

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

**Der Einfluß der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das
Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen**

Andreas Bauer

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor- Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. H.J. Bösch

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. L. Wichter, Technische Universität Cottbus

Die Dissertation wurde am 15.04.1997 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 25.06.1997 angenommen.

Vorwort

Die Untersuchung der physikalischen Eigenschaften von Geokunststoffen und deren Anwendungsgebiete bilden seit geraumer Zeit einen Forschungsschwerpunkt am Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München. Die Forschungsarbeiten konzentrieren sich auf das Systemverhalten Boden/ Geotextil und basieren auf experimentellen wie auch rechnerischen Analysen mit dem Ziel, möglichst realitätsnahe Bemessungsgrundlagen zu erarbeiten.

Die spezielle Thematik der vorliegenden Dissertation befaßt sich mit dem Einfluß der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextilien auf das Kraft- Dehnungsverhalten von im Boden eingebetteten Kunststoffbewehrungslagen. Hierzu wurden besondere Versuchsmethoden eingesetzt und numerische Untersuchungen durchgeführt, aufgrund deren Ergebnisse der Einfluß der Verbundwirkung auf das Verformungsverhalten bewehrter Steilböschungen beurteilt werden kann.

Dem Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss danke ich sehr herzlich für die stete Unterstützung und die wissenschaftliche Förderung der Arbeit, für die Übernahme des Hauptreferates und nicht zuletzt für die Bereitschaft, die Arbeit im Rahmen dieser Schriftenreihe zu veröffentlichen.

Bei Herrn Univ.- Prof. Dr.-Ing. L.E. Wichter, dem Ordinarius für Grundbau und Bodenmechanik/ Geotechnik der Brandenburgischen Universität Cottbus, darf ich mich ganz besonders für die Übernahme des Koreferates bedanken.

Allen Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl und Prüfamnt danke ich herzlich für die Anregungen, Diskussionen und Unterstützung. In besonderer Weise gilt dies für Herrn Akad. Direktor Dipl.-Ing. H. Laier und Herrn Akad. Oberrat Dipl.-Ing. G. Bräu, die durch ihr Engagement und ihre Betreuung schon seit meinem Studium Interesse an diesem Fachgebiet weckten und damit zum Gelingen der Arbeit beitrugen.

München im Oktober 1997

Andreas Bauer

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Vorgehensweise	2
2 Literaturüberblick und Grundlagen	3
2.1 Stand der Bemessung von geotextilen Steilböschungen	3
2.2 Eigenschaften von Geotextilien	4
2.2.1 Mechanische Eigenschaften der Polymere	5
2.2.2 Mechanische Eigenschaften von Geotextilien und ihre Bestimmung	7
2.3 Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Böden und ihre Beschreibung	9
2.4 Verbund aus Geotextil und Boden	14
2.4.1 Scherbeanspruchung	14
2.4.2 Zugbeanspruchung	15
2.4.3 Querkraftbeanspruchung	17
2.5 Folgerungen für eigene Untersuchungen	20
3 Untersuchungen zur Zugbeanspruchung von Geotextilien im Boden	22
3.1 Versuchsaufbau	22
3.1.1 Versuche ohne Boden	22
3.1.2 Versuchsaufbau der Versuche im Bodenkontakt	22
3.2 Produktauswahl der Geotextilien	24
3.3 Probenvorbereitung	25
3.4 Bodenkennwerte und Bodenaufbereitung	26
3.5 Bestimmung der Reibungsbeiwerte Geotextil- Boden	28
3.6 Zugversuche mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit	29
3.6.1 Ergebnisse der freigehaltenen Zugversuche	29
3.6.2 Versuchsprogramm der Zugversuche im Boden	30
3.6.3 Ergebnisse der Versuche im Boden	32

3.6.4 Einfluß von Bodenart, Vorschubgeschwindigkeit und Auflast	36
3.6.5 Einfluß der Geotextilart und des Geotextilrohstoffes	39
3.6.6 Einfluß der Dicke bei Vliesstoffen	41
3.7 Versuche mit konstanter Zugkraft (Kriechversuche)	42
3.7.1 Versuchsparameter und Versuchsauswertung	43
3.7.2 Ergebnisse der Versuche ohne Bodeneinbettung	44
3.7.3 Ergebnisse der Versuche im Boden	45
3.7.4 Einfluß des Auslastungsgrades	47
3.7.5 Einfluß der Auflast	47
3.7.6 Einfluß der Bodenart	49
3.7.7 Einfluß des Geotextilrohstoffes	50
3.8 Zusammenfassung und Bewertung der Versuchsergebnisse	50
3.9 Entwicklung eines Materialgesetzes zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Geotextilien im Bodenverbund	52
3.9.1 Näherungen der Versuche mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit	52
3.9.2 Anwendung am Beispiel ME-PES-270 und vergleichende Auswertungen	56
3.9.3 Näherungen der zeitabhängigen Verformungen	59
3.9.4 Auswertungen zu den Näherungen der Langzeitversuche	61
3.10 Anwendungsmöglichkeiten für diese Materialbeziehung	64
4 Untersuchungen zur Querkraftbeanspruchung	65
4.1 Allgemeines	65
4.2 Versuchsaufbau	66
4.2.1 Einfluß der Belastungseinrichtung	68
4.2.2 Meßtechnik	69
4.2.3 Produktauswahl der Geotextilien	70
4.2.4 Untersuchung der Boden- und Verbundeigenschaften	70
4.3 Versuchsergebnisse	73
4.4 Wertung des Querverschiebeversuches	79
4.5 Entwicklung des Verformungsansatzes	80
4.5.1 Geometrie des verformten Systems	80
4.5.2 Kraftübertragung Boden- Geotextil	82

4.5.3 Kraft- Verformungsbeziehung der Geotextilien	83
4.5.4 Anwendung an einem Beispiel	84
5 Grundlagen und Beschreibung des FEM- Programms	85
5.1 Grundlagen der Berechnungen mit FEM	85
5.2 Beschreibung des FEM-Programms	87
5.2.1 Stoffgesetze	87
5.2.2 Viskoplastizität	88
5.2.3 Elementtypen	88
5.2.4 Tension-cut-off	89
5.2.5 Multi- Laminate- Modell	89
5.2.6 Thin- layer- joint- Element	89
5.3 Möglichkeiten der Lastaufbringung	90
5.3.1 Lastfall <i>vorgeschriebene Verformung</i> als weggesteuerte Versuchsdurchführung	90
5.3.2 Lastfälle <i>Eigengewicht und Knotenlasten</i>	90
5.3.3 Lastfall <i>Übernahme von Primärspannungszuständen</i>	90
5.4 Konvergenzverhalten der thin-layer-joint-Elemente	90
5.5 Erweiterungen des FEM- Programmsystemes	91
6 FEM- Berechnungen zum Querverschiebeversuch	94
6.1 Berechnungsannahmen	94
6.2 Ergebnisse der Berechnungen	96
6.2.1 Unbewehrter Versuch	96
6.2.2 Bewehrte Versuche	98
6.2.3 Parameterstudien	102
6.2.4 Bewertung der FEM- Berechnungsergebnisse im Vergleich zu den Meßergebnissen	103
7 Berechnung von Polsterwänden mit der FEM	104
7.1 Berechnungsannahmen	104
7.2 Vergleich der Berechnungen mit Großversuch	105
7.3 Ergebnisse der FEM- Parameterstudie	109
7.4 Folgerungen aus den FEM- Berechnungen	114
8 Erweiterung von Berechnungsansätzen für Polsterwände	116
8.1 Zielsetzung der Erweiterung	116
8.2 Zusammenhang zwischen Wandverformung und Geotextildehnungen	116

8.3 Ermittlung von Geotextilzugkraftverteilung mit Lamellenverfahren	117
8.3.1 Allgemeines zu Lamellenverfahren mit geraden Gleitflächen	117
8.3.2 Ermittlung der Geotextilzugkräfte	118
8.3.3 Einfluß der Neigung der Lamellenzwischenkräfte	120
8.4 Berechnung der Geotextildehnungen und der Wandverformungen an Beispielen	121
9 Zusammenfassung	124
10 Literaturverzeichnis	127
11 Abkürzungen und Formelzeichen	136
12 Anlagen	

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Durch den stetig steigenden Platzbedarf der Bevölkerungsdichte sind die Kosten für den Baugrund bei vielen Bauvorhaben von großer, vielfach von entscheidender Bedeutung. Häufig müssen auch Bauwerke innerhalb vorhandener Bebauung verbunden mit entsprechenden räumlichen Zwängen errichtet werden. Deshalb kamen in den letzten Jahren in allen Bereichen des Bauwesens Verfahren in steigendem Maße zum Einsatz, die den Platzbedarf optimieren.

Großen Platzbedarf haben konventionell errichtete Böschungen im Erd- und Dammbau. Massive Stützkonstruktionen zur Verringerung des Platzbedarfes sind teuer und aus ökologischen und auch ästhetischen Gründen häufig abzulehnen. Flexible und begrünbare Konstruktionen wie bewehrte Steilböschungen gewinnen deshalb an Bedeutung. Schon lange ist bekannt, daß man durch das Einlegen von zugfesten Bauteilen wie zum Beispiel Holz die Festigkeitseigenschaften des Bodens verändern und steile Böschungen errichten kann. Wegen der Verrotungsgefahr werden Holz oder andere Naturprodukte nur unter besonderen Anforderungen und Umgebungsbedingungen eingesetzt. Im Regelfall werden Geokunststoffe als Bewehrung verwendet. Diese werden entweder lagenweise eingebaut oder wie im *texsol*-Verfahren als Faserbewehrung mit dem Boden gemischt. Als Schüttmaterial kommt dabei Sand zum Einsatz, der zusammen mit den eingemischten Kunststoff zu einem faserbewehrten Erdbaustoff wird.

In dieser Untersuchung werden nur vollflächig und lagenweise angeordnete und mit Boden überschüttete Bewehrungen aus Geotextilien (Gewebe, Vliesstoffe) betrachtet, gitterartige Bewehrungen haben ein davon abweichendes Tragverhalten und werden deswegen im folgenden nicht detailliert untersucht. Durch den lagenweisen Aufbau können hohe Steilböschungen errichtet werden. Die Stirnfläche der Böschung kann dabei durch Wandelemente oder durch Umschlagen des Geotextils in die darüberliegende Bewehrungslage verkleidet werden. Wegen des polsterartigen Aussehens bezeichnet man eine auf diese Art aufgebaute Steilböschung als Polsterwand. Die Bewehrungslagen übernehmen dabei die vom Boden selbst nicht aufnehmbare Zugspannung.

Bei der Bemessung geotextilbewehrter Bauwerke wird von Starrkörperbruchmechanismen ausgegangen. Die Geotextilzugkraft wird neben den äußeren Belastungen und den Reaktionskräften des Bodens als zusätzliche Kraftkomponente angesetzt. Zum Aktivieren der für die Standsicherheit des Erdbaues erforderlichen Zugkraft im Geotextil sind Verformungen des Verbundsystems aus Boden und Geotextil nötig. Um jeweils zulässige Verformungen des Bauwerkes nicht zu überschreiten, sollten die Spannungs- Dehnungsbeziehungen von Boden und Geotextil einander angepaßt sein. Diese Anforderung an ein vergleichbares Verformungsverhalten von Boden und Geotextil läßt aufgrund der Ergebnisse bei den in der Textiltechnik üblichen freigehaltenen Zugversuchen ohne Kontakt mit Boden den Schluß zu, daß nur Produkte mit geringen Bruchdehnungen im Zugversuch und damit großen Dehnsteifigkeiten bewehrnde Aufgaben übernehmen könnten. Da Vliesstoffe bedingt durch ihre Herstellungsweise unter freigehaltenen Versuchsbedingungen geringe Dehnsteifigkeiten besitzen, könnten aufgrund dieser Ergebnisse nur Gewebe oder Geogitter als Bewehrung in Erdbauwerken eingesetzt werden. Dem widersprechen Ausführungsbeispiele und Großversuche, in denen auch Vliesstoffe mit Erfolg eingesetzt wurden.

1.2 Zielsetzung

Untersuchungen zeigten, daß der Boden das Verformungsverhalten der Geotextilien verändert, wobei diese Veränderung besonders bei Vliesstoffen ausgeprägt ist. Die Dehnsteifigkeit der Vliesstoffe wird deutlich höher. Aus dem Boden und dem Geotextil wird ein anisotroper Verbundstoff, der Eigenschaften besitzt, die sehr wirtschaftliche Bauweisen ermöglichen würden.

Ziel der Arbeit ist es, das Verbundverhalten des Bodens und des Geotextils sowohl versuchstechnisch als auch analytisch zu untersuchen und so die Grundlage für einen realitätsnahen Bemessungsansatz zu liefern.

1.3 Vorgehensweise

Im Bauwerk treten Beanspruchungen des Verbundmaterials durch Schubkräfte, durch Zugkräfte und durch Querkkräfte auf. Für jede dieser Beanspruchungsarten ist das Trag- und Verformungsverhalten der Einzelbestandteile Boden und Geotextil als auch des Verbundstoffes zu untersuchen. Als besonders wichtig und bisher nur teilweise untersucht erscheint dabei die Zug- und die Querkraftbeanspruchung. Diese Beanspruchungsarten sollen experimentell genauer untersucht werden. Dabei soll besonderes Augenmerk auf die Veränderung geotextiler Kenngrößen durch den Kontakt mit und die Einbettung in den Boden gelegt werden.

Benutzt wird zur Untersuchung des Kraft- Dehnungsverhaltens unter axialer Zugbeanspruchung ein Versuchsaufbau, der einen Zugversuch im Boden unter Auflast ermöglicht. Bei diesen Versuchen sollen sowohl unterschiedliche Bodenarten als auch Geotextilarten zum Einsatz kommen. Es sollen sowohl Bruchfestigkeits- als auch Kriecheigenschaften der Verbundsysteme bestimmt werden. Aus diesen Untersuchungsergebnissen soll ein Materialgesetz zur Beschreibung des Verformungsverhaltens der Geotextilien im Kontakt mit Boden abgeleitet werden, das sowohl als Grundlage für Bemessungen als auch für den Einsatz in numerischen Untersuchungsmethoden wie der Finiten Elemente Methode FEM geeignet ist.

Für die Querkraftbeanspruchung ist ein Versuchsaufbau zu entwerfen, der auf das Verbundsystem eine Beanspruchung aufbringt, die der im Übergangsbereich zwischen dem aktiven, abgleitenden Teil und dem passiven, rückhaltenden Teil einer Polsterwand entspricht. Unter dieser Beanspruchung werden Kraftwirkungen geweckt, die großen Einfluß auf die Traglast von geotextilbewehrten Bodensystemen haben. Die Kraftwirkungen zwischen Boden und Geotextil sind durch aufwendige Meßtechnik und Nachrechnungen mit der FEM genauer zu untersuchen.

Zur weiteren Überprüfung der Untersuchungsergebnisse, der daraus abgeleiteten Materialbeziehungen und der FEM- Modellierung sollen dann Großversuche mit Polsterwänden nachgerechnet werden. Auf der Basis dieser Berechnungen und weiterer Parameterstudien ist es möglich, genauere Kenntnisse über das Trag- und Verformungsverhalten von Polsterwänden zu gewinnen. In einem weiteren Schritt sind dann diese Erkenntnisse auf die derzeit gebräuchlichen Bemessungsansätze zu übertragen und anzuwenden.

2 Literaturüberblick und Grundlagen

2.1 Stand der Bemessung von geotextilen Steilböschungen

Ein Bauverfahren für die Konstruktion von übersteilen Böschungen stellt die Polsterwand dar. Bei Polsterwänden werden Geotextilbahnen lagenweise eingebaut und mit Boden überschüttet. Ein Schema dieser Konstruktionsweisen ist in der Abbildung 2.1-1 dargestellt. Neben der Frontausbildung durch die Geotextillagen selbst werden auch als Frontverkleidung Fertigteilelemente eingesetzt, die durch die Bewehrungslagen verankert werden.

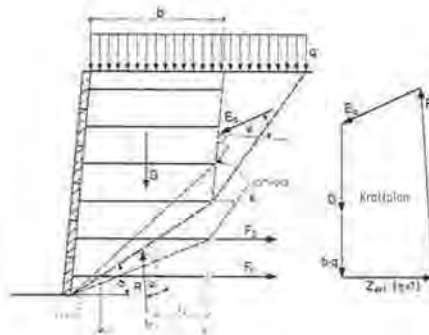


Abbildung 2.1-1: Schema einer Polsterwand mit Nachweis der inneren Standsicherheit [86]

Die Geokunststoffbewehrungen übernehmen dabei durch die Kraftübertragung zwischen Boden und Geokunststoff die vom Boden selbst nicht aufnehmbaren Zugspannungen. Das heißt, die an sich nicht ausreichend standfeste Steilböschung wird durch die Geotextilien ins Gleichgewicht gebracht. Die Standsicherheit der Böschung wird durch zwei getrennt zu führende Nachweise untersucht.

Durch den Nachweis der inneren Standsicherheit wird das Gleichgewicht zwischen dem abrutschenden (aktiven) Bruchkörper unter Berücksichtigung der Geotextilzugkräfte berechnet und mit der zulässigen Geotextilzugkraft verglichen. Bei der Berechnung ist die Bruchgeometrie so oft zu variieren, bis der ungünstigste Bruchmechanismus gefunden wurde. Zusätzlich sind Nachweise über ausreichende Verankerungslängen der Geotextillagen zu führen. In [13, 71, 88] sind Hinweise zu den maßgebenden Bruchflächen gegeben. Versuche ergaben, daß ein Zweikörperbruchmechanismus die Bruchgeometrien mit guter Genauigkeit beschreibt [33]. In diesem Nachweis geht als wesentlicher Parameter die Zugfestigkeit des Geotextils ein.

Neben diesem Nachweis der inneren Standsicherheit sind auch die Nachweise der äußeren Standsicherheit zu führen [13]. Dabei ist u.a. die Berechnung in Anlehnung an DIN 4084 durchzuführen. Durch diese Berechnung wird nachgewiesen, daß der bewehrte Erdkörper nicht als Block auf Gleitflächen abrutschen kann. Bei diesem Nachweis wird ein Schnitt um den bewehrten Bodenkörper geführt. Als Belastung wirkt auf diesen freigeschnittenen Bodenkörper ein aktiver Gleitkeil, der vom bewehrten Bodenkörper gestützt wird. Häufig sind gerade Gleitflächen auf den Bewehrungslagen maßgebend. Durch diesen Nachweis wird zu- meist die Gesamtlänge des bewehrten Erdkörpers bestimmt, die Zugfestigkeit des eingesetz-

ten Geotextils ist bei diesem Nachweis von untergeordneter Bedeutung. In [71] wird als Regelwert ein Verhältnis der Länge zur Höhe des bewehrten Erdkörpers von 0.7 angegeben. Diese Bruchgeometrie hat zur Folge, daß eine geringere Böschungsneigung die äußere Standsicherheit negativ beeinflusst. In der Abbildung 2.1-2 wird der Zusammenhang zwischen äußerer Standsicherheit und Böschungsneigung für verschiedene Bodenreibungswinkel ϕ am Beispiel einer 5m hohen Polsterwand (Bewehrungslänge 3m) dargestellt.

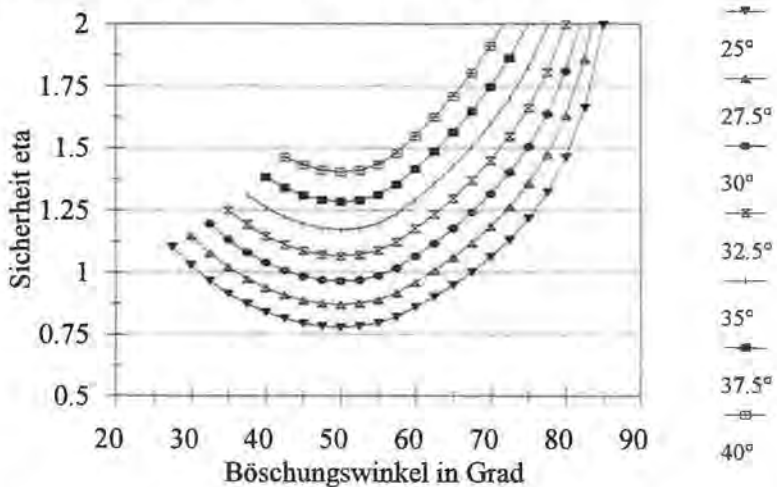


Abbildung 2.1-2: äußere Standsicherheit einer 5 m hohen Polsterwand für verschiedene Böschungswinkel β

2.2 Eigenschaften von Geotextilien

Neben der Anwendungsmöglichkeit des Trennens, des Filterns und der Dränung können Geokunststoffe auch als Bewehrung in Erdbauwerken eingesetzt werden. Für Bewehrungsaufgaben geeignete Kunststoffprodukte sind vor allem Geotextilien und Geogitter. Durch unterschiedliche Herstellungsverfahren ist eine Vielzahl von gewebten, gitterartigen Produkten oder Verbundstoffen erhältlich. Deren mechanisches Verhalten ist sehr stark von der Herstellung abhängig und kann somit nur produktspezifisch untersucht werden. Eine Verallgemeinerung oder Übertragung der Ergebnisse auf andere Produkte ist nicht oder nur schwer möglich. Es wurde deswegen der Schwerpunkt der Untersuchungen auf Vliesstoffe und Gewebe gelegt, bei denen eine Übertragung der Untersuchungsergebnisse auf andere Produkte möglich erschien.

"Vliesstoffe entstehen durch die Verfestigung von Vliesen aus flächenhaft aufeinander abgelegten Filamenten oder 3 bis 5cm langen Spinnfasern. Die Verfestigung kann mechanisch (z.B. durch Vernadeln oder Vernähen) und/oder adhäsiv (z. B. durch Bindemittel) bzw. kohäsiv (z.B. durch thermische Einwirkung) sein." [88]

Diese Art der Herstellung führt wegen der regellosen Anordnung der Fasern oder Filamente und deren Verfestigung zu großer Dehnbarkeit, da sich beim Zugversuch erst die Fasern in Richtung der Zugbeanspruchung orientieren müssen. Die Fasern werden folglich nicht gleichmäßig angespannt, das Kraft- Dehnungsverhalten der Vliesstoffe ist vom Kraft- Deh-

nungsverhalten der Einzelfaser deutlich verschieden. Die Bruchdehnungen liegen zwischen 40% bei den steiferen thermisch verfestigten und teilweise mehr als 100% bei mechanisch verfestigten Vliesstoffen [5].

"Gewebe bestehen aus sich rechtwinklig kreuzenden Fadensystemen (Garnen). Sie unterscheiden sich durch die Art der Garne (Spinnfasergarne, Multifilamentgarne, Zwirne, Monofilamente, Folienbündchen und Spleißgarne) und ihre Verwebung - auch Bindung genannt -, ..., sowie die Anzahl der Fäden je Längeneinheit".[88]

Gewebe haben deswegen nur geringe Konstruktionsdehnung, die Fäden werden gleichmäßig und sofort angespannt. Das Kraft- Dehnungsverhalten der Gewebe ist vom Kraft- Dehnungsverhalten der verwendeten Einzelfasern kaum verschieden. Die Bruchdehnungen der Gewebe liegen im Bereich zwischen 10% und 20% und damit in der Größenordnung der Bruchdehnungen der Einzelfasern. Wegen dieser im Vergleich zu Vliesstoffen deutlich höheren Dehnsteifigkeit der Gewebe wird häufig nur Geweben eine bewehrende Wirkung zugeordnet.

2.2.1 Mechanische Eigenschaften der Polymere

Geotextilien bestehen zumeist aus synthetisch hergestellten Polymeren wie Polyamid PA, Polyester PES (teilweise auch PETP genannt), Polyacrylnitril PAC und den Polyolefinen Polyethylen PE und Polypropylen PP. Am häufigsten werden PES, PP und PE verwendet. In der Tabelle 2.1-1 sind die wichtigsten Merkmale und Daten zusammengestellt.

	Polyamid		Polyester	Polypropylen	Polyethylen	
	PA6	PA6.6	PETP/PES	PP	LDPE	HDPE
spez. Gewicht [kN/m ³]	11.4	11.4	13.8	9.1	9.2-9.3	9.4-9.6
kristall. Anteil [%]	<60	<60	30-40	60-70	40-55	60-80
Übergangstemp. in den glasartigen Zustand [°C]	30-60	30-60	75	-15	-100	-100
Schmelztemperatur [°C]	215-220	250	250-260	160-165	110-120	125-135
Zugfestigkeit [N/mm ²]	700-900	700-900	800-1200	400-600	80-250	350-600
Bruchdehnung [%]	18-25	15-28	8-15	10-40	20-80	10-45

Tabelle 2.1-1: Zusammenstellung der wichtigsten Merkmale der Polymere [71, 80]

Von besonderer Bedeutung für die Verformungseigenschaften ist der Anteil an kristallinen bzw. amorphen Molekülen, da die kristallinen Anteile relativ dünn sind und sich wegen der geringen molekularen Bindungskraften leicht gegeneinander verschieben lassen. Da die Polymere PE und PP einen relativ hohen Anteil von ca. 60% - 80% an kristallinen Molekülen haben, ist dieser Einfluß der Verschieblichkeit in ihrem Dehnungsverhalten erkennbar. Die Bruchdehnung ist gegenüber PES und PA, die einen kristallinen Anteil von nur ca. 30% bis 40% besitzen, größer und die Zugfestigkeit geringer. Die Abbildung 2.2-1 zeigt vereinfachte Modelle der Molekularstruktur von PE, PP und PES.

McGOWN [56] untersuchte den Einfluß der Probenbreite auf das Kraft- Dehnungsverhalten bei Vliesstoffen. Er variierte die Breite von 10cm bis zu 50cm bei einer Probenlänge von 10cm. Dabei zeigte sich, daß der Einfluß der Einschnürung mit zunehmender Breite abnimmt, die Dehnsteifigkeit wird höher. Unter anderem führten die Ergebnisse verschiedener Untersuchungen [z.B. 50; 51; 59] zur Entwicklung des breiten Streifenzugversuches mit einer Probenbreite von 20cm und einer Probenlänge von 10cm. Diese Probengeometrie hat sich für Vliesstoffe als sinnvoll und praxisgerecht erwiesen.

Der breite Streifenzugversuch wurde in ISO 10319 zum Standardversuch sowohl für Vliesstoffe als auch für Gewebe und Gitter. In dieser Norm sind sowohl Kompressions- als auch Capstanklemmen zulässig. Es ist bekannt, daß die Klemmung die Versuchsergebnisse insbesondere bei hochzugfesten Geweben beeinflusst. Werden bei diesen hochzugfesten Geweben Kompressionsklemmen eingesetzt, treten im Übergangsbereich zwischen Klemme und freier Probenlänge hohe Randspannungen auf, die Klemmbrüche verursachen. Bei diesen Produkten ist der Einsatz von Capstanklemmen (Rollenklemmen) zu bevorzugen, da so die hohen Randspannungen vermieden werden können. Eine geringere Probenbreite als 20cm wäre bei Geweben zur Reduzierung dieser Probleme sinnvoll. Bei der Untersuchung von hochzugfesten Multifilamentgeweben tritt außerdem ein Widerspruch zwischen den Einbaubedingungen auf der Baustelle und den hohen Anforderungen an die Versuchstechnik auf: Schon geringfügige Lageabweichungen der einzelnen Fäden aus der Zugrichtung führen beim Zugversuch zu einseitig beginnenden Brüchen mit deutlich niedrigeren Zugfestigkeiten. Zusätzliche mechanische Beanspruchung durch Kontaktstellen des Gewebes auf dem Capstan führen zu hohen örtlichen Spannungsspitzen und vorzeitigen Brüchen. Diese Empfindlichkeit zeigte sich auch bei den Zugversuchen mit dem Multifilamentgewebe im Boden, bei denen im Kontakt mit Boden niedrigere Zugfestigkeiten als ohne Boden ermittelt wurden.

Die Abbildung 2.2-4 zeigt typische Bereiche von Kraft- Dehnungskurven verschiedener Vliesstoffe und Gewebe. Die Produkte hatten alle eine Flächenmasse von ca. 200g/m².

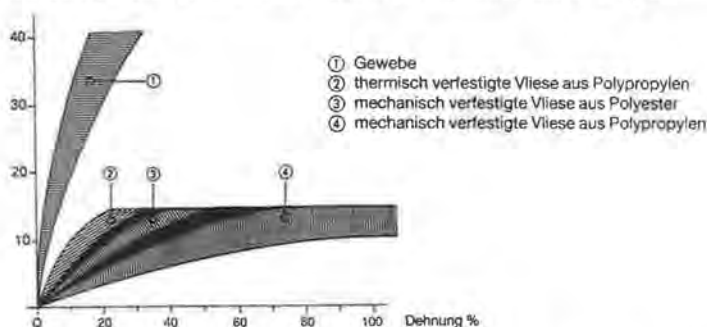


Abbildung 2.2-4: typische Kraft- Dehnungsverläufe von Geotextilien mit einer Flächenmasse von ca. 200g/m² [71]

Aus dem Diagramm ist deutlich die geringere Dehnsteifigkeit der Vliesstoffe im Vergleich zu den Geweben ablesbar. Die höhere Maximalfestigkeit der Gewebe bei gleichem Rohstoffeinsatz wird zum einen verursacht durch das gleichmäßige Anspannen der Fasern und somit durch einen günstigeren Bruchverlauf, zum anderen ist sie auf die zumeist ausgeprägten anisotropen Festigkeitseigenschaften zurückzuführen.

Bei gleicher Ausnutzung der Maximalfestigkeit und gleichen Rohstoffeigenschaften ist das Kriechverhalten von Geweben und Vliesstoffen ähnlich. Dies zeigt die Abbildung 2.2-5, in der die Kriechverformungen von verschiedenen Geweben und Vliesstoffen bei einer Dauerlast von 25% der Zugfestigkeit dargestellt ist.

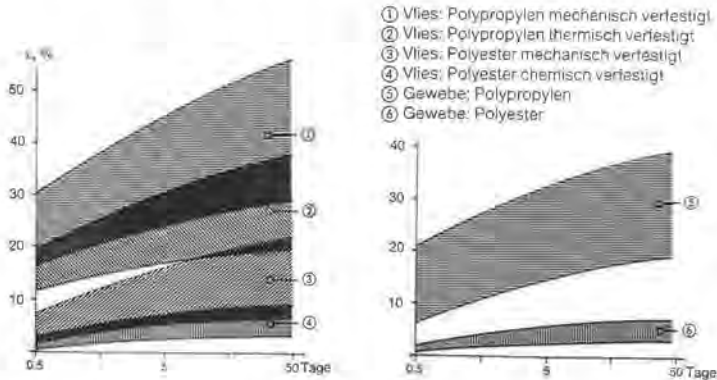


Abbildung 2.2-5: Kriechdehnung verschiedener Geotextilien bei einer Dauerlast von 25% der Zugfestigkeit [71]

Auch bei den Kriechverformungen der Geotextilien sind die physikalischen Eigenschaften der verwendeten Polymere gegenüber mechanischen Beanspruchungen entscheidend. Aufgrund der Untersuchungen ohne Bodenkontakt gelten auch hier in etwa wieder die für die Polymere ermittelten zulässigen Dauerzugbeanspruchungen.

2.3 Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Böden und ihre Beschreibung

Bei Böden im Sinne der Bodenmechanik handelt es sich um Lockergesteine, die weitgehend durch physikalische oder chemische Verwitterung aus Festgesteinen entstanden sind. Sie bestehen aus den Bodenteilchen (Feststoff), und dem mit Luft und Wasser gefüllten Porenraum. Das mechanische und hydraulische Verhalten dieses Dreiphasensystems wird durch die Größe und Form der Bodenteilchen, den mechanischen Eigenschaften des Feststoffes und die volumenmäßigen Anteile von Luft und Wasser geprägt (Porenraum).

Die Größe und die Form der Bodenteilchen bestimmen in besonderem Maß die Eigenschaften der Böden und führen zur Unterscheidung in die einzelnen Bodenarten. In der Regel sind die Bodenteilchen grobkörniger Böden kugelig oder kubisch geformt und führen bei Kiesen und Sanden zu einer Einzelkornstruktur. Dabei ist die spezifische Oberfläche der Bodenteilchen vergleichsweise klein, die Bodenteilchen haben untereinander nur wenige Berührungspunkte. Die Kräfte zwischen den Körnern sind überwiegend auf Reibung zurückzuführen. Bei diesen Böden spricht man von "rollig" oder "nichtbindig". Je feiner die Bodenteilchen werden, um so mehr herrschen blättrige Strukturen mit sehr großer spezifischer Oberfläche vor. Die kristallinen Strukturen der Tonminerale haben infolge der großen Oberflächen molekulare Bindewirkungen, bei feinkörnigen Böden sind die Reibungsanteile bei den Kraftwirkungen zwischen den Bodenteilchen weniger dominierend. Wegen der plastischen Verformbarkeit werden diese Böden "bindig" genannt. Bei gemischtkörnigen Böden aus bindigen und nichtbindigen Bo-

denanteilen ist das Verhalten des Bodens davon abhängig, ob das Grobkorn im Feinkorn eine Einzelkornstruktur aufbauen kann oder nicht [61]. Diese Eigenschaft ist nicht oder nur schwierig aus der Verteilung der Korngrößen abzulesen.

Da die mechanischen Eigenschaften von Tonen sehr stark von den Tonmineralen, dem Vorbelastungszustand und dem Einfluß des Wasser abhängen und die Tone ein sehr komplexes, schwierig zu beurteilendes Verhalten aufweisen, wird diese Bodenart bei der Untersuchung des Verbundverhaltens von Boden und Geotextilien hier nicht herangezogen. Für die Untersuchungen des Verbundverhaltens werden nur Böden verwendet, deren Verhalten vergleichsweise einfach zu untersuchen und zu beschreiben ist. Diese Beschränkung geschieht auch im Hinblick auf baupraktische Anforderungen an die Eigenschaften der Böden als Schüttmaterial. Der Einsatz von Tonen oder gemischtkörnigen Böden mit hohem Tonanteil wird auf besondere Anwendungen beschränkt bleiben, die dann im Einzelfall gezielt zu untersuchen sind.

Das Zusammendrückungsverhalten der Böden wird im Labor meist im Kompressionsversuch ermittelt, kann aber auch im Einaxial- oder Triaxialversuch mit unterschiedlichen Probenabmessungen bestimmt werden. Da die Versuche unterschiedliche Randbedingungen aufweisen, sind auch die Versuchsergebnisse unterschiedlich. Die jeweiligen Versuchsergebnisse können über elastische Berechnungsansätze [z.B. 37, 40] unter Berücksichtigung der zugehörigen Randbedingungen umgerechnet werden.

Im klassischen Kompressionsversuch wird die Bodenprobe in einen starren Ring eingebaut, die Querdehnung ist behindert. Unter diesem ödometrischen Spannungszustand wird der Steifemodul E_s ermittelt. Die Größe von E_s hängt von der Lagerungsdichte bzw. Konsistenz der Bodenproben, der Vorbelastung und dem Spannungszustand ab. Die Abbildung 2.3-1 zeigt einen für nichtbindige Böden typischen Verlauf der Druck- Setzungskurve. Bei der Setzungsberechnung eines Bauwerks ist zur zutreffenden Erfassung der Bodensteifigkeit zu unterscheiden, ob der Spannungszustand unterhalb der geologischen Vorbelastung, im Erst- oder Wiederbelastungsast liegt.

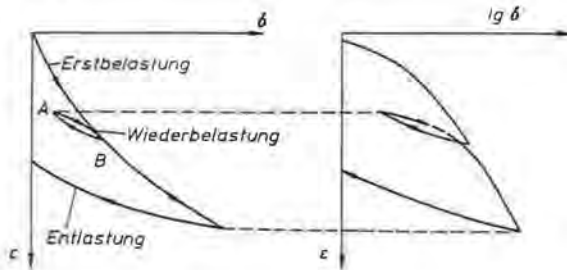


Abbildung 2.3-1: Druck- Setzungskurve eines Sandes ermittelt im Kompressionsversuch

Im Feld wird das Zusammendrückungsverhalten durch Belastungsversuche bestimmt. Besondere Bedeutung im Erdbau hat dabei der Lastplattenversuch und die daraus ermittelten Verformungsmoduln E_{v1} und E_{v2} . Bei Feldversuchen sind die Randbedingungen schwieriger zu erfassen, eine Umrechnung der Versuchsergebnisse mit elastischen Ansätzen kann nur näherungsweise erfolgen.

Die zeitliche Abhängigkeit des Zusammendrückungsverhaltens ist unter statischer Last bei Kiesen und Sanden in der Regel gering. Bei bindigen Böden ist das Zusammendrückungsver-

halten von der Zeit abhängig und setzt sich aus verschiedenen Verformungsanteilen zusammen. Die Sofortsetzung tritt überwiegend durch Reduzierung des Luftporenanteils unmittelbar nach Lastaufbringung auf. Die Primärsetzung wird durch das Porenwasser, der Bodendurchlässigkeit und den Entwässerungsbedingungen beeinflusst. Dieser Verformungsanteil wird auch Konsolidation genannt und kann durch theoretische Rechenmodelle (z.B. Konsolidationstheorie von Terzaghi) beschrieben werden. Die Konsolidierung hat neben dem großen Einfluß auf das Setzungsverhalten auch besondere Bedeutung auf die Entwicklung der Scherfestigkeit des Bodens. Sekundäre Setzungsanteile entstehen bei fast vollständig konsolidierten Böden durch Umlagerung von Bodenteilchen und durch plastisches Fließen des Bodens.

Bei der Untersuchung der Scherfestigkeit von Böden werden zwei Prinzipien angewandt, die Vorgabe einer Bruchfläche (Rahmenscherversuch, Drehflügelsondierung) oder die Veränderung der Hauptspannungen bei freier Ausbildung der Bruchfläche (Einaxial-, Biaxial-, Triaxialversuch).

Bei rolligen Böden ist der Scherwiderstand direkt abhängig von der Auflast und dem Winkel der inneren Reibung (kurz: Reibungswinkel ϕ). Auflastunabhängige Scherwiderstände sind gering oder auf Kapillarkräfte zurückzuführen, die wegen ihrer unsicheren Wirkung in Stand sicherheitsberechnungen nicht angesetzt werden. Der Reibungswinkel wird beeinflusst von der Kornform, Korngröße, Korngrößenverteilung und besonders von der Lagerungsdichte. Eine dichte Lagerung führt wegen der Verzahnung der Einzelkörner zu besonders hohen Scherwiderständen, die Ausbildung einer Scherfläche ist nur durch Volumenzunahme (Dilatanz) möglich. Locker gelagerte Böden zeigen kein ausgeprägtes Scherwiderstandsmaximum, bei großen Verschiebungen gleichen sich die Scherwiderstände von dicht und locker gelagerten Böden an. Diese wird als Restscherfestigkeit τ , bezeichnet, der Boden hat dann die sogenannte kritische Dichte oder wie dargestellt die kritische Porenzahl. Die Abbildung 2.3-2 zeigt Verschiebungs- Scherspannungsverläufe und die zugehörigen Volumenveränderungen von locker (2) und dicht (1) gelagertem Sand.

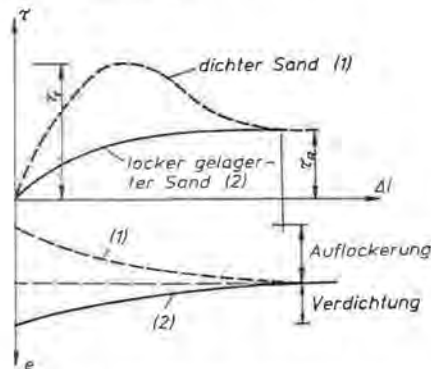


Abbildung 2.3-2: Verhalten von locker (2) und dicht (1) gelagertem Sand beim Scherversuch

Bindige Böden besitzen neben Reibungsanteilen auch einen für den Untersuchungszeitpunkt auflastunabhängigen Scherwiderstand, die Kohäsion c . Der Scherwiderstand bindiger Böden ist u.a. von der Belastungsgeschwindigkeit und von den Drainagebedingungen abhängig. Für die Untersuchung stehen deswegen verschiedene Versuchstechniken insbesondere im Tri-

xialgerät zur Verfügung. Die richtige Zuordnung von Versuchsergebnissen und Belastungssituation ist bei Standsicherheitsuntersuchungen von entscheidender Bedeutung.

Um Verformungen oder Bruchzustände im Boden ermitteln zu können, ist die genaue Beschreibung des Spannungszustandes notwendig. Dazu sind für jedes Bodenelement mit drei Bezugsflächen und je drei Spannungskomponenten, insgesamt also neun Spannungangaben notwendig. Es wird deswegen auf tensorielle Darstellungen zurückgegriffen. Der Spannungstensor ist ein Tensor zweiter Ordnung, eine sogenannte Dyade [52]. Er kann zur weiteren Beurteilung der Werkstoffbeanspruchung in Invarianten unterteilt werden. Die Invarianten ermöglichen eine Aufteilung des Spannungstensors und so die Ermittlung hydrostatischer und deviatorischer Anteile.

