumsmechanischen Modellen unberücksichtigt bleiben, sind laut Althoff (2015) die Ungleichheit der Kontaktfläche sowie eventuell aufgebrauchte Bodenverdichtungsenergie, die Dehnungen und Spannungen im Geogitter hervorrufen.

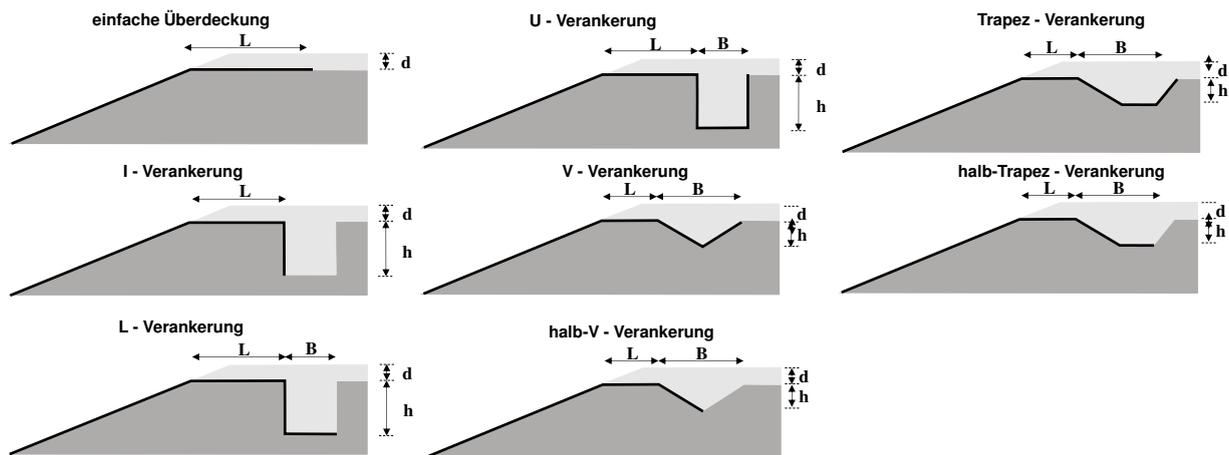
Mithilfe der von Cundall & Strack (1979) entwickelten Diskrete-Elemente-Methode können einzelne Bodenpartikel diskret modelliert werden, sodass auch der Verbund zu den dreidimensionalen Geogittern verbessert dargestellt werden kann. Palmeira (2009) bezeichnet diese Methode als vielversprechend, er weist allerdings auf den noch immer sehr hohen Modellierungs- und Rechenaufwand hin. Im Rahmen dieser Arbeit wird nicht weiter auf die Modellierung der Geogitter-Boden-Interaktion mittels der DEM eingegangen, sondern auf die Arbeit von Wang (2016) verwiesen, wo sich ein umfangreicher Überblick dazu findet.

In diesem Unterkapitel wurden die zahlreichen Versuche und Untersuchungen zu der Interaktion zwischen Geogittern und Boden für horizontale Verankerungen beschrieben. Dabei wurde dargestellt, dass eine analytische Abbildung dieser Problemstellung nicht zielführend ist, sondern diskrete Interaktionsmodelle bemüht werden müssen. Im folgenden Unterkapitel werden Verankerungsgräben und die darin aktivierten Umlenkeeffekte der Geogitter betrachtet, die eine über die reine Kraftübertragung hinausgehende Wirkungsweise der Geogitterbewehrung darstellen.

## 2.4 Verankerungsgräben und Umlenkeeffekte

Zur Verankerung von Geogittern werden in vielen Anwendungsfällen Verankerungsgräben ausgeführt, wie in Bild 2.42 für den Fall eines oberflächenparallelen Bewehrungssystems dargestellt ist. Dabei werden die Geogitter im Gegensatz zum Verlauf des Geogitters im Herausziehversuch nicht horizontal in einer Ebene eingebaut, sondern umgelenkt. Dies dient dazu, die für eine ausreichende Verankerung benötigte Fläche in horizontaler Richtung möglichst gering zu halten. Neben dem einfachen geraden Auslauf gibt es also noch die in Bild 2.42 gezeigten I-, L-, V- und halb-V-, trapezförmigen, halb-trapezförmigen und rechteckigen Geometrien von Verankerungsgräben. Rechtwinklige Verläufe sind in der Praxis aufgrund der meist schwierigen Ausführbarkeit selten vorzufinden (Niehues & Vollmert 2016a). Die Variante des Umschlagens eines Geogitters als Verankerung wird im Rahmen dieser Arbeit nicht betrachtet.

Bei einer Neigungsänderung im Geogitterverlauf entstehen Umlenkkräfte, die zu einer erhöhten Bodenpressung oder einem möglichen Herausheben des Bodens aus dem Verankerungsgraben führen können, was von Müller (2011, S. 5) „Trampolineffekt“ genannt wird.



**Bild 2.42 Verankerungsgräben verschiedener Geometrien.**

## 2.4.1 Experimentelle Untersuchungen von Verankerungsgräben

Zum Herausziehverhalten von Geokunststoffen aus Verankerungsgräben gibt es wenige experimentelle Untersuchungen und, soweit bekannt, keine Untersuchungen die mit Geogittern durchgeführt wurden.

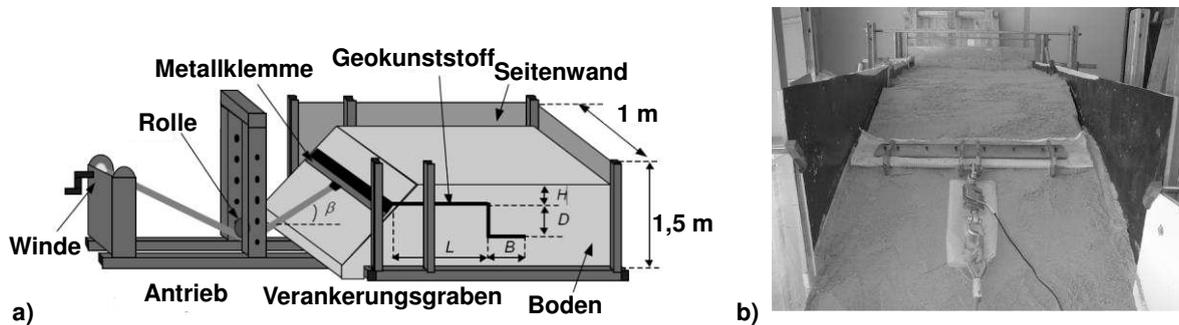
### 2.4.1.1 Laborversuche

Nach Lajevardi (2013) haben Villard et al. (1997) kleinmaßstäbliche Modellversuche mit einem zwei-dimensionalen Bodenanalogue (Aluminium-Rollen mit Durchmessern von 2 und 5 mm) und dünnem Vliesstoff durchgeführt. Sie untersuchten gerade, L- und U-förmige Verankerungsgräben und werteten mit stereophotogrammetrischen Techniken die Verschiebungsfelder der Rollen aus. Quantitative Aussagen erlauben ihre Versuche allerdings nicht.

Chareyre et al. (2002) und Girard et al. (2006) beschreiben mit dem in Bild 2.43 gezeigten Gerät durchgeführte Herausziehversuche an in Gräben verankerten Kunststoffdichtungsbahnen und Vliesstoffen. Dabei waren diese in einer Böschung verankert, welche nicht wie im klassischen Herausziehversuch durch eine Frontwand gestützt wurde. Erste Untersuchungen von Briançon et al. (2000) zeigten nämlich, dass eine solche Stützung den Herausziehwiderstand im Vergleich zur freien Böschung wesentlich erhöht. Ihr Versuchskasten erlaubte Verankerungsgräben mit maximalen Dimensionen von  $L \times B \times H = 1,2 \times 1,0 \times 0,8$  m. Als Füllböden wurden ein Sand, zwei Schluffe und ein sandiger Schluff verwendet. Mit einem System aus Drähten und Wegaufnehmern wurden an bis zu zwölf Punkten Verschiebungen entlang des Geotextils gemessen. Mithilfe von gefärbten Bodensäulen konnten Bodenverformungen jeweils nach Versuchsende festgestellt werden. Somit untersuchten sie in mehreren Serien den Einfluss des Böschungsneigungswinkels, des Bodens und der Grabengeometrie (gerade, rechteckig, V- und halb-trapezförmig).

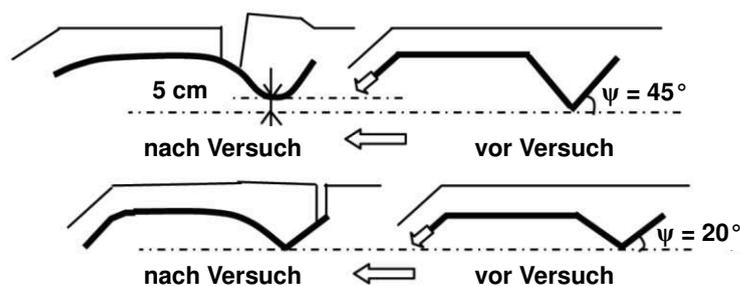
Ihre Ergebnisse zeigen, dass der Herausziehwiderstand nicht nur auf den Verbundeigenschaften zwischen Boden und Geotextil basiert, sondern auch auf dem mechanischen Bodenwiderstand und

natürlich der Grabengeometrie. Zudem resultierten größere Böschungs- und damit Zugkraftneigungen in größeren Herauszieh Widerständen.



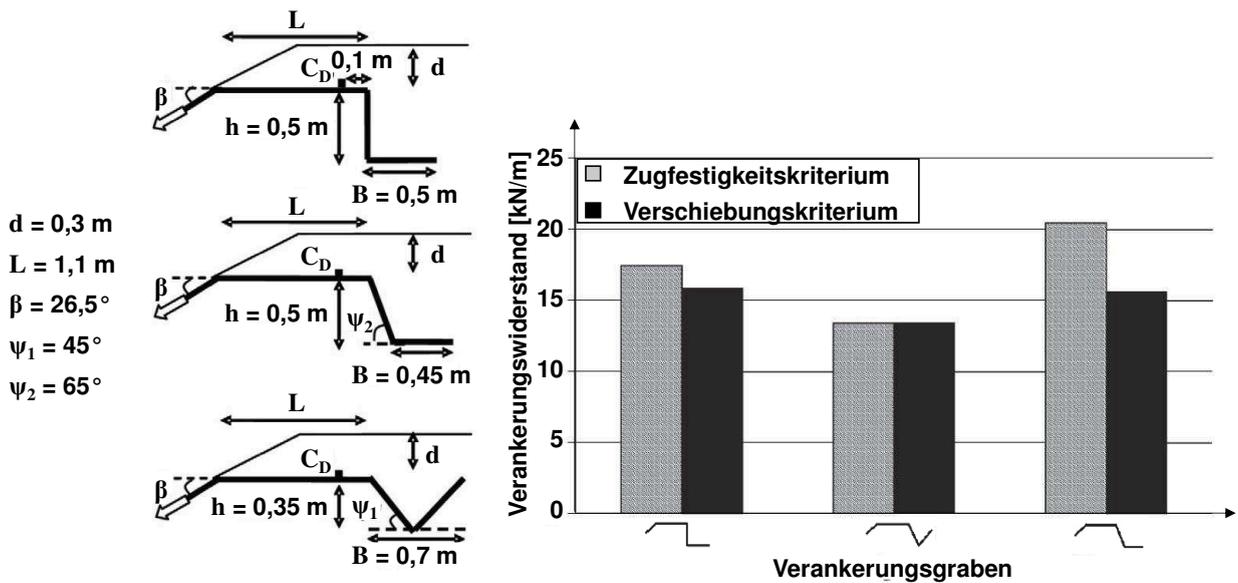
**Bild 2.43** Herausziehversuche aus Verankerungsgräben in Böschung (a) nach Chareyre et al. (2002) und b) nach Briançon et al. (2000).

Für die verschiedenen Geometrien und Böden beobachteten sie verschiedenartige Verformungs- und Versagensmechanismen. Nur bei der Verankerung mit rechten Winkeln im Sand traten Scherfugen innerhalb der Böschungskrone auf. In allen anderen Fällen ergaben sich nur Scherfugen in der Grenzfläche zwischen Bewehrung und Boden oder in vertikaler Richtung oberhalb der Bewehrung. Bild 2.44 zeigt die Versagensmechanismen der V-förmigen Verankerung im schluffigen Sand für zwei verschiedene Bewehrungsneigungen. Bei der steiler ausgeführten V-Form entwickelt sich eine vertikale Bodenfuge an der Umlenkung vor dem V-Bereich, sodass der aufliegende Boden im geraden Bereich mitrutscht, während das Geotextil aus dem hinteren Bereich herausgezogen wird. Im Fall der flacher ausgeführten V-Form bildet sich die vertikale Bodenfuge ganz am Ende der Bewehrung und der gesamte aufliegende Boden gleitet auf dem Geotextil mit. Dies zeigt die Bedeutung der Verankerungsgeometrie für die Art des Versagensmechanismus.



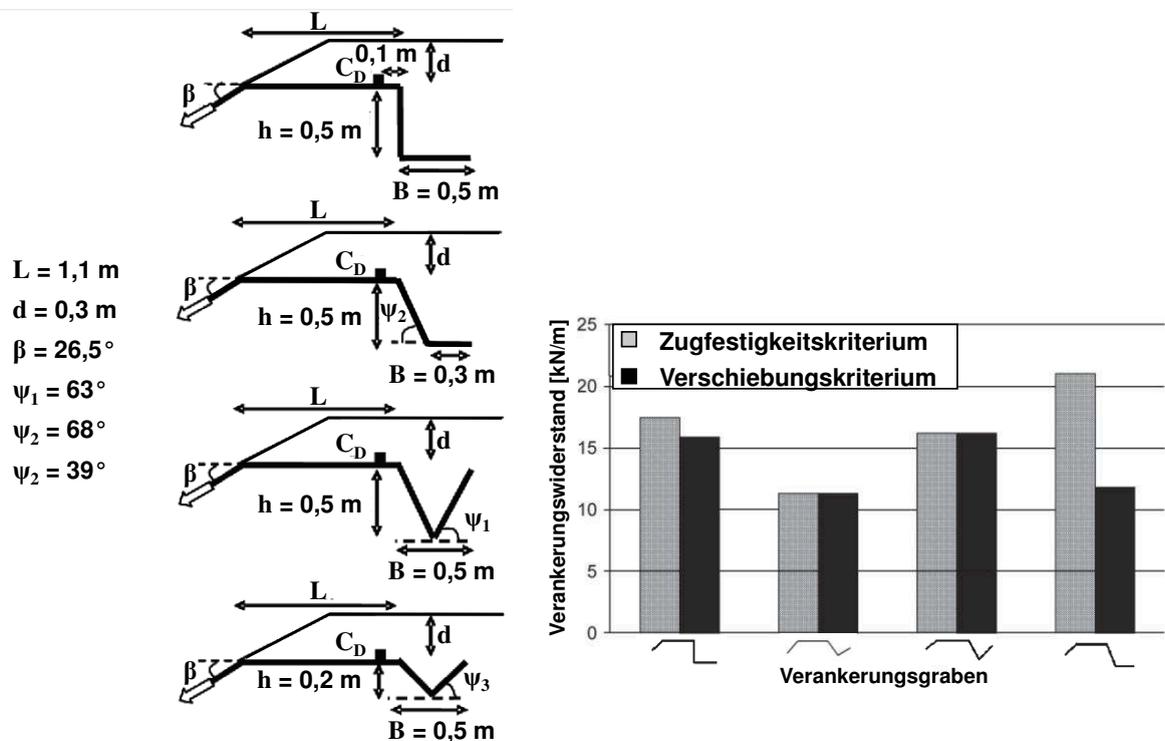
**Bild 2.44** Versagensmechanismen im schluffigen Sand für V-förmige Verankerungsgräben (nach Girard et al. 2006).

In Bild 2.45 werden der maximale Herauszieh Widerstand und der Herauszieh Widerstand bei einer Verschiebung des Punktes  $C_D$  von 0,1 m im sandigen Schluff für die drei dargestellten Geometrien bei gleicher Gesamtbewehrungslänge von 2,1 m miteinander verglichen. Der halb-trapezförmige Verankerungsgraben liefert den größten Herauszieh Widerstand, wobei die Steifigkeit minimal geringer ist als beim rechteckigen Graben.



**Bild 2.45** Herausziehkräfte im sandigen Schluff für drei Verankerungsgräben mit gleichen Gesamtbewehrungslängen von 2,1 m (nach Girard et al. 2006).

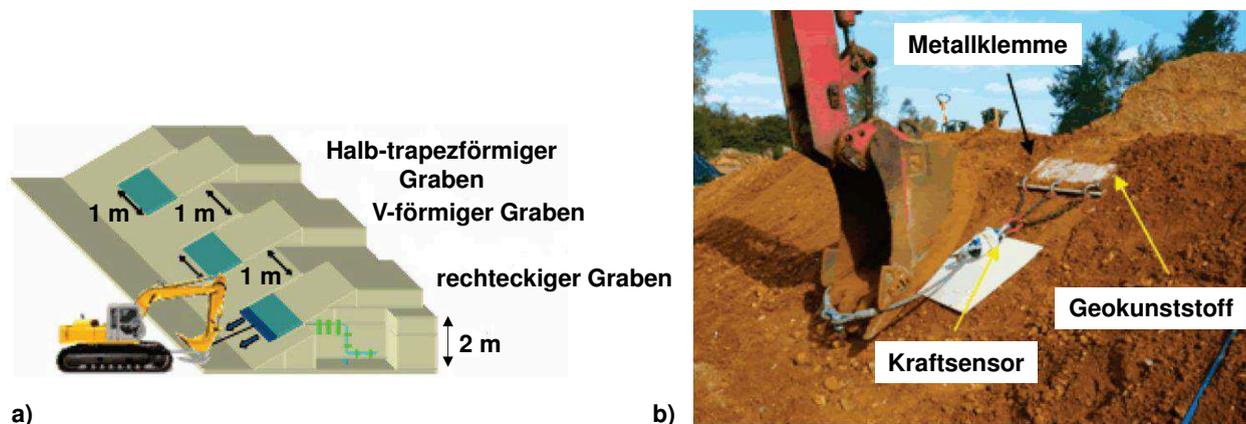
Analog zu Bild 2.45 sind in Bild 2.46 die Herausziehkräfte für verschiedene Verankerungsgräben im sandigen Schluff in diesem Fall bei gleichem horizontalen Flächenverbrauch von 1,6 m dargestellt. Wie schon bei gleicher Gesamtbewehrungslänge sind der rechteckige und der halb-trapezförmige Verankerungsgraben am effizientesten, allerdings ist die Steifigkeit des halb-trapezförmigen Grabens in diesem Fall deutlich geringer.



**Bild 2.46** Herausziehkräfte im sandigen Schluff für vier Verankerungsgräben mit gleichen horizontalen Verankerungslängen von 1,6 m (nach Girard et al. 2006).

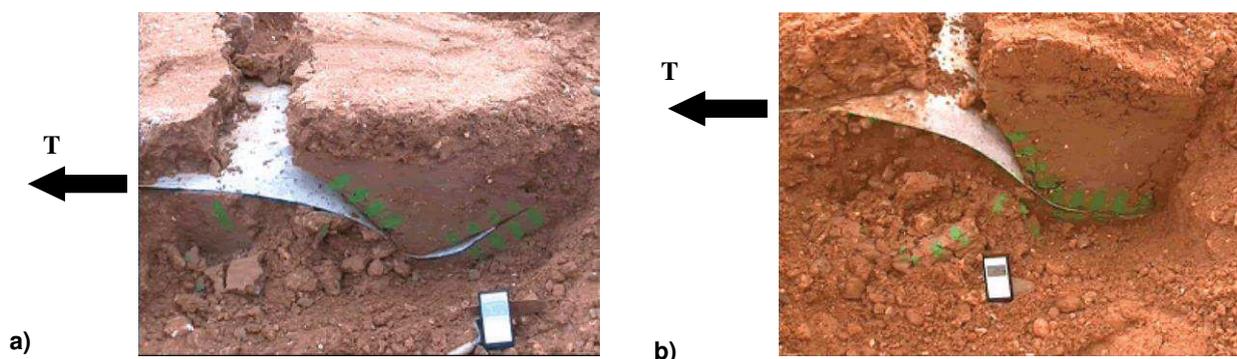
### 2.4.1.2 In-situ-Versuche

Girard et al. (2006) führten die in Bild 2.47 dargestellten in-situ-Herausziehversuche an einer Böschung mit 2 m Höhe und einer Neigung von  $38^\circ$  durch. Der Boden war ein Flint-Tonstein mit innerem Reibungswinkel von  $42,6^\circ$  und das verwendete Bewehrungsmaterial war ein Vliesstoff mit vernadelten PET-Bewehrungsfäden, wie es auch schon in den Laborversuchen des vorherigen Abschnitts verwendet wurde. Es wurden ein rechteckiger, ein V- und ein halb-trapezförmiger Verankerungsgraben untersucht, die die gleichen Dimensionen aufwiesen wie die Gräben in den Laborversuchen. Neben der mit der Baggerschaufel graduell aufgebrauchten Zugkraft, konnten die Verformungen des Grabens beobachtet werden, indem der Boden seitlich der Gräben gemäß Bild 2.47 jeweils vor Versuchsbeginn abgegraben wurde.



**Bild 2.47** In-situ-Herausziehversuche aus Verankerungsgräben in Böschung (nach Girard et al. 2006).

Für die V-förmige Verankerung wurde derselbe Versagensmechanismus wie in Bild 2.44 oben beobachtet, siehe Bild 2.48a. Wie in Bild 2.48b zu sehen ist, wurde im Fall der halb-trapezförmigen Verankerung die Umlenkung abgerundet, es trat eine vertikale Bodenfuge an der ersten Umlenkung auf und es wurde beim Erreichen des Versagenszustands der hintere flache Bewehrungsbereich mitsamt dem aufliegenden Boden hochgehoben.



**Bild 2.48** Versagensmechanismen von a) V-förmigem und b) trapezförmigem Verankerungsgräben in Böschung (Girard et al. 2006).

Der Einfluss der Verankerungsgeometrie auf den Herausziehwiderstand bei gleicher Gesamtbewehrungslänge konnte für die in-situ-Versuche aufgrund eines Ausführungsfehlers nicht genau

bestimmt werden, allerdings zeigte sich der gleich Trend wie bei den in Bild 2.45 dargestellten Laborversuchen im sandigen Schluff.

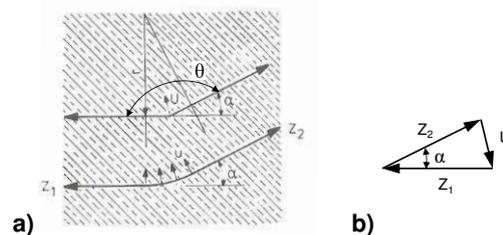
Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die experimentellen Untersuchungen die Komplexität der Verankerung von Bewehrungen in Gräben deutlich gezeigt haben. Die Verformungs- und Versagensmechanismen sind abhängig von der Grabengeometrie, dem Boden, den Verbundeigenschaften und zusätzlich der Mobilisierung der Zugkraft in der Bewehrung. Dabei können die Normalspannungen auf die Bewehrung stark von denen des Anfangszustands abweichen und ein Abheben der Bewehrung kann auftreten, sodass kein Verbund zum unterliegenden Boden besteht. Dies wird im folgenden Abschnitt behandelt.

### 2.4.2 Beschreibung von Umlenkeffekten

Weisen Zugelemente wie Geogitter eine Neigungsänderung in ihrem Verlauf auf, führt dies zu Umlenkkraften. Diese sorgen entweder zu einer erhöhten Normalspannung auf das Zugelement oder führen zu einem Abheben des Zugelements. Beispielsweise beobachteten Briançon et al. (2000) in ihren oben beschriebenen Untersuchungen mit geotextilen Vliesbewehrungen experimentelle Herausziehungswiderstände, die im Mittel 20 % oberhalb der durch Verbundkräfte erklärbaren Werte lagen, was auf den starken Einfluss der Umlenkungen schließen lässt.

Umlenkungen von Zugelementen sind von Spannstahl-bewehrten Konstruktionen aus dem Massivbau bekannt. Bild 2.49 zeigt die Umlenkung eines Spannglieds mit den Spanngliedzugkräften und der auf den Beton wirkenden Umlenkkraft für eine Knickstelle mit einem diskreten Sprung in der Spannstahlneigung und für eine kreisförmige Umlenkung. Wenn  $Z_1$  ungefähr gleich  $Z_2$  ist, wirkt die Umlenkkraft annähernd in Richtung der Winkelhalbierenden. Die Umlenkkraft ergibt sich dann durch die Gleichgewichtsbedingungen (Bild 2.49b) zu:

$$U = (Z_1 + Z_2) \cdot \cos \theta/2 \quad (2.21)$$



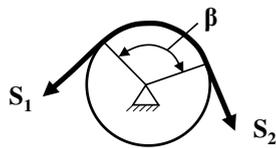
**Bild 2.49 Umlenkkräfte an Knickstellen und kreisförmigen Krümmungen im Spannbetonbau (nach Leonhardt 1980).**

Wie in Bild 2.49a zu sehen ist, wirkt bei der kreisförmigen Umlenkung die erzeugte Umlenkspannung normal zum Zugglied. Bei schlanken Trägern wird die Umlenkspannung  $u$  parallel zur Winkelhalbierenden (in Richtung von  $U$ ) angenommen (Leonhardt 1980).

Während im Spannbetonbau kein Verbund zwischen Spannglied und -hülle angenommen wird, herrscht bei Bodenbewehrungen auf der Innenseite einer Umlenkung immer ein Verbund zum

Boden. Dieser Fall ist aus der Mechanik für den Fall der Seilreibung bekannt. Bild 2.50 zeigt ein Seil, das an einer zylindrischen Rolle umgelenkt wird. Gemäß der Euler-Eytelwein-Formel erhöht bzw. verringert sich die Seilkraft dabei in Abhängigkeit vom Reibungskoeffizient  $\mu$  und des Umlenkwinkels  $\beta$  wie folgt:

$$S_1 = S_2 e^{\beta\mu} \quad (2.22)$$



**Bild 2.50** Seilreibung an Umlenkrolle.

Bei bestimmten Anwendungen von Geogittern (s. z. B. EBGEO, 2010: Kapitel 6 – Verkehrswege, Kapitel 9 - Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern) kommt es auch durch Änderungen des geometrischen Geogitterverlaufs, die wesentlich geringer sind als bei den oben beschriebenen Umlenkungen, zu einer Wechselwirkung zwischen Geogitter und Boden. Diese können nicht mit den bekannten Verbundmechanismen beschrieben werden, sondern mit dem sogenannten Membraneffekt. Dabei werden Geogitterdehnungen/-kräfte aktiviert und eine Veränderung der Normalspannung zwischen Geogitter und Boden bewirkt. Dazu haben beispielsweise Giroud & Noiray (1981), Sellmeijer et al. (1982), Espinoza (1994) und Espinoza & Bray (1995) Modelle entwickelt, die alle auf angenommenen Geogitterverläufen basieren und die Bodenreaktion berücksichtigen.

### 2.4.3 Berechnungsmethoden für Widerstand von Verankerungsgräben

Der Widerstand eines Verankerungsgrabens ist der kleinste Widerstand aller möglichen Versagensmechanismen im Verankerungsgraben. Dabei ist gemäß Bild 2.51 zu unterscheiden zwischen Versagensmechanismen mit Scherfugen entlang der Bewehrung bei denen die Bewehrung herausgezogen wird (Bild 2.51a), Versagensmechanismen mit Scherfugen entlang der Bewehrung bei denen Bodenblöcke auf der Bewehrung mitgleiten (Bild 2.51b), Kombinationen aus Gleiten und Herausziehen (Bild 2.51c) sowie Versagensmechanismen mit Scherfugen, die auch durch den Boden verlaufen (Bild 2.51d).

Je nach Versagensmechanismus sind in die Gleichgewichtsbetrachtungen Verbundkräfte auf Unter- und Oberseite der Bewehrung, Verbundkräfte entlang Bodenfugen und Erddruckkräfte einzubeziehen. Die vorhandenen Ansätze unterscheiden sich zusätzlich durch die anzusetzenden Normalspannungen auf die Bewehrung und die Art der Berücksichtigung von Umlenkungen.

Zunächst werden nicht die zu untersuchenden Versagensmechanismen, sondern verschiedene Ansätze der Normalspannungen und Berücksichtigung von Umlenkungen zur Berechnung des Herauszieh-/Gleitwiderstands, beispielhaft in Bild 2.52 für eine L-förmige Verankerung dargestellt, betrachtet. Die einfachste Variante haben u. a. Hullings & Sansone (1997) für Kunststoffdichtungsbahnen präsentiert (Bild 2.52a). Ihre Berechnungsgleichung für den

Herauszieh-/Gleitwiderstand berücksichtigt die mit zunehmender Tiefe zunehmende Auflastspannung und nimmt für die Normalspannung auf den vertikalen Bewehrungsteil den Erdruchdruck an. Koerner (2012b) geht weiter und berücksichtigt die Umlenkung an der Böschung durch eine Normalspannungserhöhung auf Bewehrungsunterseite. Dazu wird der vertikale Anteil der Zugkraft an der Böschung dreiecksförmig auf den geraden Bereich aufgeteilt, was bedeutet, dass sich die Normalspannung mit zunehmender Zugkraft erhöht. Die zweite Umlenkung berücksichtigt er, indem er auf der Umlenkungsaußenseite den aktiven und auf der Umlenkungsinnenseite den passiven Erddruck ansetzt. Die von Villard & Chareyre (2004) beschriebene Methode des Guide Technique (2000) basiert auf der Methode von Hullings & Sansone (1997), berücksichtigt aber zusätzlich die an den Umlenkungen verminderte Zugkraft gemäß der Euler-Eytelwein-Seilreibung nach Gleichung (2.22). Damit ist auch diese Methode zugkraftabhängig.

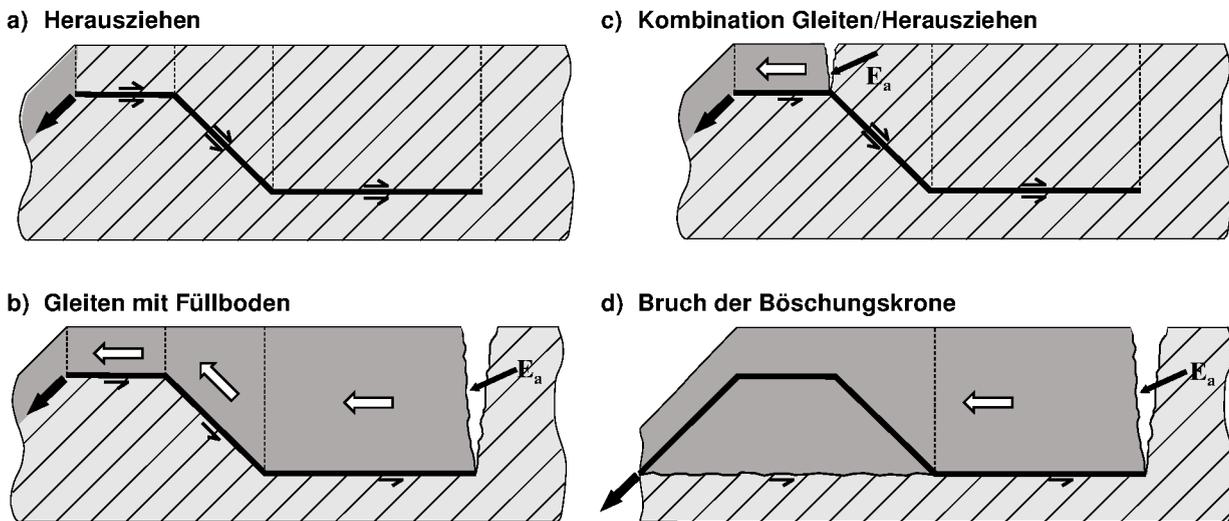


Bild 2.51 Mögliche Versagensmechanismen im Verankerungsgraben.

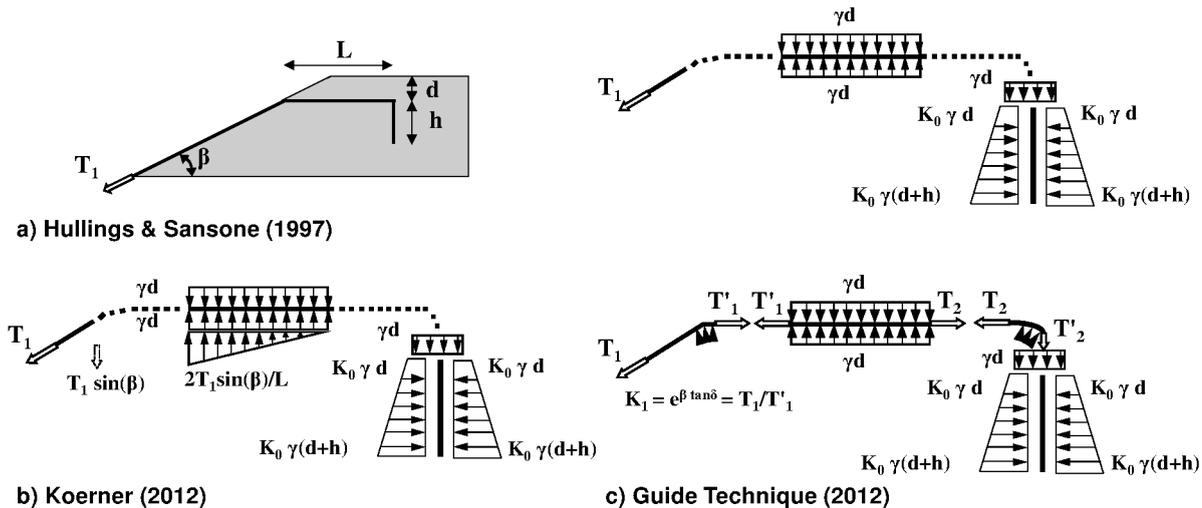
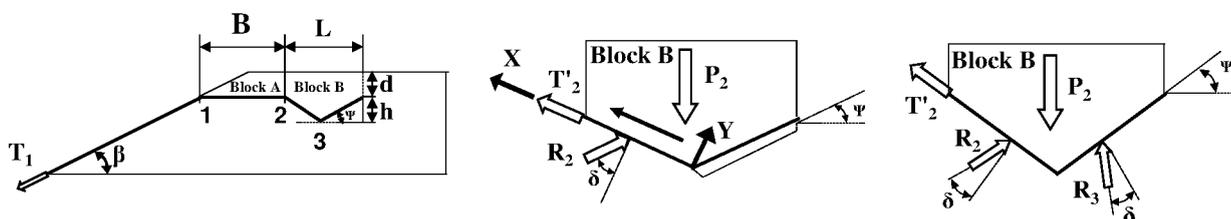


Bild 2.52 Ansätze für Herauszieh Widerstand einer L-förmigen Verankerung a) Hullings & Sansone (1997), b) Koerner (2012b), c) Guide Technique (2000) (nach Villard & Chareyre 2004).

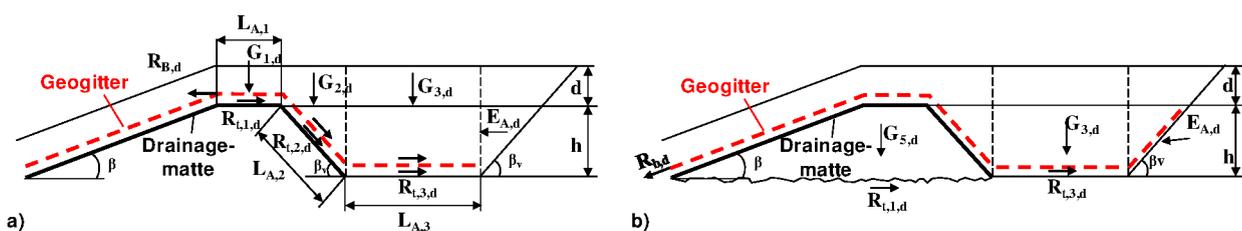
Für V-förmige Verankerungen unterscheiden Hullings & Sansone (1997) danach, ob sich der Bodenblock bewegt oder ob er sich nicht bewegt. Im ersten Fall muss das bewehrungsparallele Eigengewicht des Bodenblocks angehoben werden, sodass es mit in den Widerstand eingeht. Im zweiten Fall wirkt das Eigengewicht nicht, allerdings wird der Reibungswiderstand auf beiden Seiten der Bewehrung angesetzt. Auch Villard & Chareyre (2004) betrachten verschiedene Versagensmechanismen (Bild 2.53). Dabei wird explizit ein Abheben eines auf der Bewehrung liegenden Bodenblocks über die reduzierte Normalspannung in diesem Bereich berücksichtigt (Bild 2.53, Mitte). Den zugkrafterhöhenden Effekt der ersten Umlenkung zwischen Böschung und horizontalem Bereich berechnen sie darin allerdings nicht mit dem Ansatz der Seilreibung (s. Gl. (2.22)), sondern einer wenig überzeugenden Grenzgleichgewichtsbetrachtung der Umlenkung unter Annahme des Versagens vom Bodenaufleger.



**Bild 2.53** Ansätze für Herauszieh Widerstand einer V-förmigen Verankerung von Villard & Chareyre (2004).

Im deutschsprachigen Raum basieren alle bekannten Ansätze (Wudtke et al. 2008; Syllwasschy & Sobolewski 2008; EBGeo 2010) auf den GDA-Empfehlungen (1997). Darin wird zwischen folgenden zu führenden Nachweisen unterschieden, die in Bild 2.54 dargestellt sind:

1. gegen Herausziehen der Bewehrung aus dem Verankerungsgraben
2. gegen Abscheren der Böschungskrone
3. gegen Geländebruch der Böschungskrone (nach DIN 4084, hier nicht weiter betrachtet)



**Bild 2.54** Nachweise gegen a) Herausziehen der Bewehrung aus dem Verankerungsgraben und b) Abscheren der Böschungskrone (nach GDA-Empfehlungen 1997).

Folgende Grenzzustandsgleichung muss für den Nachweis gegen Herausziehen

$$R_{t,d} - \text{erf } R_{B,d} - E_{a,d} \geq 0 \quad (2.23)$$

und für den Nachweis gegen Abscheren der Böschungskrone erfüllt sein:

$$R_{t,d} - \text{erf } R_{B,d} \cdot \cos \beta - E_{a,d} \geq 0 \quad (2.24)$$

mit  $R_{t,d}$  = Summe der anzusetzenden Widerstände entlang der Verankerungslänge, erf  $R_{B,d}$  = Bemessungswert der Zugbeanspruchung in der Bewehrung aus der Böschung,  $E_{a,d}$  = Bemessungswert des aktiven Erddrucks auf den Bodenblock und  $\beta$  = Böschungsneigung.

Umlenkkräfte werden in allen drei Ansätzen vernachlässigt. Außerdem werden drainierte Scherparameter angesetzt, was die Gewährleistung einer funktionsfähigen Drainage des Verankerungsgrabens voraussetzt.

Während die GDA-Empfehlungen (1997) den Grenzzustand GZ 1B für die beiden ersten Nachweise verwendet, da der „Geokunststoff geschnitten“ wird (S. 364 und S. 367), empfehlen Wudtke et al. (2008) die Nachweise im Grenzzustand GEO-3 als ein „Versagen auf inneren Gleitlinien“, da der Grenzzustand „im Baugrund und nicht in geschnittenen Bewehrungslagen auf[trete]“ (S. 600). Diese Argumentation wurde in der GDA-Empfehlung E 2-7 (2015) übernommen.

In Bezug auf die Frage, ob die Bewehrung herausgezogen wird oder ob der Bodenblock auf der Bewehrung gleitet, unterscheiden sich die Ansätze. Für den Bereich auf der Böschungskrone gehen alle von einem Gleiten des Bodens auf der Bewehrung aus, sodass dort der Widerstand nur auf Geogitterunterseite angesetzt wird. Die GDA-Empfehlungen (1997) und Wudtke et al. (2008) gehen ab dem geneigten Bewehrungsbereich hinter der Böschungskrone (Bereich 2 in Bild 2.54a) immer von Herausziehen aus, sodass Widerstände auf Ober- und Unterseite angesetzt werden:

$$R_{t,d} = \Sigma R_{ti,d} = G_1 \cdot \tan \delta_{gg,k} + G_2 \cdot \cos \beta_v (\tan \delta_{gg,k} + \tan \delta_{sg,k}) + 2 \cdot G_3 \cdot \tan \delta_{sg,k} \tag{2.25}$$

mit  $G_i$  = Gewichtskräfte,  $\delta_{gg,k}$  = charakt. Wert des Reibungswinkels zwischen Bewehrungslage und unterliegendem Geokunststoff,  $\delta_{sg,k}$  = charakt. Wert des Reibungswinkels zwischen Bewehrungslage und Boden (vgl. Gl. (2.9) und (2.17)) und  $\beta_v$  = Neigungswinkel der Bewehrung im Bereich 2.

Syllwasschy & Sobolewski (2008) hingegen fordern zusätzlich immer die Untersuchung, ob nicht der Fall des Gleitens des Bodens auf der Bewehrung maßgebend ist. In dem Fall des Gleitens dürfen gemäß Bild 2.55 und folgender Gleichung die Widerstände in allen Bereichen nur auf der Geogitterunterseite angesetzt werden, allerdings wirkt der bewehrungsparallele Anteil der Gewichtskraft des Bereichs 2 zusätzlich haltend:

$$R_{t,k} = \Sigma R_{ti,k} = G_1 \cdot \tan \delta_{gg,k} + G_2 \cdot (\cos \beta_v \cdot \tan \delta_{gg,k} + \sin \beta_v) + G_3 \cdot \tan \delta_{sg,k} \tag{2.26}$$

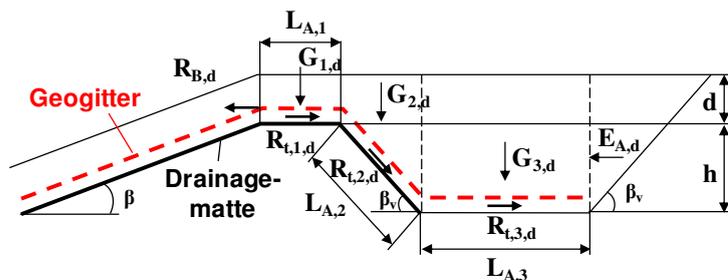


Bild 2.55 Gleiten des Bodens auf der Bewehrung (nach Syllwasschy & Sobolewski 2008).

Unabhängig davon, ob Herausziehen oder Gleiten betrachtet wird, wird in allen Ansätzen in der Grenzzustandsgleichung (2.23) eine horizontale Erddruckkraft auf das Ende des Verankerungsgrabens angesetzt und für den Nachweis der Böschungskrone wird in allen Ansätzen gemäß Bild 2.54b ein mögliches Hochführen des Geogitters am Ende des Verankerungsgrabens nicht als Widerstand berücksichtigt.

#### 2.4.4 Bemessung nach EBGEO (2010) und vorläufigen BAM-Zulassungen

Die EBGEO (2010), als umfassendste Empfehlung zur Bemessung von geokunststoffbewehrten Bauwerken, beinhaltet eine Empfehlung zur Bemessung von Verankerungsgräben. Allerdings dürfen im Deponiebau nach der neuen Deponieverordnung (DepV 2009) und ihrer Änderung im Jahr 2011 (DepV - Erste Verordnung 2011) nur noch durch die Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) zugelassene Geokunststoffprodukte eingesetzt werden. Dazu ist eine von der BAM erstellte vorläufige Zulassungsrichtlinie erschienen (BAM 2012) und für zwei Geogittertypen eine vorläufige Zulassung erteilt worden (BAM 2013a und 2013b), die die Bemessung mit zu den Vorgaben der EBGEO (2010) zusätzlichen Bedingungen erlaubt. In diesem Kapitel wird zunächst die Bemessung nach EBGEO (2010) beschrieben, bevor auf die zusätzlichen Anforderungen der vorläufigen Zulassungen nach BAM (2012) eingegangen wird.

##### 2.4.4.1 EBGEO (2010)

Der Ansatz der EBGEO (2010) basiert auf den beschriebenen GDA-Empfehlungen (1997) und deren Fortführung GDA-Empfehlung E 2-7 (2015) und berücksichtigt wie alle vorherigen Ansätze die mit der Tiefenlage veränderte Auflastspannung sowie die von der vertikalen Auflastspannung abweichende Normalspannung bei geneigter Bewehrung. Umlenkkräfte werden nicht berücksichtigt.

Für den Nachweis der Sicherheit gegen Bruch des Verankerungsgrabens ist folgende Grenzzustandsgleichung zu lösen (entspricht Gl. (2.23), wird hier der Vollständigkeit halber aufgeführt):

$$R_{t,d} - R_{B,d} - E_{a,d} \geq 0 \quad (2.27)$$

mit  $R_{t,d}$  = Summe der anzusetzenden Widerstände entlang der Verankerungslänge,  $R_{B,d}$  = Bemessungswert der Zugbeanspruchung in der Bewehrung aus der Böschung und  $E_{a,d}$  = Bemessungswert des aktiven Erddrucks auf den gleitenden Bodenblock.

Ob zur Bestimmung des Widerstands  $R_{t,k}$  von Herausziehen der Bewehrung (Gl. (2.25)) oder Gleiten des Bodenblocks auf der Bewehrung (Gl. (2.26)) auszugehen ist, oder ob, wie von Syllwasschy & Sobolewski (2008) gefordert, beide Fälle untersucht werden müssen, ist nicht ganz eindeutig. Die entsprechende Abbildung in den EBGEO (2010) (Bild 8.3, S. 147) zeigt wie Bild 2.55 den Fall des Gleitens, während im aufgeführten Beispiel nur der Fall des Herausziehens

betrachtet wird. In der Praxis wird daher laut Syllwasschy (2016) nur der Fall des Herausziehens untersucht.

Der Bemessungswert des Gleit- bzw. Herausziehwiderstands im Grenzzustand GEO-3 ergibt sich dann zu:

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_a} \quad (2.28)$$

mit  $\gamma_a$  = Teilsicherheitsbeiwert für den Herausziehwiderstand gemäß DIN 1054, Tab. A.2.3.

Außerdem wird in den EBGEO (2010) genau wie in den Ansätzen der GDA-Empfehlung E 2-7 (2015), Wudtke et al. (2008) und Syllwasschy & Sobolewski (2008) der Nachweis gegen Bruch der Böschungskrone gefordert, was bereits in Bild 2.54b dargestellt ist. Der Reibungswiderstand im Grenzzustand GEO-3 für einen kohäsionslosen Boden ergibt sich wie folgt:

$$R_{t,d} = \Sigma R_{ti,d} = G_5 \cdot \tan \varphi_d + G_3 \cdot \tan \delta_{sg,d} \quad (2.29)$$

In der Grenzzustandsgleichung wird in diesem Fall gemäß Bild 2.54b nur der Horizontalanteil der Böschungszugkraft  $R_{B,d}$  angesetzt (entspricht Gl. (2.24), wird hier der Vollständigkeit halber aufgeführt):

$$R_{t,d} - R_{B,d} \cdot \cos \beta - E_{a,d} \geq 0 \quad (2.30)$$

mit  $\beta$  = Böschungsneigung.

#### 2.4.4.2 Vorläufige Zulassung von Bewehrungsgittern aus Kunststoffen

Wie in Kapitel 2.3.4 zum Verbundbeiwert schon erwähnt, kritisiert Müller (2011, S. 349) die Verwendung eines Verbundbeiwerts wie in den EBGEO (2010), da die „Auswirkungen des Verzahnungseffekts [...] als reibungsartig aufgefasst und im Verbundbeiwert versteckt“ werden und somit „bemessungsrelevante Eigenschaften des Bewehrungsgitters unberücksichtigt bleiben, obwohl sie explizit beurteilt werden müssten.“ Zudem suggeriert Gleichung (2.25) oder (2.26), dass der Herausziehwiderstand über die Verankerungslänge beliebig steigerbar und nur durch die Geogitterzugfestigkeit und den Erdwiderstand der vor dem Verankerungsgraben liegenden Böschungskrone begrenzt sei. Dabei werden die Dehnbarkeit der Geogitter und die daraus resultierende unterschiedliche Mobilisierung von Erdwiderständen vor Querschnittsgliedern nicht berücksichtigt. Laut Müller (2011, S. 360) „handelt [es] sich dabei um eine viel zu starke Vereinfachung, die der Modifikation und Einschränkung bedarf, soll eine langfristig sichere Verankerung tatsächlich erreicht werden.“ In der Bemessung einer langfristig sicheren Verankerung, die als Teil einer Deponieabdichtung seine Funktion mindestens 100 Jahre erfüllen muss (DepV 2009), sollten alterungsbedingte Festigkeitsverluste im Material nicht nur für Längszugglieder, sondern in Erweiterung zu den EBGEO (2010) auch Verbindungsstellen berücksichtigt werden. Nur dann ist laut BAM (2012) eine Zulassung möglich. Da es noch keine Untersuchungen gibt, die diese Punkte vollständig berücksichtigen und somit noch kein Modell anwendungsreif ist, ist die *Richtlinie für die Zulassung von Bewehrungsgittern aus Kunststoff* (BAM 2012) nur vorläufig. Um trotzdem Geogitter im Deponiebau verwenden zu können, erlaubt

die vorläufige Richtlinie (BAM 2012) befristete Zulassungen, wobei zwischen Reibungs- und Erddruckgittern unterschieden werden muss (vgl. Wöhlecke & Müller 2013):

1. Geogitter, bei denen ein Großteil der Kraft über Reibung übertragen wird und ein Versagen der Verbindungsstellen die Längszugglieder nicht schädigt, dürfen nach den EBGEO (2010) als reine Reibungsgitter bemessen werden. Dafür ist der Verbundbeiwert  $\lambda$  mit Herausziehversuchen an Proben ohne Querszugglieder zu bestimmen (vgl. BAM 2013b).
2. Für Geogitter, bei denen ein Großteil der Kraft über den Erddruck vor den Querszuggliedern übertragen wird, müssen folgende Bedingungen zusätzlich zu den Bestimmungen nach den EBGEO (2010) eingehalten werden (vgl. BAM 2013a):
  - a. Die nach den EBGEO (2010) bemessene Verankerung muss immer die Mindestverankerungslänge  $L_{krit}$  und den Mindestherauszieh Widerstand  $R_{t,k}$  aufweisen. Diese beiden Werte werden produktspezifisch aus großmaßstäblichen Herausziehversuchen abgeschätzt.
  - b. Der sich nach EBGEO (2010) und der vorläufigen Zulassung ergebende charakteristische Herauszieh Widerstand darf nur zu 50 % ausgenutzt werden, sodass die charakteristische Einwirkung auf das Geogitter nach EBGEO (2010) maximal  $T_{G,k} \leq 0,5 \cdot R_{t,k}$  betragen darf.

#### 2.4.5 Bewertung der Berechnungsmethoden

Eine Bewertung der verschiedenen Methoden ist aufgrund der wenigen experimentellen Untersuchungen kaum möglich. Alle Autoren der experimentellen Untersuchungen stellten allerdings fest, dass der Boden großen Einfluss auf die Form der Verformungs- und Versagensmechanismen im Verankerungsgraben hat und es somit nicht ausreichend ist, nur den Verbund zwischen Bewehrung und Boden zu betrachten. In Bezug auf Umlenkeffekte beobachteten Briançon et al. (2000) in ihren Versuchen Herauszieh Widerstände, die aufgrund von Umlenkungen im Mittel 20 % größer waren als nur mit Verbundparametern berechnete Herauszieh Widerstände. Auf der anderen Seite stellten sie fest, dass die Berücksichtigung der Umlenkeffekte über Gl. (2.22) der Seilreibung nach Guide Technique (2000) die tatsächlichen Herauszieh Widerstände deutlich überschätzt. Das von Villard & Chareyre (2004) unter Berücksichtigung verschiedener Versagensmechanismen angewendete analytische Modell des Guide Technique (2000) gibt die experimentell ermittelten Widerstände der Verankerungsgräben relativ gut wieder, beinhaltet allerdings mit der abgewandelten Berücksichtigung der ersten Umlenkung eine nicht überzeugende Komponente.

Alle Berechnungsmodelle vernachlässigen die Dehnbarkeit der Bewehrungen und die daraus resultierende unterschiedliche Mobilisierung von Widerständen entlang der Verankerungslänge, insbesondere der von Erdwiderständen vor Querszuggliedern. Laut Müller (2011, S. 360) „handelt [es] sich dabei um eine viel zu starke Vereinfachung“, weshalb zur Anwendung von Geogittern im Deponiebau in Deutschland zurzeit neben den Regeln der EBGEO (2010) zusätzliche Bedingungen (BAM 2012) eingehalten werden müssen. Darin werden für Erddruckgitter auf der

sicheren Seite abgeschätzte empirische Widerstandswerte angesetzt sowie die Widerstandsausnutzung auf nur 50 % begrenzt. Für Reibungsgitter wird der Effekt der Querschnittsglieder komplett vernachlässigt. Dadurch ist die Bemessung nach den vorläufigen Zulassungen vermeintlich unwirtschaftlich. In Deutschland besteht somit in Bezug auf die Bemessung von Verankerungsgräben akuter Optimierungsbedarf.

## 2.5 Zusammenfassende Bewertung und weiterer Forschungsbedarf

Wie dargelegt wurde, ist die Beschreibung des Kraft-Dehnungsverhaltens unter Berücksichtigung der Einflussfaktoren mit mehr oder minder komplexen Modellen möglich, auch wenn die komplexeren der Modelle in Interaktions- oder kontinuumsmechanischen Modellen noch nicht weit verbreitet sind. Für viele praktische Anwendungen sind die vorhandenen, vereinfachenden Ansätze ausreichend genau.

Die Kraftübertragung wurde bereits vielfach untersucht und mit verschiedenen analytischen Ansätzen beschrieben. Um die unmittelbaren Interaktionsparameter (Schubspannung-Verschiebungsbeziehung am infinitesimalen Element) beispielsweise für Interface-Elemente zu erhalten, wurde dargelegt, dass aufgrund der Dehnbarkeit der Geogitter und der verschiebungsabhängigen Widerstandsanteile diskrete Modelle zur Auswertung von Herausziehversuchen notwendig sind. Dazu gibt es zwar bereits einige diskrete Interaktionsmodelle, die sich aber alle noch nicht durchsetzen konnten. Entweder bilden sie einige Einflüsse nicht oder nicht mechanisch korrekt ab, sind zu komplex oder sind nicht anhand von einfach durchzuführenden Versuchen mit Eingangsdaten zu versehen. Das vorgeschlagene Interaktionsmodell von Müller (2011) kombiniert einige der vorhandenen Modelle und kommt damit einer Ideallösung am nächsten. Allerdings hat er sein Modell noch nicht mit realen Daten ausgearbeitet.

Zur Verankerung von Bodenbewehrung in Gräben wurden bisher nur in Frankreich experimentelle Untersuchungen durchgeführt, wobei diese allerdings keine Geogitter beinhalteten. Außerdem wurden erste Überlegungen zur Berücksichtigung von Effekten von Umlenkungen im Bewehrungsverlauf beschrieben, beispielsweise gemäß der Seilreibung um eine Rolle, aber es gibt noch keine zufriedenstellende und allgemein verwendete Lösung. In Deutschland basieren die Berechnungsmethoden für Geogitterverankerungen in Gräben ausschließlich auf mechanischen Überlegungen, allerdings ohne jegliche Berücksichtigung der Umlenkeffekte. Die deutsche Empfehlung EBGEO (2010) greift diese mechanischen Überlegungen auf, wobei unklar ist, ob nach ihr beide Fälle, der des Herausziehens der Bewehrung aus dem Boden und der des Gleitens des Bodens auf der Bewehrung, betrachtet werden müssen.

Nach der Neuordnung der Deponieverordnung DepV (2009) besitzt bisher kein Geogitterprodukt eine langfristige Zulassung zum Einsatz auf Deponien, sondern die Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) hat bis zum jetzigen Zeitpunkt (Stand April 2016) nur vorläufige Zulassungen erteilt. Dies liegt daran, dass das Bemessungskonzept der EBGEO (2010) von der BAM und insbesondere von Müller (2011) angezweifelt wird. EBGEO (2010) geht auf

der einen Seite von einer, aufgrund der Dehnbarkeit der Geogitter fraglichen, maximalen Verbundmobilisierung entlang der gesamten Verankerungslänge des Geogitters aus und berücksichtigt die Beanspruchung von Verbindungsstellen nicht. Auf der anderen Seite werden potentiell widerstandserhöhende Umlenkeffekte komplett vernachlässigt. Gerade im Hinblick auf die Langzeitbemessung mit nachzuweisenden Lebensdauern von 100 Jahren, ist es wichtig, die mechanische Beanspruchung jeder Komponente entlang der gesamten Verankerungslänge genau zu kennen, um sie mit dem jeweiligen Langzeitwiderstand vergleichen zu können. Aus diesen Gründen ist der Einsatz von Geogittern im Deponiebau in Deutschland zurzeit nur unter Berücksichtigung zusätzlicher Bedingungen erlaubt, was die Auslegung vermutlich unwirtschaftlich macht. In Deutschland besteht daher zunächst akuter Bedarf der Klärung, ob und wann die EBGEO (2010) in Bezug auf die Verankerung von Geogittern in Gräben auf der sicheren Seite liegend angewendet werden können. Zusätzlich besteht Bedarf nach einem neuen Berechnungsmodell, das die genannten Einflüsse berücksichtigt und eine wirtschaftlichere Bemessung von Verankerungsgräben ermöglicht. Die Herleitung und Darstellung eines solchen Modells erfolgt in den nachfolgenden Kapiteln.



### 3 Systematische Untersuchung des Interaktionsverhaltens mit Herausziehversuchen

In diesem Kapitel wird die systematische Untersuchung des Interaktionsverhaltens zwischen Geogittern und Boden mit Herausziehversuchen beschrieben. Die Erkenntnisse aus diesen Versuchen sowie aus der Literaturrecherche wurden im darauf folgenden Kapitel 4 genutzt, um ein Interaktionsmodell für das Herausziehverhalten zu entwickeln. Diese Herausziehversuche wurden in den Jahren 2010 bis 2015 im Labor des Lehrstuhls für Geotechnik im Bauwesen der RWTH Aachen durchgeführt. Zusätzlich wurden Ergebnisse von Herausziehversuchen mit dem Geogitter GL-1200/1200 aus den Jahren 2002/03 verwendet (Timmers & Ziegler 2003 und 2004).

Die Herausziehversuche wurden gemäß DIN 60009 konzipiert und durchgeführt. Strenggenommen handelt es sich um *Durchziehversuche*, da die normalspannungsbelastete Geogitterfläche im Versuchskasten während des Versuchs konstant blieb. Allerdings wurde hier gemäß DIN 60009 der Ausdruck *Herausziehversuch* verwendet.

#### 3.1 Materialien

Zunächst werden in diesem Kapitel die beiden Materialien *Boden* und *Geogitter* getrennt mit Element- bzw. Indexversuchen charakterisiert.

##### 3.1.1 Boden

Zur Entwicklung des Interaktionsmodells wurden zunächst zwei Böden verwendet. Diese waren ein Mittelsand ohne Feinkornanteil mit Korndurchmessern bis 2 mm, klassifiziert als SE und benannt als **Sand 0/2**, sowie ein teilgebrochener Kies mit Korndurchmessern bis 32 mm, klassifiziert als GW und benannt als **Schotter 0/32**. Der Schotter 0/32 stammte aus einem Steinbruch bei Clausthal und war ab einem gewissen Zeitpunkt nicht mehr verfügbar. Daher wurde mit dem **Kies 0/32** ein dritter Boden aus einem Kieswerk bei Hückelhoven beschafft, der dem ursprünglichen Schotter 0/32 in Bezug auf Kornverteilung, Kornform, Kornplattigkeit und Schlagzertrümmerungsfestigkeit sehr ähnlich war. Allerdings zeigte der Kies 0/32 im Vergleich zum Schotter 0/32 in den Herausziehversuchen ein anderes Verbundverhalten, sodass die Ergebnisse separat betrachtet werden.

##### 3.1.1.1 Kornverteilungen und Lagerungsdichten

Bild 3.1 zeigt die Kornverteilungen der drei verwendeten Böden und in Bild 3.2 sind die Ergebnisse der Proctor-Versuche nach DIN 18127 dargestellt. Für den Sand 0/2 wurden sieben

Einzelversuche im Zylinder mit Durchmesser von 100 mm und für den Schotter 0/32 bzw. den Kies 0/32 wurden vier bzw. fünf Einzelversuche im Zylinder mit Durchmesser von 150 mm durchgeführt. Die Verdichtungsfähigkeit der beiden grobkörnigen Böden ist demnach unterschiedlich, wodurch sich unter anderem die Unterschiede im Verbundverhalten erklären lassen.

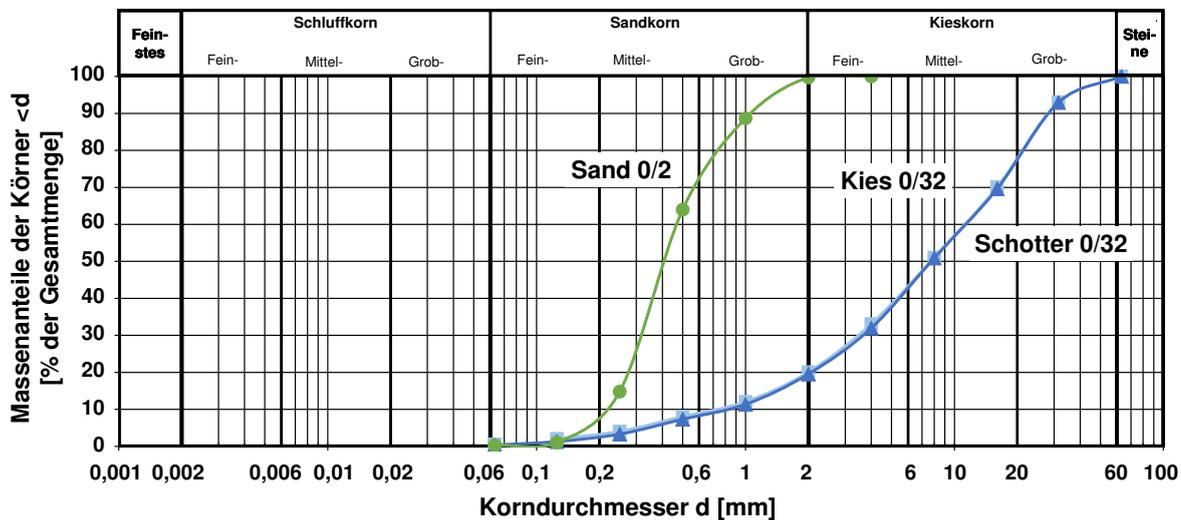


Bild 3.1 Kornverteilungen der verwendeten Böden.

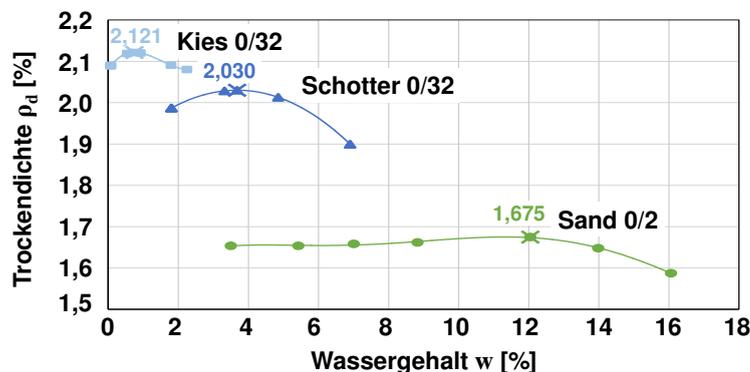


Bild 3.2 Ergebnisse der Proctor-Versuche mit den verwendeten Böden.

In Tabelle 3.1 sind die Ergebnisse der Proctor-Versuche sowie der Versuche zur lockersten und dichtesten Lagerung gemäß DIN 18126 für die drei verwendeten Böden zusammengefasst. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Bodeneinbaudichte durchgehend über die bezogene Proctor-Dichte  $D_{Pr}$  ausgedrückt.

### 3.1.1.2 Scherfestigkeit

Die Scherfestigkeit des mit dem Geogitter in Kontakt stehenden Bodens ist eine wichtige Größe, da sie sowohl in die Auswertung von Herausziehversuchen in Bezug auf Verbundbeiwerte (vgl. Kap. 2.3.4.2) oder in alle in Kapitel 2.3.6 dargestellten Interaktionsmodelle einfließt. Auch in das im folgenden Kapitel präsentierte Interaktionsmodell geht die Scherfestigkeit der

untersuchten Böden über den vor einem Querschnitt mobilisierten Erdwiderstand gemäß Gleichung (2.5) von Ziegler & Timmers (2003) ein. Dabei wird, wie von Zornberg (2002) empfohlen, die maximale und nicht die Rest-Scherfestigkeit verwendet und auch die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels berücksichtigt. Wie schon in Kapitel 2.3.4.1 dargestellt, muss die Scherfestigkeit nach DIN 60009 unter möglichst ähnlichen Versuchsbedingungen wie die Verbundfestigkeit bestimmt werden. Der direkte Scherversuch kommt den Versuchsbedingungen des Herausziehversuchs am nächsten.

**Tabelle 3.1 Parameter zur Lagerungsdichte der verwendeten Böden.**

		Sand 0/2	Kies 0/32	Schotter 0/32
<b>Korndichte <math>\rho_s</math> (Annahme)</b>	<b>[t/m<sup>3</sup>]</b>	2,65	2,65	2,65
<b>lockerste Lagerung <math>\rho_{d,min}</math></b>	<b>[t/m<sup>3</sup>]</b>	1,587	1,774	1,587
<b>max. Porenanteil <math>n_{max}</math></b>	<b>[-]</b>	0,401	0,331	0,401
<b>max. Porenzahl <math>e_{max}</math></b>	<b>[-]</b>	0,670	0,494	0,670
<b>dichteste Lagerung <math>\rho_{d,max}</math></b>	<b>[t/m<sup>3</sup>]</b>	2,048	2,125	2,048
<b>min. Porenanteil <math>n_{min}</math></b>	<b>[-]</b>	0,227	0,198	0,227
<b>min. Porenzahl <math>e_{min}</math></b>	<b>[-]</b>	0,294	0,247	0,294
<b>Proctor-Dichte <math>\rho_{Pr}</math></b>	<b>[t/m<sup>3</sup>]</b>	1,675	2,121	2,030
<b>Proctor-Wassergehalt <math>w_{Pr}</math></b>	<b>[%]</b>	12	0,8	3,7

Für die Modellierung der Interaktion der verschiedenen Versuchsserien der Herausziehversuche im folgenden Kapitel 4 ist die Scherfestigkeit möglichst genau mit Funktionen zu beschreiben, die die Abhängigkeit von der Normalspannung und von der Einbaudichte berücksichtigen. Aus diesem Grund wurden mit Hilfe des Programms Matlab und den darin implementierten Algorithmen möglichst exakte Regressionskurven gefunden, die nicht rein mechanisch begründet sind. Zur Abbildung der nichtlinear von der Normalspannung abhängigen Reibungswinkel der kohäsionslosen Böden wurden diese, wie es z. B. von Rousé et al. (2014) empfohlen wird, als Potenzfunktionen der Form  $\tau_f(D_{Pr}) = a(D_{Pr}) \cdot \sigma_n^{b(D_{Pr})}$  ausgedrückt. Die Funktionsparameter a und b waren dabei zusätzlich linear bzw. potenzförmig abhängig von der Einbaudichte  $D_{Pr}$ .

### Sand 0/2

Zur Ermittlung der Scherparameter des Sandes 0/2 sind direkte Scherversuche gemäß DIN 18137-3 in einem kleinen (60 mm × 60 mm)-Scherrahmen ausreichend. Diese wurden für drei verschiedene Einbaudichten und jeweils vier verschiedene Normalspannungen ermittelt. Die gemessenen maximalen Scherspannungen sind für alle durchgeführten Versuche über der jeweiligen Normalspannung in Bild 3.3a abgebildet. Alle drei Versuche mit einer Normalspannung von 20 kN/m<sup>2</sup> zeigen im Vergleich zu den anderen Versuchen deutlich niedrigere maximale Scherspannungen, was auf einen systematischen Fehler hindeutet. Sie wurden daher zur Zeichnung der Trendlinien in Bild 3.3a nicht verwendet. Die Trendlinien wurden als Potenzfunktionen der Form  $\tau_f(D_{Pr}) = a \cdot \sigma_n^b$  ausgedrückt. Lineare Regressionen der Parameter a und b in Abhängigkeit von  $D_{Pr}$  führen zum Ausdruck der maximalen Scherspannung des Sandes 0/2 in Abhängigkeit von Normalspannung und Einbaudichte:

$$\tau_f(\sigma_n, D_{Pr}) = a(D_{Pr}) \cdot \sigma_n^{b(D_{Pr})} = (6,539 \cdot D_{Pr} - 4,420) \cdot \sigma_n^{(-0,1905 \cdot D_{Pr} + 0,9815)} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (3.1)$$

Daraus lässt sich der Bodenreibungswinkel  $\varphi_0$  als Sekantensteigung durch den Nullpunkt im  $\tau$ - $\sigma_n$ -Diagramm wie folgt berechnen:

$$\begin{aligned} \varphi_0(\sigma_n, D_{Pr}) &= \arctan(\tau_f(\sigma_n, D_{Pr}) / \sigma_n) \\ &= \arctan((6,539 \cdot D_{Pr} - 4,420) \cdot \sigma_n^{(-0,1905 \cdot D_{Pr} + 0,9815)} / \sigma_n) \quad [^\circ] \end{aligned} \quad (3.2)$$

Diese Beziehung ist zunächst nur gültig in den untersuchten Grenzen, also  $20 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_n \leq 100 \text{ kN/m}^2$  und  $92 \% \leq D_{Pr} \leq 98,5 \%$ . Zur Modellierung einiger Versuche bei größeren Einbaudichten musste diese Beziehung allerdings bis  $D_{Pr} = 100,4 \%$  extrapoliert werden, was trotzdem zu guten Ergebnissen führte (vgl. Kap. 4.4). Bild 3.3b zeigt die Reibungswinkel  $\varphi_0$  der Einzelversuche sowie die Verläufe der Approximation gemäß Gleichung (3.2) für vier verschiedene Einbaudichten.