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij(0)} + \sigma_M$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_{11} - \delta & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - \delta & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - \delta \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \delta & 0 & 0 \\ 0 & \delta & 0 \\ 0 & 0 & \delta \end{pmatrix} \quad (2.3-1)$$

Auf eine vollständige Darstellung der Invarianten wird hier verzichtet und z.B. auf [52] oder [23] verwiesen. Zur Beschreibung des Spannungszustandes im Raum genügen zwei Invarianten, die 1. Invariante J_{1S} des Spannungstensors σ_{ij} und die 2. Invariante $J_{2S(0)}$ des Spannungstensors $\sigma_{ij(0)}$ [34].

$$J_{1S} = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3\sigma_{OCT} \quad (2.3-2)$$

$$J_{2S(0)} = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2] \quad (2.3-3)$$

$$\tau_{OCT} = \sqrt{\frac{2}{3} J_{2S(0)}} \quad (2.3-4)$$

Für einen gegebenen Spannungszustand A liegt σ_{OCT} auf der Raumdiagonalen $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ und τ_{OCT} beschreibt den Abstand zu A.

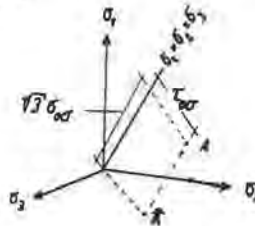


Abbildung 2.3-3: räumliche Darstellung eines Spannungszustandes A durch σ_{OCT} und τ_{OCT}

Ebenen senkrecht zur Raumdiagonalen werden als Deviatorebenen bezeichnet. Beliebige Spannungszustände sind nicht möglich, die Scherfestigkeit des Bodens stellt eine Grenze dar. Deswegen ist es notwendig, die Grenz- oder Bruchbedingung der Scherfestigkeit zu formulieren und dann mit dem Spannungszustand zu vergleichen. Am häufigsten angewandt wird die Grenzbedingung nach Mohr- Coulomb. In der Abbildung 2.3-4 ist diese Grenzbedingung in den Spannungsraum eingezeichnet.

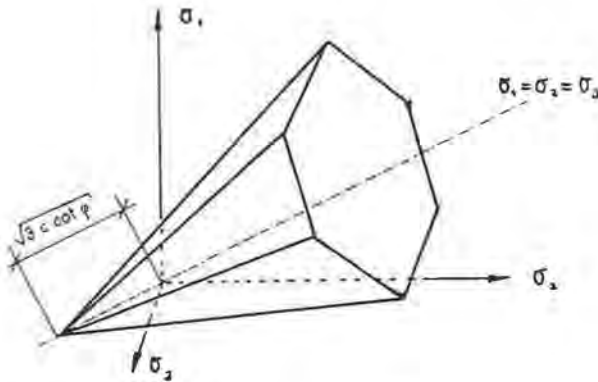


Abbildung 2.3-4: Grenzbedingung nach Mohr- Coulomb

Spannungszustände innerhalb des Kegels sind möglich, Spannungszustände außerhalb sind nicht möglich, die Scherfestigkeit des Bodens ist dann überschritten. Die Grenze des elastischen vom plastischen Zustand beschreibt die Fließbedingung. Die Fließbedingung nach Mohr- Coulomb lautet:

$$F(\sigma) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\sin \varphi - c \cos \varphi \quad (2.3-5)$$

Ist $F > 0$, treten plastische Verformungen auf. Die Fließregel bestimmt die plastischen Verformungsanteile, wobei die Verformungen nur in der Richtung und nicht in der Größe beschrieben werden [34]. Neben dem auf der Bruchbedingung nach Mohr- Coulomb basierenden Stoffgesetz gibt es noch eine Vielzahl nichtlinear- elastischer oder elastoplastischer Stoffgesetze, auf die im Zusammenhang mit der Vorgehensweise bei diesem Thema nicht näher eingegangen wird [z.B. 11, 22, 60, 92]

Liegt ein ebener Verformungszustand vor, d.h. $\epsilon_z = 0$, wird der Rechenaufwand deutlich reduziert, da die mittlere Hauptspannung σ_2 keinen Einfluß auf das Bruchverhalten mehr hat. Ein ebener Verformungszustand wird in den meisten erdstatischen Berechnungsverfahren angesetzt. Er liegt z.B. im Rahmenschervergüt quer zu Vorschubrichtung vor, da der starre Rahmen Verformungen in dieser Richtung verhindert. Ebene Verformungszustände können auch näherungsweise durch die Überlagerung großflächiger Kraftwirkungen erreicht werden. Der Spannungszustand kann dann in einer Ebene durch Mohr'sche Spannungskreise dargestellt werden. Die Invarianten beschreiben Kreismittelpunkt und Radius, die Grenzbedingung ist eine Geradengleichung. Diese Darstellungsweise bietet den großen Vorteil der Anschaulichkeit und wird in der Bodenmechanik häufig benutzt.

Neben den zeitabhängigen Verformungen infolge Konsolidierungsvorgängen treten auch Verformungen unter konstanter Last auf, die nicht auf Konsolidation zurückzuführen sind. Bei diesen Verformungen spricht man von Kriechverformungen [77]. Die möglichen Einflüsse dynamischer oder wechselnder Beanspruchung auf Kriechverformungen werden hier nicht betrachtet. Durch langandauernde Bewegungen kann die Nutzung oder die Standsicherheit von Bauwerken gefährdet sein. [36]. Aus diesem Grund wurden umfangreiche Forschungen über die Kriecheigenschaften der Böden durchgeführt. [z.B. 49, 64, 68, 81, 82, 83]. Bei diesen Forschungen, die teilweise auch die physikalisch- chemischen Einflüsse berücksichtigt

haben, wurden Abhängigkeiten der Kriechverformung von der Druck- und besonders von der Schubbeanspruchung festgestellt. Die erste Spannungsinvariante verursacht bei den hier betrachteten Böden relativ geringe Kriechverformungen. Die deviatorische Spannungsinvariante hat sehr großen Einfluß auf die Kriechverformungen, wobei hier bei Annäherung an die Grenzbedingung die Kriechverformungen stark zunehmen. Bei geringen Schubspannungen und sehr großem Abstand zur Grenzbedingung sind die Kriechverformungen gering [81].

Von besonderer Bedeutung für die Kriecheigenschaften der Böden ist die Art der Kraftübertragung. Werden die Kräfte über Reibungskräfte zwischen den Körnern übertragen, sind die Kriechverformungen gering. Werden die Kräfte über die molekularen Wirkungen der Kohäsion übertragen, sind die Kriechverformungen groß. Auf die verschiedenen Bodenarten übertragen bedeutet dies für nichtbindige Böden eine geringe Kriechneigung. Mit steigender Plastizität nimmt die Kriechneigung zu [82]. Bei Kiesen, Sanden und Kies-Sandgemengen sind die zeitabhängigen Verformungen vernachlässigbar, bei Tonen sind die zeitabhängigen Verformungen groß. Bei Schluffen wurde festgestellt, daß der Scherfestigkeitsverlust durch das Kriechen gering ist [68] und in der Praxis kein Kriechen des Schluffes festgestellt werden kann [49].

2.4 Verbund aus Geotextil und Boden

In Erdbauwerken werden Geotextil und Boden eingebaut, die beiden Einzelkomponenten gehen einen Verbund miteinander ein. Es erscheint deshalb wichtig, nicht die geotextilen und bodenmechanischen Kennwerte getrennt voneinander zu ermitteln und in Bemessungen anzusetzen, sondern das System Boden-Geotextil mit seiner Verbundwirkung zu untersuchen. Dabei ergeben sich je nach Situation im Bauwerk unterschiedliche Beanspruchungsarten, die getrennt zu betrachten sind.

2.4.1 Scherbeanspruchung

Eine besondere Beanspruchungsart des Verbundes aus Geotextil und Boden ist die Scherbeanspruchung, bei der der Boden durch äußere Kräfte (z.B. Erddruck) gegenüber dem Geotextil verschoben wird. Durch Schubspannungen zwischen Boden und Geotextil werden Kräfte in das Geotextil übertragen. Es werden so Zugkräfte im Geotextil induziert, die der Bewegung entgegenwirken. Die Größe der Schubspannungen werden von den Schereigenschaften des Bodens selbst und von der Verbundrauigkeit des Geotextils beeinflusst. Zur Untersuchung der Kraftübertragung wurde der direkte Scherversuch herangezogen, bei dem ein Geotextil auf einer starren Unterlage fixiert wird und mit Hilfe eines geführten Scherkastens die Bodenprobe auf dem Geotextil abgeschert wird. In Anlehnung an die bodenmechanischen Scherversuche werden verschiedene Auflasten auf die Bodenprobe aufgebracht und aus der gemessenen Zugkraft ein Verbundreibungswinkel δ und eine Adhäsion a bestimmt. GRETT [28] hat mit diesem Versuchsaufbau verschiedene Geotextilien und unterschiedliche Bodenarten untersucht. Es zeigte sich, daß bei nichtbindigen Böden Verbundreibungswinkel von ca. 80% bis 100% des Bodenreibungswinkels erreicht wurden, in bindigen Böden reduzierte sich der Verbundreibungswinkel auf ca. 60% des Bodenreibungswinkels. Der Verbund zwischen Boden und Vliesstoff war generell besser als bei Geweben, da sich in die mechanisch verfestigten Vliesstoffe Bodenteilchen besser einlagern konnten und so eine größere Oberflächenrauigkeit verursacht wird.

Im Herausziehversuch wird die Geotextilprobe zwischen zwei Bodenproben eingebaut und durch eine Zugkraft beansprucht. Durch Schubspannungen zwischen Boden und Geotextil wird die Zugkraft in den Boden übertragen und das Geotextil verankert. Dies ist vergleichbar

mit der Beanspruchung im rückhaltenden Teil einer Polsterwand, mit diesem Versuchsaufbau kann die Verankerungslänge des Geotextils bestimmt werden.

Für die Praxis von großer Bedeutung erscheint der Hinweis in [28], daß man wegen des großen Einflusses der Bodeneigenschaften und der Bodenaufbereitung auf das Verbundverhalten für jede Baumaßnahme unter Berücksichtigung der dort vorgegebenen Bedingungen und Boden-Geotextilkombinationen die Verbundschereigenschaften in Versuchen neu ermitteln soll. Indexversuche mit genormten Böden (z.B. Normensand) können nur zum Vergleichen der geotextilen Eigenschaften dienen, eine Übertragung der Versuchsergebnisse auf andere Bodenarten ist problematisch.

2.4.2 Zugbeanspruchung

Durch den Boden und insbesondere die Bodenauflast verändern Geotextilien je nach Herstellungsart ihr Kraft-Dehnungsverhalten. Diese Veränderung im Dehnungsverhalten untersuchte McGOWN [55, 56] in dem von ihm vorgestellten *in-soil-test*. Dieser Versuchsaufbau ist weitgehend identisch mit dem Versuchsaufbau, der bei den in diesem Bericht vorgestellten Versuchen benutzt wurde. Dieser Versuchsaufbau ermöglicht eine Untersuchung der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Geotextilien im Kontakt mit Boden unter Auflast.

McGOWN untersuchte den Einfluß des Bodens und der Normalspannung auf die Kurzzeitfestigkeit der Geotextilproben. Die Normalspannung simuliert dabei die Bodenauflast und somit die Überlagerungshöhe im Bauwerk. Bei allen Versuchen wurde ein trockener Sand eingesetzt. Drei unterschiedliche Normalspannungen ("confining stress") wurden im Bereich von 10kPa bis 100kPa ausgewählt und die Ergebnisse mit Versuchen ohne Bodenkontakt verglichen. Die Versuche wurden mit zwei Geweben und zwei Vliesstoffen durchgeführt. Ein Vliesstoff war mechanisch, der andere thermisch verfestigt.

Der Einfluß des Bodens und der Normalspannung auf das Verhalten der beiden Gewebe war relativ gering, die Zugkraft-Dehnungsverläufe mit und ohne Boden waren sehr ähnlich. Festgestellt wurde nur ein sehr geringer Anstieg der Kurzzeitfestigkeit durch den Bodenkontakt.

Deutliche Veränderungen hingegen traten bei den beiden Vliesstoffen auf. Beim thermisch verfestigten Produkt stellte sich eine Erhöhung der Kurzzeitfestigkeit bei den Versuchen mit Bodenkontakt ein. Positiv war auch der Einfluß auf den Dehnungsverlauf. Die Steifigkeiten waren bei gleicher Zugkraft im Kontakt mit Boden höher als ohne Boden. Insbesondere war die Anfangssteifigkeit im Bereich bis ca. 5% Dehnung deutlich verbessert. Nur geringen Einfluß hatte die Größe der Normalspannung auf die Versuchsergebnisse.

Eine sehr viel ausgeprägtere Abhängigkeit des Kraft-Dehnungsverhaltens von der Normalspannung zeigte sich beim mechanisch verfestigten Vliesstoff. Bei der niedrigsten Spannung von 10kPa wurde zwar eine Erhöhung der Kurzzeitfestigkeit und ein im Vergleich zum Versuch ohne Boden steiferes Verhalten festgestellt, bei den Normalspannungen 55kPa bzw. 100kPa waren die Unterschiede jedoch sehr viel deutlicher vorhanden. Eine Erhöhung der Kurzzeitfestigkeit um bis zu 70% wurde gegenüber dem freigehaltenen Versuch ermittelt.

In der von McGOWN und FOCK 1986 [21] veröffentlichten Untersuchung zeigte sich, daß der Bodenkontakt nicht nur Kurzzeitfestigkeit und Dehnsteifigkeit von mechanisch verfestigten Vliesstoffen verbessert, sondern auch die Kriechneigung der untersuchten Vliesstoffe reduziert. Dies wurde in Zeitstandsversuchen bei konstant gehaltener Zugkraft und einer Bodenauflast von 100kPa über einen Zeitraum von 1000 Stunden ermittelt. Als Boden wurde wiederum ein Sand benutzt.

Aus den Versuchsergebnisse leitete FOCK ab, daß sich bis zu einer Geotextildehnung von 7% "keinerlei Unterschiede im mechanischen Langzeitverhalten zwischen Polypropylen- und Polyestervliesen der selben Herstellungsart abzeichnen" [21]. Diese Aussage steht im Widerspruch zu [4] und [5], die in ihren Untersuchungen festgestellt haben, daß auch im Boden das mechanische Verhalten des Geotextilrohstoffes von großer Bedeutung ist. Diese strittige Aussage ist auf die in [21] benutzte und zur Beurteilung von Kriechvorgängen ungeeignete lineare Unterteilung der Zeitachse in Verbindung mit unterschiedlichen Maßstäbe der Ordinaten bei der Darstellung der PP bzw. PES Versuchsergebnisse zurückzuführen.

Ein zu den Versuchen McGOWN's vergleichbares Versuchsgerät benutzte WILSON-FAHMY [89] bei seinen breiten Streifenzugversuchen im Sand. Die Sandauflast variierte er im Bereich von 0kPa bis zu 138kPa. Untersucht hat er das Kraft- Dehnungsverhalten im Boden unter Auflast von Geomembranen, Bentonitmatten und 4 Geotextilien. Es handelte sich bei den Geotextilien um drei Vliesstoffe (ein thermisch und zwei mechanisch verfestigte) und um ein Gewebe. Wie McGOWN hat auch WILSON- FAHMY keine signifikante Veränderung des Kraft- Dehnungsverhalten des Gewebes durch den Einfluß des Bodens und der Auflast festgestellt. Bei hohen Auflasten wird die Dehnsteifigkeit sogar geringfügig reduziert. Beim thermisch verfestigten Vliesstoff war ebenfalls vergleichbar zu den Untersuchungen McGOWN's der Einfluß des Bodens geringer als bei den mechanisch verfestigten Vliesstoffen.

BALLEGEER [2] untersuchte den Einfluß der Auflast auf das Kraft- Dehnungsverhalten von fünf verschiedenen Geotextilien (zwei mechanisch verfestigte Vliesstoffe, zwei thermisch verfestigte Vliesstoffe und ein Gewebe) in einer Versuchseinrichtung, in der kein Boden eingebaut wird. Dabei wird mit Hilfe von Membranen eine Auflast auf die Geotextilien aufgebracht. Die Ergebnisse sind tendenziell mit denen von McGOWN oder WILSON- FAHMY vergleichbar. Zu kritisieren an diesem Versuchsaufbau ist das Fehlen des Bodens und somit der Einfluß der Einlagerung von Bodenteilchen in die Geotextilstruktur. Es ist deswegen zu erwarten, daß insbesondere bei mechanisch verfestigten Vliesstoffen in diesem Versuchsaufbau geringere Dehnsteifigkeiten als in Versuchen mit Bodenkontakt und der damit verbundenen Bodeneinlagerung in die Vliesstoffstruktur ermittelt werden.

Da bei den meisten Forschungsinstituten keine speziellen Prüfeinrichtungen zur Untersuchung des Kraft- Dehnungsverhaltens von Geotextilien im Boden vorhanden sind, werden häufig Versuche in umgerüsteten Rahmenschergeräten durchgeführt (z. B. SIEL [74], KOKKALIS [48], CHANG [9], GOMES [29]). Alle Autoren stellten je nach verwendeten Geotextilarten und Böden zum Teil einen großen Einfluß des Bodens auf das Verformungsverhalten des Systems fest.

Problematisch bei allen Versuchsaufbauten in Rahmenschergeräten erscheint die einseitige Aufbringung der Auflast, die zu Setzungen des Bodens und damit zu einer Vorverformung des Geotextils aus der Symmetrieachse führt. Kritisch zu beurteilen ist darüber hinaus die Klemmung der Geotextilproben. Diese befinden sich außerhalb des Rahmens, es treten so Einschnürungseffekte im Übergangsbereich zwischen Klemme und Rahmen auf, die eine definierte Krafteinleitung beeinträchtigen. Zusätzlich wird durch den Klemmenvorschub ein vollflächiger Bodenkontakt der Geotextilprobe während des gesamten Zugversuches verhindert. Wegen dieser problematischen Randbedingungen wurden Ergebnisse mit diesem Versuchsaufbau nicht weiter verfolgt.

Den Einfluß der Auflast des Bodens auf die Anfangssteifigkeit im Zugversuch untersuchte EL-FERMAOUI [15]. Die Auflast variierte er von 0kPa bis zu 383kPa. Er untersuchte sechs Geotextilprodukte (drei Gewebe, zwei mechanisch und ein thermisch verfestigter Vliesstoff), als Bodenart wurde stets Sand verwendet. Er fand bei seinen Versuchen einen logarithmi-

schen Zusammenhang zwischen dem Verformungsmodul der Geotextilproben und der Auflast.

Problematisch erscheinen bei diesen Versuchen die geringen Probenabmessungen von ca. 5cm mal 5cm und auch die quadratische Form der Vliesstoffproben, die eine Einschnürung der Proben begünstigt. Ebenso lag auch hier eine einseitige Aufbringung der Auflast und die damit verbundenen Vorverformungen des Geotextils vor, die zu schwer abzuschätzenden Lastumlagerungseffekten führt.

LING [53] stellte ein Versuchsgerät vor, das die gleichförmige Verformung von Boden und Geotextil beim Zugversuch gewährleisten soll. Dazu wird während des Versuches das Bodenmaterial (sehr gleichförmiger Sand) mitbewegt. Die Geotextilproben (mechanisch verfestigter Vliesstoff) werden ähnlich denen von McGOWN im Einspannbereich mit Kunstharz verfestigt. Die Versuche wurden bis zum Bruch der Geotextilien durchgeführt und numerisch analysiert. Zusätzlich wurden Versuche ohne Boden ausgeführt, bei denen die Auflastwirkung über eine Membran erzeugt wird. Dabei wurde festgestellt, daß die Membran- und Bodenversuche bei gleicher Auflast ähnliche Ergebnisse lieferten.

Die geringen Unterschiede im Verhalten mit Boden bzw. nur mit der Membran sind sicher auf den benutzten, sehr gleichförmigen Sand zurückzuführen, der - vom Verhalten einem Fließsand ähnlich - nicht in der Lage ist, Geotextilfasern unter der Zugbeanspruchung dauerhaft zu fixieren. Diese mangelhafte Fixierung der Fasern durch wenig beständige Bodeneinlagerung in die Geotextilstruktur zeigt sich im unstetigen Kraft- Dehnungsverlauf der Zugversuche.

Aufgrund der definierten Randbedingungen erscheint der Versuchsaufbau von McGOWN am ausgereiftesten.

2.4.3 Querkraftbeanspruchung

In [46] wird genauer auf das Bruch- und Verformungsverhalten von Polsterwänden eingegangen. Dabei unterteilt der Autor wie auch [88] in einen aktiven und einen passiven Bereich der Polsterwand. Die beiden Bereiche werden von der Bruchfuge des Bodens getrennt, der aktive Teil rutscht auf der Bruchfuge gegenüber dem passiven Teil ab.

Durch diese Bewegung werden im aktiven Teil der Wand Relativverschiebungen von Boden und Geotextil erzeugt, die durch den direkten Scherversuch untersucht werden können. Im passiven Bereich der Wand werden die Geotextilzugkräfte verankert, die Zugkraft wird durch Schubspannungen zwischen Boden und Geotextil wieder in den Boden übertragen. Diese Beanspruchungsart wird durch den Herausziehversuch nachvollzogen.

Direkt im Übergangsbereich vom aktiven zum passiven Teil, also im Schnitt von Geotextil mit der Bruchfuge entsteht durch die Relativverschiebung ein Verformungs- und Belastungszustand, der auf einen Membranspannungszustand schließen läßt [91]. Unter Ansatz einer solchen Membrantragwirkung würde sich die Tragfähigkeit und damit die Standsicherheit erhöhen.

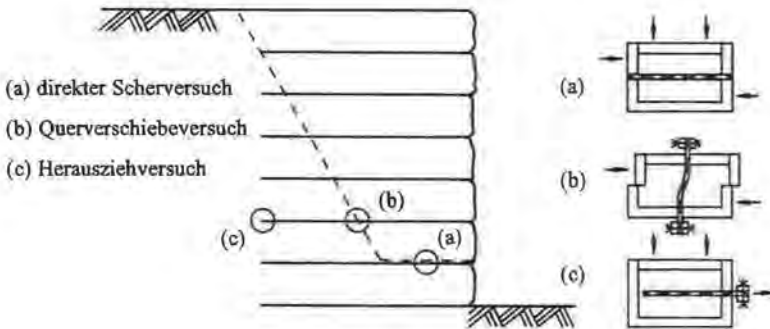


Abbildung 2.4-1: Vergleich der Beanspruchung zwischen Boden und Geotextil im Bauwerk und im Versuch [46]

In Untersuchungen verschiedener Autoren wurde dieses Detail in modifizierten Scherversuchen simuliert und die Wirkungsweise der bewehrten Bodensysteme unter einer quer zur Geotextilachse wirkenden Beanspruchung studiert.

JEWELL [43] untersuchte in direkten Scherversuchen von bewehrtem und unbewehrtem Sand die Wirkungsweise der Bewehrung. Die Bewehrung baute er so in den Scherkasten ein, daß sie die Scherfläche schneidet. Er variierte in seinen Versuchen die Steifigkeit der Bewehrung und die Neigung der Bewehrung gegenüber der Scherfläche. In Abbildung 2.4-2 ist der Versuchsaufbau schematisch dargestellt. Die Ergebnisse der Versuche verglich er mit theoretischen Ableitungen, die auf Gleichgewichtsbetrachtungen der horizontalen und vertikalen Kräfte basieren. JEWELL leitete die Formeln (2.4-1), (2.4-2) und (2.4-3) ab:

$$\tau = \tau_{xy} - \frac{P_R}{A_S} \sin \Theta \quad (2.4-1)$$

wobei P_R die Geotextilzugkraft und A_S die Fläche des Sandes angibt. Der Winkel Θ ist die Neigung des Geotextils gegenüber der Vertikalen. Zum einen reduziert die Horizontalkomponente der Bewehrungszugkraft die vorhandene Scherbeanspruchung τ_{xy} des Bodens. Zum anderen führt die Bewehrung zu einer Erhöhung des möglichen Scherwiderstandes, indem die Normalspannung σ in der Scherfuge um den Vertikalanteil der Bewehrungszugkraft ansteigt.

$$\sigma = \sigma_{yy} + \frac{P_R}{A_S} \cos \Theta \quad (2.4-2)$$

Daraus ergibt sich folgende Beziehung für eine zusätzlich vorhandene Schubspannung τ_{EXT} unter Berücksichtigung des Reibungswinkels φ des Bodens:

$$\tau_{EXT} = \frac{P_R}{A_S} (\cos \Theta \tan \varphi + \sin \Theta) \quad (2.4-3)$$

Die Verformungen des Sandes während der Scherbeanspruchung untersuchte Jewell in seinen Versuchen durch den Einsatz von Röntgenuntersuchungen. Er stellte dabei fest, daß bei bewehrten Versuchen eine größere Scherzone im Boden entsteht und so mehr Bodenmaterial aktiviert wird.

Diese Wirkungen der Bewehrung treten aber erst bei größeren Scherverformungen und dem Erreichen des kritischen Zustandes des Bodens in Kraft. Das heißt, daß erst nach Überschreiten der maximalen Scherbeanspruchung des Bodens die Bewehrung zu einem signifikanten Anstieg des Scherwiderstandes beiträgt. Die Erhöhung erwies sich in seinen Versuchen als direkt abhängig von der Steifigkeit der Bewehrung. Um eine ideal elastische Bewehrungssteifigkeit während der Versuche gewährleisten zu können, verwendete JEWELL sehr eng gewickelte, spulenartige Federn ("close-coiled tension springs"). Eine Variation der Bewehrungssteifigkeit erreichte JEWELL durch den Einsatz von Federn unterschiedlicher Steifigkeit. Wegen der spulenartigen Form der Bewehrung setzte er einen guten Verbund zwischen Boden und Bewehrung voraus.

Weiter folgerte JEWELL, daß Boden- und Bewehrungsdehnung in einem direkten Zusammenhang stehen müssen. Es sollte deswegen möglich sein, eine Beziehung zwischen Bewehrungssteifigkeit und Verformungsverhalten des Bodens ableiten zu können. Aus diesem Ansatz der Dehnungsverträglichkeit ("strain compatibility") von Boden und Sand leitete er folgende drei Aussagen ab:

- a) Die Kraft in der Bewehrung wird hauptsächlich von den plastischen Verformungen des Bodens verursacht.
- b) Die Zugkraft in der Bewehrung ist dann maximal, wenn die Bewehrung in Richtung der größten Bodendehnungen eingebaut wurde, d.h. wenn sie senkrecht zu den Hauptdruckspannungen liegt.
- c) In dicht gelagerten Böden werden wegen der Dilatanz des Bodens größere Bewehrungskräfte erzeugt.

Den Zusammenhang zwischen dem Anstieg des Scherwiderstandes und der Neigung der Bewehrung gegenüber der Scherfuge zeigt anschaulich die Abbildung 2.4-2, die aus den theoretischen Ableitungen entwickelt wurde. Zusätzlich trug JEWELL in dieses Diagramm die Versuchsergebnisse ein. Eine gute Übereinstimmung der rechnerischen Ergebnisse und Versuche konnte dabei festgestellt werden.

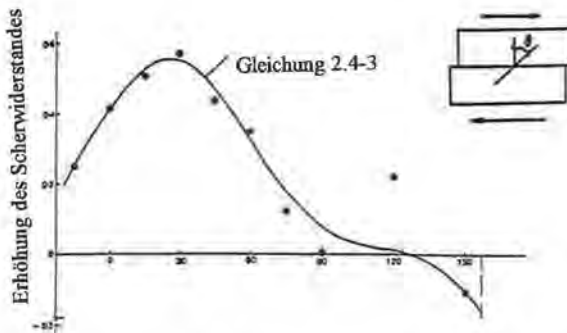


Abbildung 2.4-2: Zusammenhang zwischen Scherwiderstand und Neigung der Bewehrung [43]

Problematisch erscheint die Übertragung des Verhaltens der idealelastischen Spulen auf das Verhalten von Geotextilien. Wie in [55], [5] und [6] ausführlich dargestellt wurde, kann bei Geotextilien allenfalls im engbegrenzten Bereich von einem elastischen Verhalten gespro-

chen werden. Es erscheint deswegen die Schlußfolgerung unzutreffend, daß nur sehr steife Bewehrungen Traglaststeigerungen erbringen.

Den Untersuchungen von JEWELL im prinzipiellen Versuchsaufbau vergleichbar setzten DYER und MILLIGAN [14] bei ihren Scherversuchen statt natürlichen Bodenarten Partikel aus gebrochenem Glas ein. Der große Vorteil dieses Glasmaterials ist die Einsatzmöglichkeit von spannungsoptischen Verfahren. Die so entstandenen Bilder geben einen deutlichen Aufschluß über die Spannungsverteilung im Kasten und so über das Tragverhalten des bewehrten Verbundsystems. In der Abbildung 2.4-3 sind die aus diesen Versuchen abgeleiteten Hauptspannungstrajektorien dargestellt.

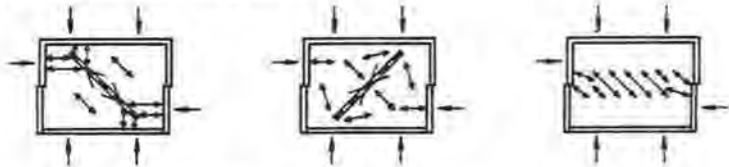


Abbildung 2.4-3: Gegenüberstellung der Hauptspannungstrajektorien im bewehrten und unbewehrten Scherversuch

Die Bewehrungseigenschaften verschiedener Gitter und zweier Gewebe mit Sand studierten PALMEIRA und MILLIGAN [62] bei ihren Versuchen. Bemerkenswert dabei ist die Größe der Scherfläche von $1\text{ m} \times 1\text{ m}$. Sowohl bei den gitterbewehrten, als auch bei den gewebebewehrten Versuchen trat gegenüber dem unbewehrten Sand eine signifikante Steigerung des Scherwiderstandes auf. Besonders deutlich war die Steigerung der Restscherfestigkeit. Die Wirkungen der verschiedenen Produkte waren gegenüber den großen Massen- und Festigkeitsunterschieden (Flächenmasse der beiden PES-Gewebe: 220 g/m^2 - 900 g/m^2) relativ gering.

Die Ursache für die geringen Unterschiede ist darin zu sehen, daß alle Produkte in etwa gleiche Verbundschereigenschaften aufwiesen und so in etwa gleiche Zugkräfte verankern konnten. Die hohe Zugfestigkeit der schwereren Produkte konnte nicht verankert werden.

Den Einfluß der Lagerungsdichte auf die Erhöhung des Scherwiderstandes infolge einer Bewehrung untersuchte GRAY [26]. Dabei zeigte sich, daß sowohl in locker als auch in dicht gelagerten Sanden näherungsweise ein gleich großer Bewehrungseffekt auftrat. Ein Unterschied bestand erwartungsgemäß in dem zum Erreichen der maximalen Schubspannung nötigen Scherweg. In dicht gelagerten Sanden wurde der Maximalwert bei geringeren Wegen festgestellt.

Insgesamt sind eine Vielzahl von Untersuchungen mit unterschiedlichen Parameterkombinationen bekannt. Wichtig und in den diversen Untersuchungen bestätigt ist die Analyse der Kraftwirkungen über Gleichgewichtsbetrachtungen. Trotzdem erscheinen weitere Untersuchungen zu dieser Beanspruchungsart notwendig. Da bisher wenige Untersuchungen mit Vliesstoffen vorliegen und gerade bei diesen Produkten gute Verbundwirkungen zu erwarten sind, sollte das Verhalten von Vliesstoffen in bewehrten Scherversuchen genauer untersucht werden.

2.5 Folgerungen für eigene Untersuchungen

Die vielfältigen Forschungsarbeiten haben gezeigt, daß für das genauere Erfassen der Tragwirkungen von Boden und Geotextil das Verbundverhalten zwischen diesen beiden Bestand-

teilen maßgebend ist. Der Ansatz von Kennwerten und Ergebnissen aus getrennten Versuchen von Boden und Geotextil ist nicht zielführend. Die Versuche sollten das Verhalten von Systemen aus Boden und Geotextil erfassen können. Dieses Verhalten wird geprägt von der Oberflächenstruktur der Geotextilien. Die Oberflächenstruktur ist durch die unterschiedlichen Herstellungsweisen und Rohstoffe sehr vielfältig und derzeit analytisch nicht oder nur unzureichend beschreibbar. Wie der Scherwiderstand von Böden kann deswegen auch das Verbundverhalten von Boden und Geotextil nur experimentell untersucht werden. Dazu sollte eine repräsentative Auswahl von Geokunststoffen im Kontakt mit verschiedenen Böden herangezogen werden. Wie ausgeführt, müssen dabei verschiedene Arten der Beanspruchung an die bewehrten Bodensysteme untersucht werden.

Die am einfachsten zu untersuchende Art der Scherbeanspruchung wird durch die Versuchsaufbauten des direkten Scherversuches oder auch des Herausziehversuches hinreichend genau nachvollzogen. Modifikationen am Versuchsaufbau erscheinen nicht notwendig.

Obwohl schon diverse Untersuchungsarbeiten zur Zugbeanspruchung von Geotextilien im Boden vorliegen, erscheint die Notwendigkeit weiterer Untersuchungen gegeben, da teilweise Versuchsgерäte benutzt wurden, die durch einseitige Lastaufbringung oder ungeeignete Klemmung problematische Randbedingungen aufweisen. Der von McGOWN vorgestellte Versuchsaufbau gewährleistet durch die innerhalb des Kastens liegende Klemmung, die zwar aufwendige Probenvorbereitung mit Kunstharz im Klemm- und Übergangsbereich und die Aufbringung der Bodenauflast durch flexible Luftkissen gut definierte Randbedingungen, die sich während des Versuches nicht verändern. Wenn auch ein größeres Versuchsgерät mit der Möglichkeit von größeren Probenabmessungen und aufwendigerer meßtechnischer Ausstattung wünschenswert wäre, so bietet die von McGOWN gewählten Abmessungen des Versuchsgерätes und der Geotextilproben den Vorteil der Übertragbarkeit der Ergebnisse auf den europaweit standardisierten Versuch nach ISO 10319. Weiterhin würden größere Versuchs- und Probenabmessungen mit dem damit verbundenen Mehraufwand die geplante und notwendig erscheinende Versuchsanzahl stark beeinträchtigen. Das Schema des Versuchsgерätes soll übernommen und so modifiziert werden, daß es auch für eine Erweiterung der Produktauswahl um beispielsweise Gewebe hoher Zugfestigkeit und für eine Erweiterung der Bodenarten um grob- und feinkörnige Böden geeignet ist.

Da zur Beurteilung des langfristigen Verformungsverhaltens auch Erkenntnisse über die Kriecheigenschaften der Geotextilien notwendig sind, müssen neben Kurzzeitversuchen bis zum Bruch auch Langzeitversuche bei konstanter Last durchgeführt werden. Um die Kriechverformung auf das Verhalten des Geotextils zurückführen zu können, müssen Böden verwendet werden, die selbst nicht oder nur wenig zum Kriechen neigen.

Für die Untersuchung der Querkraftbeanspruchung ist ein Versuchsgерät zu entwerfen, das durch ausreichende Probenabmessungen den Einsatz von Meßtechnik gestattet. Dabei sollte auch hier das Verhalten von unterschiedlichen Geotextilarten im Verbund mit Boden bestimmt werden. Aus den Versuchsergebnissen und aus Versuchsnachrechnungen mit der FEM sollte dann das Tragverhalten der Verbundsysteme unter dieser Beanspruchungsart bestimmt werden.

Die Versuchsergebnisse sollten dann als Grundlage für die Untersuchung und Nachrechnung von maßstäblichen Polsterwänden dienen. Die Nachrechnung soll zur genaueren Erfassung des Systemtragverhaltens in einem ersten Schritt mit der Methode der Finiten Elemente durchgeführt werden. In weiteren Schritten sollen dann Berechnungsansätze auf der Basis herkömmlicher Lamellenverfahren entwickelt werden.

3 Untersuchungen zur Zugbeanspruchung von Geotextilien im Boden

3.1 Versuchsaufbau

Bei der Untersuchung der Spannungs- Dehnungsbeziehung der Geokunststoffe wurden Versuchsanordnungen in Anlehnung an die Norm ISO 10319 gewählt. Dies konnte gewährleisten, daß die Ergebnisse dieser Untersuchungen prinzipiell mit den genormten Geotextiluntersuchungen vergleichbar sind.

3.1.1 Versuche ohne Boden

Die Geotextilproben der Versuche ohne Boden (freigehaltene Versuche) setzten sich aus drei Bereichen zusammen, dem oberen und dem unteren jeweils ca. 100mm langen Klemmenbereichen und dem dazwischenliegenden Prüfabschnitt. Der Prüfabschnitt hatte eine Länge von 100mm und eine Breite von 200mm, die Proben hatten somit eine Gesamtlänge von 200mm und eine Breite von ebenfalls 200mm, sie wurden stets in Herstellungsrichtung untersucht.

Die Klemmung erfolgte durch Backenklemmen, die verschraubt oder hydraulisch betätigt werden. Eine der Klemmen war fixiert, die andere längsverschieblich angeordnet. Durch geeignete Riffelung der Klemmeninnenflächen konnte gewährleistet werden, daß sich die Geotextilproben in den Klemmen nicht dehnten. Dies wurde durch Kontrollmarkierungen oder durch Dehnungsmessung an der Geotextilprobe bestätigt.

Bei den Langzeitversuchen (Kriechverhalten) wurde die Zugkraft pneumatisch auf die Geotextilprobe aufgebracht. Der Luftdruck in den Pressenzylindern wurde über Ausgleichsbehälter konstant gehalten, die mit Kraftmeßdosen überwachte Zugkraft veränderte sich somit während der Zeitdauer der Versuche nur unwesentlich.

Bei den Kurzzeitversuchen wurde die Zugkraft mit Hydraulikzylindern erzeugt. Der Vorschub der Anlage war konstant, die Versuche wurden mit einer Wegsteuerung durchgeführt.

Gemessen wurden die Klemmenwege mit Wegaufnehmern oder Feinmeßuhren, die Drücke in den Zylindern mittels Manometern und die Kraft mit Hilfe von Kraftmeßdosen. Die Genauigkeit der Meßeinrichtungen entsprach dabei mindestens den in der ISO 10319 bzw. DIN 53857 geforderten Werten.

3.1.2 Versuchsaufbau der Versuche im Bodenkontakt

Für die Versuche mit Bodenkontakt wurden sogenannte Seitendruckkästen verwendet [55, 4]. Diese Versuchsgерäte ermöglichen eine Zugbeanspruchung der Geotextilien im Boden.

Der Prüfabschnitt der Geotextilien hatte wie bei den freigehaltenen Versuchen eine Breite von 200mm und eine Länge von 100mm. Um Dehnungen im Klemm- und Übergangsbereich zu vermeiden, wurden die Geokunststoffe bis auf den eigentlichen Prüfabschnitt mit speziellem Kunstharz verfestigt. Das Geotextil wird in zwei verschraubten Klemmen befestigt. Eine Klemme ist mit dem Zylinder verbunden, der die Zugkraft aufbringt. Die andere Klemme ist wie in den freigehaltenen Versuchen fixiert. Die Geotextilproben hatten insgesamt einschließlich der Klemm- und Übergangsbereiche eine Länge von ca. 360mm und eine Breite von 200mm. Auch bei den Versuchen im Boden wurden die Proben stets in Herstellungsrichtung untersucht.

Auf beiden Seiten des Geotextils wird Boden mit einer Schichtdicke von ungefähr 30mm eingebaut. Die Bodenauflast wird über seitlich angeordneten Druckluftkissen erzeugt, die die beiden Bodenschichten auf das Geotextil pressen. Dieser Verbundkörper wird in einen Kasten (= Seitendruckkasten) eingebaut, der über ein Gestänge am Rahmen des Versuchsgerätes unverschieblich befestigt ist. In den Abbildungen 3.1-1 und 3.1-2 sind Schema und Foto der Versuchsanordnung dargestellt. Der maximal mögliche Vorschubweg der Klemmen ist auf ca. 80mm begrenzt, da ansonsten kein einwandfreier und vollflächiger Boden- Geotextilkontakt mehr gewährleistet ist. Bis zu diesem Vorschubweg ermöglicht dieser Versuchsaufbau und die gewählte Klemmenform einen vollflächigen Kontakt zwischen Boden und Geotextil. Die Meßtechnik entsprach den freigehaltenen Versuchen, zusätzlich wurde der Kissendruck mit genauen Manometern gemessen und regelmäßig überwacht.

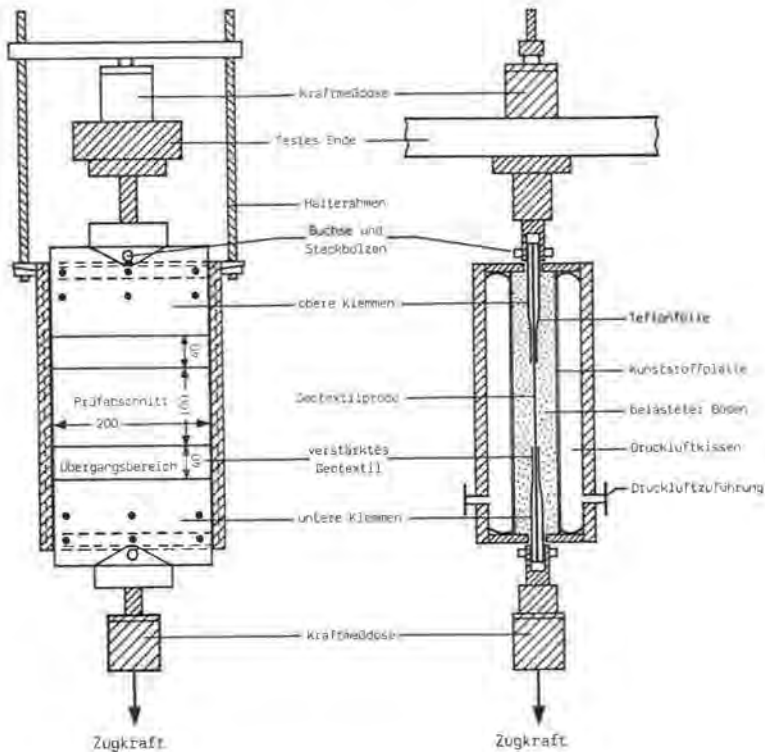


Abbildung 3.1-1: Schema des Versuchsaufbaus

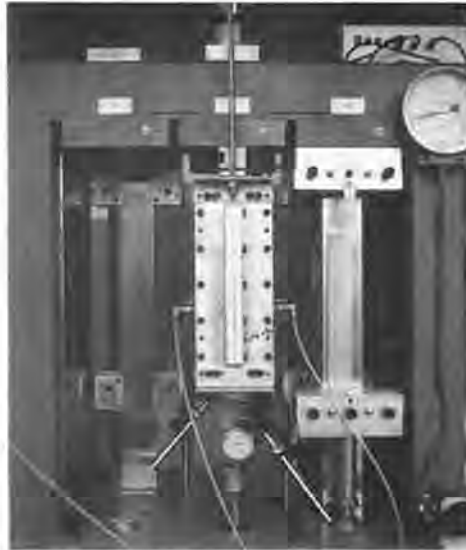


Abbildung 3.1-2: Foto der Versuchseinrichtung

Die auf die Geotextilprobe aufgebrachte Zugkraft teilt sich in zwei Kraftkomponenten auf. Die eine Kraftkomponente ist die Haltekraft am fixierten Ende der Geotextilprobe. Die andere Kraftkomponente wird über das Haltegestänge des Seitendruckkastens abgetragen. Diese Kraftkomponente entsteht durch die Schubspannungsübertragung zwischen Boden und Geotextil. Beide Kraftkomponenten wurden mit Kraftmeßdosen gemessen. Auch bei dieser Versuchseinrichtung wurden die Klemmenwege mit potentiometrischen Wegaufnehmern und Feinmeßuhren, die Luftdrücke in den Zylindern und Druckluftkissen mit Manometern gemessen. Die Genauigkeit der Meßeinrichtungen entsprach mindestens den nach Norm geforderten Werten.

3.2 Produktauswahl der Geotextilien

Bei den Untersuchungen sollten nur handelsübliche, nicht nach speziellen Anforderungen hergestellte Produkte zur Anwendung kommen. Der Schwerpunkt der Zugversuche im Boden sollte auf Vliesstoffen liegen, da die Literaturlauswertung zeigte, daß der Boden bei dieser Produktgruppe das Kraft- Dehnungsverhalten entscheidend beeinflusst. Die Auswahl aus der umfangreichen am Markt erhältlichen Produktpalette wurde so getroffen, daß exemplarisch der Einfluß von Faserrohstoffen, Verfestigungsarten, der Dicke und der Flächenmasse auf das Dehnungsverhalten im Boden durch Vergleichsversuche abgeleitet werden kann. In den Tabellen 3.2-1 und 3.2-2 ist eine Übersicht über die in den Kurz- und Langzeitversuchen verwendeten Produkte und ihre wichtigsten mechanischen Eigenschaften angegeben. Die mechanisch verfestigten Vliesstoffen wurden aus Endlosfilamenten hergestellt. Das Produkt TH-PP/PE-270 besteht aus mehreren miteinander verbundenen thermisch verfestigten Einzelschichten. Beim ebenfalls thermisch verfestigten TH-PP-290 ist kein lagenweiser Aufbau erkennbar.

Zu Vergleichszwecken sollten in eingeschränktem Umfang auch Versuche mit Geweben durchgeführt werden. Das Produkt G-PES-450 ist ein Multifilamentgewebe, G-PP-430 ist ein Bändchengewebe.

Produkt	Rohstoff	Verfestigungsart	Höchstzugkraft [kN/m]	Bruchdehnung ε [%]	Flächenmasse m_A [g/m ²]
ME-PES-150	Polyester	mechanisch	9,5	70	150
ME-PES-270	Polyester	mechanisch	18	60	270
ME-PES-500	Polyester	mechanisch	31	60	500
ME-PP-200	Polypropylen	mechanisch	12,5	90	200
ME-PP-280	Polypropylen	mechanisch	18	90	280
TH-PP/PE-270	Polypropylen-Polyethylen	thermisch	18	40	270
TH-PP-290	Polypropylen	thermisch	20	40	270
G-PES-450	Polyester	gewebt	200	10	450

Tabelle 3.1-1: Produktübersicht der Geotextilien für die Kurzzeitversuche

Für die Untersuchung des zeitlichen Dehnungsverhaltens wurde wegen der langen Versuchszeiten von bis zu 10000 Stunden die Produktpalette auf drei Vliesstoffe reduziert, die in ihrer Kurzzeitfestigkeit und Flächenmasse in etwa vergleichbar waren.

Aus gerätetechnischen Gründen war es mit dem Gewebeprodukt nicht möglich, Langzeitversuche mit wesentlich höheren Ausnutzungsgraden als 40% der Kurzzeitfestigkeit dieses Gewebeproduktes durchzuführen.

Produkt	Rohstoff	Verfestigungsart	Höchstzugkraft [kN/m]	Bruchdehnung ε [%]	Flächenmasse m_A [g/m ²]
ME-PP-280	Polypropylen	mechanisch	18	90	280
ME-PES-270	Polyester	mechanisch	18	60	270
TH-PP/PE-270	Polypropylen-Polyethylen	thermisch	18	40	270
G-PP-430	Polypropylen	gewebt	80	20	430

Tabelle 3.2-2: Produktübersicht der Geotextilien für die Langzeitversuche

3.3 Probenvorbereitung

Da die Versuchsvorbereitung und Versuchsdurchführung sehr aufwendig ist, konnten nicht pro Parameterkombination die nach Norm verlangten 5 Wiederholungsversuche als Grundlage einer statistischen Auswertung und zum Ausgleich der Produktstreuungen ausgeführt werden. Dieser Ausgleich der Streuungen der einzelnen Produkte wurde durch gezielte Probenauswahl auf Basis der Flächenmasse und der Probendicke ersetzt. Die Wiederholbarkeit der Versuche wurde an einigen ausgewählten Parameterkombinationen überprüft. Abbildung 3.3-1 zeigt ein Beispiel von mehreren Wiederholungsversuchen bei sonst gleichen Randbedingungen. Die geringen Unterschiede der einzelnen Versuche beweist die Wiederholbarkeit der Versuchsdurchführung.

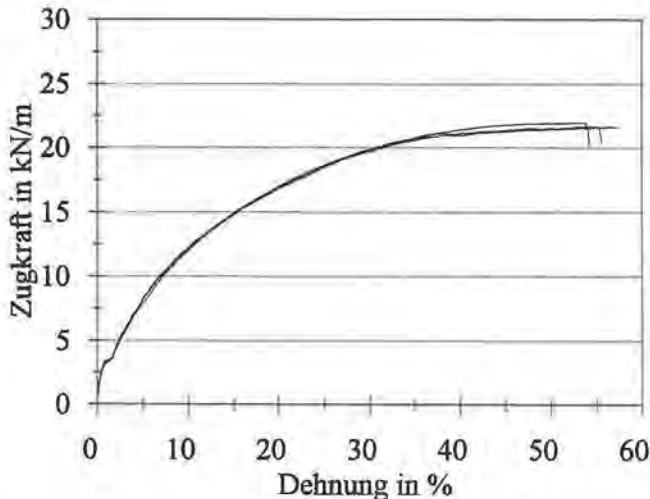


Abbildung 3.3-1: Wiederholungsversuche bei sonst gleichen Randbedingung

Von großer Bedeutung für die Genauigkeit der Dehnungsmessungen war die Probenverharzung. Es konnte nachgewiesen werden, daß sich nur der 100mm lange Prüfabschnitt dehnte, der Übergangsbereich und die Klemmbereiche aber durch die Steifigkeit des Harzes keine meßbaren Längenänderung erfahren haben.

Diese ausreichende Steifigkeit der verharzten Bereiche war sowohl von der Harzart als auch von der Durchdringung des Geotextils mit Harz abhängig. Keine Probleme bei der Verharzung bereiteten mechanisch verfestigte Vliesstoffe. Sie wurden vom Harz vollständig durchdrungen. Bei den thermisch verfestigten Vliesstoffen war die Verharzung schwieriger, die verfestigte Oberflächenstruktur behinderte ein vollständiges Durchdringen des Vliesstoffes mit Harz. Bei diesen Produkten konnte eine ausreichende Festigkeit nur durch mehrmaliges Nachverharzen erreicht werden. Bei hochzugfesten Geweben (G-PES-450) mußten die Klemmbereiche zusätzlich zum Harz mit Glasfasern verstärkt werden. Wichtig war nach dem Verharzen eine Erhärtungszeit von mindestens einer Woche.

3.4 Bodenkennwerte und Bodenaufbereitung

Bei den Versuchen wurden zwei Bodenarten verwendet. Es handelte sich um einen Schluff und um ein Kies- Sandgemenge.

Die Abbildung 3.4-1 stellt die Verteilung der Korngrößen beider Bodenarten grafisch dar. In der Abbildung 3.4-2 ist für den Schluff das Ergebnis eines Proctorversuches nach DIN 18127 dargestellt. Der Schluff wurde vor jedem Versuch neu aufbereitet und homogenisiert. Für die Kurzzeitversuche wurden vier Wassergehalte entsprechend den Proctordichten von $0.95 \cdot D_{PR}$ und $0.98 \cdot D_{PR}$ jeweils auf der trockenen (95T, 98T) und auf der nassen Seite (95N, 98N) eingebaut. Die vier Einbaudichten und zugehörigen Wassergehalte sind in der Abbildung 3.4-2 eingetragen. Die Bodenproben wurden in Schalungen hergestellt, stets mit der gleichen Energie verdichtet und anschließend in das Versuchsgerät eingebaut.

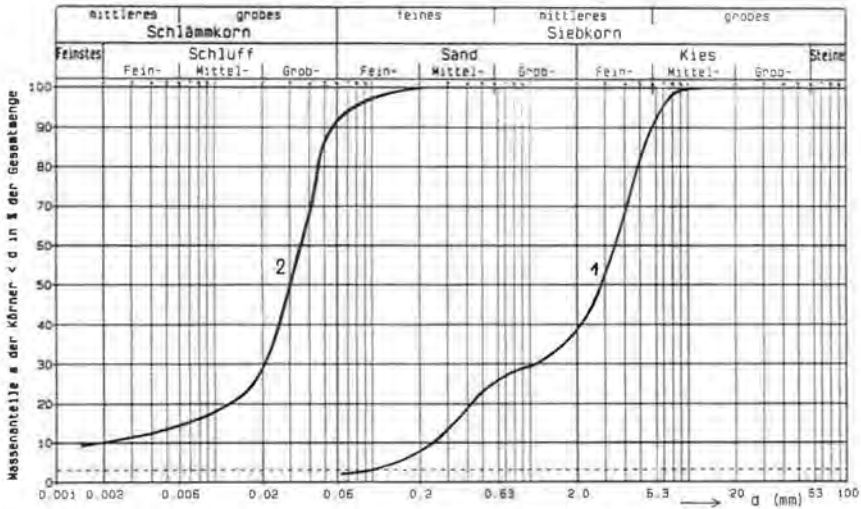


Abbildung 3.4-1: Korngrößenverteilung des Kies- Sandgemenges (1) und des Schluffes (2)

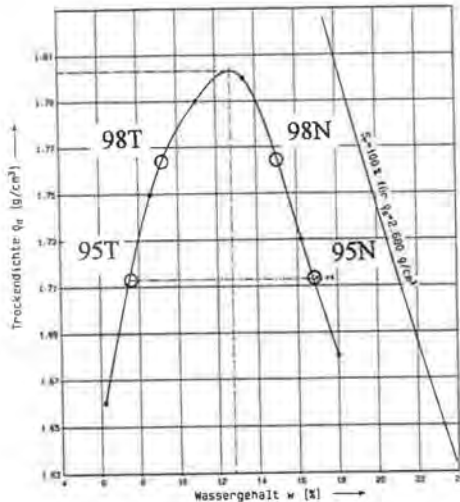


Abbildung 3.4-2: Ergebnisse der Proctorversuches nach DIN 18127

Bei den Langzeitversuchen wurde nur eine Versuchsreihe mit einem Wassergehalt von $w=17\%$ und einer Dichte von $0,95 \cdot D_{PR}$ (95N) eingebaut. Dabei wurden stets mehrere Schluffproben entnommen und der Restwassergehalt bestimmt. Die Restwassergehalte lagen

auch nach bis zu 10000 Stunden Versuchsdauer bei $w > 16\%$. Eine merkliche Veränderung der Verformungseigenschaften des Schluffes durch Austrocknung ist somit nicht aufgetreten.

Das Kies- Sandgemenge wurde zur Vermeidung scheinbarer Kohäsion trocken eingebaut. Nach DIN 18126 wurde die lockerste (1.738g/cm^3) und die dichteste Lagerung (2.042g/cm^3) bestimmt. Bei allen Versuchen wurde der Boden mit einer Dichte von ca. 1.90g/cm^3 und somit in dichter Lagerung ($D=0.54$) in den Seitendruckkasten eingebaut. Um eine Verdichtung auf den flexiblen Druckluftkissen zu ermöglichen, wurden die Kissen während des Einbaues des nichtbindigen Bodenmaterials mit Unterdruck evakuiert.

3.5 Bestimmung der Reibungsbeiwerte Geotextil- Boden

Die Reibungsbeiwerte der Geotextilien gegen das Kies- Sandgemenge wurden in einem Kastenschervergerät mit einer wirksamen Scherfläche von $30\text{cm} \times 30\text{cm}$ mit direkten Scherversuchen bestimmt. Bei der Versuchsdurchführung wurde der untere Scherkasten mit den Abmessungen $30\text{cm} \times 45\text{cm}$ als Stützkörper ausgeführt und unverschieblich gelagert. Das Geotextil wurde zwischen dem oberen und dem unteren Scherkasten eingebaut und mit einer Klemme fixiert. In den oberen Kasten wurde das Kies- Sandgemisch mit der gleichen Dichte wie in den Zugversuchen trocken eingebaut. Der obere Scherkasten wurde mit einer Geschwindigkeit von $v=10\text{mm/h}$ gegenüber dem fixierten unteren Scherkasten verschoben. Es wurden pro Produkt 3 Scherversuche bei Normalspannungen von 20, 100 und 200kPa durchgeführt. Die Verschiebung erfolgte in Herstellrichtung der einzelnen Geotextilien.

Die Zugkräfte und Verschiebungen wurden kontinuierlich aufgezeichnet. Es konnte so die maximale Zugkraft und die Restzugkraft ermittelt werden. Die daraus errechneten Scherparameter der einzelnen untersuchten Produkte sind zahlenmäßig in Tabelle 3.5-1 zusammengestellt.

Produkt	Normalspannung [kN/m ²]	Schubspannung max τ [kN/m ²]	Verschiebeweg max s [mm]	Schubspannung rest τ [kN/m ²]
ME-PP-280	20	32.2	5.8	28.0
	100	106.4	8.1	91.8
	200	176.7	11.0	151.0
ME-PES-270	20	23.4	3.2	23.1
	100	89.5	5.0	83.6
	200	171.0	6.4	159.1
TH-PP/PE-270	20	16.3	3.2	13.0
	100	89.2	5.0	75.4
	200	162.4	6.4	142.6

Tabelle 3.5-1: Zusammenstellung der Ergebnisse der Scherversuche mit Kies- Sandgemisch

Produkt	Reibungswinkel [°]	Adhäsion [kN/m ²]
ME-PP-280	38.6	19.9
ME-PES-270	39.4	7.0
TH-PP/PE-270	38.9	3.0

Tabelle 3.5-2: Zusammenstellung der Scherbeiwerte Geotextil gegen Kies- Sandgemisch

Wie die Tabelle 3.5-2 zeigt, sind die Scherbeiwerte zwischen dem Kies- Sand und den untersuchten Geotextilien sehr ähnlich. Die teilweise großen Unterschiede im Kraft- Dehnungsverhalten der Produkte sowohl im Kurzzeitversuch, besonders aber im Langzeitzugversuch im Kontakt mit Boden konnten nicht mit den geringen Unterschieden der Scherbeiwerte erklärt werden. Die Beanspruchung der Geotextilien im Zugversuch und im Scherversuch ist unterschiedlich, das Verhalten der Geotextilien unter diesen beiden Beanspruchungsarten ist - wie die Ergebnisse zeigen - nicht direkt übertragbar. Auf weitere direkte Scherversuche wurde deswegen verzichtet.

3.6 Zugversuche mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit

In diesen Versuchsreihen wurden Kurzzeitversuche zur Ermittlung des Kraft- Dehnungsverhaltens, der Bruchlasten, der Bruchdehnungen und des Nachbruchverhaltens sowohl mit als auch ohne Boden durchgeführt. Diese Versuchsdurchführung bietet gegenüber den Kriechversuchen den Vorteil, daß ihre Dauer vergleichsweise gering ist und somit eine große Versuchsanzahl und viele Parameterkombinationen möglich waren.

3.6.1 Ergebnisse der freigehaltenen Zugversuche

Als Grundlage und zur Bewertung und genaueren Quantifizierung des Einflusses des Bodens und der anderen Einflußgrößen wie Bodenauflast, Vorschubgeschwindigkeit, Einbaudichte und Wassergehalt wurden Versuche ohne Boden durchgeführt. Der Versuchsaufbau entsprach wie oben beschrieben den Bestimmungen der ISO 10319 *breiter Streifenzugversuch*. Die Versuchsergebnisse der Vliesstoffe sind in den Abbildungen 3.6-1 und 3.6-2 dargestellt. Die Ergebnisse des Gewebes sind in Abbildung 3.6-5 zusammen mit den Versuchen im Boden grafisch dargestellt.

Aus den Abbildungen ist die geringe Dehnsteifigkeit der Vliesstoffe erkennbar. Die mechanisch verfestigten Vliesstoffe haben sehr geringe Anfangssteifigkeiten und Bruchdehnungen von mehr als 60%. Die thermisch verfestigten Vliesstoffe sind durch ihre Verfestigungsart insbesondere im Anfangsbereich dehnsteifer. Bei dem Gewebe wurde eine Bruchdehnung von ca. 15% bei einer Zugfestigkeit von 200kN/m ermittelt.

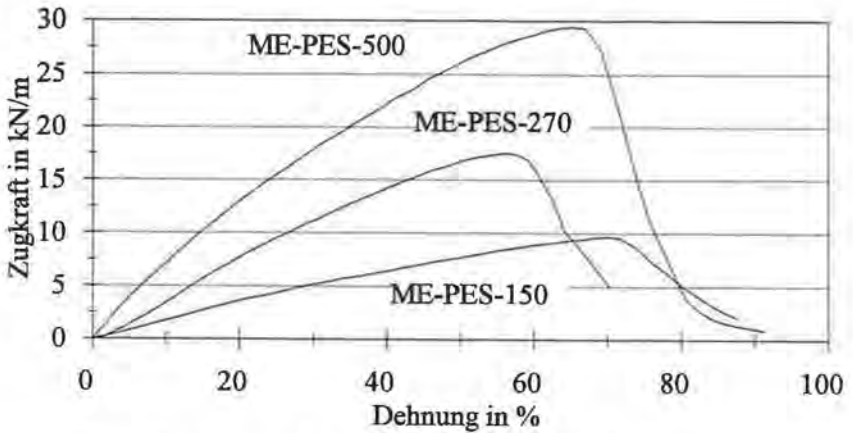


Abbildung 3.6-1: Ergebnisse von Zugversuchen mit mechanisch verfestigten Polyestervliesstoffen ohne Einbettung im Boden

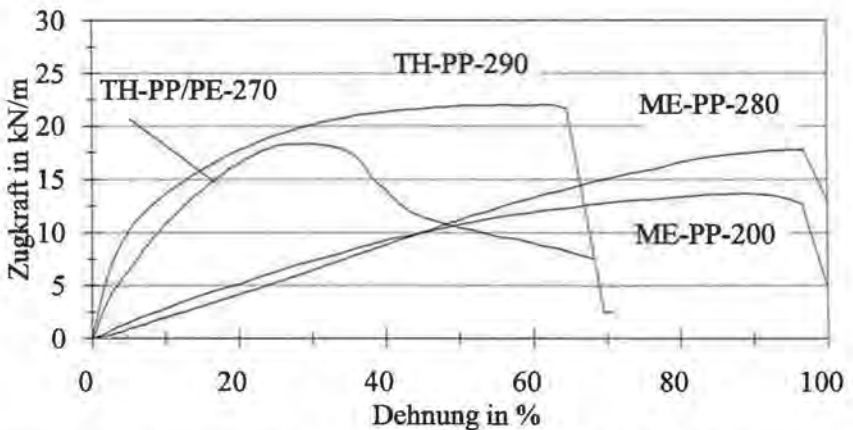


Abbildung 3.6-2: Ergebnisse von Zugversuchen mit mechanisch und thermisch verfestigten Vliesstoffen ohne Einbettung im Boden

3.6.2 Versuchsprogramm der Zugversuche im Boden

Bei den aus der Literatur bekannten Versuchen des Kraft- Dehnungsverhaltens von Geotextilien im Boden und unter Auflast wurden ausschließlich Sande verwendet. Teilweise wurde keine Bodenauflast aufgebracht, teilweise betrug die Bodenauflast bis zu 380kPa. Bei den einzelnen Versuchsreihen wurden häufig nur eine oder zwei unterschiedlich hohe Auflasten aufgebracht. Eine genaue Beurteilung des Einflusses der Auflast war somit nicht möglich. Das Verhalten in bindigen Böden wurde bisher nicht untersucht.

Für die eigenen Untersuchungen wurden deswegen folgende Schwerpunkte gewählt:

- 1) Die Bodenauflasten sollten im praxisrelevanten Bereichen liegen. Aus dieser Anforderung ergab sich eine Mindestauflast von 20kPa, diese Auflast entspricht einer Überschüttung von etwa einem Meter. Da Polsterwände im Regelfall nicht höher errichtet werden als 10m, wurde als Maximalauflast 200kPa festgelegt.
- 2) Um den Einfluß der Bodenauflast genauer beurteilen zu können, sollte dieser Auflastbereich mehrmals unterteilt werden. Es wurden aus diesen Gründen Versuche mit folgenden Auflasten durchgeführt: 20kPa; 50kPa; 100kPa; 200kPa
- 3) Es sollten Versuche sowohl mit bindigem als auch mit nichtbindigem Bodenmaterial durchgeführt werden. Benutzt wurde ein Schluff und ein Kies- Sandgemenge. Bei dem Kies- Sandgemenge war das Größtkorn auf die Größe des Versuchsgerätes abzustimmen. Da der Kies- Sand zur Vermeidung scheinbarer Kohäsion trocken eingebaut wurde, war ein bodenmechanischer Einfluß auf das Kraft- Dehnungsverhalten der Geotextilien im Boden bedingt durch unterschiedliche Vorschubgeschwindigkeiten nicht zu erwarten. Alle Versuche wurden deshalb mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit von 10mm/min durchgeführt. Die Versuche wurden zur Bestimmung des Nachbruchverhaltens auch nach Erreichen des Maximalwertes der Zugkraft nicht beendet.
- 4) Bei den Versuchen mit Schluff sollten Bodenproben mit unterschiedlichen Dichten und Wassergehalten eingebaut werden. Auf die Untersuchung vollständig wassergesättigter Proben wurde aus baupraktischen Überlegungen verzichtet. Dränwirkungen der Geotextilien oder durch schnelle Scherbeanspruchung entstehende Porenwasserüberdrücke in den teilgesättigten Bodenproben wurden mit unterschiedlichen Vorschubgeschwindigkeiten und Sättigungsgraden der Bodenproben untersucht.

Aus der möglichen Kombination aller Versuchsparameter (Bodenart, Dichte, Wassergehalt, Auflast, Vorschubgeschwindigkeit) mit allen ausgewählten Geotextilien wurde ein Versuchsprogramm ausgewählt, bei dem die Interpretation der Ergebnisse sowohl im Hinblick auf die bodenspezifischen Einflußgrößen als auch im Hinblick auf die geotextilen Einflußgrößen wie Rohstoff, Verfestigungsart, Dicke, Flächenmasse besonders wichtige Erkenntnisse erwarten lies. Aus diesen Anforderungen ergab sich folgendes Untersuchungsprogramm im Kies- Sandgemenge:

Produkt	Auflasten				Vorschub- geschwindigkeit
ME-PES-150	20kPa	50kPa	100kPa	200kPa	$v = 10\text{mm/min}$
ME-PES-270	20kPa	50kPa	100kPa	200kPa	$v = 10\text{mm/min}$
ME-PES-500	20kPa	50kPa	100kPa	200kPa	$v = 10\text{mm/min}$
ME-PP-200	20kPa	50kPa	100kPa	200kPa	$v = 10\text{mm/min}$
ME-PP-280	20kPa	50kPa	100kPa	200kPa	$v = 10\text{mm/min}$
TH-PP/PE-270	20kPa	50kPa	100kPa	200kPa	$v = 10\text{mm/min}$
TH-PP-290	20kPa	50kPa	100kPa	200kPa	$v = 10\text{mm/min}$
G-PES-450	20kPa	50kPa	100kPa	200kPa	$v = 10\text{mm/min}$

Tabelle 3.6-1: Zusammenstellung aller Kurzzeitversuche im Kies- Sand

Bei den Versuchen mit Schluff wurden die Anzahl der Produkte reduziert und zusätzlich Bodeneinbauparameter wie Dichte und Wassergehalt verändert. Um den Einfluß von Porenwas-

serüberdrücken und der damit verbundenen Reduzierung der effektiven Korn- zu Kornspannungen im Boden untersuchen zu können, wurden Vergleichsversuche mit unterschiedlichen Wassergehalten und unterschiedlicher Vorschubgeschwindigkeit durchgeführt. Die Vorschubgeschwindigkeit wurde zwischen 2 und 50 mm/min verändert. Es ist davon auszugehen, daß bei der niedrigsten Geschwindigkeit keine Auswirkungen durch Porenwasserüberdrücke im Boden entstehen. Im Gegensatz dazu war bei der hohen Vorschubgeschwindigkeit und der damit verbundenen schnellen Scherbeanspruchung des Bodens die Entstehung von Porenwasserüberdrücken in der Bodenprobe zu erwarten. Inwieweit sich diese Porenwasserüberdrücke in der Grenzfläche zwischen Boden und Vliesstoff durch die Dränwirkung des Vliesstoffes auswirken können ist durch den Vergleich der verschiedenen Versuche abzuschätzen. Eine exakte Bestimmung wäre - wenn überhaupt - nur durch sehr aufwendige Messungen der Porenwasserdrücke in verschiedenen Abständen zum Vliesstoff möglich, theoretische Herleitungen würden genaueste Kenntnisse über Bodenvolumen und Volumenveränderung voraussetzen. Beide Vorgehensweisen, sowohl die Porenwasserdruckmessung als auch die notwendigerweise sehr exakte Volumenmessung, waren in dem Versuchsgerät mit den aufgetragenen großen Vorschubwegen nicht möglich. Die weiteren Auswertungen dazu beschränken sich auf vergleichende Beurteilung der in den Versuchen aufgetretenen Effekte.

Produkt	Auflasten in [kPa]	Vorschubgeschwindigkeit in [mm/min]	Einbaudichte in $[-] \cdot D_{pp}$	Einbauwassergehalt $w = [\%]$
ME-PES-270	20 50 100	2	0.95	16.8
	20 50 100	10	0.95	16.8
	20 50 100	50	0.95	16.8
	100	10	0.95	7.5
	20 50 100 200	2	0.98	15.1
	20 50 100 200	10	0.98	15.1
	20 50 100 200	50	0.98	15.1
	100	10	0.98	9.3
TH-PP/PE-270	100	10	0.95	7.5
	20 50 100 200	10	0.95	16.8
	100	10	0.98	9.3
	20 50 100 200	10	0.98	15.1
	100	2	0.98	15.1
	100	50	0.98	15.1

Tabelle 3.6-2: Zusammenstellung aller Kurzzeitversuche im Schluff

3.6.3 Ergebnisse der Versuche im Boden

In den Abbildungen 3.6-3 bis 3.6-5 und in der Anlage 1 und 2 sind die Versuchsergebnisse getrennt nach Produkten aufgetragen. Die x-Achse stellt die Dehnungen in %, die y-Achse die Zugkraft in kN/m dar. In den Diagrammen sind die Versuchsergebnisse für die unterschiedlichen Bodenauflasten zwischen 20 kPa und 200 kPa dargestellt. Zum Vergleich sind die Versuchsergebnisse der freigehaltenen Versuche mit in die Diagramme eingetragen.

Allgemein kann bei allen Vliesstoffen die Aussage getroffen werden, daß der Boden und insbesondere die Bodenauflast (Seitendruck) das Kraft- Dehnungsverhalten maßgebend beeinflußt. Der Maximalwert der Zugkraft steigt mit zunehmendem Seitendruck, die zugehörige Dehnung nimmt ab. Die Steifigkeit der Vliesstoffe ist im Anfangsbereich der Versuchskurven bis zu einer Dehnung von ca. 3% sehr hoch und verhält sich in etwa proportional zum aufgetragenen Seitendruck. Dies zeigt sich besonders deutlich bei den mechanisch verfestigten Vliesstoffen.

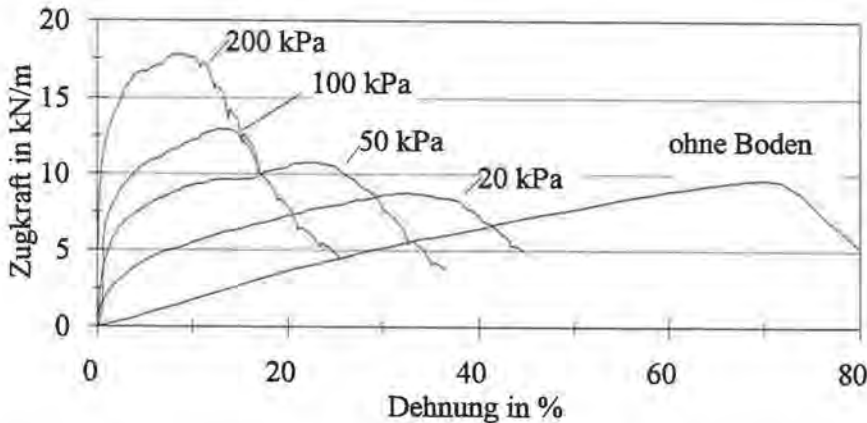


Abbildung 3.6-3: Ergebnisse der Versuche mit ME-PES-150 bei Einbettung in das Kies-Sandgemenge und verschiedenen Bodenauflasten

In der Abbildung 3.6-3 sind die Versuchsergebnisse mit dem mechanisch verfestigten Polyesterlyesstoff ME-PES-150 mit einer Flächenmasse von 150g/m^2 dargestellt. Im Versuch ohne Boden erreichte dieses Produkt eine Zugfestigkeit von ca. 9kN/m bei einer Bruchdehnung von ca. 70%. Im Kontakt mit dem Kies- Sandgemenge und einer vergleichsweise geringen Auflast von 20kPa wurde eine unveränderte Höchstzugkraft bei einer Bruchdehnung von 35% erreicht. Bis zur Auflast von 200kPa steigerte sich die Zugfestigkeit auf $17,5\text{kN/m}$ bei einer deutlich reduzierten Bruchdehnung von ca. 8,5%.

Nach dem Versuch war viel Sand in die Vliesstoffstruktur eingelagert, die Vliesstoffoberfläche war stark angeraut, teilweise abgerissen. Die Einschnürung war schon beim Versuch mit Auflast 20kPa gering und nahm mit zunehmender Auflast ab. Die Fasern waren nur im Bereich der Bruchstelle in die Zugrichtung ausgerichtet, in den anderen Bereichen war die Faseranordnung regellos. Dies war bei allen mechanisch verfestigten Vliesstoffen in ähnlicher Art feststellbar.

Bei dem mit einer Flächenmasse von 270g/m^2 entsprechend dickeren, vom Rohstoff und der Verfestigungsart vergleichbaren Vliesstoff ME-PES-270 ist der Einfluß des Kies- Sandgemenges aus den Versuchsergebnissen ebenfalls deutlich ablesbar. Bei der Auflast von 20kPa wurde wie beim Produkt ME-PES-150 die Bruchdehnung bei unveränderter Zugfestigkeit von ca. 70% auf ca. 35% reduziert. Bei höheren Auflasten wird neben der Dehnsteifigkeit auch die Zugfestigkeit bis zu einem Maximalwert von ca. 30kN/m erhöht.

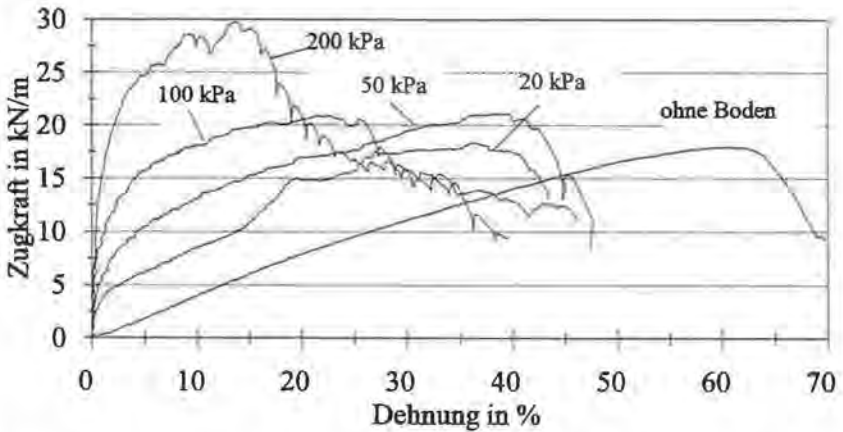


Abbildung 3.6-4: Ergebnisse der Versuche mit ME-PES-270 bei Einbettung in das Kies-Sandgemenge bei verschiedenen Bodenauflasten

Im Kraft-Dehnungsverhalten prinzipiell vergleichbar wie im Kies-Sand waren die Ergebnisse im Schluff. Nach den Versuchen war Schluff in den Oberflächen der Vliesstoffe eingelagert. Eine begrenzte Veränderung von Dichte und Wassergehalt des Schluffes hatte nur geringen Einfluß auf das Kraft-Dehnungsverhalten, so daß der Schluff nahelegt, daß die Bodenauflast ein maßgebender Versuchsparameter ist.

Bei dem Produkt ME-PES-500 handelt es sich um ein in der Herstellung und den Rohstoffen zu den bisher beschriebenen Produkten vergleichbares Geotextil mit einer Flächenmasse von ca. 500g/m². Aus den Versuchsergebnissen ist erkennbar, daß sich durch den Kies-Sand und der Auflast zwar die Bruchdehnungen reduziert haben, die Bruchfestigkeit aber nur geringfügig beeinflusst wurde. Der Einfluß des Bodens war demnach geringer als bei den dünneren Produkten gleicher Herstellungsweise.

Bei den Produkten ME-PP-200 bzw. ME-PP-280 handelt es sich um in der Herstellung und im Rohstoff vergleichbare Produkte eines Herstellers mit unterschiedlicher Flächenmasse. Beiden Produkten war gemeinsam, daß sich erst ab einer Auflast von 200kPa die Zugfestigkeit deutlich erhöhte. Die Bruchdehnungen bei Auflasten von 20kPa und 50kPa waren zum Teil größer als 80% und konnten im Versuchsgerät nicht erreicht werden. Die Anfangsdehnsteifigkeit nahm jedoch vergleichbar den Polyesterprodukten proportional zur Auflast zu. Die PP-Produkte neigen erkennbar zu ausgeprägten plastischen Verformungen. Durch den Vergleich dieser beiden Produkte wurde die aus den Ergebnissen mit den mechanisch verfestigten Polyesterprodukten abgeleitete These bestätigt, daß mit zunehmender Vliesstoffdicke der Einfluß des Bodens und damit die Verbundwirkung relativ geringer wird.

Auffällig beim Vergleich der Versuchskurven zwischen den mechanisch und dem thermisch verfestigten Produkt TH-PP/PE-270 ist, daß die im freigehaltenen Versuch festgestellte höhere Steifigkeit dieses thermisch verfestigten Produktes sich bei Einbettung in den Boden nicht auswirkt. Der Einfluß der Auflast ist bei diesem Produkt geringer als bei den mechanisch verfestigten Vliesstoffen. Bei Dehnungen größer 30% gleicht sich der Kraft-Dehnungsverlauf im Boden dem freigehaltenen Zugversuch an, der Einfluß des Kies-Sandbodens und der Bodenauflast geht verloren. Nach dem Versuch war die Vliesstoffoberfläche aufgeraut, einzelne Fasern aus der thermisch verfestigten Struktur herausgelöst, es war nur wenig Boden in

die Vliesstoffstruktur eingelagert. Durch die Einbettung in bindigen Boden waren Anfangsteifigkeit und Bruchfestigkeit den Versuchen mit nichtbindigem Boden vergleichbar, auffällig sind jedoch die Unterschiede im Nachbruchverhalten. Im Schluff ist der Festigkeitsverlust nach Erreichen des Maximalwertes gering. Dies läßt den Schluß zu, daß der Schluff sich besser als Sand in die lagenweise aufgebaute Struktur dieses Produktes einlagert und so einen besseren Verbund mit dem thermisch verfestigten Vliesstoff einnimmt.

Bei dem Produkt TH-PP-290 handelt es sich auch um einen thermisch verfestigten Vliesstoff. Aus den Ergebnissen ist erkennbar, daß sich bei diesem Produkt im Gegensatz zum TH-PP/PE-270 der Kies- Sand und die Auflast stärker auf das Kraft- Dehnungsverhalten auswirkt. Durch den Boden werden die Bruchfestigkeiten schon bei einer Auflast von 20kPa gegenüber dem freigehaltenen Versuch erhöht. Bei allen Versuchen dieser Versuchsreihe ist nach Erreichen der Maximalfestigkeit ein schlagartiger Festigkeitsabfall festgestellt worden. Nach dem Versuch war die thermische Verfestigung aufgerissen und die Vliesstoffstruktur zerstört.

Im Vergleich zu den Versuchen mit den Vliesstoffen hat sich der Einfluß der Bodeneinbettung bei den Versuchen mit dem Gewebe nicht so stark ausgeprägt. Es wurden zwar auch hier Steifigkeitserhöhungen im Anfangsbereich der Versuchskurven in Abhängigkeit von der Auflast festgestellt, der Unterschied zum freigehaltenen Versuch war aber nicht besonders groß. Auffällig ist, daß die Versuche im Boden geringere Maximalzugkräfte erbrachten. Dies ist auf die Empfindlichkeit der einzelnen Fasern gegen mechanische Beanspruchung durch die Kies- und Sandkörner zurückzuführen. Erkennbar ist weiterhin, daß das Kraft- Dehnungsverhalten bei größeren Dehnungen weitgehend identisch ist. Daraus läßt sich ableiten, daß der Boden bei dem Gewebe im Vergleich zu den Vliesstoffen nicht den überaus positiven Einfluß auf das Kraft- Dehnungsverhalten ausübt.