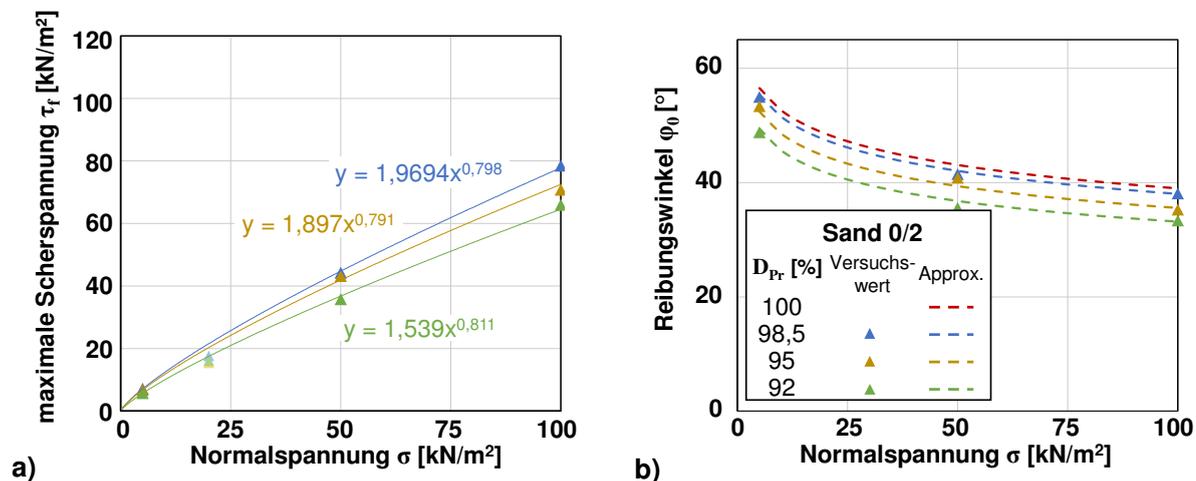


Bild 3.3 a) Ergebnisse der direkten Scherversuche (60 × 60 mm) und b) Approximation des Reibungswinkels für Sand 0/2 bei verschiedenen Einbaudichten.

### Schotter 0/32 und Kies 0/32

Zur Ermittlung der Scherparameter der grobkörnigen Böden Schotter 0/32 und Kies 0/32 wurden direkte Scherversuche nach DIN 18137-3 in einem großen (300 mm × 300 mm)-Scherrahmen durchgeführt. Während für den Schotter 0/32 alle Proben mit gleicher Bodendichte eingebaut wurden, wurde die Einbaudichte für den Kies 0/32 zusätzlich zur Normalspannung variiert.

Die gemessenen maximalen Scherspannungen aller durchgeführten Versuche sind in Bild 3.4a über der jeweiligen Normalspannung abgebildet. Aufgrund der größeren Körnung zeigen die Versuche mit dem Kies 0/32 eine große Sensibilität gegenüber der Einbaudichte. Zur Ermittlung der Trendlinien für den Kies 0/32 in Bild 3.4a wurden daher die blau gezeichneten Ausreißer nicht verwendet, womit nur Potenzfunktionen (der Form  $\tau_f(D_{Pr}) = a \cdot \sigma_n^b$ ) für die Versuche bei  $D_{Pr} = 80 \%$  und  $88 \%$  ermittelt wurden. Analog zum Vorgehen beim Sand 0/2 wurden für den Kies 0/32 die Potenzfunktionsparameter  $a$  und  $b$  in Abhängigkeit der bezogenen Proctor-Dichte

$D_{Pr}$  ausgedrückt, sodass sich die maximale Scherspannung in Abhängigkeit von Normalspannung und Einbaudichte für den Kies 0/32 wie folgt ergibt:

$$\tau_f(\sigma_n, D_{Pr}) = a(D_{Pr}) \cdot \sigma_n^{b(D_{Pr})} = (7,314 \cdot D_{Pr} - 4,632) \cdot \sigma_n^{(0,778 \cdot D_{Pr} - 0,804)} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (3.3)$$

Der Bodenreibungswinkel  $\varphi_0$  als Sekantensteigung durch den Nullpunkt folgt gemäß Gleichung (3.2) zu:

$$\varphi_0(\sigma_n, D_{Pr}) = \arctan((7,314 \cdot D_{Pr} - 4,632) \cdot \sigma_n^{(0,778 \cdot D_{Pr} - 0,804)} / \sigma_n) \quad [^\circ] \quad (3.4)$$

Für die Modellierung der Herausziehversuche bei  $D_{Pr} = 95\%$  sind die ermittelten Trends der Parameter  $a$  und  $b$  zu extrapolieren, was zu guten Ergebnissen führte (vgl. Kap. 4.4).

Für den Schotter 0/32 ergibt sich der Bodenreibungswinkel, gültig für  $D_{Pr} = 92\%$ , wie folgt:

$$\varphi_0(\sigma_n) = \arctan(1,530 \cdot \sigma_n^{0,923} / \sigma_n) \quad [^\circ] \quad (3.5)$$

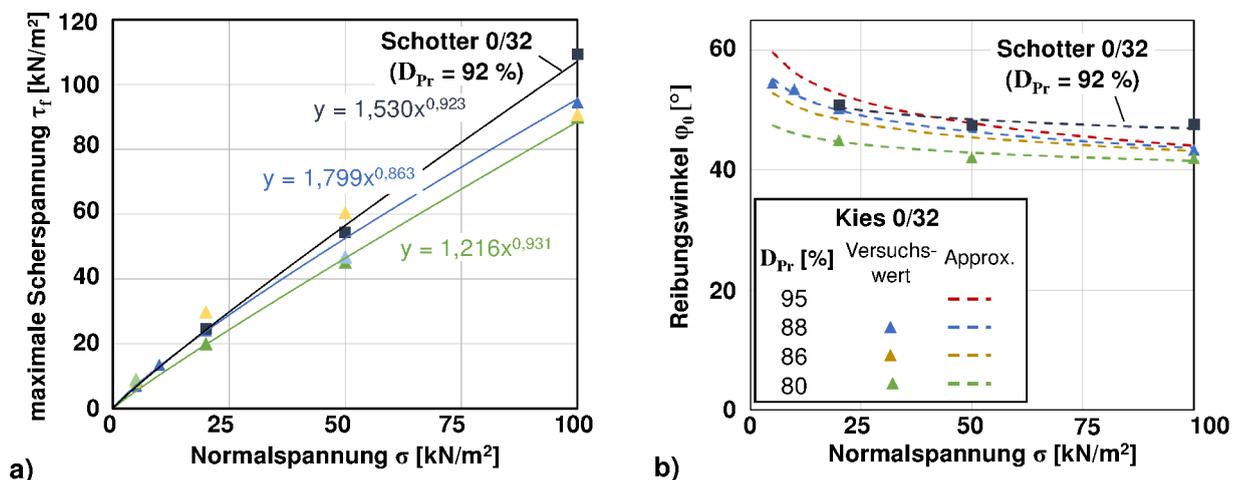


Bild 3.4 a) Ergebnisse der direkten Scherversuche (300 × 300 mm) und b) Approximation des Reibungswinkels für Kies 0/32 bei verschiedenen Einbaudichten und Schotter 0/32.

### 3.1.2 Geogitter

Im Rahmen der Untersuchungen zum Herausziehverhalten wurden gelegte Geogitter der Serie „Secugrid“ der Firma Naue GmbH & Co. KG aus Polyethylenterephthalat (PET) verwendet. Untersucht wurden das biaxiale Gitter „40/40 Q6“ und die uniaxialen Gitter „120/40 R6“, „200/40 R6“, „400/50 R6“ und „400/40 R6“. Das Gitter „400/50 R6“ hat Profilstäbe als Querszugglieder und wurde in den Versuchen im Kleingerät nach DIN 60009 eingesetzt, während das Gitter „400/40 R6“ Flachstäbe als Querszugglieder hat und im Verankerungsgraben der Deponie Pochsandhalde Zellerfelder Tal (vgl. Kap. 5.4) eingesetzt wurde. Im Weiteren wird in Anlehnung an Ruiken (2013) eine Bezeichnung der Geogitter der folgenden Form gewählt:

*Herstellungsart Geogrid Laid (= gelegtes Geogitter) – mittlere Kurzzeitdehnsteifigkeit in Längs- bzw. in Querrichtung  $J_{0-2\%,md}/J_{0-2\%,xmd}$ , z. B. GL-2800/1200.*

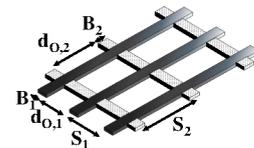
### 3.1.2.1 Geometrische Daten

Alle relevanten geometrischen Daten der Geogitter sind in Tabelle 3.2 zusammengefasst, wobei die Bezeichnungen der nebenstehenden Skizze zu entnehmen sind. Auch wenn bei den Produkten GL-8500/1500 und GL-8600/1200 die Öffnungen kleiner als die Gitterbestandteile sind (Geometriefaktor < 50 %), werden sie entgegen der Definition von DIN EN ISO 10318-1 in dieser Arbeit als „Geogitter“ bezeichnet.

**Tabelle 3.2 Geometrien der verwendeten Geogitter.**

Produkt	Raster		Zuggliedbreite		Zugglieddicke		Öffnungsweite		Geometriefaktor*
	S <sub>1</sub> (md)	S <sub>2</sub> (xmd)	B <sub>1</sub> (md)	B <sub>2</sub> (xmd)	t <sub>1</sub> (md)	t <sub>2</sub> (xmd)	d <sub>o,1</sub> (md)	d <sub>o,2</sub> (xmd)	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
GL-1200/1200	40	40	6,7	6,4	0,95	0,9	33,3	33,6	30,1
GL-2800/1200	40	80	11,7	8,9	1,3	1,2	28,3	71,1	37,1
GL-4300/1200	40	80	14,6	8,9	1,6	1,2	25,4	71,1	43,6
GL-8500/1500	40	80	25,8	9,3	2,0	1,3	14,2	70,7	68,6
GL-8600/1200	40	80	25,8	10,1	2,0	1,1	14,2	69,9	69,0

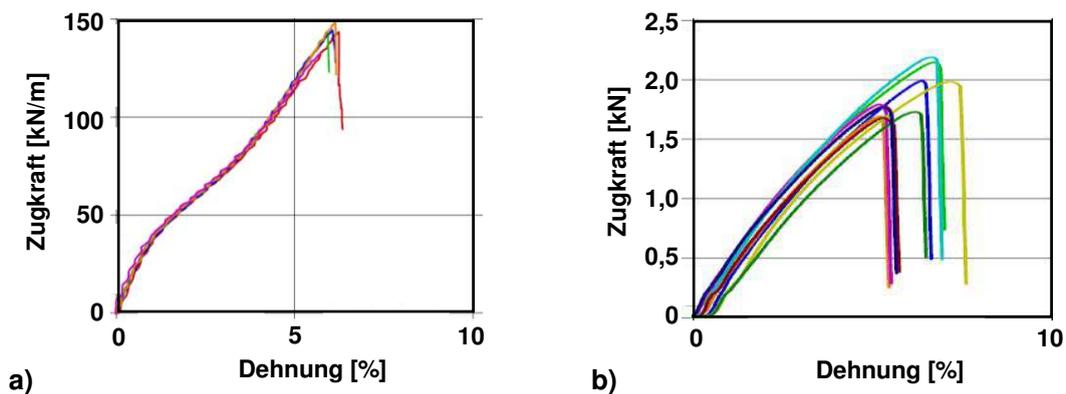
\* Der Geometriefaktor bezeichnet den Anteil der Gitterbestandteile an der Fläche eines Geogitters.



### 3.1.2.2 Kraft-Dehnungsverhalten

Bei den verwendeten Geogittern handelt es sich um Produkte aus gelegten PET-Zugstäben, die vor dem Verschweißen gestreckt werden. Dadurch wird ein hoher Kristallisationsgrad erreicht, sodass sich das Material für alle Gebrauchstemperaturen (< Glasübergangstemperatur  $T_g \approx 80^\circ\text{C}$ ) im teilkristallinen Zustand befindet und glasartig verhält. Damit besteht für den Gebrauchsbereich keine Temperaturabhängigkeit und auch keine Dehnratenabhängigkeit, was entsprechende Zugversuche mit variierten Dehngeschwindigkeiten bestätigen (Vollmert 2012). Laut Walters et al. (2002) ist die Zeitabhängigkeit des Kraft-Dehnungsverhaltens von PET im Vergleich mit anderen Materialien gering. Zur Modellierung der Herausziehversuche im folgenden Kapitel 4 mit maximalen Versuchsdauern von 80 bzw. 100 min wird daher das Kraft-Dehnungsverhalten aus Kurzzeitzugversuchen angesetzt.

Bild 3.5a zeigt beispielhaft für das Geogitter GL-2800/1200 die Ergebnisse von Kurzzeitzugversuchen in Längszugrichtung (md) gemäß DIN EN ISO 10319. Die mittlere Steigung dieser Versuchskurven beschreibt die Dehnsteifigkeit eines Geogitters. Zur Benennung der Produkte wurde die Sekantensteigung zwischen 0 und 2 % Dehnung,  $J_{0-2\%}$ , als übliche Produktcharakterisierung gewählt. Diese und weitere Kenngrößen des Kraft-Dehnungsverhaltens sind in Tabelle 3.3 für alle verwendeten Geogitter zusammengefasst.



**Bild 3.5** Ergebnisse des Gitters GL-2800/1200 aus a) Kurzzugversuchen nach DIN EN ISO 10319 und b) Versuchen zur Festigkeit der Verbindungsstellen nach GRI-GG2 (2005).

**Tabelle 3.3** Kraft-Dehnungsverhalten der verwendeten Geogitter.

Produkt	Polymer	Herstellung	Hauptzugrichtungen	mittl. Dehnsteifigkeit	mittl. Dehnsteifigkeit	mittl. Dehnsteifigkeit	mittl. Kurzzeit-	mittl. Kurzzeit-	mittl. Knoten-
				$J_{0-1\%}$ (md)	$J_{0-2\%}$ (md)	$J_{0-2\%}$ (xmd)	zugfestigkeit $T_r$	bruchdehnung $\epsilon_r$	festigkeit $T_{x,md,f}$
				[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[%]	[kN/m]
GL-1200/1200	PET	verschweißte Flachstäbe	2	1660	1200	1200	48,5	5,7	33,0
GL-2800/1200	PET	verschweißte Profil-/Flachstäbe	1	3840	2800	1200	142,3	6,0	53,9
GL-4300/1200	PET	verschweißte Profil-/Flachstäbe	1	6000	4300	1200	233,0	6,0	47,6
GL-8500/1500	PET	verschweißte Profilstäbe	1	12260	8500	1500	432,6	5,6	71,0
GL-8600/1200	PET	verschweißte Profil-/Flachstäbe	1	12380	8600	1200	427,6	5,4	87,1

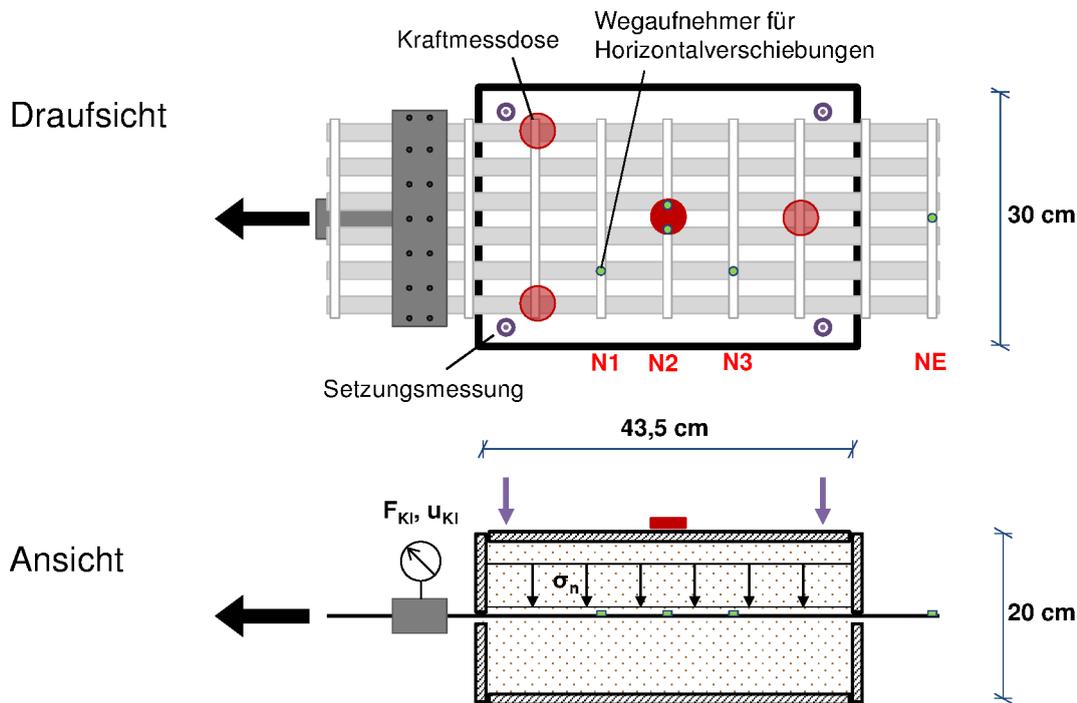
### 3.1.2.3 Festigkeit der Verbindungsstellen

Die Festigkeit der Verbindungsstellen wurde mit Versuchen nach GRI-GG2 (2005) ohne Einfassung der Knotenflächen, wie bei der Klemme in Bild 2.16a, ermittelt (Ehrenberg 2015). Ergebnisse eines solchen Versuchs sind in Bild 3.5b beispielhaft für das Geogitter GL-2800/1200 dargestellt. In einer aufwendigen Versuchsreihe wurden die sich ergebenden Festigkeitswerte von Proben mit nicht eingefasster (ohne Torsionsbehinderung, Bild 2.16a) und mit eingefasster Knotenfläche (mit Torsionsbehinderung, Bild 2.16b) verglichen und Korrelationswerte bestimmt (Naue GmbH & Co. KG 2009). Die in Tabelle 3.3 angegebenen Werte für die verwendeten Geogitterprodukte bezeichnen somit Festigkeiten gemäß GRI-GG2 (2005) mit Torsionsbehinderung, wie sie im Boden erwartet wird.

## 3.2 Herausziehgerät

Das verwendete Herausziehgerät mit Kasteninnenmaßen von  $0,435 \times 0,3 \times 0,2$  m (L  $\times$  B  $\times$  H) ist in Bild 3.6 dargestellt. Die Frontwand wurde wie üblich als starr ausgeführt, allerdings wurden alle Stahloberflächen im Versuchskasten poliert, um die Seitenwandreibung zu minimieren. Die seitlichen Schlitz im Versuchskasten hatten eine Höhe von 8 mm, um die Geogitter ohne Verkleben durchführen zu können. An der Kasteninnenseite in Zugrichtung war, wie

beispielsweise auch bei Bolt & Duszynska (2000), eine spezielle Buchse angebracht, um das Herausrieseln von Füllboden zu verhindern.



**Bild 3.6** Verwendetes Herausziehgerät nach DIN 60009.

Als Zugvorrichtung wurde ein elektro-mechanischer Spindeltrieb, zunächst der Firma Wykeham-Farrance und später der Firma Wille Geotechnik, genutzt. Zur festen, gleichmäßigen und relativverschiebungsarmen Verbindung von Geogitterprobe und Zugvorrichtung wurde eine Reibungs-/Schraubklemme verwendet, wie sie beispielsweise schon Wilson-Fahmy et al. (1994) nutzten. Die Klemme wurde außerhalb des Versuchskastens angeordnet, da bei den durchgeführten „Durchziehversuchen“ die normalspannungsbelastete Probenfläche im Versuchsverlauf konstant blieb und keine Verklebung der Klemme im Versuchskasten auftreten konnte.

Die vertikale Normalspannungsbelastung auf die Probe wurde über einen 60 kN-Hydraulikzylinder der Firma Matra und eine vertikal frei gelagerte, starre Stahlplatte aufgebracht. Die starre Kopfplatte resultierte in einer nicht gleichförmigen Belastung der Bodenprobe am oberen Rand. Allerdings haben aufwändig kalibrierte DEM-Berechnungen von Wang et al. (2016) für Herausziehversuche im selben Versuchsgerät gezeigt, dass die Normalspannung auf das Geogitter, außer im Bereich der Zugkraftaufbringung, annähernd konstant war (vgl. Bild 2.21). Dazu zeigt Bild 3.7a, dass die Mobilisierung des Herausziehwiderstands nicht und der maximale Herausziehwiderstand kaum durch die Wahl der oberen Randbedingung beeinflusst werden. Gemäß Bild 3.7b ist die vertikale Probenausdehnung bei starrer Kopfplatte entlang der Probe außerdem linear und somit mittels diskreten Verschiebungsmessungen im Gegensatz zur flexiblen Lastaufbringung vollflächig ermittelbar.

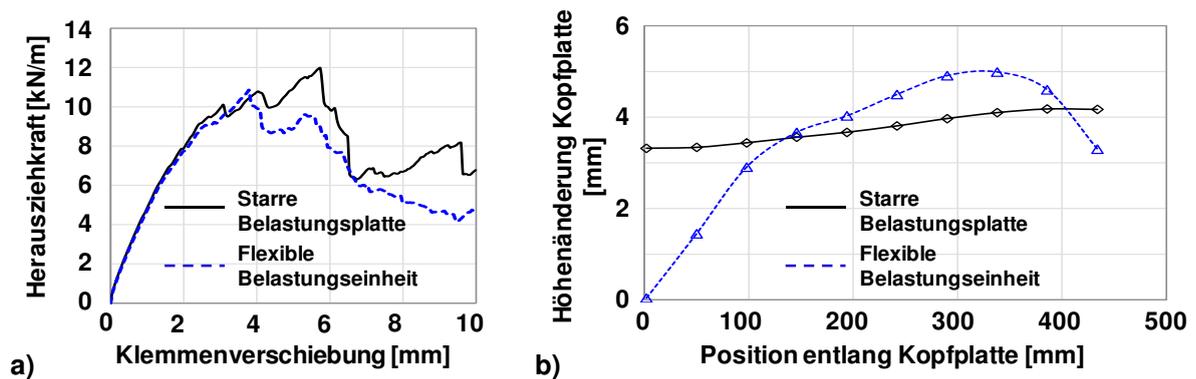


Bild 3.7 Vergleich zwischen starrer und flexibler Belastung auf Probekörper mittels DEM-Berechnungen (nach Wang et al. 2015).

### 3.3 Messinstrumentierung

Am Probenanfang direkt an der Klemme wurden die Herausziehkraft mit einer S-förmigen Wägezelle (2 t) und die Verschiebung mit einem induktivem Wegaufnehmer (100 mm) gemessen. Die Klemmenverschiebung wurde dabei von der Zugmaschine vorgegeben, sodass die Verschiebungsmessung nur der Überprüfung diene. Die vertikale Auflast wurde direkt unterhalb des Hydraulikzylinders mit einer S-förmigen Wägezelle (2 t) und die Kraft unterhalb der frei gelagerten Bodenplatte an drei Punkten mit Wägezellen (1 t) gemessen. Zur Messung der Geogitterverschiebung an vier diskreten Punkten entlang des Geogitters wurden gemäß Bild 3.8 Drähte unmittelbar vor Quersuggliedern an der Probe befestigt und nach hinten aus dem Kasten herausgeführt, wo sie an induktiven Wegaufnehmern (100 bzw. 200 mm) angeschlossen waren. Zusätzlich wurde die Verschiebung des Probenendes mit einem weiteren induktiven Wegaufnehmer (100 mm) aufgezeichnet. Zur Ermittlung der Volumenänderung der Probe wurde außerdem die vertikale Verschiebung der Kopfplatte an ihren vier Eckpunkten mit induktiven Wegaufnehmern (10 mm) gemessen. Die Daten wurden zunächst mit den Messverstärkern Spider8 bzw. QuantumX und später mit dem Messverstärker MGCplus aufgezeichnet, die jeweils an einen handelsüblichen Computer angeschlossen waren. Alle verwendeten Messinstrumente und Messverstärker stammten von der Firma HBM.

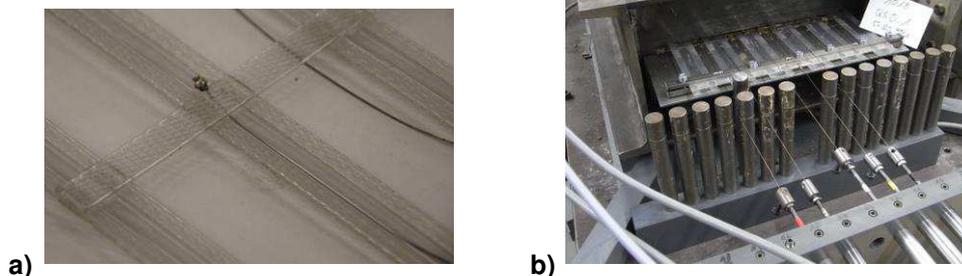


Bild 3.8 Verschiebungsmessung entlang des Geogitters innerhalb des Versuchskastens: a) Detail der Drahtbefestigung am Geogitter und b) Anschlüsse der Drähte an induktive Wegaufnehmer hinter dem Versuchskasten.

### 3.4 Versuchseinbau und -durchführung

Zunächst wurde die jeweilige Geogitterprobe auf die Größe von sechs Längszuggliedern (bei den Versuchen 2002/03 nur fünf) und zehn bzw. 19 Querszuggliedern zugeschnitten und bei Proben mit reduzierter Querszuggliederanzahl wurden diese vorsichtig entfernt. Die Drähte zur Verschiebungsmessung im Versuchskasten wurden am Geogitter vor vier Querszuggliedpositionen und am letzten Querszugglied befestigt. Außerdem wurde der Boden mit entsprechendem Wassergehalt vorbereitet (vgl. Tabelle 3.5) und die Innenwände des Versuchskastens poliert. Daraufhin folgte der Einbau des Bodens in vier Lagen mit manueller Verdichtung per Proctor-Hammer, sodass die vorgegebene Einbaudichte (vgl. Tabelle 3.5) erreicht wurde. Nach Einbau der zweiten Bodenschicht wurde die vorbereitete Geogitterprobe eingesetzt, an der Klemme befestigt und zur Straffung nach hinten mit leichten Gewichten beschwert. Nach erfolgtem Einbau wurde die Kopfplatte aufgesetzt und die Vertikalbelastung so aufgebracht, dass gemäß DIN 60009 der Mittelwert der gemessenen Spannungen ober- und unterhalb der Bodenprobe der vorgegebenen Normalspannungsbelastung auf das Geogitter entsprach. In den Versuchen 2002/03 wurde die oben aufgebrachte Spannung als Normalspannung auf das Geogitter angenommen.

Unmittelbar vor Versuchsbeginn wurde am Geogitter eine Zugkraft als Vorbelastung in Höhe von 1 % der Geogitterzugfestigkeit aufgebracht, bevor dann ab Versuchsbeginn die Klemme mit einer konstanten Geschwindigkeit von 1 mm/min gezogen und alle weiteren Messungen gestartet wurden. Während des Versuchsverlaufs wurde die über den Hydraulikzylinder aufgebrachte Last so geregelt, dass die Normalspannung auf das Geogitter annähernd konstant blieb.

Der Versuch wurde entweder nach 80 mm Klemmenverschiebung (40 mm bei den Versuchen 2002/03) oder bei Versagen der Längszugglieder beendet. Daraufhin wurde die Probe vorsichtig ausgebaut und eventuelles Versagen von Probenelementen dokumentiert.

### 3.5 Versuchsprogramm

Tabelle 3.4 zeigt das umfangreiche Versuchsprogramm zur Untersuchung des Interaktionsverhaltens von Geogittern. Untersucht wurden drei verschiedene Böden bei bis zu drei unterschiedlichen Einbaudichten, um den Einfluss der Lagerungsdichte der Böden zu bestimmen. Es wurden vier verschiedene Geogitterprodukte eingesetzt, wobei neben regulären „Voll“-Gittern, sogenannten SV-Gittern, auch Proben ohne bzw. mit nur einem Querszugglied eingesetzt wurden (S0- bzw. S1-Proben), um die verschiedenen Kraftübertragungsmechanismen zu quantifizieren (vgl. Kap. 2.3.2). Zur Berücksichtigung des nichtlinearen Einflusses der Normalspannung (vgl. Kap. 2.3.3.2) wurden die Versuche bei bis zu drei verschiedenen Normalspannungen durchgeführt.

Tabelle 3.4 Versuchsprogramm der Herausziehversuche nach DIN 60009.

Anzahl Querzugglieder			S0			S1			SV		
			20	50	100	20	50	100	20	50	100
Normalspannung $\sigma_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]											
Boden	Geogitter	Einbaudichte $D_{Pr}$ [%]									
Sand 0/2	GL-1200/1200	100	x*	x*	x*	x*	x*	x*	x*	x*	x*
	GL-2800/1200	100	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	GL-4300/1200	100	x	x	x	x	x	x	x	x	x
		95	x**	x	x**					x**	
	92	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	GL-8500/1500	100	x	x	x	x	x	x	x	x	x
92	x	x	x					x	x	x	
Schotter 0/32	GL-1200/1200	93,5	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	GL-2800/1200	93,5	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	GL-4300/1200	93,5	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	GL-8500/1500	93,5	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Kies 0/32	GL-4300/1200	95	x**		x**				x**	x**	x**
		90	x**	x**	x**				x**	x**	x**
		80	x**		x**				x**		x**

\* Versuche in einem 2 cm niedrigerem Kasten, mit nur 5 Längszuggliedern und anderer Normalspannungsaufbringung.

\*\* Versuche mit Messung der Kopfplattenhebung/-setzung.

Die Einbauparameter der drei Böden bei den jeweiligen Einbaudichten sind in Tabelle 3.5 zusammengefasst.

Tabelle 3.5 Einbauparameter der Böden.

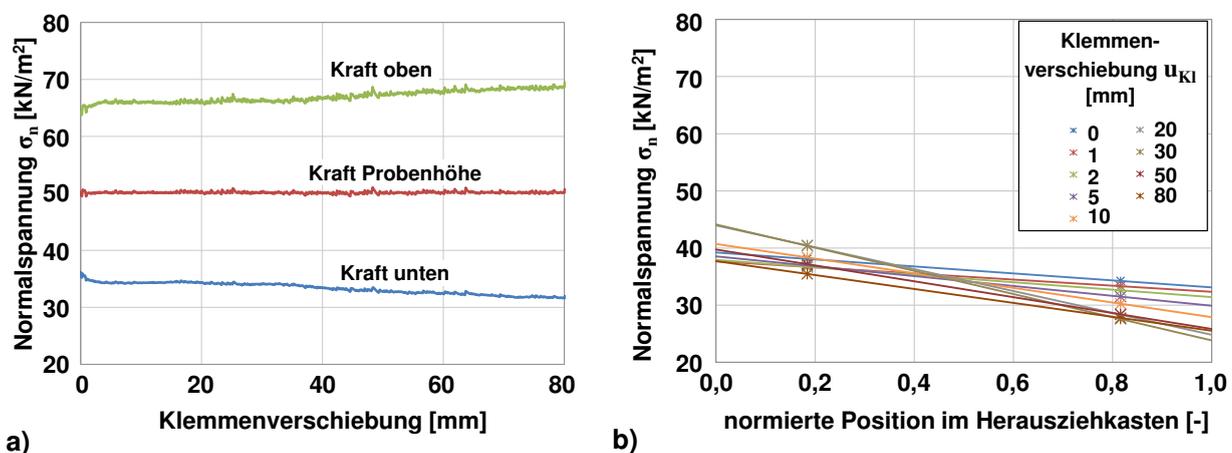
		Sand 0/2			Schotter 0/32	Kies 0/32		
bezogene Proctor-Dichte $D_{Pr}$	[%]	92	95	100	93,5	80	90	95
Dichte $\rho_d$	[t/m <sup>3</sup> ]	1,540	1,591	1,675	1,900	1,697	1,909	2,015
Wassergehalt $w$	[%]	0	0	0	3,7	0,8	0,8	0,8
Porenanteil $n$	[%]	41,9	40,0	36,8	28,3	36,0	28,0	24,0
Porenzahl $e$	[%]	72,1	66,6	58,2	39,5	56,2	38,8	31,5
bezogene Lagerungsdichte $I_p$	[%]	31,2	49,0	76,1	73,2	-27,3	42,9	72,4

### 3.6 Versuchsergebnisse

In diesem Abschnitt werden zunächst die Ergebnisse der einzelnen Messinstrumente dargestellt (exemplarisch für den Versuch mit SV-Geogitter GL-4300/1200 im Sand 0/2 bei Einbaudichte von  $D_{Pr} = 95\%$  und Normalspannung von  $\sigma_n = 50$  kN/m<sup>2</sup>), bevor der Einfluss verschiedener variiertter Größen auf das Herausziehverhalten gezeigt wird.

Bild 3.9a zeigt für den Versuchsverlauf die Normalspannung oben, die aus der aufgetragenen Vertikalkraft inklusive Kopfplatteneigengewicht dividiert durch die Kopfplattenfläche berechnet wurde, und die Normalspannung unten als Summe der gemessenen Kraft aus den drei Wägezellen unterhalb der Bodenplatte dividiert durch die Fläche der Bodenplatte (vgl. Bild 3.6). Die Differenz der Messung oben und unten resultiert aus der Reibung an den Seitenwänden des

Herausziehkastens, welche ohne Verbindung zur Bodenplatte waren und somit die Kräfte direkt an den Versuchsgerätrahmen abgaben. Nach DIN 60009 darf der Mittelwert beider Normalspannungen als die auf die Geogitterprobe wirkende Normalspannung angenommen werden, welche in Bild 3.9a annähernd konstant beim geforderten Wert liegt (hier:  $\sigma_n = 50 \text{ kN/m}^2$ ). Die Wägezellen unterhalb der Bodenplatte sind in Zugrichtung an zwei Positionen angeordnet. Die darüber für verschiedene Versuchszustände dargestellten, linear angenommenen Normalspannungsverteilungen sind in Bild 3.9b dargestellt. Darin wird ersichtlich, dass bereits zu Versuchsbeginn ( $u_{Kl} = 0 \text{ mm}$ ) durch die aufgebrachte Geogittervorbelastung eine Normalspannungskonzentration im vorderen Kastenteil vorherrscht. In Versuchskastenmitte, was bei den Proben mit einem Querzugglied der für die Erdwiderstandsentwicklung entscheidende Bereich ist, liegt die untere Normalspannung konstant bei etwa  $\sigma_{n,u} = 35 \text{ kN/m}^2$ . Dies entspricht gemäß Bild 3.9a dem benötigten Wert der unteren Normalspannung  $\sigma_n$  um auf Probenhöhe den Zielwert von  $\sigma_n = 50 \text{ kN/m}^2$  zu erreichen.



**Bild 3.9** a) Aus den Kraftmessungen berechnete Normalspannungen oben, unten und auf Geogitterhöhe und b) Verteilung der Normalspannung unterhalb der Bodenplatte.

Das charakteristische Ergebnis des Herausziehversuchs – die gemessene Kraft an der Klemme über der Verschiebung der Klemme, also die Mobilisierung des Herausziehwiderstands – ist in Bild 3.10 gezeigt. Darin ist deutlich der graduelle Anstieg der Zugkraft ab ca. 30 mm Verschiebung aufgrund des Einziehens des nächsten Querzugglieds in den Versuchskasten sowie der graduelle Abfall der Zugkraft ab ca. 35 mm mit Annäherung des ersten Querzugglieds an die Frontwand zu sehen (vgl. Bild 3.6).

Alle Verschiebungsmessungen entlang des Geogitters sind in Bild 3.11 dargestellt. Die Verschiebungsverläufe verschiedener Versuchszustände entlang der mit der Geogitterprobenlänge  $L_0$  normierten Position der Messstellen in Bild 3.11a zeigen, dass die Messungen innerhalb des Versuchskastens die mit zunehmender Entfernung zur Klemme abnehmende Verschiebung tendenziell richtig wiedergeben. Allerdings sind die Messungen innerhalb des Versuchskastens im Vergleich zu den äußeren Verschiebungsmessungen zu niedrig, was an der Ausrichtung und Streckung der Drähte bei Versuchsbeginn liegt. Bild 3.11b zeigt die Längung des Geogitters

zwischen der Klemme und der jeweiligen Messstelle. Bei Klemmenverschiebungen  $> 30$  mm lösten sich die Drähte teilweise von den Befestigungspunkten an den Längszuggliedern.

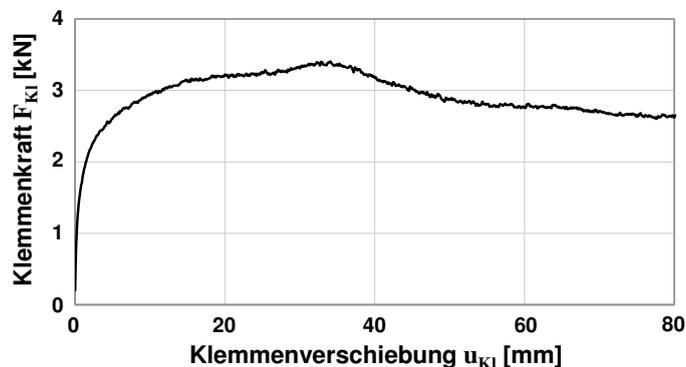


Bild 3.10 Entwicklung des Herauszieh Widerstands.

Insgesamt findet aufgrund der hohen Dehnsteifigkeit der untersuchten Geogitter eine geringe Längung statt und die Geogitter erfahren eine fast gleichmäßige Verschiebung entlang ihrer Verankerungslänge. Die Verschiebungsverläufe unterscheiden sich daher zum Beispiel deutlich von den von Müller (2011) modellierten, da sein fiktives Geogitter nur eine Dehnsteifigkeit von  $J_0 = 260$  kN/m besaß.

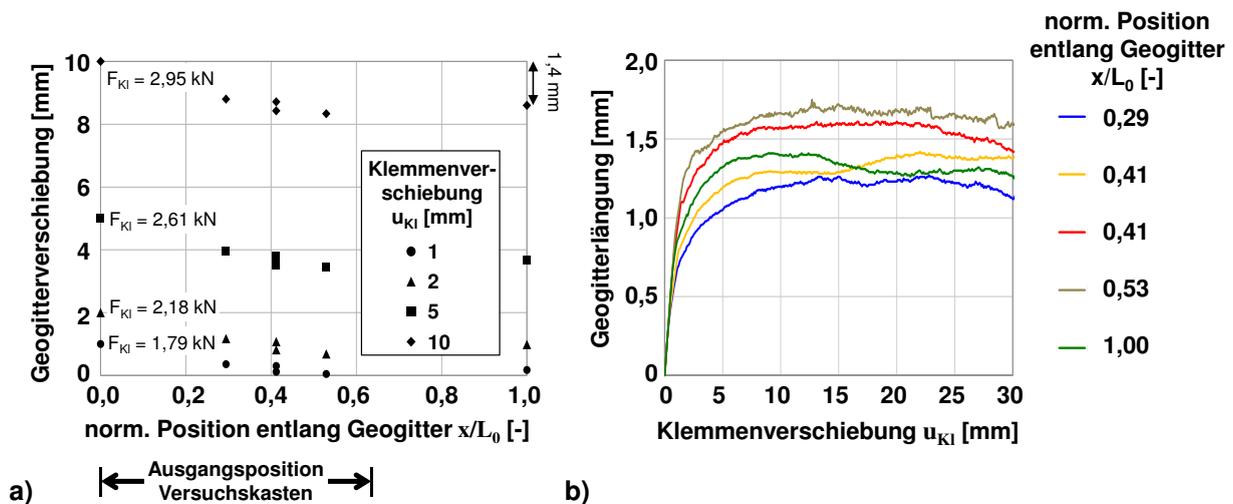


Bild 3.11 Verschiebungsmessung entlang Geogitter: a) Verschiebungsverläufe und b) Entwicklung der Geogitterlänge für verschiedene Abschnitte.

Um die Verschiebungsmessungen zu überprüfen, soll anhand der Daten in Bild 3.11 eine Plausibilitätsbetrachtung durchgeführt werden: Für den Versuchszustand mit einer Klemmenverschiebung von  $u_{Kl} = 10$  mm beträgt die gesamte gemessene Geogitterlänge 1,4 mm bei einer Herausziehkraft von  $T_{Kl} = 2,95 \text{ kN} \cdot 25/6 \text{ 1/m} = 12,3 \text{ kN/m}$ . Bei Annahme eines linearen Kraftverlaufs entspricht die mittlere Zugkraft im Geogitter somit  $T_m = 0,5 \cdot 12,3 \text{ kN/m} = 6,1 \text{ kN/m}$ . Mit  $J_{0-1\%} = 6000 \text{ kN/m}$  aus Tabelle 3.3 folgt daraus eine mittlere Geogitterdehnung von  $\epsilon_m = 6,1/6000 = 0,102 \%$  und eine Geogitterlänge von  $0,102 \% \cdot 0,68 \text{ m} = 0,7 \text{ mm}$ . Der sich aus der Zugkraft ergebende Wert ist damit kleiner als der gemessene Wert. Da die Befestigung des

Messpunkts am Geogitterende, wo keine Zugkräfte im Geogitter auftreten, verlässlich ist, wird davon ausgegangen, dass im Bereich der Klemme geringfügige Relativverschiebungen zwischen Zugmaschine und Geogitterprobe auftraten, was die zu hohe gemessene Geogitterlängung erklärt.

Auch bei anderen Versuchen, insbesondere mit größeren Zugkräften, hat diese Plausibilitätsbetrachtung der Verschiebungen gezeigt, dass die gemessenen Geogitterlängungen zu groß waren. Dieses Phänomen wird in der Entwicklung der Modelleingangsfunktionen in den Kapiteln 4.2 und 4.4 berücksichtigt.

Bild 3.12a zeigt die an vier Positionen gemessenen Setzung der Kopfplatte im Versuchsverlauf sowie deren Mittelwert und in Bild 3.12b sind die mittleren Setzungen umgerechnet in die mittlere Trockendichte dargestellt. Bei diesem Versuch mit mitteldicht eingebautem Sand 0/2 fand ausschließlich eine Verdichtung des Bodens statt. Bei Versuchen mit hoher Einbaudichte kam es aufgrund von Dilatanzeffekten zu Hebungen und damit zu einer Auflockerung des Bodens (vgl. Kap. 2.3.3.2).

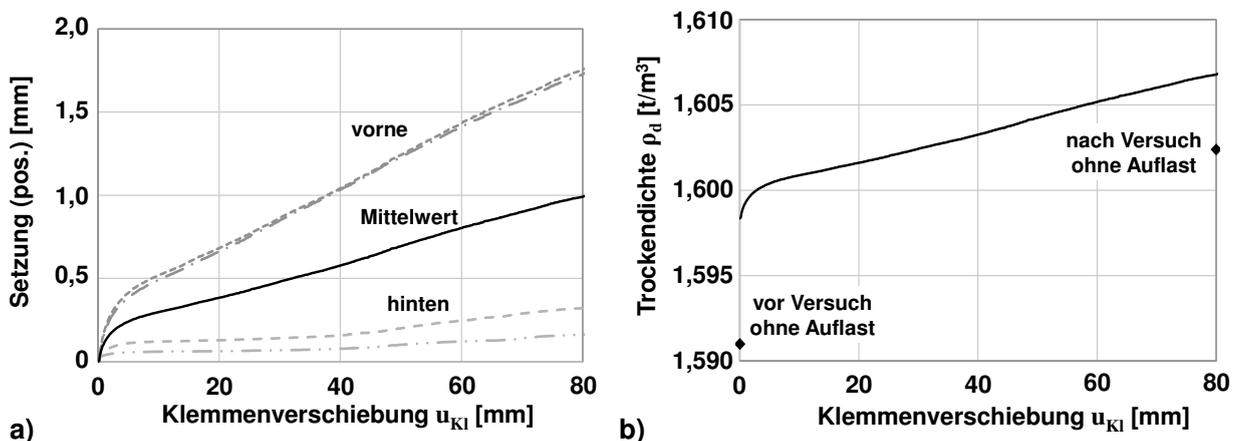


Bild 3.12 a) Setzungen der Kopfplatte und b) Entwicklung der Trockendichte im Versuch.

Im Folgenden werden Versuchsergebnisse bei Variation einzelner Parameter gezeigt. Die Geogitterdehnsteifigkeit ist nicht dargestellt, weil sie nicht als separater Parameter variiert werden kann, da zwischen den einzelnen Geogitterprodukten nämlich neben der Dehnsteifigkeit auch immer die Zugstrebenquerschnittsfläche und damit die zur Kraftübertragung zur Verfügung stehende Oberfläche variiert.

### 3.6.1 Variation der Normalspannung

Bild 3.13a zeigt die Variation der Normalspannung dreier Versuche im dichten Sand mit regulären SV-Gittern. Beim Versuch mit der höchsten Normalspannung zeugt der Abfall der Klemmenkraft von einem sukzessiven Versagen der Verbindungsstellen. Bei Auftragung der maximalen Klemmenkräfte  $F_{Kl,max}$  über der Normalspannung  $\sigma_n$  in Bild 3.13b zeigt sich der Einfluss der Normalspannung auf den Herausziehwiderstand, der im Gegensatz zu der hier dargestellten Versuchsreihe sonst wesentlich ausgeprägter nichtlinear war.

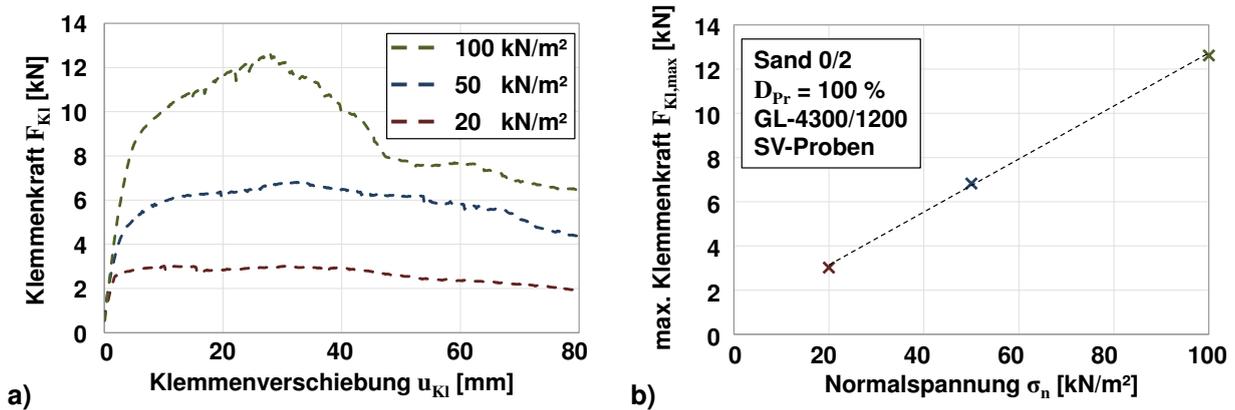


Bild 3.13 Ergebnisse der Versuche bei verschiedenen Normalspannungen (Sand 0/2,  $D_{Pr} = 100\%$ , GL-4300/1200, SV).

### 3.6.2 Variation des Bodens

In Bild 3.14a sind die Ergebnisse der Herausziehversuche bei der jeweils größten untersuchten Einbaudichte der drei verschiedenen Böden dargestellt. Auch wenn die Einbaudichten zwischen den Böden nicht direkt vergleichbar sind, so zeigt sich doch in Bild 3.14b, dass die maximale Klemmenkraft  $F_{Kl,max}$  nicht direkt linear vom Bodenreibungswinkel  $\varphi_0$  abhängig ist, sondern komplizierte Kraftübertragungsmechanismen vorherrschen.

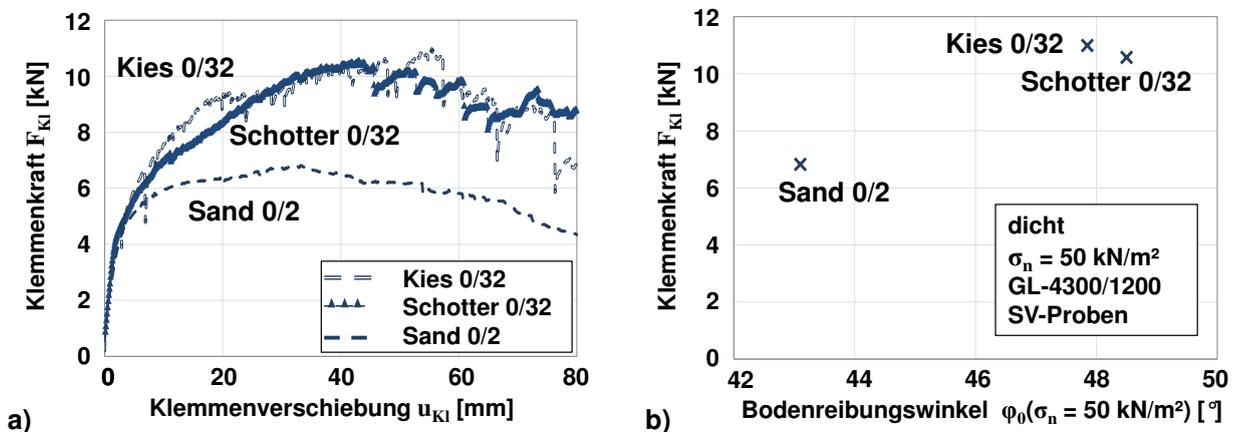


Bild 3.14 Ergebnisse der Versuche mit größter Einbaudichte der verschiedenen Böden (dicht,  $\sigma_n = 50 \text{ kN/m}^2$ , GL-4300/1200, SV).

### 3.6.3 Variation der Querschnittszahl

Es wurden Herausziehversuche mit Geogitterproben ohne, mit nur einem und mit regulärer Anzahl von Querschnittsgliedern durchgeführt, um die Kraftübertragungsmechanismen zu quantifizieren. In Bild 3.15a ist zu sehen, dass sich bei beiden Versuchen mit Querschnittsgliedern ab ca. 25 bzw. 30 mm Verbindungsstellen im Versuch lösten. Der nichtlineare Verlauf der maximalen Klemmenkräfte  $F_{Kl,max}$  über der Anzahl der Querschnittsglieder im Versuchskasten  $n_{xmd}$  in Bild 3.15b zeugt von der gegenseitigen Beeinflussung der Querschnittsglieder (vgl. Kap. 2.3.3.5).

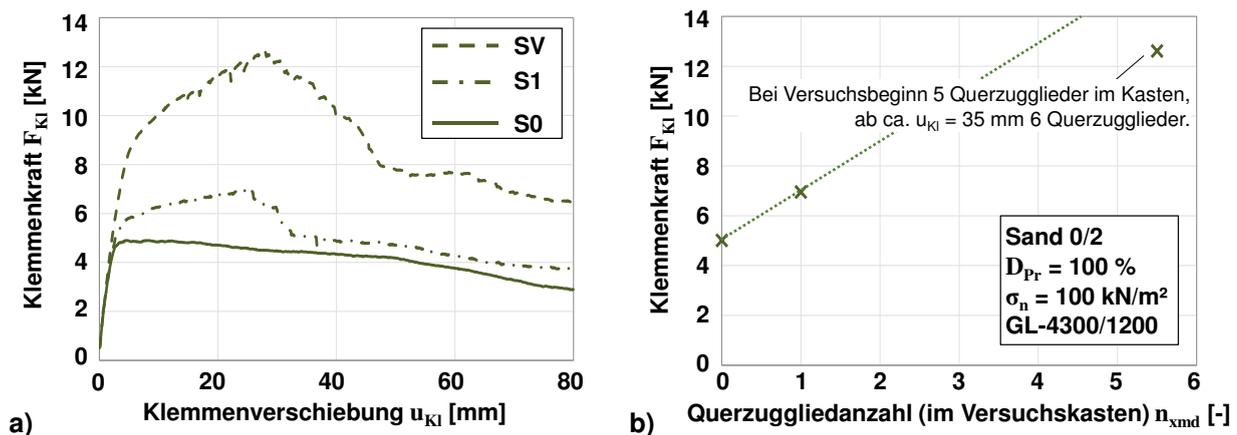


Bild 3.15 Ergebnisse der Versuche mit verschiedener Querzuggliedanzahl (Sand 0/2,  $D_{Pr} = 100$  %,  $\sigma_n = 100$  kN/m<sup>2</sup>, GL-4300/1200).

### 3.6.4 Variation der Einbaudichte

Die Entwicklung des Herausziehwiderstands für Versuche mit drei unterschiedlichen Einbaudichten des Sandes 0/2 sowohl für S0-, S1- und SV-Versuche ist in Bild 3.16a dargestellt. Die Auftragung der maximalen Klemmenkräfte  $F_{Kl,max}$  über der bezogenen Proctor-Einbaudichte  $D_{Pr}$  in Bild 3.16b zeigt die deutlich nichtlineare Abhängigkeit der einzelnen Kraftübertragungsmechanismen von der Einbaudichte.

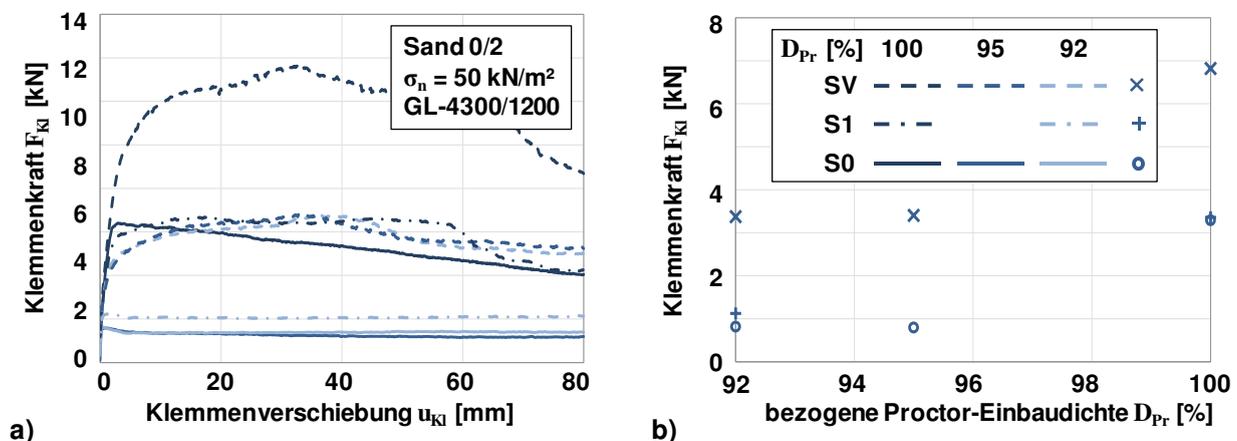


Bild 3.16 Ergebnisse der Versuche mit verschiedenen Einbaudichten im Sand 0/2 ( $\sigma_n = 50$  kN/m<sup>2</sup>, GL-4300/1200).

Bild 3.17 zeigt analoge Ergebnisse für Versuche im Kies 0/32. Auch hier ist eine nichtlineare Abhängigkeit von der Einbaudichte zu erkennen, allerdings nicht so ausgeprägt wie beim Sand 0/2 in Bild 3.16b.

Für dieselben Versuche im Kies 0/32 wie aus Bild 3.17 ist die Entwicklung der Trockendichte in Bild 3.18 dargestellt. Alle S0-Versuche ohne Querzugglieder erfuhren im Versuchsverlauf ausschließlich Bodenverdichtungen. Dies war auch für den locker eingebauten SV-Versuch der Fall. Dahingegen waren bei den dicht bzw. mitteldicht eingebauten SV-Versuchen aufgrund von

Dilatanzerscheinungen mehr bzw. weniger ausgeprägte Auflockerungen des Bodens zu beobachten.

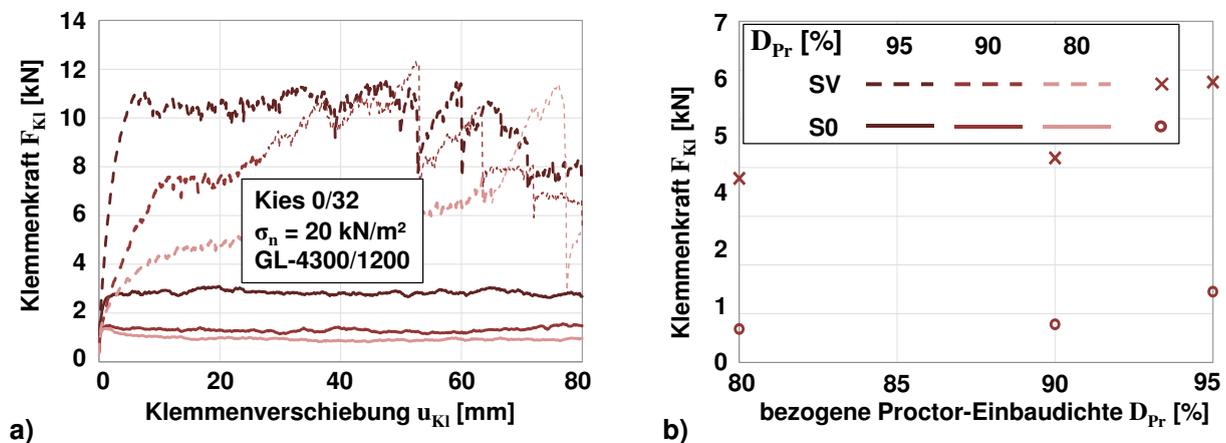


Bild 3.17 Ergebnisse der Versuche mit verschiedenen Einbaudichten im Kies 0/32 ( $\sigma_n = 20 \text{ kN/m}^2$ , GL-4300/1200).

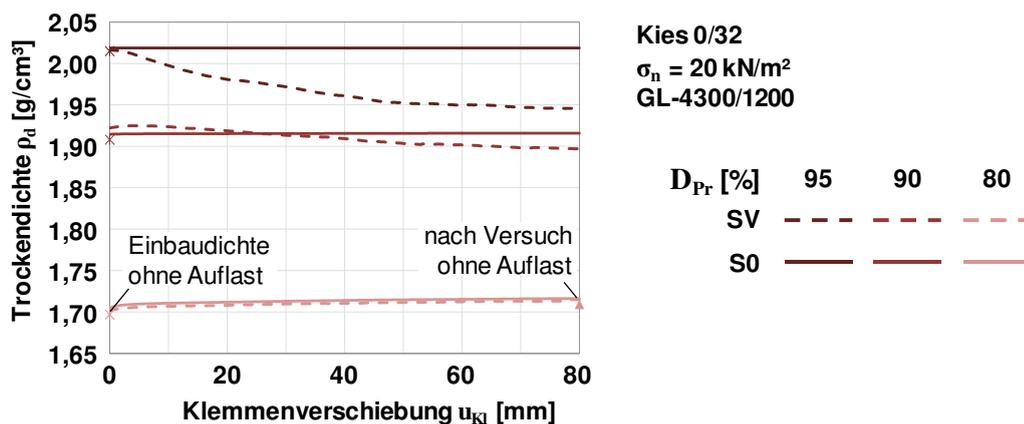


Bild 3.18 Entwicklung der Dichte während Versuchen mit verschiedenen Einbaudichten (Kies 0/32,  $\sigma_n = 20 \text{ kN/m}^2$ , GL-4300/1200).

### 3.7 Zusammenfassung der Untersuchungen mit Herausziehversuchen

In diesem Kapitel wurde die systematische Untersuchung des Herausziehverhaltens von vier Geogitterprodukten in drei verschiedenen Böden dargestellt. Folgendes lässt sich festhalten:

- Die Herausziehversuche konnten reproduzierbar durchgeführt werden.
- Der Einfluss der Normalspannung war im niedrigen Spannungsbereich nichtlinear, der Einfluss des Bodens korrelierte nicht direkt mit seinem Reibungswinkel, die Quersugglieder beeinflussten sich gegenseitig und die Bodeneinbaudichte hatte auf beide Kraftübertragungsmechanismen starken, nichtlinearen Einfluss.
- Diese Erkenntnisse konnten zur Entwicklung eines Interaktionsmodells im folgenden Kapitel genutzt werden.



## 4 Interaktionsmodell für die horizontale Verankerung von Geogittern im Boden

In diesem Kapitel wird die Entwicklung eines Interaktionsmodells zur Beschreibung der Kraftübertragung zwischen Geogittern und Boden für den Fall des Herausziehens des Geogitters aus dem umgebenden Boden bei horizontaler Verankerung gemäß Bild 4.2 dargestellt. Dazu wurden die Erkenntnisse aus den Versuchsergebnissen des vorherigen Kapitels zum einen zur Modellentwicklung und zum anderen für Modelleingangsfunktionen genutzt. Zur Einordnung dieses Kapitels in den Gesamtaufbau dieser Arbeit ist Bild 1.1 in etwas modifizierter Form in Bild 4.1 erneut dargestellt.

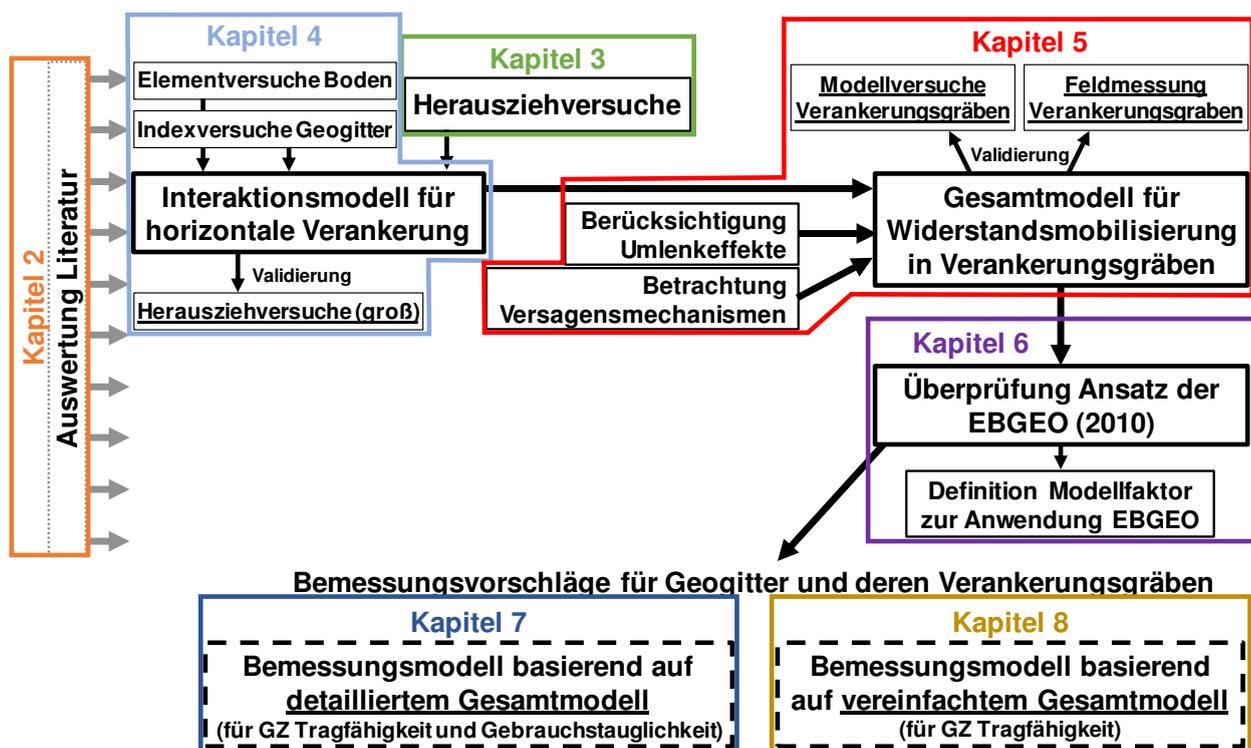
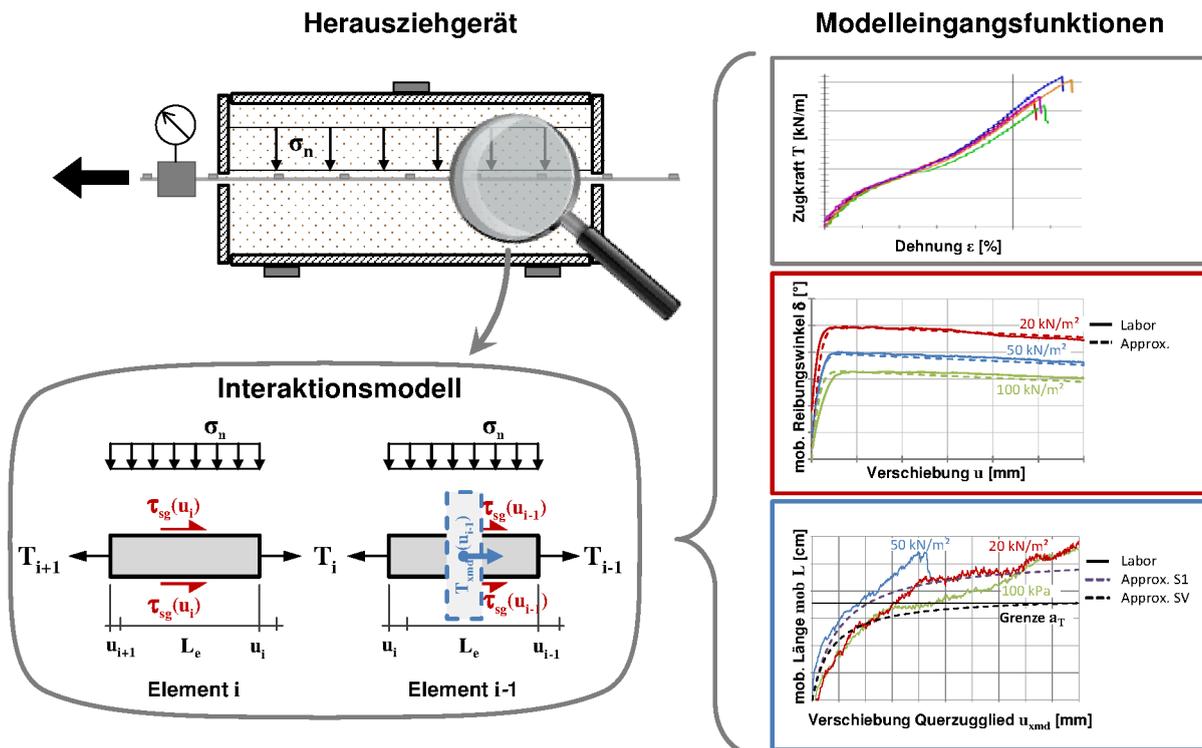


Bild 4.1 Schematische Darstellung der Vorgehensweise zur Entwicklung von Bemessungsvorschlägen für Verankerungsgräben mit Geogittern.

Mit dem Modell können der Herausziehewiderstand eines Geogitters sowie dessen verschiebungsabhängige Mobilisierung bestimmt werden. Das Modell berücksichtigt dabei explizit die beiden Kraftübertragungsmechanismen *Reibung auf Längszuggliedoberflächen* und *Erdwiderstand vor Querszuggliedern*. Wie bei den in Kapitel 2.3.6.2 vorgestellten Modellen, handelt es sich um ein diskretes Modell mit Betrachtung des flächigen Geogitters als eindimensionales Linienelement und Unterteilung dessen in eine finite Anzahl von Elementen.



**Bild 4.2** Darstellung des Modells mit Unterteilung der Längszugglieder in 1D-Elemente mit und ohne angreifendem Querszugglied sowie der Modelleingangsfunktionen.

Zunächst werden das Modell und seine grundlegenden Gleichungen beschrieben. Daraufhin wird die Entwicklung der notwendigen Eingangsfunktionen vorgestellt und die programmtechnische Umsetzung des Modells mit dem Programm Matlab beschrieben. Die Modellkalibrierung anhand von Standardherausziehversuchen sowie die Validierung des Interaktionsmodells anhand von Ergebnissen großer Herausziehversuche werden anschließend dargestellt. Abschließend erfolgt eine Bewertung des entwickelten Interaktionsmodells.

### 4.1 Modellgleichungen

In diesem Unterkapitel werden die grundlegenden Gleichungen des entwickelten Interaktionsmodells beschrieben. Wie bei allen in Kapitel 2.3.6.2 beschriebenen diskreten Interaktionsmodellen wird das flächige Geogitter auch im hier entwickelten Modell eindimensional abgebildet und in Elemente unterteilt. Wie bei Müller (2011) erfolgt die Unterteilung mit einer beliebigen Elementlänge  $L_e$ . Diese Elemente sind entweder reine Reibungslängselemente oder Reibungslängselemente an denen ein Querszugglied angreift und der mobilisierte Erdwiderstand über Verbindungsstellen in das Längselement eingeleitet wird, was in Bild 4.2 unten links dargestellt ist. Horizontales Gleichgewicht an einem solchen Element mit angreifendem Querszugglied ergibt, allen in Tabelle 2.3 gelisteten Modellen folgend:

$$T_i = T_{i-1} + 2 \cdot L_e \cdot B_1 \cdot \sigma_n \cdot \tan(\delta(u_{i-1}, \sigma_n)) \cdot n_g + T_{xmd,i}(u_{i-1}, \sigma_n) \quad [\text{kN/m}] \quad (4.1)$$

mit  $T_i$  = Geogitterzugkraft am Elementrand,  $L_e$  = Elementlänge,  $B_1$  = Längszuggliedbreite,  $\delta(u_{i-1}, \sigma_n)$  = mob. Kontaktreibungswinkel zwischen Längszugglied und Boden,  $u_{i-1}$  = Verschiebung von Element  $i-1$ ,  $\sigma_n$  = Normalspannung in Geogitterebene,  $n_g$  = Anzahl Längszugglieder je Meter und  $T_{xmd}(u_{i-1}, \sigma_n)$  = mob. Erdwiderstand vor Querzugglied.

Die Verschiebung des Elements  $i$  lässt sich dann wie folgt berechnen:

$$u_i = u_{i-1} + \varepsilon(T_i) \cdot L_e \quad [\text{m}] \quad (4.2)$$

mit  $\varepsilon(T_i)$  = Kraft-Dehnungsbeziehung des Geogitters.

Entscheidend für jedes Geogitter-Interaktionsmodell ist die Modellierung des durch die Querzugglieder erzeugten Widerstands. Hier wurde das Modell von Ziegler & Timmers (2003) aus Bild 2.29a übernommen, welches auch Müller (2011) empfiehlt. Dieses geht davon aus, dass sich vor einem Querzugglied eine Erdwiderstandszone der Länge  $\text{mob } L$  bildet und der Querzuggliedwiderstand aus den Schubspannungen in den Boden-Boden-Schichtgrenzen ober- und unterhalb dieser Zone berechnen lässt (vgl. Gl. (2.5) von Ziegler & Timmers (2003)):

$$\begin{aligned} T_{xmd,i} &= 2 \cdot \int_A \tau_B \, dA \cdot n_g = 2 \cdot \int_A \sigma_n \cdot \tan \varphi_0 \, dA \cdot n_g & [\text{kN/m}] \\ &= 2 \cdot \sigma_n \cdot \tan \varphi_0 \cdot d_{O,1} \cdot \text{mob } L(u_{i-1}) \cdot n_g \end{aligned} \quad (4.3)$$

mit  $\tau_B$  = Schubspannungen in Bodenfuge,  $A$  = mobilisierte Erdwiderstandszone,  $\varphi_0$  = Bodenreibungswinkel,  $d_{O,1}$  = Öffnungsweite zwischen Längszuggliedern,  $\text{mob } L(u_{i-1})$  = verschiebungsabhängig mobilisierte Länge der Erdwiderstandszone.

## 4.2 Entwicklung der Modelleingangsfunktionen

Zur Lösung der Gleichungen (4.1) bis (4.3) wurden die im Folgenden beschriebenen und in Bild 4.2 rechts dargestellten Funktionen von Material- bzw. Material-Boden-Eigenschaften versuchstechnisch ermittelt.

### 4.2.1 Kraft-Dehnungsverhalten der Geogitter und Festigkeit der Verbindungsstellen

Wie in Kapitel 3.1.2.2 beschrieben, ist es für die Versuchsdauer von nur 80 min für die modellierten PET-Geogitter ausreichend, die Kraft-Dehnungskurven aus Kurzzeitzugversuchen zu verwenden. In Bild 4.3a sind solche Zugversuchskurven und die erfolgte abschnittsweise lineare Approximation dargestellt. Als Zugfestigkeit der Längszugglieder wurden die Werte aus Tabelle 3.4 verwendet.