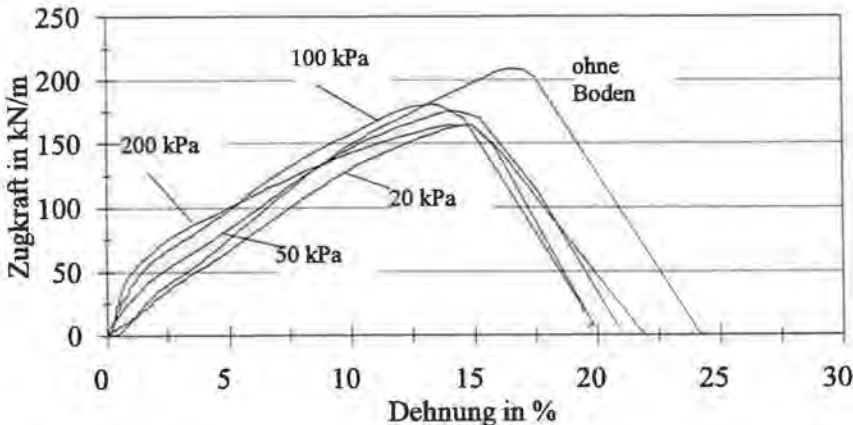


Abbildung 3.6-5: Ergebnisse der Versuche mit G-PES-450 und Einbettung in das Kies-Sandgemenge bei verschiedenen Auflasten

3.6.4 Einfluß von Bodenart, Vorschubgeschwindigkeit und Auflast

Zur genaueren Beurteilung des Einflusses der Bodenart sind in der Abbildung 3.6-6 verschiedene Versuche mit dem Vliesstoff ME-PES-270 sowohl im Kies- Sandgemenge als auch im Schluff dargestellt. Der Schluff wurde mit einer Dichte von $0.95 \cdot D_{PR}$ und einem Wassergehalt von $w=16.8\%$ aufbereitet. Eingetragen in das Diagramm sind Versuche mit Auflasten von 50 und 100 kPa. Die Vorschubgeschwindigkeit war mit $v=10\text{mm/min}$ bei diesen Versuchen gleich groß.

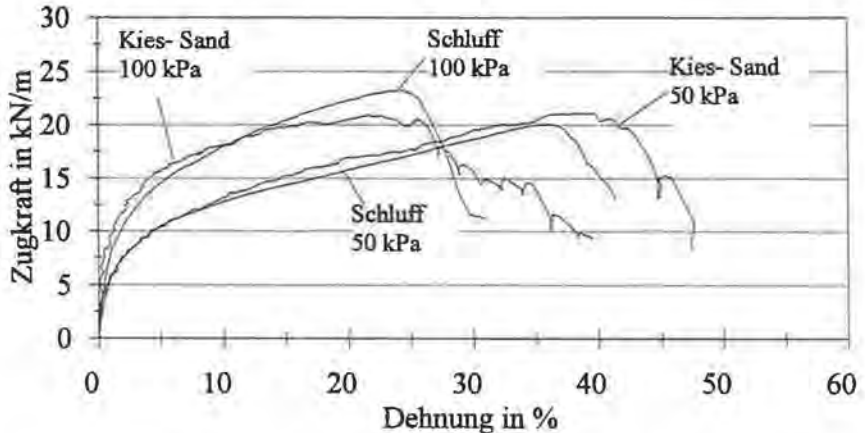


Abbildung 3.6-6: Einfluß der Bodenart auf das Kraft- Dehnungsverhalten von ME-PES-270 (Kies- Sandgemenge und Schluff 95N)

Aus dem Diagramm geht hervor, daß die Bodenart auf das Kraft- Dehnungsverhalten dieses Geotextilproduktes nur wenig Einfluß besitzt. Der Verlauf der Kraft- Dehnungsbeziehung ist bei gleicher Auflast nur unwesentlich verändert. Bei den Kies- Sandversuchen ist im Gegensatz zu den Versuchen im Schluff ein unregelmäßiger Verlauf mit Schwankungen in der Zugkraft erkennbar. Diese Schwankungen deuten darauf hin, daß unter der aufgebrachten Zugbeanspruchung Einzelkörner in der Bodenstruktur umgelagert werden, wobei diese Umlagerungen Spannungsspitzen mit örtlichen Bruchzuständen hervorrufen. Im feinkörnigen Boden wirken sich Umlagerungen nicht so stark aus, der Kurvenverlauf ist stetig.

In der Abbildung 3.6-7 sind Zugversuche mit ME-PES-270 und Einbettung in den Schluff dargestellt, wobei Dichte und Wassergehalt des Schluffes bei den Versuchen variiert wurden. Der Schluff wurde mit $0.95 \cdot D_{PR}$ und mit $0.98 \cdot D_{PR}$ jeweils auf der nassen (95N, 98N) und auf der trockenen (95T, 98T) Seite aufbereitet. Die Bodenauflast betrug bei allen dargestellten Versuchen 100kPa, die Vorschubgeschwindigkeit betrug 10mm/min. Die Unterschiede der Versuche sind relativ gering, Dichte und Wassergehalt beeinflussen das Kraft- Dehnungsverhalten nur unwesentlich, wobei sich aus den geringfügigen Unterschieden auch keine Tendenz bezüglich des Wassergehaltes oder der Dichte ableiten läßt.

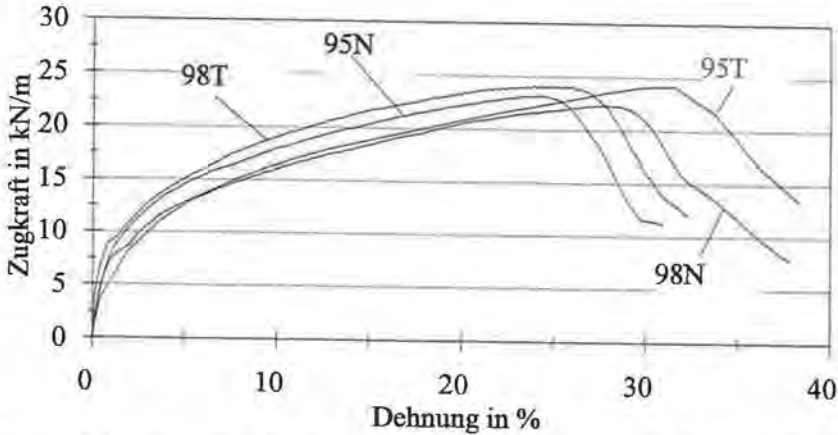


Abbildung 3.6-7: Versuchsergebnisse mit ME-PES-270 und Einbettung in Schluff - Variation von Dichte und Wassergehalt

In einer weiteren Versuchsreihe wurde der Einfluß der Vorschubgeschwindigkeit untersucht, wobei diese von 2mm/min bis zu 50mm/min variiert wurde. In der Abbildung 3.6-8 sind die Versuchsergebnisse mit Schluff 95N und der Bodenauflast 20kPa dargestellt. Das Diagramm zeigt, daß bei dieser Auflast die Vorschubgeschwindigkeit keinen Einfluß auf das Kraft-Dehnungsverhalten hat.

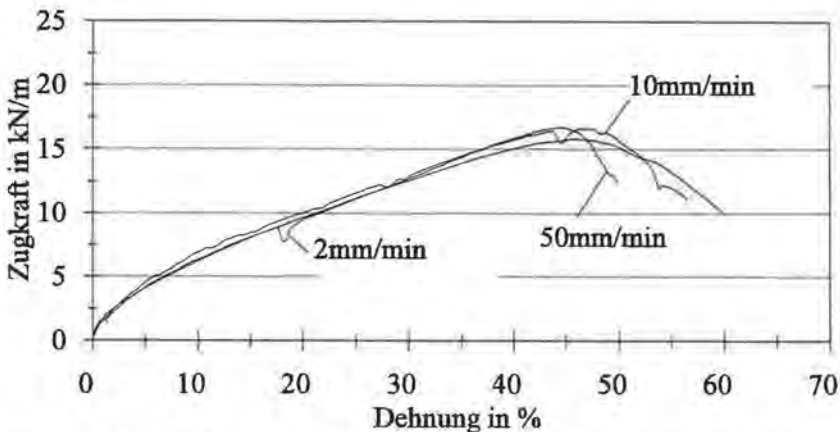


Abbildung 3.6-8: Versuche mit ME-PES-270 und Einbettung in Schluff 95N, Variation der Vorschubgeschwindigkeit

Der Einfluß der Vorschubgeschwindigkeit nimmt mit der Auflast zu. In der Abbildung 3.6-9 sind die Versuchsergebnisse bei einer Auflast von 100kPa dargestellt. Zu erwarten wäre gewesen, daß durch hohe Abschergeschwindigkeiten in der Grenzfläche zwischen Boden und Geotextil Porenwasserüberdrücke entstehen, die die effektiven Korn- zu Kornspannungen re-

duzieren. Geringere wirksame Auflasten auf die Geotextilstruktur hätten geringere Dehnsteifigkeiten zur Folge.

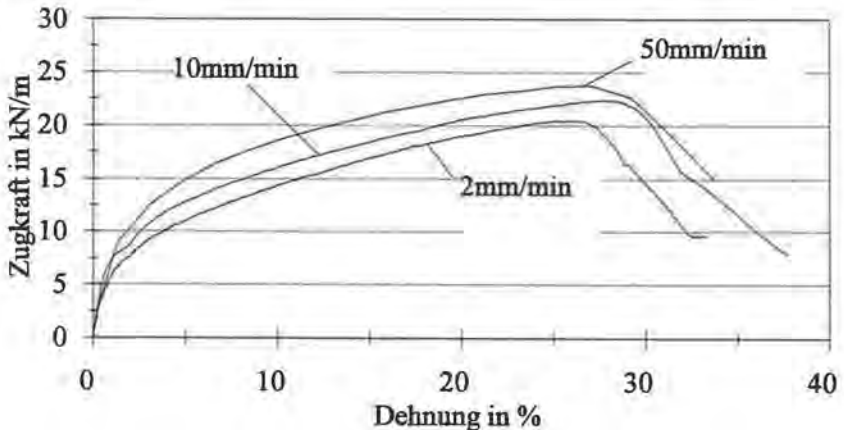


Abbildung 3.6-9: Versuche mit ME-PES-270 und Einbettung in Schluff 98N, Variation der Vorschubgeschwindigkeiten

Die Abbildung zeigt, daß bei höherer Vorschubgeschwindigkeit die Dehnsteifigkeit und die Festigkeit zunimmt. Daraus kann gefolgert werden, daß in der Grenzfläche entstehende Porenwasserüberdrücke durch die Dränwirkung der Vliesstoffe abgebaut und die effektiven Spannungen nicht reduziert werden.

Bei dem Produkt TH-PP/PE-270 sind deutlichere Unterschiede im Nachbruchverhalten bei Einbettung in das Kies- Sandgemenge gegenüber der Einbettung in den Schluff erkennbar. Im Kies- Sandgemenge ist nach dem Bruch ein deutlicher Abfall der Kraft festgestellt worden, im Schluff bleibt die Zugfestigkeit über einen Dehnweg von ca. 20% konstant. Dies läßt den Schluß zu, daß Schluff mit diesem thermisch verfestigten Vliesstoff eine bessere Verbundwirkung erzielt als Kies- Sand.

Wie mit ME-PES-270 wurden Wassergehalt und die Dichte des Schluffes variiert, um den Einfluß dieser Bodenparameter zu bestimmen. Ähnlich den Ergebnissen mit dem Produkt ME-PES-270 traten auch mit dem Produkt TH-PP/PE-270 nur geringfügige Veränderungen im Kraft- Dehnungsverlauf bei Variation von Dichte und Wassergehalt unter Beibehaltung der Vorschubgeschwindigkeit von 10mm/min auf. Auch bei diesem Produkt ist die Dehnsteifigkeit mit zunehmender Vorschubgeschwindigkeit angestiegen, Porenwasserüberdrücke in der Grenzfläche Boden- Vliesstoff verbunden mit einer Reduzierung der effektiven Spannungen können somit nicht entstanden sein.

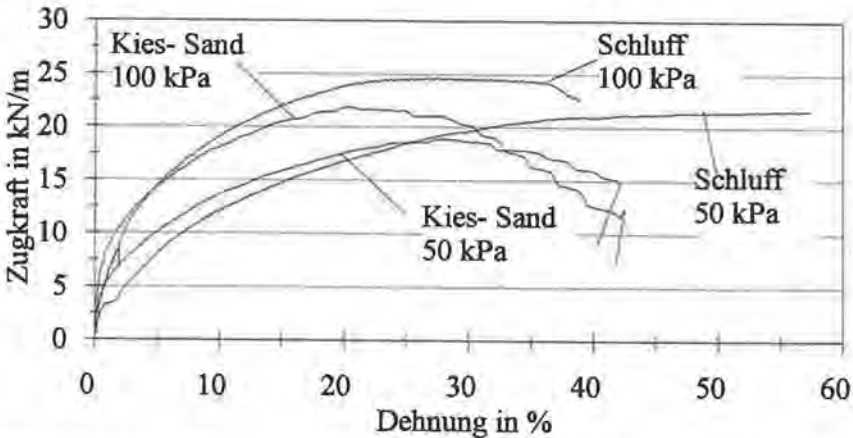


Abbildung 3.6-10: Einfluß der Bodenart auf das Kraft- Dehnungsverhalten von TH-PP/PE-270 (Kies- Sandgemenge und Schluff 95N)

3.6.5 Einfluß der Geotextilart und des Geotextilrohstoffes

Wie in Abbildung 3.6-5 dargestellt, hat die Einbettung in den Boden nur geringen Einfluß auf das Kraftdehnungsverhalten dieses Gewebes. Für dieses Produkt ist somit das mechanische Verhalten des Rohstoffes und die Konstruktionsdehnung bestimmend. Diese beiden Einflußfaktoren können durch Zugversuche ohne Bodeneinbettung untersucht werden. Eine Verallgemeinerung dieser Aussage auf andere Gewebe erscheint bei der Vielfalt der lieferbaren Produkte ohne weitergehende Untersuchungen nicht möglich, alle vorliegenden Ergebnisse unterstützen jedoch diese Aussage.

Bei den Vliesstoffen ist die Verfestigungsart von besonderer Bedeutung auf des Kraft- Dehnungsverhalten. Im freigehaltenen Zugversuch haben thermisch verfestigte Vliesstoffe höhere Dehnsteifigkeiten als mechanisch verfestigte Vliesstoffe. In der Abbildung 3.6-11 sind die Versuchsergebnisse mit ME-PES-270 und TH-PP/PE-270 im Kies- Sand bei den Auflasten 50kPa und 200kPa dargestellt.

Die Abbildung 3.6-11 zeigt, daß im Boden mit zunehmender Auflast das mechanisch verfestigte Produkt höhere Dehnsteifigkeiten und auch höhere Zugfestigkeiten erreicht. Die Ursache ist in einer besseren Verzahnung und einer besseren Einlagerung bzw. Durchdringung des mechanisch verfestigten Vliesstoffes mit Boden zu sehen. Diese Einlagerung fixiert die einzelnen Fasern und verhindert bzw. reduziert die Konstruktionsdehnung ganz entscheidend. Beim thermisch verfestigten Vliesstoff, der aus mehreren miteinander verbundenen Vliesstofflagen besteht, kann der Boden nur die Fasern der äußeren Lagen fixieren, die inneren Lagen werden quasi wie im freien Zugversuch gedehnt. Dies begründet auch den gleichmäßigen Zugkraftverlauf ohne die durch die Bodenumlagerung verursachten Schwankungen.

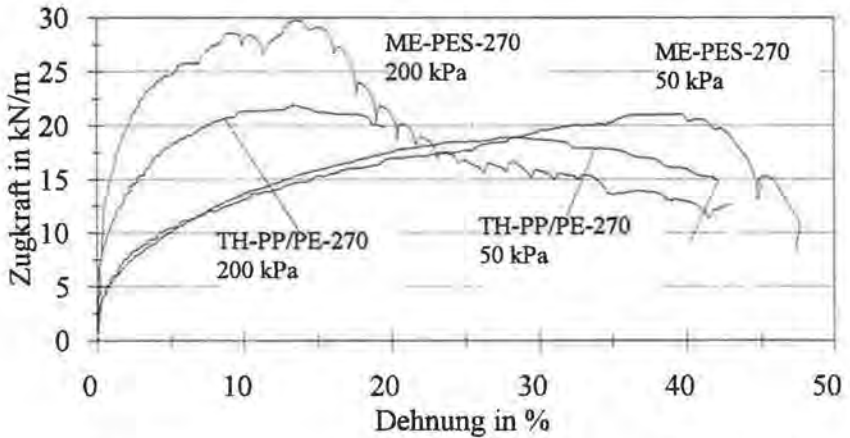


Abbildung 3.6-11: TH-PP/PE-270 und ME-PES-270, Kies- Sandgemenge, 50kPa und 200kPa Auflast

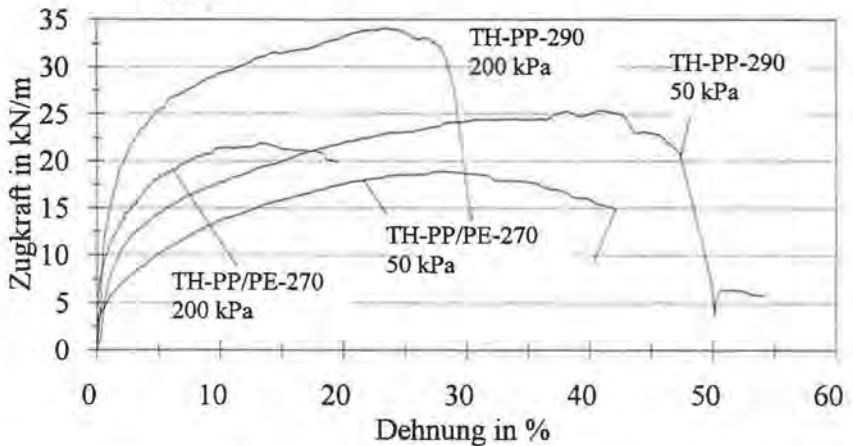


Abbildung 3.6-12: TH-PP/PE-270 und TH-PP-290, Kies- Sandgemenge, 50kPa und 200kPa Auflast

TH-PP-290 besteht nicht aus diesem mehrlagigen Aufbau, der Boden hat eine größere Wirkungstiefe und kann somit mehr Fasern fixieren, Boden und Bodenaufrost beeinflussen das Kraftdehnungsverhalten mehr als beim TH-PP/PE-270. Das Kraftdehnungsverhalten im Boden und damit auch der Einfluß des Bodens ist weitgehend mit dem mechanisch verfestigten ME-PES-270 vergleichbar. Der schichtweise Aufbau aus dünnen thermisch verfestigten Lagen ist die Ursache für das vergleichsweise schlechte Verbundverhalten von TH-PP/PE-270 mit dem Kies- Sand.

ME-PES-270 und ME-PP-280 sind beide mechanisch verfestigt und unterscheiden sich im Rohstoff. Die höhere Dehnsteifigkeit des Polyesters (PES) gegenüber dem Polypropylen (PP)

ist auch im Boden erkennbar, das Kraftehnungsverhalten im Kurzzeitversuch gleicht sich aber mit zunehmender Auflast an.

3.6.6 Einfluß der Dicke bei Vliesstoffen

Um zu klären, inwieweit die Beeinflussung des Kraft-Dehnungsverhaltens durch die Bodeneinbettung von der Dicke des Vliesstoffes abhängt, wurden Versuche mit drei mechanisch verfestigten Vliesstoffen des gleichen Herstellers durchgeführt. Die Produkte hatten somit den gleichen Faserrohstoff und die gleiche Herstellungsweise. Es handelte sich um die Produkte ME-PES-150, ME-PES-270 und ME-PES-500 mit Flächenmassen von 150 bis 500g/m² und Dicken von 1.7mm, 2.8mm und 4.1mm.

Die Versuche wurden mit dem Kies- Sandgemenge durchgeführt. Aufgetragen in den Abbildungen 3.6-13 und 3.6-14 sind die Kraft-Dehnungsverläufe der untersuchten Vliesstoffe in normierter Form, die Zugkraft wurde durch die angegebene Dicke der Vliesstoffe geteilt. Durch den Vergleich der Kurven kann auf eine Abhängigkeit des Bodeneinflusses von der Geotextildicke geschlossen werden.

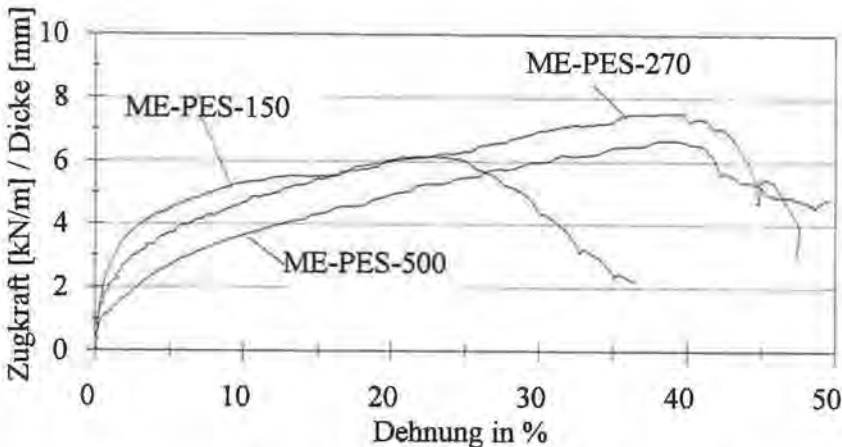


Abbildung 3.6-13: Normierte Versuchsergebnisse bei Einbettung in das Kies- Sandgemenge und Auflast 50kPa

Im Bereich bis 10% Dehnung ist die durch die Geotextildicke geteilte Zugkraft des dünnsten Produktes bei beiden Auflasten am höchsten, die Faserfestigkeit wird am besten ausgenutzt. Am schlechtesten schneidet bei dieser Auswertung das dickste Produkt ME-PES-500 ab, die Versuchskurven liegen bei der Auflast 50kPa und der Auflast 200kPa unter denen der dünneren Produkte, die Faserfestigkeit wird vergleichsweise schlecht ausgenutzt. Beim Produkt ME-PES-270 gleichen sich die Kurven mit zunehmender Auflast denen des dünneren ME-PES-150 an.

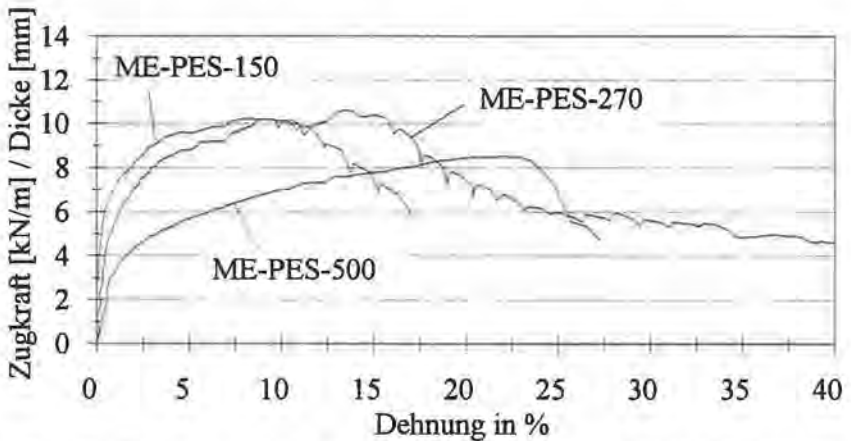


Abbildung 3.6-14: Normierte Versuchsergebnisse bei Einbettung in das Kies- Sandgemenge und Auflast 200kPa

Aus den Ergebnissen kann abgeleitet werden, daß der Boden und die Auflast einen in der Wirkungstiefe beschränkten Einflußbereich hat und diese mit der Auflast zunimmt. Bei dem dünnen Produkt ME-PES-150 wird das Kraft-Dehnungsverhalten schon bei niedrigen Auflasten sehr effizient verbessert. Um eine ähnliche Verbesserung beim Produkt ME-PES-270 zu erreichen, ist eine Auflast von 200kPa notwendig. Beim vergleichsweise dicken Produkt ME-PES-500 kann nur ein Teil der Fasern durch die Wirkung des Bodens erreicht werden, die normierten Zugkräfte liegen unter denen der anderen Produkte.

3.7 Versuche mit konstanter Zugkraft (Kriechversuche)

Die Dehnungen eines Geotextils als Bewehrung im Boden setzen sich aus zwei Verformungsanteilen zusammen. Zum einen Teil aus der Sofortdehnung unmittelbar nach Lastaufbringung und zum anderen Teil aus der zeitabhängigen Kriechverformung. Die während der Nutzungsdauer des Bauwerks auftretenden jeweiligen Kriechverformungsanteile der Geotextilprodukte können zu einer Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit führen. Da sich das Kraft-Dehnungsverhalten der Geotextilprodukte durch den Boden und die Bodenaufast verändert, war zu erwarten, daß sich auch die Kriecheigenschaften durch den Bodenkontakt verändern. Eine genaue Untersuchung des Kriechverhaltens im Boden ist somit Grundlage zur gezielten Beurteilung und Bemessung der Bewehrungsmaterialien.

Da die Kriechverformungen auch durch die Temperatur beeinflusst werden, wurden die Versuche sowohl mit als auch ohne Bodenkontakt unter Normklimabedingungen durchgeführt, Temperatur und Luftfeuchtegehalt waren während der Versuche stets konstant.

Die Zugkraft wurde von den Druckluftzylindern in einer Zeitspanne kleiner fünf Sekunden auf die Proben aufgebracht. Die Zugkraft wurde während der Versuche konstant gehalten und kontinuierlich überwacht und aufgezeichnet.

Die Versuchsdauer betrug normalerweise 1000 Stunden. Gezielt ausgewählte Parameterkombinationen wurden auch über einen längeren Zeitraum untersucht. Die Versuche wurde vorzeitig abgebrochen, wenn eines der folgenden Kriterien erfüllt war:

1. Die Probe ist gebrochen.
2. Die Gesamtdehnung überschreitet ca. 80mm (Länge der Übergangsbereiche)
3. Die Verformungsgeschwindigkeit bleibt konstant oder nimmt zu (progressiver Bruchzustand).
4. Die Verformungsgeschwindigkeit nimmt stark ab (die Probe ist stabil).

Dieser Kriechverformungsanteil ist gegenüber den Kurzzeitversuchen im stärkerem Maße von den mechanischen Eigenschaften der Geotextilrohstoffe abhängig. Diese Eigenschaften der Rohstoffe sind aus der Werkstoffforschung bekannt und intensiv untersucht. Inwieweit diese reinen Rohstoffeigenschaften auch im Boden das Verbundverhalten beeinflussen ist Gegenstand dieser Versuchsreihen.

3.7.1 Versuchsparameter und Versuchsauswertung

Wegen der vergleichsweise langen Versuchsdauern von bis zu 10000 Stunden konnte nicht das Kriechverhalten der gesamten Produktpalette der Kurzzeitversuche in Kombination mit den beiden Bodenarten sowie unterschiedlichen Dichten und Wassergehalten untersucht werden. Es mußten deswegen bestimmte Parameterkombinationen ausgewählt werden.

Wie oben beschrieben wurde bei den Kurzzeitversuchen festgestellt, daß sich grundlegend nur das Kraft-Dehnungsverhalten von Vliesstoffen durch den Kontakt und den Einfluß des Bodens verändert, bei dem untersuchten Gewebe war dagegen der Einfluß des Bodens gering. Deswegen wurden drei in der Zugfestigkeit und Flächenmasse vergleichbare Vliesstoffe unterschiedlicher Verfestigungsarten und Rohstoffe ausgewählt (siehe Tabelle 3.2-2), aus dem Gewebebereich wurde nur ein Produkt verwendet, um die Aussagen des Kurzzeitversuches zu bestätigen.

Als Bodenarten kamen wie in den Kurzzeitversuchen das Kies- Sandgemenge und der Schluff zum Einsatz, wobei auch hier die Parametervariation reduziert werden mußte. Der Schluff wurde bei allen Versuchen mit der Dichte $0,95 \cdot D_{PR}$ und einem Einbauwassergehalt von $w=17\%$ aufbereitet. Durch sorgfältiges Verschließen der Seitendruckkästen konnte eine Austrocknung des Schluffes vermieden werden. Es wurden Versuche mit den Seitendrücken 20kPa, 50kPa, 100kPa und 200kPa und Zugkräften je nach Kriechneigung der Produkte zwischen 20% und 100% der Zugfestigkeit durchgeführt. Diese Prozentangabe der Zugkraft in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit ohne Bodeneinbettung wird im weiteren Auslastungsgrad A genannt. Die Verwendung des Auslastungsgrades führt zu einer Normierung der Versuchsergebnisse und damit zu einer besseren Vergleichbarkeit.

In den Abbildungen der Anlagen 3 und 4 sind wesentliche und für die Produkte typische Ergebnisse aufgetragen. Dabei wurden die Versuche auf zwei Arten grafisch dargestellt. Zum einen wurden die Dehnungen über der Zeit aufgetragen. Die Zeitachse wurde, um den Anfangsbereich der Versuche besser darstellen zu können, im logarithmischen Maßstab eingeteilt. Eine lineare Unterteilung der Zeitachse, wie sie in [21] gewählt wurde, erscheint dagegen ungeeignet, Kriechvorgänge darzustellen. Die Abbildung 3.7-1 zeigt deutlich, daß die Kriechdehnung des Produktes nur aus der logarithmischen Darstellung der Zeitachse zu erkennen ist, aus der linearen Darstellung der Zeitachse ist die Interpretation des Kriechverhaltens schwierig.

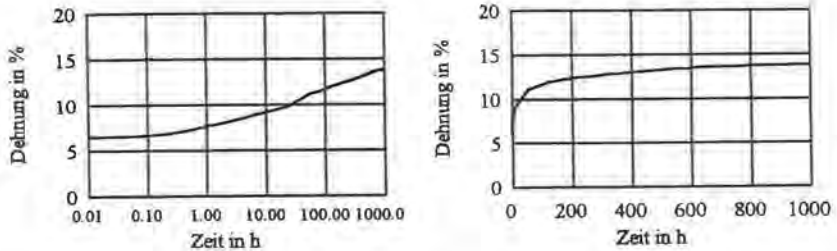


Abbildung 3.7-1: Vergleich linearer und logarithmischer Darstellungsweisen bei Kriechversuchen (ME-PP-280, Kies- Sand, Auflast 20kPa, A=30%)

Die Ordinate zeigt die Dehnungen in linearer Unterteilung. Materialien mit spürbaren Kriechverformungen zeigen in der logarithmischen Darstellungsart Versuchskurven mit einer deutlichen Krümmung nach oben, die Dehnungen nehmen mit der Zeit zu. Produkte mit geringen zeitabhängigen Verformungen weisen nur leichte Krümmung nach oben auf, die Versuchskurven erscheinen linear, die Dehnungen nehmen nur im geringen Umfang zu.

Die zweite Art der Darstellung sind die Verformungs- Geschwindigkeitsdiagramme. Die Abszisse stellt die Verformungen im linearen Maßstab dar. Auf der Ordinate ist die Verformungsgeschwindigkeit angetragen. Die Verformungsgeschwindigkeit wird über die erste Ableitung der Verformung nach der Zeit bestimmt. Um das große Spektrum der Geschwindigkeiten übersichtlich auftragen zu können, wurde ebenfalls ein logarithmischer Maßstab gewählt. Diese Art der Darstellung ermöglicht eine bessere Interpretation der Versuchsergebnisse:

Läßt sich an die Versuchskurve eine vertikale Asymptote anlegen, dann nimmt die Verformungsgeschwindigkeit schnell ab, das Produkt zeigt geringe Kriechneigung. Läßt sich keine vertikale Asymptote anlegen, dann zeigt das Produkt deutliche Kriechverformungen. Sehr starke Kriechneigung bzw. ein progressiver Bruchzustand wird durch eine horizontale Asymptote gekennzeichnet. Die Verformungsgeschwindigkeit nimmt dann nicht mehr ab, ein Bruch, verbunden mit großen vorangehenden Verformungen, steht unmittelbar bevor.

3.7.2 Ergebnisse der Versuche ohne Bodeneinbettung

Wie schon im Abschnitt 3.6 wurden auch bei den Untersuchungen zum Langzeitverhalten Vergleichsversuche ohne Bodenkontakt durchgeführt. Es wurden die drei Vliesstoffe ME-PES-270, ME-PP-280 und TH-PP/PE-270 bei den Laststufen A=20%, 40%, 60%, 80% der Kurzzeitfestigkeit der einzelnen Produkte untersucht. Dabei traten sehr große Unterschiede im Kriechverhalten auf, die zum Teil auf die Verfestigungsart, zum großen Teil aber auf den verwendeten Rohstoff zurückzuführen sind. Die Versuchsergebnisse sind in der Anlage 3 grafisch dargestellt.

Der Vergleich der beiden mechanisch verfestigten Produkte verdeutlichte die unterschiedlichen Eigenschaften von Polypropylen und Polyester. Bei beiden Produkten traten große Anfangsverformungen auf. Aus den in den Abbildungen grafisch dargestellten Versuchsergebnissen wird der große Unterschied im Kriechverhalten erkennbar. Der Polyester- Vliesstoff

ME-PES-270 zeigte auch bei Auslastungen bis zu 80% nur geringe Kriechverformungen. Dies wird besonders im Geschwindigkeitsdiagramm ersichtlich. Bei allen Versuchskurven, auch bei $A=80\%$ zeichnen sich vertikale Asymptoten ab.

Beim Polypropylen- Vliesstoff ME-PP-280 waren deutlichere, zeitabhängige Verformungen meßbar. Auslastungen größer 40% führten innerhalb kurzer Zeit zum Bruch. Eine vertikale Asymptote konnte auch bei $A=20\%$ nicht festgestellt werden. Dies läßt den Schluß zu, daß aufgrund der Kriechverformungen im freigehaltenen Versuch eine zulässige Auslastung auf maximal 20% begrenzt werden sollte.

Der thermisch verfestigte Vliesstoff TH-PP/PE-270 zeigte bei Beginn des Versuches ein deutlich steiferes Verhalten als die mechanisch verfestigten Vliesstoffe. Die Anfangsdehnungen lagen auch bei der Laststufe 80% der Kurzzeitfestigkeit unter 20mm bzw. $\epsilon=20\%$. Diese geringen Anfangsverformungen nahmen mit der Zeit deutlich zu, bei den Laststufen $A=60\%$ bzw. 80% konnte im Geschwindigkeitsdiagramm eine horizontale Asymptote festgestellt werden. Ein Bruch trat innerhalb weniger Stunden auf. Aus diesen Versuchsergebnissen ist ohne Bodeneinfluß ein maximaler Ausnutzungsgrad von ca. 20% ableitbar, da sich auch bei 40% keine vertikale Asymptote anlegen läßt.

Mit dem Gewebe wurde im freigehaltenen Versuch die Laststufe 20% der Kurzzeitfestigkeit untersucht (siehe Abbildung Anlage 4).

3.7.3 Ergebnisse der Versuche im Boden

Ziel der Untersuchung war die Ableitung einer Beziehung, mit der man das Kriechverhalten im Boden unter Auflast und so die zeitabhängigen Verformungen unter Dauerlast berechnen kann. Um dieses Ziel zu erreichen waren pro Produkt, Bodenart und Auflast mindestens 3 bis 4 Versuche mit unterschiedlichen Ausnutzungsgraden A notwendig. Wegen des somit erheblichen Umfangs an Versuchen und Parameterkombinationen kann nur exemplarisch ein Teil der Versuchsergebnisse dargestellt werden. Die Versuchsergebnisse sind in [5] vollständig dokumentiert.

Die Versuchsdauern betrugen normalerweise 1000 Stunden, besonders relevant erscheinende Kombinationen (z.B. ME-PES-270; Kies- Sandgemenge, 50kPa, $A=60\%$) wurden bis zu 10000 Stunden untersucht zur Absicherung von Extrapolationen.

Durch den Kontakt und die Einbettung in den Boden unter Auflast werden nicht nur die Anfangsdehnungen, sondern auch die zeitlichen Verformungen deutlich reduziert. Dies zeigt die Abbildung 3.7-2 eindrucksvoll. In diesem Diagramm sind die Versuchsergebnisse mit ME-PP-280 ohne Bodeneinbettung und mit Einbettung in das Kies- Sandgemenge bei einer Auflast von 100kPa dargestellt. Der Auslastungsgrad betrug bei den dargestellten Versuchen $A=40\%$.

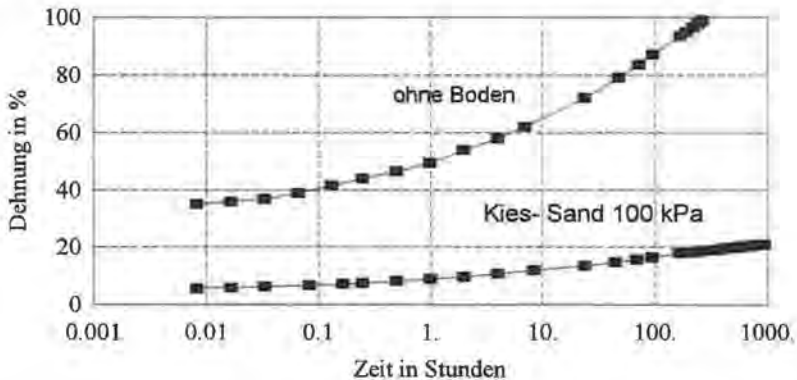


Abbildung 3.7-2: Versuchsergebnisse mit ME-PP-280, 40% Auslastungsgrad, mit und ohne Bodeneinbettung

In den Abbildungen der Anlage 4 sind Versuche mit ME-PES-270 im Kies-Sandgemenge und im Schluff bei Auflasten von 20kPa und 100kPa dargestellt. Aus diesen Abbildungen kann ebenfalls der große Einfluß des Bodens und der Auflast auf die Verformungen abgeleitet werden. Durch die Erhöhung der Auflast von 20kPa auf 100kPa werden die Verformungen je nach Auslastungsgrad in etwa um den Faktor 10 reduziert. Die Versuchsergebnisse im Schluff sind tendenziell mit denen im Kies- Sandgemenge vergleichbar. In der Darstellung der Verformungsgeschwindigkeit über dem Verformungsweg lassen sich an alle Kurven vertikale Asymptoten anlegen. Daraus kann gefolgert werden, daß kein Bruchzustand zu erwarten ist. Bemerkenswert sind darüber hinaus die geringen Kriechverformungen und die sehr hohen Auslastungsgrade von bis zu $A=100\%$, die nicht zu einem Bruch führen.

Bei dem Produkt ME-PP-280 werden die Kriechverformungen ebenfalls durch den Boden und die Auflast reduziert, die höhere Kriechneigung des Rohstoffes Polypropylen bleibt erkennbar. Auch bei der Auflast von 100kPa führen Auslastungsgrade von über 40% zu progressiven Bruchzuständen. Auch bei diesem Produkt ist das Verformungsverhalten im Schluff und im Kies- Sand vergleichbar. Die Versuchsergebnisse können dahingehend interpretiert werden, daß der zulässige Ausnutzungsgrad von der Bodenauflast abhängig ist und bei einer Auflast von 20kPa ca. $A=20\%$ beträgt. Bei der Auflast von 200kPa erhöht sich A auf ca. 50%.

Der thermisch verfestigte Vliesstoff TH-PP/PE-270 weist geringe Anfangsverformungen auf, die Kriechverformungen sind aber groß. Die zulässigen Ausnutzungsgrade sind bei diesem Produkt am geringsten, sie sollten auch bei hohen Bodenauflasten 40% nicht überschreiten.

Die Versuche mit dem Gewebe G-PP-430 haben die Aussage bestätigt, daß sich das Verformungsverhalten durch den Boden nur unwesentlich verändert. Die Anfangsverformung wird durch die Einbettung in den Boden geringfügig reduziert, die zeitabhängigen Kriechverformungen aber bleiben gleich. Tendenziell ist auch bei diesem Produkt die Neigung der Polyolefine zu Kriechverformungen erkennbar.

3.7.4 Einfluß des Auslastungsgrades

Wie die Abbildungen der Anlagen 3 und 4 zeigen, ist einer der maßgebenden Parameter für das Kriechverhalten der Geotextilien im Boden der Auslastungsgrad. Mit steigendem Auslastungsgrad, also mit höherer Dauerlast nehmen die zeitabhängigen Verformungen wie auch im Versuch ohne Bodeneinbettung zu. Für jedes Produkt kann experimentell eine Grenzlast ermittelt werden, ab der mit einem progressiven Bruch zu rechnen ist. Der Bodenkontakt und vor allem die Bodenauflast verändern das Kriechverhalten und so auch die Grenzlast. Die Folge ist, daß auf Dauer zulässige Auslastungsgrade in Abhängigkeit von der Bodenauflast ermittelt werden müssen.

3.7.5 Einfluß der Auflast

In den Abbildungen 3.7-3 und 3.7-4 sind für das Produkt ME-PES-270 exemplarisch ausgewählte Versuchsergebnisse in Abhängigkeit von der Bodenauflast dargestellt. Die Diagramme zeigen, daß sich bei gleicher Last die Dehnungen mit zunehmender Auflast ganz entscheidend verringern. Auch bei der vergleichsweise hohen Auslastung von 80% sind bei Auflasten von 100kPa oder 200kPa fast keine Kriechverformungen festgestellt worden.

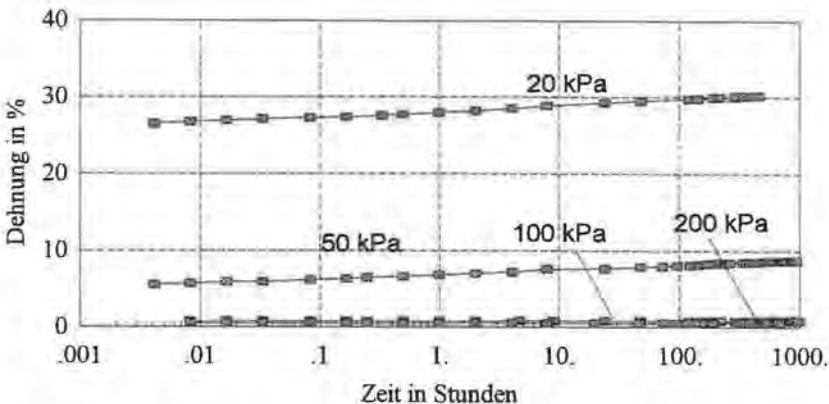


Abbildung 3.7-3: Versuchsergebnisse mit ME-PES-270, Kies- Sandgemenge, Auslastungsgrad 60%, verschiedene Auflasten

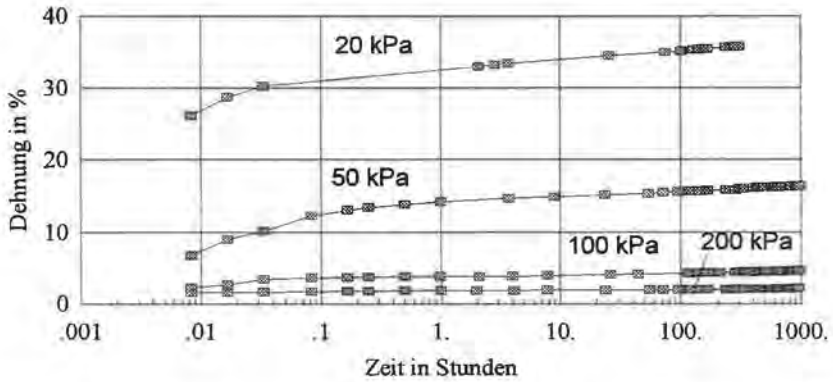


Abbildung 3.7-4: Versuchsergebnisse mit ME-PES-270, Schluff, Auslastungsgrad 80%, verschiedene Auflasten

Da bei dem Produkt ME-PP-280 die Verformungen generell größer sind, erscheint bei diesem Produkt der Einfluß der Bodenauflast besonders deutlich. Der Auslastungsgrad von 60% führte bei der Auflast von 20kPa und auch bei 50kPa innerhalb weniger Stunden zum Bruch, bei den Auflasten von 100kPa und 200kPa trat innerhalb der Versuchsdauer kein Bruch auf.

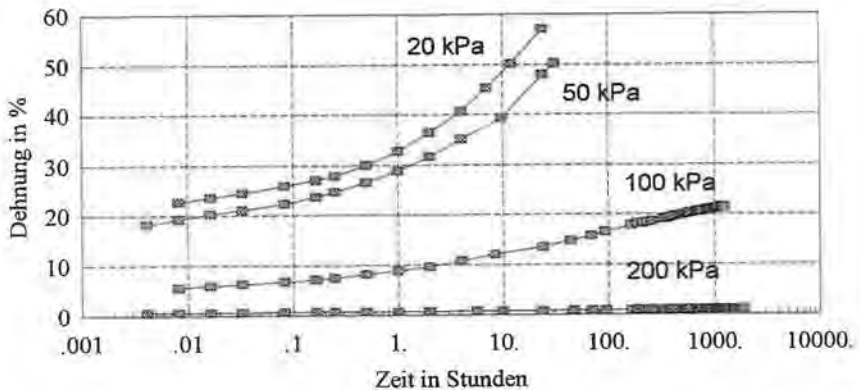


Abbildung 3.7-5: Versuchsergebnisse mit ME-PP-280, Kies-Sandgemenge, Auslastungsgrad 60%, verschiedene Auflasten

3.7.6 Einfluß der Bodenart

Der Einfluß der Bodenart bei gleichem Auslastungsgrad und bei gleicher Auflast ist für ME-PES-270 in den Abbildungen 3.7-6 und 3.7-7 dargestellt. Die Abbildungen zeigen ein unterschiedliches Verhalten. Bei niedrigen Auflasten ist die Geotextildehnung im Schluff, bei hohen Bodenaufasten ist die Geotextildehnung im Kies- Sandgemenge niedriger.

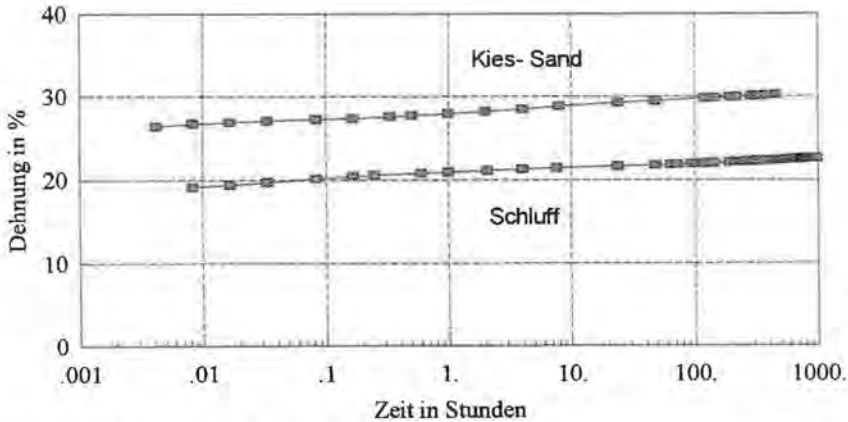


Abbildung 3.7-6: Versuchsergebnisse mit ME-PES-270, Auslastungsgrad 60%, Auflast 20kPa

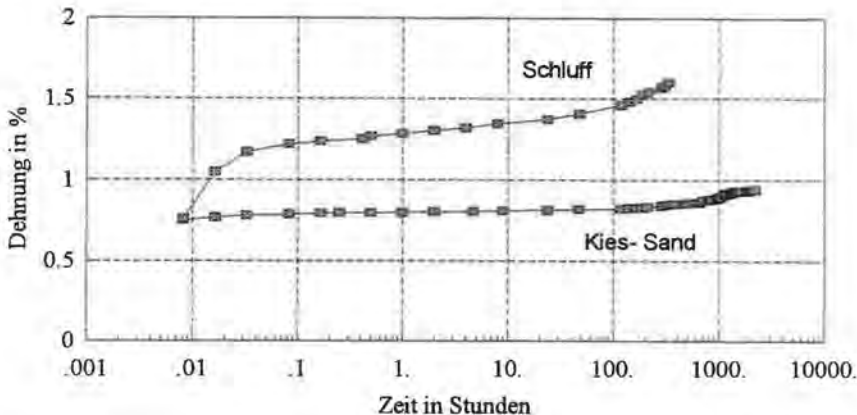


Abbildung 3.7-7: Versuchsergebnisse mit ME-PES-270, Auslastungsgrad 60%, Auflast 100kPa

Zurückzuführen ist dies auf die unterschiedlichen Schereigenschaften der beiden Bodenarten. Bei niedrigen Auflasten überwiegen die kohäsiven Kräfte des Schluffes, die Reibungsanteile sind gering. Im nichtbindigen Boden ist der Scherwiderstand direkt proportional zur Auflast, die Verformungen im Kies- Sandgemenge sind deshalb bei hohen Auflasten geringer als im

Schluff. Dieses unterschiedliche Verhalten wurde in ähnlicher Weise bei ME-PP-280 und bei TH-PP/PE-270 festgestellt.

3.7.7 Einfluß des Geotextilrohstoffes

Um den Einfluß des Geotextilrohstoffes zu dokumentieren, wurden in der Abbildung 3.7-8 die Kriechverformungen der drei untersuchten Vliesstoffe bei sonst gleichen Versuchsbedingungen aufgetragen. Das Diagramm zeigt deutlich das unterschiedliche mechanische Verhalten der Verfestigungsart und des Geotextilrohstoffes.

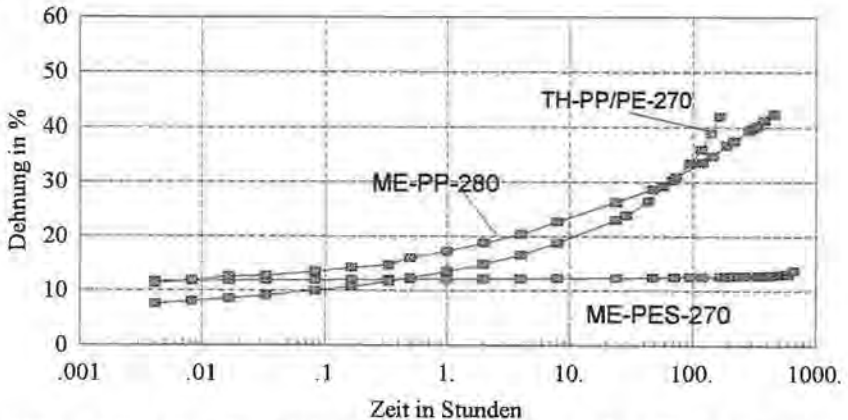


Abbildung 3.7-8: Versuchsergebnisse im Kies-Sandgemenge, Auflast 20kPa, Ausnutzungsgrad 40%

Die Anfangsverformungen des thermisch verfestigten Vliesstoffes sind deutlich geringer als bei den mechanisch verfestigten Produkten. Diese beiden zeigen am Versuchsbeginn weitgehend identische Verformungen.

Das Polyesterprodukt bleibt mechanisch stabil und zeigt kaum Kriechverformungen. Beim Produkt ME-PP-280 nehmen die Verformung stark zu, nach ca. 100 Stunden haben sich die Dehnungen gegenüber dem Anfangswert verdreifacht. Das Produkt TH-PP/PE-270 neigt noch deutlicher zu Kriechverformungen, die aufgebrachte Last führt nach ca. 200 Stunden zum Bruch. Dieser progressive Bruchzustand ist auch an der fast konstant bleibenden Verformungsgeschwindigkeit erkennbar.

3.8 Zusammenfassung und Bewertung der Versuchsergebnisse

Aus den Untersuchungsergebnissen der Versuche mit Bodeneinbettung lassen sich folgende Schlußfolgerungen ableiten:

- 1) Das Kraftdehnungsverhalten der untersuchten Gewebe wird durch die Einbettung in den Boden und die Bodenauflast nur wenig verändert.
- 2) Das Kraftdehnungsverhalten von Vliesstoffen wird durch die Bodeneinbettung und die Bodenauflast maßgebend verändert.
- 3) Diese Veränderung tritt bei mechanisch verfestigten Vliesstoffen stärker auf als bei thermisch verfestigten, besonders wenn diese lagenweise aufgebaut sind.

- 4) Bei mechanisch verfestigten Vliesstoffen nimmt der Einfluß des Bodens auf das Kraftdehnungsverhalten mit zunehmender Vliesstoffdicke ab.
- 5) Die Kriechverformungen werden durch den Boden und die Bodenauflast reduziert, die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Polymere sind aber von großer Bedeutung.

Die Beeinflussung des Kraftdehnungsverhaltens von Geotextilien im Boden läßt sich auf mehrere Wirkungen zurückführen. Bodenteilchen lagern sich in die Geotextilstruktur ein und behindern so die Verformung und Ausrichtung der Fasern unter Zugbeanspruchung. Die regellos angeordneten Fasern bei Vliesstoffen werden so in ihrer Lage fixiert. Diese Fixierung ist um so besser, je höher die Auflast ist und je leichter sich Bodenteilchen in die Geotextilstruktur einlagern können. Durch die Auflast werden die Fasern aneinandergepreßt. Ungleichmäßige Zugbeanspruchung der einzelnen Fasern verursacht so in Abhängigkeit von der Auflast zwischen diesen Fasern Reibung. Die Reibung kann als innere Reibung bezeichnet werden. Diese innere Reibung wirkt der Zugbeanspruchung entgegen, führt zu einer gleichmäßigeren Verteilung der Kräfte auf alle Fasern und erhöht so die Dehnsteifigkeit. Der Einfluß ist direkt von der Bodenauflast abhängig. Da sich das mechanische Verhalten der Geotextilrohstoffe nicht verändert, wird durch den Einfluß des Bodens die Konstruktionsdehnung der Geotextilprodukte reduziert. Somit ist der Einfluß des Bodens und der Bodenauflast um so größer, je größer die Konstruktionsdehnung im Zugversuch ohne Bodeneinbettung ist.

Gewebe haben herstellungsbedingt eine geringe Konstruktionsdehnung, die einzelnen Fasern und Fäden werden bei Zugbeanspruchung sofort und gleichmäßig angespannt. Die innere Reibung ist deswegen gering. In die gewebte Struktur können sich Bodenteilchen nur wenig einlagern und die Fasern in ihrer Lage fixieren. Dies hat zur Folge, daß sich durch den Boden und die Bodenauflast das Kraftdehnungsverhalten der üblichen Gewebe nur wenig verändert. Die Ergebnisse von Zug- und Kriechversuchen ohne Bodenkontakt beschreiben für diese Produktgruppe das Verhalten auch unter Bodeneinbaubedingungen mit ausreichender Genauigkeit.

Mechanisch verfestigte Vliesstoffe bestehen aus regellos angeordneten Fasern, kleine Bodenteilchen können sich in die Vliesstoffstruktur einlagern und die Fasern fixieren. Diese Fixierung der Einzelfasern ist besonders bei dünnen mechanisch verfestigten Vliesstoffen ausgeprägt und nimmt im Versuch mit zunehmender Dicke ab. Außerdem führt die regellose Anordnung zu ungleichmäßiger Anspannung und so zu einer hohen inneren Reibung. Das Kraftdehnungsverhalten wird sehr stark vom Boden und insbesondere von der Bodenauflast beeinflusst, die Dehnsteifigkeit wird sehr viel größer. Im Zeitstandsverhalten sind die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Rohstoffe von großer Bedeutung. Die Kriechverformungen der Polyolefine sind deutlich größer als bei Polyester. Da durch den Boden und die Auflast die Zugbeanspruchung gleichmäßiger auf alle Fasern verteilt wird, sind bei allen Produkten die Kriechdehnungen im Boden kleiner als ohne Boden.

Bei thermisch verfestigten Vliesstoffen ist durch die Verfestigungsart die Oberflächenstruktur vergleichsweise steif, die Bodeneinlagerung ist gering und nur für Feinkorn möglich. Da durch die thermische Verfestigung auch eine geringere Konstruktionsdehnung als bei den mechanisch verfestigten Vliesstoffen erreicht wird, ist die aktivierbare innere Reibung geringer als bei den mechanisch verfestigten Vliesstoffen. Der Boden verändert das Kraftdehnungsverhalten der thermisch verfestigten Produkte, diese Veränderung ist aber nicht so ausgeprägt wie bei den mechanisch verfestigten Vliesstoffen.

Die Ergebnisse dieser Versuchsreihen sind ein Schritt, durch den die guten Ergebnisse von Vliesstoffen im Vergleich zu Geweben in Großversuchen mit Polsterwänden verständlich und damit nachvollziehbar werden.

3.9 Entwicklung eines Materialgesetzes zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Geotextilien im Bodenverbund

3.9.1 Näherungen der Versuche mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit

Die Untersuchungen zur Spannungs- Dehnungsbeziehung von Geotextilien im Boden zeigten ein ausgeprägt nichtlineares Verformungsverhalten, das insbesondere bei Vliesstoffen ganz entscheidend von der Bodenauflast beeinflusst wird. Je höher die Bodenauflast, um so höher sind die Dehnsteifigkeiten der Vliesstoffe. Dieser Zusammenhang hat entscheidenden Einfluß auf die Bemessung von bewehrten Bodensystemen und damit auf die Einsatzmöglichkeiten von Vliesstoffbewehrungen. Um dies in Bemessungen berücksichtigen zu können, muß für den Gebrauchslastbereich das Kraft- Dehnungsverhalten in Abhängigkeit vom Boden und der Bodenauflast in einem Materialgesetz beschreibbar sein.

Der erste Schritt der Entwicklung eines Materialgesetzes war die numerische Erfassung der Versuchsergebnisse mit Hilfe nichtlinearer Beziehungen. Dabei wurden verschiedene Funktionen auf ihre diesbezügliche Brauchbarkeit, d.h. auf ihre Genauigkeit im Annähern der Versuchskurven hin untersucht. Sehr wichtig war, daß die Anzahl der Variablen aus Gründen der Handhabung und des Berechnungsumfanges möglichst klein sein sollte. Deswegen wurde auch auf Näherungen mit Polynomen höheren Grades verzichtet. Sehr gute Ergebnisse zeigt die Näherung mit folgendem hyperbolischen Ansatz:

$$y(x) = \frac{x}{a + bx} \quad (3.9-1)$$

Übertragen auf die Kraft- Dehnungsbeziehung der geotextilen Verbundsysteme ergibt sich folgende Beziehung:

$$Z(\varepsilon) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (3.9-2)$$

wobei Z der Geotextilzugkraft in kN/m und ε der Geotextildehnung entspricht. Die Variablen a und b sind über nichtlineare Regression aus der Kraft- Dehnungskurve zu ermitteln. Dazu werden zuerst die Meßergebnisse der Versuche transformiert. Die transformierten Meßergebnisse können nun linear angeglichen werden. Aus dieser linearen Regression lassen sich nun die Variablen a und b errechnen.

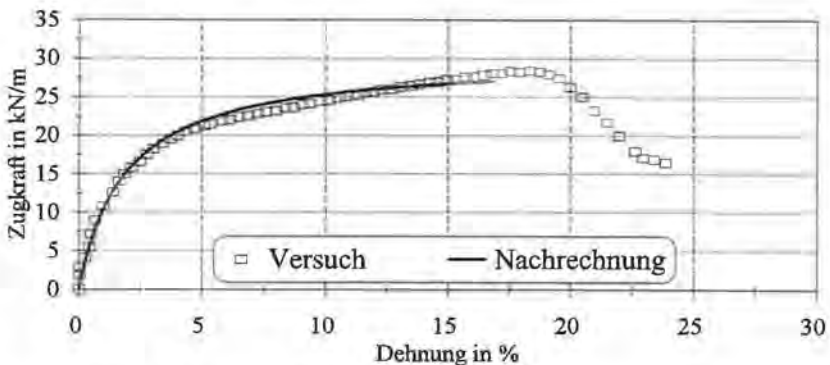


Abbildung 3.9-1: Beispiel eines Zugversuches und Näherung

Die Variablen müssen für jeden Versuch neu bestimmt werden. Sie sind abhängig vom Geotextil, vom Boden und von der Auflast, sie gelten nur für diese Versuchsparameter. Aus den Ergebnissen einer Versuchsreihe ergeben sich unter Beibehaltung von Bodenart, Geotextil und Variation des Seitendruckes (Auflast) folgende Variablen a und b:

Auflast in kPa	Variable a [-]	Variable b [-]
20	a_{020}	b_{020}
50	a_{050}	b_{050}
100	a_{100}	b_{100}
200	a_{200}	b_{200}

Tabelle 3.9-1, Variablen a und b einer Versuchsreihe

Um aus den Näherungen zu jedem Versuch mit unterschiedlichen Seitendrücken P eine Gleichung aufstellen zu können, die auch den Einfluß von P berücksichtigt, wurden die Funktionen (3.9-3) und (3.9-4) angewandt. Die Variablen $a_{020} \dots a_{200}$ wurden als Funktion von P mit der Gleichung (3.9-3) genähert, für die Variablen $b_{020} \dots b_{200}$ wurde Gleichung (3.9-4) benutzt. Mit Hilfe dieser beiden Gleichungen (3.9-3) und (3.9-4) konnte so die Gleichung (3.9-2) um den Einfluß des Seitendruckes (Bodenauflast) erweitert werden.

$$a(P) = \frac{c_a}{d_a + P} \quad (3.9-3)$$

$$b(P) = \frac{c_b}{d_b + P} \quad (3.9-4)$$

wobei P = Seitendruck auf das Geotextil in kPa.

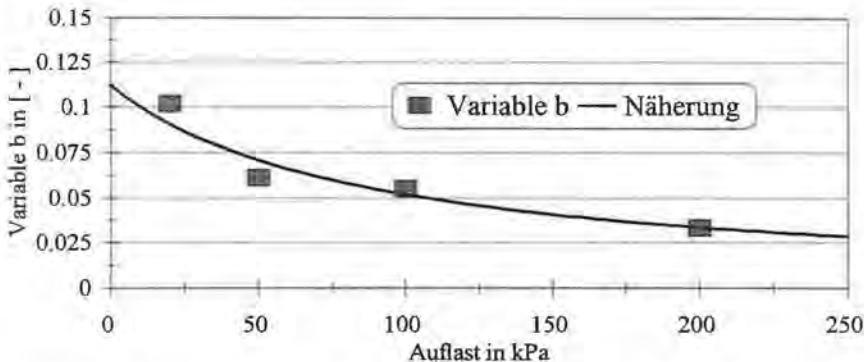


Abbildung 3.9-2: b_{020} bis b_{200} in Abhängigkeit von P und zugehörige Näherung

Eingesetzt in (3.9-2) ergibt sich eine Funktion für Z in Abhängigkeit von der Dehnung ϵ und des Seitendruckes P:

$$Z(\epsilon, P) = \frac{\epsilon}{\left(\frac{c_a}{d_a + P}\right) + \left(\frac{c_b}{d_b + P}\right)\epsilon} \quad (3.9-5)$$

Aufgelöst nach ε ergibt sich folgende Beziehung:

$$\varepsilon[-] = \frac{Z(\frac{c_a}{d_a+p})}{1 - Z(\frac{c_b}{d_b+p})} \quad (3.9-6)$$

Aus dieser Formel läßt sich also in Abhängigkeit von der Auflast für eine Zugkraft Z eine zugehörige Dehnung errechnen. Bei der Auswertung der Versuche zeigte sich, daß sich die Versuchsergebnisse bei Dehnungen größer als ca. 10% bis 15% wegen der Nähe zum Bruchzustand nicht mehr mit obigen Gleichungen beschreiben lassen. Es ist deswegen bei Verwendung von Gleichung (3.9-6) darauf zu achten, daß die Anwendungsgrenzen von ca. $\varepsilon=10\%$ Dehnung nicht überschritten werden.

Bei der großen Anzahl an Meßwerten der Kraft-Dehnungsbeziehung und der Korrelationskoeffizienten R^2 von 0.94 bis 0.99 kann davon ausgegangen werden, daß die Näherungsfunktionen die tatsächlichen Versuchswerte gut beschreiben, daß also eine echte Korrelation besteht.

Sehr viel problematischer ist die Korrelationsanalyse der Variablen mit den Funktionen (3.9-3) bzw. (3.9-4), da für die Näherung jeweils nur vier Einzelwerte zur Verfügung stehen. Der Aussagewert des Korrelationskoeffizienten R^2 ist deswegen geringer. Wie die Abbildung zeigt, beschreiben die Gleichungen (3.9-3) und (3.9-4) die Einzelwerte mit ausreichender Genauigkeit. Ein weiterer Nachweis ausreichend genauer Beschreibung der Versuchsergebnisse durch die Beziehung (3.9-6) gelingt durch die Darstellung 3.9-3, in der Versuchsergebnisse und berechneter Verlauf gegenübergestellt sind:

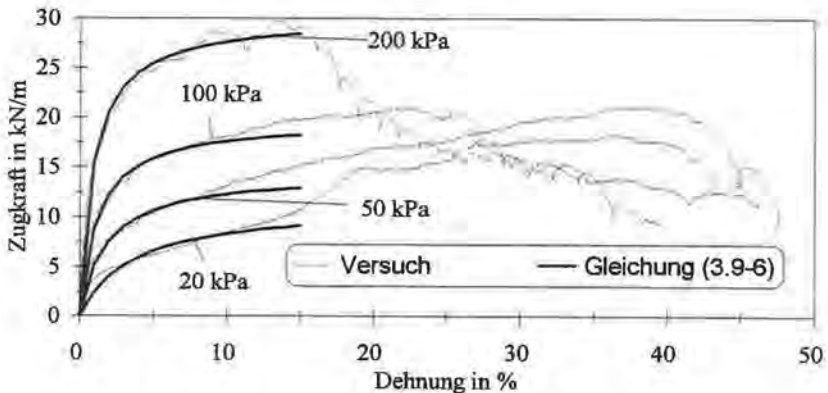


Abbildung 3.9-3: Vergleich der Versuchsergebnisse mit Berechnung nach Gleichung (3.9-6) am Beispiel ME-PES-270 und Kies- Sand

Aus den Abbildungen ist ersichtlich, daß die Näherung die Versuchsergebnisse insbesondere im Gebrauchslastbereich gut beschreibt. Die Gleichung bietet für die später vorgestellten FEM- Berechnungen weiterhin den Vorteil, daß sie ab Dehnungen größer 10%, also außerhalb des eigentlichen Geltungsbereiches starke Plastifizierungen aufzeigten. Dies ist aus den horizontalen Asymptoten erkennbar, die man an den Kurvenverlauf anlegen kann.

Aus diesem Zusammenhang zwischen der Geotextilzugkraft Z [kN/m] und ϵ kann mit Hilfe der Definition eines Verformungsmoduls V [kN/m] in Anlehnung an die E-Theorie die Geotextilsteifigkeit errechnet werden.

$$V(\epsilon) = \frac{Z}{\epsilon} \quad (3.9-7)$$

Dieser Verformungsmodul ist unabhängig von der Geotextildicke formuliert. Aus der Abbildung 3.9-4 wird die Unterscheidung zwischen Sekantenverformungsmodul und Tangentenverformungsmodul ersichtlich:

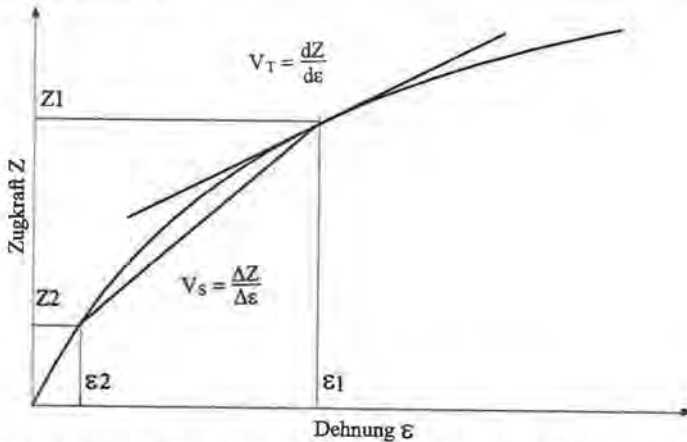


Abbildung 3.9-4: Dehnungs- Zugkraftdiagramm mit Definition der Verformungsmoduln V_s und V_T

Der Sekantenverformungsmodul V_s ist definiert als:

$$V_s = \frac{\Delta Z}{\Delta \epsilon} = \frac{Z_1 - Z_2}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \quad (3.9-8)$$

Gleichung (3.9-6) in (3.9-8) eingesetzt ergibt für $Z_2=0$ und $Z_1=Z$:

$$V_s(Z, P) = \frac{1 - Z \left(\frac{a}{d_b + P} \right)}{\left(\frac{a}{d_b + P} \right)} \quad (3.9-9)$$

Mit Hilfe dieser Gleichung kann eine auflast- und zugkraftabhängige Geotextilsteifigkeit berechnet und in einer Bemessung angesetzt werden.

Die in Gleichung (3.9-9) hergeleitete Beziehung zur Berechnung der Geotextilsteifigkeit als Sekantenverformungsmodul ist jedoch wegen der inkrementellen Lastaufbringung und der Übernahme der berechneten Spannungen als Primärspannungszustand im FEM- Berechnungsablauf (vgl. Kapitel 5) nicht zum Ansatz der Geotextilsteifigkeit geeignet. Der FEM-Materialmodellierung entsprechend mußte ein Tangentenverformungsmodul angesetzt werden. Durch den Ansatz dieses Tangentenverformungsmoduls in der FE-Berechnung läßt sich die Geotextilsteifigkeit dem tatsächlichen Spannungszustand exakter anpassen. Der Tangentenverformungsmodul V_T ist definiert als:

$$V_T = \frac{dZ}{d\epsilon} = \frac{d}{d\epsilon} \left(\frac{\epsilon}{a + b\epsilon} \right) \quad (3.9-10)$$

Unter Ansatz der Quotientenregel und (3.9-6) ergibt sich:

$$V_T = \frac{(1-Zb)^2}{2} \quad (3.9-11)$$

(3.9-3) und (3.9-4) in (3.9-11) eingesetzt ergibt die Gleichung des Tangentenverformungsmoduls V_T :

$$V_T(Z,P) = \frac{(1 - Z(\frac{c_b}{d_b + P}))^2}{(\frac{c_b}{d_b + P})} \quad (3.9-12)$$

Im Abbildung 3.9-5 ist der Verlauf der Tangentenverformungsmoduln bei verschiedenen Auflasten am Beispiel des Vliesstoffes ME-PES-270 dargestellt. Die Abbildung zeigt für jede Auflast P zwei Grenzwerte der Steifigkeit. Für $Z \rightarrow 0$ läßt sich ein oberer Grenzwert V_{T-MAX} der Geotextilsteifigkeit errechnen. Als Minimalwert ergibt sich die Steifigkeit 0, da sich die Kurven asymptotisch der x - Achse annähern (vgl. Abbildung 3.9-5). Dieser untere Grenzwert, der ein vollständiges plastifizieren und damit $\varepsilon \rightarrow \infty$ bedeuten würde, ist jedoch außerhalb des Definitionsbereiches der Gleichung (3.9-6) und damit auch der Gleichung (3.9-12).

Der obere Grenzwert V_{T-MAX} errechnet sich in Abhängigkeit von P :

$$V_{T-MAX} = \frac{c_b + P}{d_b} \quad (3.9-13)$$

Dieser Maximalwert der Dehnsteifigkeit tritt bei einer Dehnung $\varepsilon \rightarrow 0$ auf und ist als Grenzwert innerhalb des Definitionsbereiches der Gleichungen (3.9-6) und (3.9-12) anzusehen.

3.9.2 Anwendung am Beispiel ME-PES-270 und vergleichende Auswertungen

In diesem Abschnitt soll die Ableitung der Materialbeziehung am Beispiel eines Vliesstoffes in allen Einzelschritten gezeigt werden. Ausgewählt wurde dazu der Vliesstoff ME-PES-270. Im Anschluß an die Ableitung werden dann Ergebnisse dieses Produktes mit dem Gewebe und mit den anderen Vliesstoffen verglichen.

Unter Anwendung der Gleichungen (3.9-1) bis (3.9-6) wurden für den Vliesstoff ME-PES-270 folgende Variablen ermittelt:

Auflast in kPa	Variable a [-]	Variable b [-]
20	0.241353	0.101973
50	0.163207	0.061198
100	0.059774	0.050216
200	0.031239	0.033485

Tabelle 3.9-2, Variablen a und b bestimmt für ME-PES-270

Die Versuche wurden mit einem Kies- Sandgemenge als umgebende Bodenart ausgeführt. Aus dieser Tabelle konnten mit (3.9-3) und (3.9-4) folgende Werte ermittelt werden:

$$\begin{aligned} c_s &= 6.212805 \\ d_s &= -0.84334 \\ c_b &= 9.555813 \\ d_b &= 88.8813 \end{aligned}$$

Eingesetzt in (3.9-6) ergibt sich folgende Beziehung für ME-PES-270 und Kies-Sand:

$$\varepsilon[\%] = \frac{Z\left(\frac{6.212805}{-0.34334 + P[\text{kPa}]}\right)}{1 - Z\left(\frac{9.555813}{88.8813 + P[\text{kPa}]}\right)} \quad (3.9-14)$$

Diese Formel (3.9-14) gilt unter Beachtung folgender Randbedingungen:

- 1) Bodenmaterial Kies-Sandgemenge
- 2) Auflast zwischen 20kPa und 200kPa
- 3) maximale Dehnung 10%

Versuchsergebnisse und Berechnung sind in der Abbildung 3.9-3 dargestellt. Mit Hilfe der Gleichung (3.9-12) konnte der Verlauf des Verformungsmoduls V_T grafisch in der Abbildung 3.9-5 dargestellt werden.

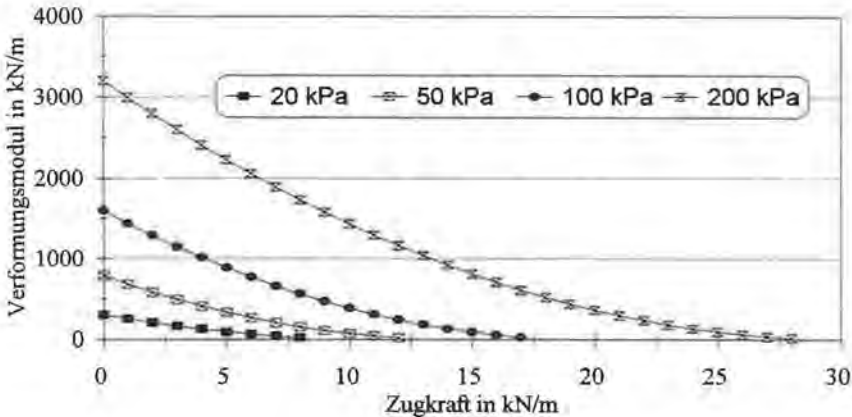


Abbildung 3.9-5: Tangentenverformungsmodul von ME-PES-270 in Abhängigkeit von Auflast und Zugkraft

Aus der Gleichung (3.9-13) wurden die Maximalsteifigkeiten in Abhängigkeit von der Auflast P ermittelt. Die Maximalsteifigkeiten sind in Abbildung 3.9-6 grafisch dargestellt. Es ist ein linearer Zusammenhang zwischen Anfangssteifigkeit und der Auflast bei dem Vliesstoff ME-PES-270 erkennbar. Für diesen Vliesstoff wurde im freigehaltenen Versuch nach ISO 10319 ein Verformungsmodul im Anfangsbereich von ca. 37.5kN/m ermittelt, die Steifigkeit erhöht sich somit schon bei der geringen Bodenaufkast von 20kPa um den Faktor von 8 auf ca. 300kN/m. Bei hohen Auflasten von 200kPa wird die Steifigkeit des Vliesstoffes auf mehr als 3200kN/m erhöht. Dies entspricht gegenüber dem freigehaltenen Versuch einer Steigerung um den Faktor 90. Diese hohe Anfangssteifigkeit ist einem hochzugfesten Gewebe wie z.B. dem auch im Boden untersuchten G-PES-450 mit einer Zugfestigkeit nach ISO 10319 von ca. 220kN/m fast vergleichbar.

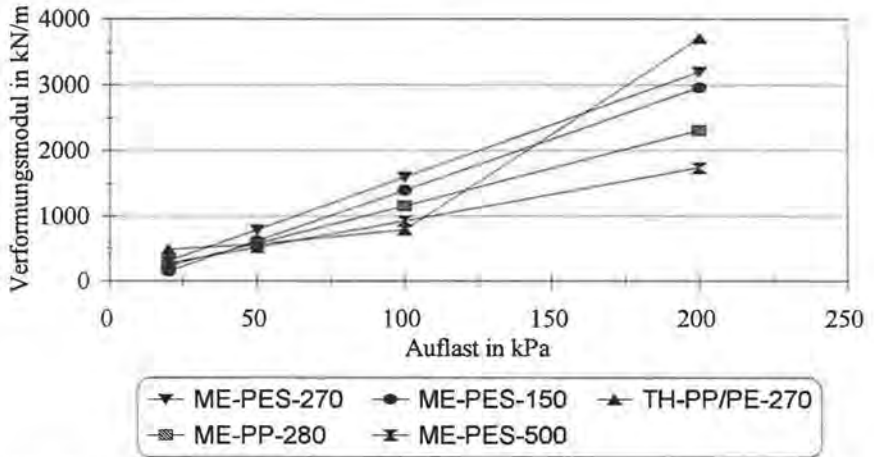


Abbildung 3.9-6: Maximalwerte des Verformungsmoduls V_T der untersuchten Vliesstoffe in Abhängigkeit von der Auflast

In den Abbildungen 3.9-7 und 3.9-8 sind die mit (3.9-13) ermittelten Verformungsmoduln V_T der untersuchten Vliesstoffe bei den Dehnungen 1% und 10% in Abhängigkeit von der Auflast für Kies- Sand dargestellt.

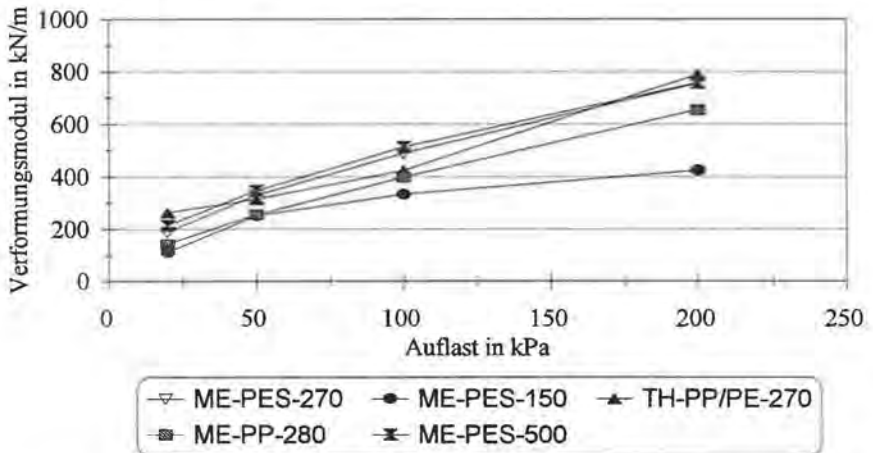


Abbildung 3.9-7: Verformungsmodul V_T der Vliesstoffe in Abhängigkeit von der Auflast bei einer Dehnung von 1%

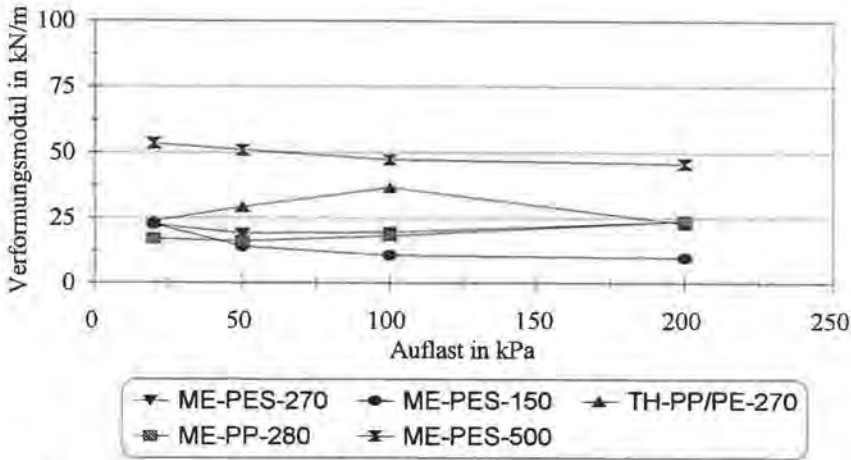


Abbildung 3.9-8: Verformungsmodul V_T der Vliesstoffe in Abhängigkeit von der Auflast bei einer Dehnung von 10%

Beim Vergleich der drei Polyestervliesstoffe fällt auf, daß die Anfangssteifigkeiten von ME-PES-150 und ME-PES-270 fast gleich hoch sind, die von ME-PES-500 ist deutlich geringer. Nach 1% Dehnweg haben ME-PES-270 und ME-PES-500 vergleichbare Steifigkeiten, ME-PES-150 fällt insbesondere bei hohen Auflasten in der Steifigkeit gegenüber den anderen Produkten deutlich ab. Bei einer Dehnung von 10% hat das dickste Produkt ME-PES-500 im Vergleich zu den beiden anderen Polyestervliesstoffen in etwa eine doppelt so hohe Dehnsteifigkeit. Daraus läßt sich folgern, daß der Bodenverbund sich bei dünnen Vliesstoffen besonders stark auswirkt, das dickere Produkt aber infolge seiner höheren Flächenmasse größere Reserven aufweist.

Das Produkt ME-PP-280 ist in der Dehnsteifigkeit dem ME-PES-270 vergleichbar. Beim TH-PP/PE-270 ist ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Dehnsteifigkeit und Auflast erkennbar, der sich auf die schlechtere Bodeneinlagerung bei niedrigen Auflasten zurückführen läßt.

3.9.3 Näherungen der zeitabhängigen Verformungen

Um die Ergebnisse der Kriechversuche mathematisch beschreiben zu können, wurde wie bei den Kurzzeitversuchen eine Funktion gesucht, die die Kurvenverläufe ausreichend genau beschreibt. Für zeitabhängige Vorgänge eignen sich besonders gut Exponentialansätze zur nichtlinearen Näherung der Versuchsergebnisse. Folgende Funktion hat sich als besonders brauchbar erwiesen:

$$y(t) = at^b \quad (3.9-15)$$

In dieser Gleichung bezeichnet y die Verformung in mm, wobei sich aus der Versuchsgeometrie ergibt, daß die Verformung in mm der Geotextildehnung in % entspricht. Die Zeit t wird in Stunden eingesetzt, a und b sind für jeden Versuch durch eine Regressionsanalyse neu zu bestimmende Variablen.

Die Variable a läßt sich bei näherer Betrachtung als Maß für die Anfangsverformung, die Variable b als Maß für die Kriecheigenschaften deuten. In der Abbildung sind Beispiele von Versuchsergebnissen und deren Näherung gegenübergestellt.