Die Festigkeiten der torsionsbehinderten Verbindungsstellen wurden mit Versuchen gemäß GRI-GG2 (2005) ermittelt (vgl. Kap. 2.2.3) und sind ebenfalls in Tabelle 3.3 aufgeführt. In den Herausziehversuchen trat allerdings teilweise Versagen von Verbindungsstellen auf, obwohl die zu übertragenden Kräfte und die dabei auftretenden Dehnungen wesentlich geringer als die

Festigkeiten bzw. Bruchdehnungen waren (was die späteren Modellierungen zeigen werden, vgl. Kap. 4.2.3 und 4.4). Der Versuch nach GRI-GG2 (2005) scheint die Beanspruchungen der Verbindungsstellen wie sie im Versuch auftraten nicht exakt abzubilden. Daher wurde ein weiteres Versagenskriterium entwickelt, das auf der Verschiebung der Verbindungsstellen beruht. Dazu wurden alle durchgeführten Versuche mit nur einem Querszugglied (S1, vgl. Tabelle 3.4) dahingehend untersucht, bei welcher Verschiebung der Verbindungsstellen Versagen auftrat. In Bild 4.3b ist für den Sand 0/2 und den Schotter 0/32 und für jedes Geogitter der Mittelwert der Versuche unterschiedlicher Normalspannungen eingetragen. Es lag bei diesen S1-Versuchen kein eindeutiger Einfluss der Normalspannung vor. Bei den Herausziehversuchen im Schotter 0/32 trat bei jedem Geogitter Versagen der Verbindungsstellen auf, so dass sich ein Trend zeichnen ließ. Die sich damit ergebenden Werte der Versagensverschiebung  $u_{xmd,f}$  wurden auf der sicheren Seite liegend auch für die Geogitter im Sand 0/2 angewendet. Der in Bild 4.3b aufgeführte Wert für das Gitter GL-1200/1200 im Schotter 0/32 stimmt von der Größenordnung her mit den von Timmers & Ziegler (2004) berichteten Werten überein.

Insgesamt liegt dieses Versagenskriterium stark auf der sicheren Seite, da die Belastung der einzelnen Verbindungsstellen in regulären Gittern wesentlich geringer ist als in den Versuchen mit nur einem Querszugglied (vgl. Kap. 2.3.3.5).

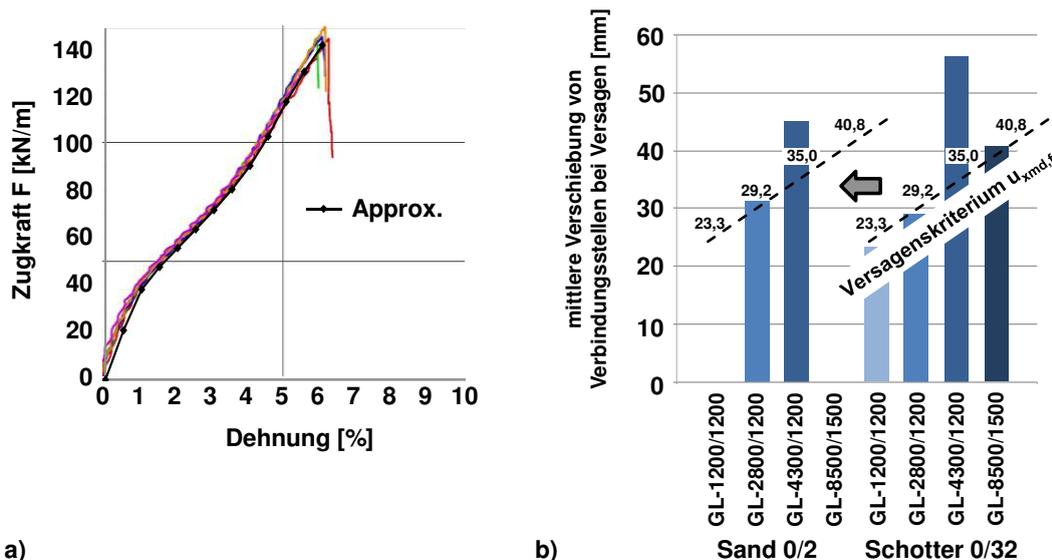


Bild 4.3 a) Ergebnisse von Kurzzeit-Zugversuchen des Gitters GL-2800/1200 und deren Approximation und b) Entwicklung eines Versagenskriteriums basierend auf Verschiebungen von Verbindungsstellen bei Versagen.

## 4.2.2 Mobilisierung des Kontaktreibungswinkels zwischen Geogitterlängszugglied und Boden

Die mobilisierte Reibung zwischen Boden und Geogitterlängszugglied in Abhängigkeit von Normalspannung und Einbaudichte wurde mithilfe von Herausziehversuchen an Proben ohne Querszuggliedern (S0, vgl. Tabelle 3.4) bestimmt. Solche Herausziehversuche sind direkten Scherversuchen mit nebeneinanderliegenden, auf eine Trägerplatte geklebten Längszuggliedern

vorzuziehen, da bei den S0-Herausziehversuchen die räumliche Ausbreitung der Kraft vom Längszugglied in den umgebenden Boden berücksichtigt wird.

Ausgehend vom gemessenen Herauszieh Widerstand an der Klemme in Abhängigkeit von der Klemmenverschiebung  $T_{KI}(u_{KI})$  wird der mittlere Kontaktreibungswinkel  $\delta(u_{KI})$  ermittelt (s. Bild 4.4a):

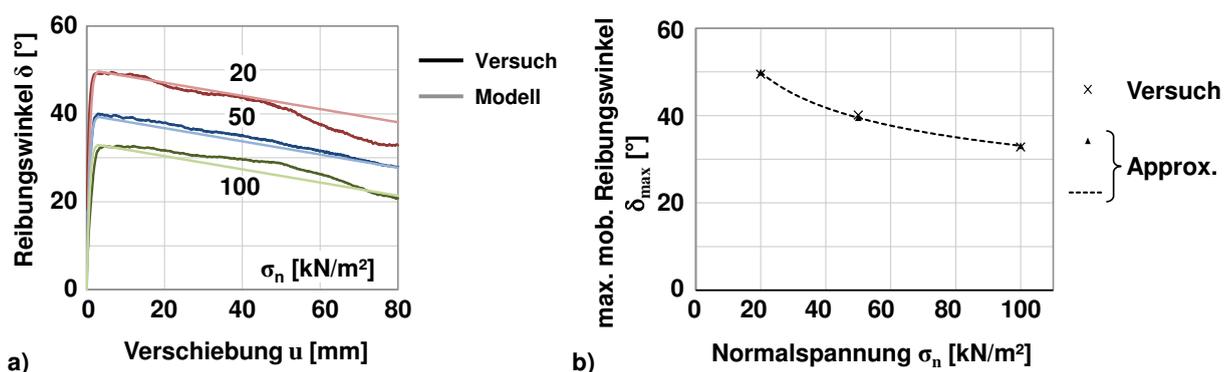
$$\delta(u_{KI}) = \arctan \left( \frac{\tau(u_{KI})}{\sigma_n} \right) = \arctan \left( \frac{T_{KI}(u_{KI})}{2 \cdot n_L \cdot B_1 \cdot L_a \cdot \sigma_n} \right) \quad [^\circ] \quad (4.4)$$

mit  $\tau(u_{KI})$  = mittlere Schubspannung in Kontaktfläche zwischen Längszuggliedern und Boden,  $n_L$  = Anzahl der Längszugglieder im Versuch und  $L_a$  = Verankerungslänge.

Die Beziehung zwischen dem maximal mobilisierten Kontaktreibungswinkel und der Normalspannung ist deutlich nichtlinear, wie in Bild 4.4b zu sehen ist. Zur Approximation wurden Potenzfunktionen folgender Form gewählt:

$$\delta_{\max}(\sigma_n, D_{Pr}) = \left( \frac{\sigma_n}{\sigma_{n,ref}=50} \right)^{-c(D_{Pr})} \cdot \delta_{\max}^{ref50}(D_{Pr}) \quad [^\circ] \quad (4.5)$$

mit  $c$  = Exponent der Potenzfunktion und  $\delta_{\max}^{ref50}$  = maximal mobilisierter Kontaktreibungswinkel bei der Referenznormalspannung von  $\sigma_{n,ref} = 50 \text{ kN/m}^2$ , die beide abhängig von der Einbaudichte sind. Wie für die Reibungswinkel der verwendeten Böden (vgl. Kap. 3.1.1.2), wurden zur Abbildung der maximalen Kontaktreibungswinkel mithilfe des Programms Matlab und den darin implementierten Algorithmen möglichst exakte Regressionskurven gewählt, um im folgenden Kapitel 4 die Herausziehversuche unter Variation der einzelnen Einflussgrößen Normalspannung und Einbaudichte modellieren zu können. Die folgenden Funktionen haben somit keinen direkten mechanischen Hintergrund und werden nicht allgemeingültig verwendet, sondern werden nur in der folgenden Modellierung eingesetzt.



**Bild 4.4** a) Mobilisierung und b) maximale Kontaktreibungswinkel zwischen Längszuggliedern von GL-4300/1200 und Sand 0/2

Für die Serien unterschiedlicher Einbaudichten mit dem Geogitter GL-4300/1200 im Sand 0/2 und im Kies 0/32 ergeben sich daraus folgende maximal mobilisierte Kontaktreibungswinkel in Abhängigkeit von Normalspannung und Einbaudichte (für Sand 0/2):

$$\delta_{\max}(\sigma_n, D_{Pr}) = \left( \frac{\sigma_n}{\sigma_{n, \text{ref}}=50} \right)^{-0,2308 \cdot D_{Pr}^{43,46}} \cdot (23,88 \cdot D_{Pr}^{36,42} + 11,9) \quad [^\circ] \quad (4.6)$$

und für Kies 0/32:

$$\delta_{\max}(\sigma_n, D_{Pr}) = \left( \frac{\sigma_n}{\sigma_{n, \text{ref}}=50} \right)^{-(1265,43 \cdot D_{Pr}^4 - 4185,43 \cdot D_{Pr}^3 + 5193,28 \cdot D_{Pr}^2 - 2866,30 \cdot D_{Pr} + 594,295)} \cdot (34,32 \cdot D_{Pr}^{20,76} + 17,5) \quad [^\circ] \quad (4.7)$$

Die Ergebnisse der Approximationen gemäß der Gleichungen (4.6) und (4.7) sind zusammen mit den direkt aus den Messwerten ermittelten Kontaktreibungswinkeln in Bild 4.5 beispielhaft für die genannten Versuchsserien dargestellt.

Zusätzlich zum Maximalwert des Kontaktreibungswinkels ist der Verlauf seiner Mobilisierung, wie er in Bild 4.4a zu sehen ist, abzubilden. Dafür wurde eine dreiteilige Funktion gewählt, die den Anstieg bis zum Maximalwert mit der Funktion des Tangens Hyperbolicus sowie den Abfall nach dem Maximalwert mit zwei zusammengesetzten Geraden beschreibt:

$$\delta(u) = \delta_{\max} \cdot \tanh(u/c_{\tanh}) \quad [^\circ] \quad u \leq u_{g1} \quad (4.8)$$

$$\delta(u) = \delta_{\max} \cdot \tanh(u_{g1}/c_{\tanh}) - m_{\text{delta}1} \cdot (u - u_{g1}) \quad [^\circ] \quad u \leq u_{g2} \quad (4.9)$$

$$\delta(u) = \delta_{\max} \cdot \tanh(u_{g1}/c_{\tanh}) - m_{\text{delta}1} \cdot (u_{g2} - u_{g1}) - m_{\text{delta}2} \cdot (u - u_{g2}) \quad [^\circ] \quad u > u_{g2} \quad (4.10)$$

mit  $\delta_{\max}$  = maximal mobilisierter Kontaktreibungswinkel gemäß Gleichung (4.5), (4.6) oder (4.7),  $c_{\tanh}$  = Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Geogitterdehnung im Versuch,  $u_{g1}$  und  $u_{g2}$  = Grenverschiebung bis zum Maximalwert bzw. bis zur zweiten Verlaufsänderung,  $m_{\text{delta}1}$  und  $m_{\text{delta}2}$  = Steigungen der beiden Geraden nach dem Maximalwert.

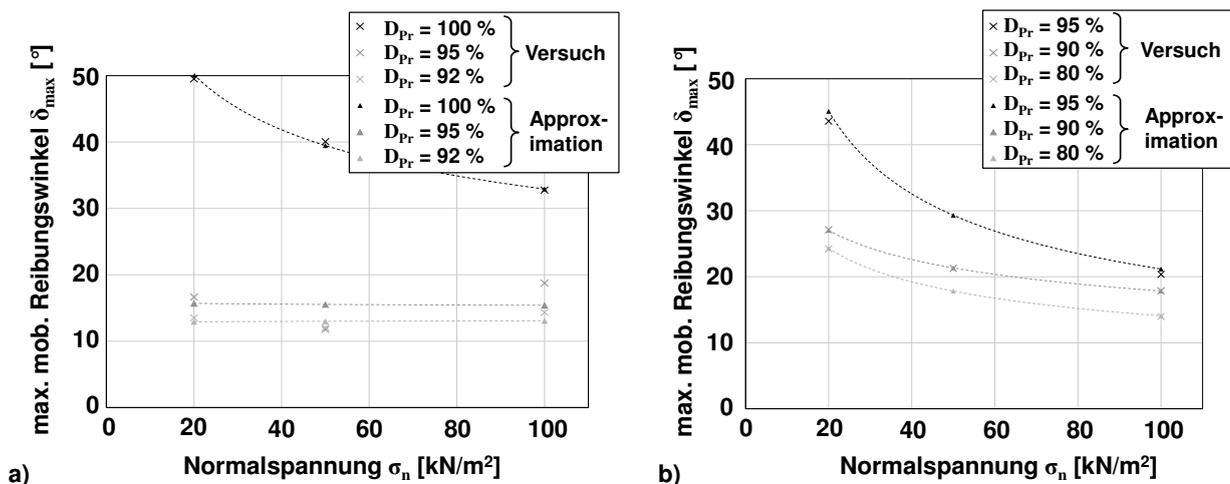


Bild 4.5 Mobilisierte Kontaktreibungswinkel zwischen Längszuggliedern von GL-4300/1200 und a) Sand 0/2 und b) Kies 0/32.

Das Ergebnis ist beispielhaft in Bild 4.4a gezeigt, wobei in diesem Fall die Approximation der Versuchskurven nach dem Peak mit zwei Geraden derselben Steigung erfolgte. Mit  $c_{\tanh}$  wurde in diese Funktion ein Faktor eingeführt, der es erlaubt, die Verwendung eines an der Klemme gemessenen Mittelwerts aller entlang des Geogitters leicht verschiedenen mobilisierten Zustände zu berücksichtigen. Dies ist insbesondere bei sehr dehnweichen Geogittern der Fall, wo die Aktivierung des Geogitters entlang seiner Verankerungslänge langsam geschieht. Zudem erlaubt dieser Faktor die Korrektur der bei Herausziehversuchen häufig auftretenden Relativverschiebung zwischen Geogitter und Zugeinrichtung (vgl. Kap. 2.3.1.2 und 3.6). Dabei verändert der Faktor  $c_{\tanh}$  nur die Form der Mobilisierung des modellierten Herausziehwiderstands, nicht den maximalen Herausziehwiderstand selbst. Im Fall der durchgeführten Herausziehversuche trat dieser Klemmenschlupf ebenfalls in geringem Maße auf. Da dies allerdings sowohl bei den S0-Versuchen aus diesem Kapitel als auch bei den in Kapitel 4.4 behandelten SV-Versuchen zur Kalibrierung auftrat, wurde  $c_{\tanh} = 1$  gewählt, um die Ergebnisse visuell gut an die Versuchskurven anzupassen. Bei der Modellvalidierung mit großen Herausziehversuchen in Kapitel 4.5 kann gezeigt werden, dass die Kontaktreibung tatsächlich bereits bei kleineren Verschiebungen mobilisiert wird und dieser Faktor besser zu  $c_{\tanh} = 0,1$  gewählt wird.

Mit den in diesem und dem vorherigen Kapitel entwickelten Modelleingangsfunktionen sind die S0-Versuche ohne Querszugglieder modelliert worden, um die entwickelten Funktionen zu prüfen. Bild 4.6 zeigt dazu die gemessenen Verschiebungen entlang der Geogitter von drei S0-Versuchen mit unterschiedlichen Normalspannungen bei je drei Zuständen. Da die Verschiebungsmessung an der Klemme als zu groß eingeschätzt wurde, sind zum Vergleich Modellierungszustände aufgetragen, die zur Verschiebung der hintersten Messung passen. Dafür zeigt sich, dass die Verschiebungen entlang des Geogitters im Verankerungsbereich mit den bisherigen Modelleingangsfunktionen gut wiedergegeben werden.

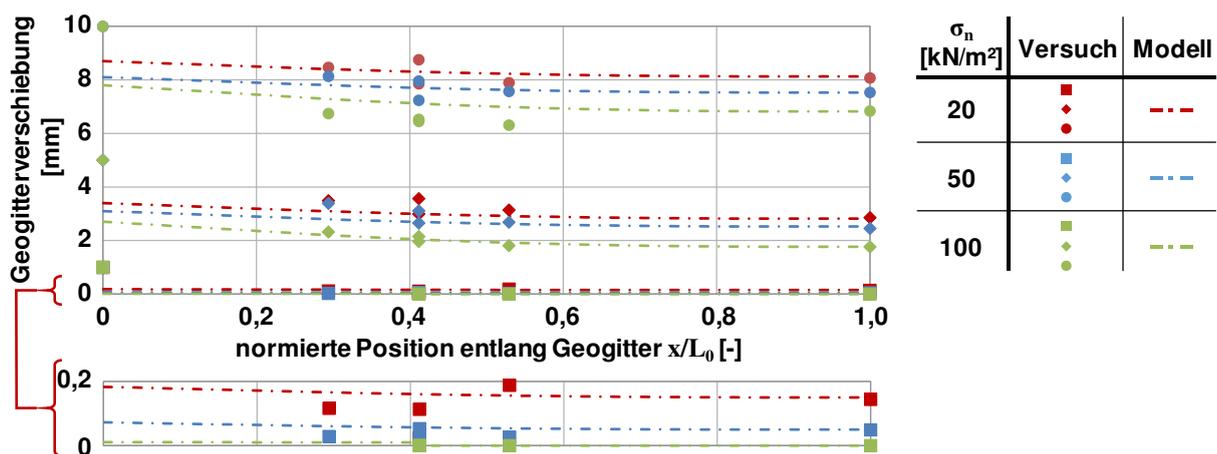


Bild 4.6 Gemessene und modellierte Verschiebungen entlang der Geogitter in S0-Versuchen mit GL-4300/1200 im Sand 0/2 ( $D_{Pr} = 100\%$ ).

Tabelle 4.1 zeigt eine Übersicht aller entwickelten Eingangsparameter zur Abbildung der Oberflächenreibung auf den Längszuggliedern für alle untersuchten Geogitter und Böden.

**Tabelle 4.1 Übersicht der Eingangsparameter zur Approximation der Mobilisierung des Kontaktreibungswinkels zwischen Geogitterlängszugglied und Boden.**

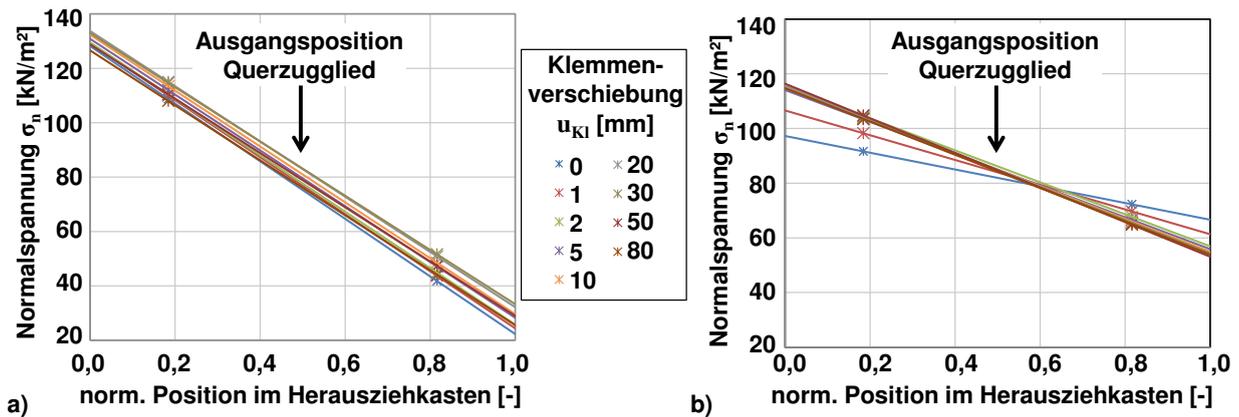
Geogitter	Sand 0/2								Schotter 0/32				Kies 0/32		
	GL-1200/1200	GL-2800/1200	GL-4300/1200			GL-8500/1200		GL-1200/1200	GL-2800/1200	GL-4300/1200	GL-8500/1200	GL-4300/1200			
$D_{Pr}$	[%]	100	100	92	95	100	92	100	94	94	94	94	80	90	95
$\delta_{max}^{ref50}$	[°]	41,8	39,4	13,0	15,6	35,7	13,6	28,7	42,3	33,4	37,9	33,4	17,8	21,3	29,3
$c$	[-]	0,272	0,379	0	0,012	0,218	0	0,152	0,445	0,251	0,255	0,251	0,334	0,252	0,463
$u_{g1}$	[mm]	0,4	3*	0,4	0,4	3*	0,4	3*	0,4	3*	3*	3*	0,4	0,4	0,4
$u_{g2}$	[mm]	-	-	3,9	3,9	-	4,0	-	-	-	-	-	6,6	6,6	6,6
$m_{delta1}$	[-]	0,25	0,20	0,70	0,80	0,15	0,50	0,12	0,25	0,20	0,15	0,12	0,60	0,60	0,10
$m_{delta2}$	[-]	-	-	0	0,05	-	0,01	-	-	-	-	-	0	0	0,0
$c_{lanh}$	[-]	0,1	1*	0,1	0,1	1*	0,1	1*	0,1	1*	1*	1*	0,1	0,1	0,1

\* Zum Ausgleich des leichten Klemmschlupfes auch in den entsprechenden SV-Versuchen wurde für deren Modellierung eine verzögertere Kontaktreibungsmobilisierung angesetzt.

### 4.2.3 Mobilisierte Länge der Erdwiderstandszone vor einem Querszugglied

In Kapitel 2.3.2.2 wurde beschrieben, dass es viele Modelle zur Beschreibung des Querszuggliedwiderstands gibt und dass der prognostizierte Widerstand aufgrund zahlreicher Einflussparameter stark variiert. Daher ist es sinnvoll diesen Effekt für jede Geogitter-Boden-Kombination experimentell zu bestimmen. Teixeira et al. (2007) verwendeten dazu Versuche an isolierten Querszuggliedern, stellten aber fest, dass damit die nicht zu vernachlässigende gegenseitige Beeinflussung von Längs- und Querszuggliedern nicht erfasst werden kann. In dem hier entwickelten Modell wird daher der Ansatz von Ziegler & Timmers (2003) weiterverfolgt, den auch Müller (2011) empfiehlt.

Nach Ziegler & Timmers (2003) sind dazu neben den im vorherigen Kapitel beschriebenen Versuchen ohne Querszugglieder (S0) im gleichen Gerät Versuche mit nur einem Querszugglied (S1) durchzuführen, um den Effekt eines einzelnen Querszugglieds im Zusammenspiel mit den regulär angeordneten Längszuggliedern zu ermitteln. Im Hinblick auf die Eignung des in Kapitel 3.2 beschriebenen Versuchsgeräts, zeigt Bild 4.7 die linear angenommene Normalspannungsverteilung an der Probenunterseite für zwei S1-Versuche im Sand 0/2 und im Schotter 0/32. Darin ist zu erkennen, dass die Normalspannung an der Unterseite aufgrund der eingebrachten Horizontalkraft zwar nicht gleichförmig ist, aber in der Mitte im Bereich des einzelnen Querszugglieds die gewollte Normalspannung  $\sigma_{n,u}$  über die Versuchsdauer relativ konstant vorliegt (beachte: Normalspannung in Geogitterebene  $\sigma_n = (\sigma_{n,o} + \sigma_{n,u})/2$ ). Aus diesem Grund ist die Verwendung einer konstanten Normalspannung im Folgenden gerechtfertigt.



**Bild 4.7** Normalspannungsverteilung an Probenunterseite für S1-Versuche mit GL-4300/1200 im a) Sand 0/2 und b) Schotter 0/32.

Das Modell von Ziegler & Timmers (2003) geht gemäß Bild 2.29 von einer mobilisierten Fläche vor dem Querzugglied aus, auf deren Ober- und Unterseite Scherspannungen in den Boden übertragen werden. In dieser Zone, welche eine relativ kleine horizontale Länge von  $< 0,2$  m aufweist, wird vereinfachend von einer konstanten Normalspannung ausgegangen (vgl. Bild 4.7). Somit ergibt sich nach Gleichung (4.3) der mobilisierte Erdwiderstand vor einem Querzugglied aus der mobilisierten Länge der Erdwiderstandszone. Mithilfe der Verschiebungsmessung direkt an der Position des Querzugglieds kann der mobilisierte Erdwiderstand des einzelnen Querzugglieds in Abhängigkeit seiner Verschiebung aus zwei Versuchen ermittelt werden (vgl. Gl. (2.6)):

$$T_{xmd}(u_{xmd}) = T_{Kl,S1}(u_{xmd}) - T_{Kl,S0}(u_{xmd}) \quad (4.11)$$

mit  $T_{Kl,S1}$  bzw.  $T_{Kl,S0}$  = Herausziehkraft an der Klemme eines S1- bzw. S0-Versuchs und  $u_{xmd}$  = Verschiebung an der Position des mittigen Querzugglieds.

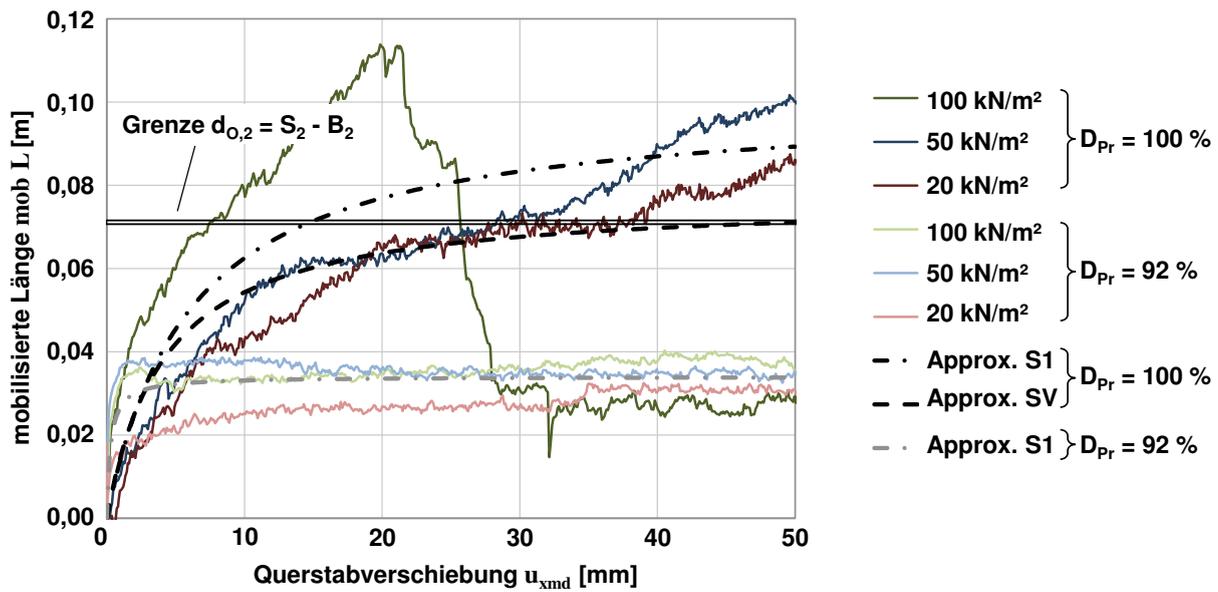
Kombination und Umstellen der Gleichungen (4.3) und (4.11) liefert die mobilisierte Länge des Erdwiderstands vor einem Querzugglied aus einem S1-Versuch:

$$\text{mob } L^{S1}(u_{xmd}) = \frac{T_{Kl,S1}(u_{xmd}) - T_{Kl,S0}(u_{xmd})}{2 \cdot \sigma_n \cdot \tan \phi \cdot d_{O,1}} \quad [\text{m}] \quad (4.12)$$

Beispielhaft ist in Bild 4.8 die aus S0- und S1-Versuchen ermittelte mobilisierte Länge im Sand 0/2 bei zwei verschiedenen Einbaudichten dargestellt. Gemäß dem Modell von Ziegler & Timmers (2003) fallen die Versuchskurven der mobilisierten Länge für alle Normalspannungen näherungsweise zusammen, sodass je Einbaudichte ein idealisierter Verlauf angenommen wird. Die Kurven werden wie von Müller (2011) vorgeschlagen mit einer hyperbolischen Funktion approximiert:

$$\text{mob } L^{S1}(u_{xmd}) = \frac{u_{xmd}}{a_{S1} + b_{S1} \cdot u_{xmd}} \quad [\text{m}] \quad (4.13)$$

mit  $a_{S1}$  und  $b_{S1}$  = hyperbolische Parameter für die Mobilisierungsfunktion der S1-Versuche.



**Bild 4.8 Mobilisierte Länge der Erdwiderstandszone vor Querzuggliedern (Sand 0/2, GL-4300/1200).**

Die Entwicklung des Erdwiderstands vor einem Querzugglied ist relativ stark abhängig von der zufälligen Verteilung der Bodenpartikel und der produktionsbedingten Streuung von Querzugglied- und Verbindungsstellensteifigkeit, weshalb die Versuchskurven in Bild 4.8 um die Approximationskurven streuen. Im Mittel wird der Querzuggliedwiderstand mit dem Erdwiderstandsmodell allerdings gut abgebildet, wovon die gute Übereinstimmung der Modellierung mit den regulären Geogittern im folgenden Unterkapitel zeugt.

Wie Bild 2.29 zeigt, ist die mobilisierte Länge bei einem regulären Geogitter (SV) durch den Abstand zum nächstvorderen Querzugglied ( $d_{0,2}$ , vgl. Tabelle 3.2) begrenzt. Je nach ermittelter Mobilisierungsfunktion muss daher für die mobilisierte Länge in einem regulären Geogitter wie folgt unterschieden werden:

$$\text{mob } L^{\text{SV}}(u_{xmd}) = \text{mob } L^{\text{S1}}(u_{xmd}) \quad \text{für } \text{mob } L^{\text{S1}} \leq d_{0,2} \quad (4.14)$$

(z. B. Versuche mit  $D_{Pr} = 92\%$  in Bild 4.8)

$$\text{mob } L^{\text{SV}}(u_{xmd}) = \frac{u_{xmd}}{a_{\text{SV}} + b_{\text{SV}} \cdot u_{xmd}} \leq d_{0,2} \quad \text{für } \text{mob } L^{\text{S1}} > d_{0,2} \quad (4.15)$$

(z. B. Versuche mit  $D_{Pr} = 100\%$  in Bild 4.8)

mit  $a_{\text{SV}}$  und  $b_{\text{SV}}$  = hyperbolische Parameter für die Mobilisierungsfunktion regulärer Geogitter (SV).

Ist diese Begrenzung der S1-Mobilisierungsfunktion mit  $d_{0,2}$  notwendig, werden die hyperbolischen Parameter  $a_{\text{SV}}$  und  $b_{\text{SV}}$  benötigt. Dazu wird als erste Bedingung angenommen, dass die hyperbolischen Parameter von S1- und SV-Versuchen wie folgt zusammenhängen:

$$\frac{a_{\text{SV}}}{b_{\text{SV}}} = \left( \frac{a_{\text{S1}}}{b_{\text{S1}}} \right)^{c_{\text{hyp}}} \quad (4.16)$$

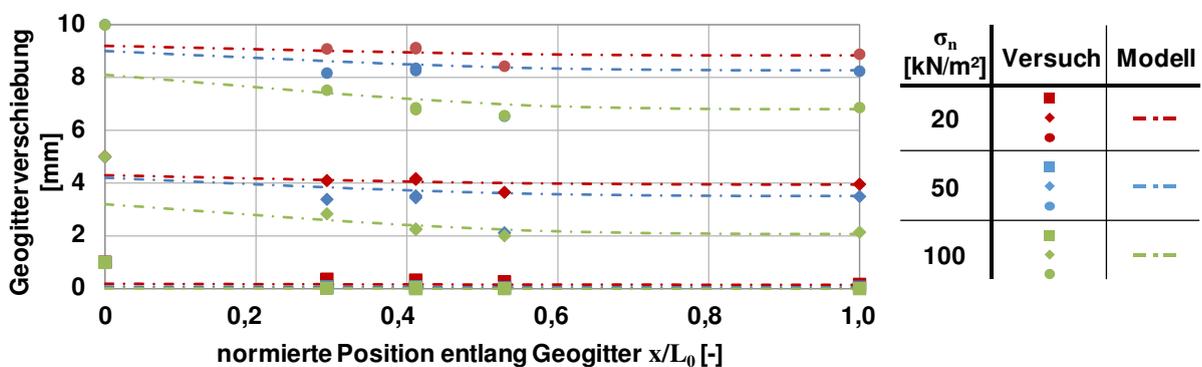
mit dem Exponenten  $c_{hyp}$  zur späteren Kalibrierung der Form der hyperbolischen Kurve im folgenden Unterkapitel.

Die eigenen S1-Versuche und auch die in Kapitel 2.3.2.2 aufgeführten Versuche haben gezeigt, dass sich die mobilisierte Länge und damit der Erdwiderstand spätestens ab einer Querschnittsverschiebung von  $u_{max} = 50$  mm voll entwickelt haben, was auch in den Kurven der mobilisierten Länge der Erdwiderstandszone in Bild 4.8 zu sehen ist. Durch Einsetzen dieser zweiten Bedingung und von Gleichung (4.16) in Gleichung (4.15) können die hyperbolischen Parameter für reguläre Geogitter wie folgt berechnet werden:

$$b_{SV} = \frac{u_{max}}{d_{O,2} \cdot \left( u_{max} + \left( \frac{a_{S1}}{b_{S1}} \right)^{c_{hyp}} \right)} \quad (4.17)$$

$$a_{SV} = \left( \frac{a_{S1}}{b_{S1}} \right)^{c_{hyp}} \cdot b_{SV} \quad (4.18)$$

Zur Validierung der in diesem und in den vorherigen Kapiteln entwickelten Modelleingangsfunktionen sind auch die Versuche mit einem Querschnittsmitglied (S1) modelliert worden, um die entwickelten Funktionen zu prüfen. Dazu zeigt Bild 4.9 analog zu Bild 4.6 die gemessenen Verschiebungen entlang der Geogitter von drei S1-Versuchen im Sand 0/2 ( $D_{Pr} = 100$  %) mit unterschiedlichen Normalspannungen bei je drei Zuständen. Unter Berücksichtigung der normalspannungsunabhängigen Approximation der Mobilisierungsfunktion und der damit einhergehenden Streuung zeigt sich, dass die Verschiebungen entlang des Geogitters im Verankerungsbereich mit den bisherigen Modelleingangsfunktionen gut wiedergegeben werden.



**Bild 4.9** Gemessene und modellierte Verschiebungen entlang der Geogitter in S1-Versuchen mit GL-4300/1200 im Sand 0/2 ( $D_{Pr} = 100$  %).

Zu beachten ist, dass der in den Versuchen in gewissem Maße auftretende Schlupf an der Klemme (vgl. Kap. 3.6 und 4.2.2 und s. Bild 4.9) durch Subtraktion der Herausziehkraft von zwei Versuchen in Gleichung (4.11) eliminiert wird und das hier entwickelte Modell für den Querschnittswiderstand ohne Anpassung auf Situationen ohne Klemmenschlupf übertragbar ist.

Tabelle 4.2 zeigt eine Übersicht der in diesem Kapitel entwickelten hyperbolischen Parameter der Mobilisierungsfunktion aller untersuchten Geogitter-Boden-Kombinationen.

**Tabelle 4.2 Übersicht der Eingangsparameter zur Approximation der Mobilisierung des Erdwiderstands vor Querszuggliedern.**

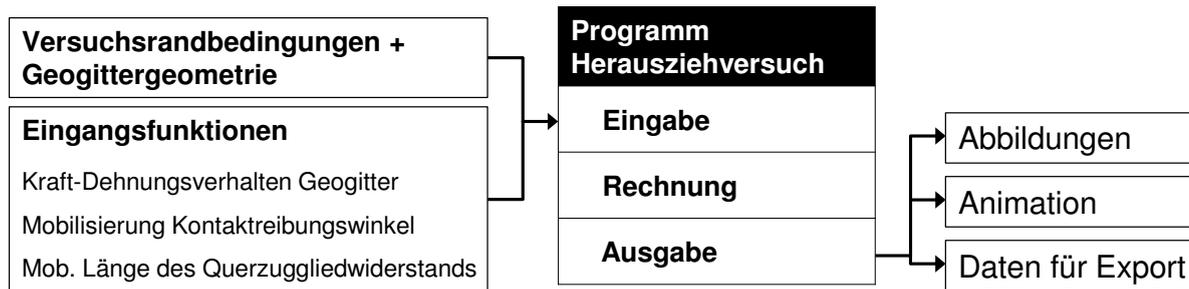
Geogitter		Sand 0/2							Schotter 0/32				Kies 0/32		
		GL-1200/1200	GL-2800/1200	GL-4300/1200			GL-8500/1200		GL-1200/1200	GL-2800/1200	GL-4300/1200	GL-8500/1200	GL-4300/1200		
$D_{Pr}$	[%]	100	100	92	95	100	92	100	94	94	94	94	80	90	95
$a_{s1}$	[-]	50,0	23,6	8,0	26,7	60,1	18,5*	18,5	34,0	24,0	16,0	10,2	16**	16**	16**
$b_{s1}$	[-]	24,0	11,9	29,4	22,4	10,0	5,7*	5,7	4,5	4,7	6,8	4,0	6,8**	6,8**	6,8**

\* Nicht mit Versuchen ermittelt, sondern von Versuchen bei größerer Einbaudichte übernommen.

\*\* Nicht mit Versuchen ermittelt, sondern von Versuchen mit gleichem Geogitter und Schotter 0/32 übernommen

### 4.3 Programmtechnische Umsetzung

Zur Umsetzung des Interaktionsmodells wurde ein Code für das Programm Matlab (Version R2013b) von der Firma MathWorks geschrieben. Wie in Bild 4.10 zu sehen ist, besteht dieser Programmcode aus drei Teilen. Zunächst werden die Versuchsrandbedingungen, Geogittergeometrie und Eingangsfunktionen (vgl. Kap. 4.2) eingelesen, wobei alle Geogitter-Bodeneigenschaften je Geogittertyp in nur einer Tabellen-Datei zusammengefasst sind. Dann findet die eigentliche Rechnung statt und schließlich werden Abbildungen und Animationen erzeugt und die Daten für den Export aufbereitet.

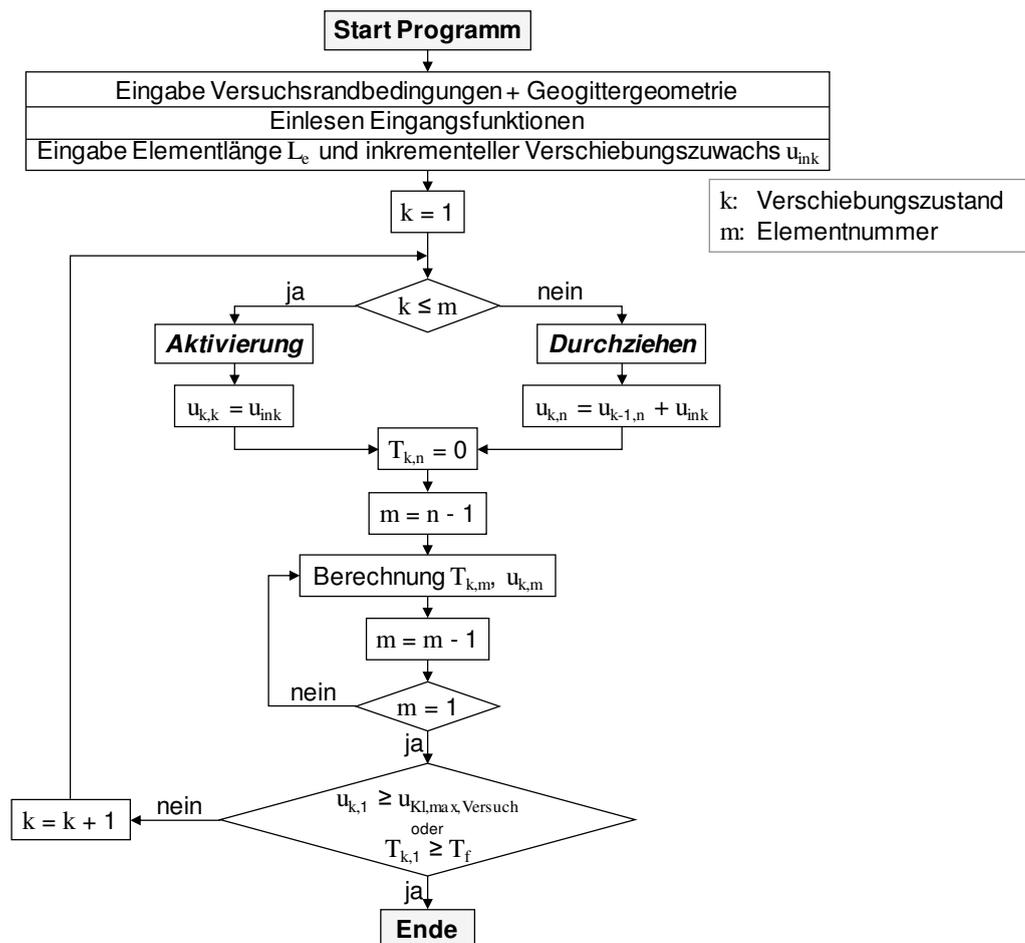


**Bild 4.10 Struktur des Programms zur Modellierung der Herausziehversuche.**

Der Berechnungsteil des Programms ist in Bild 4.11 in einem Flussdiagramm sowie in Bild 4.12 dargestellt. Zusätzlich zeigt Bild 4.13 schematisch die Positionierung der Geogitterelemente in Bezug zum Versuchskasten während einer Versuchssimulation für die beiden Phasen *Aktivierung* und *Durchziehen*.

Der Berechnungsteil des Programms besteht aus zwei verschachtelten Schleifen. Die äußere Schleife ist eine Schleife über alle Verschiebungszustände, wobei die Schrittweite (Veränderung von Zustand  $k$  zu Zustand  $k+1$ ) entweder über die Aktivierung eines weiteren Geogitterelements (Phase *Aktivierung*) oder über die Erhöhung der Verschiebungsrandbedingung am hintersten Geogitterelement  $u_{ink}$  (Phase *Durchziehen*) geschieht (s. Bild 4.11 und Bild 4.13). Die Wahl von  $u_{ink} = 0,01$  mm erwies sich dabei als ausreichend genau. Für jeden Zustand  $k$  werden entlang des Geogitters für jedes Element die Gleichungen (4.1) und (4.2) für die Geogitterzugkraft und -verschiebung gelöst, wobei sie, wie in Bild 4.12 dargestellt, leicht modifiziert angewendet werden. Die Integration entlang des Geogitters wird wie bei Müller (2011) am freien Geogitterende begonnen, wo die Zugkraft null und die Verschiebungsrandbedingung ( $u_{k,n} = u_{k-1,n}$

+  $u_{ink}$ ) vorgegeben ist. Dies hat im Gegensatz zur umgekehrten Integrationsrichtung wie beispielsweise bei Sieira et al. (2009) den Vorteil, dass das Programm die Versuchssimulation ohne die Daten der gemessenen Zugkraft durchführen kann und trotzdem alle möglichen Verschiebungszustände betrachtet werden. Während der Integration werden alle Variablen eines jeden Elements (Position X, Verschiebung U, Dehnung Eps, Zugkraft T, Querzugliedwiderstand Txmd) in die in Bild 4.12 rechts dargestellten Matrizen geschrieben. Eine Zeile dieser Matrizen stellt also immer den Verlauf entlang des Geogitters für einen Verschiebungszustand k dar. Die Position des Geogitters wird mit einem unbewegten Koordinatensystem (Euler'sche Betrachtung) mit Nullpunkt an der Klemmenausgangsposition beschrieben.



**Bild 4.11** Flussdiagramm zur Darstellung des Programmablaufs (für bessere Übersichtlichkeit Darstellung nur mit Geogitterzugkraft T und -verschiebung u).

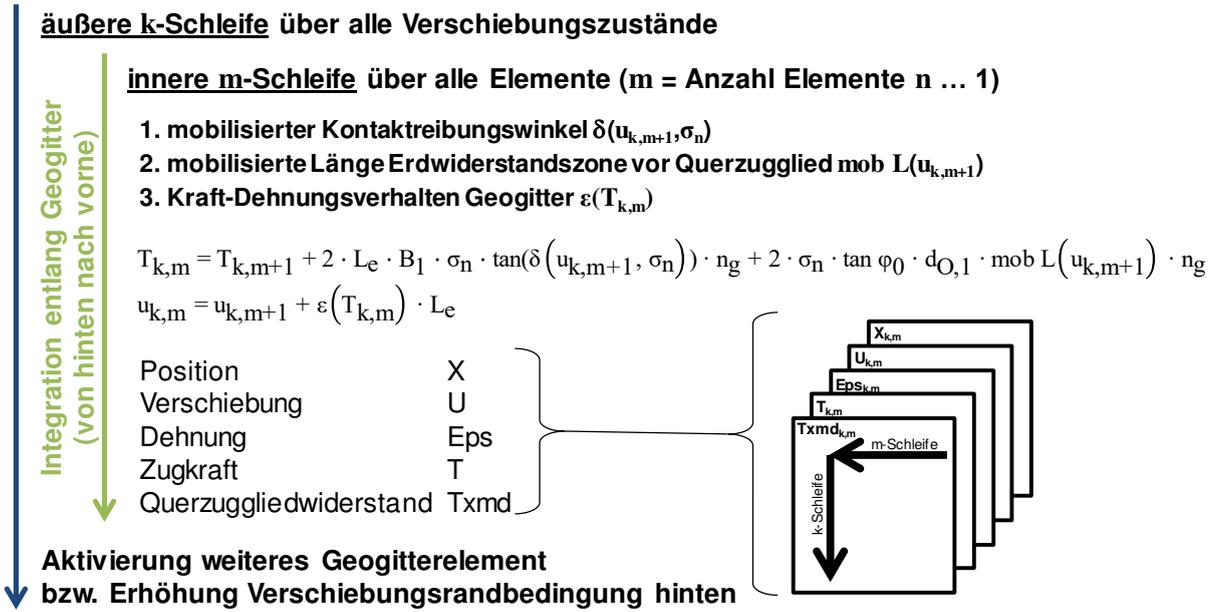


Bild 4.12 Darstellung des Aufbaus des Rechnungsteils des Programmcodes.

Wie in Bild 4.11 und Bild 4.13 gezeigt ist, wird sowohl die Geogitter-Aktivierungsphase durch sukzessives Zuschalten weiterer Geogitterelemente entgegen der Zugrichtung als auch die Phase des Durchziehens mit inkrementeller Erhöhung der Verschiebungsrandbedingung am Geogitterende modelliert.

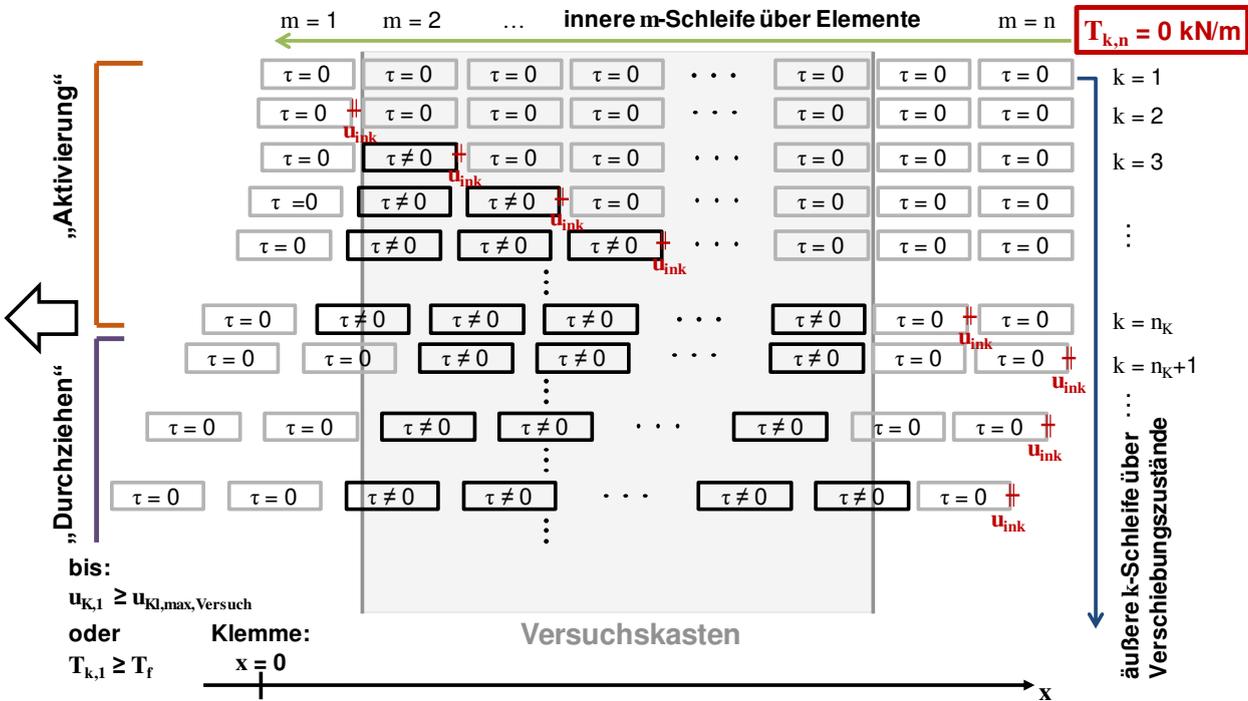


Bild 4.13 Visualisierung der Interaktionsberechnung mit den Phasen „Aktivierung“ und „Durchziehen“ des Geogitters.

Die Simulation eines Versuchs ist beendet, wenn die modellierte Verschiebung am Geogitteranfang  $u_{k,1}$  die maximale Klemmenverschiebung des Versuchs  $u_{kl,max,Versuch}$  (in Versuchen an der RWTH in den Jahren 2010 bis 2015 80 mm und in den Jahren von 2002/03 40 mm; in den Versuchen der TU Clausthal 50 bis 175 mm) oder wenn die Zugkraft am Geogitteranfang  $T_{k,1}$  die Zugfestigkeit des Geogitters  $T_f$  erreicht.

## 4.4 Kalibrierung mit Standardversuchen

In diesem Unterkapitel wird die Kalibrierung des entwickelten Modells anhand von Herausziehversuchen an regulären Geogittern, den sogenannten SV-Gittern beschrieben. Die Kalibrierung erfolgte mittels Vergleich von vielfältigen Mess- mit Modellierungsergebnissen unter Variation des im vorherigen Unterkapitel eingeführten Parameters  $c_{hyp}$ , der gemäß Gleichungen (4.15) bis (4.18) die Form der Mobilisierungskurve des Erdwiderstands von Querszuggliedern in regulären Gittern beeinflusst. Nur für die Versuche im mittel- und dichtgelagerten grobkörnigen Kies 0/32 war ein weiterer Kalibrierungsparameter zur Berücksichtigung der im Versuchskasten behinderten horizontalen Dilatanz notwendig. Zu beachten ist, dass der Parameter  $c_{tanh}$  zur Anpassung der Mobilisierung der Kontaktreibung auf den Längszuggliedern kein Kalibrierungsparameter ist, sondern ausschließlich zur Korrektur der in Kapitel 4.2.2 beschriebenen Versuchseinflüsse notwendig war, was im folgenden Kapitel 4.5 bestätigt wird.

Die Einbaudichte der Versuche, ausgedrückt durch die bezogene Protor-Dichte, geht in das Modell über den Kontaktreibungswinkel zwischen Längszugglied und Boden (Kap. 4.2.2) sowie den Bodenreibungswinkel (Kap. 3.1.1.2) und die mobilisierte Länge (Kap. 4.2.3, für Sand 0/2) für den Querszuggliedwiderstand ein. Die Veränderung der Bodendichte im Versuchsverlauf kann im Modell allerdings nicht berücksichtigt werden, da nur das Geogitter und nicht der Boden an sich modelliert werden. Die Interaktionsfunktionen beinhalten eine Abhängigkeit von sowohl der Bodenscherfestigkeit als auch der Bodeneinbaudichte, allerdings sind diese im Modell für einen Versuch konstant. Der Boden muss als stationär angenommen werden, da keine Möglichkeit der Bodenverschiebungsmessung bestand und nur für wenige Versuche die Volumenänderung des Bodens während des Versuchsverlauf gemessen werden konnte (vgl. Versuchsprogramm in Tabelle 3.4). Die Modellierungen wurden daher jeweils mit einem konstanten Wert der Bodendichte durchgeführt, der den gesamten Versuchsverlauf gut abzubilden vermochte. Bei den dichtgelagerten Böden fand in den Versuchen nach kurzer zusätzlicher Verdichtung hauptsächlich eine Auflockerung statt (vgl. Bild 3.18). Die gemessene *Dichte vor dem Versuch* bildete daher die Dichte während der Versuche repräsentativ ab. Bei locker gelagerten Versuchen, die ausschließlich eine Verdichtung im Versuchsverlauf erfuhren, wurde die *Dichte nach Versuchsende ohne Auflast* verwendet. Beide Dichten beschrieben jeweils in etwa die Mittelwerte der in den Versuchsverläufen auftretenden Dichten.

Im Folgenden werden beispielhaft die Modellierungs- und Versuchsergebnisse nur für das Geogitter GL-4300/1200 gezeigt, da es in allen drei untersuchten Böden eingesetzt wurde. Bild 4.14 zeigt die Ergebnisse der Standard-Herausziehversuche im Sand 0/2 bei drei verschiedenen Einbaudichten sowie die Modellierungsergebnisse. Für das beobachtete Versagen

der Verbindungsstellen beim Versuch mit höchster Einbaudichte und höchster Normalspannung wurde das Versagenskriterium basierend auf der Verschiebung der Verbindungsstellen  $u_{xmd,f}$  aus Kapitel 4.2.1 eingesetzt. Im Versuch versagten die Verbindungsstellen nicht immer je Reihe gleichzeitig und auch nicht so vollständig, dass sie keinerlei Widerstand mehr leisteten. Daher führte das Versagenskriterium immer zu konservativen Herauszieh Widerständen (vgl. Kap. 4.2.1). Es wurde deswegen im Sand 0/2 und auch für die anderen Böden nur eingesetzt, wenn die Versuchskurve ein Versagen von Verbindungsstellen erkennen ließ.

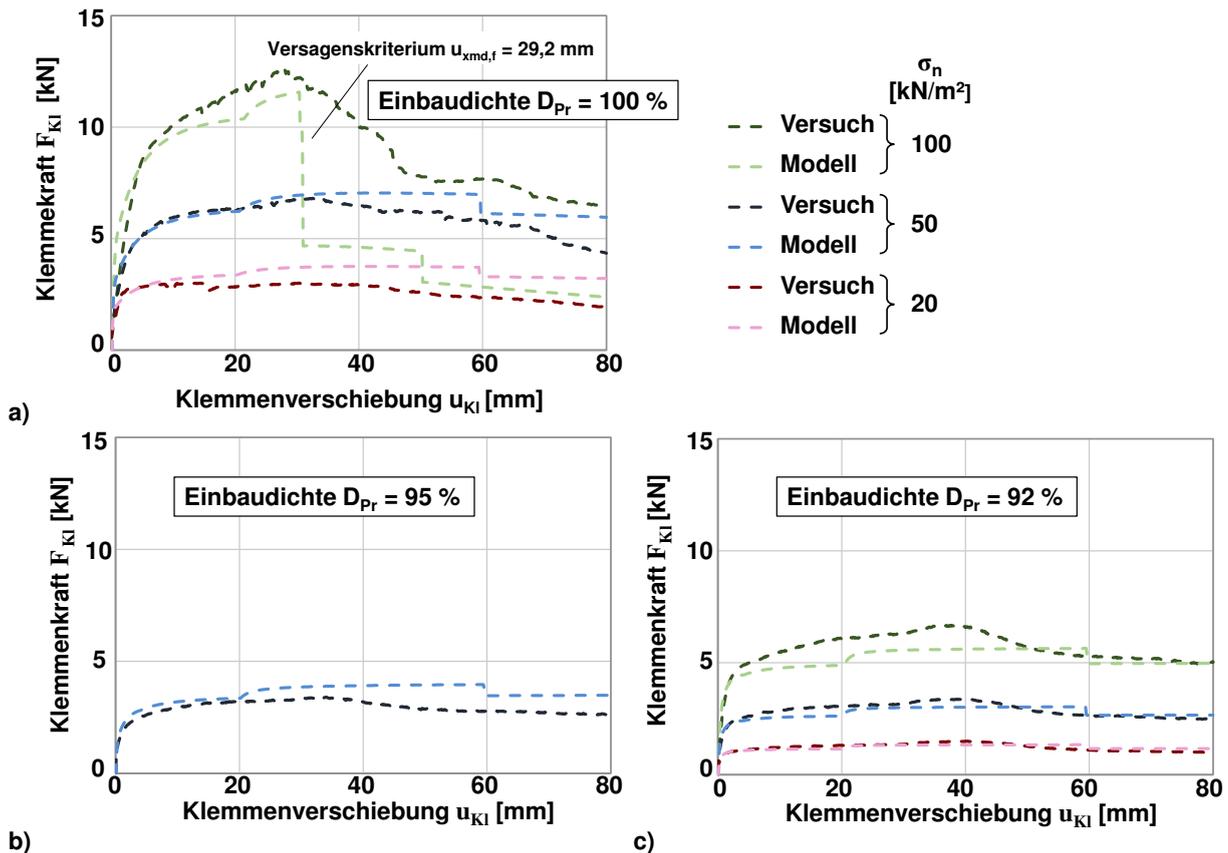
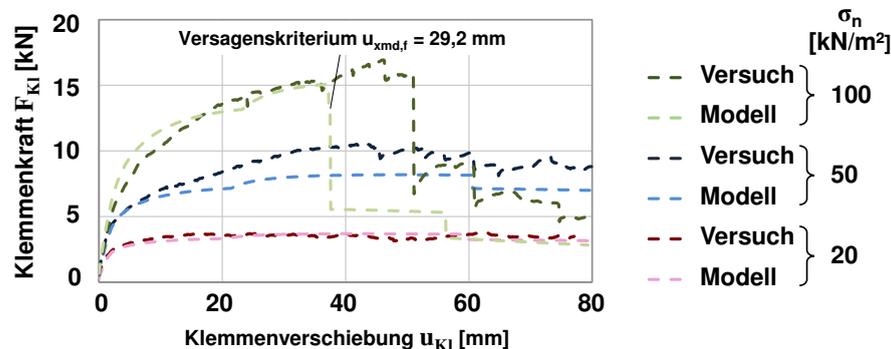


Bild 4.14 Versuchs- und Modellierungsergebnisse der Versuche mit GL-4300/1200 im Sand 0/2.

Die Ergebnisse der Herausziehversuche mit dem Geogitter GL-4300/1200 im Schotter 0/32 sind in Bild 4.15 dargestellt. Nur beim Versuch mit höchster Normalspannung wurde Versagen der Verbindungsstellen beobachtet, sodass das Versagenskriterium gemäß Kapitel 4.2.1 aktiviert wurde.

Für die Herausziehversuche mit dem Geogitter GL-4300/1200 im Kies 0/32 wurden keine Versuche mit nur einem Querzugglied (S1) durchgeführt (vgl. Versuchsprogramm in Kap. 3.5). Die benötigten Parameter zur Beschreibung des Querzuggliedwiderstands wurden daher von den S1-Versuchen mit dem Gitter im Schotter 0/32 übernommen. Dies führte bei den Versuchen mit geringster Einbaudichte ( $D_{Pr} = 80\%$ ) in Bild 4.16c zu guten Ergebnissen, zumindest bis Klemmenverschiebungen von ca. 35 bzw. 65 mm. Bei größeren Klemmenverschiebungen kommt

die zunehmende Verdichtung im vorderen Kastenbereich zum Tragen, was zu übermäßig erhöhten Zugkräften führte und was nicht modelliert werden konnte.

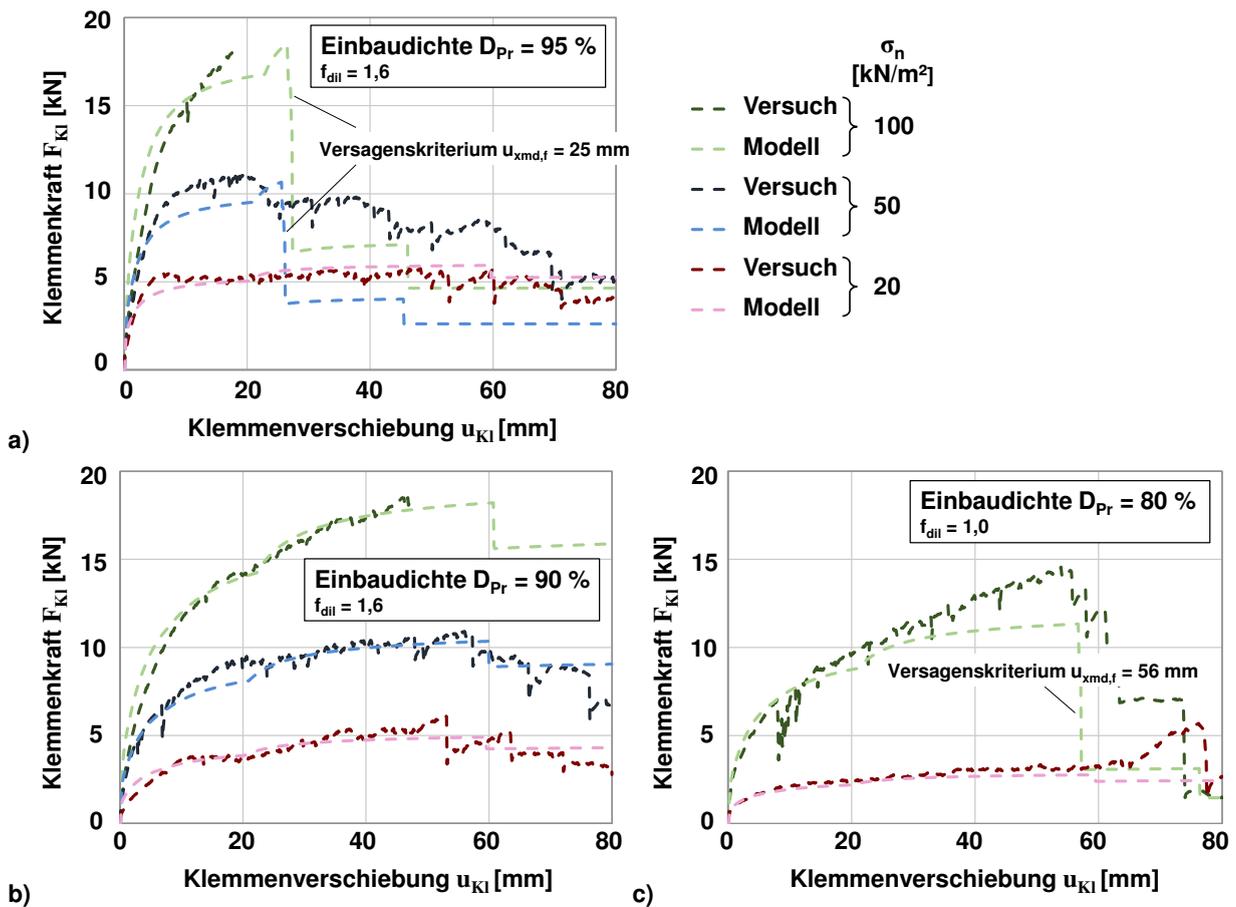


**Bild 4.15** Versuchs- und Modellierungsergebnisse der Versuche mit GL-4300/1200 im Schotter 0/32.

Bei den Versuchen mit höherer Einbaudichte ( $D_{Pr} = 90$  und  $95 \%$ ) waren die hohen Herausziehkräfte aus Bild 4.16a und b selbst mit voll mobilisiertem Querszugwiderstand des Modells von Ziegler & Timmers (2003) gemäß Gleichung (4.3) (mit  $mob L_{max} = d_{0,2}$ ) nicht abzubilden. Dies wird auf das stark dilatante Verhalten des Kiesel 0/32 zurückgeführt, welches die Vertikalverschiebungsmessungen der Kopfplatte in Bild 3.18 zeigen. Während die Auflockerung des Bodens in vertikale Richtung durch die frei aufliegende Kopfplatte ohne Aufbau von Zusatzspannungen möglich war, wurde die horizontale Bodenauflockerung durch die Versuchskastenwände begrenzt. Es ist davon auszugehen, dass es dadurch zum einen in der vorderen Versuchskastenhälfte zu einer erhöhten Spannungskonzentration kam und zum anderen sich die Hauptspannung deutlich in Richtung der Zugrichtung neigte. Unter anderem auch Johnston & Romstad (1989) berichten von stark erhöhten Horizontalspannungen auf die Frontwand in Herausziehversuchen mit horizontalen Erddruckbeiwerten von 2 bis 10 (vgl. Kap. 2.3.3.2). Wie in Bild 2.21 zu erkennen ist, findet in Herausziehversuchen eine Drehung der Hauptspannungen statt, sodass diese erhöhten Horizontalspannungen ebenfalls zu erhöhten Vertikal- und damit Normalspannungen auf das Geogitter führen. Daher wurde, um die Versuchsergebnisse des mitteldicht und dicht gelagerten Kiesel 0/32 wiedergeben zu können, der Effekt der horizontalen Dilatanzbehinderung mit einem Faktor  $f_{dil}$  berücksichtigt, der die im Modell eingegebene Normalspannung  $\sigma_n$  pauschal erhöht:

$$\sigma_{n,eff} = f_{dil} \cdot \sigma_n \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4.19)$$

Mit  $f_{dil} = 1,6$  ergaben sich zufriedenstellende Modellierungsergebnisse für alle Versuche mit mittlerer und hoher Einbaudichte des Kiesel 0/32, wie in Bild 4.16a und b zu sehen ist. In Verankerungsgräben wie sie in den folgenden Kapiteln betrachtet werden, wird eine solche Normalspannungserhöhung nicht zu erwarten sein ( $f_{dil} = 0$ ).



**Bild 4.16** Versuchs- und Modellierungsergebnisse der Versuche mit GL-4300/1200 im Kies 0/32.

Tabelle 4.3 zeigt den Kalibrierungsparameter  $c_{hyp}$  für alle Geogitter-Boden-Kombinationen sowie den Parameter  $f_{dil}$  für die Modellierung des Herauszieh Widerstands in dichtgelagertem und daher stark dilatantem Kies 0/32.

**Tabelle 4.3** Parameter  $c_{hyp}$  zur Mobilisierung des Erdwiderstands vor Querszuggliedern bei regulären SV-Gittern, kalibriert anhand der SV-Versuche und Parameter  $f_{dil}$  zur Berücksichtigung der behinderten horizontalen Dilatanz.

Geogitter	Sand 0/2							Schotter 0/32				Kies 0/32		
	GL-1200/1200	GL-2800/1200	GL-4300/1200		GL-8500/1200		GL-1200/1200	GL-2800/1200	GL-4300/1200	GL-8500/1200	GL-4300/1200			
$D_{Pr}$ [%]	100	100	92	95	100	92	100	94	94	94	94	80	90	95
$c_{hyp}$ [-]	3,0	2,3	-*	-*	0,8	1,2	0,2	0	0,6	1,7	1,5	1,7	1,7	3,8
$f_{dil}$ [-]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,6	1,6

\* Bei geringer Einbaudichte bleibt die mobilisierte Länge des Erdwiderstands kleiner als die Öffnungsweite, sodass keine Deckelung der Mobilisierungsfunktion notwendig ist.

## 4.5 Validierung mit Herausziehversuchen im Großgerät der TU Clausthal

Das entwickelte Interaktionsmodell wurde mit Ergebnissen von Versuchen validiert, die mit den gleichen Materialien wie zur Modellentwicklung in einem großen Versuchskasten an der TU Clausthal durchgeführt wurden, was in diesem Unterkapitel beschrieben wird. Alle hier gemachten Angaben zu den experimentellen Untersuchungen stammen aus dem Prüfbericht der TU Clausthal (Meyer & Holm 2012) bzw. den vorliegenden Originalversuchsdaten.

### 4.5.1 Versuchsrandbedingungen und deren Modellierung

Alle Versuche wurden mit dem in Kapitel 3.1.1 beschriebenen Schotter 0/32 und dem in Kapitel 3.1.2 beschriebenen Geogitter GL-4300/1200 durchgeführt. Das verwendete Versuchsgerät ist in Bild 4.17 dargestellt und hatte Innenmaße von  $1,5 \times 0,6 \times 0,6$  m (L  $\times$  B  $\times$  H). Im vorderen Bereich wurde das Geogitter durch eine Manschette und einem Schlitz aus dem Innenraum herausgeführt. Zusätzlich war der vordere Kastenbereich mit Sand gefüllt, um ein Verklemmen der Querszugglieder beim Einziehen in die Manschette zu verhindern. Die Belastungsaufbringung am oberen Probenkorperrand erfolgte über ein flexibles Luftdruckkissen und zur Befestigung des Geogitters an der Zugeinheit wurde eine Rollenklemme verwendet.

Neben der Verschiebung und der Zugkraft an der Klemme sowie der Normalspannung ober- und unterhalb des Probekörpers, wurden zusätzlich die Verschiebungen und Dehnungen entlang des Geogitters an verschiedenen Positionen innerhalb des Versuchskastens gemessen. Für die Verschiebungsmessungen waren dafür Drähte am Geogitter befestigt und nach hinten aus dem Kasten herausgeführt. Die Dehnungen wurden mittels Dehnungsmessstreifen gemessen, die gemäß Bild 4.17 jeweils direkt vor und hinter den entsprechenden Querszuggliedern angebracht waren. Zur Kompensation der Dehnungen aus Biegung wurden an jeder Position je ein Dehnungsmessstreifen ober- und unterhalb des Längszugglieds angebracht.