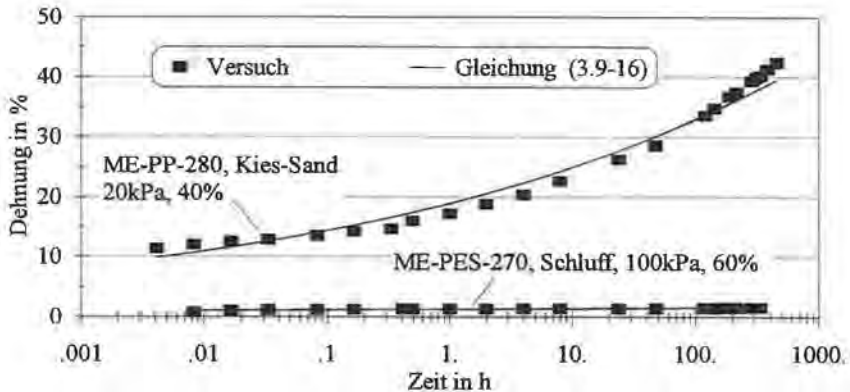


Abbildung 3.9-9: Vergleich von Versuchsergebnissen und Näherung

Bei der Nachrechnung der Versuche mit diesem Ansatz ist zu beachten, daß sich die Probe nicht im progressiven Bruchzustand befindet. Im progressiven Bruchzustand sind die Variablen der Näherungsfunktion, insbesondere die Variable der Kriechneigung b , im Verlauf eines Versuches vergleichsweise nicht mehr konstant. Eine dann vorhandene Zeitabhängigkeit der Variablen verhindert eine wirklichkeitsgetreue Nachrechnung mit den benutzten Ansätzen, die Näherungen dieser Versuche sind demzufolge ungenau. Ein Beispiel für eine solche sich im progressiven Bruchzustand befindende Probe ist die obere Kurve (ME-PP-280, Kies-Sand, 20kPa) der Abbildung 3.9-9. Mit zunehmender Zeitdauer wird die Beschreibung der Versuchsergebnisse durch den gewählten Exponentialansatz ungenauer. Die Ergebnisse solcher Versuche und deren Näherung sind jedoch nur als experimentelle Abgrenzung gegen den Bruchzustand zu werten und somit für den Gebrauchszustand ohne Belang. Es wurde deswegen darauf verzichtet, diese Versuchsergebnisse mit Beziehungen höherer Ordnung genauer zu untersuchen.

Versuche ohne diese Zeitabhängigkeit der Variablen werden sehr gut durch die Funktion (3.9-15) beschrieben. Ein Beispiel dafür ist der in der Abbildung 3.9-9 dargestellte Versuch ME-PES-270, Schluff, 100kPa, 60% mit der zugehörigen Näherung. Die Versuchsergebnisse können durch einen Ansatz der Gleichung (3.9-15) mit guter Genauigkeit nachgerechnet werden. Aus den Näherungen ergaben sich somit für jede Parameterkombination (Geotextil; Bodenart; Auslastungsgrad in %; Seitendruck in kPa) entsprechende Variablen a und b . Durch eine weitere nichtlineare Regression konnte die Gleichung (3.9-15) um den Ausnutzungsgrad A erweitert werden. Es ergibt sich somit zur Beschreibung der Kriechdehnung folgende Beziehung in Abhängigkeit von t und A :

$$y(t,A) = (a_1 + a_2 A^2) t^{(b_1 + b_2 A^2)} \quad (3.9-16)$$

Die Gleichung (3.9-16) beschreibt in Abhängigkeit von der Zeit und dem Auslastungsgrad die Dehnung der Geokunststoffe. Sie gilt für eine Bodenart und eine Bodenauflast. Zur Ab-

leitung der Gleichung und Bestimmung der Variablen sind pro Bodenart und Auflast mindestens drei, besser vier Versuche mit unterschiedlichen Auslastungsgraden nötig.

3.9.4 Auswertungen zu den Näherungen der Langzeitversuche

Die in dem Kapitel 3.9.3 hergeleiteten Beziehungen zur Beschreibung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens können als einfachste Anwendungsmöglichkeit zur Extrapolation der Versuchsergebnisse auf eine längere Anwendungsdauer benutzt werden. Nach Literaturangaben ist es möglich, die Versuchsergebnisse um eine Zehnerpotenz der Zeitachse zu extrapolieren. Da die meisten Versuche über einen Zeitraum von ca. 1000 Stunden durchgeführt worden sind, wäre also demnach eine Anwendung der Gleichung (3.9-15) auf einen Zeitraum von 10000 Stunden oder ca. 1 Jahr zulässig. Da auch ausgewählte Parameterkombinationen bei Versuchsdauern von mehr als 10000 Stunden untersucht worden sind, wären für diese Parameterkombinationen die Anwendung der Gleichung (3.9-15) bis zu 10 Jahren möglich. Mit zunehmender Auslastung vergrößern und mit abnehmender Auslastung verringern sich die Kriechtendenzen der Geokunststoffe und damit die Gefahr eines progressiven Bruchzustandes. Damit wäre auch der Nachweis der Anwendbarkeit und Extrapolation der Gleichung (3.9-16) auf einen Zeitraum von 10 Jahren für niedrigere Beanspruchungen der Geotextilien erbracht.

Für den Versuch mit ME-PES-270, 50kPa, $A=60\%$, der eine Versuchsdauer von 10000 Stunden ohne progressiven Bruch und auch ohne zunehmende Verformungsgeschwindigkeit überstanden hat, wäre eine Extrapolation auf 100000 Stunden oder ca. 10 Jahre zulässig. Zusätzlich ist daraus abzuleiten, daß auch bei geringeren Auslastungsgraden als 60% und auch höheren Auflasten eine Extrapolation der Kriechversuchsergebnisse bis auf eine Anwendungsdauer von 10 Jahren möglich ist.

Eine weitere Anwendungsmöglichkeit der Gleichung (3.9-16) ist die Ermittlung eines zeitabhängigen Ausnutzungsgrades, um eine bestimmte Dehnung nicht zu überschreiten. Es lassen sich also aus diesen Gleichungen Kurven gleicher Verformung errechnen. In den Abbildungen 3.9-10 und 3.9-11 sind Beispiele solcher Kurvenscharen angegeben. Die Kurven sind folgendermaßen zu interpretieren: Um nach einer angegebenen Zeitdauer von z.B. 1000 Stunden die Dehnung ϵ_t nicht zu überschreiten, darf die Auslastung den Wert $A_{\epsilon_t-1000h}$ maximal erreichen. Für eine Belastungsdauer von 500 Stunden kann man eine entsprechend größere Zugkraft A_{ϵ_t-500h} aus dem Diagramm ablesen.

Aus einer stärker abfallenden Kurve kann eine große Kriechneigung abgeleitet werden, bei wenig kriechenden Geotextilien im Bodenverbund verlaufen die Kurven fast waagrecht. Diese Darstellungsweise wäre direkt in einem Nachweis zur Gebrauchsfähigkeit von geotextilbewehrten Erdbauwerken anwendbar.

In Abschnitt 3.7 wurde als gut geeignetes Kriterium zur Beurteilung der Kriecheigenschaften und der Langzeitverformungen die Verformungsgeschwindigkeit genannt. Bei Versuchen, die weder im progressiven Bruchzustand sind und auch nicht zu großen Kriechverformungen neigen, nimmt die Verformungsgeschwindigkeit über der Dehnung aufgetragen stetig ab, das System ist auch unter Dauerbeanspruchung mechanisch stabil.

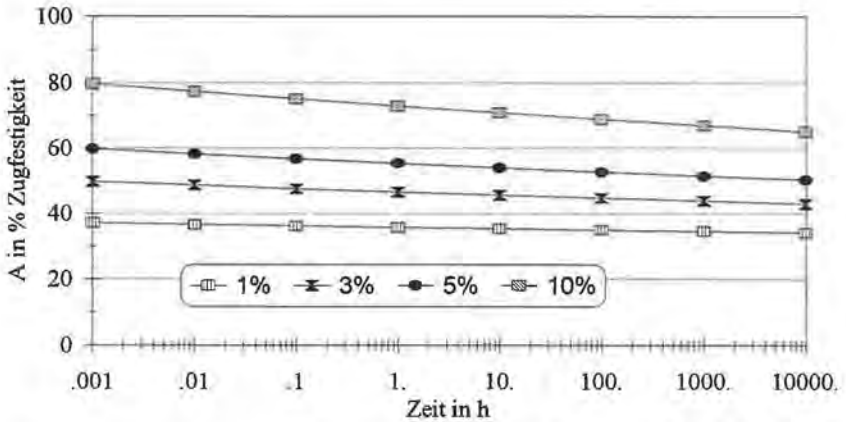


Abbildung 3.9-10: Ausnutzungsgrad in Abhängigkeit von der Dehnung, ME-PES-270, Kies-Sand, 50kPa

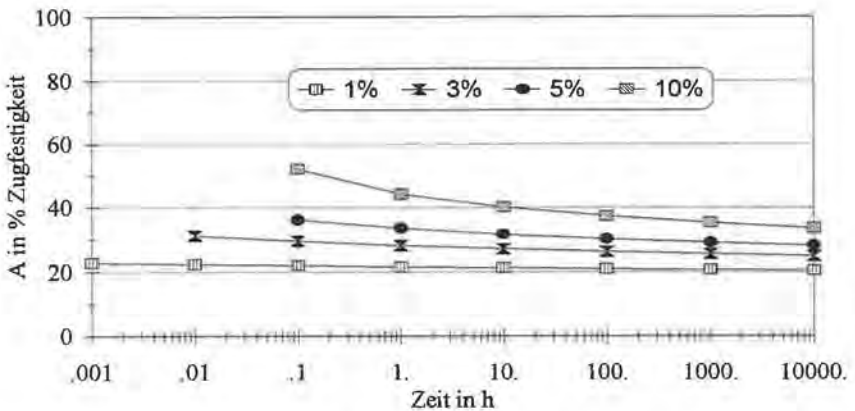


Abbildung 3.9-11: Ausnutzungsgrad in Abhängigkeit von der Dehnung, ME-PP-280, Kies-Sand, 50kPa

Gleichung (3.9-16) nach der Zeit t abgeleitet ergibt eine Gleichung für die Verformungsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von t und A :

$$y'(t,A) = (b_1 + b_2 A^2)(a_1 + a_2 A^2)t^{(b_1 + b_2 A^2) - 1} \quad (3.9-17)$$

Mit Hilfe der Gleichung (3.9-17) und unter der Vorgabe von zunächst willkürlich gewählten Beurteilungskriterien für geringe und sehr geringe Kriechverformung konnten Diagramme über zulässige Ausnutzungsgrade in Abhängigkeit von der Bodenauflast entwickelt werden. Als Beurteilungskriterium für geringe Kriechverformung wurde eine Verformungsgeschwindigkeit von $v=0,2\text{mm/h}$ nach einer Stunde, für sehr geringe Kriechverformung von

$v=0.1\text{mm/h}$ nach einer Stunde eingeführt. Diese angesetzten Verformungsgeschwindigkeiten erwiesen sich durch Vergleichsbetrachtungen als gut geeignetes Beurteilungskriterium.

$v(1h, A) = 0.2\text{mm/h}$: geringe Kriechverformung

$v(1h, A) = 0.1\text{mm/h}$: sehr geringe Kriechverformung

Mit (3.9-17) und den Verformungsgeschwindigkeiten konnte ein zulässiger Ausnutzungsgrad in Abhängigkeit von der Bodenauflast errechnet werden. Dies wurde für die verschiedenen Produkte ermittelt und in den Abbildungen 3.9-12 und 3.9-13 grafisch dargestellt:

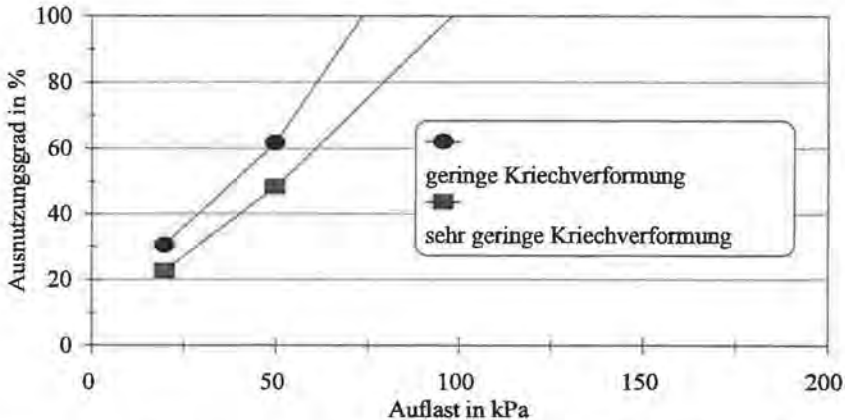


Abbildung 3.9-12: zulässiger Ausnutzungsgrad von ME-PES-270 und Kies- Sand in Abhängigkeit von der Bodenauflast

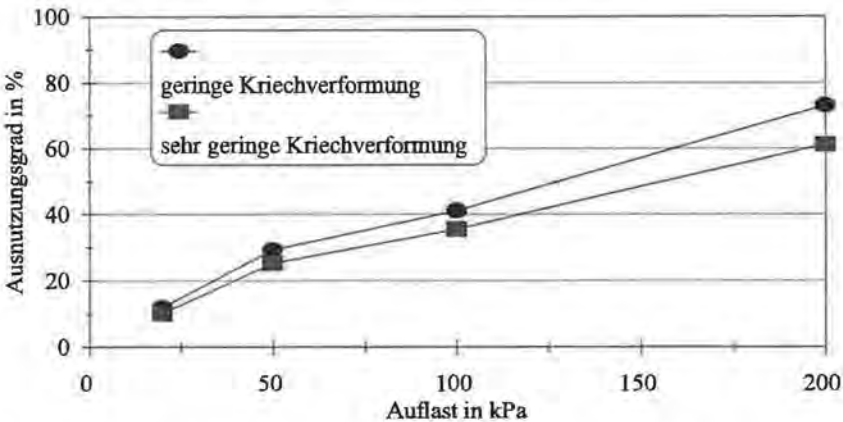


Abbildung 3.9-13: zulässiger Ausnutzungsgrad von ME-PP-280 und Kies- Sand in Abhängigkeit von der Bodenauflast

Die Abbildungen wurden aus den Versuchsergebnissen im Kies- Sandgemenge abgeleitet. Ihr Geltungsbereich ist auf diese Bodenart beschränkt, entsprechende Diagramme mit vergleichbaren Ergebnissen lassen sich auch für Schluff aufstellen. Sie zeigen deutlich, daß die zulässige Ausnutzung von Geotextilien signifikant von der Bodenauflast abhängt. Aus den Diagrammen läßt sich ableiten, daß ein Kriterium zur Beurteilung der auf Dauer zulässigen Beanspruchung von Vliesstoffen um den Einfluß der Auflast erweitert werden muß.

3.10 Anwendungsmöglichkeiten für diese Materialbeziehung

In den abgeleiteten Beziehungen zur Beschreibung des Kraft- Verformungsverhaltens von Geotextilien im Boden unter Auflast wurde insbesondere bei Vliesstoffen ein großer Einfluß der Auflast auf die Geotextilsteifigkeit festgestellt. Dieser Einfluß läßt sich auch mit dem in Abbildung 3.9-6 dargestellten linearen Zusammenhang zwischen Auflast und Anfangsverformungsmodul erkennen. Das Diagramm zeigt, daß Vliesstoffe ab Auflasten von ca. 50kPa Anfangssteifigkeiten in ähnlicher Höhe wie Gewebe aufweisen. Daraus läßt sich folgern, daß Vliesstoffe auch dort als Bewehrung einsetzbar wären, wo eine ausreichend hohe Bodenauflast auf dem Vliesstoff vorhanden ist.

Im Bereich von Polsterwänden tritt diese Auflast bei den untersten und damit am meisten belasteten Geotextillagen ab einer Höhe der Wand von ca. 3m allein als Folge des Bodeneigengewichts auf. Sind hohe Einzel- oder Flächenlasten als zusätzliche Belastung zu berücksichtigen, erhöhen diese Lasten auch die Geotextilsteifigkeit entsprechend.

Eine sehr häufige Anwendung von Vliesstoffen findet derzeit als Trennlage von feinkörnigen Untergrund und grobkörnigen Tragschichtmaterialien statt. Dabei wird auch bei größeren Verformungen im Bereich der Baustraßen den Vliesstoffen keinerlei Bewehrungswirkung aufgrund der derzeitigen Kenntnisse über deren Kraft- Dehnungsverhalten zugewiesen. Bei gebräuchlichen Überschüththöhen von ca. 30cm bis 80cm steht das Geotextil unter einer flächigen Auflast von ca. 6 - 16kPa, die Geotextilsteifigkeit wäre demnach gering. Wird das Geotextil- Bodensystem aber durch ein LKW- Rad mit Reifeninnendrücken von ca. 300 bis 400kPa überfahren, so ist die Auflast auf dem Vliesstoff und somit auch die Vliesstoffsteifigkeiten entsprechend hoch. Geringe Dehnungen führen zu Zugkräften im Geotextil, die in der Lastabtragung und so in der Bemessung von Tragschichten nicht vernachlässigt werden sollten.

4 Untersuchungen zur Querkraftbeanspruchung

4.1 Allgemeines

In den Untersuchungen von maßstäblich aufgebauten und bis zum Bruch belasteten Polsterwandkonstruktionen wurden Traglasten ermittelt, die mit den derzeit üblichen Bemessungsansätzen nur unzureichend erklärbar sind [79],[3]. Eine mögliche Ursache für die erheblichen Reserven von geotextilbewehrten Bodensystemen liegt in der tragfähigkeitserhöhenden Wirkung bei der Querkraftübertragung in derartigen Verbundsystemen.

Die untersuchten Versuchswände waren zum Teil mit umfangreicher Meßtechnik ausgestattet und wurden nach dem Versuchsende sorgfältig abgebaut. Abbildung 4.1-1 zeigt einen Schnitt durch eine Versuchswand nach Versagen der Bewehrung.

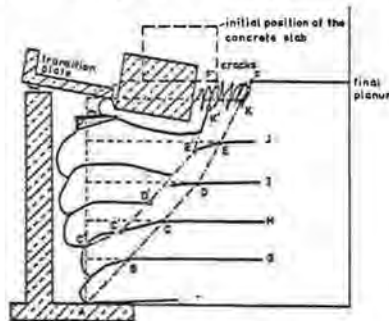


Abbildung 4.1-1: Polsterwand nach Versagen der Bewehrung [54]

Aus den Ergebnissen dieser Versuche kann man schließen, daß sich im Bereich der Bruchfuge eine Geotextilverformung einstellt, wie sie schematisch in Abbildung 4.1-2 eingezeichnet ist.

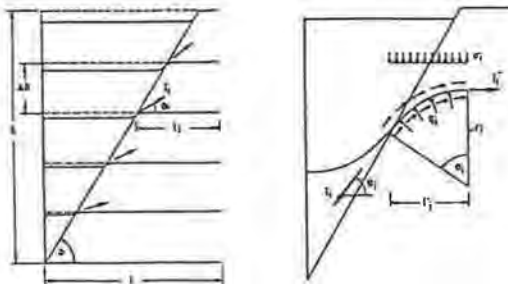


Abbildung 4.1-2: Kraftwirkungen, verursacht durch Geotextilverformung im Bereich der Bruchfuge [91]

Analytische Ansätze, die auf Gleichgewichtsbetrachtungen der Kraftwirkungen in horizontaler und in vertikaler Richtung basieren, weisen eine Erhöhung der Tragfähigkeit und damit

der Standsicherheit einer Polsterwand in Abhängigkeit von der Neigung der geotextilen Bewehrung aus. Es folgt daraus, daß eine örtlich begrenzte Verformung der Bewehrung für die Standsicherheit günstig wirkt.

Anschaulich erklärbar ist dieses Phänomen durch eine Komponentenzerlegung der Bewehrungskraft, wobei der im allgemeinen nicht berücksichtigte Vertikalanteil der Bewegung des abgleitenden Bodenblockes im aktiven Teil der Polsterwand entgegenwirkt. Diese Kraftkomponente reduziert somit die Scherbeanspruchung in der Gleitfuge, die Scherfestigkeit des Bodenmaterials wird weniger stark ausgenutzt. Als Folge erhöht sich die Standsicherheit des Bauwerkes.

Bei den derzeit üblichen Bemessungsverfahren, die auf der Untersuchung von Starrkörperbruchmechanismen basieren, werden diese Verformungen und die damit geweckten Reaktionskräfte nicht berücksichtigt. Um diese Vorgänge in wirklichkeitsnäheren Ansätzen berücksichtigen zu können, ist eine genauere Kenntnis über die Verformungen und Kraftwirkungen im Bereich der Bruchfuge nötig.

4.2 Versuchsaufbau

Die hier vorgestellten Versuche simulieren die Verformung der geotextilen Bewehrung im Bereich der Bruchfuge und sind somit eine Detailuntersuchung, die genaueren Aufschluß über das Kraft- Verformungsverhalten der Bewehrung in einer Polsterwand geben kann. Dieses Detail wird im Scherversuch modelliert, indem man eine Bewehrungslage so in den Scherkasten einbaut, daß die Scherfuge das Geotextil schneidet. Im Bauwerk können verschiedene Winkel zwischen der Bruchfuge und der Bewehrung auftreten. Bei allen Versuchen wurde die Bewehrung senkrecht zur Scherfuge eingebaut, auf eine Variation des Neigungswinkels wurde verzichtet. Der Einfluß des Neigungswinkels kann nach [43] analytisch berücksichtigt werden. Ein Schema des Versuchsaufbaues ist in der Abbildung 4.2-1 dargestellt.

Der Versuchsaufbau ist aus gerätetechnischen Gründen gegenüber dem Vorbild in der Polsterwand um 90° gedreht. Die Verformung der Bewehrung wird durch eine Relativverschiebung der beiden Teile des Scherkastens auf das Verbundsystem Geotextil- Boden erzwungen. Bei den Versuchen wurde ein Schergerät benutzt, das eine wirksame Scherfläche von 50cm * 50cm aufweist. Die beiden Teile des Scherkastens haben zusammen eine Höhe von ebenfalls 50cm. Das Schergerät bietet zur Regelung des Vorschubes eine Kraft- oder eine Wegsteuerung an. Alle Versuche wurden weggesteuert durchgeführt, damit auch das Verhalten der bewehrten Systeme im Nachbruchbereich erfaßt werden kann.

Der Spannungszustand in der Bodenprobe kann durch individuell regelbare Druckluftkissen in zwei Achsen eingestellt werden, in der dritten Achse sind die Verformungen behindert (ebener Dehnungszustand). Die Druckluftkissen wirken wie eine schlaaffe Lastfläche, Dilatanz des Bodens kann somit nicht die Versuchsrandbedingungen verändern. Durch Entfernen der im Schema des Versuchsaufbaus gestrichelt eingezeichneten seitlich angeordneten Kissen wird nur eine Hauptspannung vorgegeben, die beiden anderen sind veränderlich und stellen sich durch die aufgezwungenen Verformung infolge des Vorschubes und der Bodeneigenschaften ein. Auch bei dieser Belastungsanordnung wird ein ebener Verformungszustand eingehalten. Durch Druckluftzylinder und Geotextilklemmen kann auch die Bewehrung vorgespannt werden.

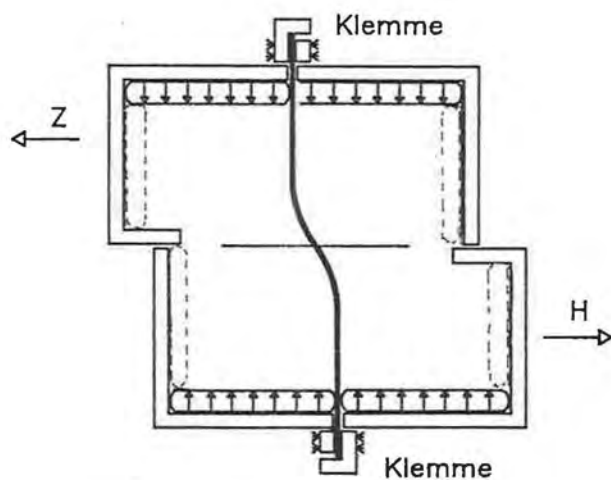


Abbildung 4.2-1: Versuchsaufbau des Querverschiebeversuches



Abbildung 4.2-2: Foto des Versuchsgerätes

4.2.1 Einfluß der Belastungseinrichtung

Um den Einfluß der Belastungseinrichtungen auf das Tragverhalten der Geotextil- Bodensysteme zu klären, wurden bewehrte und unbewehrte Scherversuche mit den oberen, den unteren und mit den seitlichen Druckluftkissen durchgeführt. Dabei wurde ein Verhältnis der Hauptspannungen von $\sigma_1/\sigma_3=2$ eingestellt. Diese Versuche zeigten durch die vorgegebene Auflast auf die Geotextilebene eine gute Verbundwirkung Boden- Geotextil und damit schon bei geringen Scherwegen eine erkennbare Wirkung der Bewehrung. Problematisch war die Einleitung der Scherkraft. Die Scherkraft wird bei dieser Versuchsanordnung hauptsächlich durch die jeweiligen Scherkastentrückwände in den Boden eingeleitet, diese Kraft führt dabei zu Veränderungen im Kissendruck, der vorgegebene Spannungszustand wurde gestört. Dabei traten insbesondere bei den unbewehrten Versuchen örtliche Bruchzustände verbunden mit einem Abfallen des Scherwiderstandes auf. Die Abbildung 4.2-3 zeigt eine typische Auswertung des Weg- Scherkraftverlaufes.

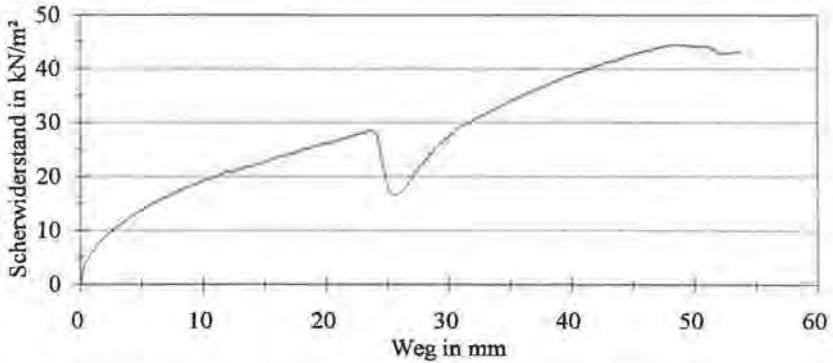


Abbildung 4.2-3: Versuchsergebnis mit Seitenkissen - unbewehrter Versuch

Da wegen dieser Verhaltensweise der Seitenkissen sowohl der beabsichtigte, homogene Spannungszustand als auch die Verformungen des Bodens in der Scherfuge nicht mehr definiert waren, darüber hinaus die Auswirkungen dieser örtlich auftretenden Bruchzustände schwer erfaßt werden konnten, wurde diese Versuchsreihe abgebrochen und die seitlich angeordneten Druckkissen bei den weiteren Versuchen entfernt.

Durch das Weglassen der Seitenkissen wird die Horizontalspannung nicht mehr vorgegeben, sie wird über die Materialeigenschaften des Bodens bei Versuchsbeginn bestimmt. Das bedeutet, daß sich als Horizontalspannung ein Wert im Bereich des Erdruhedruckes ergeben muß, da dem Boden im Kasten keine Verschiebungsmöglichkeit in horizontaler Richtung gegeben wird. Die Horizontalspannung σ_h bestimmt sich somit über den Erdruhedruckbeiwert k_0 .

$$k_0 = 1 - \sin \varphi \quad (4.2-1)$$

$$\sigma_h = k_0 \sigma_v \quad (4.2-2)$$

Dieser primäre Spannungszustand konnte durch Erddruckmessungen im Versuchsabschnitt ohne Vorschub bestätigt werden. Während des Vorschubes wird der Probe eine Scherbeanspruchung aufgezwungen, wobei die Schubkraft über die Rückwände der Kästen eingeleitet

wird. Die Horizontalspannung bleibt somit während der Versuche nicht konstant, sondern sie stellt sich frei ein.

Dies hat zur Folge, daß sich die Normalspannung auf das Geotextil und damit die Verbundwirkung Geotextil- Boden während der Versuche stets ändert. Sie ist am Beginn des Versuchs am kleinsten. Diese Tatsache muß bei der Auswertung der Verbundkräfte und der Dehnungen des Geotextils besonders beachtet werden, da die Zugversuche im Boden eine starke Abhängigkeit der Geotextilsteifigkeiten von der Normalspannung (Auflast) ergeben haben.

4.2.2 Meßtechnik

Um Grundsatzuntersuchungen über das Kraft- Verformungsverhalten des Geotextil- Bodenverbundsystems durchführen zu können, die als Grundlage einer analytischen Untersuchung mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente dienen, war die Installation umfangreicher Meßtechnik notwendig. Mit Ausnahme der Erddruckaufnehmer wurden alle Meßgeber kontinuierlich aufgezeichnet. Die Erddruckaufnehmer wurden in gleichen zeitlichen Abständen gemessen.

Erddruckaufnehmer

Zur Messung der Erddrücke im Sand wurde ein pneumatisch arbeitendes Meßsystem verwendet. Die einzelnen Erddruckaufnehmer werden von einer Regeleinheit mit Druckluft solange beschickt, bis ein Ausgleich zwischen Erddruck und Luftdruck im Aufnehmer vorhanden ist und ein Ventil öffnet. Auf diese Weise messen die Aufnehmer den Widerstand des Bodens gegen die Membran des Aufnehmers.

Zu beachten ist bei der Auswertung der Meßergebnisse, daß die unterschiedliche Steifigkeit von Boden und Aufnehmer die Meßergebnisse beeinflussen. Das steifere Medium zieht die Spannungen an, das weichere Medium entzieht sich der Kraftwirkung. Ein Meßgeber mit einer höheren Steifigkeit als der umgebende Sand wird also höhere Erddrücke messen als die tatsächlich vorhandenen. Da die Meßgeber im Boden kalibriert wurden, war eine Beeinträchtigung der Meßergebnisse durch die unterschiedlichen Steifigkeiten ohne Auswirkung.

Dehnungsaufnehmer

Zur Bestimmung der Dehnungen von Boden und Geotextil wurden Meßgeber verwendet, die aus elektromagnetischen Spulen bestehen. Gemessen wird der Abstand von zwei Meßaufnehmern. Die Meßergebnisse werden über Computer kontinuierlich ausgewertet und gespeichert.

Ein großer Vorteil dieses Meßsystemes ist die Einsatzmöglichkeit im Boden. Problematisch ist bei diesem Meßsystem die Empfindlichkeit auf die Nähe von Metall, da metallische Gegenstände die elektromagnetischen Felder der Aufnehmer stören und somit den Meßwert stark beeinträchtigen. Diese Aufnehmer konnten deswegen nicht im Randbereich des Scherkastens eingesetzt werden. Insbesondere war damit keine Messung des Kissenhubes möglich.

Hallsonden

Zur Bestimmung des Abstandes zwischen den Wänden des Scherkastens und der Sandoberfläche (Kissenhub) wurden Meßgeräte entwickelt, die auf der Basis von Hallsonden arbeiten. Die Hallsonde mißt die Stärke des Magnetfeldes, in dem sich die Sonde befindet. Da die Stärke des Magnetfeldes vom Abstand zum Magneten abhängig ist, kann auf diese Weise der Abstand zwischen dem Magneten und der Sonde bestimmt werden. Um ein möglichst homogenes Magnetfeld zu erzielen, wurden im Vergleich zu den Hallsonden sehr große Magnete verwendet. Dieses Meßsystem ist auch im Boden einsetzbar. Beeinflussungen der Magnet-

feldstärke durch den Boden bzw. durch die Kissen wurden durch jeweils zugeordnete Kalibrierung berücksichtigt.

Kraftmeßdosen und Wegaufnehmer

Durch den Einsatz von Computerprogrammen konnten Zugkraft und Verformungsweg des Scherkastens mit elektronischen Kraftmeßdosen und potentiometrischen Wegaufnehmern kontinuierlich gemessen, aufgezeichnet und ausgewertet werden.

4.2.3 Produktauswahl der Geotextilien

Für die Auswahl der Geotextilproben war von Bedeutung, ein großes Spektrum an Zugfestigkeiten abzudecken. Besonders wichtig erschien es außerdem, das Verhalten von Vliesstoffen zu untersuchen. Es wurden deswegen drei Vliesstoffe und zwei Gewebe ausgewählt, die bereits im Seitendruckgerät untersucht wurden. Zum Vergleich wurde auch ein Versuch mit einem knotensteifen Gitter durchgeführt.

Die Tabelle 4.2-1 zeigt eine Zusammenstellung der verwendeten Materialien sowie deren Rohstoffe und Festigkeitseigenschaften.

Geotextil	Art	Rohstoff	Flächenmasse m_A [g/m ²]	Kurzzeitfestigkeit [kN/m]	Bruchdehnung ε [%]
TH-PP/PE-270	therm. verf. Vliesstoff	Polypropylen/ Polyethylen	270	18	30
ME-PES-270	mech. verf. Vliesstoff	Polyester	270	18	60
ME-PP-280	mech. verf. Vliesstoff	Polypropylen	280	18	90
G-PES-450	Gewebe	Polyester	450	200	12
G-PP-430	Gewebe	Polypropylen	430	80	20
Gitter	-	Polypropylen	-	40	10

Tabelle 4.2-1, Zusammenstellung der untersuchten Geotextilprodukte

4.2.4 Untersuchung der Boden- und Verbundeigenschaften

Bodenuntersuchungen:

Bei allen Scherversuchen, sowohl mit als auch ohne Geotextilbewehrung, wurde als Bodenmaterial ein Sand verwendet. Durch Siebung wurde das Größtkorn auf 2mm begrenzt. Der Schlammkornanteil des Sandes liegt bei 12%, es handelt sich somit nach DIN 18196 um ein Sand- Schluff- Gemisch (SU). Die Korngrößenverteilung ist in Abbildung 4.2-4 grafisch dargestellt. Es wurden nach DIN 18126 die lockerste (1.414g/cm³) und die dichteste Lagerung (1.696g/cm³) bestimmt und ein Proctorversuch nach DIN 18127 durchgeführt.

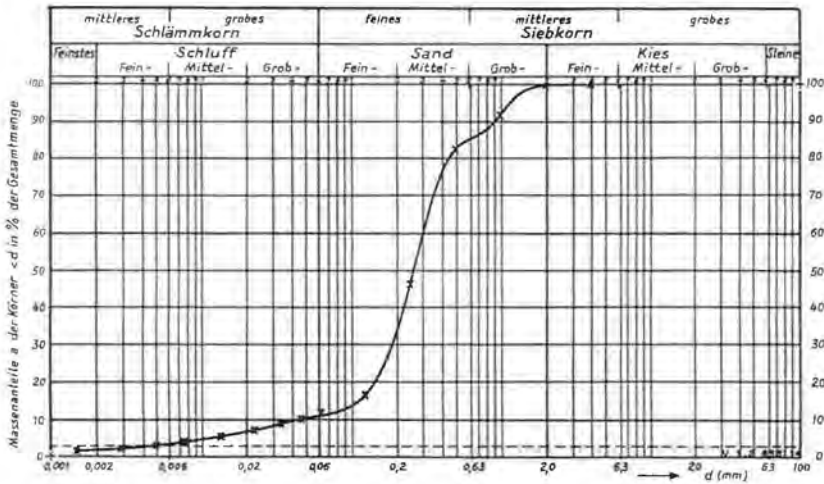


Abbildung 4.2-4: grafische Darstellung der Korngrößenverteilung des Sandes

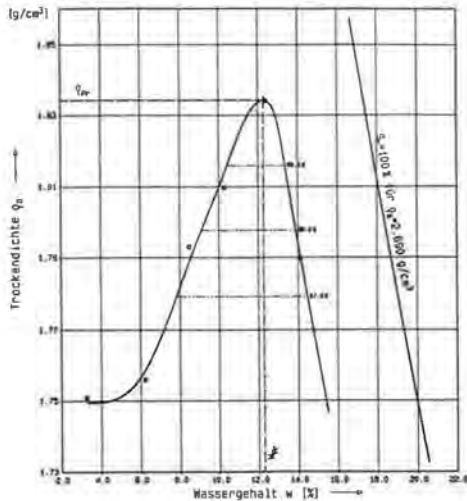


Abbildung 4.2-5: Ergebnis des Proctorversuches

Die Schereigenschaften des Sandes wurden in drei Großscherversuchen mit einer Scherfläche von 50cm * 50cm ermittelt. Die Auflasten betragen 50kPa, 100kPa und 150kPa, der Boden wurde trocken und mit einer Lagerungsdichte von $D=0.5$ eingebaut. In der Abbildung 4.2-6 sind die Verläufe der Scherwiderstände und das Normalspannungs- Scherspannungsdiagramm.

gramm dargestellt. Es wurde ein Reibungswinkel von $\varphi=36.7^\circ$ und eine Kohäsion von $c=0.8\text{ kN/m}^2$ ermittelt.

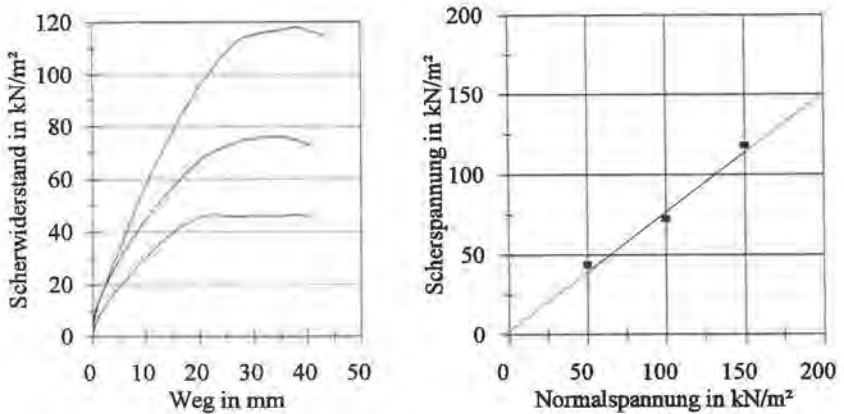


Abbildung 4.2-6: Ergebnisse der Scherversuche mit dem Sand

Um die Abhängigkeit des Verformungsmoduls vom Spannungszustand zu bestimmen, wurde an dem Sand ein Kompressionsversuch durchgeführt. Der Sand wurde wie bei den Großscherversuchen trocken und mit einer Lagerungsdichte von $D=0.5$ eingebaut.

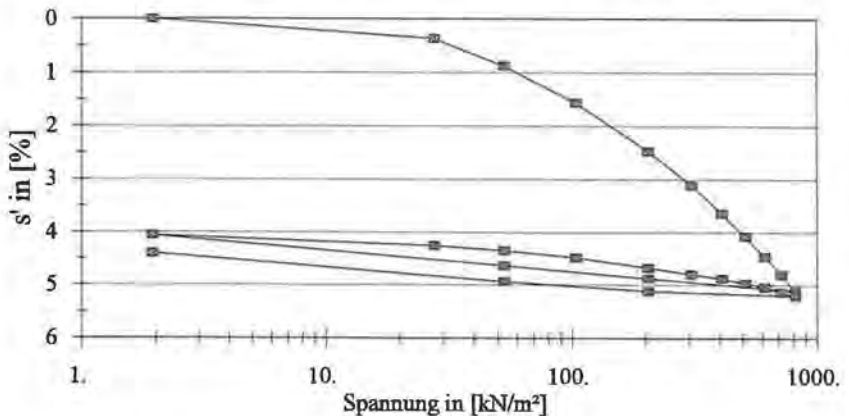


Abbildung 4.2-7: Zusammendrückungsverhalten des Sandes

Der Boden wurde bei allen Querverschiebeversuchen lagenweise und trocken eingebaut und bis zu einer Dichte von $\rho=1.55\text{ g/cm}^3$ verdichtet, dies entspricht mit ca. $D=0.5$ der Grenze von mitteldicht zu dicht. Zur Kontrolle der Dichte wurde bei allen Versuchen auch die Bodengesamtmasse und das Volumen bestimmt.

Verbundeigenschaften:

Die Untersuchungen zur Bestimmung der Reibungsbeiwerte zwischen Sand und Geotextilien erfolgten in einem Kastenschervergerät mit einer wirksamen Scherfläche von 30cm * 30cm. Die Versuche wurden als direkte Scherversuche ausgeführt. Der Sand wurde trocken und mit einer Lagerungsdichte von $D=0.5$ entsprechend den Querverschiebeversuchen eingebaut. Die zahlenmäßige Auswertung der Versuche mit Eintragung der maximalen Schubspannung, des Verschiebeweges bis zum Bruch und der Restschubspannung ist in Tabelle 4.2-2 zusammengestellt. Aus diesen Ergebnissen wurden die in der Tabelle 4.2-3 genannten Reibungsbeiwerte errechnet.