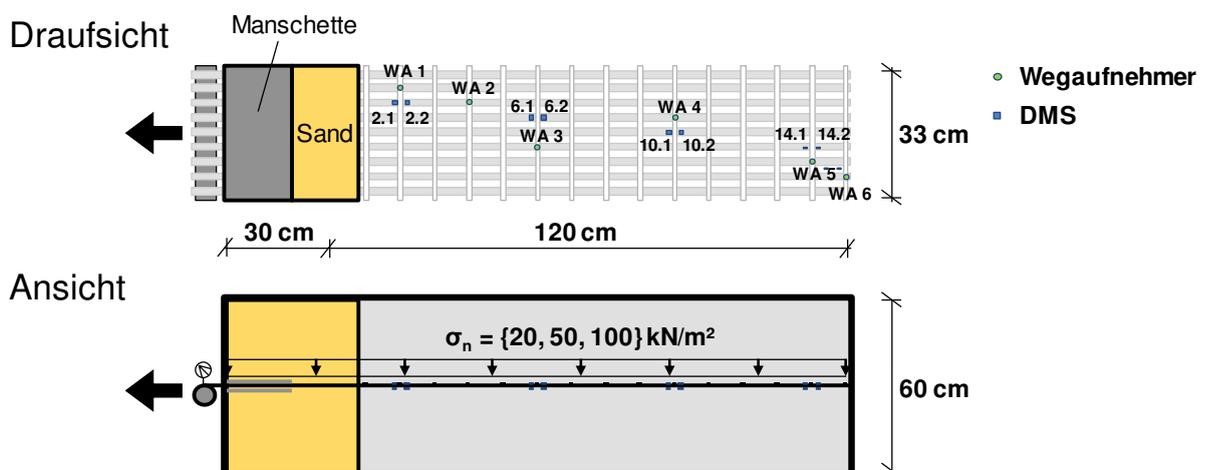


Bild 4.17 Großes Herausziehgerät an der TU Clausthal und Position der Messstellen am Geogitter GL-4300/1200 im Schotter 0/32.

Der Versuchseinbau und die Versuchsdurchführung erfolgten analog zum Vorgehen bei den in Kapitel 3.4 beschriebenen Versuchen. Dabei wurde auch die obere Belastung so aufgebracht, dass sich in der Geogitterebene die gewollte Normalspannung einstellte.

Das Versuchsprogramm der großen Herausziehversuche zur Validierung des Interaktionsmodells ist in Tabelle 4.4 gezeigt. Zur Modellierung dieser Herausziehversuche wurde das Modell sowie die in Kapitel 4.2 entwickelten Eingangsfunktionen unverändert übernommen. Allerdings wurde das verschiebungsbezogene Kriterium zur Beschreibung des Versagens von Verbindungsstellen nicht von den S1-Versuchen im kleinen Versuchsgerät übernommen, da es das beobachtete Verhalten in den großen Versuchen nicht abbilden konnte. Zwar berichten auch Meyer & Holm (2012) von Querszuggliedern, die sich ab einer Relativverschiebung von ca. 30 bis 40 mm lösen. Allerdings wird vermutet, dass dort einzelne Verbindungsstellen versagten und nicht ganze Reihen, wie es im eindimensionalen Modell abgebildet wird. Zudem war das Versagenskriterium für die kleinen Versuche in Kapitel 4.2.1 näherungsweise angenommen worden und gerade bei den Versuchen mit dem Gitter GL-4300/1200 im Schotter 0/32 trat im Mittel erst bei wesentlich größeren Relativverschiebungen ein Versagen der Verbindungsstellen auf (vgl. Bild 4.3). Aus diesem Grund wurde das verschiebungsabhängige Versagenskriterium zur Abbildung der Versuche im größeren Versuchsgerät an der TU Clausthal Versuche nicht übernommen. Außerdem wurde für alle Versuche der Parameter zur Einstellung der Mobilisierungsrate der Längszuggliedreibung zu  $c_{\tanh} = 0,1$  gesetzt, um eine schnellere Mobilisierung abzubilden, was im folgenden Kapitel 4.5.2 begründet wird.

**Tabelle 4.4 Versuchsprogramm der Herausziehversuche im Großgerät der TU Clausthal.**

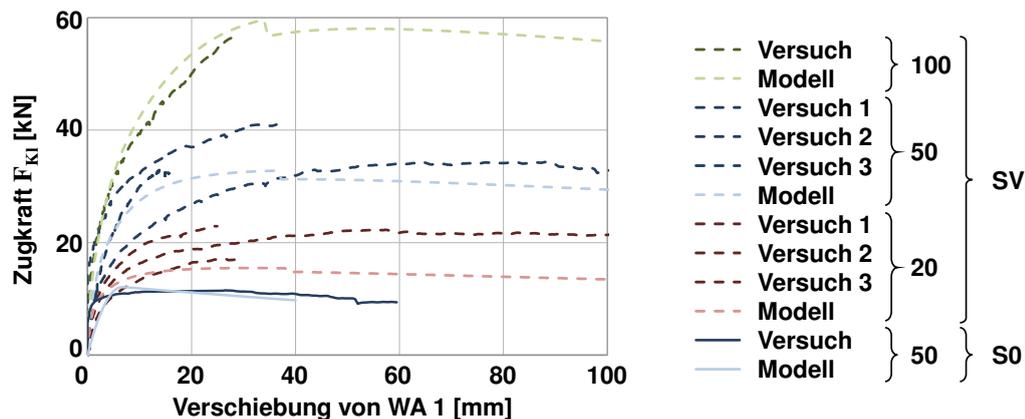
			Anzahl Querszugglieder		S0		SV	
			Normalspannung $\sigma_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]		50		20   50   100	
Boden	Geogitter	Einbaudichte $D_{Pr}$ [%]	Anzahl Versuche					
Schotter 0/32	GL-4300/1200	93,5	1	3	3	1		

#### 4.5.2 Modell- und Versuchsergebnisse

Zwischen den Verschiebungsmessungen an der Klemme und dem ersten Wegaufnehmer WA 1 mit 45 cm Abstand zur Klemme traten hohe Verschiebungen auf, die nicht mit den gemessenen Zugkräften korrespondierten. Daraus wurde ersichtlich, dass an der Rollenklemme während der Versuche deutliche Relativverschiebungen zwischen Geogitter und Zugeinrichtung auftraten, die nicht mit dem tatsächlichen Herausziehen in Verbindung standen. Die präsentierten Versuchsergebnisse sind daher nicht auf die Klemmenverschiebung, sondern auf die Verschiebung am ersten Wegaufnehmer WA 1 bezogen.

In Bild 4.18 sind somit die an der Klemme gemessenen Herausziehkräfte über der Verschiebung des ersten Wegaufnehmers WA 1 aller Versuche sowie ihrer Modellierungen dargestellt. Darin zeigt die Modellierung des Versuchs ohne Querszugglieder (S0) eine gute Übereinstimmung mit

dem Versuchsergebnis. Die Versuchsergebnisse mit regulären Geogittern (SV) bei Normalspannungen von 20 und 50 kN/m<sup>2</sup> weisen eine Streuung von bis zu 30 % auf. Nichtsdestotrotz stimmen die Modellierungen im Mittel gut mit den Versuchsergebnissen überein, auch wenn das Modell für den Versuch mit 20 kN/m<sup>2</sup> bei großen Verschiebungen einen etwas niedrigeren Herausziehwiderstand ausgibt. Insbesondere die Mobilisierung des Herausziehwiderstands des Versuchs mit einer Normalspannung von 100 kN/m<sup>2</sup> wird sehr gut abgebildet.

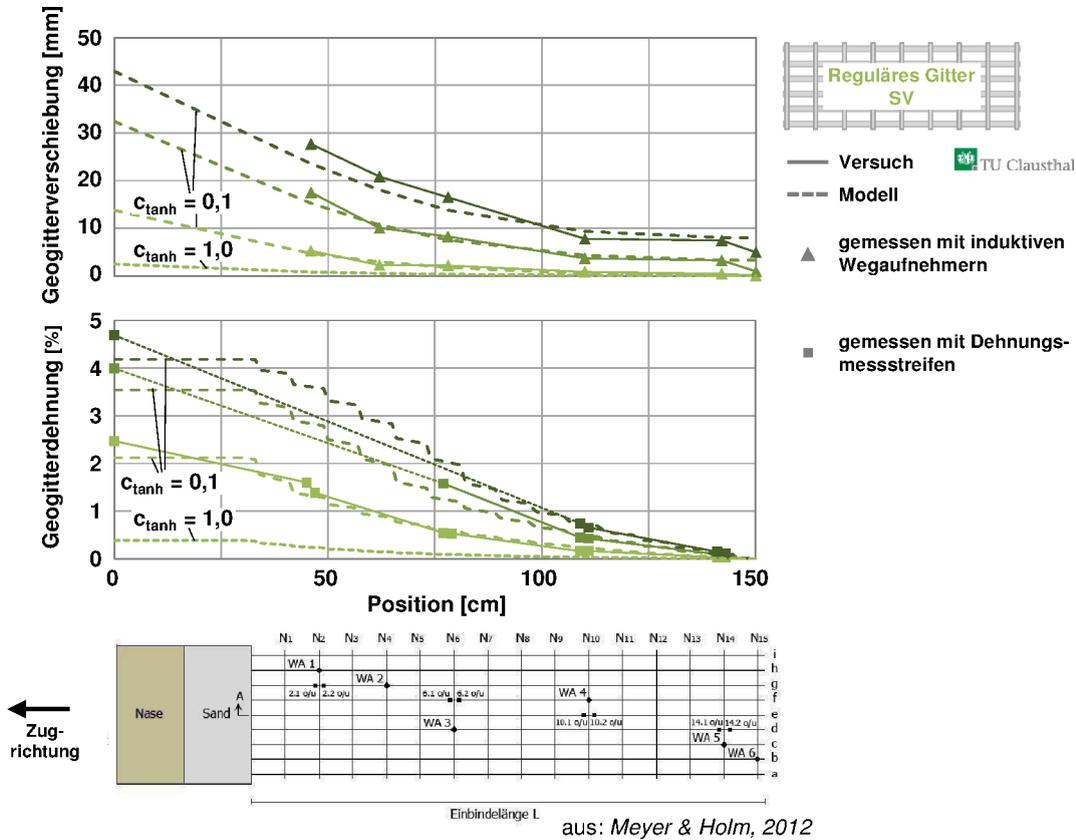


**Bild 4.18** Versuch- und Modellierungsergebnisse der großen Herausziehversuche mit dem Geogitter GL-4300/1200 aus Schotter 0/32.

Zur weiteren Validierung des Interaktionsmodells werden in Bild 4.19 die gemessenen Geogitterverschiebungen und -dehnungen entlang der Verankerungslänge mit den Modellierungsergebnissen des Versuchs mit regulärem SV-Gitter bei 100 kN/m<sup>2</sup> verglichen. Dargestellt sind drei Versuchs- sowie die entsprechenden Modellierungszustände, wobei für den ersten Versuchszustand zwei verschiedene Modellierungsvarianten aufgeführt sind. Bei Annahme einer Reibungsaktivierung mit  $c_{\tanh} = 1$  (vgl. Gl. (4.8) bis (4.10)), wie sie aus den Versuchen ohne Querschnittglieder in Kapitel 4.2.2 ermittelt wurde, ergaben sich für den ersten Versuchszustand deutlich zu geringe Verschiebungen und Dehnungen. Die Modellierung mit Mobilisierung der Oberflächenreibung bei kleineren Verschiebungen ( $c_{\tanh} = 0,1$ ) bildet die Verschiebungen und Dehnungen des ersten Versuchszustands dahingegen sehr gut ab. Bei den späteren Versuchszuständen mit größeren Verschiebungen spielt die Mobilisierungsrate der Oberflächenreibung dann keine Rolle mehr, sodass dafür in Bild 4.19 nur die Modellierungen mit  $c_{\tanh} = 0,1$  dargestellt sind. Auch für die maximalen Herausziehwiderstände in Bild 4.18 ist die Wahl von  $c_{\tanh}$  unbedeutend.

Es wird darauf hingewiesen, dass diese Anpassung nicht aufgrund eines Maßstabeffekt von den kleinen zu den großen Herausziehversuchen notwendig wurde. Stattdessen wurde dadurch ein bereits in Kapitel 4.2.2 vermuteter Fehler in den Standard-Herausziehversuchen korrigiert, der sich aufgrund von Schlupf an der Klemme und Auswertung der entlang des Geogitters mittleren Reibungsaktivierung (gemessen an der Klemme) ergeben hatte und somit rein messtechnisch bedingt war. Mit den anhand der Dehnungsmessungen in den Versuchen der TU Clausthal genauer erfassten Verformungszuständen konnte dieser systematische Messfehler belegt und korrigiert werden.

Alle weiteren Modellierungen der Versuche im Großgerät der TU Clausthal sowie auch die Modellierungen in den folgenden Kapiteln wurden daher mit Reibungsaktivierung bei kleineren Verschiebungen ( $c_{\tanh} = 0,1$ ) durchgeführt.

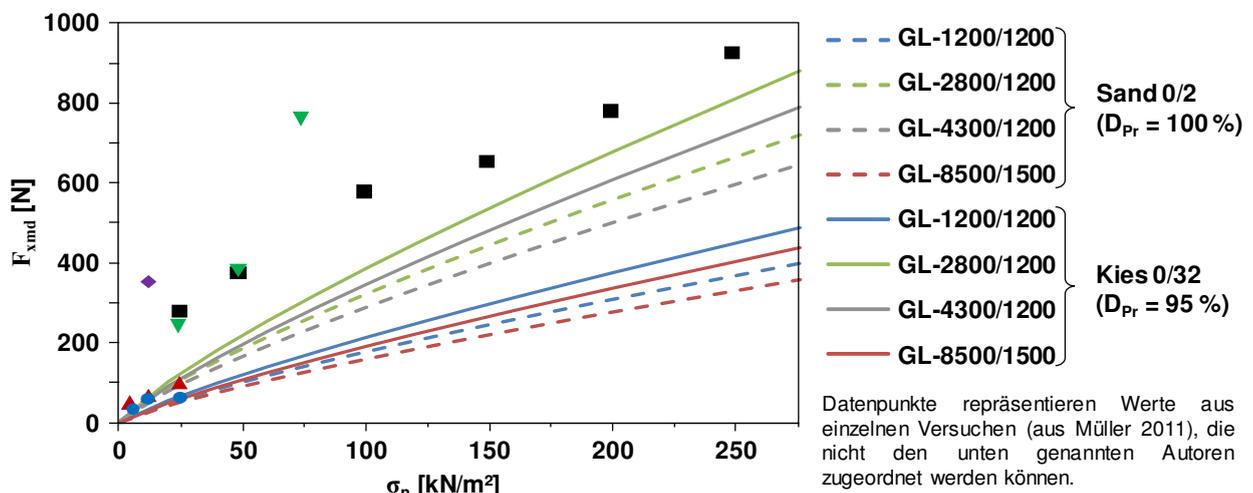


**Bild 4.19** Im großen Herausziehversuch an der TU Clausthal gemessene Verschiebungen und Dehnungen entlang des Geogitters und deren Modellierungen von dem Versuch mit Geogitter GL-4300/1200 im Schotter 0/32 bei 100 kN/m<sup>2</sup>.

Die Versuche im großen Herausziehgerät der TU Clausthal konnten mit dem Modell gut wiedergegeben werden, ohne dass die Modelleingangsfunktionen angepasst werden mussten (die Veränderung der Mobilisierung der Oberflächenreibung mittels  $c_{\tanh}$  wird hier nicht als Anpassung gesehen, sondern als Korrektur eines systematischen, messtechnischen Fehlers in den Standard-Herausziehversuchen aus Kap. 0). Nur das verschiebungsbezogene Versagenskriterium für die Verbindungsstellen, anhand von Versuchen mit nur einem Querszugglied (S1) im kleinen Versuchsgerät entwickelt, wurde ausgesetzt, da es die Randbedingungen im großen Versuchskasten nicht abzubilden vermochte. Alle anderen Modelleingangsfunktionen können demnach gemäß Kapitel 4.2 im kleinen Versuchsgerät entwickelt werden.

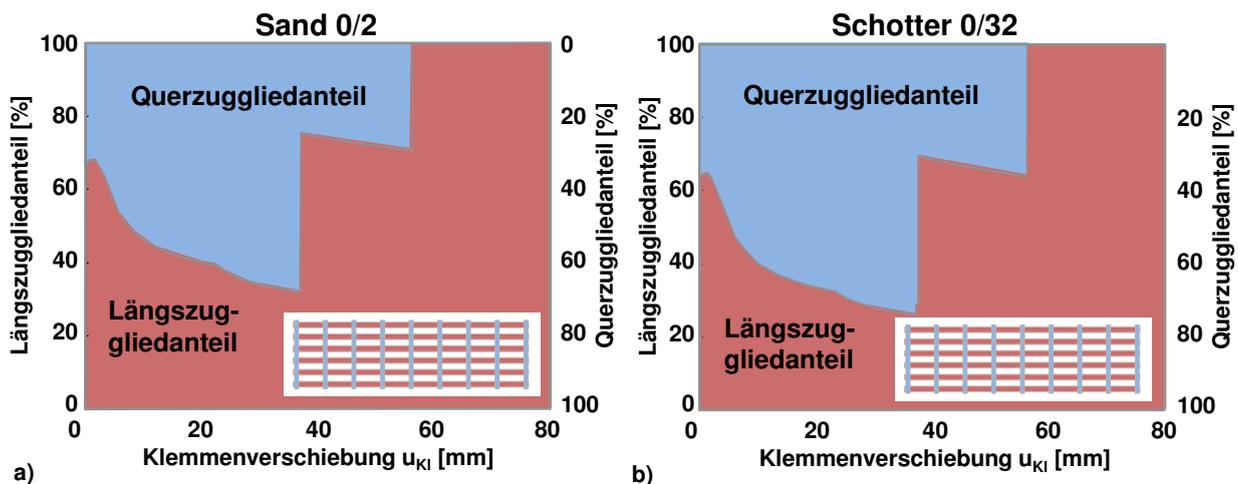
## 4.6 Einordnung der modellierten Querzuggliedwiderstände im Vergleich zur Literatur

Wichtigster Bestandteil eines Interaktionsmodells für Geogitter ist die Abbildung des Querzuggliedeffekts. Hier wurde dieser mittels Herausziehversuchen an Proben mit nur einem Querzugglied und dem Modell von Ziegler & Timmers (2003) beschrieben. Die sich darin maximal ergebenden Kräfte, die je Verbindungsstelle übertragen werden müssen, sind in Bild 4.20 zu den von Müller (2011) zusammengetragenen Werten aus Versuchen von Palmeira (2004), Sieira et al. (2009) und Ziegler & Timmers (2003 und 2004) für die untersuchten Geogitter und Böden eingetragen (Werte für GL-8600/1200 sind annähernd gleich wie für GL-8500/1500 und Werte für Schotter 0/32 wie für Kies 0/32, sodass sie darin nicht aufgeführt sind). Es wird ersichtlich, dass die ermittelten Querzuggliedwiderstände von der Größenordnung her im Bereich bisheriger Untersuchungen liegen.



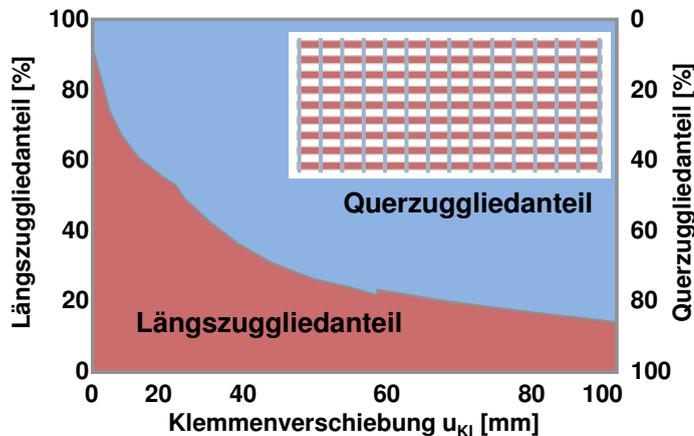
**Bild 4.20** Maximal mobilisierbarer Erdwiderstand vor Querzuggliedern aus Versuchen von Palmeira (2004), Sieira et al. (2009) und Ziegler & Timmers (2003 und 2004) sowie aus dem entwickelten Modell (erweitert nach Müller 2011).

Geogitter werden häufig nach Müller (2011) in sogenannte Reibungs- und Erddruckgitter unterschieden, je nachdem wie groß die entsprechenden Widerstandsanteile beim Herausziehen sind. Zu den Reibungsgittern zählen gewebte und geraschelte Gitter mit geringer Steifigkeit der Verbindungsstellen, während gestreckte und gelegte Gitter mit hoher Steifigkeit der Verbindungsstellen meist Erddruckgitter darstellen. Für die Herausziehversuche im Standardgerät nach DIN 60009 mit Sand 0/2 und Schotter 0/32 sind die Entwicklungen der Widerstandsanteile in Bild 4.21 dargestellt. Aufgrund des modellierten Versagens der Verbindungsstellen (vgl. Kap. 4.4) fällt der Querzuggliedanteil sehr steil bis auf null ab. Ansonsten ist zu erkennen, dass der Querzuggliedwiderstand für den Sand 0/2 ca. 70 % bzw. für den Schotter 0/32 75 % des Gesamtwiderstands erreicht. Dieser hohe Anteil ist mit der hohen Dehnsteifigkeit und der relativ kleinen Verankerungslänge zu erklären.



**Bild 4.21** Herausziehwiiderstandsanteile für Versuche im Standardgerät mit GL-4300/1200 bei 100 kN/m<sup>2</sup> im a) Sand 0/2 und b) Schotter 0/32.

Für den vergleichbaren Versuch im großen Versuchsgerät der TU Clausthal zeigt sich in Bild 4.22 aufgrund der großen Verankerungslänge und der damit einhergehenden langsameren Aktivierung des Geogitters eine Zunahme des Querszuggliedanteils bis zum Versuchsende. Dort ist der maximale Querszuggliedwiderstand mit ca. 88 % etwa 15 % höher als beim Versuch im kleineren Versuchskasten sowie erst bei 100 mm statt 40 mm der Verschiebung des Geogitteranfangs an der Klemme erreicht.



**Bild 4.22** Herausziehwiiderstandsanteile für Versuch im großen Gerät der TU Clausthal mit GL-4300/1200 im Schotter 0/32 bei 100 kN/m<sup>2</sup>.

Für alle im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Herausziehversuche mit regulären Geogitter (vgl. Tabelle 3.4 und Tabelle 4.4) sind die maximalen Querszuggliedwiderstandsanteile am Gesamtwiderstand aus den kalibrierten Modellierungen (inklusive Versagenskriterium  $u_{xmd,f}$  für die Verbindungsstellen, wenn notwendig) in Tabelle 4.5 aufgeführt. Darin ist eine weite Spanne der Querszuggliedanteile von 38,2 % beim Standardversuch mit Gitter GL-8500/1500 im Schotter 0/32 bis 87,8 % beim großen Versuch mit Gitter GL-4300/1200 im Schotter 0/32 zu sehen. Alle untersuchten Geogitter sind somit als Erddruckgitter einzustufen. Bemerkenswert ist, dass der Querszuggliedanteil von 38,2 % erreicht wurde, obwohl das Geogitter GL-4300/1200

gemäß Tabelle 3.2 nur einen offenen Flächenanteil von 31,4 % hat. Generell zeigte sich, dass der Querzuggliedanteil bei zunehmender Bodeneinbaudichte und abnehmender Normalspannung sinkt. Insgesamt liegen die Querzuggliedanteile damit im Rahmen der in Kapitel 2.3 zusammengefassten Untersuchungen, auch wenn die Querzuggliedanteile bei den untersuchten Geogittern mit steifen Verbindungsstellen naturgemäß hoch sind.

**Tabelle 4.5 Anteil des Querzuggliedwiderstands am Gesamtwiderstand für alle durchgeführten Versuche mit regulären Geogittern (SV).**

Versuchsgerät			Standardversuche zur Kalibrierung			Große Versuche TU Clausthal zur Validierung		
			20	50	100	20	50	100
Normalspannung $\sigma_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]								
Boden	Geogitter	Einbaudichte $D_{Pr}$ [%]	max. Querzuggliedwiderstandsanteil [%]			max. Querzuggliedwiderstandsanteil [%]		
Sand 0/2	GL-1200/1200	100	71,9	77,2	80,3	77,8	85,1	87,8
	GL-2800/1200	100	55,5	68,8	75,9			
	GL-4300/1200	100	66,8	75,6	69,4			
		95	-	75,3	-			
		92	77,1	74,3	72,2			
	GL-8500/1500	100	41,0	45,6	49,1			
92		46,1	48,7	50,6				
Schotter 0/32	GL-1200/1200	93,5	69,8	82,4	82,0	77,8	85,1	87,8
	GL-2800/1200	93,5	73,0	79,0	82,4			
	GL-4300/1200	93,5	65,6	73,5	74,1			
	GL-8500/1500	93,5	38,2	46,2	52,1			
Kies 0/32	GL-4300/1200	95	70,5	75,5	75,0	77,8	85,1	87,8
		90	81,5	83,8	85,5			
		80	79,4	-	87,2			

Im Vergleich zu den fiktiven Herausziehversuchen von Müller (2011) waren die verwendeten Geogitter wesentlich steifer ( $J_{0, Müller 2011} = 260 \text{ kN/m}$  zu  $J_{0-1\%} \geq 1660 \text{ kN/m}$ , vgl. Tabelle 3.3), was zu gleichmäßigeren Verschiebungen und Aktivierungen der Querzuggliedwiderstände entlang der Geogitter führte. Auch die von ihm angenommene Festigkeit der Verbindungsstellen ist mit ca.  $2,6 \text{ kN/m}$  wesentlich geringer als die nach GRI-GG2 (2005) ermittelten Festigkeiten der verwendeten Geogitter ( $T_{xmd,f} \geq 33,0 \text{ kN/m} \hat{=} 1320 \text{ N}$  je Verbindungsstelle), weswegen es in seiner Modellierung früh zu einem Versagen der Verbindungsstellen kommt.

Auch in den eigenen Herausziehversuchen kam es zum Versagen von Verbindungsstellen, obwohl die modellierten Kräfte in den Verbindungsstellen gemäß Bild 4.20 wesentlich geringer als deren Festigkeiten sind. Es wurde daher in Kapitel 4.2.1 ein Versagenskriterium entwickelt, das sich auf die Verschiebungen der Verbindungsstellen beim Bruch innerhalb von Versuchen mit nur einem Querzugglied (S1) bezieht, allerdings basierend auf kleiner Datenbasis. Insgesamt liegt dieses Versagenskriterium auf der sicheren Seite, da die Belastung der einzelnen Verbindungsstellen in regulären Gittern wesentlich geringer ist als in den Versuchen mit nur einem Querzugglied. Gerade

auch bei den Versuchen im großen Herausziehgerät zeigte sich, dass dieses Kriterium konservativ ist.

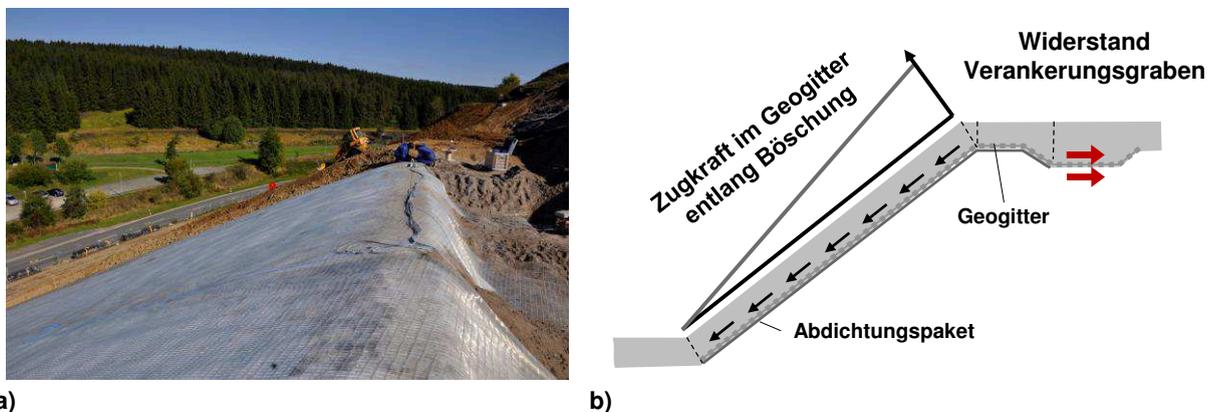
## **4.7 Zusammenfassung und Bewertung des entwickelten Interaktionsmodells**

In diesem Kapitel wurde dargestellt, wie ein Interaktionsmodell zur Beschreibung des Herausziehens von Geogittern aus Boden bei horizontaler Verankerung entwickelt wurde. Dabei wurden einzelne Aspekte von verschiedenen der in Tabelle 2.3 aufgeführten bekannten diskreten Interaktionsmodellen übernommen. Die programmtechnische Umsetzung basierte auf dem Modell von Müller (2011) mit den Vorteilen der freien Elementwahl, Aufbringung des Verschiebungskrements am freien Ende und der Integration von hinten nach vorne, sodass zur Modellierung eines Versuchs keine Zustandsdaten desselben Versuchs notwendig sind. Im Gegensatz zu Müller (2011) wurden die Eingangsfunktionen aus echten Versuchen unter Berücksichtigung der nichtlinearen Abhängigkeit der Widerstände von der Normalspannung und der Einbaudichte entwickelt, mit echten Herausziehversuchen kalibriert und zusätzlich mit großen Herausziehversuchen erfolgreich validiert.

Im Ergebnis konnten alle Versuche mit dem Interaktionsmodell und den entwickelten Eingangsfunktionen gut abgebildet werden. Damit kann die Interaktion zwischen den betrachteten Geogittern und Böden für horizontale Verankerungen modelliert werden. Zudem kann das Interaktionsmodell auf das Randwertproblem des Verankerungsgrabens übertragen werden, was im nächsten Kapitel erfolgt.

## 5 Modell zur Widerstandsmobilisierung in Verankerungsgräben mit integriertem Interaktionsmodell

Überall dort, wo Geogitter Zugkräfte aufnehmen, müssen diese wiederum an den umgebenden Boden abgegeben, also verankert, werden. Gerade in oberflächenparallelen, geogitterbewehrten Systemen wie in Bild 5.1 nehmen die Geogitter hohe Zugkräfte auf, die dann an der Böschungskrone mit möglichst geringen Flächenverbrauch verankert werden müssen. Dies geschieht in sogenannten Verankerungsgräben in denen das Geogitter nicht nur horizontal geführt wird (vgl. Kap. 2.4). Zum Versagen solcher Verankerungsgräben können unterschiedliche Mechanismen führen, die in einer Widerstandsberechnung alle berücksichtigt werden müssen. So findet bei Belastung des Geogitters zunächst immer ein *Herausziehen* des Gitters aus dem umgebenden Boden im Verankerungsgraben statt. Bei weiterer Belastung des Geogitters kommt es, je nach Ausführung des Verankerungsgrabens, dazu, dass der auf dem Geogitter aufliegende Boden mitbewegt wird (*Gleiten*). Dann werden nur auf Geogitterunterseite Kräfte an den Boden übertragen und ein geringerer Verankerungswiderstand resultiert als beim Mechanismus Herausziehen. Zusätzlich ist das horizontale Abscheren der gesamten Böschungskrone zu untersuchen.



**Bild 5.1 Oberflächenparalleles System mit Geogitterbewehrung.**

Um nicht nur den maximalen Widerstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit, sondern auch seine kraft- und verschiebungsabhängige Mobilisierung berechnen zu können, muss im Modell berücksichtigt werden, welcher Mechanismus für den jeweiligen Verschiebungszustand maßgebend ist. Dies ist wiederum abhängig von der Mobilisierung der Interaktion entlang des Geogitters und des daraus resultierenden Zugkraftverlaufs sowie der effektiven Verankerungslänge. Für deren Bestimmung ist das im vorherigen Kapitel entwickelte Interaktionsmodell sehr gut geeignet. Dazu müssen allerdings die geänderten Randbedingungen

im Vergleich zum Herausziehversuch und insbesondere die an den Umlenkpunkten im Verlauf des Geogitters hervorgerufenen Umlenkkräfte berücksichtigt werden.

Das in Kapitel 4 entwickelte Interaktionsmodell dient hier daher zum einen als Hilfswerkzeug, um für jede Einwirkung die Zugkraftverläufe und darüber Umlenkkräfte entlang des Geogitters im Verankerungsgraben zu liefern, die wiederum in die Gleichgewichtsbetrachtungen an den Mechanismen eingehen. Zum anderen wird es zur integrierten Überprüfung der Materialwiderstände aller Komponenten des Geogitters (Längszugglied- und Verbindungsstellenfestigkeit) bei jedem Einwirkungszustand genutzt.

In diesem Kapitel wird das für horizontale Verankerungen entwickelte Interaktionsmodell zunächst insbesondere zur Berücksichtigung von Umlenkeffekten erweitert. Daraufhin wird das Interaktionsmodell in die Betrachtung von vorab definierten Versagensmechanismen von Verankerungsgräben integriert, woraus das Gesamtmodell zur Widerstandsmobilisierung in Verankerungsgräben entsteht. Die Validierung dieses Gesamtmodells im Hinblick auf die Abbildung der Verformungs- und Versagensmechanismen und des resultierenden maximalen Verankerungswiderstands erfolgt anschließend anhand der Ergebnisse von Modellversuchen von Girard et al. (2006). Die modellierte Mobilisierung des Verankerungswiderstands wird zusätzlich mithilfe von Feldmessungen an einem Verankerungsgraben der Deponie Pochsandhalde validiert. Abschließend wird das Gesamtmodell zur Widerstandsmobilisierung in Verankerungsgräben bewertet.

## 5.1 Erweiterung des entwickelten Interaktionsmodells

Die Erweiterung des entwickelten Interaktionsmodells ist aufgrund von veränderten Randbedingungen und Auftreten von Umlenkeffekten an den Knickpunkten im Verlauf eines Geogitters im Verankerungsgraben notwendig.

### 5.1.1 Veränderte Randbedingungen

In einem Verankerungsgraben, wie beispielsweise in Bild 5.2 dargestellt, sind die Bodenüberdeckung und damit die vertikale Auflastspannung  $\sigma_v$  nicht gleichförmig entlang der Bewehrung, sondern ortsabhängig. Zusätzlich entspricht in geneigten Abschnitten die Vertikalspannung  $\sigma_v$  nicht der Normalspannung  $\sigma_n$ , sondern es gilt in Übereinstimmung mit den Berechnungsmethoden aus Kapitel 2.4.3 und den EBGEO (2010):

$$\sigma_n(x) = \sigma_v(x) \cdot \cos \beta \quad [\text{kN/m}^2] \quad (5.1)$$

mit  $\beta$  = Bewehrungsneigung.

Im Folgenden wird der Boden wie auch im Herausziehversuch für die Interaktionsmodellierung als unbeweglich, also stationär, angenommen, sodass die Verschiebungen des Geogitters immer gleich den Relativverschiebungen zum Boden sind. In der globalen Gleichgewichtsbetrachtung des Verankerungsgrabens in Kapitel 5.2 werden Bodenbewegungen allerdings schon betrachtet,

indem zwischen den Mechanismen *Herausziehen des Geogitters aus einem stabilen Bodenblock* und *Gleiten des Bodens auf dem Geogitter* unterschieden wird.

### 5.1.2 Ansatz zur Berücksichtigung von Umlenkeffekten

Wie in Kapitel 2.4.2 beschrieben wurde, kommt es an Knickstellen im Verlauf eines Geogitters, ähnlich wie beim Spannstahl im Massivbau, zu Umlenkkraften, die bei der Betrachtung von Verankerungsgräben berücksichtigt werden müssen. In Bild 5.2 ist der typische Verlauf eines Geogitters in einem Verankerungsgraben dargestellt. Der Öffnungswinkel einer Umlenkung  $\theta_j$  lässt sich wie folgt aus den Bewehrungsneigungen vor  $\beta_j^-$  und hinter  $\beta_j^+$  der Umlenkung  $j$  berechnen:

$$\theta_j' = 180^\circ + \beta_j^- - \beta_j^+ \quad [^\circ] \quad (5.2)$$

$$\theta_j = \theta_j' \quad \text{für } \theta_j' < 180^\circ \quad [^\circ] \quad (5.3)$$

$$\theta_j = 360^\circ - \theta_j' \quad \text{für } \theta_j' > 180^\circ \quad [^\circ]$$

Ist  $\theta_j' < 180^\circ$  handelt es sich um eine nach unten geöffnete Umlenkung, die eine nach unten gerichtete Umlenkkraft erzeugt (im weiteren Verlauf *Umlenkpressung* genannt). Bei Umlenkungen mit  $\theta_j' > 180^\circ$  wird eine nach oben gerichtete Umlenkkraft erzeugt (im weiteren Verlauf *Umlenkabhebung* genannt).

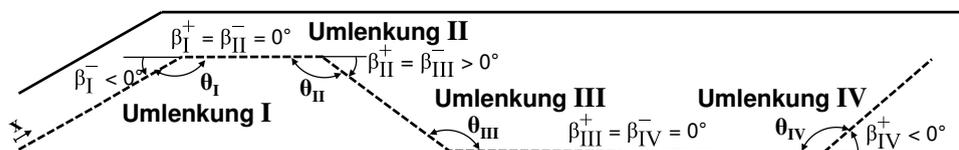


Bild 5.2 Geogitterverlauf in einem Verankerungsgraben mit vier Umlenkungen.

#### 5.1.2.1 Umlenkkräfte

Die an einer Umlenkung auftretende Umlenkkraft lässt sich mittels Gleichgewicht in Anlehnung an Gleichung (2.21), hier allerdings in Vektorschreibweise, berechnen (s. Bild 5.3):

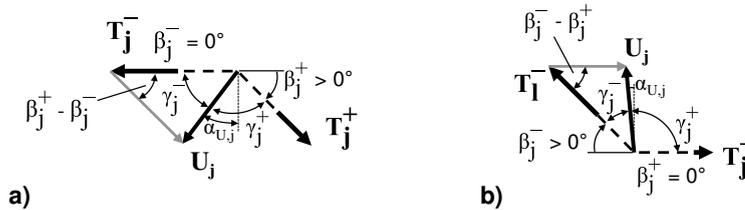
$$\underline{U}_j = \underline{T}_j^- + \underline{T}_j^+ \quad [\text{kN/m}] \quad (5.4)$$

mit  $\underline{U}_j$  = Umlenkkraftvektor an Umlenkung  $j$ ,  $\underline{T}_j^-$  bzw.  $\underline{T}_j^+$  = Geogitterzugkraftvektor in Richtung der Böschung bzw. in Richtung des Geogitterendes.

Mithilfe des Kosinussatzes und den Beträgen und Richtungen der Geogitterzugkraftvektoren  $\underline{T}_j^-$  und  $\underline{T}_j^+$  lässt sich gemäß Bild 5.3 auch der Betrag der Umlenkkraft berechnen:

$$U_j = \sqrt{T_j^{-2} + T_j^{+2} - 2 \cdot T_j^- \cdot T_j^+ \cdot \cos(\beta_j^+ - \beta_j^-)} \quad [\text{kN/m}] \quad (5.5)$$

mit  $T_j^-$  bzw.  $T_j^+$  = Geogitterzugkräfte.



**Bild 5.3 Kräftegleichgewicht an a) nach unten geöffneter und b) nach oben geöffneter Umlenkung.**

Die Neigungen der Umlenkraft zur den Zugkräften  $T_j^-$  bzw.  $T_j^+$  ergibt sich zu

$$\gamma_j = \arccos \left( \frac{T_j^{-2} + U_j^2 - T_j^{+2}}{2 \cdot T_j^- \cdot U_j} \right) \quad [^\circ] \quad (5.6)$$

und:

$$\gamma_j^+ = \theta_j - \gamma_j^- \quad [^\circ] \quad (5.7)$$

Daraus lässt sich die Neigung der Umlenkraft zur Vertikalen berechnen:

$$\alpha_{U_j} = \theta_j - \gamma_j^- - \left( 90^\circ - |\beta_j^+| \right) \quad [^\circ] \quad (5.8)$$

Der vertikale Anteil der Umlenkraft ergibt sich dann zu:

$$U_{v,j} = U_j \cdot \cos \alpha_{U_j} \quad [\text{kN/m}] \quad (5.9)$$

Es ist davon auszugehen, dass die Umlenkraft nicht als Einzellast punktuell an der Knickstelle wirkt, sondern sich über eine gewisse Strecke verteilt. Gemäß der Spannglied- (vgl. Rombach 2010) und der Membrantheorie (z. B. Giroud & Noiray 1981) stellt sich, wie in Bild 5.4 dargestellt, eine kreisförmige Umlenkstrecke der Bogenlänge  $L_{U,j}$  ein, entlang der eine konstant angenommene Spannung  $\sigma_{U,j}$  auf das Zugelement wirkt. Die Richtung der Umlenkspannung entspricht gemäß Bild 5.4a der Richtung der Umlenkraft, sodass sie wie folgt berechnet werden kann:

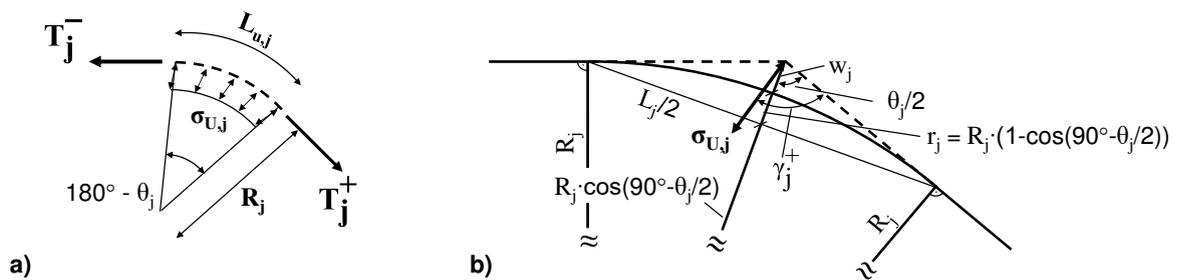
$$\sigma_{U,j} = \frac{U_j}{L_{U,j}} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (5.10)$$

mit  $L_{U,j}$  = Umlenkstrecke, wie sie sich aus der Geometrie gemäß Bild 5.4a ergibt:

$$L_{U,j} = (180^\circ - \theta_j) \cdot R_j \quad [\text{m}] \quad (5.11)$$

mit  $R_j$  = Umlenkradius gemäß Bild 5.4b.

Diese Umlenkstrecke ist sicherlich von vielen Material- und Zustandsgrößen abhängig. Ihr Einfluss auf das Ergebnis ist allerdings gering, da die Summe der Umlenkspannungen (entspricht Umlenkraft  $U_j$ ) von ihr unabhängig ist.



**Bild 5.4 a) Umlenkspannung und b) Geometrie bei kreisförmiger Umlenkung des Geogitters.**

Im Folgenden wird zur Ermittlung des Effekts der Geogitterumlenkung auf die Verankerung zwischen den Fällen der Umlenkpressung (abwärts gerichtete Umlenkkraft) und der Umlenkabhebung (aufwärts gerichtete Umlenkkraft) unterschieden.

### 5.1.2.2 Umlenkpressung

Im Folgenden wird dargestellt, wie sich die kreisförmige Umlenkung basierend auf geometrischen Bedingungen und der Annahme einer vom Bettungsmoduls  $k_s$  des unterliegenden Bodens abhängigen Bodenverformung bei der wirkenden Umlenkkraft einstellt. Einzig der Bettungsmodul des Bodens muss dafür angegeben werden.

In Bild 5.4b ist eine Umlenkung dargestellt, bei der sich das Geogitter in Richtung des unterliegenden Bodens verformt. Diese Verformung  $w_1$  kann mit dem Anteil der Umlenkspannung in Richtung des Radius und des Bettungsmoduls des unterliegenden Bodens  $k_s$  wie folgt bestimmt werden:

$$w_j = \frac{\sigma_{U,j} \cdot \cos(\gamma_j^+ - \theta_j/2)}{k_s} \quad [\text{m}] \quad (5.12)$$

Nach Berechnung der Verformung des unterliegenden Bodens lassen sich die weiteren geometrischen Größen aus Bild 5.4b mit den folgenden Gleichungen bestimmen:

$$L_j = 2 \cdot R_j \cdot \sin(90^\circ - \theta_j/2) \quad [\text{m}] \quad (5.13)$$

$$r_j = R_j \cdot (1 - \cos(90^\circ - \theta_j/2)) \quad [\text{m}] \quad (5.14)$$

$$L_j/2 = (r_j + w_j) \cdot \tan \theta_j/2 \quad [\text{m}] \quad (5.15)$$

Nach einigen Umformungen ergibt sich der Umlenkradius  $R_j$  zu:

$$R_j = \frac{w_j \cdot \sin \theta_j/2}{1 - \sin \theta_j/2} \quad [\text{m}] \quad (5.16)$$

Einsetzen von  $w_j$  in Gleichung (5.16) und wiederum Einsetzen von  $R_j$  in Gleichung (5.11) bringt die Umlenkstrecke  $L_{U,j}$  in Abhängigkeit von der Umlenkspannung  $\sigma_{U,j}$ . Nach weiterem Einsetzen in Gleichung (5.10) und Auflösen nach der Umlenkspannung  $\sigma_{U,j}$  ergibt sich diese zu:

$$\sigma_{U,j} = \sqrt{\frac{U_j \cdot k_s \cdot (1 - \sin \theta_j/2)}{\cos(\gamma_j^+ - \theta_j/2) \cdot \sin \theta_j/2 \cdot (180^\circ - \theta_j)}} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (5.17)$$

Zur Berechnung des normalen Anteils der Umlenkspannung muss unterschieden werden für den Bereich vor der Umlenkung

$$\sigma_{n,U,j}^- = \sigma_{U,j} \cdot \sin \gamma_j^- \quad [\text{kN/m}^2] \quad (5.18)$$

und hinter der Umlenkung

$$\sigma_{n,U,j}^+ = \sigma_{U,j} \cdot \sin \gamma_j^+ \quad \text{für } \gamma_j^+ \leq 90^\circ \quad [\text{kN/m}^2] \quad (5.19)$$

$$\sigma_{n,U,j}^+ = \sigma_{U,j} \cdot \cos(\gamma_j^+ - 90^\circ) \quad \text{für } \gamma_j^+ > 90^\circ \quad [\text{kN/m}^2]. \quad (5.20)$$

Für beide Bereiche wird davon ausgegangen, dass die Umlenkspannung im Mittel in Richtung der Umlenkkraft wirkt.

Im Fall der Umlenkpressung wirkt der normale Anteil der Umlenkspannung zusätzlich zur Normalspannung infolge Auflast im Bereich der Umlenkung auf die Unterseite des Geogitters, wodurch sowohl die Längszuggliedreibung als auch der Widerstand der Querzuglieder erhöht wird. Sollte die Normalspannung zwischen Geogitter und unterliegendem Boden dadurch die maximal mögliche Bodenpressung überschreiten (vgl. z. B. DIN 1054:1976-11), ist von einem lokalen Bodenversagen auszugehen. Die von oben auf das Geogitter wirkende Normalspannung  $\sigma_{n,o}$  bleibt dabei unverändert.

Wie schon erwähnt, ist die Summe der Umlenkkraft gemäß Gleichung (5.5) unabhängig von der Länge der Umlenkstrecke. Die Umlenkstrecke wird im Modell nur für die Ausbreitung der Umlenkkraft entlang des Geogitters benötigt und hat nur über die nichtlinear normalspannungsabhängigen Reibungsparameter Einfluss. Der Einfluss des Bettungsmoduls auf den Gesamtverankerungswiderstand eines Verankerungsgrabens ist daher sehr gering, was im späteren Kapitel 6.3 in Bild 6.2 gezeigt wird. Es ist daher ausreichend den eigentlich last- und verformungsabhängigen Bettungsmodul des Bodens im betrachteten Verankerungsgraben näherungsweise anzunehmen.

Da die Umlenkstrecke bestimmt, an welchem Ort die jeweiligen Zugkräfte  $T_j^-$  und  $T_j^+$  zu verwenden sind und da diese Umlenkstrecke wiederum abhängig von der Umlenkkraft ist (s. Gl. (5.10)), ist dies für einen betrachteten Zustand nur aufwendig iterativ zu lösen. Bei ausreichend kleiner Schrittweite zwischen den einzelnen Zuständen ist es daher vertretbar die Umlenkstrecke und auch die Zugkräfte vom vorherigen Zustand zu verwenden, was in der Modellierung auch so umgesetzt wurde.

### 5.1.2.3 Umlenkabhebung

Im Fall der nach oben gerichteten Umlenkkraft, kommt es zu einer Abhebung des Geogitters vom Bodenaufleger mitsamt des aufliegenden Bodens. Die Wirkungslänge  $L_{U,j}$  der gemäß

Gleichung (5.10) berechneten Umlenkspannung  $\sigma_{U,j}$  ergibt sich in diesem Fall gemäß des Lage- und des Kräfteplans in Bild 5.5 aus der Gleichgewichtsbetrachtung zwischen dem Gewicht des aufliegenden Bodens  $W_i$ , der seitlichen Erddruckkräfte  $E_j^-$  und  $E_j^+$  und der Umlenkraft  $U_j$  (in Vektorschreibweise):

$$\underline{U}_j + \underline{W}_j(L_{U,j}) + \underline{E}_j^-(L_{U,j}) + \underline{E}_j^+(L_{U,j}) = \underline{0} \quad [\text{kN/m}] \quad (5.21)$$

Darin sind die Gewichtskraft des Bodenblocks sowie die seitlichen Erddruckkräfte abhängig von der Umlenkstrecke. Die Gewichtskraft des Bodenblocks mit vertikalen seitlichen Scherfugen berechnet sich unter Vereinfachung des Bogens mit seiner Sehne zu:

$$W_j(L_{U,j}) = \frac{1}{2} \gamma \cdot (h_j^-(L_{U,j}) + h_j^+(L_{U,j})) \cdot L_{U,j} \cdot \cos \frac{1}{2}(\beta_j^- - \beta_j^+) \quad (5.22)$$

mit  $\gamma$  = Wichte des Bodens und  $h_j^-(L_{U,j})$  bzw.  $h_j^+(L_{U,j})$  = von der Umlenkstrecke abhängige Höhen des Bodenblocks.

Da der Bodenblock tendenziell die Böschungskrone hinauf bewegt wird (in Bild 5.5 von rechts nach links), wird die Erddruckkraft auf der Grabenseite als aktiver Erddruck und die Erddruckkraft auf der Seite der Böschungskrone als passiver Erddruck angenommen. Diese Erddruckkräfte lassen sich wie folgt berechnen:

$$E_{h,j}^+ = \frac{1}{2} \gamma \cdot h_j^+(L_{U,j})^2 \cdot K_a \quad [\text{kN/m}] \quad (5.23)$$

$$E_{v,j}^+ = E_{h,j}^+ \cdot \tan \varphi_0 \quad [\text{kN/m}] \quad (5.24)$$

mit dem aktiven Erddruckbeiwert zu  $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_0/2)$  und

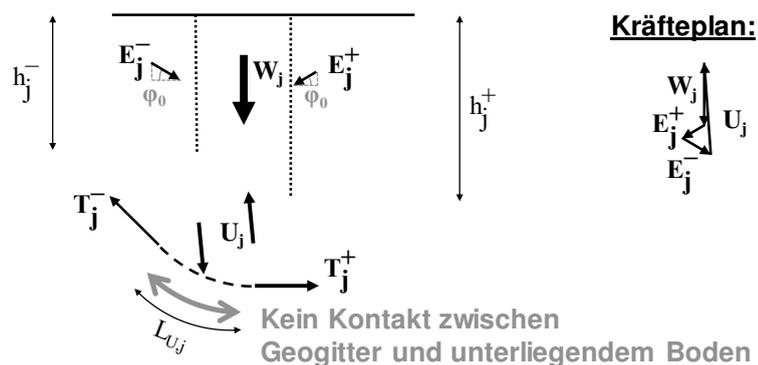
$$E_{h,j}^- = \frac{1}{2} \gamma \cdot h_j^-(L_{U,j})^2 \cdot K_p \quad [\text{kN/m}] \quad (5.25)$$

$$E_{v,j}^- = E_{h,j}^- \cdot \tan \varphi_0 \quad [\text{kN/m}] \quad (5.26)$$

mit dem passiven Erddruckbeiwert zu  $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi_0/2)$ .

Der Einfachheit halber ist hier ein Verankerungsgraben dargestellt, der mit nur einer Bodenart verfüllt ist. Sollten wie in den folgenden Kapiteln mehrere Böden mit unterschiedlichen Wichten eingesetzt werden, ändern sich die hier aufgeführten Gleichungen entsprechend.

Sollte die Umlenkraft so groß sein, dass sich die Abhebung des Geogitters bis in den Bereich der benachbarten Umlenkpressung, also einer Normalspannungserhöhung auf der Unterseite fortsetzt, ist dieser Umlenkraftanteil der benachbarten Umlenkung im Kräftegleichgewicht aus Gleichung (5.21) zu berücksichtigen.



**Bild 5.5** Wirkende Kräfte im Fall der Umlenkabhebung und Krafteck.

Es ist davon auszugehen, dass das Geogitter samt aufliegendem Boden über die Länge  $L_{Uj}$  abgehoben wird und auf der Unterseite des Gitters somit keine Normalspannung wirkt ( $\sigma_{n,u} = 0$ ). Dies ist unter anderen in Übereinstimmung mit Espinoza (1994), der im Fall einer Geotextillage als Membran unterhalb einer Tragschicht annimmt, dass kein Verbund zwischen Geotextil und weichem Untergrund besteht. Die Normalspannung von oben auf das Geogitter bleibt unter Berücksichtigung des Gleichgewichts unverändert.

## 5.2 Anwendung des Modells auf relevante Versagensmechanismen von Verankerungsgräben

In Übereinstimmung mit den in Kapitel 2.4.1 beschriebenen experimentellen Untersuchungen werden in diesem Unterkapitel mehrere Arten von Versagensmechanismen betrachtet. Erstens handelt es sich dabei um Versagensmechanismen mit Scherfugen hauptsächlich entlang der Bewehrung sowie vertikale Scherfugen im Boden, die mittels bewehrungsparallelem Gleichgewicht überprüft werden. Hier muss unterschieden werden zwischen *Gleiten* und *Herausziehen*, was im folgenden Unterkapitel näher beschrieben wird. Zweitens ist wie in den EBGEO (2010) das Versagen der Böschungskrone mit Mechanismen mit Scherfugen entlang der Bewehrung und in vertikaler sowie auch horizontaler Richtung unterhalb der Böschungskrone mittels horizontalem Gleichgewicht zu betrachten.

Bild 5.6 zeigt einen Verankerungsgraben mit den hier gewählten Bezeichnungen. In allen Modellierungen ist Abschnitt 1 einzubeziehen, damit zum einen der Mechanismus zum Versagen der Böschungskrone (vgl. Kap. 5.2.2) direkt überprüft werden kann. Zum anderen wird damit der widerstandserhöhende Effekt der Umlenkung I berücksichtigt. Dadurch muss allerdings ein Geogitterbereich modelliert werden, der nicht direkt zur Verankerung beiträgt, sondern wo die Zugkraft im Geogitter noch zunimmt (Bild 5.6 Abschnitt 1). In der Modellierung wird vereinfachend davon ausgegangen, dass sich der Krafteintrag in das Geogitter aus oberliegendem Boden und die Kraftabgabe an die unterliegende Schicht ausgleichen und die Geogitterzugkraft somit in diesem Bereich konstant bleibt.

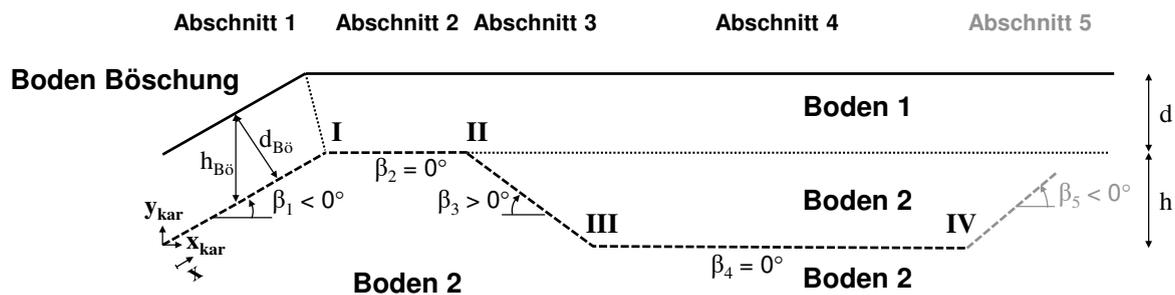


Bild 5.6 Definition der Bezeichnungen eines Verankerungsgrabens.

### 5.2.1 Gleit-/Herausziehversagen (bewehrungsparalleles Gleichgewicht)

Bei Betrachtung der Versagensmechanismen mit bewehrungsparallelen Scherfugen haben die experimentellen Untersuchungen aus Kapitel 2.4 sowie die Überlegungen von Syllwasschy & Sobolewski (2008) gezeigt, dass unterschieden werden muss (s. Bild 5.7), ob das Geogitter aus einem stabilen Bodenblock herausgezogen wird und Widerstände an Ober- und Unterseite wirken (*Herausziehen*) oder ob der aufliegende Boden auf dem Geogitter liegen bleibt und mitgleitet und Widerstände nur an der Unterseite wirken (*Gleiten*).

Für ein horizontales Geogitter, wie es in Bild 5.7 dargestellt ist, ist leicht ersichtlich, wann welcher Mechanismus auftritt. Der erste Fall des Herausziehens findet, wie Bild 5.7a zeigt, nur statt, wenn der obere Boden horizontal gehalten wird, sodass die eingeleiteten horizontalen Kräfte auch wieder abgeleitet werden können. Im Herausziehversuch, wie er in Kapitel 2.3.1.2 beschrieben wurde, bildet die Frontwand das Auflager für die Horizontalkräfte. Ist wie in Bild 5.7b kein Auflager vorhanden, bleibt der obere Boden auf dem Geogitter liegen und es findet Gleiten statt.

In Verankerungsgräben finden sich keine starren Auflagerwände, allerdings gibt es dort neben horizontalen auch geneigte Bewehrungsabschnitte (vgl. Bild 5.6), wo das Eigengewicht des Bodens als haltende oder zusätzlich treibende Kraft mit eingeht. In dem geneigten Abschnitt 3 auf der Rückseite der Böschungskrone wirkt das Gewicht des aufliegenden Bodens den vom Geogitter in den Boden übertragenen, aufschiebenden Kräften entgegen. Ist diese Gewichtskraft des hochzuschiebenden Bodens größer als die vom Geogitter in den oberen Boden eingeleiteten Kräfte, bleibt der Bodenblock stehen und es findet Herausziehen statt. Überschreitet die Größe der eingeleiteten Kräfte dahingegen die Gewichtskraft in Abschnitt 3, wird der Boden auf dem Geogitter mitgleiten. Der Fall Gleiten wird dabei erst ab einem Grabenneigungswinkel von  $\beta_3 \leq 80^\circ$  betrachtet, für den ein Aufschieben der Bodenblöcke auf dem Geogitter kinematisch möglich scheint. Für  $\beta_3 > 80^\circ$  wird nur der Fall Herausziehen betrachtet. Im letzten Abschnitt 5 wirkt das Gewicht des Bodens immer zusätzlich abwärts treibend.

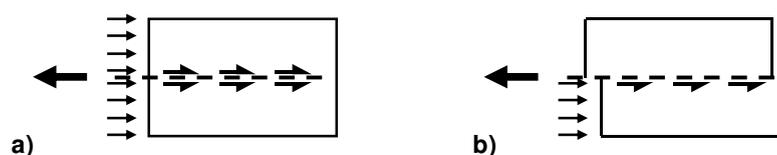


Bild 5.7 Prinzipielle Darstellung der Mechanismen a) Herausziehen und b) Gleiten.

Neben der bewehrungsparallelen Scherfuge entlang des Geogitters werden auch vertikale Scherfugen im Boden betrachtet, in denen Erddruckkräfte wirken. Mit zunehmender Aktivierung des Geogitters entlang seiner Verankerungslänge verschieben sich die auftretenden vertikalen Scherfugen im Boden, sodass es eine Aktivierungs- und eine Gleitfront gibt (vgl. Bild 5.8). Die Aktivierungsfront ist der Ort im Geogitter, wo die Zugkraft gerade komplett an den Boden abgegeben ist und den Wert null erreicht. Die Gleitfront ist der Ort einer vertikalen Bodenfuge, wo in Richtung Geogitterende Herausziehen stattfindet, während überall von dort aus in Richtung Böschung der Boden auf dem Geogitter aufliegt und mitgleitet.

### 5.2.1.1 Bestimmung des Übergangs von Herausziehen zu Gleiten

Im Böschungsbereich (Abschnitt 1) wird keine Zugkraft an den Boden abgegeben und der Boden bewegt sich bei Mobilisierung des Geogitters mit, sodass dort Gleiten vorliegt (Bild 5.8a). Im ersten zugkraftverankernden Bereich, dem Abschnitt 2, wird der Boden in Übereinstimmung der Berechnungsansätze aus dem deutschsprachigen Raum in Kapitel 2.4.3 bei Verschiebung des Geogitters auf diesem liegen bleiben, da der Boden auf der Böschung bereits auf dem Geogitter mitgleitet und somit kein Auflager für den Boden von Abschnitt 2 bildet. Hier liegt also der in Bild 5.7b gezeigte Zustand vor, bei dem vom Geogitter in den oberen Boden eingeleitete horizontale Kräfte nicht aufgenommen werden können.

Erst im geneigten Geogitterbereich (Abschnitt 3) bleibt der Bodenblock durch sein Eigengewicht zunächst gehalten und es findet Herausziehen statt (Bild 5.8c oben), bevor ab einem gewissen Zustand Gleiten beginnt (Bild 5.8c unten). Für genau den Zustand des Übergangs von Herausziehen zu Gleiten im Abschnitt 3 wie er in Bild 5.8c unten dargestellt ist, ist in Bild 5.9a der Bodenkörper 3' freigeschnitten und alle wirkenden Kräfte sind angetragen. Zeichnen des Kraftecks liefert die maximal übertragbare Schubspannung  $R_{t,o}^{3'}$ , bei der sich der Bodenblock 3' noch im Gleichgewicht befindet, bevor er hochgeschoben wird. Unter Vernachlässigung der vergleichbar kleinen, treibenden Erddruckkraft ergibt sich, dass solange Herausziehen stattfindet, bis die in den Boden übertragene Schubspannung  $R_{t,o}^{3'}$  die Größe des bewehrungsparallelen Anteils der Gewichtskraft  $G_{3'}$  überschreitet und der Boden mitgleitet. Daher gilt Herausziehen, wenn:

$$G_{\parallel}^{3'} \geq R_{t,o}^{3'} \quad (5.27)$$

Um dies für jede aktivierte Länge (mit zunehmender Größe des Bodenkörpers 3' je nach Ort der Aktivierungsfront) im Modell überprüfen zu können, ist Gleichung (5.27) mit Integralen ausgedrückt wie folgt implementiert:

$$\int_{x_{II}}^{x_{AF}} g_{\parallel}^3 \geq \int_{x_{II}}^{x_{AF}} \tau_{sg,o}^3 \quad \text{für } x_{GF} = x_{II} \text{ und } x_{AF} \leq x_{III} \quad (5.28)$$

mit  $x_j$  = Position der Umlenkung  $j$ ,  $x_{AF}$  bzw.  $x_{GF}$  = Position der Aktivierungs- bzw. der Gleitfront,  $g_{\parallel}^3$  = bewehrungsparalleler Anteil der Gewichtsspannung aus aufliegendem Boden entlang Abschnitt 3 und  $\tau_{sg,o}^s$  = aus Reibungs- und Querszuggliedwiderständen resultierende Schubspannungen an Geogitteroberseite im Abschnitt  $s$  (hier:  $s = 3$ ).

Bei Erreichen der Grenze aus Gleichung (5.27) bzw. (5.28) bewegt sich der Boden bis zur sogenannten Gleitfront auf dem Geogitter mit und neben dem bewehrungsparallelen Anteil der Gewichtskraft des bewegten Bodenblocks leisten nur die Schubspannungen auf Geogitterunterseite Widerstand (Bild 5.8c unten). Die Gleitfront wandert den geneigten Bereich entlang und in dem Bereich zwischen der Gleit- und Aktivierungsfront, der in Bild 5.8c unten dargestellt ist, wird gemäß der dann leicht veränderten Grenzgleichung überprüft, ob dort noch Herausziehen stattfindet. Herausziehen findet statt, wenn:

$$\int_{x_{GF}}^{x_{AF}} g_{\parallel}^3 \geq \int_{x_{GF}}^{x_{AF}} \tau_{sg,0}^3 \quad \text{für } x_{GF} > x_{II} \text{ und } x_{AF} \leq x_{III} \quad (5.29)$$

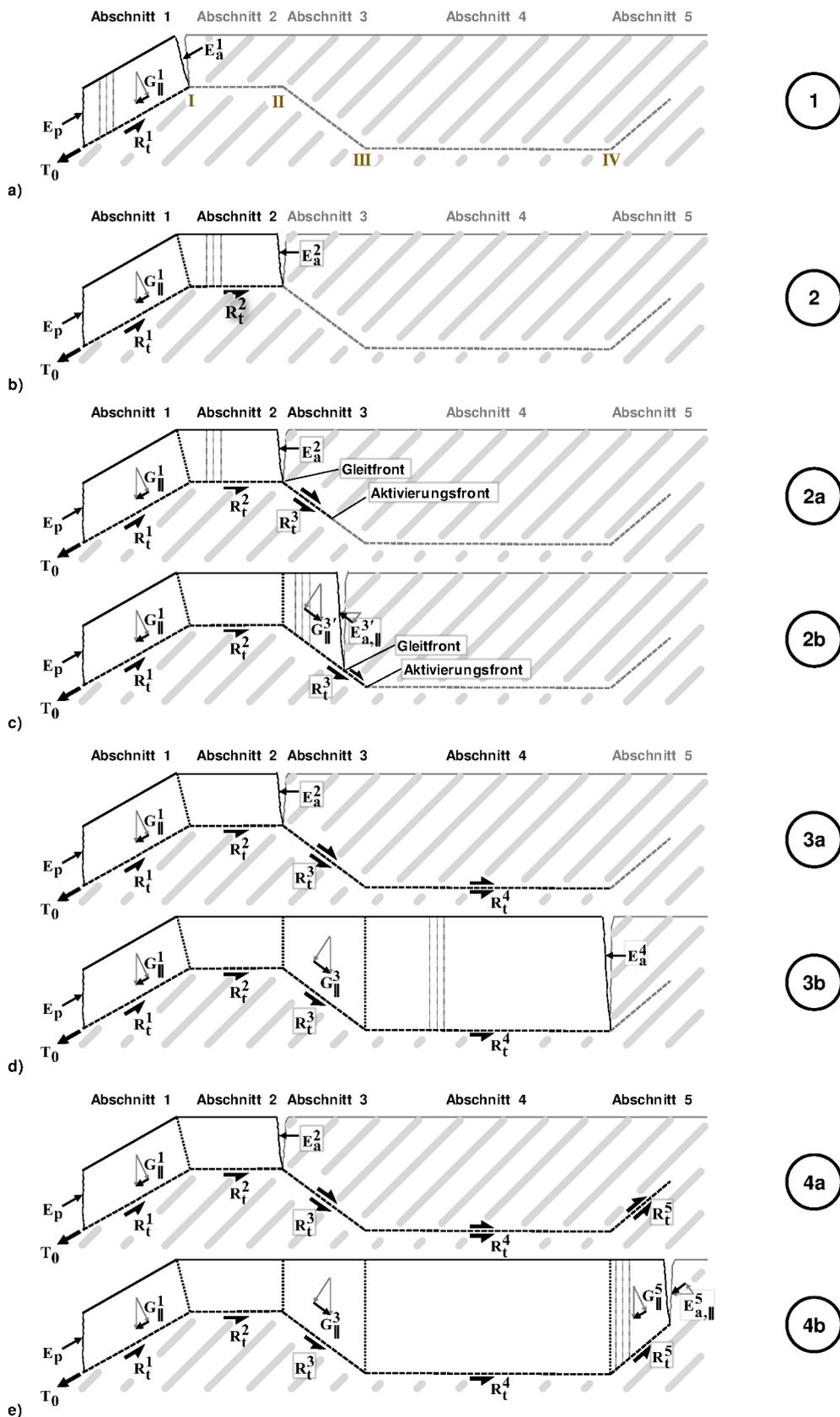
Ist die Kombination aus Geogitterneigung und Interaktion im Abschnitt 3 günstig, findet auch noch kein Gleiten statt, wenn die Aktivierungsfront Umlenkung III (Bild 5.8c unten) oder sogar Umlenkung IV (Bild 5.8d oben) erreicht. Für den Zustand der Aktivierung des Gitters bis Umlenkung IV (welcher auch in Bild 5.8d unten dargestellt ist) sind in Bild 5.9b die Bodenblöcke 3 und 4 freigeschnitten, um anhand der wirkenden Kräfte darzustellen, ab wann Gleiten eintritt.

Darin stellen die Doppelpfeile die Richtungen der relativen Verschiebungen zwischen den Blöcken dar. Zur Ermittlung der in den Boden übertragbaren Schubspannung  $R_{t,0}^3$  bei der gerade Gleiten anfängt, werden unten in Bild 5.9b die Kraftecke der einzelnen Körper gezeichnet, beginnend bei Block 4. Dort wirkt unter anderem die aktuell mobilisierte Schubspannung  $R_{t,0}^4$  aus dem Interaktionsmodell für den dargestellten Verschiebungszustand mit Aktivierung des Geogitters bis zu seinem Ende. Durch Kenntnis der Richtungen der Normalkraft  $N_4$  und der Fugenkraft  $Q_{4/3}$  (um  $\varphi$  geneigt) kann das Krafteck geschlossen werden.

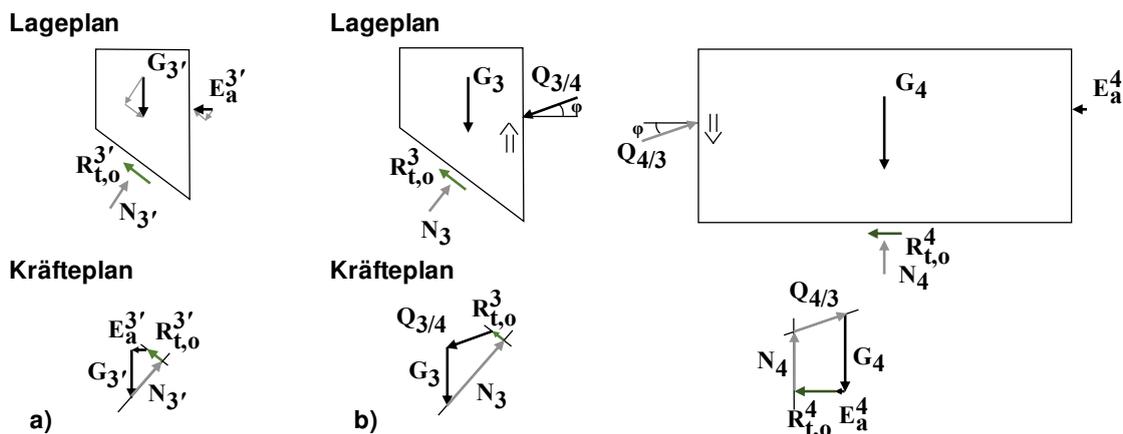
Anzeichnen dieser für diesen Mobilisierungszustand erhaltene Fugenkraft  $Q_{3/4}$  an Block 3 und Lösen des Kraftecks ergibt die gesuchte Kraft  $R_{t,0}^3$  (in dem dargestellten Fall relativ klein), bei der gerade Gleiten beginnt.