Produkt	Normalspannung [kN/m ²]	Schubspannung max τ [kN/m ²]	Verschiebeweg max s [mm]	Schubspannung rest τ [kN/m ²]
ME-PP-280	20	27.3	8.2	24.1
	100	90.8	12.6	84.6
	200	156.2	13.6	-
ME-PES-270	20	21.1	10.1	19.2
	100	91.4	10.2	80.7
	200	144.8	13.2	135.3
TH-PP/PE-270	20	24.4	6.2	20.2
	100	81.7	8.9	72.2
	200	152.3	10.2	144.2
G-PES-450	20	21.1	10.1	14.7
	100	91.4	10.2	77.4
	200	144.8	13.2	125.9
G-PP-430	20	16.3	6.1	15.0
	100	80.4	10.0	76.1
	200	147.4	10.3	137.0

Tabelle 4.2-2, Zusammenstellung der Ergebnisse der Scherversuche mit Sand

Produkt	Reibungswinkel [°]	Adhäsion [kN/m ²]
ME-PP-280	35.5	15.3
ME-PES-270	34.2	13.2
TH-PP/PE-270	35.4	10.4
G-PES-450	33.8	11.0
G-PP-430	36.0	3.9

Tabelle 4.2-3, Zusammenstellung der Scherparameter mit Sand

4.3 Versuchsergebnisse

Da im Kapitel 6 die Versuche mit der Finiten Element Methode FEM nachgerechnet und die Versuchsergebnisse mit den Berechnungen verglichen werden, wird hier auf eine Darstellung von Meßergebnissen im Boden verzichtet und auf die Abbildungen in Kapitel 6 verwiesen.

Zur Überprüfung des primären Spannungszustandes bei Versuchsbeginn ohne Vorschub wurden während und nach dem Aufbringen der Normalspannung der Erddruck und die Verformungen von Sand, Druckkissen und Bewehrung gemessen. Aufgrund der Ergebnisse konnte ein bei allen Versuchen gleichbleibender Einbauzustand des Bodenmaterials und ein homogener Belastungszustand dokumentiert werden.

Die bei den Messungen festgestellte Homogenität im Spannungszustand veränderte sich durch das Aufbringen der Scherverformung. Die gleichmäßige Horizontalspannung im Boden wurde umgelagert, der vordere Teil des Scherkastens wurde innerhalb weniger Millimeter Vorschubweg fast vollständig entlastet. Belastet wurde die Rückwand des Scherkastens. Die Scherkraft wurde über Horizontalkräfte in die Bodenprobe eingeleitet, die Spannung in horizontaler Richtung stieg im Bereich der Rückwand an. In Abbildung 6.2-2 ist ein Beispiel der Erddruckverteilung in Abhängigkeit vom Vorschubweg aufgetragen. In diesem Diagramm sind Meßwerte und mit FEM berechnete Werte verglichen. Aus dieser Darstellung wird die Umlagerung des Bodens und die Belastung der Rückwand ersichtlich.

Dieses Tragverhalten, das im Prinzip dem unbewehrten Versuch vergleichbar ist, änderte sich nach einem Vorschubweg von ca. 15mm bis 20mm. Erst ab diesem Zeitpunkt des Versuches wurden durch die Bodenverformungen und Komumlagerungen Zugkräfte im Geotextil induziert, die diesen Verformungen des Bodens entgegenwirkten. Dies zeigt sich auch in den Weg- Scherwiderstandsdiagrammen, die bis zu diesem Stadium des Versuches kaum Unterschiede zwischen bewehrten und unbewehrten Versuchen erkennen lassen. Erst nach Vorschubwegen von circa 20mm ist ein signifikanter Unterschied festzustellen.

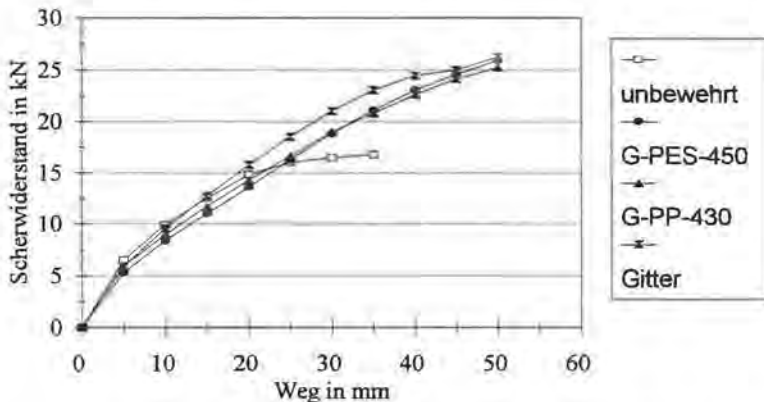


Abbildung 4.3-1: Weg- Scherwiderstandsdiagramm unbewehrter, Gewebe/ Gitter- bewehrter Querverschiebeversuch

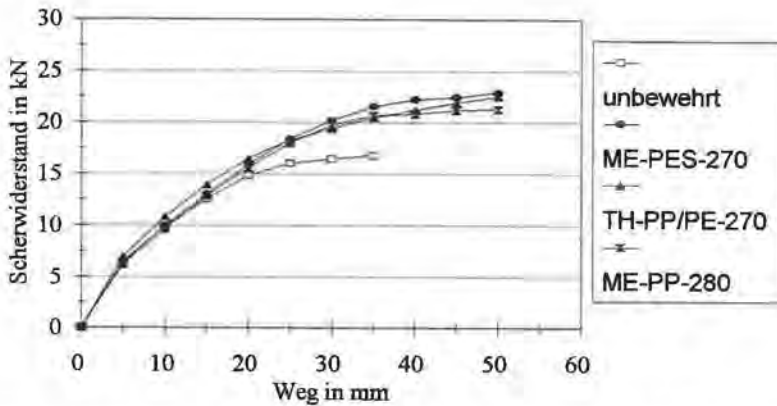


Abbildung 4.3-2: Weg- Scherwiderstandsdiagramm unbewehrter, vliesstoffbewehrter Querverschiebeversuch

Die Relativverschiebung der beiden Kastenteile während des Schervorganges verursacht eine Dehnung und damit eine Zugkraft im Geotextil, diese Zugkraft wird durch Verbundspannungen im Boden rückverankert. Dies erhöht die Normalspannung in der Scherfuge und somit auch den Scherwiderstand des Gesamtsystemes. Wichtiger Einflußparameter auf die Kraftübertragung Boden- Geotextil ist der Verbundreibungswinkel zwischen Boden und Geotextil. Diese Kenngröße bestimmt die Verbundspannungen und damit die Kraftwirkungen zwischen Boden und Bewehrung. Bei guter Verbundwirkung können somit hohe Geotextilzugkräfte induziert werden, mit der Folge entsprechender Traglaststeigerungen der bewehrten Systeme.

Die Auswertung der direkten Scherversuche Geotextil- Boden zeigten nur geringe Unterschiede im Verbundreibungswinkel. Daraus kann abgeleitet werden, daß bei allen untersuchten Produkten die Kraftübertragung Boden- Geotextil und somit die Verbundwirkung in etwa gleich angenommen werden kann. Über den Reibungsverbund können somit Zugkräfte in ähnlicher Größenordnung in die Bewehrung eingeleitet werden. Unterschiede bestehen demnach nur in dem von der Geotextilsteifigkeit abhängigen Verformungsverhalten der Bewehrungen und in der von der Zugfestigkeit der einzelnen Produkte begrenzten Geotextilzugkraft.

Von maßgebendem Einfluß auf die Verformungen des Geotextils sind die Spannungs- Dehnungsbeziehungen der einzelnen Geotextilproben. Wie schon die Versuche und Ableitungen von JEWELL [43] zeigten, ist bei höherem Verformungsmodul der Bewehrung mit größeren Zugkräften und damit auch mit einem höheren Scherwiderstand zu rechnen.

Im Gegensatz zu den Untersuchungen von JEWELL wurden hier als Bewehrung Geotextilien eingesetzt. Deren Spannungs- Dehnungsbeziehung ist, wie in den Versuchen im Seitendruckkasten festgestellt wurde, sehr komplex und kann nur über nichtlineare Beziehungen beschrieben werden. Von Einfluß auf diese Beziehungen sind insbesondere der Spannungszustand des Geotextils und die Normalspannung auf die Ebene des Geotextils.

In den Abbildungen 4.3-3 und 4.3-4 sind zwei Beispiele der während der Versuche gemessenen Dehnungen der Geotextilproben in Abhängigkeit vom Vorschubweg aufgetragen.

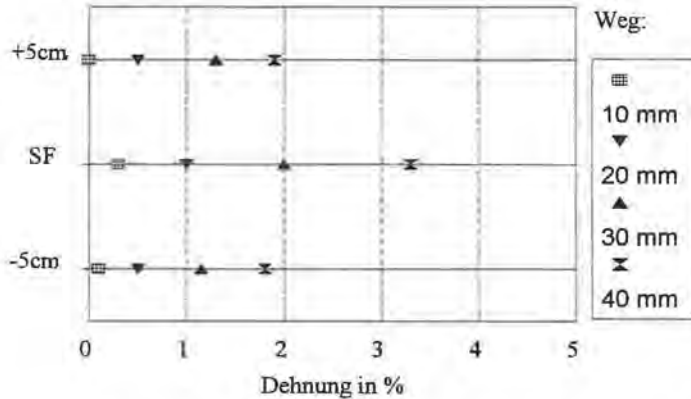


Abbildung 4.3-3: Dehnung von ME-PES-270 im Bereich der Scherfuge, 5cm über bzw. unter der Scherfuge

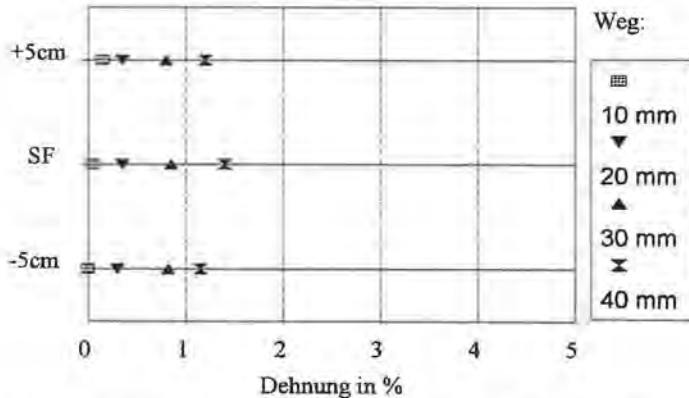


Abbildung 4.3-4: Dehnung von G-PP-430 im Bereich der Scherfuge, 5cm über bzw. unter der Scherfuge

Bei allen Versuchen wurde der Maximalwert der Geotextildehnung im Schnittpunkt mit der Scherfuge gemessen. Daraus folgt, daß dort die maximale Geotextilzugkraft vorhanden ist. Unterschiede bestanden in den Absolutwerten der Dehnungen, wobei die teilweise geringen Differenzen zwischen Vliesstoffen und Geweben nicht mit dem Verformungsverhalten in freigehaltenen Zugversuchen erklärt werden können. Auch hier wird wieder die Notwendigkeit der genauen Untersuchung des Kraft- Verformungsverhaltens von Geotextilien im Boden deutlich.

Beim Vergleich der Dehnungsmeßwerte von Gewebe und Vliesstoff ist erkennbar, daß die Dehnungsverteilung bei Geweben gleichmäßiger ist. Bei beiden untersuchten Geweben wurde kein besonders ausgeprägtes Maximum der Geotextildehnung im Schnittpunkt Geotextil Scherfuge gemessen. Aus Überlegungen über die Dehnungsverteilung und der davon abgelei-

teten Verformungsfigur (Abbildung 4.3-5 a) kann gefolgert werden, daß der Winkel zwischen Geotextil und Scherfuge nur geringfügig verändert wird. Die horizontale Kraftkomponente der Geotextilzugkraft ist vernachlässigbar, die Verringerung der Schubspannungen in der Scherfuge ist demnach gering. Da die Vertikalkomponente der Geotextilzugkraft die Normalspannung in der Scherfuge steigert, wird der Scherwiderstand des Gesamtsystems ohne Berücksichtigung der Kohäsion direkt proportional zu dem Anstieg der Normalspannung erhöht.

Bei Vliesstoffen zeigt sich bei Vorschubwegen über 30mm ein deutliches Maximum der Geotextildehnungen im Schnittpunkt mit der Scherfuge. Nur wenige Zentimeter über bzw. unter der Scherfuge sind die Dehnungen deutlich geringer. Dies läßt wiederum den Schluß zu, daß das Maximum der Geotextilzugkraft in der Scherfuge vorliegt. Darüber hinaus kann gefolgert werden, daß die für die Festigkeiten der eingesetzten Vliesstoffe hohen Geotextilzugkräfte (abgeschätzt über die Beziehungen (2.4-2) und (2.4-3)) zu plastischen Verformungen der Geotextilien im Bereich der Scherfuge geführt haben. Daraus läßt sich eine Verformungsfigur ableiten, wie sie schematisch in Abbildung 4.3-5 (b) dargestellt ist. Der Winkel β zwischen der Tangente an das Geotextil und der Scherfuge ist kleiner als in Abbildung (a). Aufgrund dieser Figur kann auf eine der Scherverformung entgegenwirkende horizontale Kraftkomponente geschlossen werden. Diese Kraftkomponente ist unabhängig von der Scherfestigkeit des Bodenmaterials. Damit führt unter dieser Beanspruchung die Fähigkeit von Vliesstoffen zu örtlich begrenzten, relativ großen Dehnungen zu einer besonders guten Tragwirkung.

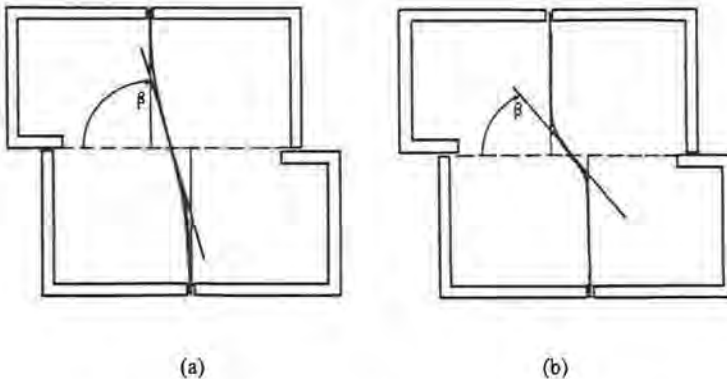


Abbildung 4.3-5: Schematische Darstellungen möglicher Geotextilverformungsfiguren

Insgesamt ergaben die Versuche, daß mit allen Bewehrungen deutliche Steigerungen des Scherwiderstandes im Vergleich zum unbewehrten Versuch erzielt wurden. Die Steigerungen erreichten bei Versuchsende (50mm Vorschubweg) Werte zwischen ca. 27% bei einem Vliesstoff bis zu 53% bei einem Gewebe. In der Tabelle 4.3-1 ist ein Vergleich der erzielten Traglaststeigerung bei 30mm bzw. bei 50mm Vorschubweg gezogen. Besonders bemerkenswert sind die hohen Traglaststeigerungen des Gitters, die im Verbund mit Sand nicht erwartet wurden. Dies läßt auf einen anderen Wirkungsmechanismus des Verbundes mit dem Boden im Vergleich zu den vollflächigen Bewehrungen schließen.

Geotextil	Kurzzeitfestigkeit [kN/m]	Traglaststeigerung bei 30 mm in %	Traglaststeigerung bei 50 mm in %
TH-PP/PE-270	18	15.3	33.7
ME-PES-270	18	19.8	36.0
ME-PP-280	18	17.1	26.4
G-PES-450	200	11.4	53.3
G-PP-430	80	12.5	49.4
Gitter	40	24.7	55.6

Tabelle 4.3-1, Traglaststeigerungen bezogen auf unbewehrten Versuch

Auffällig ist, daß trotz der vergleichsweise großen Festigkeitsunterschiede der beiden Gewebe G-PP-430 (80kN/m) und G-PES-450 (200kN/m) kaum Unterschiede im Tragverhalten zu verzeichnen waren. Die Versuche mit den beiden Geweben weisen bis zu 30mm Verschiebung geringere Scherwiderstände als die vliesstoffbewehrten Versuche auf. Aus dem Verlauf des Weg- Scherspannungsdiagrammes, den Dehnungsmeßwerten und den errechneten Geotextilzugspannungen kann abgeleitet werden, daß die Festigkeiten der beiden Produkte nur gering ausgenutzt wurden.

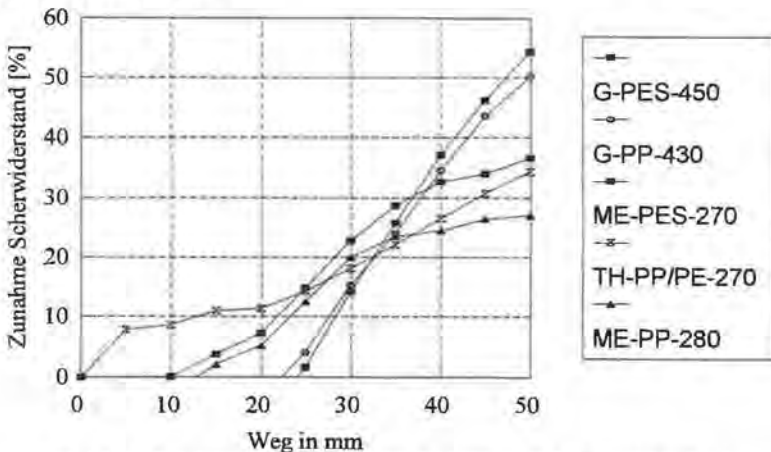


Abbildung 4.3-6: Zunahme des Scherwiderstandes bezogen auf unbewehrten Sand

Bei den drei Vliesstoffen waren Traglaststeigerungen im Mittel um 30% festzustellen. Hier waren wegen der vergleichbaren Kurzzeitfestigkeit erwartungsgemäß kaum Unterschiede der einzelnen Produkte erkennbar. Sowohl aus dem Verlauf der Weg- Scherspannungsdiagramme, als auch aufgrund von Rückrechnungen der Geotextilzugkräfte kann abgeleitet werden, daß die Produkte bei der aufgetragenen Scherverformung von 50mm weitgehend in ihrer Zugfestigkeit ausgenutzt sind, weitere Tragfähigkeitssteigerungen also nicht zu erwarten sind. Höhere Scherwiderstände wären nur mit Produkten höherer Festigkeit zu erwarten.

Trotzdem sind die Ergebnisse der Vliesstoffe vor allem unter Berücksichtigung ihrer vergleichsweise geringen Kurzzeitfestigkeit sehr positiv zu beurteilen. Dies wird deutlich, wenn man die Tragfähigkeitserhöhung in Relation zur eingesetzten Festigkeit darstellt. In Abbildung 4.3-7 wurde dieser Zusammenhang von eingesetzter Zugfestigkeit und erzielter

Traglaststeigerung ausgewertet. Aufgetragen ist dabei die Tragfähigkeitserhöhung [%] bezogen auf die Kurzzeitfestigkeit der Produkte. Dieses Diagramm verdeutlicht die hohe Ausnutzung der Produktfestigkeiten bei den Vliesstoffen.

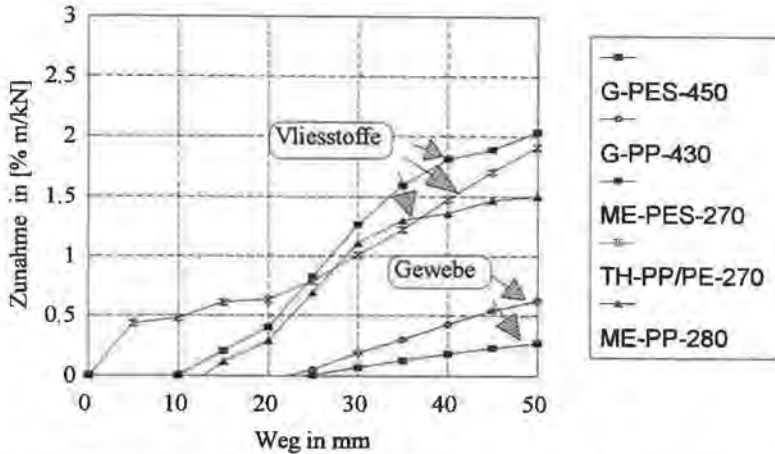


Abbildung 4.3-7: Zunahme des Scherwiderstandes [%] bezogen auf die eingesetzte Geotextiltfestigkeit [kN/m]

4.4 Wertung des Querverschiebeversuches

Das ursprüngliche Ziel, aus den Scherversuchen mit vertikal eingebauter Bewehrung direkt Bemessungsscherparameter ähnlich den Scherparametern für unbewehrten Boden zu erhalten, wurde nicht erreicht. Eine Möglichkeit wäre gewesen, die Einflüsse der Bewehrung, also die Erhöhung des Scherwiderstandes, als zusätzliche Kohäsion $C_{\text{Bewehrung}}$ in Stand sicherheitsüberlegungen einzusetzen. Dagegen sprechen zwei maßgebende Gründe.

Zum einen wurden bei den Querverschiebeversuchen wegen des begrenzten Vorschubweges nicht die Maxima der Scherwiderstände der Gesamtsysteme erreicht. Deswegen war keine Auswertung im üblichen, aus der Bodenmechanik bekannten Schema möglich. Somit konnten keine Scherparameter aus Bruchzuständen errechnet werden. Aus diesen Überlegungen wurden bei den Versuchen die Normalspannung nicht variiert. Eine Berechnung von Scherparameter $\varphi_{\text{Bewehrung}}$ und $C_{\text{Bewehrung}}$ war deshalb nicht sinnvoll.

Ein weiterer wichtiger Grund, der gegen den Ansatz einer Kohäsion $C_{\text{Bewehrung}}$ spricht, ist die Abhängigkeit der Scherwiderstandserhöhung von der Verformung des Systems und von den Normalspannungen auf die Geotextilebene.

Aus dem Vergleich der Versuchs- bzw. Rechenergebnisse unter der Querkraftbeanspruchung mit tatsächlichen Meßwerten aus großmaßstäblichen Polsterwanduntersuchungen kann gefolgert werden, daß der Querverschiebeversuch den Spannungs- und Verformungszustand in der Polsterwand auch im Bereich der Traglasten gut nachvollzieht. Besonders gut stimmt die qualitative Dehnungsverteilung der Geotextilbewehrungen mit Meßwerten aus Polsterwandversuchen (z. B. [54]) überein. Das Tragverhalten im Versuch kann demzufolge auf die Polsterwand übertragen werden. Diese genauere Kenntnis über das Tragverhalten und die Kraftwirkungen der Verbundsysteme Geotextil- Boden, die nur von der Verschiebung der beiden

Bodenblöcke verursacht wird, kann die Grundlage für einen Berechnungsansatz sein, der sowohl die Verformungen des Gesamtsystems als auch die aus diesen Verformungen resultierenden Traglastreserven berücksichtigt.

4.5 Entwicklung des Verformungsansatzes

Da die Ergebnisse der Querverschiebversuche nicht direkt in Berechnungsansätze anzuwenden sind, war es notwendig, die aus den Versuchen abgeleiteten Erkenntnisse über das Verbundverhalten in einem theoretischen Ansatz genauer zu untersuchen. Dieser Ansatz sollte ermöglichen, eine Beziehung zwischen der äußeren Polsterwandverformung und der davon hervorgerufenen Geotextiltzugkraft herzuleiten. Als Grundlage dieses sogenannten Verformungsansatzes dienten drei Betrachtungsweisen:

- 1) Geometrie des verformten Systems
- 2) Kraftübertragung Boden- Geotextil
- 3) Kraft- Verformungsbeziehung der Geotextilien

Aus diesen drei Betrachtungsweisen wurde ein Gleichungssystem entwickelt, das die gegenseitigen Zusammenhänge berücksichtigt und zusammenfaßt.

4.5.1 Geometrie des verformten Systems

Als Grundlage der geometrischen Annahmen dient ein Starrkörperbruchmechanismus. Die Polsterwand wird in zwei Teile unterteilt. Der eine Teil bleibt in Ruhe, er wird passiver Teil genannt. Der andere Teil, als aktiver Keil bezeichnet, gleitet auf der Bruchfuge ab. Zwischen den beiden Körpern wird nun eine Verformungsfigur des Geotextils angenommen, die sich aus zwei Kreisbögen zusammensetzt. Unbekannt ist die Länge der Kreisbögen.

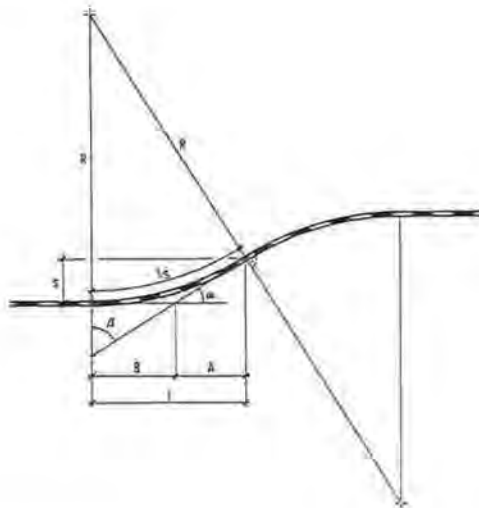


Abbildung 4.5-1: Verformungsfigur

Um Unstetigkeitsstellen in der Verformungsfigur und in der Kraftverteilung zu vermeiden, müssen die Übergänge der einzelnen Bestandteile der Figur tangential ineinander übergehen. Die Bruchfuge wird genau im Übergang der beiden Kreisbögen geschnitten.

Die Verformungsfigur wird also durch den Radius R und die Verschiebung s hinreichend beschrieben, alle anderen Größen und Winkel sind damit bestimmt. Die Verformungsfigur ist in Abbildung 4.5-1 dargestellt.

Aus der Verformungsfigur können folgende Beziehungen abgeleitet werden:

$$\tan \beta = \frac{A}{s} \quad (4.5-1)$$

$$B = \frac{A}{\sin \beta} \quad (4.5-2)$$

$$\alpha = 90 - \beta \quad (4.5-3)$$

$$R = \frac{B+A}{\sin \alpha} = \frac{l}{\sin \alpha} \quad (4.5-5)$$

$$\varepsilon = \frac{l_s - l}{l} \quad (4.5-6)$$

für die Neigung der Tangente α im Bogenmaß gilt:

$$\varepsilon = \frac{\alpha R - l}{l} = \frac{\frac{\alpha l}{\sin \alpha} - l}{l} \quad (4.5-7)$$

$$\varepsilon = \frac{\alpha}{\sin \alpha} - 1 \quad (4.5-8)$$

Diese Beziehung zeigt, daß es einen direkten Zusammenhang zwischen Geotextildehnung und Tangentenneigung α gibt. In der Abbildung 4.5-2 ist diese Beziehung grafisch dargestellt.

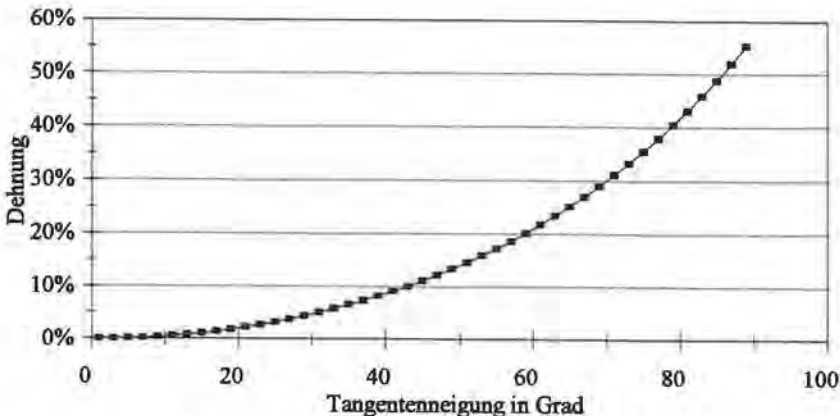


Abbildung 4.5-2: Zusammenhang zwischen Tangentenneigung und Geotextildehnung

Es gilt:

$$l = A + B \quad (4.5-8)$$

mit (4.5-1) und (4.5-2) folgt:

$$l = \tan \beta + \frac{s \tan \beta}{\sin \beta} \quad (4.5-9)$$

Es ergibt sich:

$$s = l \left(\frac{\cos \beta}{\sin \beta + 1} \right) \quad (4.5-10)$$

4.5.2 Kraftübertragung Boden- Geotextil

Um die oben dargestellte Geometrie zu gewährleisten, ist es notwendig, daß die Endpunkte der beiden Kreisbögen nicht verformt werden. Daraus folgt, daß die von der äußeren Verschiebung s hervorgerufene zusätzliche Geotextilzugkraft F_{GZ} über Schubspannungen nur in den Kreisbögen verankert werden kann. Dies ist bei Gleichgewicht zwischen F_{GZ} und der maximal möglichen Verankerungskraft F_V erfüllt. Nur dann kann von obiger Geometrie ausgegangen werden.

Die Verankerungskraft F_V setzt sich aus drei Bestandteilen zusammen:

- 1) Kraftwirkung aus Umlenkung einer vorhandenen Geotextilzugkraft F_{GB}
- 2) Kraftwirkung aus Umlenkung der zusätzlichen Geotextilzugkraft F_{GZ} (Verformung)
- 3) Kraftwirkung aus Bodeneigengewicht und eventuell vorhandener Verkehrslast

Die Kraftwirkungen sind in Abbildung 4.5-3 dargestellt.

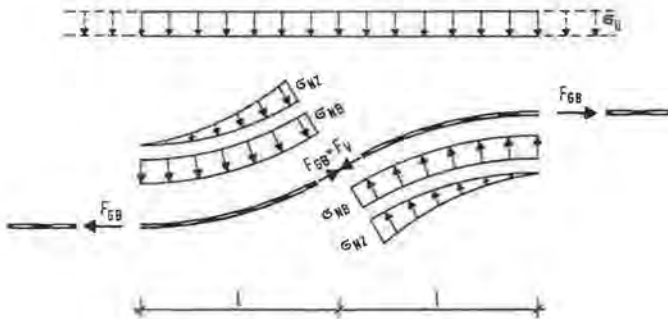


Abbildung 4.5-3: Kraftwirkungen im Bereich des verformten Geotextilabschnittes

Die einzelnen Kraftwirkungen können mit Hilfe folgender Annahmen ermittelt werden:

zu 1) Annahme eines Membranspannungszustandes, Berechnung einer Normalspannung σ_{NB} mit Hilfe der Kesselformel.

$$F_{GB} = \sigma_{NB} R \quad (4.5-11)$$

$$F_{VB} = \sigma_{NB} l_s \tan \varphi \quad (4.5-12)$$

zu 2) Annahme eines Membranspannungszustandes, Berechnung einer Normalspannung σ_{NZ} mit Hilfe der Kesselformel. Ausgegangen wird von einer linear verteilten Zusatzkraft F_{GZ} . Eine Betrachtung am differentiellen Element mit anschließender Integration über die Bogenlänge lieferte folgende Beziehung für F_{VZ} .

$$F_{GZ} = \sigma_{NZ} R \quad (4.5-13)$$

$$F_{VZ} = \frac{1}{2} \sigma_{NZ} l_s \tan \varphi \quad (4.5-14)$$

zu 3) Die wegen der Überlagerungsspannung σ_0 mögliche Verankerungskraft F_{V0} ergibt sich zu:

$$F_{V0} = 2\sigma_0 l \tan \varphi \quad (4.5-15)$$

Die gesamte Kraft F_V , die verankert werden kann, ergibt sich zu:

$$F_V = F_{VZ} + F_{VB} + F_{V0} \quad (4.5-16)$$

$$F_V = \left(\frac{1}{2} \frac{F_{GZ}}{R} l_s \tan \varphi \right) + \left(\frac{F_{GB}}{R} l_s \tan \varphi \right) + \left(2\sigma_0 l \tan \varphi \right) \quad (4.5-17)$$

$$F_V = \left(\frac{1}{2} F_{GZ} \alpha \tan \varphi \right) + (F_{GB} \alpha \tan \varphi) + (2\sigma_0 l \tan \varphi) \quad (4.5-18)$$

$$F_V = \tan \varphi \left[\alpha \left(\frac{F_{GZ}}{2} + F_{GB} \right) + 2\sigma_0 l \right] \quad (4.5-19)$$

4.5.3 Kraft- Verformungsbeziehung der Geotextilien

Vereinfachend wird hier eine lineare Beziehung von Kraft und Dehnung angesetzt, die Geotextilsteilfestigkeit wird hier allgemein mit V_{GT} bezeichnet. Eine nichtlineare und von der Bodenaufplast abhängige Steifigkeit von Vliesstoffen kann als Verformungsmodul V_s mit Gleichung (3.9-9) in das Berechnungsschema eingesetzt werden. Zwischen Dehnung ε , der Geotextilzugkraft F_{GT} und V_{GT} besteht folgender Zusammenhang:

$$F_{GT} = V_{GT} \varepsilon \quad (4.5-20)$$

Um die aus der Geometrie und aus dem Verbundverhalten abgeleiteten Beziehungen gleichsetzen zu können, wird (4.5-7) durch eine Reihenentwicklung genähert. Es ergibt sich folgende Näherungsformel:

$$\varepsilon = \frac{1}{1 - \frac{\alpha^2}{6}} - 1 \quad (4.5-21)$$

Nach Umformungen und Gleichsetzen von (4.5-10) und (4.5-19) ergibt sich folgende Beziehung für die Verschiebung s :

$$s = \left[V_{GTE} \left(\frac{1}{2 \tan \varphi \sigma_{\bar{U}}} - \frac{\sqrt{\frac{6e}{1+e}}}{4 \sigma_{\bar{U}}} \right) - \left(\frac{\sqrt{\frac{6e}{1+e}} F_{GB}}{2 \sigma_{\bar{U}}} \right) \right] \left(\frac{\sin \left(\sqrt{\frac{6e}{1+e}} \right)}{\cos \left(\sqrt{\frac{6e}{1+e}} \right) + 1} \right) \quad (4.5-22)$$

Die Formel (4.5-22) beschreibt einen Zusammenhang zwischen den geotextilen Kenngrößen und der äußeren Verschiebung s . Aufgrund dieser äußeren Verschiebung s wird eine zusätzliche Geotextilzugkraft F_v hervorgerufen, die unter dem Winkel α gegen die Horizontale geneigt ist. Diese Zugkraft und die Neigung kann in einer Standsicherheitsberechnung einer geotextilbewehrten Steilböschung angesetzt werden. Ein Nachrechnen der Querverschieberversuche mit dem vorgestellten Ansatz ist wegen des veränderlichen Horizontalspannungsverlaufes im Scherkasten schwierig, Vergleichsrechnungen auf der Basis der Erddruckmeßwerte bestätigten die abgeleiteten Beziehungen.

4.5.4 Anwendung an einem Beispiel

An einem einfachen Beispiel sollen die abgeleiteten Beziehungen angewendet und die Auswirkung der Verformung auf die Tragfähigkeit einer Polsterwand ermittelt werden. Als einfachster Fall wurde eine Polsterwand mit einer Höhe von drei Metern und 5 Geotextillagen mit einem Abstand von jeweils 50cm untersucht. Bestimmt wurde das Kräftegleichgewicht mit einem Ein-Körperbruchmechanismus. Der Boden hat einen Reibungswinkel von $\varphi=35^\circ$, die Geotextillagen eine Verformungsmodul von $V_{GT}=1000 \text{ kN/m}$.

In Abhängigkeit von der äußeren Verformung wurde mit (4.5-22) Geotextilzugkräfte ermittelt und daraus eine Auflast auf die Polsterwand errechnet, die diese Verformung verursacht. Die in Abbildung 4.5-4 dargestellten Ergebnisse können als Last- Verformungsdiagramm dieser Polsterwand interpretiert werden.

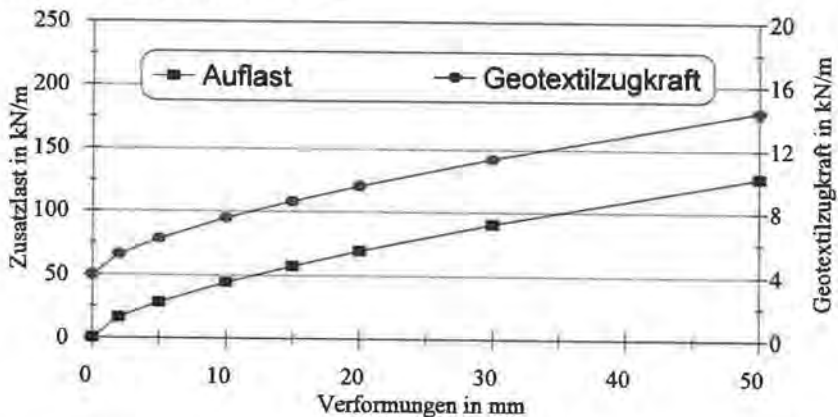


Abbildung 4.5-4: Last- Setzungsdiagramm und zugehörige Geotextilzugkräfte einer Polsterwand

In das Diagramm ist zusätzlich die Summe der Geotextilzugkräfte eingetragen. Aus dem Diagramm wird ersichtlich, daß schon für geringe Verformungen der Polsterwand große Auflasten notwendig sind.

5 Grundlagen und Beschreibung des FEM- Programms

5.1 Grundlagen der Berechnungen mit FEM

Im Folgenden werden kurz die Grundprinzipien der Methode der Finiten Elemente (FEM) dargestellt. Dabei wird auf formelmäßige Ableitungen weitestgehend verzichtet und auf die hierzu vorhandene umfangreiche Literatur wie z.B. [11, 22, 60, 67, 92] verwiesen.

Der zu untersuchende Ausschnitt des Kontinuums wird in einzelne Elemente unterteilt. Jedes Element besteht aus einer Anzahl von Knotenpunkten, die Knotenpunkte befinden sich in der Regel an den Elementrändern. Die einzelnen Elemente sind durch die Knoten miteinander verbunden. Als unbekannte Größen werden die Verschiebungen der Knotenpunkte betrachtet. Durch sogenannte Formfunktionen wird der Verzerrungszustand innerhalb und am Rand des Elementes in Abhängigkeit der Knotenpunktverschiebungen ermittelt.

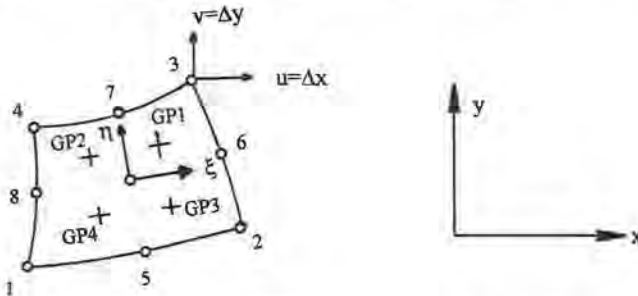


Abbildung 5.1-1: Koordinatensysteme und Knotennummern eines Elementes

Bei dem dargestellten 8-knotigen Element werden die Verzerrungen durch folgende Beziehungen beschrieben:

$$\begin{aligned}\xi &= \sum_{i=1}^8 N_i \xi_i \\ \eta &= \sum_{i=1}^8 N_i \eta_i\end{aligned}\quad (5.1-1)$$

Diese Darstellung gilt nur für ebene Dehnungszustände unter zweidimensionaler Betrachtung. Für räumliche Fälle wird auf [92] verwiesen.

N_i ist die Formfunktion des Knotens i . Bei den Ansätzen der Formfunktion wird in der Regel zwischen linearen, quadratischen und kubischen Elementformulierungen unterschieden. Für das dargestellte Element mit 8 Knoten ist ein quadratischer Ansatz geeignet, auch Verschiebungen der Mittelknoten zu beschreiben, ohne die Anforderung der Stetigkeit der Formfunktion zu verletzen. Bei Elementen mit 4 Knoten genügt ein linearer Ansatz, bei Elementen mit 2 Mittelknoten pro Seite wird ein kubischer Ansatz benötigt. Die 8 Knoten mit quadratischen Ansatz werden durch folgende Formfunktionen beschrieben.

$$N_1 = -\frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta)(1 + \xi + \eta)$$

$$N_2 = -\frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta)(1 - \xi + \eta)$$

$$\begin{aligned}
N_3 &= -\frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta)(1-\xi-\eta) \\
N_4 &= -\frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta)(1+\xi-\eta) \\
N_5 &= \frac{1}{2}(1-\eta)(1-\xi^2) \\
N_6 &= \frac{1}{2}(1+\xi)(1-\eta^2) \\
N_7 &= \frac{1}{2}(1+\eta)(1-\xi^2) \\
N_8 &= \frac{1}{2}(1-\xi)(1-\eta^2)
\end{aligned} \tag{5.1-2}$$

Da die dargestellten Funktionen sowohl die Geometrie des Elementes als auch das Verzerrungsverhalten des Elementes beschreiben, wird dieser Elementtyp isoparametrisch genannt. Bei speziellen Anforderungen z.B. an die exakte Beschreibung einer komplexen Geometrie werden auch superparametrische oder subparametrische Formulierungen verwendet, Geometrie und Verzerrung werden dabei durch unterschiedliche Ansätze beschrieben. In [92] wurden einfache lineare Elementansätze mit aufwendigeren quadratischen oder kubischen Ansätzen verglichen. Es zeigte sich, daß höherwertige Elemente genauere Rechenergebnisse liefern.