Um diesen Mechanismus in eine Grenzgleichung ähnlich zu Gleichung (5.27) zu überführen, die für alle Aktivierungs- und Verformungszustände überprüft werden kann, musste eine Vereinfachung erfolgen. Betrachtet man die auf Block 3 wirkende Kraft  $Q_{3/4}$ , wird ihr relativ kleiner Vertikalanteil deutlich, der daher vernachlässigt wird. Diese Vertikalkraft verzögert den Übergang von Herausziehen zu Gleiten, sodass diese Vereinfachung auf der sicheren Seite liegt. Im Gegenzug wird der gegenläufige Effekt des Abhebens durch die Umlenkkraft in diesem Bereich für diese Betrachtung des Übergangs von Herausziehen zu Gleiten ebenfalls vernachlässigt. Dadurch ergibt sich die Fugenkraft  $Q_{3/4}$  einzig aus der Summe der Horizontalkräfte  $R_{t,0}^4$  und  $E_a^4$ . Zusätzliche Vernachlässigung der vergleichsweise kleinen Erddruckkraft wie auch für Gleichung (5.27) liefert analog die Grenzgleichung zur Bestimmung bis wann der Mechanismus Herausziehen stattfindet. Daher gilt Herausziehen, wenn:

$$G_{\parallel}^3 \geq R_{t,0}^3 + R_{t,0}^4 \cdot \cos \beta_3 \quad (5.30)$$



**Bild 5.8** Relevante Mechanismen des Gleit-/Herausziehversagens mit zunehmender Mobilisierung des Geogitters.



**Bild 5.9** Freigeschnittene Bodenblöcke für Herleitung des Übergangs von Herausziehen zu Gleiten.

Mithilfe der gleichen Herangehensweise wie in Bild 5.9b lässt sich die Grenzgleichung auch für den Fall formulieren, wenn selbst bei Aktivierung des Abschnitts 5 noch immer Herausziehen stattfindet und der treibende Anteil der in den Boden übertragenden Schubspannung aus Abschnitt 5 zur Grenzgleichung hinzukommt:

$$G_{\parallel}^3 \geq R_{t,0}^3 + R_{t,0}^4 \cdot \cos \beta_3 + R_{t,0}^5 \cdot \cos |\beta_5| \cdot \cos \beta_3 \quad (5.31)$$

Bei Erreichen der Grenzen aus Gleichung (5.30) oder (5.31) springt die Gleitfront direkt bis zur Aktivierungsfront (Bild 5.8d und e unten), da in diesen beiden Abschnitten keine haltenden Gewichtskräfte die Gleitfront zurückhalten und somit gemäß Bild 5.7b kein Auflager vorhanden ist. Analog zu den Gleichungen (5.28) und (5.29) sind diese Grenzbedingungen mit Integralen ausgedrückt ins Modell implementiert. Die für den Grenzfall des Übergangs vom Herausziehen zum Gleiten mobilisierten Reibungs- und Querzuggliedwiderstände bleiben im Geogitter gespeichert und führen somit auch bei späteren Zuständen zu einer Geogitterdehnung.

Bei den Betrachtungen zum *Gleiten vs. Herausziehen* sind eventuelle Reibungskräfte, die durch die Gitteröffnungen hindurch zwischen dem Boden oberhalb und dem Boden bzw. der Drainagematte unterhalb haltend wirken, hier auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Dies ist mit Blick auf die geringen Öffnungsanteile der typischerweise in Verankerungsgräben eingesetzten Geogitter (vgl. Tabelle 3.2) und der unsicheren tatsächlichen Wirksamkeit dieser Reibung begründet.

### 5.2.1.2 Gleichgewicht und Ausnutzungsgrad

Unter Berücksichtigung von Umlenkeffekten und den Modi *Herausziehen* und *Gleiten* berechnet das Gesamtmodell die Mobilisierung des Widerstands bei fortschreitender aktivierter Verankerungslänge des Geogitters. Für jeden betrachteten Zustand werden dazu die gemäß Bild 5.8 aktivierten bewehrungsparallelen Einwirkungen und Widerstände in folgende Grenzgleichung eingesetzt und die Einhaltung des Gleichgewichts überprüft:

$$R_{B,GL/HZ} - E_{GL/HZ} = (\sum_s R_t^s + G_{\parallel}^3 + E_p) - (T_0 + G_{\parallel}^1 + G_{\parallel}^5 + E_{a,\parallel}^s) \geq 0 \quad (5.32)$$

mit  $E_{GL/HZ}$  bzw.  $R_{B,GL/HZ}$  = Summe der bewehrungsparallelen Einwirkungen bzw. Widerstände für betrachteten Mobilisierungszustand,  $T_0$  = freigeschnittene Geogitterkraft an Böschung,  $G_{\parallel}^s$  = bewehrungsparallele Gewichtskraft des Bodens oberhalb der Bewehrung in Abschnitt s (nur einzubeziehen bei Zustand *Gleiten*),  $E_{a,\parallel}^s$  = bewehrungsparallele aktive Erddruckkraft in relevanter vertikaler Bodenfuge hinter Abschnitt s,  $R_t^s$  = bewehrungsparalleler, integrierter Schubwiderstand entlang Unter- und eventuell Oberseite des Geogitters aus Reibungs- und Quersgliedwiderständen und  $E_p$  = passive Erdwiderstandskraft vor Abschnitt 1.

Alle Erddruckkräfte werden, wie auch bei Syllwasschy & Sobolewski (2008), Wudtke et al. (2008) und in den EBGEO (2010), parallel zur Bodenoberfläche angesetzt. Der Bereich der Böschung (Abschnitt 1) wird ohne Interaktion zwischen Geogitter und Boden modelliert, sodass dort auch die passive und aktive Erddruckkraft gleich, also als sich gegenseitig aufhebend, angenommen werden. Ansonsten werden die aktiven Erddruckbeiwerte nach Coulomb zu  $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_0/2)$  berechnet. Bild 5.8 zeigt nur vertikale Grenzflächen, die an den Umlenkungen liegen. Allerdings wird für jeden Zustand und jedes zusätzlich aktivierte Geogitterelement Gleichung (5.32) gelöst, was in Bild 5.8 durch die nebeneinanderliegenden drei vertikalen Striche angedeutet ist.

Die Verwendung der mittels Herausziehversuchen entwickelten Interaktionsparameter (vgl. Kap. 0 und 4) zur Bestimmung der bewehrungsparallelen Widerstände ist auch für den Modus Gleiten sinnvoll. Dies ist damit zu begründen, dass zwischen aufliegendem, mitgleitendem Boden und Geogitter zunächst immer eine gewisse Verschiebung auftritt und damit eine Verzahnung in den Gitteröffnungen wie im Herausziehversuch und kein Abgleiten wie im direkten Scherversuch stattfindet.

Zu beachten ist, dass die wirkenden Umlenkkräfte nicht als Einwirkung oder Widerstand in Gleichung (5.32) eingehen, da sie nicht freigeschnitten sind. Allerdings wird ihr nicht zu vernachlässigender Effekt indirekt über die Interaktion berücksichtigt (vgl. Kap. 5.1.2).

Der Vergleich der bewehrungsparallelen Einwirkungs- und Widerstandssummen aus Gleichung (5.32) liefert einen (charakteristischen) Ausnutzungsgrad für Herausziehen:

$$\mu_{GL/HZ} = \frac{E_{GL/HZ}}{R_{B,GL/HZ}} = \frac{T_0 + G_{\parallel}^1 + G_{\parallel}^5 + E_{a,\parallel}^s}{\sum_s R_t^s + G_{\parallel}^3 + E_p} \quad [-] \quad (5.33)$$

Für Ausnutzungsgrade  $\mu_{GL/HZ} \leq 1$  liegt ein stabiler Zustand vor, bei dem sich der Aktivierungs- und Mobilisierungszustand des Geogitters im Verankerungsgraben ohne weitere Belastungssteigerung nicht verändert (Kriecheffekte ausgenommen). Dieser Zustand kann vom Verankerungsgraben aufgenommen werden. Ein Ausnutzungsgrad  $\mu_{GL/HZ} > 1$  bedeutet nicht sofort, dass die Verankerung versagt, sondern sagt nur aus, dass der aktuell betrachtete Zustand instabil ist. Instabil bedeutet, dass, wenn das Geogitter noch nicht über seine volle Länge aktiviert ist, die aktivierte Verankerungslänge solange größer wird, bis der Ausnutzungsgrad wieder  $\mu_{GL/HZ} \leq 1$  ist. Wenn das Geogitter hingegen über seine volle Länge aktiviert und  $\mu_{GL/HZ} > 1$  ist, bedeutet instabil, dass die

Geogitterverschiebung weiter zunimmt. Dann sinkt der Ausnutzungsgrad eventuell wieder bis er  $\leq 1$  ist oder aber die Verschiebung nimmt immer weiter zu bis die Verankerung versagt.

### 5.2.2 Versagen der Böschungskrone (horizontales Gleichgewicht)

Beim sogenannten *Versagen der Böschungskrone*, wie es unter anderem in Kapitel 8.3.4b der EBGEO (2010) beschrieben ist, erzeugt das verankerte Geogitter insgesamt so hohe horizontale Kräfte, dass der trapezförmige Bodenblock zwischen den Punkten 0-I-II-III-0 in Bild 5.10 in Richtung Böschung abgeschoben wird. Ab dem Mobilisierungszustand, bei dem die Geogitteraktivierung bis zur Grabensohle (Umlenkung III) fortgeschritten ist (Bild 5.10a), muss daher für jeden Zustand mittels horizontalem Kräftegleichgewicht überprüft werden, ob die haltenden Kräfte aus Bild 5.10 größer als die treibenden Kräfte sind:

$$\begin{aligned}
 & R_{B,BK} - E_{BK} \\
 & = \left( \left( \sum_{s=1}^3 G_s + G_{BK} + U_{v,I} + U_{v,II} - 1/2 \cdot U_{v,III} \right) \cdot \tan \varphi_0 + \sum_{s=4}^5 R_t^s \cdot \cos |\beta_s| + E_p \cdot \cos |\beta_1| \right) \quad (5.34) \\
 & - \left( T_0 \cdot \cos |\beta_1| + E_a^s \right) \geq 0
 \end{aligned}$$

mit  $E_{BK}$  bzw.  $R_{B,BK}$  = Summe der horizontalen Einwirkungen bzw. Widerstände für betrachteten Mobilisierungszustand,  $T_0$  = freigeschnittene Geogitterkraft an Böschung,  $E_a^s$  = aktive Erddruckkraft in vertikaler Bodenfuge hinter Abschnitt  $s$  (4 oder 5),  $G_s$  = Gewichtskraft des Bodens oberhalb der Bewehrung in Abschnitt  $s$ ,  $G_{BK}$  = Gewichtskraft des trapezförmigen Bodenblocks zwischen den Punkten 0-I-II-III-0,  $U_{v,j}$  = vertikaler Anteil der Umlenkraft an Umlenkung  $j$ ,  $R_t^s$  = bewehrungsparalleler, integrierter Schubwiderstand entlang der Unterseite des Geogitters aus Reibungs- und Querszugwiderständen (in Abschnitt 4 und eventuell 5) und  $E_p$  = passive Erddruckkraft vor Abschnitt 1, die im Gegensatz zu den EBGEO (2010) angesetzt wird, im Verhältnis zu den anderen wirkenden Kräften aber vernachlässigbar klein ist.

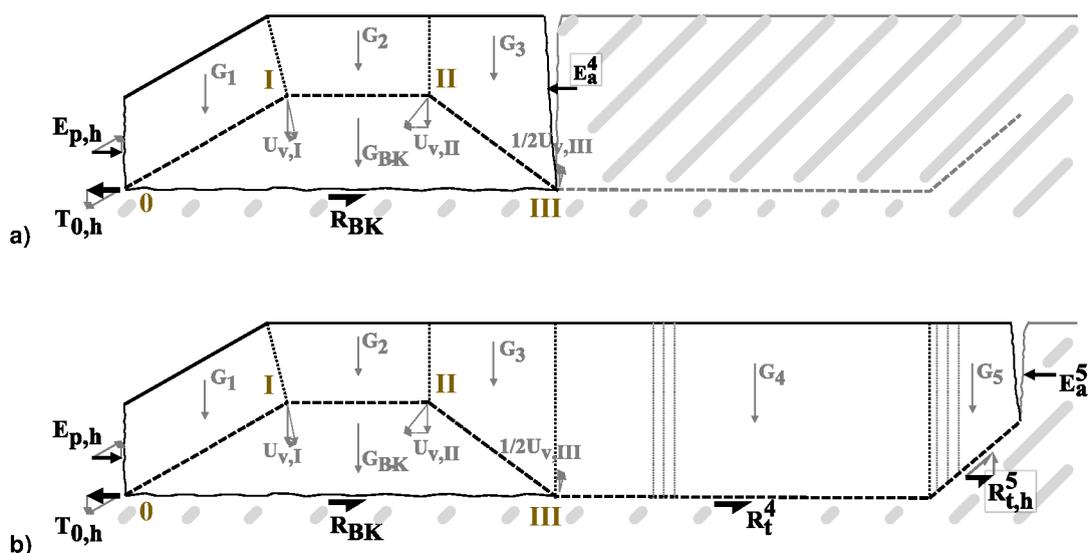


Bild 5.10 Relevante Bruchmechanismen für Versagen der Böschungskrone mit zunehmender Mobilisierung des Geogitters.

Die Erddruckkräfte werden auch hier parallel zur Bodenoberfläche angesetzt und sowohl der passive Erddruckbeiwert  $K_p$  als auch der aktive Erddruckbeiwert  $K_a$  nach Coulomb angenommen. Beim Nachweis der Böschungskrone wird immer der ungünstigste Mechanismus mit vertikaler Bodenfuge ausgehend von der Aktivierungsfront angenommen und keine Mechanismen mit zurückliegender Gleitfront und vertikaler Bodenfuge wie in Kapitel 5.2.1.1 betrachtet. Die Wirkung der Umlenkkräfte ist analog zur Betrachtung des Gleit-/Herausziehversagens indirekt über ihren Einfluss auf die Normalspannungen in den Grenzflächen, also auch der horizontalen Grenzfläche an der Unterkante der Böschungskrone, berücksichtigt. Im Gegensatz zum Ansatz der GDA-Empfehlung E 2-7 (2015) und Wudtke et al. (2008) wird für Abschnitt 5 in Bild 5.10b eine haltende Reibungskraft angesetzt. Der horizontale Erddruck wirkt demnach nur im Bereich oberhalb des Geogitterendes.

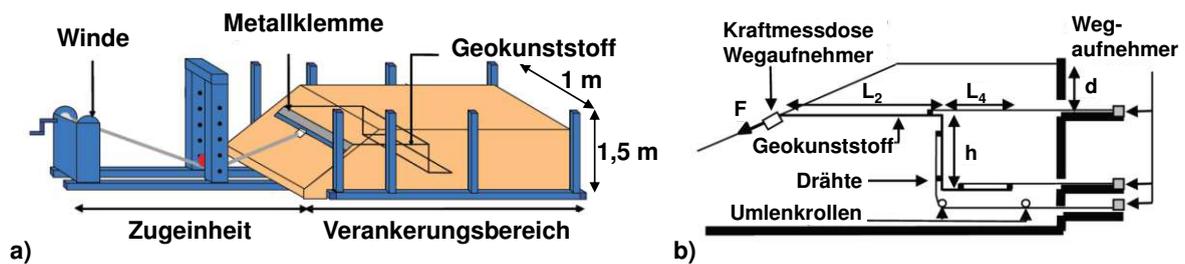
Analog zum Gleit-/Herausziehversagen aus Kapitel 5.2.1 wird durch Umstellen von Gleichung (5.34) für alle Mobilisierungszustände ab einer Aktivierung des Geogitters bis Umlenkung III ein Ausnutzungsgrad des mobilisierten Widerstands berechnet:

$$\mu_{BK} = \frac{E_{BK}}{R_{B,BK}} = \frac{T_0 \cdot \cos|\beta_1| + E_a^s}{\left(\sum_{s=1}^3 G_s + G_{BK} + U_{v,I} + U_{v,II} - 1/2 \cdot U_{v,III}\right) \cdot \tan \varphi_0 + \sum_{s=4}^5 R_t^s \cdot \cos|\beta_s| + E_p \cdot \cos|\beta_1|} \quad (5.35)$$

Für Ausnutzungsgrade der Böschungskrone  $\mu_{BK} \leq 1$  liegt kein Versagen der Böschungskrone vor. Ausnutzungsgrade  $\mu_{BK} > 1$  bedeuten nicht direkt, dass die Böschungskrone versagt. Vielmehr kann der Ausnutzungsgrad der Böschungskrone auch wieder unter 1 sinken, wenn mehr Bewehrungslänge aktiviert werden kann bzw. der Verbund noch nicht voll mobilisiert ist. In allen anderen Fällen tritt allerdings für  $\mu_{BK} > 1$  ein Versagen der Böschungskrone auf.

### 5.3 Validierung der modellierten Versagensmechanismen mit Modellversuchen aus der Literatur

An der Universität Joseph Fourier in Grenoble, Frankreich wurden zahlreiche Modellversuche zur Verankerung von Kunststoffdichtungsbahnen und Geotextilien durchgeführt, die bereits in Kapitel 2.4.1 beschrieben wurden. Die zur Modellvalidierung verwendeten Versuchsergebnisse sind Girard et al. (2006) entnommen, das Versuchsgerät und die darin verwendeten Materialien wurde bereits von Briançon et al. (2000) und Chareyre et al. (2002) genutzt und beschrieben. Die von Girard et al. (2006) durchgeführten Feldversuche sind allerdings nicht ausreichend dokumentiert, um sie zur Modellierungsvalidierung nutzen zu können. Bei Betrachtung der Modellversuchsergebnisse (vgl. Kap. 5.3.3) stellte sich außerdem heraus, dass die entlang der Verankerung gemessenen Verschiebungen nicht in sich plausibel sind. Daher wurden nur die maximalen Verankerungswiderstände und Versagenszustände (Herausziehen oder Gleiten) der Versuche mit den Modellierungen verglichen. Die Validierung der modellierten Widerstandsmobilisierung geschieht im folgenden Unterkapitel anhand von Feldmessungen in einem Verankerungsgraben.



**Bild 5.11 Modellverankerungsversuche: a) Versuchsgesamtheit und b) Messinstrumentierung (nach Girard et al. 2006).**

### 5.3.1 Randbedingungen der Modellversuche und Materialien

Die Angaben zu den Randbedingungen und den verwendeten Materialien sind den genannten Quellen entnommen.

#### 5.3.1.1 Randbedingungen im Modellversuch

Der Versuchskasten erlaubte Verankerungsgräben mit maximalen Dimensionen von  $L \times B \times H = 1,2 \times 1,0 \times 0,8$  m (s. Bild 5.11a). Zur Validierung wurden zwei Modellreihen verwendet, bei denen die Geometrie der Verankerungsgräben, wie in Bild 5.12 dargestellt, variiert wurde. Bei der Versuchsreihe aus Bild 5.12a war dabei die Gesamtlänge der Bewehrung konstant (2,1 m), während bei der Versuchsreihe aus Bild 5.12b die horizontale Projektion der Verankerungsfläche bzw. -länge konstant blieb (1,6 m). Neben der Zugkraft- und Wegmessung an der Klemme, wurden mit einem System aus Drähten und Wegaufnehmern an bis zu zwölf Punkten entlang des Geotextils Verschiebungen gemessen.

#### 5.3.1.2 Materialien

Als Füllböden wurden ein sandiger Schluff mit einer Wichte von  $18,5 \text{ kN/m}^2$  verwendet. Die Residualscherparameter aus CU-Triaxialversuchen wurden mit  $\varphi' = 35^\circ$  und  $c' = 5 \text{ kN/m}^2$  angegeben. Als Bewehrung wurde ein Vliesstoff mit vernadelten PET-Bewehrungsfäden verwendet (Biddim Rock PEC 75 mit Zugfestigkeit  $T_f = 75 \text{ kN/m}$ , Bruchdehnung  $\varepsilon_f = 11 \%$  und daraus folgend mittlerer Dehnsteifigkeit  $J_m = 680 \text{ kN/m}$ ).

### 5.3.2 Eingangsparmeter für Modellierungen

Die angegebenen Geometrien sowie die Wichte wurden in der Modellierung entsprechend angesetzt. In Bezug auf die Kontaktreibung zwischen Bewehrungsmaterial und Boden wurden zum einen verschiedene Reibungswinkel angegeben (Chareyre et al. 2002:  $\delta_{sg} = 30^\circ$ ; Girard et al. 2006:  $\delta_{sg} = 41^\circ$ ) und zum anderen keine detaillierten Angaben zu deren Mobilisierung gemacht. Daher wurde per Kalibrierung der Kontaktreibungswinkel in allen Modellierungen zu  $\delta_{sg} = 23^\circ$  gewählt, womit sich im Vergleich zu den im folgenden Abschnitt dargestellten Versuchsergebnissen im Mittel die beste Übereinstimmung ergab. Dieser im Verhältnis zum Reibungswinkel kleine Kontaktreibungswinkel lässt sich damit erklären, dass es sich um einen

Vliesstoff mit vernadelten PET-Bewehrungsfäden handelte. Die Reibungsmobilisierung wurde entsprechend des locker gelagerten Sandes 0/2 aus Kapitel 4.2.2 angenommen. Aufgrund dieser Kalibrierung des Kontaktreibungswinkels wäre der Vergleich von Versuch und Modellierung für eine einzelne Grabengeometrie nicht aussagekräftig. Die Effekte der unterschiedlichen Grabengeometrie auf die Versagenszustände konnten allerdings sehr wohl validiert werden, da der gleiche Kontaktreibungswinkel in allen Modellierungen angesetzt wurde.

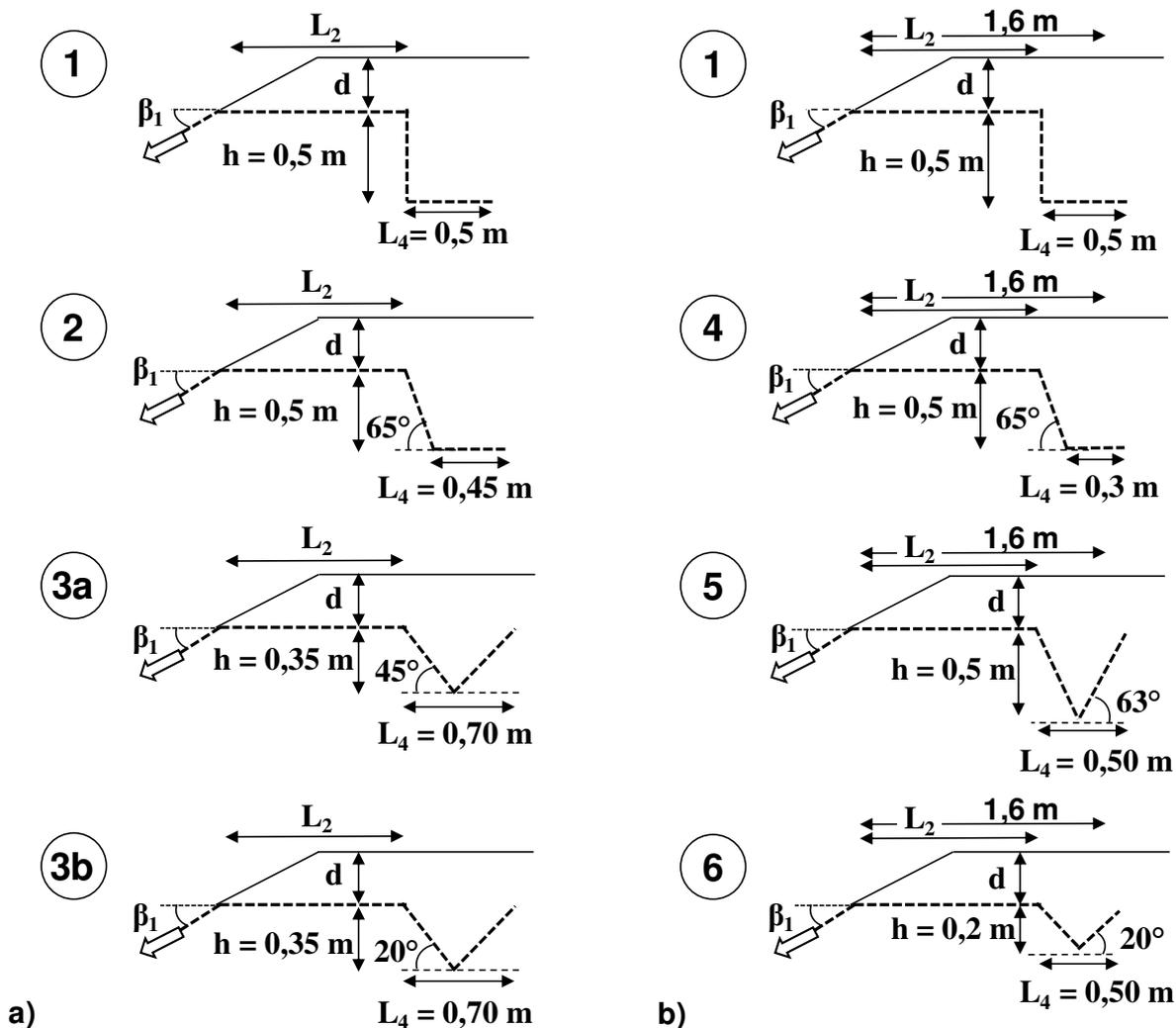
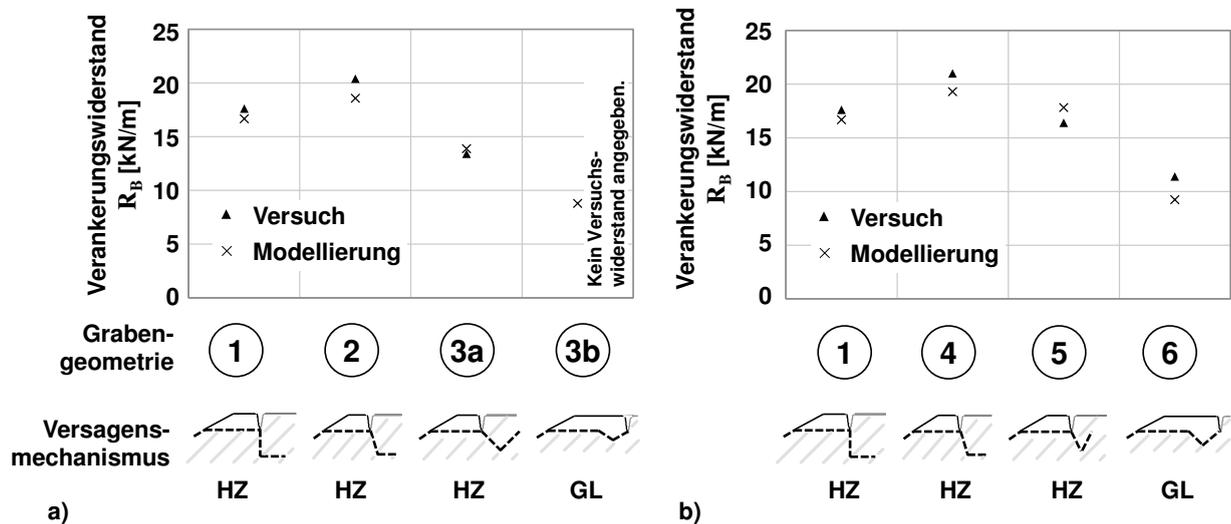


Bild 5.12 Geometrien der modellierten Versuche mit a) gleicher Geogitterlänge von 2,1 m und b) gleicher horizontaler Verankerungslänge von 1,6 m.

### 5.3.3 Versuchs- und Modellierungsergebnisse

Anhand der von Chareyre et al. (2002) dargestellten Ergebnisse wurden die gemessenen Verschiebungen auf Plausibilität geprüft. Obwohl die gemessene Zugkraft deutlich unterhalb der Zugfestigkeit lag, ergab die gemessene Differenzverschiebung zwischen Klemme und Bewehrungsende mittlere Dehnungen oberhalb der Bruchdehnung, was nicht plausibel ist. Wie bei den eigenen Verschiebungsmessungen mit Drähten innerhalb vom Versuchskasten (vgl.

Kap. 3.6), wird vermutet, dass auch hier, insbesondere auch wegen der Bewehrungs- und Drahtumlenkungen (s. Bild 5.12b), zu hohe Verschiebungen gemessen wurden. Die Verschiebungsmessungen waren daher nicht geeignet um sie mit dem Gesamtmodell zu vergleichen. Vielmehr wurden die gemessenen maximalen Verankerungswiderstände genutzt, wie sie für die verschiedenen Systeme in Bild 5.13 dargestellt sind.

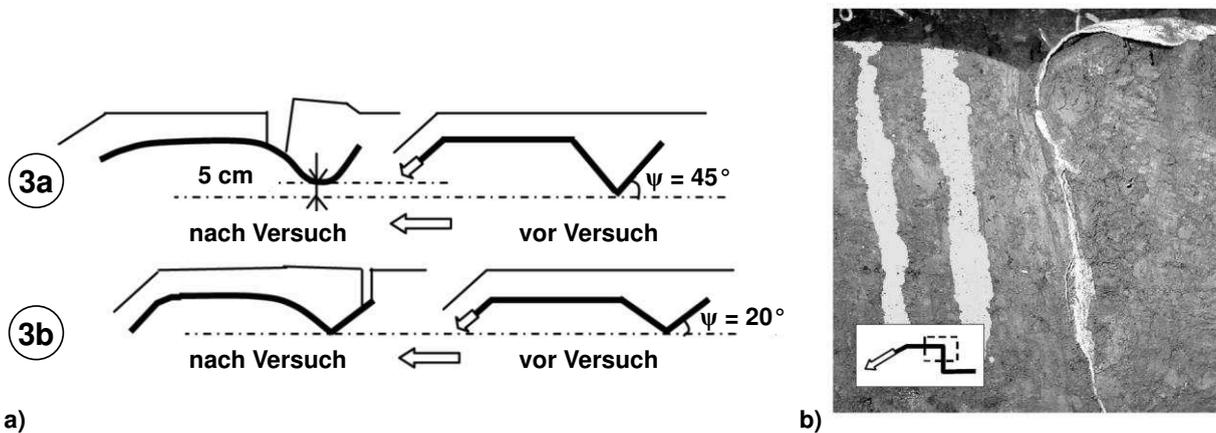


**Bild 5.13** Gemessene und modellierte Verankerungswiderstände sowie Versagensmechanismen für Systeme mit a) gleicher Gesamtbewehrungslänge von 2,1 m und b) gleicher horizontaler Verankerungslänge von 1,6 m.

In den Modellierungen ergab sich der maximale Gleit-/Herauszieh Widerstand  $R_{B, GL/HZ}$  bzw. der maximale Widerstand gegen Versagen der Böschungskrone  $R_{B, BK}$  aus Umstellung der Gleichung (5.32) bzw. (5.34). Der kleinere dieser beiden Widerstände ergibt den maximalen Verankerungswiderstand des jeweiligen Verankerungsgrabens (vgl. Gl. (6.8)), wobei in diesem Fall der Widerstand gegen Versagen der Böschungskrone für alle Systeme nicht maßgebend war. Die sich damit ergebenden Modellierungsergebnisse sind zusätzlich zu den Messergebnissen in Bild 5.13 dargestellt. Der Vergleich zeigt, dass die unterschiedlichen Verankerungswiderstände aufgrund unterschiedlicher Geometrien mit dem Gesamtmodell und seinen nach Kapitel 5.1.2 und 5.2 integrierten Umlenkeffekten und Versagensmechanismen sehr gut wiedergegeben werden.

Außerdem ist in Bild 5.13 unterhalb der Maximalwiderstände dargestellt, welcher der Modi Herausziehen oder Gleiten zum Zeitpunkt des maximalen Widerstands in der Modellierung vorherrschte. Herausziehen sorgte für alle Systeme für den maximalen Widerstand, nur bei den Systemen mit flachen v-förmigen Verankerungen (3b und 6) glitt der Boden auf dem Geogitter mit, wodurch deren maximalen Widerstände auch vergleichsweise geringer sind. Zu den Versagensmodi gibt es in Girard et al. (2006) nur Angaben zu den Systemen 3a mit steilem V-förmigen Graben und 3b mit flachem v-förmigen Graben, die in Bild 5.14a gezeigt sind. In Übereinstimmung mit den modellierten Versagenszuständen dokumentierten sie Herausziehen bei steilem und Gleiten bei flachem v-förmigem Graben. Auch das in Bild 5.14a dargestellte Abheben des Gitters am unteren Knickpunkt wurde in der Modellierung so abgebildet (ca. 8 cm ohne Kontakt zum unteren Boden). Bild 5.14b von Chareyre et al. (2002) zeigt die Umlenkung II im

sandigen Schluff nach dem Versuch mit rechtwinkligem Graben (horizontaler Bewehrungsteil vom ursprünglichen Bodenaufleger weggeklappt). Die geringe Ausrundung des Bodenauflegers an der Umlenkung lässt auf den Modus Herausziehen schließen, da ein Gleiten des Bodens auf der Bewehrung bei so steilem Graben kinematisch nicht möglich ist.



**Bild 5.14** a) Versagensmodi zweier Systeme (nach Girard et al. 2006) und b) Verformung der Böschungskrone als Bodenaufleger (nach Chareyre et al. 2002).

Es lässt sich sagen, dass der Einfluss der Grabengeometrie auf die maximalen Verankerungswiderstände und auf die Versagenszustände mit dem Gesamtmodell gut wiedergegeben werden konnte. Die in den Unterkapiteln 5.1 und 5.2 beschriebenen Entwicklungen konnten somit anhand der Modellversuche erfolgreich validiert werden. Zusätzlich wird im folgenden Unterkapitel die Mobilisierung des Verankerungswiderstands anhand von Feldmessungen in einem Verankerungsgraben validiert.

## 5.4 Validierung der modellierten Widerstandsmobilisierung mit Feldmessung in Verankerungsgraben

Während der Sanierungsmaßnahme der *Pochsandhalde Zellerfelder Tal* im Jahr 2010 wurde ein mit Geogittern bewehrtes Oberflächenabdichtungssystem ausgeführt. Dabei wurde eine Geogitterrolle in ihrem Verankerungsgraben instrumentiert, um die Übertragung der Zugkraft vom Geogitter in den Boden zu erfassen. Die aufgeklebten Dehnungsmessstreifen brachten verlässliche Messergebnisse, sodass die Dehnungsverläufe für verschiedene Zeitpunkte nach dem Einbau innerhalb des Verankerungsgrabens aufgetragen werden konnten. Die Feldmessungen werden in diesem Kapitel genutzt, um das entwickelte Gesamtmodell des Verankerungsgrabens insbesondere im Hinblick auf die Mobilisierung des Widerstands zu validieren.

### 5.4.1 Randbedingungen und Materialien

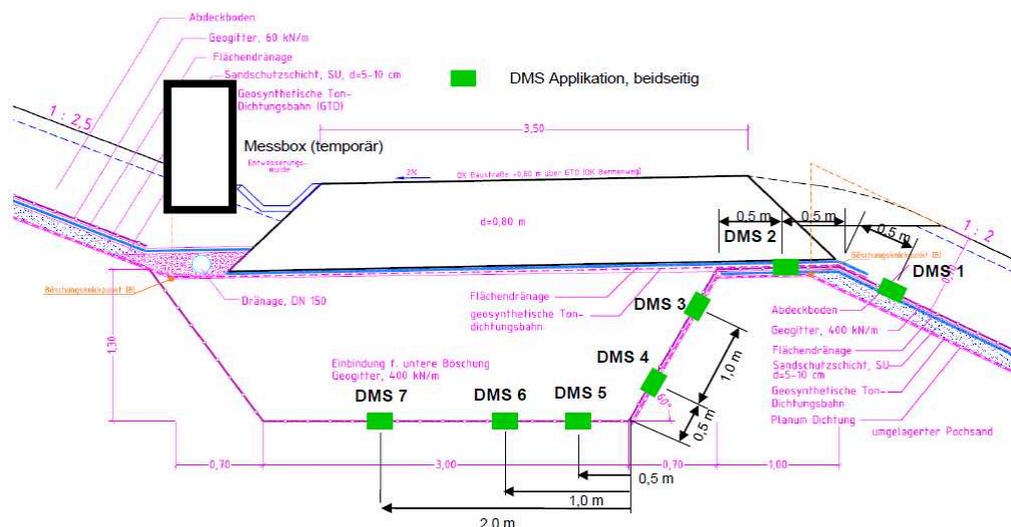
Das Foto in Bild 5.15 gibt einen Überblick über den Aufbau und die verwendeten Materialien des instrumentierten Verankerungsgrabens.



**Bild 5.15** Instrumentierter Verankerungsgrabens der Deponie Pochsandhalde Zellerfeld Tal (Haazio et al., 2011).

### 5.4.1.1 Geometrie

Bild 5.16 zeigt den geplanten Querschnitt des Verankerungsgrabens mit seiner Instrumentierung. Die Geometrie des tatsächlich ausgeführten Verankerungsgrabens, wie sie in die Modellierung eingeflossen ist, ist in Bild 5.17 zusammengefasst. Dabei wurde das Geogitter im Bereich der Böschung bis zur Tiefe der Grabensohle modelliert, um direkt den Nachweis der Böschungskrone führen zu können (vgl. Bild 5.10) und um den Effekt der Umlenkung I zu berücksichtigen (vgl. Kap. 5.2). Die modellierte Gesamtlänge des Geogitters lag somit bei 10,4 m, während die Verankerungslänge bezogen auf  $x'$  in Bild 5.17 7,5 m betrug.



**Bild 5.16** Ausführungsplan des instrumentierten Verankerungsgrabens (Vollmert et al., 2012).

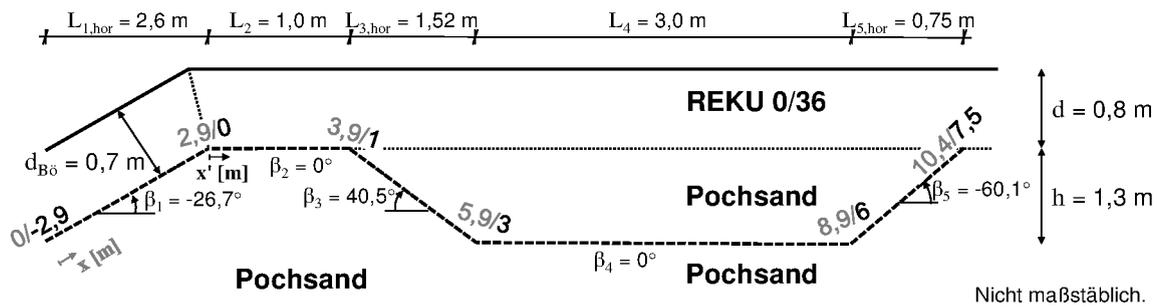


Bild 5.17 Zusammenfassung der Geometrie des ausgeführten Verankerungsgrabens.

### 5.4.1.2 Boden

Im Kontaktbereich des Geogitters zum Boden wurde, wie in Bild 5.15 zu sehen ist, hauptsächlich der sogenannte Pochsand eingebaut, welcher von Haazio et al. (2011) als enggestufter Sand (SE) beschrieben wird. Die Ergebnisse der Siebanalysen aus Bild 5.18 zeigen eine ähnliche Körnung des Pochsands im Vergleich mit dem für die Laborversuche verwendeten und in Kapitel 3.1.1.1 beschriebenen Sand 0/2. Im Bereich der Verankerung wurde der eingebaute Boden nicht durch Walzen verdichtet, sondern nur mit der Grabenschaufel glattgezogen (Tebbe 2013). Auf der Böschung wurde unter ähnlichen Einbaubedingungen dadurch eine Trockendichte von  $\rho_{d,in-situ} \approx 1,533 \text{ g/cm}^3$  erreicht (Rath 2010), was in etwa der Einbaudichte der Herausziehversuche mit dem Sand 0/2 und  $D_{Pr} = 92 \%$  entspricht (vgl. Tabelle 3.5). Gemäß S.I.G. - DR.-ING. STEFFEN GmbH (2010) hat der Pochsand einen Reibungswinkel von  $\varphi_0 \approx 39^\circ$ , wiederum ähnlich zum Sand 0/2 mit  $D_{Pr} = 92 \%$  (vgl. Bild 3.3).

Die auf dem Verankerungsgraben erstellte Baustraße und die Bodenüberdeckung im Bereich der Böschung besteht aus dem Rekultivierungsboden REKU 0/36 mit einer Einbaudichte von  $\rho = 1,9 \text{ g/cm}^3$  (S.I.G. - DR.-ING. STEFFEN GmbH 2010).

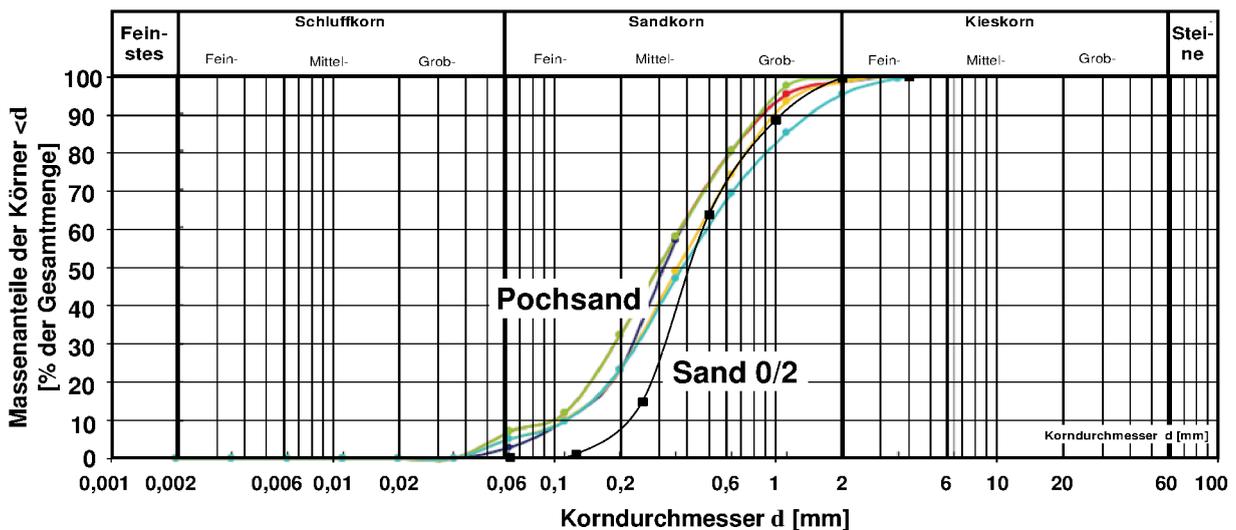


Bild 5.18 Kornverteilungen mehrerer Pochsandproben aus Haazio et al. (2011) im Vergleich zum im Labor untersuchten Sand 0/2.

### 5.4.1.3 Geogitter

Bei dieser Baumaßnahme wurde das Geogitter GL-8600/1200 verwendet, dessen Eigenschaften schon in Kapitel 3.1.2 beschrieben wurden. Im Gegensatz zu den Versuchen von nur 80 min ist beim in-situ-Einsatz des Geogitters mit größeren Belastungsdauern die Zeitabhängigkeit des Kraft-Dehnungsverhaltens zu berücksichtigen. Dazu wurden die in Bild 5.19b dargestellten Isochronenkurven verwendet, die vom Hersteller mittels Kriechversuchen erstellt wurden. Der Vergleich der Ergebnisse von Kurzzeitzugversuchen (Bild 5.19a) mit den Isochronenkurven (Bild 5.19b) zeigt deutlich die mit zunehmender Belastungsdauer reduzierte Geogittersteifigkeit.

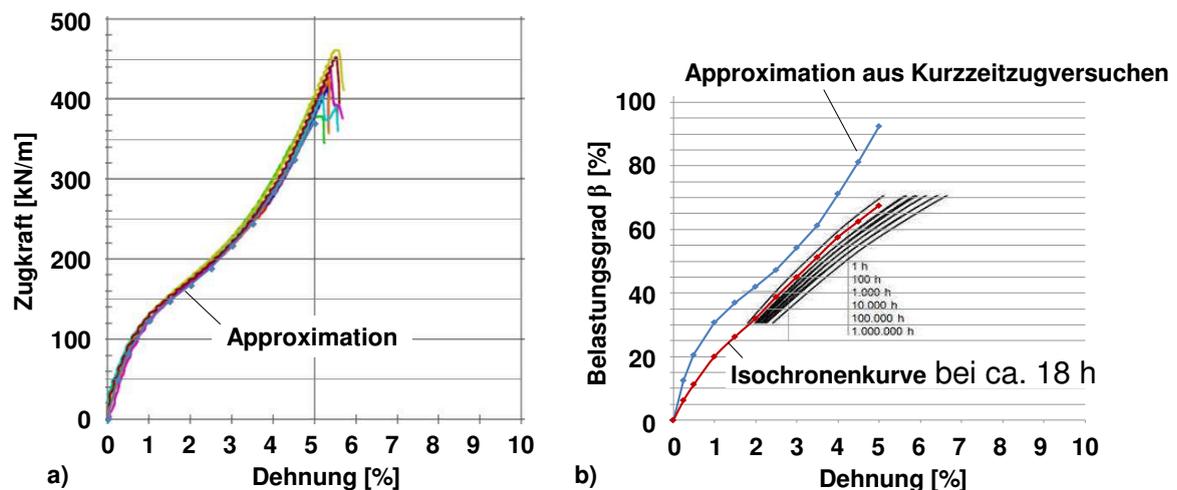


Bild 5.19 Versuchsergebnisse für Geogitter GL-8600/1200 aus a) Kurzzeitzugversuchen und b) Kriechversuchen.

### 5.4.2 Eingangsparameter für Modellierung

Für die Interaktionsmodellierung im Verankerungsgraben zwischen dem Pochsand und dem Geogitter GL-8600/1200 wurden die Eingangsparameter gewählt, die mit Herausziehversuchen mit dem ähnlichen Gitter GL-8500/1500 im Sand 0/2 mit Einbaudichte von  $D_{Pr} = 92\%$  ermittelt wurden (vgl. Kap. 3.6 und 4.2). Die Form der Mobilisierungskurve des Querszuggliedwiderstands konnte näherungsweise den S1-Versuchen im Sand 0/2 mit  $D_{Pr} = 92\%$  und Geogitter GL-4300/1200 entnommen werden, da dieses Geogitter gleiche Querszugglieder wie GL-8600/1200 aufweist. Die unterschiedliche Öffnungsweite zwischen den Längszuggliedern  $d_{0,1}$  der beiden Gitter wird im Modell berücksichtigt (vgl. Kap. 4.1).

Der Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Geogitterdehnung in den S0-Versuchen (vgl. Kap. 4.2.2) wurde gemäß der Ergebnisse der Modellvalidierung mit großen Herausziehversuchen gewählt ( $c_{\tanh} = 0,1$ , vgl. Kap. 4.5.2). Zur Modellierung des Versagens von Verbindungsstellen in den Herausziehversuchen war ein auf der sicheren Seite liegendes Kriterium basierend auf den Verschiebungen entwickelt worden (vgl. Kap. 4.2.1). Allerdings zeigt Bild 4.3b, dass für das dem hier eingesetzten Geogitter ähnliche GL-8500/1500 in allen Herausziehversuchen im Sand 0/2 kein Versagen von Verbindungsstellen auftrat. Da außerdem die Verbindungsstellenfestigkeit von GL-8600/1200 sogar höher als die von dem im Versuch eingesetzten

GL-8500/1500 war (vgl. Tabelle 3.3), wurde auf die Verwendung des Verschiebungskriterium  $u_{xmd,f}$  an dieser Stelle verzichtet.

Für den Abschnitt 2 der Verankerung, wo das Geogitter an seiner Oberseite mit dem Abdeckboden REKU 0/36 in Kontakt ist, gleitet der aufliegende Boden auf dem Gitter mit, sodass dort keine Kraftübertragung stattfindet. Daher waren auch keine Interaktionsparameter für den Boden REKU 0/36 notwendig. Bild 5.15 und Bild 5.16 ist zu entnehmen, dass bis zur Grabensohle bei Umlenkung III eine Drainagematte bzw. geosynthetische Tondichtungsbahn direkt unterhalb des Geogitters lag. In dem Bereich wurde gemäß Vollmert & Ehrenberg (2013) ein Kontaktreibungswinkel zwischen Geogitter und Unterlage von  $\delta_{g,Drain} = 20^\circ$  mit gleicher Mobilisierung wie zwischen Längszuggliedern und Boden gewählt. Außerdem führen in diesem Bereich die Querszugglieder nur auf der Oberseite zu einer Kraftübertragung an den Boden.

Aus der Geometrie und den Bodenwichten ergeben sich die in Bild 5.20 dargestellten Vertikal- und Normalspannungen entlang des Geogitters im Verankerungsbereich.

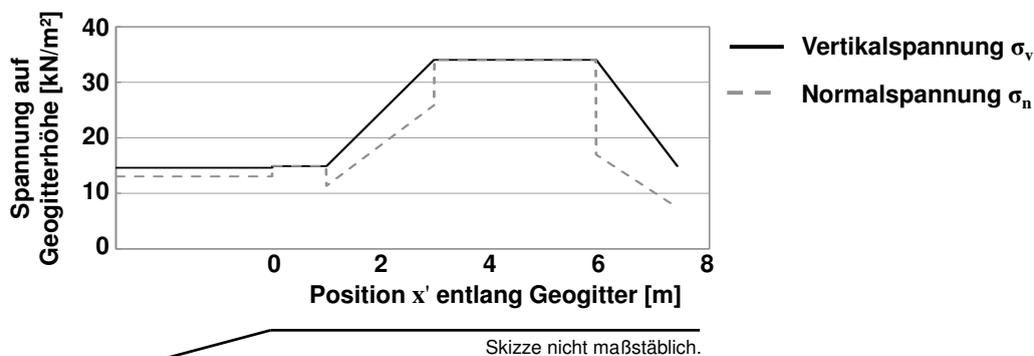
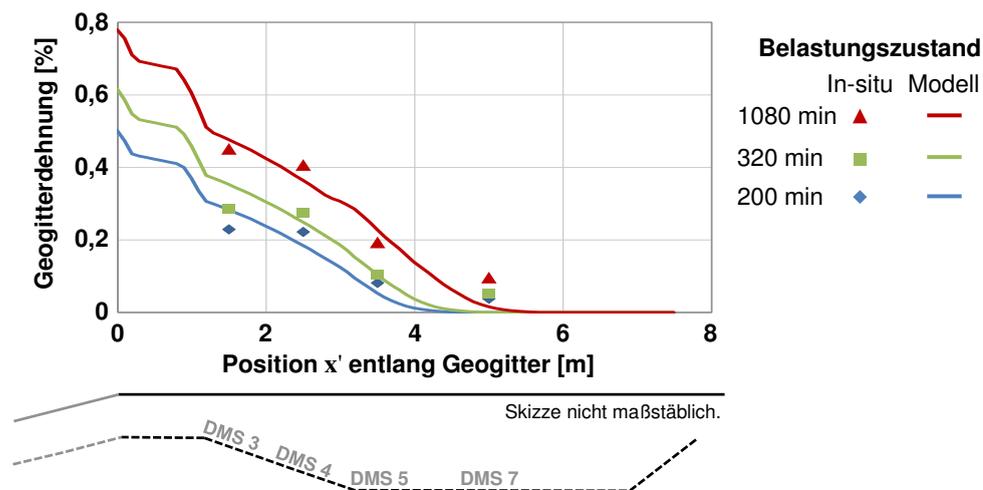


Bild 5.20 Spannungen auf Höhe des Geogitters infolge des Bodeneigengewichts.

### 5.4.3 Feldmess- und Modellierungsergebnisse

In Bild 5.21 sind die Ergebnisse der Dehnungsmessungen entlang des Geogitters für die Messzeitpunkte 200 min, 310 min und 1080 min nach Fertigstellung des Verankerungsgrabens dargestellt. Bei der sukzessiven Beschüttung der Böschung von oben nach unten stieg die Belastung des Geogitters von Messzeitpunkt zu Messzeitpunkt, sodass die Messzeitpunkte zunehmenden Belastungszuständen entsprechen. Die letzte Messung nach 1080 min wurde nach Fertigstellung der Böschung aufgezeichnet, was somit der maximalen Geogitterbelastung entspricht (Vollmert et al., 2012). Bei den Geogitterdehnungen handelt es sich um reine Zugdehnungen, denn Dehnungen aus Biegung wurden über Dehnungsmessungen jeweils an Ober- und Unterseite des Längszugglieds kompensiert. Nur die Ergebnisse der Positionen DMS 3, DMS 4, DMS 5 und DMS 7 konnten genutzt werden, da alle anderen Messpositionen aus Bild 5.16 inklusive der Messungen an der Böschungskrone ausfielen.



**Bild 5.21 Modell- und Feldmessergebnisse zur Modellvalidierung.**

Die Modellierung des Gleit-/Herausziehens des Geogitters aus dem beschriebenen Verankerungsgraben führte zu den ebenfalls in Bild 5.21 dargestellten Dehnungsverläufen. Darin zeigt sich deutlich der Einfluss der Umlenkungen (insbesondere I und II bei  $x' = 0$  m bzw. 1 m). Im Vergleich mit den modellierten Verläufen zeigt DMS 7 für alle Zustände höhere Dehnungen, was auf Spreizen beim Einbau und anschließendes Kriechen zurückgeführt wird, was keinen echten Zugbeanspruchungen durch Herausziehen entspricht. Trotz der Unsicherheit der Feldmessung im letzten Messpunkt (DMS 7) führt die Modellierung des Gleit-/Herausziehverhaltens im übrigen Bereich unter Berücksichtigung der Umlenkeffekte zu guter Übereinstimmung mit den in-situ gemessenen Dehnungen. Es kann somit eine erfolgreiche Validierung der modellierten Mobilisierung des Widerstands von Verankerungsgräben anhand der Feldmessungen der Deponie Pochsandhalde Zellerfelder Tal festgestellt werden.

Im Folgenden werden einige weitere Modellierungsergebnisse für den abgebildeten Verankerungsgraben vorgestellt. Wie Bild 5.21 bereits zu entnehmen war, haben die Umlenkungen großen Einfluss auf die resultierenden Dehnungsverläufe. Zunächst beeinflussen die Umlenkungen allerdings gemäß Kapitel 5.1.2 die von unten auf das Geogitter wirkende Normalspannung, was in Bild 5.22a für den letzten Messzeitpunkt dargestellt ist. Bild 5.22b zeigt die Mobilisierung des Herausziehewiderstands, also die Geogitterzugkraft  $T_{x'=0}$  über der Geogitterverschiebung  $u_{x'=0}$  jeweils an Umlenkung I, bis zum Erreichen der Maximalbelastung beim letzten Messzeitpunkt. Darin ist ersichtlich, dass die Maximalbelastung eine modellierte Verschiebung des Geogitters an der Kante zur Böschung ( $x'=0$ ) von  $< 20$  mm verursacht.

Mithilfe des Modells werden neben den bereits in Bild 5.21 abgebildeten Geogitterdehnungen ebenfalls die Zugkräfte, Verschiebungen und Beanspruchungen der Verbindungsstellen berechnet, welche in Bild 5.23 dargestellt sind. Die Sprünge in den Verläufen der Beanspruchung der Verbindungsstellen resultieren aus den Neigungsänderungen des Geogitters, welche im Modell als abrupt angenommen werden. Dadurch ist die auf das Geogitter wirkende Normalspannung beim Übergang von geneigtem zu horizontalem Geogitter unstetig (s. Gl. (5.1)), was eben dort zu einem Sprung in den Verläufen der Reibungsschubspannung und des Erdwiderstands vor den

Querzuggliedern führt (s. Gl. (4.1) und (4.3)). In den Verläufen der Geogitterzugkraft und -dehnung führen diese Unstetigkeiten wiederum zu Neigungsänderungen.

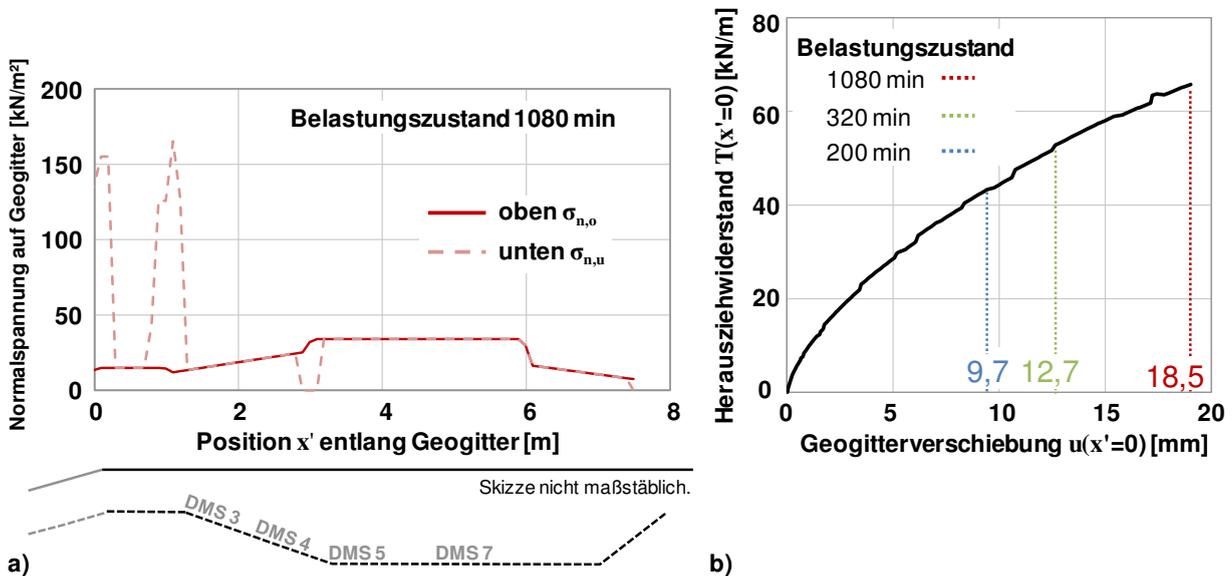


Bild 5.22 a) Normalspannungen auf das Geogitter entlang des Verankerungsgrabens und b) Mobilisierung des Herausziehwiderstands.

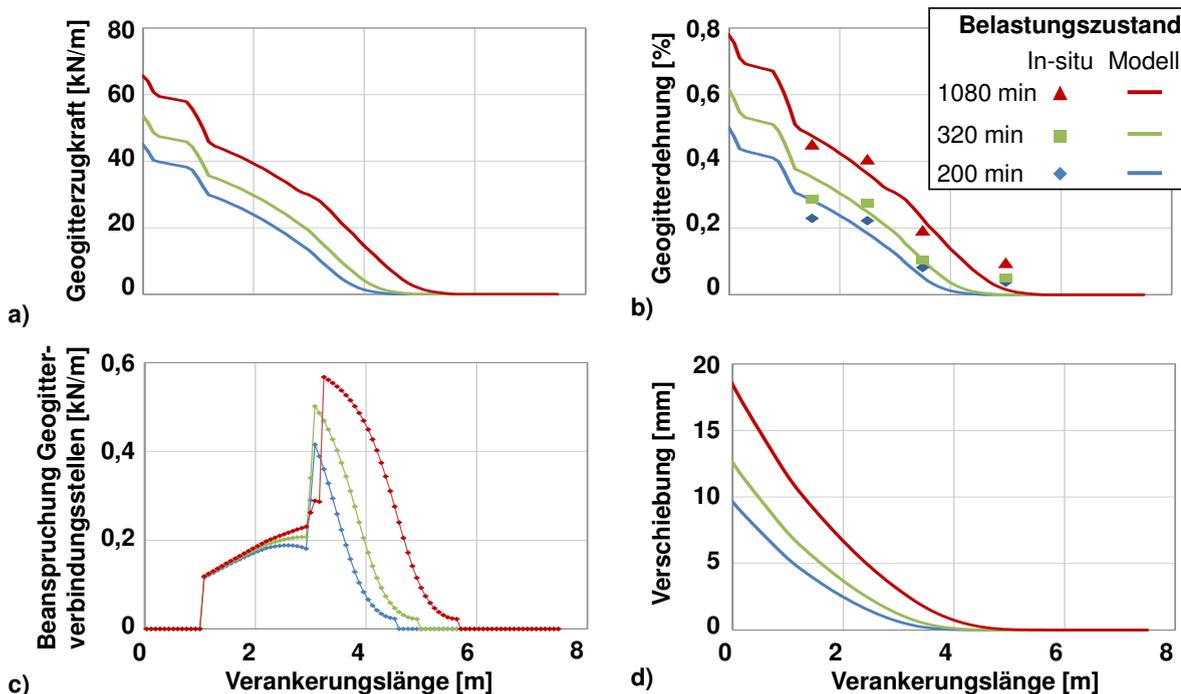


Bild 5.23 Modellierte Zugkraft-, Dehnungs- und Verschiebungsverläufe sowie Beanspruchungen der Verbindungsstellen für drei Belastungszustände.

Bild 5.24a zeigt die Entwicklung der Ausnutzungsgrade für den Gleit-/Herausziehwiderstand  $\mu_{GL/HZ}$  und den Widerstand der Böschungskrone  $\mu_{BK}$  aus den Gleichungen (5.33) und (5.35) mit zunehmender Mobilisierung der Verankerung. Für den Gleit-/Herausziehwiderstand ist der Ausnutzungsgrad  $\mu_{GL/HZ} < 1$  und es trat sowohl rechnerisch als auch in der Realität kein

Gleit-/Herausziehversagen auf. Der Ausnutzungsgrad der Böschungskrone wird erst berechnet, wenn das Geogitter bis zur Umlenkung III aktiviert ist. Es ergab sich dann für den betrachteten Verankerungsgraben  $\mu_{GL/HZ} < 1$ , sodass sowohl rechnerisch wie auch in der Realität kein Versagen der Böschungskrone auftrat.

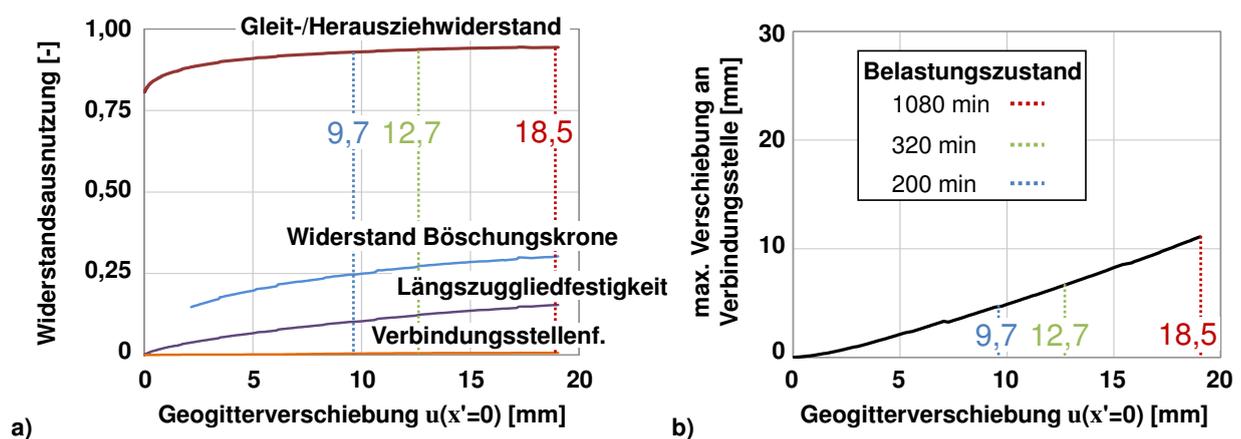
Zusätzlich sind in Bild 5.24a die Entwicklungen der Ausnutzung von Längszugglied-  $\mu_{md}$  und Verbindungsstellenfestigkeit  $\mu_{xmd}$  gemäß den folgenden Gleichungen dargestellt:

$$\mu_{md} = \frac{T_{max}}{T_f} = \frac{T_{x'=0}}{T_f} \quad [-] \quad (5.36)$$

$$\mu_{xmd} = \frac{T_{xmd,max}}{T_{xmd,f}} \quad [-] \quad (5.37)$$

mit  $T_{max}$  bzw.  $T_{xmd,max} = \max$ . Geogitterzugkraft bzw. max. Verbindungsstellenbelastung entlang Geogitter je Zustand,  $T_f$  = Kurzzeitzugfestigkeit des Geogitters in Längszugrichtung und  $T_{xmd,f}$  = Festigkeit der Verbindungsstellen nach GRI-GG2 (2005).

Hier wurden der Einfachheit halber die Kurzzeitfestigkeiten verwendet, da sowohl der Längszuggliedwiderstand und als auch die Festigkeit der Verbindungsstellen im betrachteten Fall nur gering ausgenutzt werden. In Bezug auf die Verbindungsstellen war in Kapitel 4.2 und 4.4 festgestellt worden, dass die Verbindungsstellen allerdings bereits bei relativ geringen Kraftausnutzungen versagen können. Daher war ein Versagenskriterium basierend auf den Relativverschiebungen zum Boden entwickelt worden (Kap. 4.2.1, vgl. Bild 4.3b), was in diesem Fall nicht angewendet wurde. Zur Bestätigung des nicht zu erwartenden Versagens der Verbindungsstellen ist deshalb in Bild 5.24b die je Zustand maximale Verschiebung einer belasteten Verbindungsstelle dargestellt, die für den letzten Zustand bei nur 11 mm lag.



**Bild 5.24** Entwicklungen a) der Widerstandsausnutzung während der Mobilisierung der Verankerung und b) der maximalen Verschiebung einer Verbindungsstelle.

Eine weitere Validierung des Gesamtmodells z. B. mit der Finite-Elemente-Methode war nicht möglich, da der große Verbund bei großen Relativverschiebungen mit den vorhandenen Interface-Elementen und den zugehörigen Stoffgesetzen nicht abzubilden war.

## **5.5 Zusammenfassung und Bewertung des Gesamtmodells des Verankerungsgrabens**

In diesem Kapitel wurde die Übertragung und Erweiterung des vorab entwickelten Interaktionsmodells für die Anwendung in Verankerungsgräben von Geogittern beschrieben. Dazu wurden ein Ansatz zur Berücksichtigung von Umlenkeffekten formuliert und Gleichgewichtsbetrachtungen an den relevanten Versagensmechanismen von Verankerungsgräben angestellt, was in einem Gesamtmodell des Verankerungsgrabens resultierte. Insbesondere ist darin ein Grenzgleichgewicht definiert, ab dem das Geogitter nicht mehr aus einem stabilen Bodenblock herausgezogen wird, sondern der Boden auf dem Geogitter mitgleitet und Widerstände nur an dessen Unterseite wirken. Dieses Gesamtmodell konnte zunächst in Bezug auf die modellierten Versagensmechanismen und maximalen Widerstandswerte anhand von Modellversuchen aus der Literatur validiert werden. Zusätzlich wurde das Gesamtmodell mit Hilfe von Feldmessungen in einem Verankerungsgraben eines Oberflächenabdichtungssystems an einer Deponie in Bezug auf die Widerstandsmobilisierung erfolgreich validiert.

Auf Basis der mechanisch basierten Ansätze zur Interaktion, den Umlenkeffekten und den Versagensmechanismen sowie der erfolgreichen Validierung ist das Gesamtmodell anwendbar, um die Widerstandsmobilisierung in Verankerungsgräben zu berechnen.

## 6 Überprüfung des Verankerungsansatzes der EBGEO (2010) und Definition eines Modellfaktors

In diesem Kapitel werden die mit dem entwickelten Gesamtmodell ermittelten Verankerungswiderstände mit denen gemäß der EBGEO (2010) verglichen, um den in Kapitel 2.4.4.1 beschriebenen Ansatz der EBGEO (2010) zu überprüfen. Zur Erfassung möglichst aller Anwendungsfälle wurde eine breit angelegte Parameterstudie unter systematischer Variation der maßgebenden Parameter durchgeführt, mithilfe derer ein Modellfaktor zur sicheren Bemessung mit dem bestehenden Bemessungskonzept der EBGEO (2010) formuliert wird. Da hier der Berechnungsansatz und nicht das Bemessungskonzept überprüft werden, wurden alle Berechnungen sowohl mit Modell als auch nach EBGEO (2010) charakteristisch, das heißt ohne Berücksichtigung von Sicherheiten, geführt.

Auch wenn es im Berechnungsansatz der EBGEO (2010) nicht explizit vorgesehen ist, wird hier der Mechanismus Gleiten, wie er in Kapitel 5.2.1 definiert wurde und welcher zu niedrigeren Widerständen als der Mechanismus Herausziehen führt, auch zur Widerstandsberechnung nach EBGEO (2010) untersucht. So ist eine Vergleichbarkeit zwischen den Modell- und den EBGEO-Widerständen gegeben. Andernfalls würden die nach Modell maßgebenden niedrigeren Gleitwiderstände mit deutlich höheren EBGEO-Herausziehwiderständen verglichen, wodurch keine Rückschlüsse auf den Einfluss der anderen Vereinfachungen des EBGEO-Berechnungsansatzes möglich wären.

In allen folgenden Berechnungen wurden die in Bild 5.6 dargestellten Abschnitte 1 bis 4 betrachtet. Abschnitt 5, wo das Geogitter am Grabenende hochgeführt wird, wurde allerdings nicht angesetzt. Bei Betrachtung der Gleichungen (5.32) und (5.34) wird nämlich deutlich, dass dieser Bereich aufgrund seines treibenden bewehrungsparallelen Eigengewichts für den Gleitnachweis widerstandsverringert und nur für den Herausziehnachweis widerstandserhöhend wirkt. Nach Syllwasschy (2016) wird dieser Bereich daher auch in der Bemessungspraxis nicht rechnerisch angesetzt. Zusätzlich ist ein solches Hochführen des Geogitters baupraktisch schwieriger auszuführen als ein gerades Auslaufen, sodass es meist auch von den ausführenden Baufirmen nicht erwünscht ist (Syllwasschy 2016; Niehues 2016).

### 6.1 Reduzierung der eingehenden Boden-, Geogitter-, und Verbundkenngrößen

Um das Modell des Verankerungsgrabens zum einen für die folgende Parameterstudie und zum anderen für eine spätere Nutzung handhabbarer zu machen, werden in diesem Unterkapitel die eingehenden, in den vorherigen Kapiteln entwickelten Kenngrößen miteinander verknüpft und

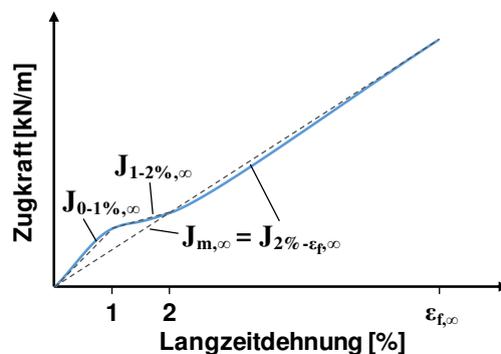
dadurch in ihrer Anzahl deutlich reduziert. Dabei wurde allerdings die Komplexität der Problemstellung mit seinen Abhängigkeiten (Verschiebung, Normalspannung, Einbaudichte, Geogittereigenschaften etc.) gewahrt. Die bleibenden Eingangskenngrößen sind entsprechend den Randbedingungen der abzubildenden Verankerungsproblemstellung zu wählen.

### 6.1.1 Geogitter

Die Langzeitzugfestigkeit wurde im Rahmen der folgenden Parameterstudie immer so hoch gewählt, dass sie nicht maßgebend war, weshalb sie erst in Kapitel 7 zur Bemessung dargestellt ist. Die Langzeitdehnsteifigkeit ergibt sich aus Isochronenkurven. Um die Anzahl der Eingabeparameter zu reduzieren, wurde die Langzeitdehnsteifigkeit gemäß Bild 6.1 zum einen in den Abschnitten von 0 - 1 %, von 1 - 2 % und 2 % bis zur Bruchdehnung als linear angenommen und zum anderen zwischen den einzelnen Abschnitten wie folgt verknüpft, um für die folgende Parameterstudie die S-förmigen Zugkraft-Dehnungskurven abzubilden, wie sie typisch für PET-Gitter sind. Dazu wurde die Gesamt-Langzeitdehnsteifigkeit  $J_{m,\infty}$  der zwischen 2 % und Bruchdehnung,  $J_{2\%-\varepsilon_{f,\infty}}$ , gleichgesetzt,  $J_{0-1\%,\infty}$  wurde um 30 % erhöht und  $J_{1-2\%,\infty}$  entsprechend verringert (für andere Geogittertypen sind andere abschnittsweise linearisierte Dehnsteifigkeiten einzusetzen):

$$J_{0-1\%,\infty} = 1,3 \cdot J_{2\%-\varepsilon_{f,\infty}} \quad [\text{kN/m}] \quad (6.1)$$

$$J_{1-2\%,\infty} = \frac{2\% \cdot J_{2\%-\varepsilon_{f,\infty}} - 1\% \cdot J_{0-1\%,\infty}}{2\% - 1\%} \quad [\text{kN/m}] \quad (6.2)$$



**Bild 6.1** Abschnittsweise lineare Langzeit-Dehnsteifigkeiten von typischer S-förmiger Zugkraft-Dehnungskurve eines PET-Geogitters.

In der folgenden Parameterstudie wurden reguläre Vollgitter (SV) und Gitter mit vernachlässigbarem Querszugwiderstand (S0) modelliert. Letzteres wurde dabei über Nullsetzen des Verbundbeiwerts des Querszugwiderstands  $\lambda_{xmd}$  erreicht (vgl. folgendes Unterkapitel 6.1.2). Das Raster der Querszugglieder in Längsrichtung  $S_2$  wurde nicht variiert, da sein Einfluss im Verbundbeiwert des Querszugwiderstands  $\lambda_{xmd}$  enthalten ist (vgl. folgendes Unterkapitel).

Da die nach GRI-GG2 (2005) ermittelten Verbindungsstellenfestigkeiten im Vergleich zu den modellierten Einwirkungen wesentlich größer sind, wurde diese Festigkeit im Rahmen der

Parameterstudie nicht variiert. Stattdessen wurde der Einfluss des Kriteriums der maximal verträglichen Verschiebung  $u_{xmd,f}$  untersucht (vgl. Kap. 4.2.1).

### 6.1.2 Boden und Verbund

In Bezug auf den Boden im Kontaktbereich zum Geogitter im Verankerungsgraben wurde weiterhin zwischen einem Boden 0/2 mit Korndurchmessern von 0 - 2 mm und einem Boden 0/32 mit Korndurchmessern von 0 - 32 mm unterschieden. Darüber werden im Modell die Proctor-Dichten für die Auflastspannungen sowie die Verbundmobilisierungen (Längszuggliedreibung und Querszuggliedwiderstand) beeinflusst. Die Scherfestigkeit des gewählten Bodens wurde über den Sekantenreibungswinkel durch den Nullpunkt  $\varphi_{0,50}$  bei einer Normalspannung von  $\sigma_n = 50 \text{ kN/m}^2$  beschrieben, wobei die abzubildende Einbaudichte des Bodens zu berücksichtigen ist. Die Normalspannungsabhängigkeit des Reibungswinkels wurde gemäß den Abhängigkeiten für den Sand 0/2 und den Kies 0/32 aus Kapitel 3.1.1.2 berücksichtigt. Über die bezogene Einbaudichte  $D_{Pr}$  wird im Modell zum einen die Wichte des aufliegenden Bodens und zum anderen der Verbund zum Geogitter beeinflusst. Dies betrifft allerdings nur die Formen der Mobilisierungsfunktionen und nicht die Festigkeiten der Verbundwiderstände (Reibung auf Längszuggliedern und Querszuggliedwiderstand), welche über die im Folgenden beschriebenen Verbundbeiwerte gesteuert wurden. Als letzter Bodenkennwert ist ein Bettungsmodul für die Umlenkspannungsausbreitung bei nach unten gerichteten Umlenkungen anzugeben. Dieser hat, wie in Kapitel 5.1.2.2 beschrieben und in Bild 6.2 gezeigt, geringfügigen Einfluss auf das Gesamtergebnis.

Um die einzugebende Anzahl der Parameter insbesondere im Hinblick auf die Verbundkenngrößen zu reduzieren, wurden die beiden Widerstandsanteile durch zwei getrennte Verbundbeiwerte beschrieben. Der Verbundbeiwert für die Längszuggliedreibung  $\lambda_{md}$  ist dabei nach Gleichung (2.11) unter Verwendung von Herausziehversuchen mit Proben ohne Querszugglieder (S0) wie folgt definiert:

$$\lambda_{md} = \frac{T_{\max,S0}}{2 \cdot L \cdot \sigma_n \cdot \tan \varphi_{0,50}} \quad [-] \quad (6.3)$$

Der Verbundbeiwert für den Querszuggliedwiderstand wiederum ergibt sich durch Subtraktion der Herausziehkräfte von regulären Proben (SV) und S0-Proben:

$$\lambda_{xmd} = \frac{T_{\max,SV} - T_{\max,S0}}{2 \cdot L \cdot \sigma_n \cdot \tan \varphi_{0,50}} \quad [-] \quad (6.4)$$

mit  $T_{\max,S0}$  bzw.  $T_{\max,SV} = \max.$  Herausziehkraft aus S0- bzw. SV-Versuch,  $L =$  Verankerungslänge im Herausziehversuch,  $\sigma_n =$  Normalspannung im Versuch und  $\varphi_{0,50} =$  Sekantenreibungswinkel durch den Nullpunkt bei  $\sigma_n = 50 \text{ kN/m}^2$ .

Die Funktionen der Verbundmobilisierung der Widerstände aus Kapitel 4.2 wurden im Modell weiterhin verwendet. Dadurch konnten zwar die Eingangsparameter reduziert und vereinfacht

werden, aber der Verbund wird immer noch gemäß den Funktionen aus Kapitel 4.2 geometrie-, verschiebungs-, dichte- und normalspannungsabhängig beschrieben. Die beiden Verbundbeiwerte sind allerdings trotzdem passend zum gewählten Boden (Reibungswinkel, Einbaudichte) und Geogitter (Dehnsteifigkeit, Querschnittsausführung) auszuwählen, sodass sie am besten mit Herausziehversuchen an den gewählten Materialien bestimmt werden. Im Rahmen der folgenden Parameterstudie wurden sie anhand der entsprechenden Herausziehversuche aus Kapitel 3.6 sinnvoll gewählt bzw. ihr Einfluss durch Variation verdeutlicht.

Für die folgende Parameterstudie wurde der Reibungswinkel zwischen Geogitter und Drainagematte wie folgt mit dem Verbundbeiwert der Längszuggliedreibung  $\lambda_{\text{md}}$  approximiert:

$$\tan \delta_{\text{g,Drain}} = \lambda_{\text{md}} \cdot \tan \varphi_{0,50} \quad [-] \quad (6.5)$$

Dabei wurde auch die Mobilisierung gleich der Mobilisierung der Längszuggliedreibung angenommen.

## 6.2 Vorgehensweise zur Widerstandsberechnung

Wie erwähnt, dient die folgende Parameterstudie der Überprüfung des Berechnungsansatzes der EBGEO (2010) und nicht des Bemessungskonzepts, sodass alle Berechnungen in diesem Kapitel mit charakteristischen Werten erfolgten. In diesem Unterkapitel wird beschrieben, wie mithilfe des Gesamtmodells bzw. nach EBGEO (2010) die Widerstände gegen Gleiten/Herausziehen und gegen Versagen der Böschungskrone berechnet werden. Eventuell im Gegensatz zur gängigen Praxis werden die EBGEO (2010) hier so interpretiert, dass der Nachweis gegen Gleiten des Bodens auf der Bewehrung explizit zu führen ist (vgl. Kap. 2.4 und Syllwasschy 2016).

### 6.2.1 Widerstandsberechnung mit Modell

Basierend auf den Entwicklungen des Kapitels 5.2 werden die Widerstände gegen Gleit-/Herausziehversagen und gegen Versagen der Böschungskrone, wie im Folgenden beschrieben, berechnet.

#### 6.2.1.1 Gleit-/Herausziehversagen

Wie in Kapitel 5.2.1 dargestellt, wird während der Modellierung für jeden Verformungszustand überprüft, ob das Geogitter aus dem Boden herausgezogen wird oder ob der Boden auf dem Geogitter mitgleitet. Dementsprechend ändern sich die treibenden und haltenden Kräfte in der Grenzzustandsgleichung nach der je Verformungszustand ein Widerstand berechnet wird. In der Auswertung wird dann angegeben, ob beim Verformungszustand mit maximalem Widerstand Gleiten oder Herausziehen vorlag.

Die folgende Grenzzustandsgleichung (6.6) ergibt sich aus Umstellung von Gleichung (5.32) und Ersetzen von  $T_0$  mit der gesuchten aufnehmbaren Geogitterzugkraft  $R_{\text{B,GL/HZ}}^{\text{Modell}}$ . Um den modellierten

Widerstand mit dem nach EBGEO (2010) vergleichen zu können, wird dieser hier nun an der Böschungskante ( $x' = 0$ ) statt wie in Kapitel 5.2.1 auf Höhe der Grabensohle ( $x = 0$ ) angesetzt. Daher entfallen  $G_{\parallel}^1$  und  $E_p$  und nur die Abschnitte 2 bis 4 werden in der folgenden Gleichung betrachtet:

$$R_{B,GL/HZ}^{\text{Modell}} \leq \sum_{s=2}^4 R_t^s + G_{\parallel}^3 - E_{a,\parallel}^s \quad [\text{kN/m}] \quad (6.6)$$

mit  $R_t^s =$  entlang Abschnitt  $s$  integrierte übertragene Schubspannung,  $G_{\parallel}^3 =$  bewehrungsparallele Gewichtskraft in Abschnitt 3,  $E_{a,\parallel}^s =$  bewehrungsparalleler Anteil der wirkenden Erddruckkraft auf Abschnitt  $s$ .

Der maximale Widerstand gegen Bruch des Verankerungsgrabens  $R_{B,GL/HZ,\max}^{\text{Modell}}$  entspricht dem Maximalwert aller Verformungszustände, bei denen kein Versagen der Böschungskrone aufgetreten ist ( $\mu_{BK} \leq 1$ ).

### 6.2.1.2 Versagen Böschungskrone

Die Überprüfung der folgenden Grenzzustandsgleichung für Versagen der Böschungskrone erfolgt für alle Verformungszustände ab dem das Geogitter bis zur Umlenkung II aktiviert ist (vgl. Kapitel 5.2.2). Sie ergibt sich aus Umstellen von Gleichung (5.34), wobei hier kein Abschnitt 5 modelliert und zur Vergleichbarkeit mit den EBGEO (2010) keine haltende Erddruckkraft  $E_p$  angesetzt werden:

$$R_{B,BK}^{\text{Modell}} \leq \frac{(\sum_{s=1}^3 G_s + G_{BK} + U_{v,1} + U_{v,2} - 1/2 \cdot U_{v,3}) \cdot \tan \varphi_{0,BK} + R_{t,u}^4 - E_a^4}{\cos|\beta_1|} \quad [\text{kN/m}] \quad (6.7)$$

mit  $G_s =$  Gewichtskraft des Bodens oberhalb der Bewehrung in Abschnitt  $s$ ,  $G_{BK} =$  Gewichtskraft der Böschungskrone unterhalb Bewehrung,  $U_{v,j} =$  Vertikalanteil der Umlenkraft  $j$ ,  $\varphi_{0,BK} =$  Bodenreibungswinkel für mittlere Normalspannung in Scherfuge unterhalb der Böschungskrone,  $R_t^4 =$  entlang Abschnitt 4 integrierte übertragene Schubspannung an Bewehrungsunterseite,  $E_a^4 =$  auf Abschnitt 4 wirkende Erddruckkraft und  $\beta_1 =$  Bewehrungsneigung an der Böschung (vgl. Bild 5.10).

Der maximale Widerstand gegen Bruch der Böschungskrone  $R_{B,BK,\max}^{\text{Modell}}$  entspricht dem Maximalwert aller Verformungszustände, bei denen kein Gleit-/Herausziehversagen aufgetreten ist ( $\mu_{GL/HZ} \leq 1$ ).

Das Minimum der beiden maximalen Widerstände ergibt den maßgebenden Widerstand des Verankerungsgrabens gemäß Modell:

$$R_B^{\text{Modell}} = \min(R_{B,GL/HZ,\max}^{\text{Modell}}; R_{B,BK,\max}^{\text{Modell}}) \quad [\text{kN/m}] \quad (6.8)$$

## 6.2.2 Widerstandsberechnung nach EBGEO (2010)

Die Widerstandsberechnung erfolgt nach Kapitel 8.3.4 der EBGEO (2010). Dafür werden die Eingangsparameter für die Berechnung entweder direkt wie im Modell eingesetzt oder wie im Folgenden dargestellt aus den Modelleingangsparametern aus Kapitel 6.1 abgeleitet. Dadurch wird eine Vergleichbarkeit zwischen Modell und den EBGEO (2010) gewährleistet.

Der Verbundbeiwert  $\lambda$  ergibt sich wie folgt:

$$\lambda = \lambda_{\text{md}} + \lambda_{\text{xmd}} \quad [-] \quad (6.9)$$

In den folgenden Widerstandsgleichungen ist ein Bodenreibungswinkel  $\varphi'_{i,k}$  einzusetzen, der in der Praxis normalspannungsunabhängig als konstanter Wert angenommen wird. In der Parameterstudie wird dieser für die mittlere auf das Geogitter wirkende Normalspannung  $\sigma_{n,m}$  als  $\varphi_{0m,EBGEO}$  bestimmt und in allen Widerstandsgleichungen eingesetzt.

### 6.2.2.1 Gleit-/Herausziehversagen

Der Nachweis der „Sicherheit gegen Bruch des Verankerungsgrabens“ (EBGEO 2010, Kap. 8.3.4a) wird hier als Nachweis gegen Gleit-/Herausziehversagen benannt. Laut Syllwasschy & Sobolewski (2008) „müssen die beiden Fälle *Herausziehen der Bewehrung aus dem Auflastkörper* [s. Gl. (2.25)] und *Gleiten der Bewehrung mit Auflastkörper* [s. Gl. (2.26)] unterschieden werden.“ Allerdings ist diese Unterscheidung in den EBGEO (2010) sowie auch in Wudtke et al. (2008) und der GDA-Empfehlung E 2-7 (2015) nicht deutlich ausgedrückt, sodass laut Syllwasschy (2016) in der Bemessungspraxis nur der Nachweis gegen Herausziehen durchgeführt wird (außer im Abschnitt 2, wo Gleiten mit Widerstand nur an der Unterseite angesetzt wird). Zur Vergleichbarkeit mit den Modellwiderständen wird hier allerdings der Fall des Gleitens explizit untersucht.

Für die beiden Fälle ergeben sich die Widerstände gegen Bruch des Verankerungsgrabens aus den Grenzgleichungen, wie in Bild 5.8d dargestellt (hier allerdings ohne Abschnitt 5), wie folgt:

Herausziehen:

$$R_{B,HZ}^{EBGEO} \leq \sum_s R_{t,u/o}^s - E_a^2 = R_{t,u}^2 + R_{t,u}^3 + R_{t,o}^3 + R_{t,u}^4 + R_{t,o}^4 - E_a^2 \quad [\text{kN/m}] \quad (6.10)$$

Gleiten:

$$R_{B,GL}^{EBGEO} \leq \sum_s R_{t,u}^s + G_{\parallel}^3 - E_a^4 = R_{t,u}^2 + R_{t,u}^3 + R_{t,u}^4 + G_{\parallel}^3 - E_a^4 \quad [\text{kN/m}] \quad (6.11)$$

Für den Fall, dass eine Drainagematte direkt unterhalb des Geogitters liegt, ist der Verbundwiderstand an der Unterseite in Abschnitt s wie folgt:

$$R_{t,u}^s = G_s \cdot \cos|\beta_s| \cdot \tan \delta_{g,\text{Drain}} \quad [\text{kN/m}] \quad (6.12)$$

Ansonsten gilt für die Unter- als auch Oberseite:

$$R_{t,u}^s = R_{t,o}^s = G_s \cdot \cos|\beta_s| \cdot \lambda \cdot \tan \varphi_{0m,EBGEO} \quad [\text{kN/m}] \quad (6.13)$$

In Anlehnung an Gleichung (5.30) ist allerdings nur davon auszugehen, dass der Verankerungsgraben stehenbleibt und Herausziehen stattfindet, wenn die bewehrungsparallele Gewichtskraft in Abschnitt 3 größer als die in gleicher Richtung wirkenden, in Abschnitt 3 und 4 übertragenen Kräfte sind. Daher gilt Herausziehen, wenn:

$$G_{\parallel}^3 \geq R_{t,o}^3 + R_{t,o}^4 \cdot \cos \beta_3 \quad (6.14)$$

Darin sind, wie auch bei der Modellierung, eine treibende Erddruckkraft auf Abschnitt 4 und ein vermutlich geringer Vertikalanteil der Fugenkraft zwischen Blöcken 3 und 4 auf der sicheren Seite vernachlässigt, da sie den Modus Herausziehen begünstigen würden (vgl. Kap. 5.2.1). Auch eventuelle Reibungskräfte, die durch die Gitteröffnungen hindurch zwischen dem Boden oberhalb und dem Boden bzw. der Drainagematte unterhalb, haltend wirken, sind mit Blick auf die geringen Öffnungsanteile (< 50 % bzw. Geometriefaktor  $\geq 50$  %, vgl. Tabelle 3.2) der typischerweise in Verankerungsgräben eingesetzten Geogitter auf der sicheren Seite liegend nicht angesetzt.

Die folgende Parameterstudie wird zeigen, dass nur für Grenzfälle mit großen Verbundbeiwerten und kurzem Abschnitt 4 Gleichung (6.14) erfüllt ist und somit Herausziehen angenommen werden darf. Für alle anderen Fälle ist der Gleitnachweis maßgebend. Im Rahmen der folgenden Parameterstudie werden, wie von Syllwasschy & Sobolewski (2008) vorgeschlagen, beide Widerstände berechnet. Zum Vergleich mit dem modellierten Gleit-/Herauszieh Widerstand wird allerdings jeweils nur der gemäß Gleichung (6.14) maßgebende Widerstand herangezogen.

### 6.2.2.2 Versagen Böschungskrone

Die folgende Gleichung zur Berechnung des maximalen Widerstands des Nachweises gegen Bruch der Böschungskrone nach den EBGEO (2010) ist prinzipiell wie Gleichung (6.7) des Gesamtmodells, allerdings ohne Berücksichtigung der Umlenkkräfte:

$$R_{B,BK}^{EBGEO} \leq \frac{(\sum_{s=1}^3 G_s + G_{BK}) \cdot \tan \varphi_{0,BK} + R_{t,u}^4 - E_a^4}{\cos|\beta_1|} \quad [\text{kN/m}] \quad (6.15)$$

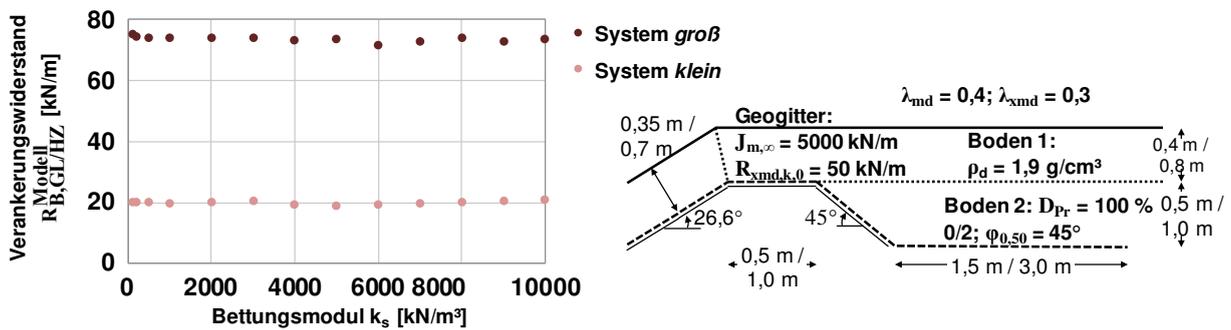
mit  $\varphi_{0,BK}$  = Bodenreibungswinkel für mittlere Normalspannung in Scherfuge unterhalb der Böschungskrone (vgl. Bild 5.10).

Das Minimum von maßgebendem Gleit- oder Herauszieh Widerstand des Verankerungsgrabens und Widerstand gegen Versagen der Böschungskrone ergibt den maximalen Verankerungswiderstand gemäß EBGEO (2010):

$$R_B^{EBGEO} = \min[(R_{B,GL}^{EBGEO} \text{ bzw. } R_{B,HZ}^{EBGEO}); R_{B,BK}^{EBGEO}] \quad [\text{kN/m}] \quad (6.16)$$

### 6.3 Darstellung des Einflusses der Umlenkeffekte

Bevor die Widerstände von Gesamtmodell und EBGEO (2010) systematisch verglichen werden, wird in diesem Unterkapitel zunächst der Einfluss der Wahl des Bettungsmoduls  $k_s$  für den Ansatz der Umlenkpressung (vgl. Kap. 5.1.2.2) auf den Gesamtverankerungswiderstand gezeigt. In Bild 6.2 sind dafür exemplarisch für zwei Versuchsserien mit einem kleinen und einem großen Verankerungsgraben (vgl. Bild 6.5a im folgenden Unterkapitel) die resultierenden Gesamtverankerungswiderstände über dem variierten Bettungsmodul aufgetragen. Es wird deutlich, dass der Einfluss des Bettungsmoduls sehr gering ist und dieser daher, wie bereits in Kapitel 5.1.2.2 beschrieben, nur näherungsweise für den unterliegenden Boden anzunehmen ist.

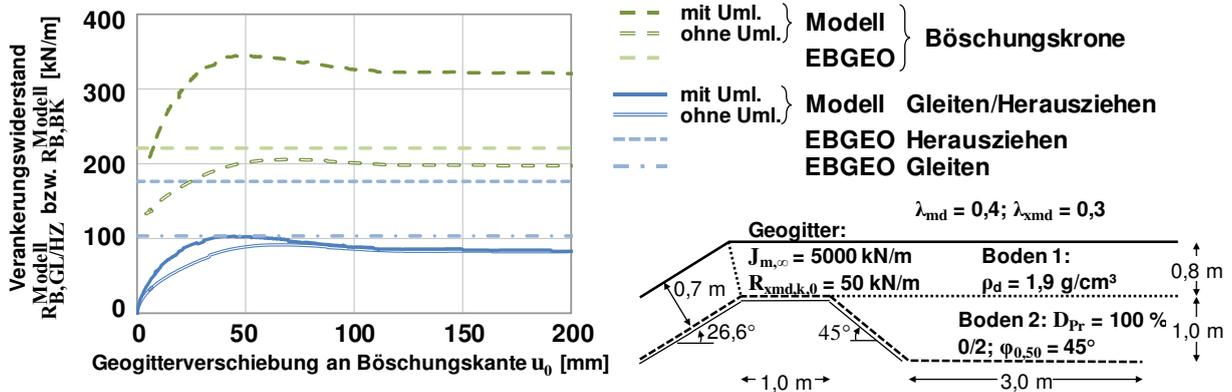


**Bild 6.2 Darstellung des geringen Einflusses der Wahl des Bettungsmoduls  $k_s$  für den Ansatz der Umlenkpressung auf den Gesamtverankerungswiderstand.**

Des Weiteren wird in diesem Unterkapitel der Einfluss der Umlenkeffekte im Vergleich mit den EBGEO-Widerständen anhand eines Beispiel-Verankerungsgrabens verdeutlicht. Die Geometrie sowie die für die Modellierung notwendigen Boden-, Geogitter- und Verbundkenngrößen sind in Bild 6.3 rechts dargestellt. Das Gesamtmodell wurde auf diesen Verankerungsgraben angewendet, wobei in einer ersten Modellierung die Umlenkeffekte berücksichtigt und in einer zweiten Modellierung die Umlenkeffekte ausgeschaltet wurden. Die aus beiden Modellierungen resultierenden Widerstandsmobilisierungskurven (Böschungskrone und kombiniertes Gleiten/Herausziehen) sind links in Bild 6.3 dargestellt. Zunächst zeigt sich, dass die Umlenkeffekte hier in Bezug auf den Gleit-/Herausziehewiderstand zu einem leicht und in Bezug auf den Widerstand der Böschungskrone zu einem deutlich erhöhten Widerstand führen. Beide Widerstandskurven mit Umlenkeffekten sind für beide Widerstände steiler, was einer größeren Steifigkeit entspricht.

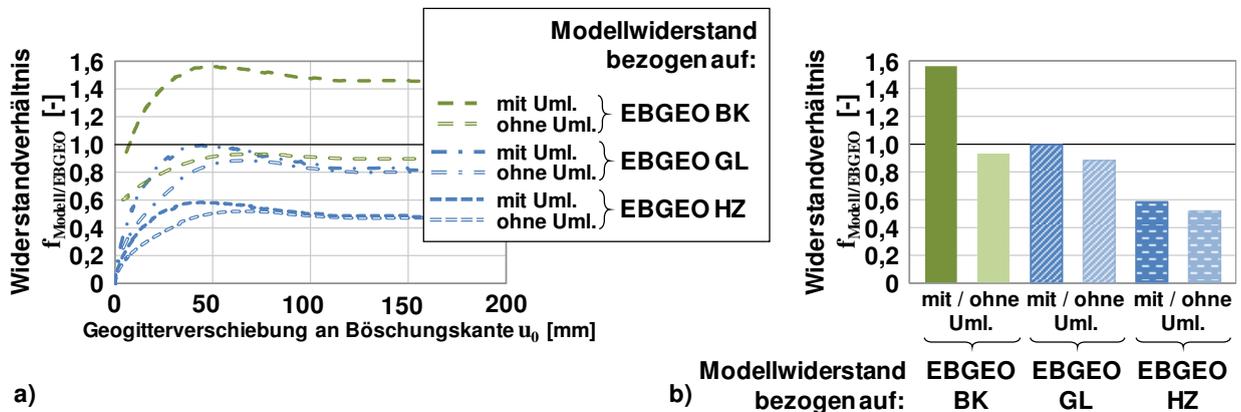
Zum Vergleich wurden für diesen Verankerungsgraben die Widerstände gemäß EBGEO (2010) (Böschungskrone, Herausziehen und Gleiten) berechnet, die im Diagramm in Bild 6.3 als horizontale Linien dargestellt sind, da nur die Maximalwerte berechnet werden. Hier zeigt sich zunächst, dass die ohne Umlenkkräfte modellierten Gleit-/Herauszieh- und Böschungskronenwiderstände beide etwas niedriger als die entsprechenden Widerstände nach EBGEO (2010) sind. Dies ist damit zu erklären, dass der im Mittel wirkende Verbund im Modell trotz der hohen Geogitterdehnsteifigkeit und damit gleichmäßigen Verschiebungen etwas geringer ist als der voll mobilisierte Verbund, wie er nach EBGEO (2010) entlang der gesamten Verankerungslänge angesetzt wird. Unter Berücksichtigung der Umlenkkräfte ist der modellierte Gleit-/Herausziehewiderstand in diesem Beispiel sehr ähnlich zum EBGEO-Gleitwiderstand. Der Widerstand gemäß

EBGEO (2010) ausgehend vom Fall Herausziehen, wie er in der Praxis angesetzt wird, liegt allerdings deutlich über den modellierten Gleit-/Herausziehwiderständen (sowohl ohne als auch mit Umlenkeffekten). Dies liegt daran, dass bei den Modellierungen der Boden bereits bei geringen Verschiebungen auf dem Geogitter mitglitt (Geogitteraktivierung ca. bis Anfang Grabensohle) und somit Gleiten für die Grenzzustandsgleichung maßgebend war.



**Bild 6.3 Mobilisierung der modellierten Widerstände mit und ohne Berücksichtigung der Umlenkeffekte im Vergleich zu den Widerständen nach EBGEO (2010).**

Um die Unterschiede zwischen Modell- und EBGEO-Widerständen zu verdeutlichen, sind die Modellwiderstände aus Bild 6.3 bezogen auf die jeweiligen EBGEO-Widerstände in Bild 6.4 dargestellt.



**Bild 6.4 Verhältnis von modellierten Widerstände mit und ohne Berücksichtigung der Umlenkeffekte zu Widerständen nach EBGEO (2010): a) Mobilisierung und b) Maximalwerte.**

Basierend auf den dargestellten Ergebnissen des betrachteten Beispiel-Verankerungsgrabens, aber auch basierend auf den zahlreichen Modellierungen (vgl. folgende Parameterstudie), können hier folgende Punkte in Bezug auf den Vergleich der Verankerungswiderstände von Modell und EBGEO (2010) festgehalten werden:

1. EBGEO (2010) unterschätzt den Widerstand gegen Versagen der Böschungskrone aufgrund der Vernachlässigung der Umlenkeffekte.

2. Bei der in der Praxis üblichen Annahme von *Herausziehen* (Reibungswiderstand entlang Bewehrungsob- und -unterseite) überschätzt EBGEO (2010) den Gleit-/Herauszieh-widerstand.
3. Bei Annahme von *Gleiten* (Reibungswiderstand nur entlang Bewehrungsunterseite) ist nicht eindeutig, ob EBGEO (2010) den Gleit-/Herauszieh-widerstand unter- oder überschätzt.

Insbesondere zur Klärung der Frage des dritten Punkts, für welche Fälle der Berechnungsansatz der EBGEO (2010) den Gleit-/Herauszieh-widerstand überschätzt, wurde die im folgenden Unterkapitel beschriebene Parameterstudie durchgeführt.

### 6.4 Parameterstudie

In diesem Unterkapitel werden die Ergebnisse der Parameterstudie dargestellt, die durchgeführt wurde, um zu ermitteln für welche Verankerungsproblemstellungen der Berechnungsansatz der EBGEO (2010) den Verankerungswiderstand im Vergleich zum Modell überschätzt und damit auf der unsicheren Seite liegt.

In Bild 6.5a sind die beiden untersuchten Ausgangsgeometrien dargestellt innerhalb derer die in Bild 6.5b aufgeführten Eingangskenngrößen variiert wurden. Dabei wurden Grabengeometrien ohne ein hochgeführtes Gitter am Grabenende (Abschnitt 5) gewählt, da dies für den zumeist maßgebenden Fall des Gleitens widerstandsverringert ist (vgl. S. 143). Außerdem wurde angenommen, dass der Boden auf der Böschung dem *Boden 1* und der Boden unterhalb der Bewehrung im Bereich der Böschungskrone dem *Boden 2* entspricht. In allen Modellierungen wurde eine ausreichend hohe Längszugglied- und Verbindungsstellenfestigkeit angenommen, sodass immer ein Versagen der Verankerung und nicht des Materials festgestellt wurde. Mittels einer Sensitivitätsanalyse wurden die in Bild 6.5 unten aufgeführten Programmparameter gewählt, welche zu ausreichend genauen Ergebnissen führten (vgl. Kap. 4.3).

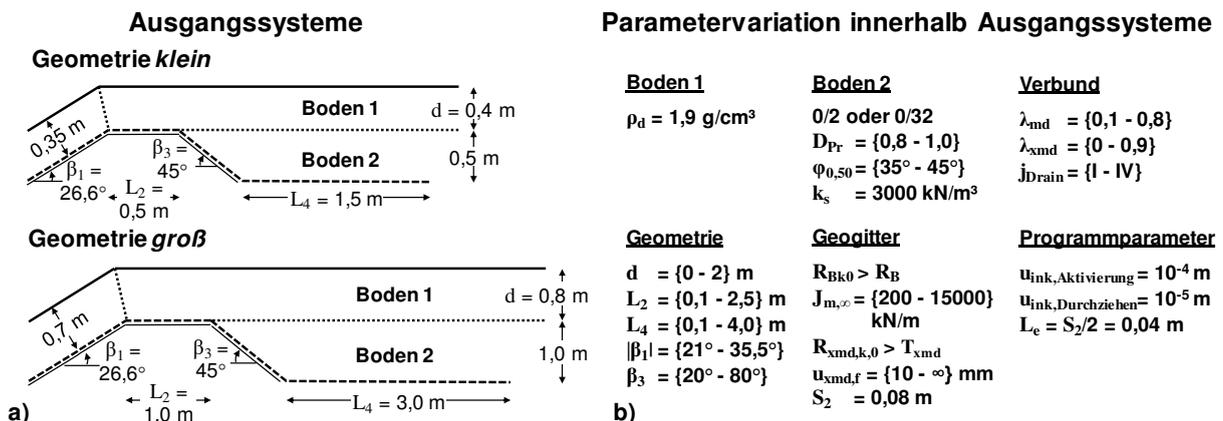


Bild 6.5 a) Ausgangssysteme und b) Bandbreite der variierten Kenngrößen innerhalb der Ausgangssysteme der Parameterstudie.

Im Folgenden sind immer die maßgebenden Verankerungswiderstände des Modells  $R_B^{\text{Modell}}$  sowie diese bezogen auf den jeweils maßgebenden Verankerungswiderstand nach EBGEO (2010)  $f_{\text{Modell/EBGEO}}$  dargestellt. Dabei bedeutet ein Verhältniswert  $f_{\text{Modell/EBGEO}} > 1$ , dass der Berechnungsansatz der EBGEO (2010) den Verankerungswiderstand unterschätzt und ein Wert  $< 1$ , dass die EBGEO (2010) den Verankerungswiderstand überschätzen, also einen Widerstand auf der unsicheren Seite ergeben.

In den folgenden Abschnitten können aufgrund der Vielzahl der durchgeführten Modellierungen nicht alle Ergebnisse der Parametervariationen gezeigt werden. Es werden vielmehr für jede betrachtete Eingangsgröße immer nur einige Modellierungsergebnisse gezeigt, die das prinzipielle Verhalten allerdings treffend wiedergeben. In der späteren Ergebnisanalyse in Kapitel 6.5 werden dann alle Modellierungsergebnisse einbezogen.

### 6.4.1 Variation Böschungsneigung

Die Variation der Böschungsneigung  $\beta_1$  zwischen 1:2,6 und 1:1,4 (entspricht  $21^\circ \leq |\beta_1| \leq 35,5^\circ$ ) führte gemäß dem in Bild 6.6 dargestellten Verankerungsgraben mit unterschiedlichen Bewehrungslängen und -steifigkeiten zu keiner nennenswerten Veränderung des maßgebenden Modellwiderstands (Gleiten/Herausziehen). Da die Böschungsneigung nicht in den maßgebenden EBGEO-Gleitwiderstand eingeht, sind auch die Widerstandsverhältnisse  $f_{\text{Modell/EBGEO}}$  unabhängig von der Böschungsneigung. Dabei ergaben sich für die Verankerung mit sehr dehnweichem Geogitter ( $J_{m,\infty} = 500 \text{ kN/m}$ ) und größerer Verankerungslänge ( $L_4 = 3,0 \text{ m}$ ) die niedrigsten Verhältniswerte.

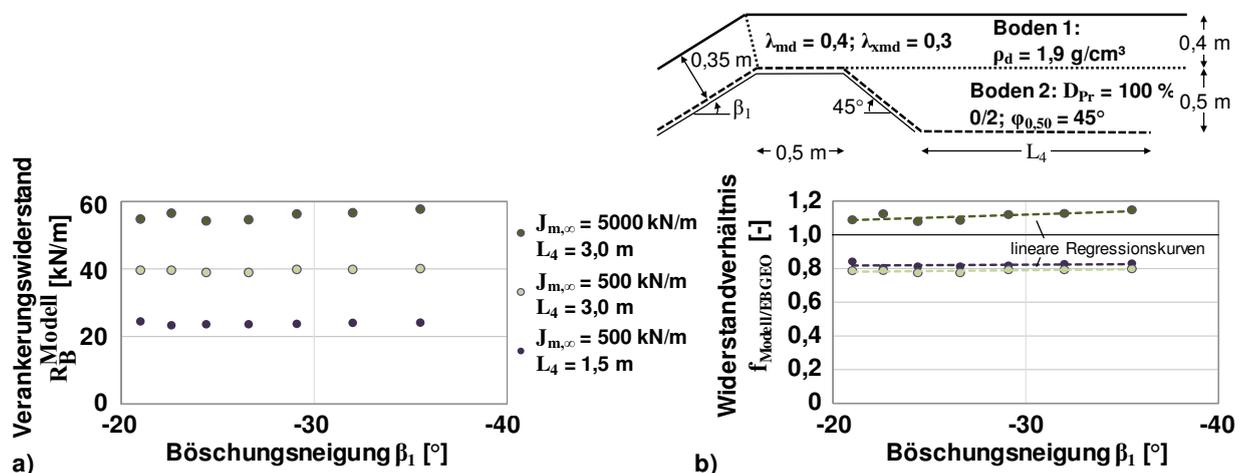


Bild 6.6 Variation der Böschungsneigung.

### 6.4.2 Variation Geogitterneigung im Graben

Die Geogitterneigung  $\beta_3$  in Abschnitt 3 beeinflusst neben den Verbundparametern und der Länge  $L_4$  maßgeblich die Frage, bis wann ein Herausziehen des Geogitter aus dem Boden stattfindet und ab wann der Boden auf dem Gitter mitgleitet (vgl. Kap. 6.2.2.1). Außerdem beeinflusst die

Neigung  $\beta_3$  den modellierten Verankerungswiderstand, was in Bild 6.7 für drei Verankerungen mit unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten im Bereich  $20^\circ \leq \beta_3 \leq 80^\circ$  dargestellt ist. Steilere Neigungen wurden nicht modelliert, da sie laut Niehues & Vollmert (2016a) nicht realistisch herstellbar und damit nicht praxisrelevant sind. In den gezeigten Modellierungen wurde  $L_4$  für jede Gitterneigung  $\beta_3$  so angepasst, dass die Gesamtverankerungslänge gleich blieb. Während der modellierten, absolute Verankerungswiderstand ab  $\beta_3 = 45^\circ$  nicht weiter ansteigt, ist der Verhältniswert  $f_{\text{Modell/EBGEO}}$  näherungsweise für die gesamte Spanne der betrachteten Gitterneigungen konstant.

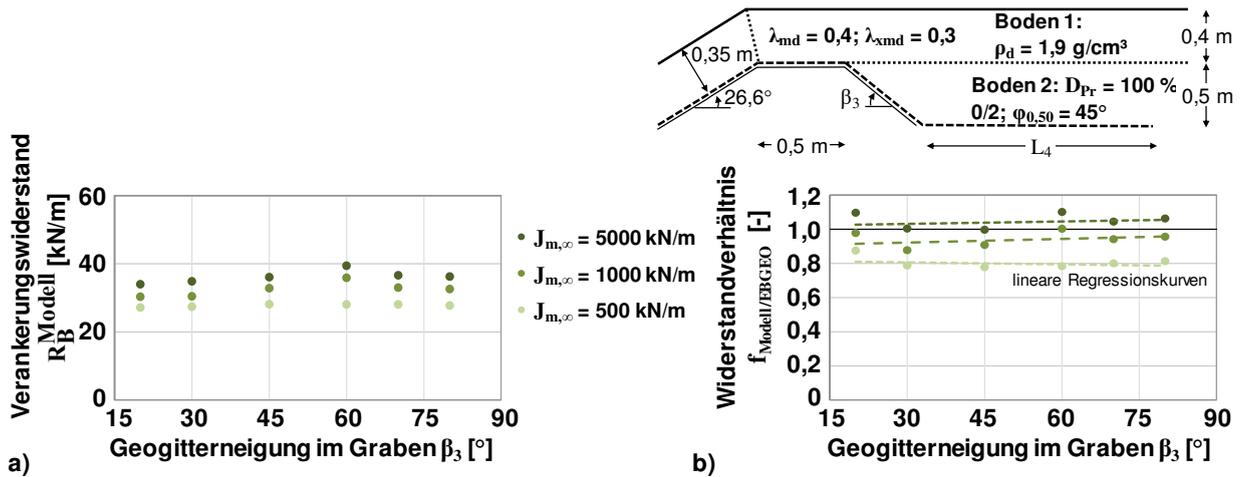


Bild 6.7 Variation der Geogitterneigung im Graben.

### 6.4.3 Variation Bewehrungslängen

Die Variation der Breite der Böschungskrone ( $0,1 \text{ m} \leq L_2 \leq 2,5 \text{ m}$ ) und der Bewehrungslänge im Graben ( $0,1 \text{ m} \leq L_4 \leq 4,0 \text{ m}$ ) führte zu den in Bild 6.8 gezeigten absoluten Verankerungswiderständen und Verhältniswerten im Vergleich zu den EBGEO (2010). Bei der Modellierung mit sehr kurzer Länge im Graben ( $L_4 = 0,1 \text{ m}$ ) trat der seltene Fall auf, dass der maximale Widerstand bereits während der Herausziehphase erreicht wurde, bevor der Boden auf dem Geogitter mitglitt. In der Berechnung nach EBGEO (2010) mit voll mobilisierten Verbundbeiwerten ergab sich allerdings nach Gleichung (6.14) auch für diesen Fall, dass Gleiten maßgebend war. In Bild 6.8b ist zu sehen, dass die Verhältniswerte  $f_{\text{Modell/EBGEO}}$  mit zunehmenden Längen abnehmen. Zusätzlich sind sowohl die absoluten Verankerungswiderstände als auch die Verhältniswerte über der Gesamtbewehrungslänge  $L_{\text{ges}}$  aufgetragen.

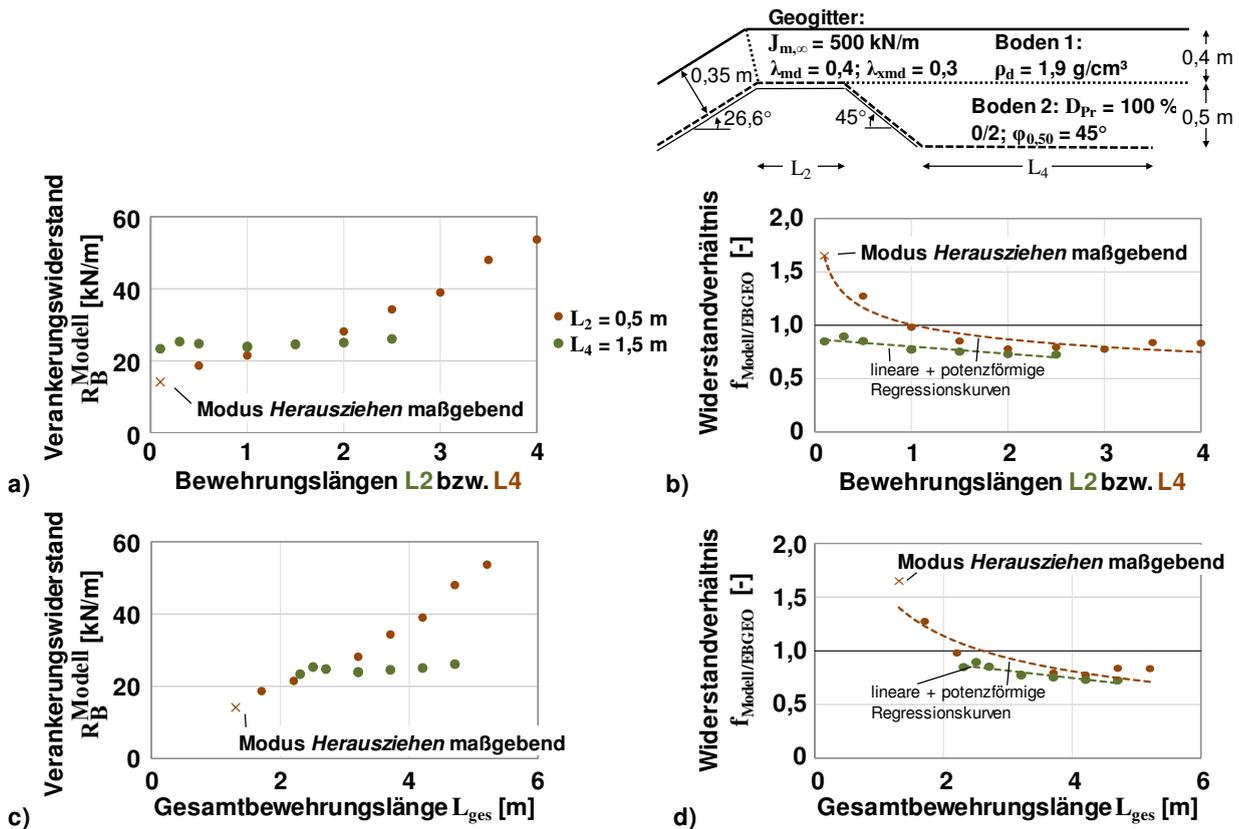


Bild 6.8 Variation der Bewehrungslängen.

### 6.4.4 Variation Überdeckungshöhe

Die Variation der Überdeckungshöhe des oberen Bodens  $d$  führte zu den in Bild 6.9 dargestellten absoluten Verankerungswiderständen und Verhältniswerten im Vergleich zu den EBGEO-Widerständen, aufgetragen über der mittleren Normalspannung entlang der Bewehrung  $\sigma_{n,m}$ . Darin wird deutlich, dass die Verhältniswerte näherungsweise konstant sind.

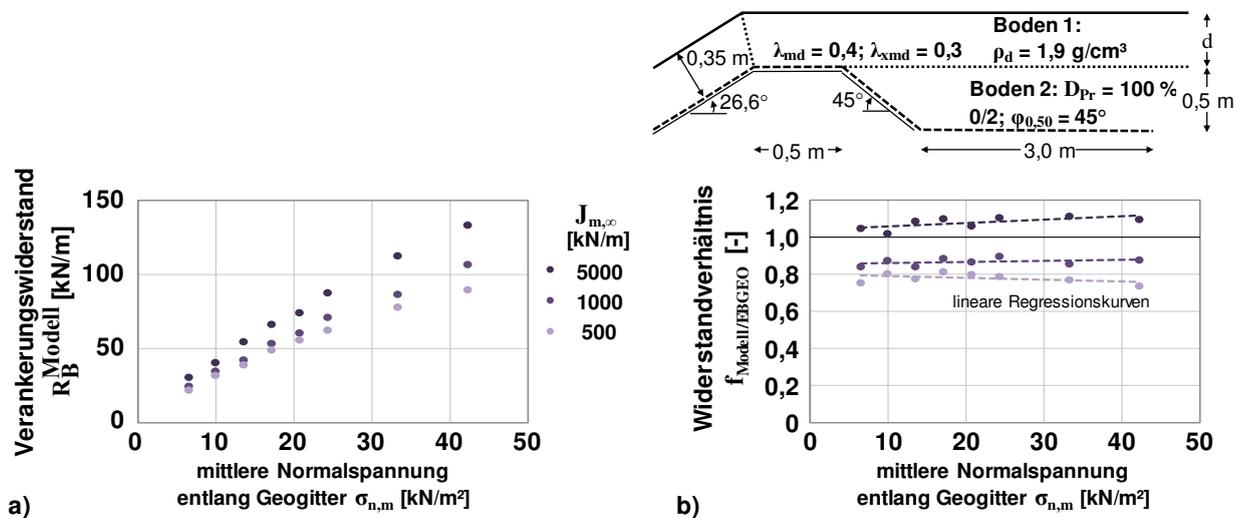


Bild 6.9 Variation der Überdeckungshöhe im Verankerungsgraben.

### 6.4.5 Variation Verbundmobilisierung und -festigkeit

Der Verbund hat zweifelsohne großen Einfluss auf den Widerstand eines Verankerungsgrabens. Die Verbundfestigkeit wird dabei im Modell über die in Kapitel 6.1.2 definierten Verbundbeiwerte  $\lambda_{md}$  und  $\lambda_{xmd}$  festgelegt, die mittels Herausziehversuchen zu ermitteln und unabhängig vom ausgewählten Boden (0/2 oder 0/32) einzugeben sind. Die Auswahl des Bodens beeinflusst zusammen mit der bezogenen Proctor-Einbaudichte  $D_{Pr}$  die Verbundmobilisierung. In Bild 6.10 sind die resultierenden modellierten Verankerungswiderstände (immer Gleit-/Herauszieh-widerstand) des dargestellten Verankerungsgrabens mit beiden Böden und mit hohen, mittleren und niedrigen Einbaudichten über dem Gesamt-Verbundbeiwert  $\lambda$  ( $= \lambda_{md} + \lambda_{xmd}$ ) sowie über dem Längszuggliedanteil am Verbund  $\rho_{md}$  ( $= \lambda_{md}/\lambda$ ) dargestellt.

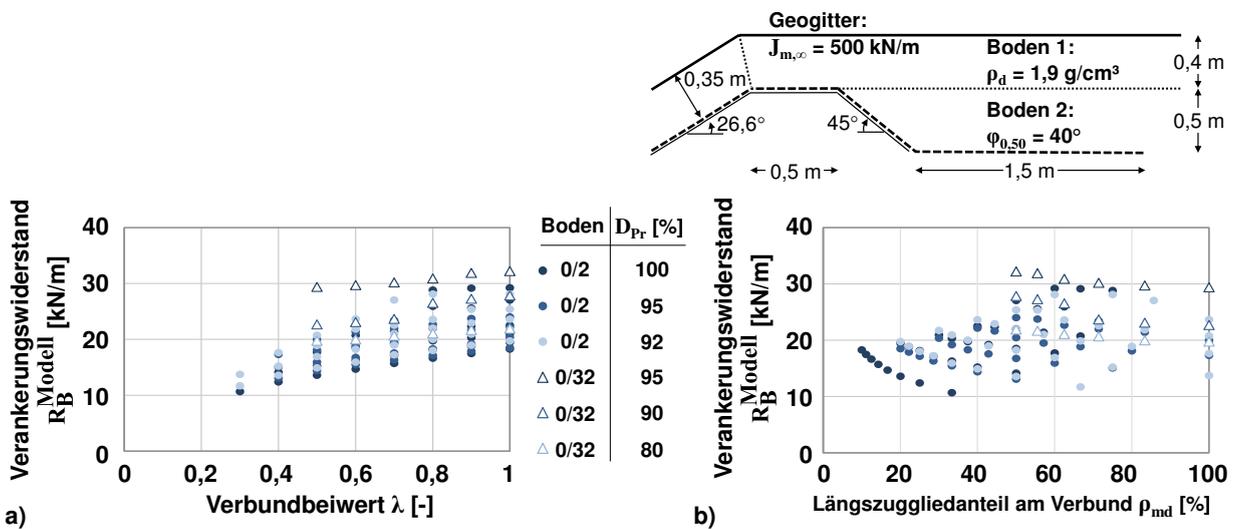
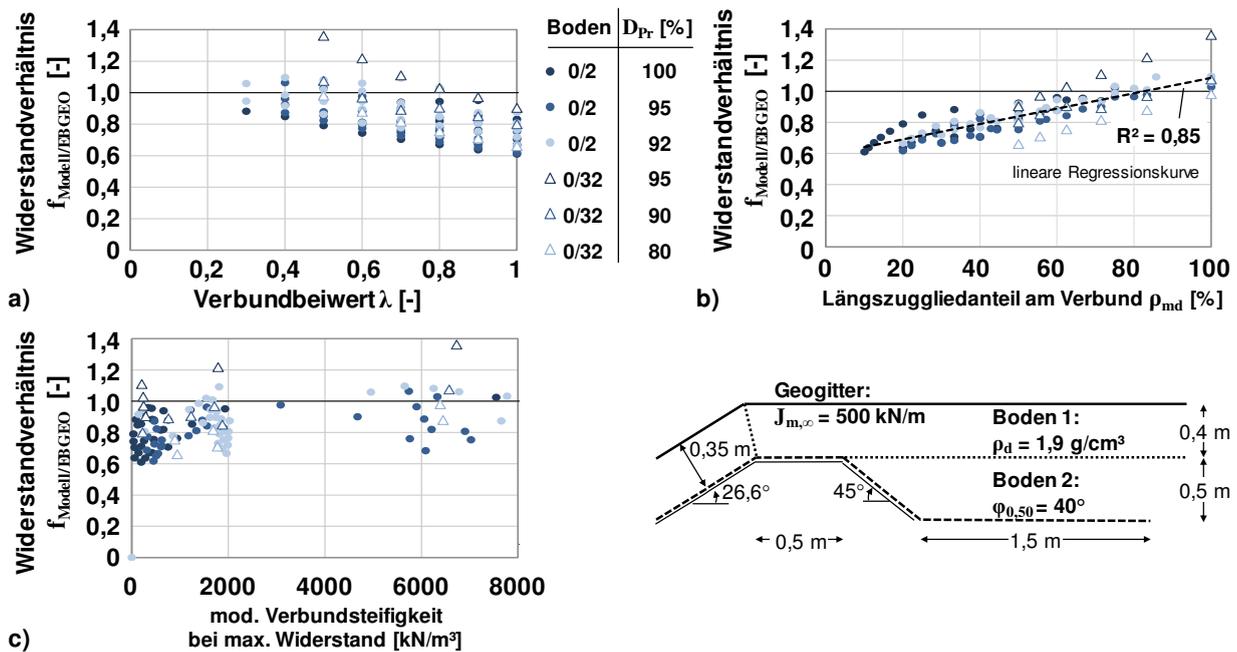


Bild 6.10 Variation des Verbunds – modellierte Verankerungswiderstände.

Die Ergebnisse derselben Modellierungen sind in Bild 6.11 bezogen auf den jeweils maßgebenden EBGEO-Widerstand (immer Gleitwiderstand) über verschiedenen Kenngrößen aufgetragen, um mögliche Abhängigkeiten zu identifizieren. Da der Verbund und damit die Gesamtwiderstandsmobilisierung stark von den Geogitterverschiebungen entlang der aktivierten Verankerungslänge abhängig sind, lässt sich mit dem Verbundbeiwert  $\lambda$  in Bild 6.11a kein Trend der Verhältniswerte feststellen. Um die unterschiedliche Mobilisierung der einzelnen Widerstandsanteile zu berücksichtigen, eignet sich die Abbildung über dem Längszuggliedanteil am Verbund  $\rho_{md}$  in Bild 6.11b wesentlich besser. Mit steigendem Längszuggliedanteil ist ein relativ linearer Anstieg des Verhältniswerts von Modell- zu EBGEO-Widerstand festzustellen. Zusätzlich sind die Verhältniswerte in Bild 6.11c über der entlang der aktivierten Verankerungslänge mittleren Verbundspannungssteifigkeit bei maximalem Widerstand aufgetragen, da dies die unterschiedliche verschiebungs- und normalspannungsabhängige Widerstandsmobilisierung entlang der Verankerungslänge abbildet. Allerdings lässt sich auch damit kein klarer Trend ableiten.



**Bild 6.11** Variation des Verbunds – Verhältniswerte der Modell- zu EB GEO-Widerständen.

Großen Einfluss auf den Verbund hat außerdem die unterliegende Drainagematte. Gerade da fast immer der Mechanismus Gleiten beim Erreichen des maximalen Widerstands vorherrscht und somit nur auf der Bewehrungsunterseite Schubspannungen wirken, ist entscheidend wie weit die Drainagematte unterhalb der Bewehrung in den Verankerungsgraben hereinreicht. In Bild 6.12 sind modellierte Verankerungswiderstände und Verhältniswerte zu den EB GEO-Widerständen unter Variation der Länge der Drainagematte dargestellt. Die Drainagematte wurde dabei immer bis zu einer Umlenkung  $j_{\text{Drain}}$  angenommen, was den x-Achsen in Bild 6.12 entspricht. Da die Kraftübertragung zwischen Geogitter und Drainagematte geringer ist als zwischen Geogitter und Boden, nimmt der modellierte Verankerungswiderstands mit zunehmender Länge der Drainagematte ab. Aufgrund der Verschiebungsabhängigkeit des Verbunds, gilt dieser Trend allerdings nicht für die Verhältniswerte von Modell- zu EB GEO-Widerständen. Diese erreichen für die Verankerungen mit Drainagematten bis zur Umlenkung III, wie sie häufig in der Praxis ausgeführt werden, ein Minimum, weshalb ein Großteil der Modellierungen für diesen ungünstigsten Fall mit Drainagematten bis zur Umlenkung III ausgeführt wurden.

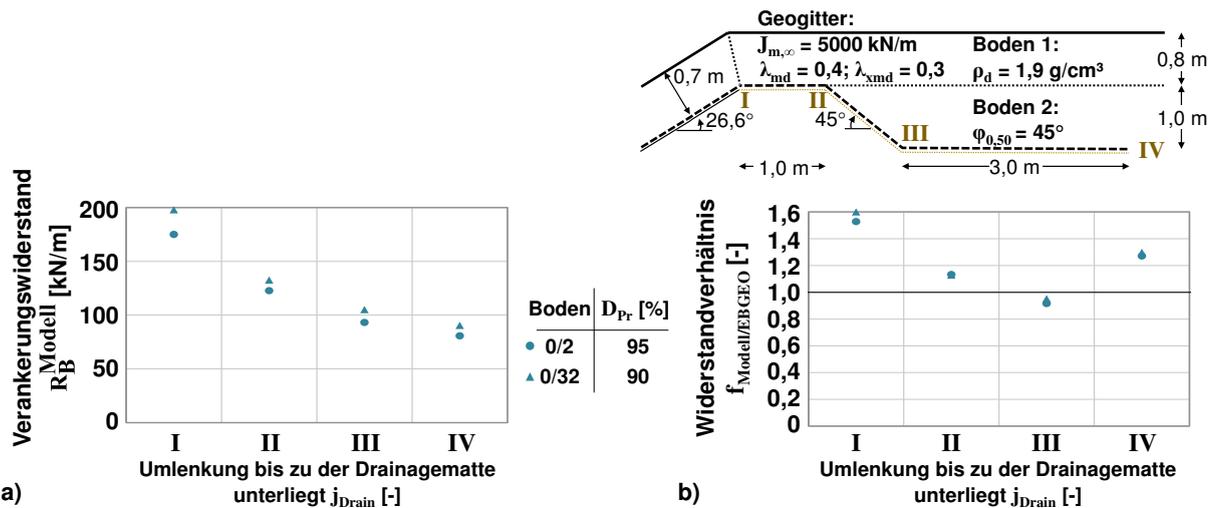


Bild 6.12 Variation des Verbunds über Länge der unterliegenden Drainagematte.

### 6.4.6 Variation Geogitterdehnsteifigkeit

Eine weitere wichtige Größe für Verankerungen ist die Geogitterdehnsteifigkeit. In Bild 6.13 sind verschiedene Verankerungen dargestellt, in denen die mittlere Langzeitdehnsteifigkeit über einen großen Bereich variiert wurde ( $200 \text{ kN/m} \leq J_{m,\infty} \leq 10000 \text{ kN/m}$ ). Die modellierten Verankerungswiderstände zeigen, dass ab einer systemabhängigen Dehnsteifigkeit keine Steigerung des Verankerungswiderstands mehr möglich war. Eine Auftragung der Verhältniswerte zeigt ähnliche Kurvenverläufe, wobei für alle Variationsreihen ab einer gewissen Dehnsteifigkeit die Grenze von 1 unterschritten wird und damit mit dem Ansatz nach EB GEO (2010) zu große Widerstände ermittelt werden. Die Kurvenverläufe der Verhältniswerte sind relativ treffend mit logarithmischen Trendlinien abzubilden.

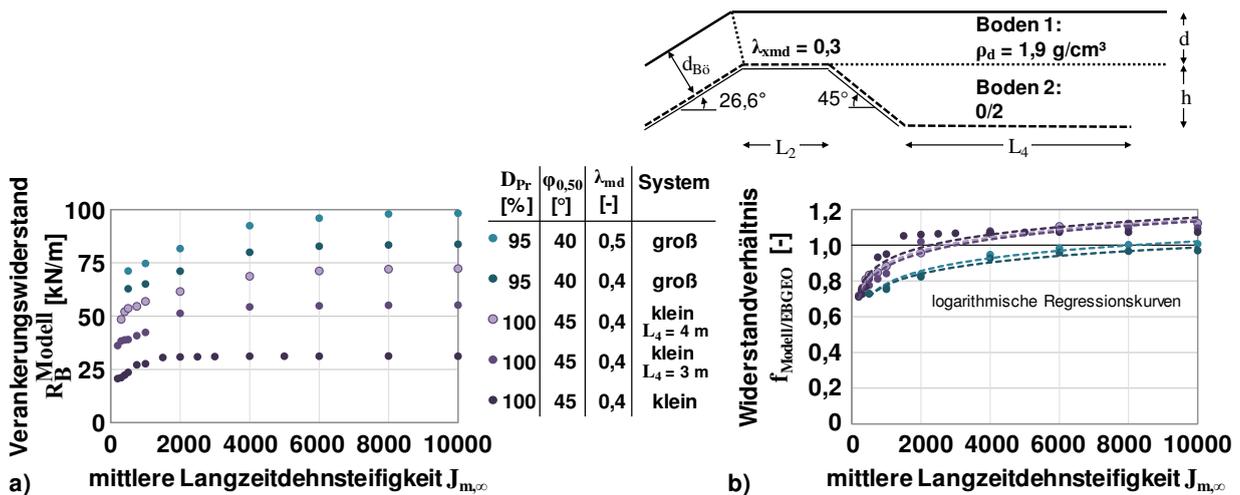


Bild 6.13 Variation der Geogitterdehnsteifigkeit.

### 6.4.7 Variation verträgliche Verschiebung der Verbindungsstellen

In den Herausziehversuchen und ihren Modellierungen hatte sich gezeigt, dass zum Teil Verbindungsstellen versagten, obwohl deren modellierte Beanspruchung  $T_{xmd}$  deutlich geringer als die entsprechende Verbindungsstellenfestigkeit  $T_{xmd,f}$  war (vgl. Kap. 4). Daraufhin war ein Versagenskriterium  $u_{xmd,f}$  entwickelt worden, dass auf den Verschiebungen der Verbindungsstellen bei Versagen basierte (vgl. Kap. 4.2.2). In den bisher präsentierten Modellierungen der Parameterstudie war dieses Kriterium nicht angewendet worden (entspricht rechnerischem Grenzwert von  $u_{xmd,f} = 10000$  mm in Bild 6.14), nun ist dessen Einfluss auf den absoluten Verankerungswiderstand und das Verhältnis von Modell- zu EBGEO-Widerständen in Bild 6.14 dargestellt. Darin zeigt sich, dass, abhängig davon wie viel Verschiebung das Geogitter erfährt, dieses Kriterium den Verankerungswiderstand beeinflusst oder auch nicht. Da die auftretenden Geogitterverschiebungen von der Kombination vieler der gewählten Parameter abhängen, lässt sich hier keine pauschale Grenze festlegen, ab welcher verträglichen Verschiebung  $u_{xmd,f}$  der Verankerungswiderstand nicht beeinflusst wird.

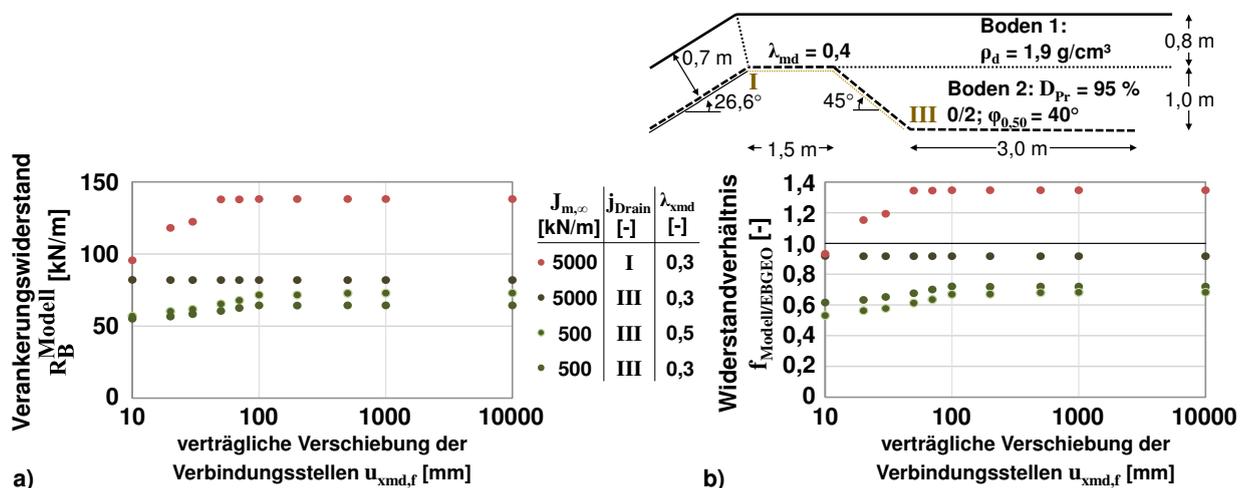


Bild 6.14 Variation der verträglichen Verschiebung der Verbindungsstellen.

## 6.5 Definition eines Modellfaktors zur sicheren Bemessung nach EBGEO (2010)

In diesem Unterkapitel wird zunächst in Bezug auf die Ergebnisse der Parameterstudie analysiert, welche Widerstände wann maßgebend sind. Mithilfe einer anschließenden Analyse der maßgebenden Widerstände aller durchgeführten Verankerungsmodellierungen wird ein Modellfaktor für eine sichere Berechnung mit dem Ansatz der EBGEO (2010) formuliert. Auf eine statistische Auswertung beispielsweise in Form von Häufigkeitsverteilungen wird hier verzichtet, da die Auswahl der Modellierungen innerhalb der Bandbreite der variierten Parameter zwar systematisch, aber nicht gleichmäßig geschah.

### 6.5.1 Analyse von Gleiten vs. Herausziehen

Für die Berechnungen nach EBGEO (2010) sind in Bild 6.15a die Summen der aufschiebenden Schubkräfte über den haltenden bewehrungsparallelen Gewichtskräften in Abschnitts 3 für alle untersuchten Verankerungen gezeigt. Demnach war für die meisten der Verankerungen nach Gleichung (6.14) der Versagensmechanismus Gleiten maßgebend (Datenpunkte oberhalb Winkelhalbierender). Nur für wenige Verankerungen mit Kombinationen von Eingangsgrößen am Rand der untersuchten Bandbreiten ( $\lambda_{md} \leq 0,3$ ,  $J_{m,\infty} \geq 10000$  kN/m,  $L_2 \leq 0,3$  m und  $L_4 \leq 1,2$  m) war nach Gleichung (6.14) tatsächlich Herausziehen maßgebend, wobei für diese Fälle die ermittelten Herauszieh- ungefähr gleich den Gleitwiderständen waren. Die Tatsache, dass eigentlich immer der Gleitmechanismus maßgebend ist, ist mit dem Ansatz der voll mobilisierten Verbundbeiwerte gemäß EBGEO (2010) zu erklären. Allerdings ergab sich mit dem Gesamtmodell ebenfalls, dass der maximale Gleit-/Herausziehwiderstand, bis auf für wenige Grenzfälle, erst bei Verformungszuständen erreicht wurde, bei denen der Boden auf der Bewehrung mitglitt (zur Erinnerung: in der Modellierung herrscht der Modus Herausziehen solange bis Gl. (5.27), (5.30) bzw. (5.31) erfüllt ist und der Wechsel zum Modus Gleiten geschieht). Aufgrund dessen sollte in jeder Berechnung des Verankerungswiderstands entweder genau geprüft werden, ob Gleiten oder Herausziehen maßgebend ist (im Gesamtmodell enthalten) oder auf der sicheren Seite liegend der Gleitwiderstand als maßgebend angenommen werden (für Berechnung nach EBGEO 2010).

Auch wenn der Modus Gleiten zumeist maßgebend ist, wird die Verwendung der mittels Herausziehversuchen entwickelten Interaktionsparameter (vgl. Kap. 0 und 4) zur Bestimmung der bewehrungsparallelen Widerstände als sinnvoll erachtet. Dies ist damit begründet, dass zwischen aufliegendem, mitgleitendem Boden und Geogitter zunächst immer eine gewisse Verschiebung auftritt und damit immer eine Verzahnung in den Gitteröffnungen wie im Herausziehversuch und kein Abgleiten wie im direkten Scherversuch stattfindet.

Bild 6.15b zeigt für alle Berechnungen den Vergleich von EBGEO-Herauszieh- zu EBGEO-Gleitwiderstand und die damit vorhandene Gefahr zur Überschätzung des Verankerungswiderstands bei generellem Ansatz des EBGEO-Herausziehwiderstands.

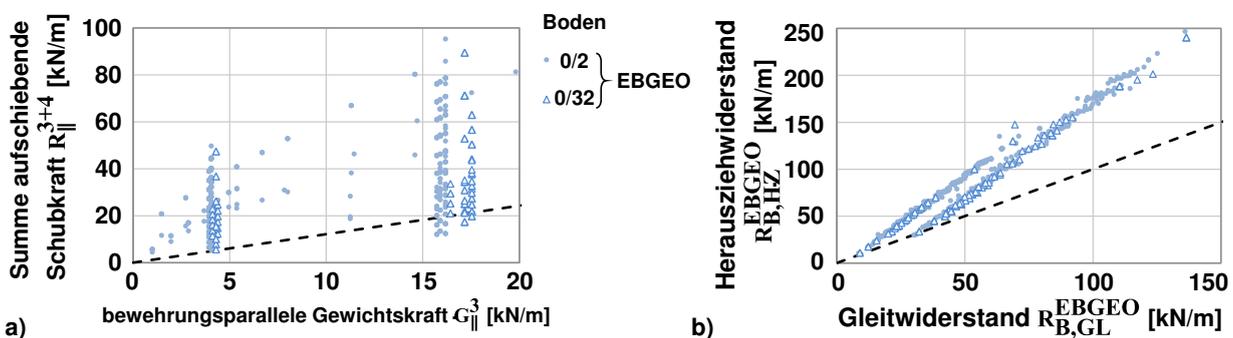


Bild 6.15 Herausziehen vs. Gleiten in Berechnungen nach EBGEO (2010): a) Überprüfung des Mechanismus und b) Widerstände.

### 6.5.2 Analyse der Widerstände Gleiten/Herausziehen vs. Böschungskrone

In Bild 6.16a sind die nach EBGEO (2010) berechneten Gleitwiderstände bzw. die modellierten Gleit-/Herauszieh Widerstände jeweils mit den EBGEO- bzw. Modell-Widerständen der Böschungskrone verglichen. Darin wird deutlich, dass sowohl nach EBGEO (2010) als auch mit dem Gesamtmodell der Widerstand der Böschungskrone für alle untersuchten Verankerungen größer als der Gleit- bzw. Gleit-/Herauszieh Widerstand und demnach nie maßgebend war. Das der Widerstand der Böschungskrone in der bisherigen Bemessungspraxis nach EBGEO (2010) häufig maßgebend ist, liegt an dem ausschließlichen Ansatz des Mechanismus Herausziehen, der im Verhältnis zu den Widerständen der Böschungskrone zu hohen Gleit-/Herauszieh Widerständen führt.

Der Vollständigkeit halber sind in Bild 6.16b die modellierten Widerstände der Böschungskrone mit denen nach EBGEO (2010) verglichen. Nur für wenige Verankerungen mit hohem Verbund aber relativ geringen Längszuggliedanteilen am Verbund ( $\rho \leq 30\%$ ) und damit einhergehender langsamer Verbundmobilisierung sind die modellierten Widerstände der Böschungskrone kleiner als die nach EBGEO (2010). Somit wiegt im Gesamtmodell die Berücksichtigung der Umlenkeffekte den gegenteiligen Effekt der Berücksichtigung der Verbundmobilisierung für die Betrachtung des Widerstands der Böschungskrone in fast allen Fällen auf und es kann festgehalten werden, dass der Ansatz der EBGEO (2010) den Widerstand der Böschungskrone prinzipiell auf der sicheren Seite liegend abbildet (auch wenn er praktisch nie maßgebend ist).

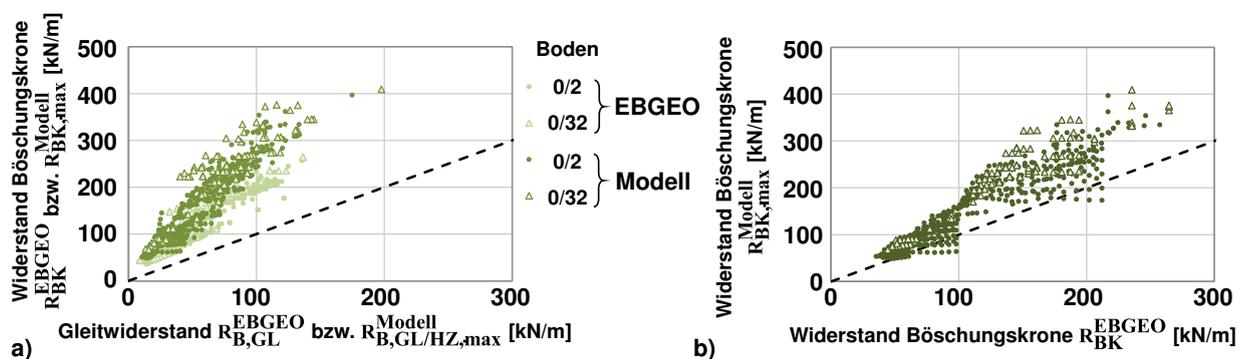


Bild 6.16 Vergleich des Widerstands der Böschungskrone a) mit Gleit- bzw. Geit-/Herauszieh Widerstand und b) zwischen Modell und EBGEO (2010).

### 6.5.3 Analyse der maßgebenden Widerstände aller Berechnungen

Nachdem dargestellt wurde, dass die Gleit- (für EBGEO) bzw. Gleit-/Herauszieh Widerstände (für Gesamtmodell) fast immer maßgebend waren, sind diese nun in Bild 6.17a für alle untersuchten Verankerungsgräben miteinander verglichen. Wie zu sehen ist, liegen fast alle Werte der untersuchten Verankerungen im Bereich der Winkelhalbierenden, wo die Widerstände von EBGEO bzw. Modell ähnlich sind. Dies liegt daran, dass bewusst auch die Fälle untersucht wurden, bei denen die Vereinfachungen des Ansatzes der EBGEO (2010) besonders fragwürdig sind (geringe Geogitterdehnsteifigkeit, große Verankerungslängen, langsame Verbundmobilisierung, Drainagematte bis zur Grabensohle) und womit nicht klar ist, ob der Ansatz der

EBGEO (2010) auf der sicheren oder unsicheren Seite liegt. Zusätzlich sind in Bild 6.17b die Geogitterverschiebungen an der Böschungskante bei maximalem Widerstand  $u(x' = 0 \text{ m}, R_{B, GL/HZ, \max}^{\text{Modell}}) = u_{0,R}$  dargestellt. Hier zeigen sich große Unterschiede zwischen den untersuchten Verankerungen mit zum Teil sehr großen Verschiebungen.

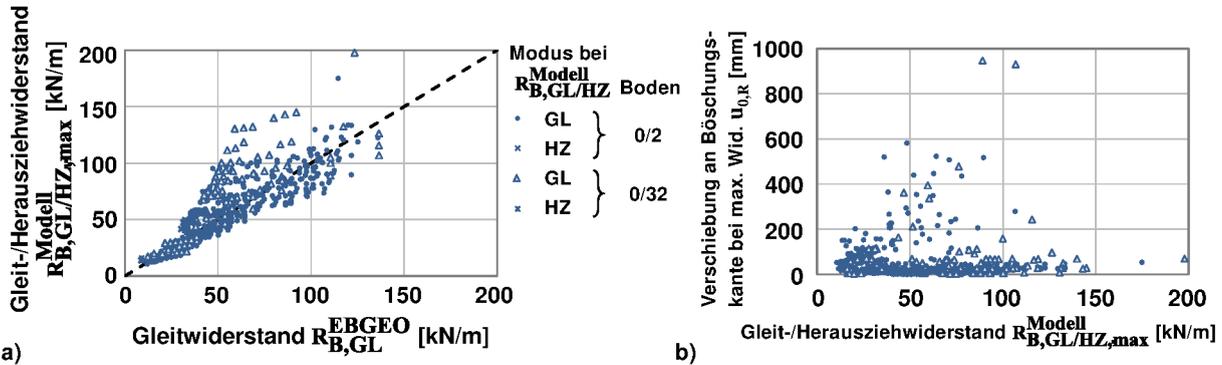


Bild 6.17 a) Vergleich maßgebender Widerstände von Modell und EBGEO (2010) und b) modellierte max. Verschiebungen an Böschungskante bei max. Widerstand.

### 6.5.4 Definition Modellfaktor

Die im Rahmen der Parametervariation (vgl. Kap. 6.4) gewonnenen Erkenntnisse zum Einfluss der einzelnen Parameter auf das Verhältnis von Modell- zu EBGEO-Widerstand sind in Bild 6.18 schematisch zusammengefasst. Eine Erhöhung der Geogitterdehnsteifigkeit und des Längszuggliedanteils am Verbund führt demnach zu einer Erhöhung des Widerstandsverhältnisses, während eine Erhöhung der Verankerungslänge zu geringeren Verhältniswerten führt. Die Böschungsneigung, die Geogitterneigung im Graben und die Auflast hatten keinen nennenswerten Einfluss auf die Widerstandsverhältnisse und die Variation der Länge der unterliegenden Drainagematte führte zu keinem klaren Trend in Bezug auf das Widerstandsverhältnis. Aus diesem Grund wurden hauptsächlich Verankerungen mit dem ungünstigsten Fall mit Drainagematte bis zur Grabensohle ( $j_{\text{Drain}} = \text{III}$ ) untersucht, welcher auch in der Praxis üblich ist.



Bild 6.18 Einfluss der einzelnen Parameter auf Widerstandsverhältnis zwischen Modell und EBGEO (2010).

Der Einfluss der drei festgestellten Parameter korreliert dabei für jeden einzelnen mit der Steifigkeit der betrachteten Verankerung, also dem Verhältnis von *Widerstand* zu *notwendige*

*Verschiebung zur Mobilisierung dieses Widerstands.* So führen eine Erhöhung der Dehnsteifigkeit bzw. des Längszuggliedanteils am Verbund zu einer erhöhten und eine größere Verankerungslänge zu einer verringerten globalen Verankerungssteifigkeit. Im Folgenden wird daher die Verankerungssteifigkeit aus den Modellierungen  $k_R^{\text{Modell}}$  mit den Werten aus Bild 6.17b als lineare Sekantensteifigkeit berechnet:

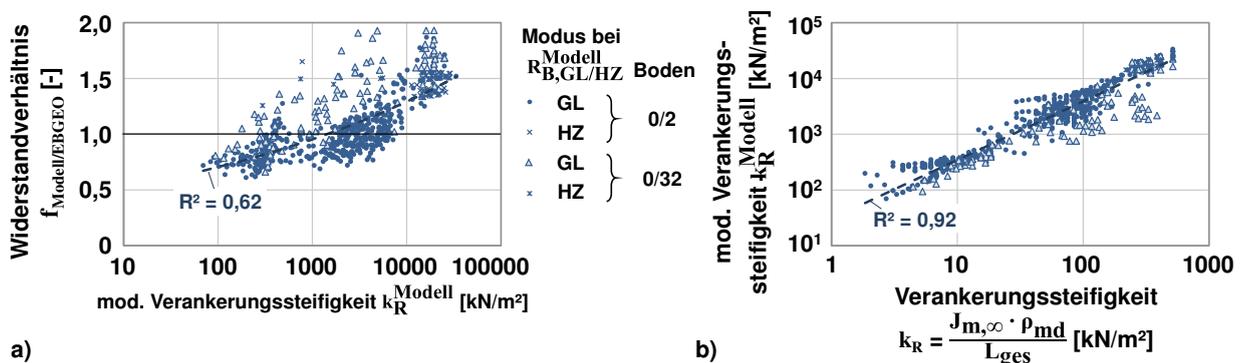
$$k_R^{\text{Modell}} = \frac{R_{B,GL/HZ}^{\text{Modell}}}{u_{0,R}} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (6.17)$$

mit  $u_{0,R} = u(x' = 0 \text{ m}, R_{B,GL/HZ}^{\text{Modell}})$  = Geogitterverschiebung an Böschungskante bei maximalem Widerstand.

In Bild 6.19a zeigt sich, dass eine zunehmende modellierte Verankerungssteifigkeit mit der Zunahme des Widerstandsverhältnisses  $f_{\text{Modell}/\text{EBGeo}}$  korreliert. Aufgrund der Komplexität der Problemstellung mit seinen Verschiebungs- und Normalspannungsabhängigkeiten und den zahlreichen Einflussparametern ist diese Korrelation mit einem Bestimmtheitsmaß von  $R^2 = 0,62$  zufriedenstellend. Um nun das Widerstandsverhältnis in Abhängigkeit der Eingangsparameter ohne Durchführung einer Modellierung abschätzen zu können, wurde daraufhin nach einer Korrelation zwischen der modellierten Verankerungssteifigkeit und einer zu definierenden Korrelationsgröße als Kombination der Eingangsparameter gesucht. Beste Ergebnisse lieferte die lineare Berücksichtigung der einzelnen Eingangsparameter gemäß ihres Einflusses (vgl. Bild 6.18) im Zähler bzw. Nenner der Korrelationsgröße, sodass die globale Verankerungssteifigkeit wie folgt definiert wird:

$$k_R = \frac{J_{m,\infty} \cdot \rho_{\text{md}}}{L_{\text{ges}}} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (6.18)$$

mit  $J_{m,\infty}$  = mittlere Langzeitdehnsteifigkeit,  $\rho_{\text{md}}$  = Längszuggliedanteil am Verbund und  $L_{\text{ges}}$  = Gesamtverankerungslänge.

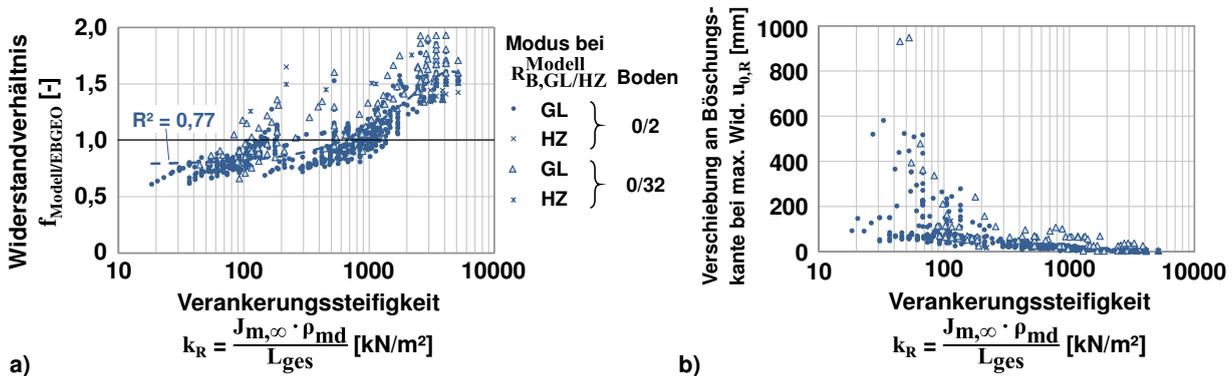


**Bild 6.19** a) Widerstandsverhältnisse im Vergleich zu EBGeo (2010) über der mod. Verankerungssteifigkeit und b) Korrelation zwischen mod. und definierter globaler Verankerungssteifigkeit.

In Bild 6.19b sind für alle untersuchten Verankerungen die modellierten Verankerungssteifigkeiten nach Gleichung (6.17) über der definierten globalen Verankerungssteifigkeit im

doppelt logarithmischen Maßstab aufgetragen und es zeigt sich eine gute Korrelation zwischen den beiden Größen.

Zur Bestimmung eines Modellfaktors für den Berechnungsansatz der EBGEO (2010) sind in Bild 6.20a die Widerstandsverhältnisse von Modell zu EBGEO aller untersuchten Verankerungen über der definierten Verankerungssteifigkeit (im logarithmischen Maßstab) aufgetragen. Die eingetragene Trendlinie mit Bestimmtheitsmaß von  $R^2 = 0,77$  zeigt, dass eine zufriedenstellende Korrelation zwischen Widerstandsverhältnis  $f_{\text{Modell/EBGEO}}$  und Verankerungssteifigkeit  $k_R$  vorliegt. Die dazugehörigen Verschiebungen an der Böschungskante bei maximalem Widerstand sind in Bild 6.20b dargestellt.

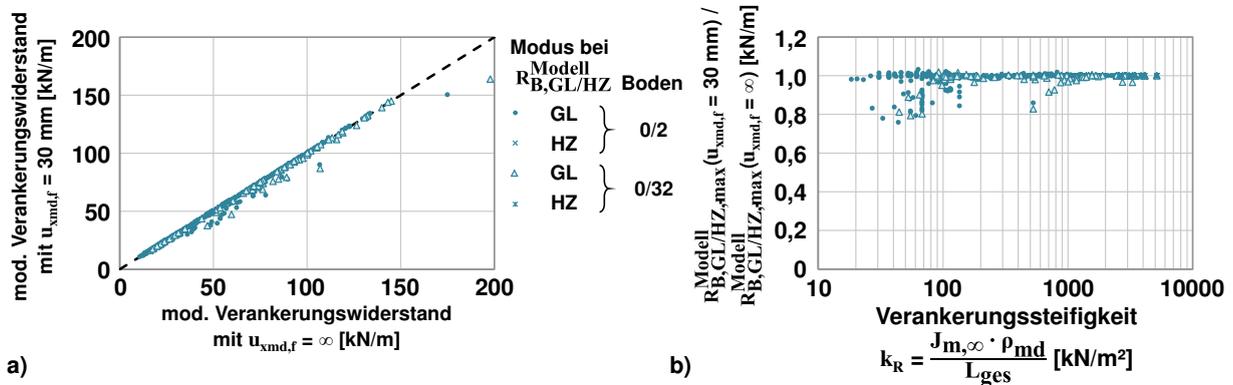


**Bild 6.20** Darstellung des a) Widerstandsverhältnis und b) der zugehörigen Verschiebungen an der Böschungskante über der definierten Verankerungssteifigkeit.

Bevor damit ein Modellfaktor formuliert werden kann, ist der viel diskutierte Aspekt des möglicherweise auftretenden Versagens von Verbindungsstellen zu betrachten. Es sei daran erinnert, dass die nach GRI-GG2 (2005) ermittelte Verbindungsstellenfestigkeit in den Versuchen das teilweise auftretende Versagen von Verbindungsstellen nicht zutreffend abbildete. Daraufhin war ein Versagenskriterium  $u_{xmd,f}$  entwickelt worden, das auf den Verschiebungen der Verbindungsstellen basierte. Mittels der Variation dieses Kriteriums in Kapitel 6.4.7 konnte aufgrund der vielen Einflüsse kein klarer Trend in Bezug auf den maximalen Verankerungswiderstand und das Widerstandsverhältnis festgestellt werden (vgl. Bild 6.14), der es erlaubte dieses Kriterium in die Korrelation der Verankerungssteifigkeit zu integrieren. Auch die in Bild 6.20b dargestellten Verschiebungen  $u_{0,R}$  sagen nicht zwangsläufig etwas darüber aus, ob der maximale Widerstand durch ein Kriterium  $u_{xmd,f}$  beeinflusst wird. Dies ist immer abhängig von der Länge der unterliegenden Drainagematte, dem Zeitpunkt des Herausziehen zu Gleiten und dem Verschiebungsverlauf entlang des Geogitters (wiederum abhängig von Verbund, Dehnsteifigkeit, Umlenkkräfte etc.).

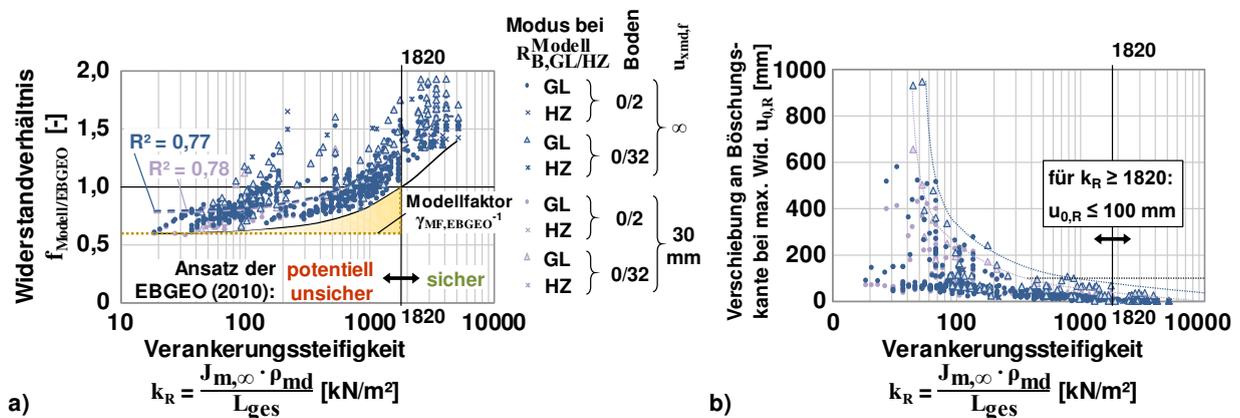
Aus diesem Grund wurden für einen relativ konservativen Wert von  $u_{xmd,f} = 30 \text{ mm}$  (vgl. Bild 4.3) alle untersuchten Verankerungen erneut modelliert. Die sich dabei ergebenden maximalen Verankerungswiderstände des Gesamtmodells sind in Bild 6.21a über den Modellwiderständen ohne Kriterium  $u_{xmd,f}$  aufgetragen und zeigen relativ geringe Veränderungen. Bei Darstellung der Verhältnisse von  $R_{B,GL/HZ,max}^{\text{Modell}}(u_{xmd,f} = 30 \text{ mm})/R_{B,GL/HZ,max}^{\text{Modell}}(u_{xmd,f} = \infty)$  über der definierten

Verankerungssteifigkeit  $k_R$  in Bild 6.21b lässt sich, wie vermutet, nicht ableiten welche Verankerungen durch das Kriterium beeinflusst werden.



**Bild 6.21** Vergleich der mod. Widerstände ohne und mit einer konservativen Begrenzung der verträglichen Verschiebung der Verbindungsstellen auf  $u_{xmd} = 30 \text{ mm}$ .

Daher sind die Widerstandsverhältnisse  $f_{\text{Modell/EBGEO}}$  der Modellierungen mit  $u_{xmd,f} = 30 \text{ mm}$  zusätzlich zu den Modellierungen mit  $u_{xmd,f} = \infty$  aus Bild 6.20a in Bild 6.22a über der Verankerungssteifigkeit  $k_R$  eingetragen. Darin zeigt sich, dass die Begrenzung der verträglichen Verschiebung der Verbindungsstellen auf  $u_{xmd,f} = 30 \text{ mm}$  hauptsächlich für untersuchte Verankerungen mit geringen Steifigkeiten Einfluss hatte und dieser auch nur gering war. Aus diesem Grund wurden die Modellierungen mit begrenzter verträglicher Verschiebung der Verbindungsstellen zur Definition eines Modellfaktors mit einbezogen.



**Bild 6.22** Vergleich von Widerständen nach EBGEO (2010) und Modell zur a) Definition eines Modellfaktors für Verankerungssteifigkeiten  $k_R < 1820 \text{ kN/m}^2$  und b) zugehörige Geogitterverschiebungen an der Böschungskante.

Als untere Umhüllende wurde die in Bild 6.22a eingezeichnete quadratische Funktion gewählt, sodass für alle untersuchten Verankerungen gilt:

$$f_{\text{Modell/EBGEO}} \geq -2 \cdot 10^{-8} \cdot k_R^2 + 2,6 \cdot 10^{-4} \cdot k_R + 0,593 \quad (6.19)$$

Alle Verankerungen mit Verhältniswerten  $f_{\text{Modell/EBGEO}} < 1$  können bei einer Bemessung nach den EBGEO (2010) zu unsicheren Verankerungen führen. Die Grenze zwischen potentiell unsicherer

Bemessung und sicherer Bemessung nach EBGEO (2010) liegt am Schnittpunkt der unteren Umhüllenden aus Bild 6.22a und Gleichung (6.19) mit der horizontalen Gerade  $f_{\text{Modell/EBGEO}} = 1$ . Falls dennoch eine Bemessung nach den EBGEO (2010) durchgeführt wird, muss der nach EBGEO (2010) erhaltene Widerstand mit einem Modellfaktor wie folgt abgemindert werden, um eine sichere Bemessung zu erhalten:

$$R_{B,d} \leq \frac{R_{B,d}^{\text{EBGEO}}}{\gamma_{\text{MF,EBGEO}}} \quad (6.20)$$

Dargestellt sind hier keine charakteristischen Werte, sondern direkt Bemessungswerte. Dies ist gültig, da die gemäß GEO-3 abzumindernden Reibungswinkel (vgl. Kap. 7) nämlich in beide Berechnungsansätze als Ausgangswerte eingehen und sich die Verhältnisse der Ergebnisse von charakteristischen Berechnungen zu Berechnungen mit Bemessungswerten somit nicht ändern.

Um alle in Bild 6.22a dargestellten Verankerungen (inklusive Begrenzung der verträglichen Verschiebung der Verbindungsstellen auf einen konservativen Wert von  $u_{\text{xmd},f} = 30$  mm) mit einem konstanten Modellfaktor sicher bemessen zu können, ist der Modellfaktor  $\gamma_{\text{MF,EBGEO}}$  für Gleichung (6.20) als Kehrwert des Minimums der in Bild 6.22a und Gleichung (6.19) dargestellten quadratischen Funktion zu wählen (für positive Verankerungssteifigkeiten):

$$\gamma_{\text{MF,EBGEO}} = 1 / 0,6 = 1,67 \quad [-] \quad (6.21)$$

Auf die Anwendung des Modellfaktors kann für Verankerungen, deren Steifigkeiten rechts der Grenze liegen, verzichtet werden. Einsetzen des geforderten Verhältniswerts von  $f_{\text{Modell/EBGEO}} \geq 1$  in Gleichung (6.19) und Umstellen nach der Verankerungssteifigkeit ergibt, inklusive Begrenzung der verträglichen Verschiebung der Verbindungsstellen auf einen konservativen Wert von  $u_{\text{xmd},f} = 30$  mm, diese Grenze zu:

$$k_R \geq 1820 \quad [\text{kN/m}^2] \quad (6.22)$$

Alle Verankerungen mit Steifigkeiten  $k_R \geq 1820$  kN/m<sup>2</sup> können somit auf der sicheren Seite liegend mit dem Ansatz der EBGEO (2010) bemessen werden, während für eine Bemessung von Verankerungen mit  $k_R < 1820$  kN/m<sup>2</sup> der nach EBGEO (2010) erhaltene Widerstand mit dem Modellfaktor  $\gamma_{\text{MF,EBGEO}} = 1,67$  abgemindert werden muss.

In Bild 6.17b waren die Geogitterverschiebungen an der Böschungskante bei maximalem Widerstand  $u_{0,R}$  aller untersuchten Verankerungen (für Modellierungen mit  $u_{\text{xmd},f} = \infty$ ) mit Werten bis zu 900 mm dargestellt. Die Auftragung dieser Verschiebungen sowie der Verschiebungen der Modellierungen mit  $u_{\text{xmd},f} = 30$  mm über der Verankerungssteifigkeit  $k_R$  in Bild 6.22b zeigt, dass die sehr hohen Verschiebungswerte bei Verankerungen mit geringen Steifigkeiten auftraten. Um sicher zu gehen, dass die Verschiebung an der Böschungskante immer  $u_{0,R} \leq 100$  mm ist, sollte die definierte Grenze von  $k_R \geq 1820$  kN/m<sup>2</sup> eingehalten werden. Eine Einhaltung dieser Grenze von  $k_R \geq 1820$  kN/m<sup>2</sup> ist für kurze Verankerungslängen sicherlich möglich. Für größere Verankerungslängen führt diese Grenze allerdings schnell zu Dehnsteifigkeiten, die an der oberen Grenze der auf dem Markt angebotenen Produkte liegen.

Außerdem führt die Anwendung des Modellfaktors oder die Einhaltung der definierten Grenze zu Widerstandsverhältnissen die zum Teil deutlich über 1 liegen, sodass die Bemessung dann unwirtschaftlich ist. Um alle Verankerungen sicher und auch wirtschaftlich bemessen zu können, werden in den folgenden Kapiteln Vorschläge für die Bemessung von Verankerungen formuliert.

## 6.6 Zusammenfassung des Vergleichs von Gesamtmodell und EBGEO (2010)

Um das Gesamtmodell des Verankerungsgrabens für die Parametervariation und auch für eine spätere Nutzung handhabbarer zu machen, wurden in diesem Kapitel die Modelleingangsparameter zunächst verknüpft und dadurch in ihrer Anzahl deutlich reduziert, wobei allerdings die Komplexität der Problemstellung mit seinen Abhängigkeiten gewahrt wurde. Im Rahmen des Vergleichs von modellierten Verankerungswiderständen mit den Widerständen nach EBGEO (2010), jeweils charakteristisch ohne Einbezug von Sicherheiten, wurden dann folgende Punkte festgestellt:

- Falls ein Verankerungsgraben mit am Ende des Grabens hochgeführtem Geogitter ausgeführt wird, sollte dieser Teil rechnerisch nicht angesetzt werden.
- Die auftretenden Umlenkkräfte haben für den Nachweis der Böschungskrone einen deutlich widerstandserhöhenden und für den Nachweis gegen Gleiten des Bodens auf dem Geogitter einen leicht widerstandserhöhenden Effekt.
- Für den Nachweis gegen Bruch des Verankerungsgrabens war der Versagensmechanismus *Gleiten* bei Betrachtung nach EBGEO (2010) und bei Anwendung des Modells für alle untersuchten Verankerungen – bis auf wenige Grenzfälle – maßgebend. Dennoch wird die Verwendung der mittels Herausziehversuchen entwickelten Interaktionsparameter (vgl. Kap. 0 und 4) zur Bestimmung der bewehrungsparallelen Widerstände empfohlen, da zwischen aufliegendem, mitgleitendem Boden und Geogitter zunächst immer eine gewisse Verschiebung auftritt und damit immer eine Verzahnung in den Gitteröffnungen wie im Herausziehversuch stattfindet.
- Im Vergleich zum Versagensmechanismus *Gleiten* war der Widerstand gegen Bruch der Böschungskrone nie maßgebend.
- Für Verankerungen mit geringerer Steifigkeit liegt der Ansatz der EBGEO (2010), selbst bei Berücksichtigung des Versagensmechanismus *Gleiten*, tendenziell auf der unsicheren Seite. Um dennoch mithilfe der EBGEO (2010) eine sichere Bemessung durchzuführen, muss der erhaltene Widerstand mit dem Modellfaktor  $\gamma_{MF,EBGEO} = 1,67$  abgemindert werden. Nur für Verankerungen mit größeren Steifigkeiten von  $k_R \geq 1820 \text{ kN/m}^2$  kann auf die Verwendung des Modellfaktors verzichtet werden, da der Ansatz auf der sicheren Seite liegt, allerdings auch unwirtschaftlich ist.

Sollte eine Bemessung unter Verwendung des Ansatzes der EBGEO (2010) durchgeführt werden, ist dabei folgendes Vorgehen einzuhalten:

1. Festlegung der Geometrie des Verankerungsgrabens und Auswahl der zu verwendenden Böden.
2. Auswahl des Geogitters.
3. Bestimmung der mittleren Langzeitdehnsteifigkeit  $J_{m,\infty}$  des Geogitters aus Isochronenkurven.
4. Bestimmung von separaten Verbundbeiwerten der beiden Widerstandsanteile:
  - a.  $\lambda_{md}$  für den Verbund über Reibung auf den Längszuggliedern, zu bestimmen mit Herausziehversuchen an Geogitterproben ohne Querszugglieder (S0) gemäß Gl. (6.3) und
  - b.  $\lambda_{xmd}$  für den Verbund erzeugt durch die Querszugglieder, zu bestimmen durch Vergleich von Herausziehversuchen an regulären (SV) und Geogitterproben ohne Querszugglieder (S0) gemäß Gl. (6.4).
5. Berechnung der Verankerungssteifigkeit  $k_R$  mit Gl. (6.18).
6. Bemessung gemäß Kapitel 8.3.4 der EBGEO (2010), allerdings Gl. (6.11) folgend nur unter Berücksichtigung des Gleitmechanismus für den maßgebenden Widerstand  $R_{B,d}^{EBGEO}$  und ohne Ansatz eines hochgeführten Geogitterteils am Ende des Verankerungsgrabens (Abschnitt 5, vgl. Bild 5.6).
7. Wenn  $k_R < 1820 \text{ kN/m}^2$ :  
Abminderung des erhaltenen Widerstands  $R_{B,d}^{EBGEO}$  mit  $\gamma_{MF,EBGEO} = 1,67$  nach Gl. (6.20).

Auf die Schritte 3 bis 5 kann verzichtet werden (nur Gesamtverbundbeiwert  $\lambda$  wird benötigt), wenn der erhaltene Widerstand  $R_{B,d}^{EBGEO}$  unabhängig von der Verankerungssteifigkeit  $k_R$  mit dem Modellfaktor  $\gamma_{MF,EBGEO} = 1,67$  nach Gl. (6.20) abgemindert wird.

Bei einer Bemessung nach EBGEO (2010) unter Beachtung der genannten Schritte resultiert ein Ergebnis, das auf der sicheren Seite liegt, aber nicht wirtschaftlich ist. Für eine wirtschaftlichere Bemessung empfiehlt sich die Anwendung des entwickelten Gesamtmodells im Rahmen des im Folgenden vorgestellten Bemessungsmodells.

## 7 Neues Bemessungsmodell für ULS und SLS von Verankerungsgräben

Nachdem alle vorherigen Berechnungen charakteristisch ohne Einbezug von Sicherheiten durchgeführt wurden, wird das entwickelte Verankerungsmodell in diesem Kapitel in ein Bemessungsmodell überführt, das auf dem bekannten Bemessungskonzept für Verankerungsgräben basiert. Für das Bemessungsmodell wird der Verankerungswiderstand mithilfe des Gesamtmodells ermittelt, sodass damit der Nachweis gegen Versagen des Verankerungsgrabens (inkl. Nachweis gegen Versagen der Böschungskrone) geführt werden kann. Für im Folgenden definierte Nachweise gegen Versagen von Geogitterverbindungsstellen werden die Beanspruchungen ebenfalls mit dem Gesamtmodell ermittelt, während der Nachweis gegen Versagen der Längszugglieder weiterhin wie in den EBGEO (2010) geführt werden kann.

### 7.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen die Nachweise gegen *Versagen des Verankerungsgrabens* und gegen *Materialversagen* geführt werden.

#### 7.1.1 Nachweis gegen Versagen des Verankerungsgrabens

Im hier vorgeschlagenen Bemessungsmodell sind die Nachweise gegen „Bruch des Verankerungsgrabens“ und gegen „Bruch der Böschungskrone“ aus den EBGEO (2010) in dem Nachweis gegen *Versagen des Verankerungsgrabens* zusammengefasst, da beide Mechanismen im Gesamtmodell enthalten sind.

##### 7.1.1.1 Beanspruchung

Die Bemessungsbeanspruchung  $erf_{R_{B,d}}$  ist die aus der Böschung resultierende Zugkraft im Geogitter an der Böschungskante, welche nach Kapitel 8.3.2 der EBGEO (2010) und nach der GDA-Empfehlung E 2-7 (2015) im Grenzzustand GEO-3 zu ermitteln ist.

##### 7.1.1.2 Widerstand

Die Ermittlung des Bemessungswerts des Verankerungswiderstands  $R_{B,d}$  erfolgt mithilfe des entwickelten Gesamtmodells im Grenzzustand GEO-3. Dabei wird im Modell für jeden Verformungszustand geprüft, welcher der beiden Mechanismen Gleiten/Herausziehen (vgl. Kap. 6.2.1.1) bzw. Bruch der Böschungskrone (vgl. Kap. 6.2.1.2) maßgebend ist und nur dieser

als  $R_{B,d}$  ausgegeben. Das Modell wurde in einem Code für das Programm Matlab (Version R2013b) von der Firma MathWorks umgesetzt.

Unter Verwendung der miteinander verknüpften und dadurch in ihrer Anzahl reduzierten Modelleingangsgrößen aus Kapitel 6.1 werden folgende Eingangsgrößen zur Berechnung des Verankerungswiderstands benötigt.

### Boden

- Bemessungswerte der Wichten aller Böden oberhalb der Bewehrung, wobei im GEO-3  $\gamma_d = 1,0 \cdot \gamma_k$  ist.

Eingangsgrößen nur für den Boden, der Kontakt zum Geogitter hat (nicht nötig für Boden oberhalb Bewehrung in Abschnitt 2, da dieser mitgleitet):

- Auswahl der Bodenart (bisher sind nichtbindige Böden mit Korngrößen von 0 bis 2 mm, 0/2 oder von 0 bis 32 mm, 0/32 implementiert), die nur die Form der Reibungsmobilisierung, nicht aber die maximalen Reibungswinkel bestimmt.
- Verdichtungsgrad  $D_{Pr}$  bezogen auf die Proctor-Trockendichte.
- Bettungsmodul  $k_s$  des unterliegenden Bodens unter Berücksichtigung des vorherrschenden Spannungsniveaus, z. B. aus Weißenbach/Hettler (in Witt 2009, S. 484). (Eigentlich ist der Bettungsmodul keine Bodenkonstante, aufgrund seines geringen Einflusses kann er hier aber als konstanter Wert angenommen werden, was gemäß Schmidt et al. (2014) für den ebenen Verzerrungszustand zulässig ist.)
- Bemessungswert des Bodenreibungswinkels  $\varphi_d$ :

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi} \quad (7.1)$$

mit  $\gamma_\varphi$  = Teilsicherheitsbeiwert aus Tabelle A 2.2 der DIN 1054 und  $\varphi_k$  = charakteristischer Wert des Bodenreibungswinkels. Dieser ergibt sich gemäß GDA-Empfehlung E 2-7 (2015, S. 5) „zur Berücksichtigung von Unsicherheiten bezüglich der Repräsentativität und der Streuung der Versuchstechnik“ wie folgt:

$$\tan \varphi_k = \frac{\tan \varphi_0}{1,1} \quad (7.2)$$

mit  $\varphi_0$  = Messergebnis aus direkten Scherversuchen gemäß DIN 18137-3 für ein Spannungsniveau von 50 kN/m<sup>2</sup>.

### Verbund

- Verbundbeiwerte  $\lambda_{md}$  und  $\lambda_{xmd}$  aus Herausziehversuchen (S0 und SV) gemäß Gleichungen (6.3) und (6.4), dabei dürfen wie in den EBGEO (2010) Messwerte eingesetzt werden.
- Bemessungswert des Kontaktreibungswinkels zwischen Geogitter und Drainagematte  $\delta_{g,Drain,d}$ :

$$\tan \delta_{g, \text{Drain}, d} = \frac{\tan \delta_{g, \text{Drain}, k}}{\gamma_{\delta}} \quad (7.3)$$

mit  $\gamma_{\delta}$  = Teilsicherheitsbeiwert, der gemäß EBGEO (2010) gleich  $\gamma_{\phi}$  angenommen werden darf und  $\delta_{g, \text{Drain}, k}$  = charakteristischer Wert des Kontaktreibungswinkels zwischen Geogitter und Drainagematte. Dieser ergibt sich analog zum Bodenreibungswinkel aus:

$$\tan \delta_k = \frac{\tan \delta_0}{1,1} \quad (7.4)$$

mit  $\delta_0$  = Messergebnis aus direkten Scherversuchen gemäß DIN 18137-3. Laut GDA-Empfehlung E 2-7 (2015, S. 5) darf auf die Abminderung nach Gleichung (7.4) verzichtet werden, wenn „mindestens drei abgesicherte Versuchsergebnisse mit unterschiedlichen Proben vor[liegen]“. Der charakteristischen Kontaktreibungswinkel ist dann gemäß DIN EN 1997-1 als vorsichtiger Schätzwert des Mittelwerts festzulegen.

## Geogitter

- Langzeitdehnsteifigkeit der Bewehrung  $J_{\infty}$ , beispielsweise als dreiteilig lineare Funktion wie in Kapitel 6.1.1 zur Abbildung einer S-förmigen Kraft-Dehnungskurve. Da diese Größe als relevanter Parameter in die Bemessung des Grenzzustands der Tragfähigkeit eingeht, wird hier vorgeschlagen die Langzeitdehnsteifigkeit, wie in den EBGEO (2010, S. 26) für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gefordert, mit den bekannten Faktoren  $A_2$  -  $A_5$  abzumindern:

$$J_{\infty} = \frac{J_{\infty, 0}}{A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5} \quad [\text{kN/m}] \quad (7.5)$$

mit  $J_{\infty, 0}$  = Langzeitdehnsteifigkeit aus Isochronenkurven, z. B. gemäß Kapitel 2.2.4.5.4 der EBGEO (2010) und  $A_2$  -  $A_5$  = Abminderungsfaktoren nach EBGEO (2010), welche für die Dehnsteifigkeit ggfs. abweichend zu den Faktoren für die Längszuggliedfestigkeit zu bestimmen sind.

Zusätzlich ist die Geometrie des geplanten Verankerungsgrabens gemäß den Bezeichnungen aus Bild 6.5 einzugeben.

### 7.1.1.3 Nachweisgleichung

Zur Führung des Nachweises gegen Versagen des Verankerungsgrabens muss folgende Gleichung erfüllt sein:

$$\text{erf } R_{B, d} \leq R_{B, d} \quad (7.6)$$

mit  $\text{erf } R_{B, d}$  = Bemessungsbeanspruchung der Verankerung als aus der Böschung resultierende Zugkraft (zu ermitteln nach Kap. 8.3.2 der EBGEO 2010 und GDA-Empfehlung E 2-7 2015) und  $R_{B, d}$  = Bemessungswiderstand der Verankerung, ermittelt mit dem entwickelten Gesamtmodell des Verankerungsgrabens.

## 7.1.2 Nachweise gegen Materialversagen

Es wird vorgeschlagen sowohl die Längszugglieder als auch die Verbindungsstellen zwischen Quer- und Längszuggliedern in Bezug auf Materialversagen nachzuweisen.

### 7.1.2.1 Längszugglieder

Der Nachweis der Längszugglieder erfolgt gemäß Kapitel 8.3.3 der EBGEO (2010). Der charakteristische Widerstand entspricht dabei der Langzeitzugfestigkeit in Längszugrichtung:

$$R_{B,k,\infty} = \frac{R_{Bk0}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5} \quad [\text{kN/m}] \quad (7.7)$$

mit  $R_{Bk0}$  = Kurzzeitzugfestigkeit nach EBGEO (2010) als 5 %-Quantil der Messwerte  $T_f$ ,  $A_1 - A_5$  = Abminderungsfaktoren nach EBGEO (2010).

Die Nachweisgleichung lautet dann wie folgt:

$$\text{erf } R_{B,d} \leq R_{B,d,\infty} = \frac{R_{B,k,\infty}}{\gamma_a} \quad (7.8)$$

mit  $\text{erf } R_{B,d}$  = Bemessungsbeanspruchung der Verankerung als aus der Böschung resultierende Zugkraft (zu ermitteln nach Kap. 8.3.2 der EBGEO 2010 und GDA-Empfehlung E 2-7 2015),  $R_{B,d,\infty}$  bzw.  $R_{B,k,\infty}$  = Bemessungs- bzw. charakteristische Langzeitzugfestigkeit in Längszugrichtung und  $\gamma_a$  = Teilsicherheitsbeiwert für flexible Bewehrungselemente (GEO-2) aus Tabelle A 2.3 der DIN 1054.

Wie in DIN 1054, Abschnitt A 11.5.4.1 A (1) für den Fall der konstruktiven Böschungssicherungen erlaubt, kann hier der Vergleich einer Bemessungsbeanspruchung, ermittelt im GEO-3, mit einem Bemessungswiderstand im GEO-2 erfolgen. Dieser Nachweis kann in das Gesamtmodell integriert werden, indem einfach die Bemessungsfestigkeit  $R_{B,d,\infty}$  eingegeben wird. Diese wird dann im Gesamtmodell für jeden Verformungszustand mit der auftretenden maximalen Geogitterzugkraft verglichen.

### 7.1.2.2 Verbindungsstellen

Gemäß Müller (2011) sind neben der Zugfestigkeit der Längszugglieder auch die Verbindungsstellen in einer Bemessung nachzuweisen. Dabei sollen „die [sich] über lange Zeiträume [...] ergebenden Veränderungen dieser Festigkeit [...] bei der Bemessung der Verankerung berücksichtigt werden. Es liegt nahe, zu versuchen [diese Festigkeit] in gleicher Weise zu behandeln wie den Materialwiderstand [der Längszugglieder]“ (Müller 2011, S. 356). Dem folgend wird ein Vorschlag zum Nachweis der Scherfestigkeit der Verbindungsstellen unterbreitet und zusätzlich ein Nachweis der verträglichen Verschiebungen formuliert.

## Scherfestigkeit

Der charakteristische Widerstand der Langzeitscherfestigkeit  $R_{xmd,k,\infty}$  (GEO-2) lässt sich analog zur Langzeitzugfestigkeit der Längszugglieder gemäß Vorschlag von Müller (2011) aus der Kurzzeitscherfestigkeit der Verbindungsstellen  $R_{xmd,k0}$  (als 5%-Quantil der Messwerte  $T_{xmd,f}$ ) durch Division mit den Abminderungsfaktoren ermitteln, die die bekannten widerstandsvermindernden Einflüsse berücksichtigen:

$$R_{xmd,k,\infty} = \frac{R_{xmd,f}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5} \quad [\text{kN/m}] \quad (7.9)$$

mit  $A_1 - A_5$  = Abminderungsfaktoren nach EBGEO (2010), welche für die Verbindungsstellen ggfs. abweichend zu den Faktoren für die Längszuggliedfestigkeit zu bestimmen sind.

Die Nachweisgleichung lautet dann wie folgt:

$$T_{xmd,d} \leq R_{xmd,d} = \frac{R_{xmd,k,\infty}}{\gamma_a} \quad [-] \quad (7.10)$$

mit  $T_{xmd,d}$  = Bemessungsscherbeanspruchung der Verbindungsstellen,  $R_{xmd,d}$  bzw.  $R_{xmd,k,\infty}$  = Bemessungs- bzw. charakteristische Langzeitscherfestigkeit der Verbindungsstellen und  $\gamma_a$  = Teilsicherheitsbeiwert, vorgeschlagen entsprechend der Längszuggliedfestigkeit aus Tabelle A 2.3 der DIN 1054 für flexible Bewehrungselemente (GEO-2).

Laut DIN 1054, zu „2.4.7.3.4.4“ darf das Nachweisverfahren 3 (GEO-3) für konstruktive Böschungssicherungen verwendet werden, „um [...] die Schrittgrößen zur Bemessung ihrer Einzelteile zu ermitteln“. Demnach darf die Bemessungsbeanspruchung der Verbindungsstellen  $T_{xmd,d}$  mithilfe des entwickelten Modells unter Einsatz von reduzierten Scherparametern ermittelt werden. Allerdings hat die Ermittlung der Bemessungsbeanspruchung der Verbindungsstellen  $T_{xmd,d}$  mit nach GEO-3 abgemindertem Bodenreibungswinkel, im Gegensatz zu der Beanspruchung von Einzelteilen in konstruktiven Böschungssicherungen, eine Verminderung der Beanspruchung der Verbindungsstellen zur Folge. Demnach müsste eine charakteristische Berechnung der Beanspruchung mit dem Modell nach GEO-2 erfolgen und die Bemessungsbeanspruchung durch Multiplikation mit einem Teilsicherheitsbeiwert berechnet werden. Da die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit gezeigt haben, dass die modellierten Beanspruchungen nie an die mit Versuchen nach GRI-GG2 (2005) ermittelten Festigkeiten heranreichten, wird vorgeschlagen die Ermittlung der Bemessungsbeanspruchung aus Modellierungen mit abgemindertem Scherparametern nach GEO-3 zu erlauben.

## Verschiebung

Da im Rahmen dieser Arbeit gezeigt wurde, dass die nach GRI-GG2 (2005) ermittelte Scherfestigkeit von Verbindungsstellen das möglicherweise auftretende Versagen nicht treffend wiedergibt, wird vorgeschlagen gegebenenfalls einen Nachweis der verträglichen Verschiebungen der Verbindungsstellen zu führen.

Die Bemessungsbeanspruchung der Verschiebung kann direkt aus dem Gesamtmodell mit nach GEO-3 abgeminderten Scherparametern verwendet werden. In diesem Fall bedeutet die Abminderung des Bodenreibungswinkels eine Verringerung der Verankerungssteifigkeit und damit eine Vergrößerung der auftretenden Verschiebungen, was einer erhöhten Beanspruchung entspricht. Die Nachweisgleichung lautet dann:

$$u_{\text{xmd,d}} \leq u_{\text{xmd,f}} \quad [-] \quad (7.11)$$

mit  $u_{\text{xmd,d}}$  = Bemessungsbeanspruchung als maximale Verschiebung einer beanspruchten Verbindungsstelle aus dem Gesamtmodell (GEO-3) und  $u_{\text{xmd,f}}$  = verträgliche Verschiebung von Verbindungsstellen, zu ermitteln mit statistischer Auswertung von Herausziehversuchen z. B. wie in Kap. 4.2.1.

Eine Verletzung einer der beiden Nachweisgleichungen (7.10) oder (7.11) heißt allerdings nicht, dass die gesamte Verankerung, sondern vielmehr zunächst nur die betrachte Verbindungsstelle versagt. Allerdings ergibt sich nach dem Versagen einer Verbindungsstelle eine neue Widerstandsmobilisierung mit anderem Verformungszustand, sodass eine erneute Verankerungsmodellierung notwendig ist. Aus diesem Grund sind diese beiden Nachweise in das entwickelte Gesamtmodell integriert, in dem sie für jeden Verformungszustand überprüft werden. Sollte somit einer der beiden Nachweise nicht erfüllt sein, wird die entsprechende Verbindungsstelle für den vorherrschenden und alle weiteren Verformungszustände abgeschaltet und erzeugt keinen Querschnittswiderstand mehr.

## 7.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Weder in den EBGEO (2010) noch in anderen Regelwerken oder Empfehlungen ist geregelt, wie der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungsgräben bemessen werden sollte. Üblicherweise wird die Gebrauchstauglichkeit in der Geotechnik über maximal verträgliche Verformungszustände definiert. Da das Gesamtmodell die Widerstandsmobilisierung eines Geogitters in einem Verankerungsgraben komplett abbildet, ist es zur Bemessung von Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit geeignet, für die das Modell mit der Verschiebung des Geogitters an der Böschungskante  $u_0$  die Bemessungsbeanspruchung liefern kann. Dazu ist zunächst nach Kapitel 8.3.2 der EBGEO (2010) und GDA-Empfehlung E 2-7 (2015) die aus der Böschung resultierende Zugkraft im Geogitter an der Böschungskante  $\text{erf } R_{B,d}^{\text{SLS}}$  zu ermitteln, in diesem Fall für Teilsicherheitsbeiwerte des SLS (da diese 1,0 sind, entspricht die Zugkraft dem charakteristischen Wert). Unter Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte des SLS ist das Gesamtmodell zur Berechnung der Mobilisierung des Verankerungswiderstands auszuführen, bis der resultierende Verankerungswiderstand  $R_{B,d}^{\text{SLS}}$  der Beanspruchung  $\text{erf } R_{B,d}^{\text{SLS}}$  entspricht. Die Geogitterverschiebung an der Böschungskante dieses Verformungszustands entspricht dann der gesuchten Bemessungsbeanspruchung  $u_0(R_{B,d}^{\text{SLS}})$ . Die Nachweisgleichung lautet wie folgt:

$$u_0(R_{B,d}^{\text{SLS}}) \leq \text{zul } u_0 \quad [-] \quad (7.12)$$

mit  $\text{zul } u_0$  = zu definierende zulässige Geogitterverschiebung an Böschungskante.

Eine solche Definition einer zulässigen Geogitterverschiebung an der Böschungskante kann immer nur projektspezifisch in Abhängigkeit der weiteren Systemkomponenten erfolgen. Sie sollte dabei zwei Möglichkeiten der Gebrauchstauglichkeitseinschränkung infolge zu großer Verformungen berücksichtigen:

1. Rissbildung im oberhalb der Bewehrung liegenden (Rekultivierungs-)Boden und
2. Beeinträchtigung der Funktion der unterhalb der Bewehrung liegenden Abdichtungskomponente.

Der erste Punkt ist relativ unkritisch, da die hauptsächliche Belastung der Bewehrung aus dem Eigengewicht des Bodens bzw. der Baumaschinen während des Aufbaus resultiert und somit der Hauptteil der Verformungen auch während der Bauphase verursacht wird. Dadurch eventuell im Oberboden entstehende Risse werden durch Überfahrten während des Herstellungsprozesses direkt wieder geschlossen und der Boden wird laufend nachverdichtet. Nach der Bauphase resultieren zusätzliche Verformungen nur noch durch Kriechen der Bewehrung und des Bodens. Die Bewehrungskriechdehnungen sind, wie die Isochronenkurven von Geogittern zum Beispiel in Bild 5.19b zeigen, allerdings gering und treten zudem über viele Jahre auf. Daher wird davon ausgegangen, dass der Boden diese Verformungen schadensfrei mitmachen kann. Für bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern beschränken die EBGEO (2010) in Kapitel 9.7.2.2 solche Kriechdehnungen, die „nach Herstellung [...] bis Ende der Gebrauchsdauer (in der Regel 100 Jahre)“ auftreten, auf  $\leq 2 \%$ .

Der zweite Punkt ist abhängig von den Scherparametern in den Schichtgrenzen zwischen den einzelnen Systemen und ist bei richtiger Systemauslegung ebenfalls als unkritisch zu erachten (Niehues 2016). Bei richtiger Systemauslegung nimmt nämlich das Geogitter die entlang der Böschung entstehenden Kräfte infolge Oberbodeneigengewicht auf und führt diese nach oben, wo sie verankert werden. Nur ein geringer Teil der Kräfte wird an die unterliegende Vliesstoffschicht und ein noch geringerer Teil an die darunter liegende Dichtungskomponente übertragen. Da der Verbund der Dichtungskomponente zur unterliegenden Komponente (Vliesstoffschicht, Geosynthetische Tondichtungsbahn oder grobkörniger Boden) ähnlich oder größer als der zur überliegenden ist, wird die Kraft größtenteils nach unten abgegeben und die Dichtungskomponente an sich erfährt kaum schädliche Dehnungen.

In Bezug auf die Bewehrungskomponente führen laut Niehues & Vollmert (2016b) Verformungswege im Bereich von Dezimetern zu keinem Verlust der Gebrauchstauglichkeit der Verankerung.

### 7.3 Zusammenfassung des Bemessungsmodells

In diesem Kapitel wurde dargestellt, wie mithilfe des entwickelten Gesamtmodells Verankerungsgräben bemessen werden können. Nach Eingabe von Bemessungswerten gemäß GEO-3 liefert das Model den notwendigen Widerstand zum Nachweis gegen Versagen des Verankerungsgrabens, wobei zwischen den Versagensmechanismen *Gleiten des Bodens auf der Bewehrung* und *Herausziehen der Bewehrung aus einem stabilen Bodenblock* sowie *Versagen der*

*Böschungskrone* differenziert wird. Je nach Auslegung des Verankerungsgrabens erhöht oder verringert sich dabei der resultierende Verankerungswiderstand im Vergleich zur bisherigen Bemessung nach EBGEO (2010). Es wurden außerdem zwei Vorschläge zum Nachweis gegen Versagen der Verbindungsstellen gemacht, für die das entwickelte Gesamtmodell die Beanspruchungen des Materials (als Scherkraft bzw. als Verschiebung) liefert. Auf der Seite der Materialwiderstände sind diese sowie die notwendigen Abminderungsfaktoren produktspezifisch und mit statistischen Methoden zu definieren. Für Gebrauchstauglichkeitsnachweise liefert das entwickelte Gesamtmodell die bei der charakteristischen Beanspruchung auftretende Geogitterverschiebung an der Böschungskante. Die maximal verträgliche Geogitterverschiebung zur Wahrung der Gebrauchstauglichkeit des betrachteten Bauwerks ist dann projektspezifisch in Abhängigkeit der weiteren Systemkomponenten festzulegen.

Das vorgestellte Bemessungsmodell gibt die Möglichkeit zur Bemessung von Geogittern und deren Verankerungsgräben sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit. Diese Bemessung führt zu sicheren und wirtschaftlichen Lösungen. Allerdings ist für die Berechnung die Nutzung eines Codes mit dem Programm Matlab notwendig, welches nicht überall zur Verfügung steht. Daher wird im Folgenden ein vereinfachtes Modell vorgestellt.

## 8 Vereinfachtes Bemessungsmodell für ULS von Verankerungsgräben

Um Geogitter und deren Verankerungsgräben auch mit einem einfachen Tabellenkalkulationsprogramm bemessen zu können, ist das ursprüngliche Gesamtmodell vereinfacht worden. Die Vereinfachung ist zunächst im folgenden Unterkapitel beschrieben und die resultierenden Verankerungswiderstände werden mit denen des detaillierten Gesamtmodells verglichen. Basierend auf den Ergebnissen wird dann ein Vorschlag zur Bemessung des Grenzzustands der Tragfähigkeit mit diesem vereinfachten Gesamtmodell gemacht.

### 8.1 Vereinfachtes Gesamtmodell und Ableitung eines Modellfaktors

Nach Darstellung der Modellvereinfachung wird ein Modellfaktor entwickelt, um mit dem vereinfachten Gesamtmodell auf der sicheren Seite liegende Bemessungswiderstände von Verankerungen berechnen zu können.

#### 8.1.1 Modellvereinfachung

Die entscheidende Vereinfachung von ursprünglichem zum vereinfachten Gesamtmodell liegt in der Diskretisierung des Geogitters entlang seiner Verankerungslänge. Im Originalmodell wurde das Geogitter in eine finite Anzahl an Elemente unterteilt, die entweder reine Längszugglieder oder Längszugglieder mit angreifendem Querszugglied waren und deren Länge kleiner als die Hälfte des Querszuggliedabstands war ( $L_e \leq S_2/2$ , vgl. Kap. 4.3). Im vereinfachten Gesamtmodell wird das Geogitter abschnittsweise betrachtet, also wie in Bild 8.1 links dargestellt, in nur drei Elemente unterteilt. Ansonsten folgt der Ablauf der Modellierung dem in Bild 4.11 dargestellten Flussdiagramm für das detaillierte Gesamtmodell. Alle weiteren Unterschiede zwischen vereinfachtem und detailliertem Gesamtmodell sind durch die unterschiedliche Diskretisierung bedingt (Bild 8.1 rechts).

Der Vorteil des vereinfachten Gesamtmodells liegt in dem durch die grobe Diskretisierung deutlich reduzierten Rechenaufwand. Dadurch, dass nur noch drei Elemente abgebildet werden, kann die Modellierung außerdem in einer einfachen Tabellenkalkulation erfolgen. Dies wurde mit dem Programm Microsoft Excel umgesetzt.

Auch im vereinfachten Gesamtmodell wird der maßgebende Verankerungswiderstand nach Gleichungen (6.6) und (6.7) für Gleit-/Herausziehversagen und Versagen der Böschungskrone berechnet, wobei zwischen Gleiten und Herausziehen unterschieden wird. Während die darin enthalten Verbundwiderstände im detaillierten Gesamtmodell durch Integration entlang der Elemente erhalten wurden, erfolgt im vereinfachten Gesamtmodell eine abschnittsweise

Berechnung mit mittleren Verschiebungs- und Normalspannungswerten. Zwischen den Widerstandsanteilen *Längszuggliedreibung* und *Querzuggliedwiderstand* wird auch im vereinfachten Gesamtmodell weiterhin differenziert, wodurch eine Beanspruchung der Verbindungsstellen abgebildet werden kann. Auch die Umlenkkräfte (vgl. Kap. 5.1.2) und die sukzessive Aktivierung des Geogitters entlang seiner Verankerungslänge werden wie im ursprünglichen Gesamtmodell berücksichtigt (vgl. Kap. 4.3). Nach der Aktivierungsphase wird auch im vereinfachten Gesamtmodell die Verschiebung am hinteren Ende inkrementell erhöht bis der maximale Verankerungswiderstand erreicht ist. Aufgrund der Verschiebungsabhängigkeit der Verbundwiderstände und der zusätzlich zugkraftabhängigen Umlenkkräfte muss die Berechnung des Verankerungswiderstands iterativ erfolgen. Bei ausreichend kleiner Schrittweite zwischen den am Geogitterende aufgetragenen Verschiebungen ist es allerdings sinnvoller die mittleren Geogitterlängen und die Zugkräfte zur Umlenkkraftberechnung, wie beim ursprünglichen Gesamtmodell, vom vorherigen Zustand zu verwenden, um diese Iteration zu umgehen.

	Detailliertes Gesamtmodell	Vereinfachtes Gesamtmodell
Diskretisierung	n Elemente ( $L_e \leq S_z/2$ )	abschnittsweise
Aktivierung entlang Verankerungslänge	✓	✓
Umlenkkräfte	✓	✓
Bewehrungsdehnbarkeit	✓	✓
Differenzierung Gleiten/Herausziehen	✓	✓
Verbundmobilisierung	✓	✓
Differenzierung Widerstandsanteile (Reibung + QZG-Wid.)	✓	✓
Ermittlung Beanspr. Verbindungsstellen	✓	✓

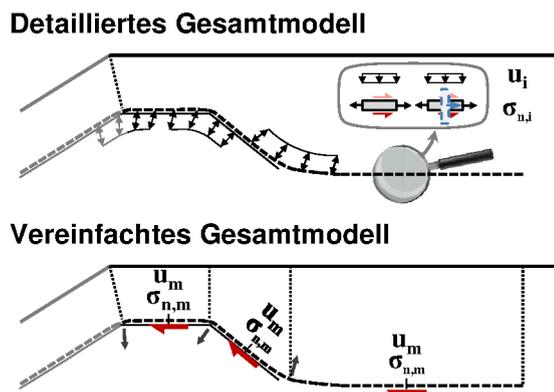
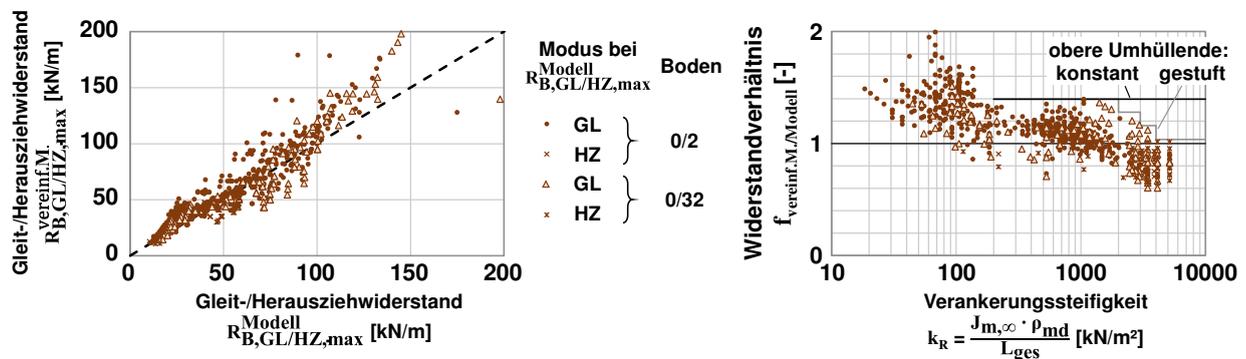


Bild 8.1 Vergleich des vereinfachten mit dem detaillierten Gesamtmodell.

### 8.1.2 Vergleich mit ursprünglichem Gesamtmodell

Die resultierenden Verankerungswiderstände des vereinfachten Gesamtmodells wurden für alle im Rahmen von Kapitel 6 untersuchten Verankerungen mit den Widerständen des ursprünglichen Gesamtmodells verglichen. Im Gegensatz zu den Untersuchungen in Kapitel 6 sind hier allerdings Bemessungswiderstände dargestellt. Diese wurden auch für das vereinfachte Gesamtmodell wie in Kapitel 7.1.1.2 beschrieben durch Einsatz von gemäß GEO-3 abgeminderten Reibungswinkeln erhalten. In Bild 8.2 sind die resultierenden Bemessungswiderstände von vereinfachtem und ursprünglichem Gesamtmodell verglichen und es wird deutlich, dass sich durch die vereinfachte Diskretisierung zum Teil erhebliche Unterschiede ergaben. Auftragung der Widerstandsverhältnisse von vereinfachtem zu ursprünglichem Gesamtmodell in Bild 8.2b über der in Kapitel 6.5 definierten Verankerungssteifigkeit  $k_R$  zeigt, dass das vereinfachte Gesamtmodell den Verankerungswiderstand gerade für geringe Steifigkeiten überschätzt. Dies liegt unter anderem

daran, dass das vereinfachte Gesamtmodell den Einfluss der Geogitterdehnsteifigkeit nicht genau abbildet.



**Bild 8.2** Vergleich von vereinfachtem mit detailliertem Modell: a) max. Verankerungswiderstände und b) Widerstandsverhältnisse über Verankerungssteifigkeit.

### 8.1.3 Ableitung eines Modellfaktors

Um den Verankerungswiderstand trotzdem mit dem vereinfachten Gesamtmodell auf der sicheren Seite liegend berechnen zu können, wird vorgeschlagen den erhaltenen Widerstand  $R_{B,d}^{vereinf.M.}$  mit einem Modellfaktor  $\gamma_{MF,vereinf.M.}$  abzumindern, sodass folgende Gleichung für den Bemessungsverankerungswiderstand immer noch gültig ist:

$$R_{B,d} \leq \frac{R_{B,d}^{vereinf.M.}}{\gamma_{MF,vereinf.M.}} \quad (8.1)$$

Ein solcher Modellfaktor muss also oberhalb aller Verhältniswerte in Bild 8.2b liegen. Aufgrund der großen Differenz zwischen vereinfachtem und ursprünglichem Gesamtmodell bei geringen Verankerungssteifigkeiten, wird nur für Verankerungen mit Verankerungssteifigkeiten von  $k_R \geq 200$  kN/m<sup>2</sup> ein Modellfaktor definiert. Damit darf auch nur für Verankerungen mit  $k_R \geq 200$  kN/m<sup>2</sup> das vereinfachte Gesamtmodell, wie in den folgenden Unterkapiteln beschrieben, zur Bemessung angewendet werden. In Bild 8.2b sind zwei obere Umhüllende eingezeichnet, die direkt die möglichen Modellfaktoren, einmal als konstanter Wert und einmal stufenweise abnehmend, repräsentieren. Anwendung des konstanten Modellfaktors (schwarze Datenpunkte) und des stufenweise abnehmenden Modellfaktors (graue Datenpunkte) nach Gleichung (8.1) und Division durch den Widerstand des ursprünglichen Gesamtmodells  $R_{B,d}^{Modell}$  führt zu den in Bild 8.3a dargestellten Verhältniswerten. Diese sind alle wie gefordert  $< 1,0$ , sodass der reduzierte Widerstand des vereinfachten Gesamtmodells auf der sicheren Seite zum Widerstand des Originalmodells liegt. Zum Vergleich der beiden Modellfaktoren (konstant und stufenweise abnehmend) sind die Häufigkeiten der Verhältniswerte aus Bild 8.3a in Bild 8.3b dargestellt. Hier zeigt sich, dass der mit zunehmender Verankerungssteifigkeit stufenweise abnehmende Modellfaktor lohnend ist, da er Widerstände liefert, die im Mittel deutlich näher an den Widerständen des Originalmodells liegen. Daher wird für die im folgenden Unterkapitel beschriebene Bemessung der abgestufte Modellfaktor nach Tabelle 8.1 empfohlen.

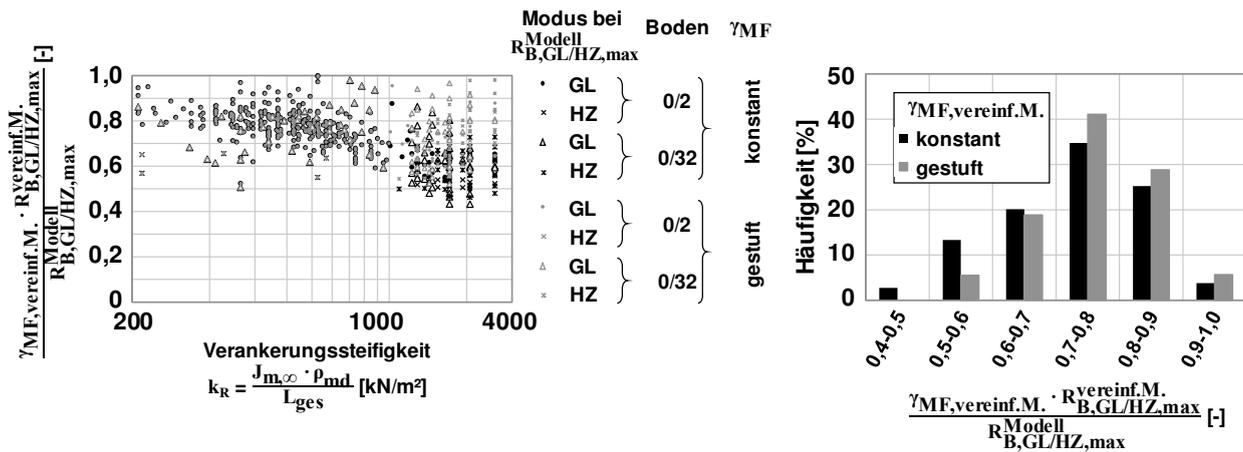


Bild 8.3 Anwendung von Modellfaktoren: a) Widerstandsverhältnisse und b) Verteilung deren Häufigkeiten.

Tabelle 8.1 Modellfaktor zur Abminderung des Verankerungswiderstands aus vereinfachtem Gesamtmodell.

Verankerungs-steifigkeit $k_R$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Modellfaktor $\gamma_{MF, vereinf. M.}$ [-]
200 - 2000	1,40
2000 - 3000	1,28
3000 - 4000	1,16
> 4000	1,04

Die im Folgenden beschriebene Bemessung mit dem vereinfachten Bemessungsmodell ist immer weniger wirtschaftlich als mit dem detaillierten Bemessungsmodell. Allerdings ist die Bemessung mit dem vereinfachten Modell immer noch wirtschaftlicher als die Bemessung nach EBGEO (2010) unter Verwendung des in Kapitel 6.5.4 eingeführten Modellfaktors zur notwendigen Reduzierung des EBGEO-Widerstands, was in Bild 8.4 durch die Verhältnisse der abgeminderten Widerstände dargestellt ist, die alle > 1 sind.

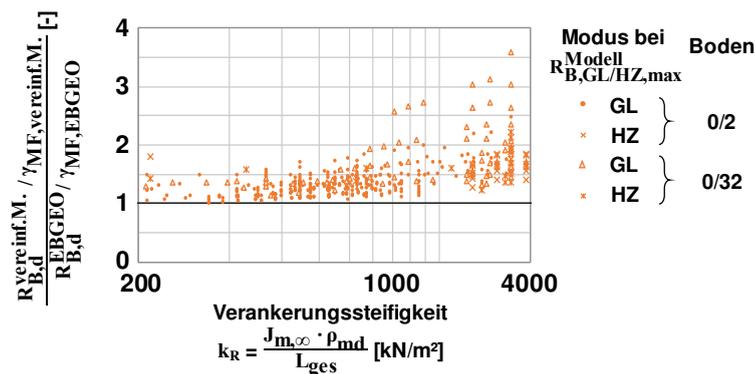


Bild 8.4 Vergleich der mit Modellfaktoren abgeminderten Widerstände von dem vereinfachten Modell und den EBGEO (2010).

Prinzipiell wird mit dem vereinfachten Gesamtmodell auch die Mobilisierung des Verankerungswiderstands abgebildet. Aufgrund der groben Diskretisierung und der daraus resultierenden Modellgenauigkeit wird allerdings nicht empfohlen die damit erhaltene Mobilisierungskurve zur Überprüfung von Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit zu verwenden.

## 8.2 Nachweis gegen Versagen des Verankerungsgrabens

Der Nachweis gegen Gleit-/Herausziehversagen sollte mit dem vereinfachten Gesamtmodell unter Verwendung des Modellfaktors nur für Verankerungsgräben mit einer Steifigkeit von  $k_R \geq 200 \text{ kN/m}^2$  erfolgen.

### 8.2.1 Gleit-/Herausziehversagen

Die Bemessungsbeanspruchung, die aus der Böschung resultierende Zugkraft im Geogitter an der Böschungskante, ist, wie in Kapitel 7.1.1.1 beschrieben, gemäß Kapitel 8.3.2 der EBGEO (2010) und gemäß der GDA-Empfehlung E 2-7 (2015) im Grenzzustand GEO-3 zu ermitteln.

Zur Ermittlung des Bemessungswiderstands im Grenzzustand GEO-3 sind die Bemessungswerte der Scherparameter aus Kapitel 7.1.1.2 zu verwenden, um unter inkrementeller Erhöhung der Geogitterverschiebungen den maximalen Verankerungswiderstand mit dem vereinfachten Gesamtmodell zu berechnen. Die dazu benötigten Gleichungen, wie sie in dieser Arbeit entwickelt wurden, sind in Anlage A zusammengefasst. Außerdem wurde das vereinfachte Gesamtmodell in ein nutzerfreundliches Tool mit dem Programm Microsoft Excel umgesetzt.

Der Nachweis gegen Gleit-/Herausziehversagen ist dann mit folgender Gleichung unter Verwendung des im vorherigen Unterkapitel abgeleiteten Modellfaktors zu führen:

$$\text{erf } R_{B,d} \leq \frac{R_{B,d}^{\text{vereinf.M.}}}{\gamma_{MF}} \quad (8.2)$$

mit  $\text{erf } R_{B,d}$  = Bemessungsbeanspruchung der Verankerung als aus der Böschung resultierende Zugkraft (zu ermitteln nach Kap. 8.3.2 der EBGEO 2010 und GDA-Empfehlung E 2-7 2015),  $R_{B,d}^{\text{vereinf.M.}}$  = Bemessungswiderstand der Verankerung, ermittelt mit dem vereinfachten Gesamtmodell des Verankerungsgrabens und  $\gamma_{MF}$  = Modellfaktor aus Tabelle 8.1 zum Angleich des Widerstands von vereinfachtem zum Originalmodell.

### 8.2.2 Versagen der Böschungskrone

Nach Bild 6.16a war bei Verwendung des Berechnungsansatzes der EBGEO (2010) der Widerstand der Böschungskrone für alle untersuchten Verankerungen größer als der Widerstand gegen Gleiten, sodass der Widerstand der Böschungskrone nie maßgebend war. Zusätzlich war in Bild 6.16b zu sehen, dass der Widerstand der Böschungskrone nach EBGEO (2010) bis auf für ganz wenige Grenzfälle im Vergleich mit dem Modell-Widerstand auf der sicheren Seite lag. Im Rahmen des vereinfachten Nachweises für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird hier daher empfohlen, den Widerstand gegen Versagen der Böschungskrone auf der sicheren Seite liegend mit dem Ansatz aus Kapitel 8.3.4b der EBGEO (2010) zu berechnen.

### 8.3 Nachweise gegen Materialversagen

Der Nachweis der Längszugglieder erfolgt gemäß Kapitel 8.3.3 der EBGEO (2010) wie er auch schon in Kapitel 7.1.2.1 beschrieben wurde.

Der in Kapitel 7.1.2.2 eingeführte Nachweis der Scherfestigkeit der Verbindungsstellen kann mit dem vereinfachten Bemessungsmodell ebenso geführt werden wie bei der Bemessung mit dem Originalmodell, nur dass die Beanspruchung mithilfe des vereinfachten Gesamtmodells ermittelt wird. Auch der Nachweis der verträglichen Verschiebung der Verbindungsstellen erfolgt wie in Kapitel 7.1.2.2 beschrieben. Wie im ursprünglichen Gesamtmodell sind diese beiden Nachweise in das vereinfachte Gesamtmodell integriert, sodass bei Überschreitung der Scherfestigkeit oder der verträglichen Verschiebung die entsprechenden Verbindungsstellen abgeschaltet werden.

### 8.4 Zusammenfassung des vereinfachten Bemessungsmodells

In diesem Kapitel wurde die Vereinfachung des Gesamtmodells des Verankerungsgrabens durch Diskretisierung des Geogitters in drei Abschnitte anstatt in eine Vielzahl von Elementen mit wenigen Zentimetern Länge dargestellt. Durch Vergleich der resultierenden Ergebnisse von vereinfachtem und detailliertem Gesamtmodell wurde ein Modellfaktor zur Angleichung der Widerstände abgeleitet. Folgende Punkte lassen sich festhalten:

- Das vereinfachte Bemessungsmodell für den Grenzzustand der Tragfähigkeit kann in übliche Tabellenkalkulationsprogramme implementiert werden (beispielsweise in das Programm Microsoft Excel).
- Der eingeführte Modellfaktor berücksichtigt die aufgrund der Vereinfachung auftretende verminderte Modellgenauigkeit.
- Damit ist eine sichere Bemessung möglich, im Gegensatz zum Ansatz der EBGEO (2010) inklusive der Bemessung der Verbindungsstellen.
- Die Bemessung mit dem vereinfachten Bemessungsmodell ist weniger wirtschaftlich als mit dem detaillierten Bemessungsmodell, aber immer wirtschaftlicher als die Bemessung nach EBGEO (2010) unter Berücksichtigung der notwendigen Abminderung des EBGEO-Widerstands mit dem definierten Modellfaktor.

## 9 Zusammenfassung

Geogitter werden zur oberflächenparallelen Bewehrung von Böschungen, beispielsweise für Oberflächenabdichtungssysteme von Deponien, eingesetzt, um diese steiler ausführen zu können. Dabei nehmen die Geogitter hohe Zugkräfte auf, die an der Böschungskrone mithilfe von Verankerungsgräben bei möglichst geringem Flächenverbrauch im Boden verankert werden müssen. Der bisherige Bemessungsansatz der EBGEO (2010) in Verbindung mit der GDA-Empfehlung E 2-7 (2015) beinhaltet einige Annahmen, die u. a. von Müller (2011) als zu stark vereinfachend eingestuft wurden. Außerdem beinhaltet dieser Bemessungsansatz keinen Nachweis der Festigkeit der Verbindungsstellen zwischen den Längs- und Querszuggliedern der Gitter, obwohl diese planmäßig einer Belastung ausgesetzt sind. Aus diesen Gründen ist die Ausführung von Verankerungsgräben im Deponiebau zurzeit nur mit Einschränkungen zugelassen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde daher ein mechanisch basiertes Modell zur Bemessung von Geogittern und deren Verankerungsgräben unter Berücksichtigung aller maßgebenden Effekte entwickelt, um die Unsicherheiten in der bisherigen Bemessung nach EBGEO (2010) auszuräumen.

Nach einer umfassenden Literaturrecherche wurde zunächst das Herausziehverhalten von vier Geogitterprodukten und drei verschiedenen Böden mit Herausziehversuchen systematisch untersucht. Dadurch wurden die nichtlinearen Einflüsse von Normalspannung, Bodenart, Querszuggliederanzahl und Bodeneinbaudichte auf das Herausziehverhalten quantifiziert.

Basierend auf den Erkenntnissen der Literaturrecherche und der durchgeführten Versuche wurde daraufhin ein mechanisch basiertes Interaktionsmodell für horizontale Verankerungen entwickelt, das verschiedene bestehende Ansätze zusammenfasst und explizit die beiden Kraftübertragungsmechanismen *Reibung auf Längszuggliedern* und *Erddruck vor Querszuggliedern* berücksichtigt. Mit dem Interaktionsmodell, das in einem Code des Programms Matlab umgesetzt wurde, konnten alle eigenen Versuche sowie großmaßstäbliche Versuche an der TU Clausthal gut abgebildet werden. Im Ergebnis kann die Interaktion zwischen den betrachteten Geogitterprodukten und Böden für horizontale Verankerungen modelliert werden.

Zur Betrachtung der Situation von Verankerungsgräben mit Umlenkungen im Geogitterverlauf wurde im Folgenden ein Modell zur Widerstandsmobilisierung geschaffen. Neben dem zuvor entwickelten Interaktionsmodell für horizontale Verankerungen beinhaltet dieses Gesamtmodell einen Ansatz zur Berücksichtigung von Umlenkkraften, die an den Umlenkpunkten im Verlauf des Geogitters im Graben auftreten, sowie Gleichgewichtsbetrachtungen an allen relevanten Versagensmechanismen eines Verankerungsgrabens. Anhand der Gleichgewichtsbetrachtungen wurde insbesondere eine Grenze zur Bestimmung des Zustands definiert, ab dem das Geogitter nicht mehr aus einem stabilen Bodenblock herausgezogen wird, sondern der Boden auf dem Geogitter mitgleitet und Widerstände nur an dessen Unterseite wirken. Das entwickelte Gesamtmodell

wurde daraufhin in Bezug auf die Abbildung der Versagensmechanismen und der maximalen Verankerungswiderstände mit Ergebnissen von Modellverankerungsversuchen aus der Literatur validiert. Zudem wurden zur Validierung der Abbildung der Widerstandsmobilisierung Ergebnisse von Feldmessungen in einem Verankerungsgraben einer Deponieoberflächenabdichtung genutzt. Auf Basis der mechanisch basierten Ansätze zur Interaktion, den Umlenkeffekten sowie der Versagensmechanismen und aufgrund der erfolgreichen Validierung ist das Gesamtmodell anwendbar, um die Widerstandsmobilisierung in Verankerungsgräben zu berechnen.

Das Gesamtmodell des Verankerungsgrabens wurde daraufhin genutzt, um den Berechnungsansatz der EBGEO (2010) mittels charakteristischen Berechnungen ohne Sicherheiten zu überprüfen. Um möglichst viele Anwendungsfälle von Verankerungsgräben zu erfassen, wurden für eine umfangreiche und handhabbare Parametervariation zunächst die Modelleingangsparameter verknüpft und dadurch in ihrer Anzahl deutlich reduziert. In Bezug auf die Umlenkungen im Verlauf des Geogitters wurde festgestellt, dass diese für den Nachweis der Böschungskrone einen deutlich widerstands- und steifigkeitserhöhenden und für den Nachweis gegen Gleiten des Bodens auf dem Geogitter einen leicht widerstands- und steifigkeitserhöhenden Effekt haben.

Der Vergleich zwischen dem Gesamtmodell und dem Berechnungsansatz der EBGEO (2010) mit charakteristischen Berechnungen lässt sich wie folgt zusammenfassen:

- Für den Nachweis gegen Bruch des Verankerungsgrabens war der Versagensmechanismus *Gleiten* bei Betrachtung nach EBGEO (2010) und bei Anwendung des Modells für alle untersuchten Verankerungen – bis auf wenige Grenzfälle – maßgebend.
- Im Vergleich zum Versagensmechanismus *Gleiten* war der Widerstand gegen Bruch der Böschungskrone nie maßgebend.
- Für Verankerungen mit geringerer Steifigkeit liegt der Ansatz der EBGEO (2010), selbst bei Berücksichtigung des Versagensmechanismus *Gleiten*, tendenziell auf der unsicheren Seite. Um dennoch mithilfe der EBGEO (2010) eine sichere Bemessung durchzuführen, muss der erhaltene Widerstand mit dem Modellfaktor  $\gamma_{MF,EBGEO} = 1,67$  abgemindert werden. Nur für Verankerungen mit größeren Steifigkeiten von  $k_R \geq 1820 \text{ kN/m}^2$  kann auf die Verwendung des Modellfaktors verzichtet werden, da der Ansatz für solche Verankerungen auf der sicheren Seite liegt, allerdings auch unwirtschaftlich ist.

Um eine wirtschaftliche Bemessung von Geogittern und deren Verankerungsgräben zu ermöglichen, wurde das entwickelte Gesamtmodell in ein Bemessungsmodell, basierend auf dem bekannten Bemessungskonzept für Verankerungsgräben, übertragen. Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit gegen Bruch des Verankerungsgrabens (Gleit-/Herausziehversagen) und gegen Bruch der Böschungskrone liefert das Gesamtmodell unter Verwendung von abgeminderten Scherparametern gemäß GEO-3 den Bemessungswiderstand. Die Bemessungsbeanspruchung, die aus der Böschung resultierende Zugkraft, ist für diese beiden Nachweise weiterhin nach EBGEO (2010) zu bestimmen. Zusätzlich sind in dem Bemessungsmodell für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zwei Materialnachweise der Verbindungsstellen zwischen Längs- und Querschnittsgliedern der Geogitter definiert, für die das Gesamtmodell in diesem Fall die Bemessungsbeanspruchungen liefert. Im ersten Nachweis wird die über die Verbindungsstellen zu

übertragende Scherkraft mit deren Scherfestigkeit und im zweiten Nachweis die Verschiebung der Verbindungsstellen mit den maximal verträglichen Verschiebungen verglichen. Erstmals ist mit dem entwickelten Modell auch eine Bemessung von Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit möglich, für die das Modell als Bemessungsbeanspruchung die bei den charakteristischen Belastungen auftretende Geogitterverschiebung an der Böschungskante liefert. Die maximal verträgliche Geogitterverschiebung zur Wahrung der Gebrauchstauglichkeit des betrachteten Bauwerks ist jeweils in Abhängigkeit der weiteren Systemkomponenten projektspezifisch festzulegen. Das vorgestellte Bemessungsmodell gibt somit die Möglichkeit zur sicheren und wirtschaftlichen Bemessung von Geogittern und deren Verankerungsgräben sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit.

Um das entwickelte Bemessungsmodell nicht nur mit dem verfassten Code und dem Programm Matlab, sondern auch in einer einfachen Tabellenkalkulation, zum Beispiel dem Programm Microsoft Excel, anwenden zu können, wurde es vereinfacht. Diese Vereinfachung bestand in der Diskretisierung des Geogitters in drei Abschnitte anstatt in eine Vielzahl von Elementen mit wenigen Zentimetern Länge. Der Vergleich der Ergebnisse von vereinfachtem und detailliertem Bemessungsmodell zeigte eine verminderte Genauigkeit des vereinfachten Bemessungsmodells, weshalb ein Modellfaktor zum Angleich der berechneten Widerstände quantifiziert wurde. Damit ist eine sichere Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit dem vereinfachten Bemessungsmodell möglich, im Gegensatz zum Ansatz der EBGEO (2010) inklusive der Bemessung der Verbindungsstellen. Die Bemessung mit dem vereinfachten Bemessungsmodell ist zwar weniger wirtschaftlich als mit dem detaillierten Bemessungsmodell, aber immer wirtschaftlicher als die Bemessung nach EBGEO (2010) unter Berücksichtigung der notwendigen Abminderung des EBGEO-Widerstands mit dem definierten Modellfaktor.

In der vorliegenden Arbeit wurden drei Möglichkeiten zur Bemessung von Geogittern und deren Verankerungsgräben für den Grenzzustand der Tragfähigkeit aufgezeigt, die hier zusammenfassend dargestellt werden. Die Reihenfolge der Auflistung entspricht dabei zunehmendem Aufwand, allerdings auch zunehmender Wirtschaftlichkeit in der Bemessung:

1. Bemessung gemäß der EBGEO (2010) in Verbindung mit der GDA-Empfehlung E 2-7 (2015) unter Berücksichtigung des Versagensmechanismus *Gleiten* und mit Abminderung des erhaltenen Widerstands mit  $\gamma_{MF,EBGEO} = 1,67$  bei Verankerungsgräben mit Steifigkeiten von  $k_R < 1820 \text{ kN/m}^2$ .
2. Nutzung des vereinfachten Bemessungsmodells unter Verwendung eines Modellfaktors zur Berücksichtigung der Modellungenauigkeit (für Verankerungsgräben mit Steifigkeiten von  $k_R \geq 200 \text{ kN/m}^2$ ), implementiert in ein Tool des Programms Microsoft Excel.
3. Nutzung des detaillierten Bemessungsmodells (für Verankerungsgräben jeder Steifigkeit), bei Bedarf auch für Bemessung von Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit, implementiert in einen Code für das Programm Matlab.

Mit allen drei vorgeschlagenen Vorgehensweisen kann eine sichere Bemessung von Geogittern und deren Verankerungsgräben erfolgen. Bei Verwendung des detaillierten Bemessungsmodells ist diese Bemessung zusätzlich wirtschaftlicher



## 10 Ausblick

Das Interaktionsmodell für horizontale Verankerungen wurde in der vorliegenden Arbeit zur Beschreibung des Herausziehverhaltens von Geogittern entwickelt, bei dem die Kraft vom Geogitter in den umgebenden Boden übertragen wird. Es gibt allerdings auch Anwendungsfälle, wie beispielsweise die einleitend erwähnten Tragschichten, bei denen die Kraftübertragung primär umgekehrt, das heißt vom Boden in das Geogitter, stattfindet. Prinzipiell sind die wirkenden Mechanismen unabhängig von der Übertragungsrichtung, allerdings sind die Randbedingungen andere. Um das in dieser Arbeit entwickelte Interaktionsmodell auch dafür validieren zu können, sind biaxiale Druckversuche mit geogitterbewehrtem Boden geeignet.

Im Gesamtmodell zur Widerstandsmobilisierung in Verankerungsgräben werden die zeitabhängigen Verformungen des Geogitters über die Verwendung der für die betrachtete Belastungsdauer gültige Isochronenkurve des Geogitters berücksichtigt (mit in Bezug auf die Kurzzeitbelastung verminderter Steifigkeit). Um mit dem Modell zusätzlich die Verformungszunahme infolge Kriechen des Geogitters bei konstanter Belastung abzubilden, müssen Isochronenkurven für alle Belastungsdauern bzw. Funktionen der zeitabhängigen Kriechdehnungszunahme implementiert werden und die abgebildeten Verformungszustände mit Belastungszeiten verknüpft werden.

Mit den vorgestellten Bemessungsmodellen kann die Beanspruchung der Verbindungsstellen in Form von Scherkräften bzw. Verschiebungen zum Nachweis dieser Verbindungsstellen ermittelt werden. Auf der Widerstandsseite werden die Langzeitscherfestigkeit bzw. die maximal verträgliche Verschiebung der Verbindungsstellen benötigt, welche versuchstechnisch und im Prinzip für jede Geogitter-Boden-Kombination zu definieren sind, sodass sie eventuelles Versagen von Verbindungsstellen im Boden realistisch abbilden.



## Literaturverzeichnis

### Normen, Regelwerke und Empfehlungen

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung – BAM (2012). Vorläufige Richtlinie für die Zulassung von Bewehrungsgittern aus Kunststoff für Deponieoberflächenabdichtungen. 2. Auflage, Mai 2012, Berlin.

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung – BAM (2013a). Zulassung Bewehrungsgitter aus Kunststoff (Naue GmbH & Co. KG). Zulassungsnummer: 08/BAM IV.3/11/10, Amts- und Mitteilungsblatt, Band 43, Ausgabe 1/2013, Berlin, ISSN 0340-7551.

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung – BAM (2013b). Zulassung Bewehrungsgitter aus Kunststoff (HUESKER Synthetic GmbH). Zulassungsnummer: 08/BAM IV.3/12/10, Amts- und Mitteilungsblatt, Band 43, Ausgabe 2/2013, Berlin, ISSN 0340-7551.

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung – BAM (2015). Tabellen der BAM-zugelassenen Geokunststoffe, Polymere und serienmäßig hergestellten Dichtungskontrollsysteme für Deponieabdichtungssysteme sowie die Listen der Produzenten. Oktober 2015.

DepV (2009). Verordnung zur Vereinfachung des Deponierechts, vom 27. April 2009, Bundesgesetzblatt, Jahrgang 2009, Teil I Nr. 22, S. 900-950, Bundesanzeiger Verlag, ausgegeben zu Bonn 27. April 2009, zuletzt geändert durch Artikel 7 vom 02.05.2013 BGBl.

DepV - Erste Verordnung (2011). Erste Verordnung zur Änderung der Deponieverordnung, vom 17. Oktober 2011, Bundesgesetzblatt, Jahrgang 2011, Teil I Nr. 52, S. 2066-2078, Bundesanzeiger Verlag, ausgegeben zu Bonn am 20. Oktober 2011.

DIN 1054:1976-11 Baugrund, Zulässige Belastung des Baugrunds.

DIN 18126:1996-11 Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden lockerster und dichtester Lagerung.

DIN 18127:2012-09 Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Proctorversuch.

DIN 18137-1:2010-07 Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 1: Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen.

DIN 18137-3:2002-09 Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 3: Direkter Scherversuch.

DIN 60009:2011-05 Geokunststoffe – Prüfung und Bestimmung des Verbundbeiwerts mit Boden im Herausziehversuch.

DIN EN 13738:2005-02 Geotextilien und geotextilverwandte Produkte – Bestimmung des Herausziehwiderstandes aus dem Boden.

DIN EN 1997-1:2014-03 Eurocode 7 (EC-7) – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln.

DIN EN ISO 10318-1:2015-10 Geokunststoffe – Teil 1: Begriffe.

DIN EN ISO 10319:2015-09 Geokunststoffe – Zugversuch am breiten Streifen.

DIN EN ISO 12957-1:2005-05 Geokunststoffe – Bestimmung der Reibungseigenschaften – Teil 1: Scherkastenversuch.

DIN EN ISO 12957-2:2005-05 Geokunststoffe – Bestimmung der Reibungseigenschaften – Teil 2: Schiefe-Ebene-Versuch.

EBGEO (2010). Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO. München, Ernst & Sohn, 2010. 978-3-433-02950-3.

GDA-Empfehlungen: Geotechnik der Deponien und Altlasten (1997). 3. Aufl., Ernst & Sohn, Berlin.

GDA-Empfehlung E 2-7 (2015). Nachweis der Gleitsicherheit von Abdichtungssystemen. Empfehlungen des AK 6.1 (Geotechnik der Deponiebauwerke) der Fachsektion 6 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., [www.gdaonline.de/empfehlung.html](http://www.gdaonline.de/empfehlung.html).

GRI-GS10 (2000). Accelerated Tensile Creep and Creep-Rupture of Geosynthetic Materials Based on Time-Temperature Superposition Using the Stepped Isothermal Method. Geosynthetic Research Institute, Philadelphia, USA.

GRI-GG2 (1987). Individual Geogrid junction strength. Geosynthetic Research Institute, Philadelphia, USA.

GRI-GG2 (2005): Individual Geogrid Junction Strength, Rev. 3. Geosynthetic Research Institute, Philadelphia, USA.

Guide Technique (2000). Etanchéité par géomembranes des ouvrages pour les eaux de ruissellement routier - guide complémentaire. *Service d'Études techniques des Routes et autoroutes (SETRA) and Laboratoire central des Ponts et chaussées (LCPC)*, Paris, Frankreich.

Allen, T.M. & Bathurst, R.J. (1994). Characterization of geosynthetic load-strain behavior after installation damage. *Geosynthetics International*. Vol. 1, 2, 181-199.

Alobaidi, I.M., Hoare, D.J. & Ghataora, G.S. (1997). Load transfer mechanism in pull-out tests. *Geosynthetics International*, Vol. 4, 5, 509-521.

Althoff, S. (2015). Nutzung gering tragfähiger Böden für geokunststoffbewehrten Erdbau. Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Bergakademie Freiberg, Heft 2015-2.

- Andrawes, K.Z., McGown, A. & Murray, R.T. (1986). The load-strain-time-temperature behaviour of geotextiles and geogrids. 3<sup>rd</sup> International Conference on Geotextiles, 3<sup>rd</sup> ICG, Wien, Österreich.
- Aydogmus, T., Klapperich, H. & Rother, A. (2006). Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verbundverhalten von Geokunststoffen und Erdstoffen für die Berechnung der Standsicherheit geokunststoffbewehrter Erdkörper. Review 2005 - Research Reports - Invited Lectures "Geotechnical Seminar", Klapperich, H. & Konietzky, H., Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Bergakademie Freiberg, Heft 2006-1, 205-232.
- Bakeer, R.M., Abdel-Rahman, A.-H. & Napolitano, P.J. (1998). Geotextile friction mobilization during field pullout test. *Geotextiles and Geomembranes*. Vol. 16, 2, 73-85.
- Bathurst, R.J. (2014). Challenges and recent progress in the analysis, design and modelling of geosynthetic reinforced soil walls. *Giroud Lecture* - 10<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, 10th ICG, Berlin.
- Bathurst, R.J. & Ezzein, F.M. (2014). A new approach to evaluate soil-geosynthetic interaction using a novel pullout test apparatus and transparent granular soil. *Geotextiles and Geomembranes*. Vol. 42, 3, 246-255.
- Bathurst, R.J. & Ezzein, F.M. (2016). Geogrid pullout load-strain behaviour and modelling using a transparent granular soil. *Geosynthetic International* (im Druck), online verfügbar: <http://dx.doi.org/10.1680/jgein.15.00051>.
- Bathurst, R.J. & Kaliakin, V.N. (2005). Review of numerical models for geosynthetics in reinforcement applications. 11<sup>th</sup> International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics.
- Becker, L.D.B. (2006). Comportamento de geogrelhas em muro de solo reforçado e em ensaios de arrancamento. Dissertation, Pontificia Universidade do Rio de Janeiro (auf portugiesisch).
- Benjamin, J.R.S. (1989), Performance of full scale geogrid reinforced soil retaining walls. M.Sc.-Arbeit, Royal Military College, Kingston, Ontario, Kanada, 256 S. (aus Walters et al. 2002).
- Bergado, D.T. & Chai, J.C. (1994). Pullout force/displacement relationship of extensible grid reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes*. Vol. 13, 5, 295-316.
- Bergado, D.T., Chai J.-C. & Miura, N., (1996). Prediction of resistance and pullout force-displacement relationship for inextensible grid reinforcements. *Soils and Foundations*, Vol. 36, 4, 11-22.
- Bergado, D.T., Lo, K.-H., Chai, J.C., Shivashankar, R., Alfaro, M.C. & Anderson, L.R. (1992). Pullout Tests Using Steel Grid Reinforcements with low-quality Backfill. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, 7, 1047-1062.

- Bergado, D.T., Shivashankar, R., Alfaro, M.C., Chai, J.C. & Balasubramaniam, A.S. (1993). Interaction behavior of steel grid reinforcements in a clayey sand. *Géotechnique*, Vol. 43, No. 4, 589-603.
- Bolt, A.F. & Duszynska, A. (2000). Pull-out testing of geogrid reinforcements. 2<sup>nd</sup> European Geosynthetic Conference, EuroGeo 2000, Bologna, Italien, 939-943.
- Bolton, M.D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, Vol. 36, 65-78.
- Boyle, S.R. (1995). Deformation prediction of geosynthetic reinforced soil retaining walls. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Washington, USA.
- Boyle, S.R., Gallagher, M. & Holtz, R.D. (1996). Influence of strain rate, specimen length and confinement on measured geotextile properties. *Geosynthetics International*, Vol. 3, 2, 205-225.
- Brown, S.F., Kwan, J. & Thom, N.H. (2007). Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballast. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 25, 6, 326-335.
- Briançon, L., Girard, H., Poulain, D. & Mazeau, N. (2000). Design of anchoring at the top of slopes for geomembrane lining systems. 2<sup>nd</sup> European Geosynthetics Conference, EuroGeo 2000, Bologna, Italien, Vol. 2, 645-650.
- Brinch Hansen, J. & Lundgren, H. (1960). *Hauptprobleme der Bodenmechanik*, Springer-Verlag Berlin/Heidelberg, 282 S., ISBN: 978-3-642-94783-4.
- Burgess, G.P. (1999). Performance of two full-scale model geosynthetic-reinforced segmental walls", M.Sc.-Arbeit, Royal Military College of Canada, Kingston, Ontario, Kanada, 206 S. (aus Walters et al. 2002).
- Bussert, F. (2006). Verformungsverhalten geokunststoffbewehrter Erdstützkörper. Heft 13, Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, TU Clausthal.
- Bussert, F. & Henken-Mellies, W. U. (2015). Stabilisierung vor dem Hintergrund aktueller Regelwerke; Normung und Auswirkungen auf Ausschreibungen. 9. Geokunststoff-Kolloquium, 12.-13.02.2015, Montabaur.
- Cai, Z. & Bathurst, R.J. (1995). Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method. *Computers and Geotechnics*, Vol. 17, 4, 523-546.
- Chang, D.T.-T.; Sun, T.-S.; Hung, F.-Y. (1995). Pullout mechanism of geogrids under confinement by sandy und clayes soils. *Transportation Research Record No. 1474*, National Academy Press, Washington, USA, 64-72.
- Chareyre, B., Briançon, L. & Villard, P. (2002). Theoretical versus experimental modelling of the anchorage capacity of geotextiles in trenches. *Geosynthetics International*, Vol. 9, 2, 97-123.
- Chen C.-W. & Wu, J.Y. (2010). Effects of wetting on the soil-geogrid interaction. 9<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, 9<sup>th</sup> ICG, Guarujá, Brasilien.

- Christopher, B.R. & Berg, R.R. (1990). Pullout evaluation of geosynthetics in cohesive soils. 4<sup>th</sup> International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 2, Den Hoedt (Hrsg.), Balkema Publishers, 731-736.
- Clough, G.W. & Duncan, J.M. (1971). Finite element analyses of retaining wall behavior. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 97, 12, 1657-1673.
- Cundall, P.A. & Strack, O.D.L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*, Vol. 29, 1, 47-65.
- Dias, A.C. (2004). Análise numérica da interação solo-geossintético em ensaios de arrancamento. M.Sc.-Arbeit. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasilien, 102 S. (auf portugiesisch).
- Duncan, J.M. & Chang, C.-Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 96, 5, 1629-1653.
- Dyer, M.R. (1985). Observation of the stress distribution in crushed glass with applications to soil reinforcement. Dissertation, University of Oxford.
- Ehrenberg, H. (2015). Persönliche Aufzeichnungen zum Telefonat mit H. Ehrenberg am 02.12.2015 (unveröffentlicht).
- Ehrenstein, G.W. (2011). *Polymer Werkstoffe: Struktur – Eigenschaften – Anwendung*. 3. Auflage, Carl Hanser Verlag.
- Elias, V., Christopher, B.R. & Berg, R.R. (2001). Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, FHWA-NHI-00-043.
- Espinoza, R.D. (1994). Soil-geotextile interaction: Evaluation of membrane support. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 13, 281-293.
- Espinoza, R.D. & Bray, J.D. (1995). An integrated approach to evaluating single-layer reinforced soils. *Geosynthetic International*, Vol. 2, 4, 723-739.
- Ferreira, F.B., Carlos, D.M., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2015). Soil-geogrid interaction in pullout conditions: influence of soil moisture content and density. XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, XVI ECSMGE, Edinburgh, Schottland.
- Farrag, K.A., Acar, Y.B. & Juran, I. (1993). Pull-out resistance of geogrid reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, 133-159.
- Farrag, K. & Morvant, M. (2004). Evaluation of interaction properties of geosynthetics in cohesive soils: Lab and field pullout tests. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, FHWA/LA.03/380.
- Ghionna, V. N., Moraci, N. & Rimoldi, P. (2001). Experimental evaluation of the factors affecting pull-out test results on geogrids. International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushi, Japan, Landmarks in Earth Reinforcement, Ochiai et al. (Hrsg.), ISBN 90 2651 863 3.

- Girard, H., Briançon, L., & Rey, E. (2006). Experimental tests for geosynthetic anchorage trenches. 8<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, 8<sup>th</sup> ICG, Yokohama, Japan, 29-36.
- Giroud, J.P. & Noiray, L. (1981). Geotextile-reinforced unpaved road design. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, 9, 1233-1254.
- Giroud, J.P. (1986). From geotextiles to geosynthetics: a revolution in geotechnical engineering. 3<sup>rd</sup> International Conference on Geotextiles, 3<sup>rd</sup> ICG, Wien, Österreich, Vol. 1, 1-18.
- Goodman, R.E., Taylor, R.L. & Brekke, T.L. (1968). A model for the mechanics of jointed rock. Soil Mechanics and Foundations Division.
- Greenwood, J.H. (1990). The creep of geotextiles. 4<sup>th</sup> International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Haag, Niederlande.
- Gurung, N., Iwao, Y. & Madhav, M.R. (1998). A theoretical model for the pull-out response of geosynthetic reinforcement. Geosynthetics International, Vol. 5, 4, 399-424.
- Gurung, N. & Iwao, Y. (1999). Pull-out test analysis for geo-reinforcement. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 17, 3, 157-170.
- Haazio, S., Werth, K. & Tebbe, J. (2011). Sanierung Pochsandhalde Zellerfelder Tal, Planung und Ausführung eines 1:2 geneigten Oberflächenabdichtungssystems unter Einsatz von hochzugfesten Geogittern. 7. Leipziger Deponiefachtagung „Stilllegung, Sicherung, Nachsorge und Nachnutzung von Deponien“, Leipzig 2011.
- Hatami, K. & Bathurst, R.J. (2005). Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 42, 4, 1066-1085.
- Hatami, K. & Bathurst, R.J. (2006). Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, 6, 673-684.
- Hayashi, S., Alfaro, M.C. & Watanbe, K., 1996. Dilatancy effects of granular soil on the pullout resistance of strip reinforcement. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 3, Osaka, Japan, 1389-1392.
- Heerten, G. (2013). Vorlesungen “Kunststoffe in der Geotechnik”. Vorlesungsfolien, Wintersemester 2013/2014, RWTH Aachen.
- Heitz, C. (2002). Interaktion von Geokunststoffbewehrung und Füllboden im Herausziehversuch. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen.
- Herle, I. (2004). History of Geotechnical Engineering. [https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/cib/ressourcen/dateien/studium/rehabilitationengineering/building\\_history/20041026\\_VL\\_Building\\_history\\_geotechnics\\_Herle.pdf?lang=de](https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/cib/ressourcen/dateien/studium/rehabilitationengineering/building_history/20041026_VL_Building_history_geotechnics_Herle.pdf?lang=de).

- Hirakawa, D., Kongkitkul, W., Tatsuoka, F. & Uchimura, T. (2003). Time-dependent stress-strain behaviour due to viscous properties of geogrid reinforcement. *Geosynthetics International*, Vol. 10, 6, 176-199
- Holtz, R. & Kovacs, W. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal, Montreal, Kanada.
- Huang, B. & Bathurst, R.J. (2009). Evaluation of soil-geogrid pullout models using a statistical approach. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 32, 6, 1-16.
- Hullings, D.E. & Sansone, L.J. (1997). Design Concerns and Performance of Geomembrane Anchor Trenches, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 15, 403-417.
- Hussein & Meguid (2013). Three-dimensional finite element analysis of soil-geogrid interaction under pullout loading condition. *Geo Montreal*, September 2013, Montreal, Kanada.
- Izawa, J., Ishihama, Y. & Kuwano, J. (2001). Effects of geogrid properties on pullout resistance. *International Symposium on Earth Reinforcement*, Fukuoka, Kyushi, Japan, Landmarks in Earth Reinforcement, Ochiai et al. (Hrsg.), ISBN 90 2651 863 3.
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer triaxial tests. 3<sup>rd</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Vol. 1, 19-25.
- Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W. & Dubois, D. (1984). Interaction between soil and geogrids. *Polymer Grid Reinforcement: Science and Engineering Research Council and Netlon Ltd*, Telford, London, 18-30.
- Jewell, R.A., (1990). Reinforced bond capacity. *Géotechnique*, Vol. 40, 3, 513-518.
- Johnston, R.S. & Romstad, K.M. (1989). Dilation and boundary effects in large scale pull-out tests. 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brasilien, 1263-1266.
- Juran, I., Knochenmus, G., Acar, Y.B. & Arman, A. (1988). Pull-out response of geotextiles and geogrids. *Symposium on Geosynthetics for Soil Improvement at the ASCE Convention*. No. Geotechnical Special.
- Kaliakin, V.N. & Dechasakulsom, M. (2002). Development of a general time-dependent model for geogrids. *Geosynthetics International*, Vol. 9, 4, 319-344.
- Kaliakin, V.N. & Dechasakulsom, M. & Leshchinsky, D. (2000). Investigation of the isochrone concept for predicting relaxation of geogrids, *Geosynthetics International*, Vol. 7, 2, 79-99.
- Khan, A.J. (1999). A reassessment of the design of geosynthetic reinforced soil structures. *Dissertation*, University of Strathclyde, Glasgow, UK.
- Koerner, R.M. (2012a). *Designing with Geosynthetics*, Vol. 1, 6. Ausgabe, Xlibris Corporation, USA.
- Koerner, R.M. (2012b). *Designing with Geosynthetics*, Vol. 2, 6. Ausgabe, Xlibris Corporation, USA.

- Koerner, R.M., Hsuan, Y., Arthur, E. & Lord, Jr. (1993). Remaining technical barriers to obtaining general acceptance of geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, 1-52.
- Kondner, R.L. (1963). Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 89, 1, 115-144.
- Kongkitkul, W., Hirakawa, D. & Tatsuoka, F. (2007). Viscous behaviour of geogrids – experiment and simulation. *Soils and Foundation*, Vol. 47, 2, 265-283.
- Kongkitkul, W., Hirakawa, D., Tatsuoka, F. & Uchimura, T. (2004). Viscous deformation of geosynthetic reinforcement under cyclic loading conditions and its model simulation. *Geosynthetics International*, Vol. 11, 2, 73-99.
- Kongkitkul, W., Tabsombut, W., Jaturapitakkul, C. & Tatsuoka, F. (2012). Effects of temperature on the rupture strength and elastic stiffness of geogrids. *Geosynthetics International*, Vol. 19, 2, 106-123.
- Konietzky, H. (2003). *Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods*. 1<sup>st</sup> International PFS Symposium, Gelsenkirchen, Deutschland. A.A. Balkema, Rotterdam, Niederlande 2003.
- Kuhn & Mitchell (1993). New perspectives on soil creep. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, 3, 507-524.
- Kupec, J., McGown, A. & Ruiken, A. (2004). Junction Strength Testing for Geogrids. *EuroGeo3 Geotechnical Engineering with Geosynthetics*, München, Deutschland, Vol. 2, 717-722.
- Lajevardi, S.H. (2013). *Comportement des geosynthetiques en ancrage: modelisation physique et numerique*. Dissertation, L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Frankreich.
- Leonhardt, F. (1980). *Vorlesungen über Massivbau: 5. Teil Spannbeton*. Springer Verlag, Berlin/Heidelberg 1980.
- Leshchinsky, D. & Vulova, C. (2001). Numerical investigation of the effects of geosynthetic spacing on failure mechanisms in MSE block walls. *Geosynthetics International*, Vol. 8, 4, 343-365.
- Ling, H. I., Liu, H., Mohri, Y. & Kawabata, T. (2001). Bounding surface model for geosynthetic reinforcements. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 127, 9, 963-967.
- Ling, H., Tatsuoka, F. & Wu, J.T.H. (1992). Short-term strength and deformation characteristics of geotextiles under typical operational conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 11, 2, 185-219.
- Liu, H. & Ling, H.I. (2006). Modeling cyclic behavior of geosynthetics using mathematical functions combined with Masing rule and bounding surface plasticity. *Geosynthetics International*, Vol. 13, 6, 234-245.

- Liu, C.-N., Zornberg, J.G., Chen, T.-C., Ho, Y.-H. & Lin, B.-H. (2009). Behavior of geogrid-sand interface in direct shear mode. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 135, 12, 1863-1871.
- Lopes, M.L. & Ladeira, M. (1996). Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrid interaction, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 14, 10, 543-554.
- Lopes, M.J. & Lopes, M.L. (1999). Soil-geosynthetic interaction - Influence of soil particle size and geosynthetic structure. *Geosynthetics International*. Vol. 6, 4, 261-282.
- Madhav, M.R., Gurung, N. & Iwao, Y. (1998). A theoretical model for the pull-out response of geosynthetic reinforcement. *Geosynthetics International*. Vol. 5, 4 399-424.
- Matsui, T., San, K.C., Nabeshima, Y. & Amon, U.N. (1996). Bearing mechanism of steel grid reinforcement in pullout test. *International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushi, Japan, Landmarks in Earth Reinforcement, Ochiai et al. (Hrsg.)*.
- Maksimovic, M. (1996). A family of nonlinear failure envelopes. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* Vol. 1, 1-62.
- Marachi, N.D., Duncan, J.M., Chan, C.K. & Seed, H.B. (1981). Plane-strain testing of sands. *ASTM Special Technical Publication. STP. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, USA*. Vol. 740, 294-302.
- McGown, A. (1982). Progress report to Tensar steering committee. University of Strathclyde, Strathclyde, UK (aus Palmeira 2004).
- McGown, A. (2000). The behaviour of geosynthetic reinforced soil systems in various geotechnical applications. *2<sup>nd</sup> European Geosynthetics Conference, Eurogeo 2000. Bologna, Italien*, Vol. 1, 3-23.
- McGown, A., Andrawes, K.Z. & Kabir, M.H. (1982). Load-extension testing of geotextiles confined in soil. *2<sup>nd</sup> International Conference on Geotextiles, Las Vegas, USA*, Vol. 3, 793-798.
- McGown, A., Andrawes, K. Z., Yeo, K. C. & Dubois, D. (1984). The load-strain-time behavior of Tensar geogrids. *Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Telford, London*, 11-17.
- McGown, A., Khan, A.J. & Kupec, J. (2004a). The ISE approach applied to the load-strain-time-temperature behaviour of geosynthetics. *Geosynthetics International*, Vol. 11, 2, 114-130.
- McGown, A., Khan, A.J & Kupec, J. (2004b). Determining the design parameters for geosynthetic reinforcements subject to single-stage actions using the isochronous strain energy approach. *Geosynthetics International*, Vol. 11, 5, 355-368.
- McGown, A., Khan, A.J. & Kupec, J. (2004c). Determining the design parameters for geosynthetic reinforcements subject to multi-stage actions using the isochronous strain energy approach. *Geosynthetics International*, Vol. 11, 6, 455-469.

- Meyer, N. & Holm, B. (2010). Prüfbericht - Untersuchung der auftretenden Geogitterdehnungen im Verankerungsgraben der „Pochsandhalde im Zellerfelder Tal“, Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, TU Clausthal (unveröffentlicht).
- Meyer, N. & Holm, B. (2012). Prüfbericht - Untersuchung des Kraftverlaufes über die Einbindelänge bei Pull-Out Versuchen, Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, TU Clausthal (unveröffentlicht).
- Milligan, G.W.E., Bush, D.I. & Earl, R.F. (1990). Observations of photo-elastic pullout tests on geotextiles and geogrids. 4<sup>th</sup> International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Haag, Niederlande. Vol. 3, 1183-1184.
- Moraci, N. & Giofrè, D. (2006). A simple method to evaluate the pull-out resistance of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 24, 2, 116-128.
- Moraci, N. & Recalcati, P. (2006). Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in a granular soil. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 24, 4, 220-242.
- Müller, W. (2011). Zur Bemessung der Verankerung von Bewehrungsgittern aus Kunststoff beim Schutz von Böschungen vor hangparallelem Gleiten. *Bautechnik*, Vol. 88, 347-361.
- Müller-Rochholz, J. (2005). *Geokunststoffe im Erd- und Straßenbau*. Werner Verlag, München.
- Naue GmbH & Co. KG (2009). Bericht „Grenzwerte Knotenzugfestigkeiten“ (unveröffentlicht).
- Nernheim, A. (2005). Interaktionsverhalten von Geokunststoff und Erdstoff bei statischen und zyklischen Beanspruchungen. Dissertation, Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, TU Clausthal, Heft 11.
- Neuber, H. (1971). *Technische Mechanik, 1. Teil: Statik*. 2. Auflage, Springer-Verlag Berlin/Heidelberg.
- Niehues, C. (2016). Persönliche Aufzeichnungen zum Telefonat mit C. Niehues am 28.04.2016 (unveröffentlicht).
- Niehues, C. & Vollmert, L. (2016a). Persönliche Aufzeichnungen zum Gespräch mit C. Niehues und L. Vollmert am 22.01.2016 (unveröffentlicht).
- Niehues, C. & Vollmert, L. (2016b). Email vom 27.04.2016, AW: Verformungsnachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei geogitterbewehrten Abdichtungssystemen (unveröffentlicht).
- Ochiai, H., Hayashi, S., Otani, J., Umezaki, T. & Ogisako (1988). Field pull-out test of polymer grid embankment. *International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*.
- Ochiai, H., Otani, J., Hayashi, S. & Hirai, T. (1996). The pull-out resistance of geogrids in reinforced soil. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 14,1 , 19-42.

- Palmeira, E.M. (1987). The study of soil-reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests. Dissertation, University of Oxford, UK.
- Palmeira, E.M. (2004). Bearing force mobilisation in pull-out tests on geogrids. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 22, 6, 481-509.
- Palmeira, E.M. (2008). Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis. Mercer Lecture 2007-2008, 4<sup>th</sup> European Geosynthetics Conference, EuroGeo4, Edinburgh, UK.
- Palmeira, E.M. (2009). Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, 5, 368-390.
- Palmeira, E.M. & Milligan, G.W.E. (1989). Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand. *Geotéchnique*, Vol. 39, 3, 511-524.
- Palmeira, E.M. & Dias, A.C. (2007). Experimental and numerical study on the behaviour of geogrids in large scale pull-out tests, 5<sup>th</sup> Brazilian Symposium on Geosynthetics, Recife, Brasilien, Vol. 1, 1-8 (auf portugiesisch).
- Perkins, S.W. (2000). Constitutive modeling of geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 18, 5, 273-292.
- Perkins, S.W. (2001). Numerical modeling of geosynthetic reinforced flexible pavements. Western Transportation Institute, Department of Civil Engineering, Montana State University, FHWA/MT-01-003/99160-2.
- Perkins, S.W. & Cuelho, E. (1999). Soil-geosynthetic interface strength and stiffness relationships from pull-out tests. *Geosynthetic International*, Vol. 6, 5, 321-346.
- Perkins, S.W. & Edens, M. Q. (2003). Finite element modeling of a geosynthetic pullout test. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 21, 357-375.
- Peterson, L.M. & Anderson, L.R. (1980). Pullout resistance of welded wire mats embedded in soil. M.Sc.-Arbeit, Utah State University, Logan, Utah, USA.
- Raju, D.M., 1995. Monotonic and cyclic pullout resistance of geosynthetic. Dissertation, The University of British Columbia, Vancouver, Kanada.
- Raju, D.M., Lo, S.C.R., Fannin, R.J. & Gao, J. (1996). Design and interpretation of large laboratory pullout tests. 7<sup>th</sup> Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, Adelaide, Australien, 151-156 (aus Moraci & Recalcati 2006).
- Rath, Th. (2010). Email vom 01.09.2010, EP Pochsandhalde Clausthal-Zellerfeld, - Verdichtungskontrollen Pochsand im VF-; Pr. 13.2143 (unveröffentlicht).
- Rombach, G. (2010). Spannbetonbau - Standardwerk zu Konstruktion und Bemessung von Spannbetonbauteilen mit Rechenbeispielen. Ernst & Sohn Verlag, 2. Auflage, Berlin, 2010.
- Rousé, P.C., Fanini, R.J. & Taiebat, M. (2014). Sand strength for back-analysis of pull-out tests at large displacement. *Géotechnique*, Vol. 64, 4, 320-324.

- Rowe, P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proc. R. Soc., London, Vol. A 269, 500-527.
- Rüegger, R. & Hufenus, R. (2003). Bauen mit Geokunststoffen – Ein Handbuch für den Geokunststoff-Anwender. Schweizer Verband für Geokunststoffe (Hrsg.), ISBN 3-9522774-01.
- Ruiken (2004). The load-strain-time tensile and shear behaviour of isotropic biaxial geogrids. Vertiefungsarbeit, University of Strathclyde, Glasgow, UK & Institut für Geotechnik, TU Darmstadt (unveröffentlicht)
- Ruiken, A. (2013). Spannungs-Dehnungsverhalten des Verbundbaustoffs „geogitterbewehrter Boden“. Dissertation, RWTH Aachen.
- Sarsby, R.W. (1985). The influence of aperture size/particle size on the efficiency of grid reinforcement. 2<sup>nd</sup> Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes, Edmonton, Kanada, Vol. 2, 7-12.
- Schmidt, H.-H., Buchmaier, R.F. & Vogt-Breyer, C. (2014). Grundlagen der Geotechnik – Geotechnik nach Eurocode, 4. Auflage, Springer Vieweg, Wiesbaden.
- Schwarzl, F.R. (1990). Polymermechanik – Struktur und mechanisches Verhalten von Polymeren. Springer-Verlag, Berlin.
- Sellmeijer, J.B., Kenter, C.J. & van den Berg, C. (1982). Calculation method for a fabric reinforced road, 2<sup>nd</sup> International Conference on Geotextiles, 2<sup>nd</sup> ICG, Las Vegas, USA, Vol. 2, 393-398.
- Shi, D. & Wang, F. (2013). Pull-out test studies on the interface characteristics between geogrids and soils. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 18, 5405-5417.
- Shrestha, S. C. & Bell, J. R. (1982). Creep behavior of geotextiles under sustained loads. 2<sup>nd</sup> International Conference on Geotextiles, 2<sup>nd</sup> ICG, Las Vegas, USA, Vol. 3, 769-774.
- Sieira, A.C.C.F., Gerscovich, D.M.S. & Sayao, A.S.J.F. (2009). Displacement and load mechanisms of geogrids under pullout condition. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 27, 4, 241-253.
- S.I.G. - DR.-ING. STEFFEN GmbH (2010). Eigenprüfung der Sanierungsmaßnahme Pochsandhalde Zellerfelder Tal, Clausthal-Zellerfeld, 2. Bauabschnitt (unveröffentlicht).
- Stucki M, Büsser S, Itten R, Frischknecht R. & Wallbaum H. (2011). Comparative life cycle assessment of geosynthetics versus conventional construction materials. ESU-services Ltd. Uster, ETH Zürich, Schweiz. Beauftragt durch die *European Association for Geosynthetic Manufacturers* (EAGM).
- Sobhi, S. & Wu, J.T.H. (1996). An interface pullout formula for extensible sheet reinforcement. Geosynthetics International, Vol. 3, 5, 565-582.
- Stoewahse, C. (2001). Ermittlung des Reibungsverhaltens von Geokunststoffen und Erdstoffen im Rahmenschergerät. Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover, Heft 56.

- Sugimoto, M., Alagiyawanna, A.M.N. & Kadoguchi, K. (2001). Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout tests. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 19, 5, 257-277.
- Syllwasschy, O. (2016). Persönliche Aufzeichnungen zum Telefonat mit O. Syllwasschy am 04.03.2016 (unveröffentlicht).
- Syllwasschy, O. & Sobolewski, J. (2008). Sonderlösung für die Verankerung von Dichtungssystemen auf Böschungen. 24. Fachtagung "Die sichere Deponie - Sicherung von Deponien und Altlasten mit Kunststoffen", Würzburg.
- Tebbe, J. (2013). Email vom 05.08.2013, Aw: Pochsandhalde - Fragen zu Randbedingungen für die Auswertung der Feldmessung (unveröffentlicht).
- Teixeira, S.H.C., Bueno, B.S. & Zornberg, J.G. (2007). Pullout resistance of individual longitudinal and transverse geogrid ribs. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, 1, 37-50.
- Thornton, J.S. (2001). Characterization of short and long term creep and relaxation properties of a polypropylene geogrid. *Geosynthetics Conference*, Portland, USA, 835–845.
- Timmers, V. & Ziegler, M. (2003). Interaktion von Geogittern und Füllboden – Bericht über bodenmechanische Laborversuche, interner Forschungsbericht am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen der RWTH Aachen, 26.06.2003 (unveröffentlicht).
- Timmers, V. & Ziegler, M. (2004). Interaktion von Geogittern und Füllboden – Bericht über bodenmechanische Laborversuche, interner Forschungsbericht am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen der RWTH Aachen, 16.08.2004 (unveröffentlicht).
- Van Eekelen, S.J.M. (2015). Basal reinforced piled embankments – Experiments, field studies and the development and validation of a new analytical design model. *Dissertation*, TU Delft, Niederlande.
- Villard, P., Gourc, J.P. & Feki, N. (1997). Anchorage strength and slope stability of a landfill liner. *Conference Geosynthetics'97*. Long Beach, USA (aus Lajevardi 2013).
- Villard, P. & Chareyre, B. (2004). Design methods for geosynthetic anchor trenches on the basis of true scale experiments and discrete element modelling. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 6, 1193-1205.
- Vollmert, L. (2012). Email vom 15.11.2012, WG: Zugversuche bei versch. Belastungsgeschw./Secugrid (unveröffentlicht).
- Vollmert, L. & Ehrenberg, H. (2013). Persönliche Aufzeichnungen zur Präsentation des Projektberichts „Beschreibung des Herausziehverhaltens von Geogittern“ am 11.11.2013 (unveröffentlicht).
- Vollmert, L., Werth, K., Emersleben, A. & Holm, B. (2012). In Situ-Beanspruchungen eines Geogitters im Verankerungsbereich einer Oberflächenabdichtung am Beispiel der Pochsandhalde Zellerfelder Tal. 28. Fachtagung „Die sichere Deponie“, Würzburg.

- Wang, Z., Jacobs, F. & Ziegler, M. (2015). Response to reviewers for publication Wang et al. (2016) (unveröffentlicht).
- Wang, Z., Jacobs, F. & Ziegler, M. (2016). Experimental and DEM investigation of geogrid–soil interaction under pullout loads. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 44, 3, 230-246.
- Walters, D.L., Allen, T.M. & Bathurst, R.J. (2002). Conversion of geosynthetic strain to load using reinforcement stiffness. *Geosynthetics International*, Vol. 9, 5-6, 483-523.
- Williams, J.G. (1980). *Stress analysis of polymers*, 2. Ausgabe, Horwood, Chichester, UK, 360 S..
- Wilson-Fahmy, R.F. & Koerner, R.M. (1993). Finite element modelling of soil-geogrid interaction with application to the behavior of geogrids in a pullout loading condition. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, 5, 479-501.
- Wilson-Fahmy, R.F., Koerner, R.M. & Fleck, J.A. (1993). Unconfined and confined wide width tension testing of geosynthetics. *Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures*, ASTM STP 1190, Philadelphia, USA.
- Wilson-Fahmy, R.F., Koerner, R.M. & Sansone, L.J. (1994). Experimental behavior of polymeric geogrids in pullout. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, 4, 661-677.
- Witt, K.J. (2008), Hrsg.. *Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen*, 7. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.
- Witt, K.J. (2009), Hrsg.. *Grundbau-Taschenbuch, Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke*, 7. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.
- Wöhlecke, A. & Müller, W. (2013). Aktueller Stand der Zulassung für Geokunststoffe durch die BAM und derzeitige Arbeitsthemen des Fachbeirats und seiner Arbeitsgruppen. 9. Leipziger Deponiefachtagung, Leipzig.
- WRAP - Waste & Resources Action Programme (2009). *Sustainable geosystems in civil engineering applications*, Projektnr. MRF116, Mai 2009.
- Wrigley, N.E. (1988). The durability and aging of geogrids. *Seminar on Durability and Aging of Geosynthetics*, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, USA, 110-134.
- Wudtke, R.-B., Werth, K. & Witt, J. (2008). Standsicherheitsnachweis für Oberflächenabdichtungssysteme von Deponien. *Bautechnik*, Vol. 85, 9, 596-602.
- Yeo, K.C. (1985). The behaviour of polymeric grids used for soil reinforcement. *Dissertation*, University of Strathclyde, Glasgow, UK.
- Yogarajah, I. (1993). Effects of construction procedures on the behaviour of geogrid reinforced soil walls. *Dissertation*, University of Strathclyde, Glasgow, UK.
- Yogarajah, I. & Yeo, K.C. (1994). Finite element modelling of pull-out tests with load and strain measurements. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 13, 1, 43-54.

Yogendrakumar, M. & Bathurst, R.J. (1992). Numerical simulation of reinforced soil structures during blast loads. *Transportation Research Record* 1336.

Yu, Y., Damians, I.P. & Bathurst, R.J. (2015). Influence of choice of FLAC and PLAXIS interface models on reinforced soil-structure interactions. *Computers and Geotechnics*, Vol. 65, 164-174.

Ziegler & Zimmers (2003). Neues Bemessungskonzept für die Bemessung der Verankerungslänge von Geogittern.

Yuan, Z. & Chua, K.M. (1991). Analytical model for pullout of soil reinforcement. *Transportation Research Record* 1330.

Ziegler, M. & Timmers, V. (2003). Neues Bemessungskonzept für die Bemessung der Verankerungslänge von Geogittern. 8. Informations- und Vortragstagung über „Kunststoffe in der Geotechnik“, März 2003, München, Sonderheft der Zeitschrift *Geotechnik*.

Ziegler, M. & Timmers, V. (2004a). A new approach to design geogrid reinforcement. 3<sup>rd</sup> European Geosynthetics Conference, EuroGeo3, München.

Ziegler, M. & Timmers, V. (2004b). Bemessung der einaxialen Geogitterbewehrung. *Forschungsforum Secugrid*, Vortrag vom 14.02.2004 (unveröffentlicht).

Ziegler, M. & Timmers, V. (2005a). Zeitabhängiges Tragverhalten geogitterbewehrter Erdkörper – Elemente des Tragverhaltens. 9. Informations- und Vortragstagung über „Kunststoffe in der Geotechnik“, München, Sonderheft der Zeitschrift *Geotechnik*.

Ziegler, M. & Timmers, V. (2005b). Untersuchungen zum Herausziehverhalten. Vortrag vom 16.03.2005 (unveröffentlicht).

Zornberg, J.G. (2002). Peak versus shear strength in geosynthetic-reinforced soil design. *Geosynthetics International*, Vol. 9, 4, 301-318.

Zornberg, J.G., Roodi, G.H. & Ferreira, J.A.Z. (2013). Characterization of soil-geosynthetic interaction under small displacements conditions. 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 18<sup>th</sup> ICSMGE, Paris, Frankreich, 1385-138

## Vorveröffentlichungen

Teilergebnisse aus dieser Arbeit wurden in den im Folgenden aufgelisteten Publikationen vorab veröffentlicht.

Entsprechend § 5 Abs. 3 und 4 der Promotionsordnung der Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch Westfälischen Technischen Hochschule Aachen in der Fassung vom 13.07.2015 geschah dies im Einvernehmen mit dem Betreuer Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler und wurde der Fakultät für Bauingenieurwesen mit Schreiben von 15.03.2016 angezeigt.

Jacobs, F., Ruiken, A. & Ziegler, M. (2012). Großmaßstäbliche Laborversuche zum Verbundwerkstoff „geogitterbewehrter Boden“. 10. Sächsisches Bautextilien-Symposium, BAUTEX 2012 - Bauen mit Geokunststoffen, 26. Jan. 2012, Chemnitz.

Jacobs, F., Ruiken, A. & Ziegler, M. (2012). Investigation of geogrid reinforced soil with large scale “element“ testing. 2<sup>nd</sup> Pan-American Geosynthetics Conference, Geoamericas 2012, 1.-4. Mai 2012, Lima, Peru.

Jacobs, F., Ruiken, A. & Ziegler, M. (2012). Experimental investigation of geogrid reinforced soil under plane strain conditions. 5<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Geosynthetics, Geosynthetics Asia 2012, 13.-15. Dez. 2012, Bangkok, Thailand, S. 823-829.

Jacobs, F. (2013). Investigation of geogrid reinforced soil using biaxial compression tests. 5<sup>th</sup> International Young Geotechnical Engineers' Conference, 5th iYGEC, S. 318-321, ISBN: 978-1-61499-296-7, 978-1-61499-297-4.

Jacobs, F., Wang, Z. & Ziegler, M. (2013). Untersuchungen zur Beanspruchung der Geogitter bei geogitterbewehrten Stützkonstruktionen. 13. Informations- und Vortragstagung über „Kunststoffe in der Geotechnik“, München, März 2013, Sonderheft der Zeitschrift Geotechnik, S. 37-43, ISBN 978-3-943683-18-9.

Jacobs, F., Ziegler, M. & Ruiken, A. (2013). Experimental investigation of the stress-strain behaviour of geogrid reinforced soil. 2<sup>nd</sup> African Regional Conference on Geosynthetics, GeoAfrica 2013, 18.-20. Nov. 2013, Accra, Ghana, ISBN 978-0-9884772-1-6 (CD).

Jacobs, F., Ziegler, M. & Vollmert, L. (2014). Fortschreibung der Bemessung geokunststoffbewehrter Erdkörper – Anforderungen an Prüfungen für ein differenziertes Verbundmodell. 11. Sächsisches Bautextilien-Symposium, BAUTEX 2014 - Bauen mit Geokunststoffen, 30. Jan. 2014, Chemnitz, S. 27-33.

Jacobs, F., Ziegler, M., Vollmert, L. & Ehrenberg, H. (2014). Explicit design of geogrids with a nonlinear interface model. 10<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, 10<sup>th</sup> ICG, 21.-25. Sept. 2014, Berlin.

Jacobs, F., Ziegler, M., Vollmert, L. & Ehrenberg, H. (2015). Interaktionsmodell zur Beschreibung des Herausziehverhaltens von Geogittern. 14. Informations- und Vortragstagung über „Kunststoffe in der Geotechnik“, München, März 2015, Sonderheft der Zeitschrift Geotechnik.

Jacobs, F. & Ziegler, M. (2015). Investigation of global stress-strain and interaction behavior of geogrid reinforced soil with biaxial compression tests. 15<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 15ARC, 9.-11. Nov. 2015, Fukuoka, Japan.

Jacobs, F., Ziegler, M., Vollmert, L. & Ehrenberg, H. (2016). Design of geogrid pullout with a nonlinear interaction model. 3<sup>rd</sup> Pan-American Conference on Geosynthetics, 3<sup>rd</sup> GeoAmericas, 10.-13. Apr. 2016, Miami Beach, USA.

Jacobs, F. (2016). Bemessung der Verankerung von Geogittern. 34. Baugrundtagung, 14.-16. Sep. 2016, Bielefeld.

#### **Berichte zu Forschungsvorhaben (unveröffentlicht) und akzeptierte Beiträge (bisher noch unveröffentlicht)**

Jacobs, F. & Ziegler, M. (2013). Beschreibung des Herausziehverhaltens von Geogittern. *Abschlussbericht*, 11.11.2013.

Jacobs, F. & Ziegler, M. (2014). Beschreibung des Herausziehverhaltens von Geogittern. *Ergänzung zum Abschlussbericht*, 29.07.2014.

Jacobs, F. & Ziegler, M. (2015). Beschreibung des Herausziehverhaltens von Geogittern – Teil 2. *Abschlussbericht*, 06.10.2015.

Jacobs, F. (2016). Interaction model for design of geogrid pullout. 6<sup>th</sup> European Geosynthetics Congress, EuroGeo6, 25.-28. Sep. 2016, Istanbul, Türkei (Beitrag akzeptiert).



## **Anlage**

### **A Zusammenfassung der Gleichungen für vereinfachtes Modell**

**209**



## A Zusammenfassung der Gleichungen für vereinfachtes Modell

Gemäß Kapitel 8.1 ist das ursprüngliche Modell zur Vereinfachung abschnittsweise diskretisiert und in einem Tool des Programms Microsoft Excel umgesetzt worden. Folgende Gleichungen, die darin verwendet werden, sind hier zusammenfassend zusammengetragen. Darin wird zur Bezeichnung eines Abschnitts der Index  $s$  (nach Bild 5.6  $s = 2 - 4$ ) und für einen Verschiebungszustand der Index  $k$  (vgl. Kap. 4.3) gewählt. Die Reibungswinkel sind als Bemessungswerte einzusetzen, sodass der erhaltene Widerstand einem Bemessungswert entspricht. Auf die Kennzeichnung von charakteristischen bzw. Bemessungswerten mit den Indizes  $k$  und  $d$  wird hier verzichtet.

Mittlere Geogitterverschiebung im Abschnitt  $s$  für Verschiebungszustand  $k$ :

$$u_{m,k}^s = u_{m,k}^{s-1} + 1/2 \cdot (\epsilon_{m,k-1}^s \cdot L_s + \epsilon_{m,k-1}^{s-1} \cdot L_{s-1}) \quad [\text{m}] \quad (\text{A.10.1})$$

mit  $L_s =$  Geogitterlänge im Abschnitt  $s$ ,  $\epsilon_{m,k-1}^s =$  mittl. Geogitterdehnung vom vorherigen Verformungszustand.

Kumulierte Geogitterzugkraft:

$$T_k^s = \sum_{s'=4}^s R_{t,k}^{s'} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.2})$$

mit  $R_{t,k}^{s'} =$  vom Geogitter entlang Abschnitt  $s$  übertragene Kraft (Gleit-/Herauszieh Widerstand).

Mittlere Geogitterzugkraft:

$$T_{m,k}^s = 1/2 \cdot (T_k^s + T_k^{s-1}) \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.3})$$

Mittlere Geogitterdehnung:

$$\epsilon_{m,k}^s = f(T_{m,k}^s) \quad [-] \quad (\text{A.10.4})$$

mit  $f(T_{m,k}^s) =$  Kraft-Dehnungsbeziehung des Geogitters in Längsrichtung, z. B. nach Kap. 6.1.1.

### Gleit-/Herauszieh Widerstände

Bei unterliegender Drainagematte ergibt sich der Widerstand auf der Unterseite zu:

$$R_{t,u,k}^s = L_{\text{eff},k}^s \cdot \sigma_{n,m,u,k}^s \cdot \tan \delta_{g,\text{Drain,mob}}(u_{m,k}^s) \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.5})$$

mit  $L_{\text{eff},k}^s$  = effektive Kontaktlänge im Abschnitt  $s$ ,  $\sigma_{n,m,u,k}^s$  = von unten auf das Geogitter wirkende Normalspannung und  $\delta_{g,\text{Drain,mob}}(u_{m,k}^s)$  = Mobilisierungsfunktion für Kontaktreibungswinkel zwischen Geogitter und Drainagematte, z. B. nach Gl. (4.8) bis (4.10).

Ohne unterliegende Drainagematte, sondern mit Kontakt zum Boden:

$$R_{t,u,k}^s = L_{\text{eff},k}^s \cdot \sigma_{n,m,u,k}^s \cdot (\lambda_{\text{md,mob}}(u_{m,k}^s) + \lambda_{\text{xmd,mob}}(u_{m,k}^s)) \cdot \tan \varphi_0(\sigma_{n,m,u,k}^s) \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.6})$$

mit  $\lambda_{\text{md,mob}}(u_{m,k}^s)$  = Mobilisierungsfunktion für Verbundbeiwert für Reibung zwischen Längszuggliedern und Boden, z. B. nach Gl. (4.8) bis (4.10),  $\lambda_{\text{xmd,mob}}(u_{m,k}^s)$  = Mobilisierungsfunktion für Verbundbeiwert für Querszuggliedwiderstand, z. B. nach Gl. (4.15) und  $\varphi_0(\sigma_{n,m,u,k}^s)$  = Bodenreibungswinkel für wirkende Normalspannung, z. B. nach Gl. (3.2), (3.4) oder (3.5).

Widerstand auf der Oberseite:

$$R_{t,o,k}^s = L_s \cdot \sigma_{n,m}^s \cdot (\lambda_{\text{md,mob}}(u_{m,k}^s) + \lambda_{\text{xmd,mob}}(u_{m,k}^s)) \cdot \tan \varphi_0(\sigma_{n,m}^s) \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.7})$$

### Berücksichtigung der Umlenkeffekte

Aufgrund der abschnittswisen Diskretisierung kann für den Fall der Umlenkpressung keine Umlenkstrecke ermittelt werden, weshalb die Annahme zu treffen ist, dass die Umlenkkraft immer in Richtung der Winkelhalbierenden wirkt (für  $j = \text{I, II, III}$ ):

$$\gamma_j^- = \gamma_j^+ = \theta_j/2 \quad [^\circ] \quad (\text{A.10.8})$$

mit  $\gamma_j^-$  bzw.  $\gamma_j^+$  = Neigung der Umlenkkraft zum Geogitter vor und hinter Umlenkung  $j$  und  $\theta_j$  = Öffnungswinkel der Umlenkung  $j$ .

#### Umlenkung I:

Umlenkkraft:

$$U_{\text{I},k} = \sqrt{(T_{k-1}^2)^2 + (T_{k-1}^3)^2 - 2 \cdot T_{k-1}^2 \cdot T_{k-1}^3 \cdot \cos(-\beta_1)} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.9})$$

Spannung von unten auf das Geogitter in Abschnitt 2 infolge der Umlenkkraft  $U_{\text{I},k}$ :

$$\sigma_{n,\text{I},k}^2 = 1/2 \cdot \frac{U_{\text{I},k}}{L_2} \cdot \sin \gamma_1^+ \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{A.10.10})$$

#### Umlenkung II:

Umlenkkraft:

$$U_{\text{II},k} = \sqrt{(T_{k-1}^2)^2 + (T_{k-1}^4)^2 - 2 \cdot T_{k-1}^2 \cdot T_{k-1}^4 \cdot \cos(\beta_3)} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.11})$$

Spannung von unten auf das Geogitter in Abschnitt 2 infolge der Umlenkkraft  $U_{\text{II},k}$ :

$$\sigma_{n,II,k}^2 = 1/2 \cdot \frac{U_{II,k}}{L_2} \cdot \sin \gamma_{II}^- \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{A.10.12})$$

Spannung von unten auf das Geogitter in Abschnitt 3 infolge der Umlenkraft  $U_{II,k}$ :

$$\sigma_{n,II,k}^3 = 1/2 \cdot \frac{U_{II,k}}{L_3} \cdot \sin \gamma_{II}^+ \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{A.10.13})$$

Gesamtspannung von unten auf das Geogitter in Abschnitt 2:

$$\sigma_{n,m,u,k}^2 = \sigma_{n,m,Aufl.}^s + \sigma_{n,I,k}^2 + \sigma_{n,II,k}^2 \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{A.10.14})$$

mit  $\sigma_{n,m,Aufl.}^s$  = Normalspannung resultierend aus der Auflast des Bodens.

Gesamtspannung von unten auf das Geogitter in Abschnitt 3:

$$\sigma_{n,m,u,k}^3 = \sigma_{n,m,Aufl.}^s + \sigma_{n,II,k}^3 \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{A.10.15})$$

### Umlenkung III:

Umlenkraft:

$$U_{III,k} = \sqrt{(T_{k-1}^4)^2 + (T_{m,k-1}^4)^2 - 2 \cdot T_{k-1}^4 \cdot T_{m,k-1}^4 \cdot \cos(-\beta_3)} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.16})$$

Neigung der Umlenkraft zur Vertikalen:

$$\alpha_{III} = \theta_{III} - \gamma_{III}^- - 90^\circ \quad [^\circ] \quad (\text{A.10.17})$$

Vertikaler Anteil der Umlenkraft:

$$U_{v,III,k} = U_{III,k} \cdot \cos \alpha_{III} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.18})$$

Vektorieller Kräftegleichgewicht gemäß Bild 5.5:

$$\underline{U_{III,k}} + \underline{W_{III}}(L_{U,III,k}) + \underline{E_{s,III}^-}(L_{U,III,k}) + \underline{E_{s,III}^+} = \underline{0} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.19})$$

mit  $\underline{W_{III}}(L_{U,III,k})$  = Gewichtskraft des aufliegenden Bodenblocks, abhängig von der Umlenkstrecke  $L_{U,III,k}$  entlang derer das Geogitter gehoben wird,  $\underline{E_{s,III}^-}(L_{U,III,k})$  bzw.  $\underline{E_{s,III}^+}$  = Erddruckkräfte in den Fugen vor bzw. hinter der Umlenkung III.

Iteratives Lösen der Gleichung liefert  $L_{U,III,k}$ , sodass sich für  $s = 3$  und  $4$  die effektive Kontaktlänge des Geogitters zum unterliegenden Boden ergibt:

$$L_{\text{eff},k}^s = L_s - 1/2 \cdot L_{U,III,k} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.20})$$

### Abfrage Gleiten/Herausziehen

Bei Erfüllung folgender Gleichung liegt Herausziehen im Abschnitt 3 und 4 vor, ansonsten Gleiten:

$$G_{\parallel}^3 \geq R_{t,o}^3 + R_{t,o}^4 \cdot \cos \beta_3 \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.21})$$

### Verankerungswiderstand

In folgender Gleichung zur Ermittlung des maximalen Verankerungswiderstands ist für  $s = 3$  und  $4$  im Fall *Herausziehen*  $R_t^s = R_{t,u}^s + R_{t,o}^s$  und  $G_{\parallel}^3 = 0$ , im Fall *Gleiten* ist  $R_t^s = R_{t,u}^s$  und  $G_{\parallel}^3 \neq 0$ :

$$R_{B,GL/HZ}^{\text{vereinf.M.}} = \sum_{s=2}^4 R_t^s + G_{\parallel}^3 - E_{a,\parallel}^s \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{A.10.22})$$

mit  $E_{a,\parallel}^s =$  bewehrungsparalleler Anteil der wirkenden Erddruckkraft auf Abschnitt  $s = 2$  im Fall *Herausziehen* und auf Abschnitt  $s = 4$  im Fall *Gleiten*.

Dieser Bemessungswiderstand kann in Gleichung (8.2) mit dem Modellfaktor  $\gamma_{MF,vereinf.M.}$  zur Abminderung des Widerstands eingesetzt werden, um durch Vergleich mit erf  $R_{B,d}$  aus der Böschung den Nachweis gegen Versagen der Verankerung zu führen.