Die Verzerrungen eines Elementes werden mit (5.1-1) und (5.1-2) im lokalen Koordinatensystem normiert errechnet. Auf die Darstellung der Verfahren zur Umrechnung der lokalen in globale Koordinaten und der genauen Flächenintegration der Elemente in einem globalen Koordinatensystem wird hier nicht näher eingegangen und auf [60, 92] hingewiesen.

In einem weiteren Schritt wird ein Zusammenhang zwischen den Verzerrungen und den Spannungen im Element ermittelt. Für Verschiebungen u und v (siehe Abbildung 5.1-1) ergeben sich unter Berücksichtigung kleiner Verzerrungen:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \varepsilon_z = 0 \text{ (ebener Verformungszustand)} \tag{5.1-3}$$

Durch Einsetzen von (5.1-3) in den Vektor der Verzerrungen $\{\varepsilon\}$ ergibt sich:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} = [B]\{\delta^e\} \tag{5.1-4}$$

$\{\delta^e\}$ ist der Vektor aller Knotenpunktverschiebungen des Elementes, die Matrix $[B]$ wird unter Berücksichtigung der Form und der Formfunktionen (5.1-1) und (5.1-2) abgeleitet.

Die Gleichung (5.1-5) gibt allgemein den Zusammenhang zwischen den Spannungen und den Verformungen an:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \tag{5.1-5}$$

Die Matrix $[D]$ beschreibt dabei die elastischen Materialeigenschaften des Elementes, wobei sie bei nichtlinearen Stoffgesetzen auch spannungs- oder verformungsabhängig sein kann. Hinweise zur Ableitung der Materialmatrix $[D]$ bei nichtlinearen Stoffgesetzen sind z.B. in [60, 92] gegeben.

Ein Zusammenhang zwischen den Knotenkräften und den Knotenverformungen wird zumeist mit den Prinzip der virtuellen Arbeiten berechnet. Dazu werden an den Knotenpunkten ein virtueller Verformungsvektor $\{\delta^*\}$ aufgebracht und ein virtueller Verformungszustand $\{\varepsilon^*\}$ nach (5.1-4) ermittelt. Durch Integration der inneren Arbeit im gesamten Element und

Gleichsetzen mit der äußeren Arbeit können Knotenkräfte $\{F^*\}$ berechnet werden. Meist wird dabei das Integrationsverfahren nach Gauß verwendet, das dabei Hilfs- oder Stützpunkte (Gaußpunkte) benutzt. Aus dem Zusammenhang der Verformungen des einzelnen Elementes $\{\delta^e\}$ und der zugehörigen Knotenkräfte wird eine Elementsteifigkeitsmatrix $[K^e]$ gebildet.

$$\{F^*\} = [K^*]\{\delta^*\} \quad (5.1-6)$$

Da benachbarte Elemente gemeinsame Knoten besitzen, werden an diesen Knoten die jeweiligen Knotenkräfte und Komponenten der Elementsteifigkeitsmatrizen addiert und so die Gesamtsteifigkeitsmatrix $[K]$ gebildet. Dabei müssen Randbedingungen wie unverschiebbliche Knoten durch das entsprechende Verhindern von Bewegungsmöglichkeiten in der Matrix berücksichtigt werden.

Da bei nichtlinearen und plastischen Berechnungsansätzen in den Materialmodellen die Gleichung (5.1-5) nicht geschlossen lösbar ist, kann das Gesamtgleichungssystem nur iterativ berechnet werden. Dabei werden die Lasten in Teilschritten (inkrementell) aufgebracht. Grundsätzlich wird unterschieden zwischen Lösungsansätzen, bei denen die Gesamtsteifigkeitsmatrix veränderlich (Methoden der modifizierten Steifigkeit) oder unveränderlich (Methoden der Anfangslasten oder Anfangssteifigkeiten) ist. Bei der Methode der Anfangssteifigkeit werden die plastischen Verformungsanteile durch äquivalente Knotenlasten im Lastvektor berücksichtigt. Dieses Verfahren hat den Vorteil, daß die Gesamtsteifigkeitsmatrix nur einmal erstellt wird und so mehr Rechenzeit zur iterativen Gleichungslösung zur Verfügung steht. GOLD [23] hat die einzelnen Verfahren verglichen und darauf hingewiesen, daß das Verfahren der Anfangssteifigkeit in Verbindung mit viskoplastischen Iterationsalgorithmen besonders für Systeme mit hohen Plastifizierungsgraden und somit für Berechnungen auch im Traglastbereich geeignet ist.

5.2 Beschreibung des FEM-Programms

Es wurden die Berechnungen mit dem Programmsystem MISES 3 [63] ausgeführt, das u.a. die elastische und viskoplastische Analyse von zwei- und von dreidimensionalen Strukturen erlaubt. MISES 3 wird von der Gesellschaft TDV - Technische Datenverarbeitung, Graz, entwickelt und vertrieben.

5.2.1 Stoffgesetze

Dieses FE-Programm arbeitet bei der Berechnung nach dem Prinzip der Anfangssteifigkeit. Im Gegensatz zu den Methoden der modifizierten Steifigkeit wird hier die Steifigkeitsmatrix des Systems nur einmal am Anfang der Berechnung erstellt und während der Iterationen konstant beibehalten. Überschreitungen der zulässigen Spannungen bei plastischen Materialgesetzen werden durch entsprechende Knotenlasten im Lastvektor berücksichtigt und während der viskoplastischen Iterationen abgebaut. Dieses Rechenschema erlaubt eine große Anzahl von Iterationen, da die rechenzeitintensive Erstellung der Steifigkeitsmatrix nur einmal vorgenommen wird. Das FEM-Programm bietet neben der elastischen Berechnung folgende Materialmodelle an:

- 1) Linear elastisch
- 2) von Mises
- 3) Drucker- Prager
- 4) Mohr- Coulomb
- 5) Tresca
- 6) Critical State
- 7) modified cam clay

Für die Simulation von nichtbindigem Boden bieten sich die Materialmodelle nach Mohr-Coulomb bzw. Tresca an. Eine Berechnung unter Annahme elastischer Materialbedingungen erschien trotz wesentlich verringerten Rechenaufwandes nicht sinnvoll, da die Scherfestigkeit des Bodenmaterials, insbesondere in den hochbelasteten Zonen wie der Scherfuge des Querverschiebversuches, völlig ausgenutzt wurde und somit große plastische Verformungsanteile auftraten. Eine elastische Analyse hätte demnach den tatsächlichen Spannungs- und Verformungszustand nur völlig unzureichend erfaßt.

Ausgewählt wurde für die Bodenelemente das Materialmodell nach Mohr-Coulomb. Die Berechnungsergebnisse zeigten, daß die Ergebnisse der Versuche mit diesem Modell in guter Näherung errechnet werden konnten und so die Wahl dieses Modells bestätigt wurde.

5.2.2 Viskoplastizität

Wie in Abschnitt 2.3 dargestellt, wird durch die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb ein Kegel beschrieben. Ein Spannungszustand außerhalb des Kegels führt zum Bruch und ist somit nicht zulässig. Die Besonderheit des Viskoplastizität ist eine zeitweilige Überschreitung der durch die Fließgrenze beschriebenen zulässigen Spannungen. Diese Überschreitung der Fließfunktion wird durch Zusatzkräfte kompensiert, die als neue Belastung in die rechte Seite des Gleichungssystems geschrieben werden. Für dieses neue Gleichungssystem wird anschließend eine Lösung ermittelt. Der Abbau der Überschreitung der Fließfunktion ist ein iterativer Vorgang, wobei die Geschwindigkeit der Lösungskonvergenz von sogenannten Zeitschritten abhängt. In [23, 70] werden Hinweise zur Ermittlung und zur maximalen Größe des Zeitschrittes angegeben. Die Iterationen müssen so oft durchgeführt werden, bis eine Konvergenzgrenze erreicht wird. Dabei setzen sich die Gesamtdehnungen aus den elastischen und den plastischen Anteilen zusammen:

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{vp}} \quad (5.2-1)$$

Die Spannungen werden aus den einzelnen Dehnungsanteilen ermittelt. Insgesamt hat sich dieser Berechnungsalgorithmus auch bei hoch ausgelasteten Systemen bewährt. Bei ungünstiger oder zu großer Wahl des Zeitschrittes sind Oszillationen im Abbau der Fließfunktion nicht auszuschließen. Eine Konvergenz im Verlauf der Fließfunktion deutet auf ein stabiles System hin, Oszillationen oder Divergenz treten bei überlasteten und instabilen Systemen auf und lassen auf einen Bruchzustand schließen.

5.2.3 Elementtypen

Zur Modellierung des Bodens wurden ausschließlich isoparametrische Elemente mit quadratischer Ansatzfunktion verwendet, sie bestehen somit aus 8 Knoten. Die Integrationen werden mit dem Gaußverfahren in 4 Integrationspunkten (Gaußpunkten) durchgeführt. Abbildung 5.1-1 zeigt ein isoparametrisches Element mit der lokalen Knoten- und Gaußpunktnumerierung.

Zur Modellierung der Geotextilelemente wurden Stabelemente mit ebenfalls quadratischer Ansatzfunktion ausgewählt. Diese Elemente haben 3 Knoten und 2 Gaußpunkte. Abbildung 5.2-1 zeigt ein Stabelement. Die Stabelemente sind an allen Knoten mit den angrenzenden isoparametrischen Elementen verbunden.

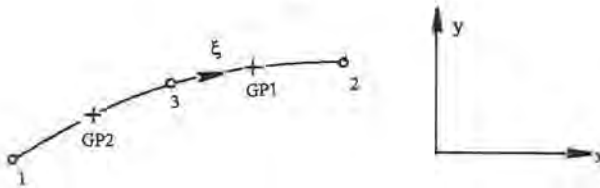


Abbildung 5.1-2: Stabelement mit Knoten- und Gaußpunktnummerierung

Die Gaußpunkte sind die Integrationspunkte für die Ermittlung der Elementsteifigkeit. An diesen Gauß- oder Integrationspunkten ist die Spannungsermittlung besonders genau. Die Ermittlung der Knotenspannungen wird mit Hilfe der Spannungsergebnisse in den angrenzenden Gaußpunkten durchgeführt, die Knotenspannungen werden extrapoliert. Bei unterschiedlich steifen Nachbarelementen kann dieses Verfahren bei großen Steifigkeitsunterschieden zu vergleichsweise ungenauen Spannungsergebnissen führen. Im Folgenden wurden deswegen stets Spannungsergebnisse in den Integrationspunkten ausgewertet. Auf die Ermittlung der Knotenverformungen trifft diese Problematik nicht zu, die Auswertungen der Verformungen in den berechneten Systemen konnte so mit den Verschiebungen der einzelnen Knoten vorgenommen werden.

5.2.4 Tension-cut-off

Das Programm bietet die Möglichkeit bei Anwendung des Materialgesetzes Mohr- Coulomb, Zugspannung in den Elementen zu begrenzen. Zugspannungen, die beim Starten einer Iterationsrechnung entstehen (z. B. an den Rändern von Lasteinleitungen u. ä.) werden im Rahmen der viskoplastischen Iteration abgebaut.

5.2.5 Multi- Laminate- Modell

Dieses Materialmodell wurde ursprünglich für die Simulation von geklüftetem Fels entwickelt. Es bietet die Möglichkeit, in isoparametrischen Elementen zusätzlich zu den "normalen" Materialeigenschaften bis zu fünf Trennflächen als Klüfte zu definieren. Für diese Trennflächen werden zusätzliche Kluftscherparameter angegeben.

5.2.6 Thin-layer-joint- Element

Das Thin-layer-joint- Element ist ein Spezialfall der Kluftelemente [38]. Bei diesem Materialmodell werden die Elementsteifigkeiten in den verschiedenen Richtungen unabhängig voneinander angegeben. Insbesondere kann dem Element durch Angabe eines unabhängigen Schubmoduls in Kluftrichtung ein "schubweiches" Verhalten zugeordnet werden. In Kombination mit dem Materialverhalten Multi- Laminate kann so mit diesem Elementtyp eine Relativverschiebung und eine definierte Schubspannungsübertragung zwischen angrenzenden Elementschichten modelliert werden. Es ist somit eine wirklichkeitsnähere Simulation des Verbundverhaltens zwischen Boden und Geotextil möglich.

Dieser Elementtyp bietet außerdem die Möglichkeit eines großen Verhältnisses zwischen Länge und Breite der Elementabmessungen. Es kann so im Gegensatz zu normalen isoparametrischen Elementansätzen ohne Verlust an Rechengenauigkeit eine dünne Verbundschicht aus diesen Elementen gebildet werden. Für dieses Element muß die Anzahl der Integrationspunkte erhöht werden, damit die Volumenintegrale korrekt berechnet werden können.

5.3 Möglichkeiten der Lastaufbringung

Das benutzte FEM- Programm bietet eine Reihe von Möglichkeiten an, um Belastungen auf das zu untersuchende FEM- Netz aufzubringen. Folgende Arten wurden bei den Berechnungen benutzt und haben sich für diese Untersuchungen als praktikabel und nützlich ergeben. Im einzelnen handelt es sich um folgende Lastfälle:

5.3.1 Lastfall *vorgeschriebene Verformung* als weggesteuerte Versuchsdurchführung

Als Besonderheit ist in diesem FEM- Programm die Möglichkeit implementiert, eine Verschiebung als Belastung aufzubringen. Dazu werden an den definierten Knoten Federn mit einer Federsteifigkeit angebracht, die Verschiebung wird mit der Federsteifigkeit multipliziert und als Belastungsvektor in die rechte Seite des Gleichungssystems eingetragen. Bei hohen Federsteifigkeiten entspricht dann die tatsächliche Verformung der Knoten exakt der erwünschten Verschiebung. Aus dieser Art der Lastaufbringung auf ein System ergeben sich Besonderheiten im weiteren Programmablauf, da die Federn in der Gesamtsteifigkeitsmatrix berücksichtigt werden müssen. Dieses Vorgehen entspricht einer weggesteuerten Versuchsdurchführung und beschreibt damit exakt die tatsächliche Versuchsdurchführung der Querverschiebeversuche.

5.3.2 Lastfälle *Eigengewicht und Knotenlasten*

Das Programm bietet die Möglichkeit, an jedem beliebigen Element oder auch Knoten Lastvektoren aufzusetzen und so einen kraftgesteuerten Versuchsablauf zu simulieren. Weiterhin sind in dem Programm Funktionen enthalten, Primärspannungszustände aufgrund des Eigengewichtes zu berechnen.

5.3.3 Lastfall *Übernahme von Primärspannungszuständen*

Als weitere Möglichkeit kann das Programm auch die Spannungszustände schon berechneter Lastfälle als Primärspannungszustand übernehmen. Ein Primärspannungszustand ist definiert über die Basisdateien der Berechnungsergebnisse (M3DERG), der initiiellen Spannungen (M3DINIT) und des Lastvektors der rechten Seite (M3DRS). Das Programm erlaubt nun die Übernahme oder das Löschen jeder einzelnen der Basisdateien eines früheren Lastfalles in einem neuen Berechnungsschritt, wobei im neuen Berechnungsschritt die Gesamtsteifigkeitsmatrix z.B. entsprechend der Spannungszustände der Elemente verändert sein kann. Dies ermöglichte die Erweiterung des FEM- Programms um ein nichtlinear- elastisches Materialgesetz zur Beschreibung der Geotextilsteifigkeit im Boden unter Auflast.

5.4 Konvergenzverhalten der thin- layer- joint- Elemente

Da in mehreren Veröffentlichungen [38, 70] von problematischer Konvergenz bzw. Divergenz der Fließfunktion mit diesem Elementtyp berichtet wurde, war in Voruntersuchungen zu überprüfen, ob die theoretisch mögliche Modellierung des Geotextil- Bodenverbundes mit diesem Elementtyp in der tatsächlichen Berechnung funktioniert. Mit FE-Modellen, die aus zwei Bodenkörpern bestehen, die durch eine Reihe thin- layer- Elemente miteinander verbunden sind, wurde das Verhalten dieses Elementtyps genauer untersucht. Es zeigten sich bei Druck- und Schubbelastung ein gutes Konvergenzverhalten, das weitgehend von Steifigkeitsunterschieden der beteiligten Elemente unabhängig war. Bei diesen Berechnungen waren die Spannungsverteilungen in den Gaußpunkten der thin-layer- Elemente stetig und im Gleichge-

wicht mit den äußeren Lasten. Die maximalen Schubspannungen entsprachen exakt den Scherbeiwerten der Kluft.

Werden die σ_1 -Spannungen durch Entlastungsvorgänge verringert, zeigen die thin-layer-Elemente ein oszillierendes und bei $\sigma_1 \rightarrow 0$ ein stark divergierendes Verhalten. Ermittelt wurde dies durch ein Modell einer starren Platte auf einem Bodenkörper mit dazwischenliegender thin-layer-Schicht. Die Platte wurde exzentrisch durch eine Druckkraft belastet. Diese Belastung führt in Verbindung mit den vorhandenen Steifigkeitsunterschieden zwischen Boden und (Stahl)-Platte zu einer Verkipfung mit entsprechender Entlastung auf einer Seite. Dabei zeigt das System wie in Abbildung 5.4-1 dargestellt bis zu einer Last von 40kN konvergentes Verhalten, mit zunehmender Last eine Neigung zu Oszillationen der Fließfunktion, auch bei einer nur geringfügigen Überschreitung der Grenzlast divergiert das System innerhalb weniger Iterationsschritte.

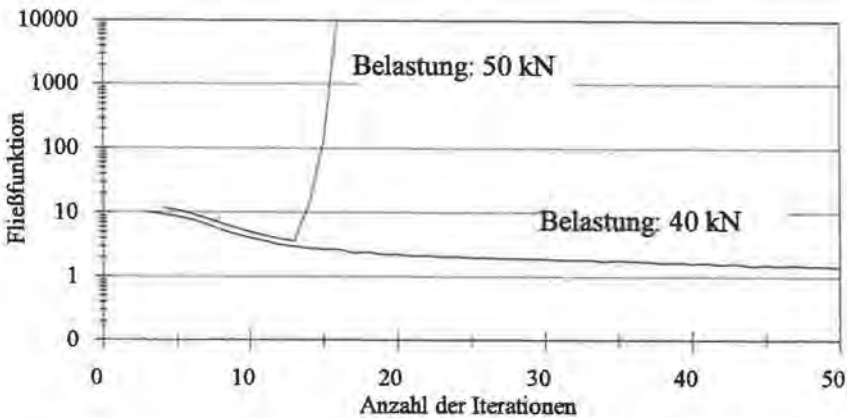


Abbildung 5.4-1: Verlauf der Fließfunktion von thin-layer-joint-Elementen bei konvergentem (40kN) und divergentem (50kN) Verhalten

Das divergierende System führt zu völlig unsinnigen und unbrauchbaren Gaußpunktspannungen und Knotenverformungen.

Bei dem in dieser Arbeit untersuchten Boden-Geotextilverbund wurde stets konvergentes Verhalten festgestellt. Die Ursache besteht zum einen darin, daß keine hohen Steifigkeitsunterschiede in Verbindung mit einseitiger Belastung zu derart kritischen Spannungszuständen geführt haben. Zum anderen wurden die thin-layer-joint-Elemente nicht oberflächennah angeordnet, Zugspannungen wurden nicht errechnet. Diese Voruntersuchung zeigte somit die Eignung der thin-layer-joint-Elemente als Hauptbestandteil der Modellierung des Boden-Geotextilverbundes.

5.5 Erweiterungen des FEM-Programmsystemes

Wie oben beschrieben, erfaßt das Programm in der Gesamtsteifigkeitsmatrix die Steifigkeit der Elemente am Anfang der Berechnung, die Matrix bleibt somit während der Berechnungsläufe konstant. Das hat zur Folge, daß die Spannungsabhängigkeiten von Materialeigenschaften wie dem Steifemodul und den Scherparametern des Bodens während den Berechnungen nicht automatisch berücksichtigt werden können.

Die Untersuchungen im Seitendruckgerät haben ergeben, daß sich das Verformungsverhalten der Geotextilien nur in Abhängigkeit von der Geotextilzugkraft und von der auf das Geotextil wirkenden Normalspannung beschreiben läßt. Ebenso sollte es möglich sein, Ergebnisse von Scher- und Kompressionsversuchen und somit spannungsabhängige Materialkennwerte des Bodens in die Berechnungsansätze zu integrieren. Es wurden Zusatzprogramme entwickelt, die die Materialeigenschaften entsprechend den Spannungszuständen in den Elementen verändern. Mit diesen veränderten Materialeigenschaften wird dann die Gesamtsteifigkeitsmatrix neu aufgestellt. Unter Anwendung dieser Zusatzprogramme handelt es sich also um eine Berechnung nach der Methode der Anfangssteifigkeit mit spannungsabhängiger, also während der Berechnungen modifizierter Steifigkeitsmatrix.

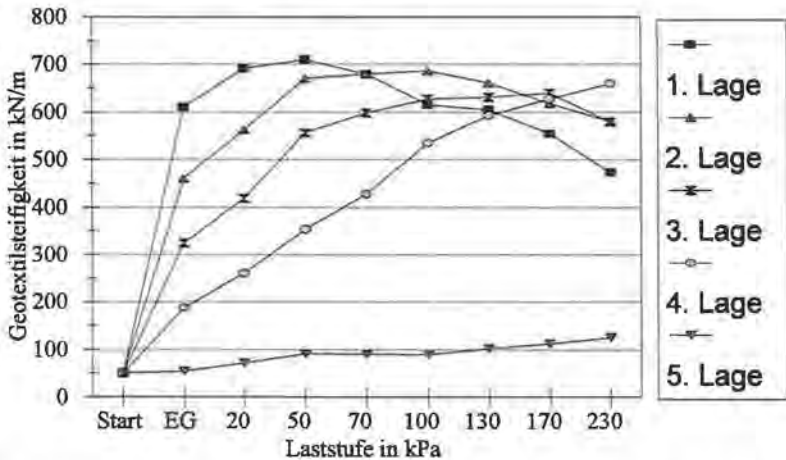


Abbildung 5.5-1: Veränderung von Geotextilsteifigkeiten in einer Polsterwand bei einzelnen Laststufen

In der Abbildung 5.5-1 ist die Veränderung der Geotextilsteifigkeit am Beispiel der Nachrechnungen zu einem Großversuch mit einer Polsterwand dargestellt (vgl. Abschnitt 7). Die Abbildung zeigt die Geotextilsteifigkeit bei einzelnen Laststufen während des Belastungsvorganges für je ein Geotextilelement pro Geotextillage. Der Startwert der Geotextilsteifigkeit ist bewußt niedrig gehalten, er erhöht sich durch das Eigengewicht (EG) deutlich. Bei den unteren Geotextillagen reduzieren sich die Geotextilsteifigkeiten schon nach wenigen Laststufen infolge hoher Geotextilzugkräfte. Die Abbildung macht deutlich, daß ohne veränderliche Steifigkeitsmatrix das Kraft-Dehnungsverhalten der Geotextilbewehrungen nur unzureichend beschrieben worden wäre.

Wünschenswert wäre die Implementierung eines eigenen Stoffgesetzes für das Geotextilverhalten. Dies würde eine Überarbeitung des FEM-Programmpaketes erfordern. Da es sich bei dem FEM-Programmpaket um lauffähige Programmdateien ohne Zugriffsmöglichkeit auf den "source-code" handelt, war eine Ergänzung des FEM-Programmpaketes nicht möglich. Aus diesem Grund wurde der beschriebene Weg zur Anpassung des Geotextilverhaltens gewählt.

Eine zusätzlich erforderliche Erweiterung des FEM-Programmsystems war im Bereich der Verformungen anzubringen: Das FE-Programm bringt Lastinkremente auf die unverformte

Geometrie des Elementnetzes auf. Da insbesondere der Einfluß der Verformungen auf die Traglasten mit Hilfe der Versuche bzw. Berechnungen näher untersucht werden sollte, mußte eine Programmerweiterung erstellt werden, die die errechneten Elementverformungen in der Systemgeometrie weiterer Berechnungsläufe berücksichtigt. Es werden so zusätzliche Lastinkremente auf das verformte Elementnetz aufgebracht. Die Abbildung 5.5-2 zeigt schematisch den Ablauf einer Berechnung.

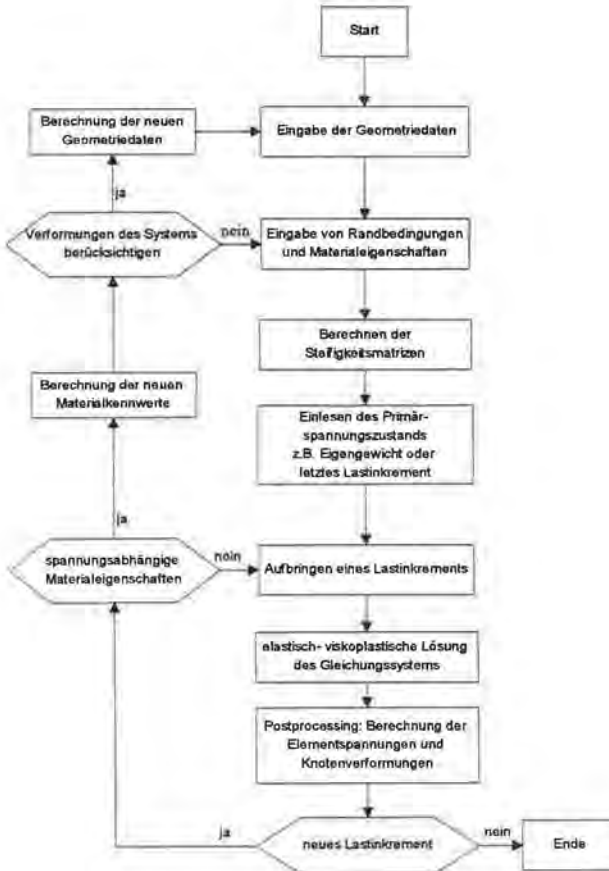


Abbildung 5.5-2 : Schema des Berechnungsablaufes

Nicht in Berechnungen berücksichtigt werden konnte das zeitabhängige Kriechverhalten der Geotextilien. Das zur Verfügung stehende FEM- Programmsystem bietet diese Möglichkeit nicht an und die notwendige Vorgehensweise bei den Erweiterungen (Übernahme vom Primärspannungszuständen) behinderte die Möglichkeit, das Kriechverhalten durch abnehmende Geotextildehnsteifigkeiten zu berücksichtigen.

6 FEM- Berechnungen zum Querverschiebeversuch

Um die Kraftwirkungen im Boden und im Geotextil unter der Querkraftbeanspruchung genauer zu untersuchen, wurden die Querverschiebeversuche mit FEM nachgerechnet. Zuerst mußte durch Vergleich der Rechenergebnisse der Nachweis erbracht werden, daß die FEM-Modellierung das tatsächlich in den Versuchen festgestellte Verhalten beschreibt. Anschließend konnten weitere Kombinationen von Boden und Geotextil berechnet und so der Einfluß der einzelnen Parameter auf das Tragverhalten des Systems genauer ermittelt werden.

6.1 Berechnungsannahmen

Der Versuch entspricht aufgrund seiner Randbedingungen und Lasteintragung einem ebenen Verformungszustand. Die FEM- Berechnung wurde ebenfalls im ebenen Verformungszustand durchgeführt und ist so mit dem Versuch exakt vergleichbar. Es wurden verschiedene Netze untersucht. Die Netze wurden so entwickelt, daß Zonen mit hohen Spannungsgradienten, also mit großen Spannungsunterschieden, feiner unterteilt waren als weniger beanspruchte Zonen. Die Beanspruchung der Zonen wurde in Vorstudien ermittelt. Wegen der hohen Beanspruchung wurden deswegen die Scherfuge, die Krafteinleitungsbereiche an den Wänden des Scherkastens und der Verbund Geotextil- Boden feiner unterteilt.

Die Versuchsnachrechnung gliedert sich wie der Versuch in zwei Teile, nämlich die Lastaufbringung der Normalspannung und das Verschieben des oberen Kastenteiles. Entsprechend wurde erst die Flächenlast auf die Bodenelemente aufgebracht und der Primärspannungszustand ermittelt.

Mit Hilfe einer Koppelung von Randelementen und der im FEM- Programmsystem möglichen Lastart "vorgeschriebene Verformung" wurde auf die Bodenelemente des oberen Kastenteiles im Anschluß an die Berechnung des Primärspannungszustandes ein Verschiebungsinkrement aufgebracht. Die Größe des Verschiebungsinkrements betrug üblicherweise ein Millimeter. Nach jedem Lastinkrement wurden der Spannungszustand des Systems neu berechnet und eventuell vorhandene Überschreitungen der Fließfunktion abiteriert. Diese Art der Lastaufbringung entspricht also wie im Versuch einer Wegsteuerung.

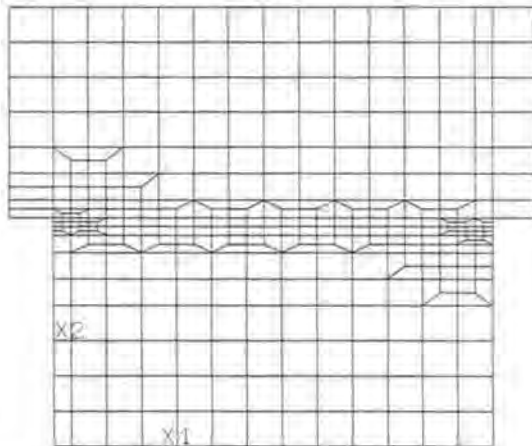


Abbildung 6.1-1: FEM-Netz des unbewehrten Versuches

Das unbewehrte System wurde mit einem Netz von 362 Elementen modelliert. Die Abbildung 6.1-1 stellt das Netz dar. Das Netz des bewehrten Versuches war wegen der Geotextil- und Verbundelemente entsprechend umfangreicher, die Anzahl der Elemente vergrößerte sich auf 424. Wegen der im Vergleich zum unbewehrten System größeren Anzahl von Variablen verdoppelte sich fast der Rechenzeitbedarf pro Iteration.

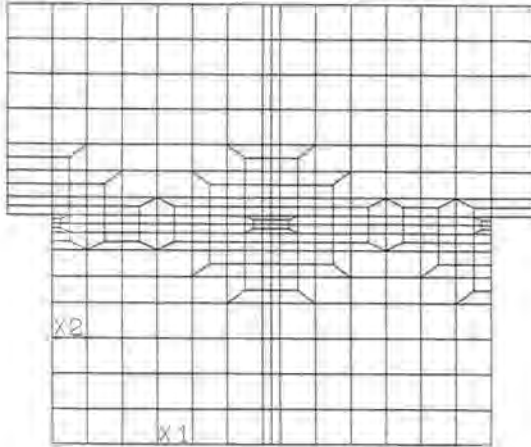


Abbildung 6.1-2: FEM-Netz des bewehrten Versuches

Der Sand wird durch isoparametrische Elemente mit dem Bruchgesetz nach Mohr- Coulomb realisiert. In Abhängigkeit vom vorhandenen Spannungszustand werden den einzelnen Elementen während des Berechnungsvorganges Steifigkeiten entsprechend den Versuchsergebnissen des Kompressionsversuchs zugewiesen. Bei der Bestimmung der Scherparameter des trockenen Sandes konnte keine wesentliche Veränderung in Abhängigkeit vom Spannungszustand festgestellt werden. Deswegen wurden die Scherparameter ϕ und c unabhängig vom Spannungszustand konstant beibehalten.

Um Zugspannungen in den Bodenelementen auszuschließen und um eine Kraftübertragung entsprechend den Verbundscherparametern δ und c_A zwischen Boden und Geotextil simulieren zu können, wurden zwischen den Stab- und den Bodenelementen thin- layer- Elemente angeordnet. Normal zur Kluftrichtung wurde den thin- layer Elementen eine Steifigkeit in der Größenordnung der Sandelemente zugeordnet, um die Verformungen in dieser Koordinatenrichtung möglichst realistisch erfassen zu können. Den Elementen wurde eine Kluft parallel zur Geotextilebene eingeschrieben. Die Kluftscherparameter wurden entsprechend den Ergebnissen der direkten Scherversuche in der Berechnung angesetzt.

Den Stabelementen wurde bei allen Berechnungen eine fiktive Fläche von $0,01\text{m}^2/\text{m}$ zugewiesen. Diese Fläche muß bei den Umrechnungen von Geotextilzugspannungen $[\text{kN}/\text{m}^2]$ in Zugkräfte $[\text{kN}/\text{m}]$ und bei der Umrechnung vom E-Modul $[\text{kN}/\text{m}^2]$ in den Geotextilverformungsmodul V $[\text{kN}/\text{m}]$ berücksichtigt werden.

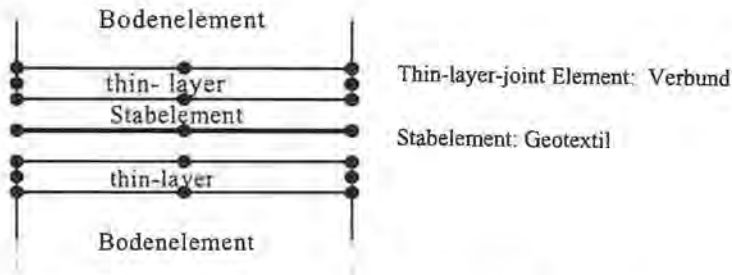


Abbildung 6.1-3: Modellierung des Boden- Geotextil-Verbundes

Die Kraft- Dehnungsbeziehung der Geotextilien, bei der besonders bei den Vliesstoffen eine starke Abhängigkeit von der Normalspannung auf die Geotextilebene besteht, wird mit Hilfe der Zusatzprogramme dem jeweiligen Spannungszustand angepaßt und während der Berechnungsläufe verändert.

6.2 Ergebnisse der Berechnungen

6.2.1 Unbewehrter Versuch

Nach Aufbringen der Belastung stellte sich im Kasten ein homogener Spannungszustand ein. Die Vertikalspannung im Boden entsprach der äußeren Last. Da die Bodenelemente in horizontaler Richtung keine Freiheitsgrade besitzen und durch die starren Kastenwände begrenzt sind, stellte sich als Horizontalspannung der Erdruchdruck ein. Bei einer Vertikalspannung $\sigma_v = 100 \text{ kPa}$ errechnet sich über Gleichung (4.2-1) und (4.2-2) die Horizontalspannung $\sigma_h = 40 \text{ kPa}$. Dieser Spannungswert wurde mit großer Genauigkeit in der FE-Berechnung ermittelt.

Der Übergang der beiden Scherkastenteile stellte eine Unstetigkeitsstelle im Spannungsverlauf dar. Um eine Verschieblichkeit der beiden Kastenteile zu gewährleisten, mußten die Bodenelemente am Rand ohne horizontales Auflager modelliert werden. Diese Elemente plastifizierten deswegen allein durch die Aufbringung der Normalspannung auf die Bodenprobe. Der viskoplastische Algorithmus lagerte die Fließspannung auf andere, benachbarte Bodenelemente um, wobei er eine Art Gewölbewirkung um diese Störstelle errechnete. In diesen Bodenbereichen sind somit die Hauptspannungen gedreht, die größere Hauptspannung ist von der Störstelle abgewandt.

Nach Aufbringen der Verschiebungsinkremente wird die zur Überwindung des Scherwiderstandes nötige horizontale Kraftkomponente über die Rückwand der oberen Hälfte des Scherkastens in den Bodenblock eingeleitet. Die vordere Kastenwand wird dabei entlastet. Horizontales Gleichgewicht wird über eine Punktsymmetrie bezüglich des Mittelpunktes der Scherfläche erreicht. Die Hauptspannungen werden gedreht, die größere Hauptspannung ist der Bewegungsrichtung entgegengesetzt. Der Winkel zwischen der größeren Hauptspannung und der Scherfläche ist in etwa mit dem eines passiven Gleitlinienfeldes vergleichbar.

Nach einem Vorschubweg von ca. 35 mm war das Maximum des Scherwiderstandes erreicht, eine weitere Steigerung war wegen der vollständigen Ausnutzung der Elemente auf Schub

nicht mehr möglich. Der maximale Scherwiderstand Z_s errechnet sich nach folgender Gleichung:

$$Z_s = A_s (c + \sigma_N \tan \varphi) \quad (6.2-1)$$

A_s ist die Scherfläche im Scherkasten.

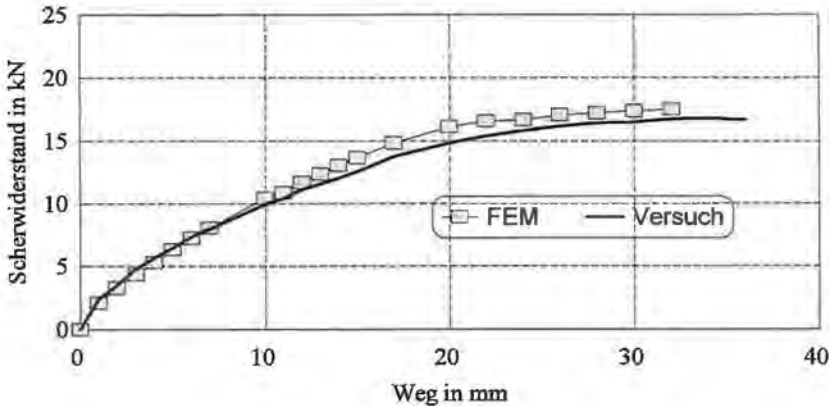


Abbildung 6.2-1: Vergleich Scherwiderstand Versuch - FEM

In Abbildung 6.2-1 ist der berechnete Verlauf des Scherwiderstandes und das Versuchsergebnis dargestellt. Das Diagramm zeigt, daß im Anfangsbereich die Versuchsergebnisse sehr gut errechnet wurden, bei größeren Vorschubwegen wurde der Scherwiderstand geringfügig überschätzt. Diese größeren Scherwiderstände sind die Folge einer noch vorhandenen, geringen Überschreitung der Fließfunktion. Daraus kann gefolgert werden, daß eine größere Anzahl an Iterationen zu einer noch besseren Anpassung geführt hätte.

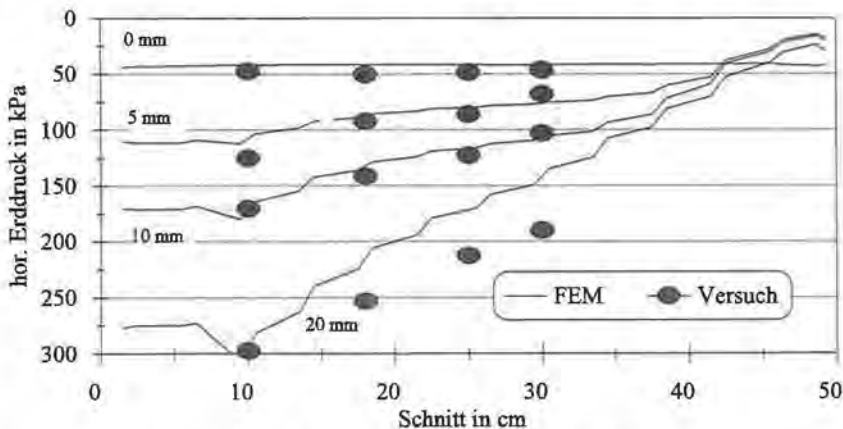


Abbildung 6.2-2: hor. Erddruck in einem Schnitt über der Scherfuge

Die gute Erfassung des Spannungszustandes im Kasten durch die FE-Modellierung beweist die Abbildung 6.2-2. In ihr ist der horizontale Erddruck in einem Schnitt über der Scherfuge abgebildet. Die verschiedenen Kurven zeigen die berechneten Verteilungen bei den Vorschubwegen 5mm bis 20mm. Die Erddruckmeßwerte sind als einzelne Punkte in der Abbildung dargestellt. Die Berechnung zeigt eine deutliche Übereinstimmung mit dem Versuch.

6.2.2 bewehrte Versuche

Der Primärspannungszustand der bewehrten Versuche war mit den unbewehrten weitgehend vergleichbar, der Spannungszustand war bis auf die unmittelbare Umgebung des Geotextils homogen. Da im FE- Programm kein Materialgesetz für Versagen auf Druck - ähnlich wie das "tension-cut-off" für ein Versagen auf Zugspannungen - implementiert war, wurden Anteile der aufgetragenen Normalspannung über Verbundspannungen in das Geotextil abgetragen, das Geotextil wurde geringfügig verformt. Da bei der Berechnung des Primärspannungszustandes dem Geotextil eine geringe Dehnsteifigkeit zugewiesen wurde, war keine wesentliche Beeinträchtigung des Spannungszustandes durch die Stauchung zu verzeichnen.

Auch bei den Berechnungen war wie im Versuch der Einfluß der Bewehrung erst nach einem Vorschubweg von ca. 20mm erkennbar. Bis zu diesem Punkt ergaben sich nur geringe Unterschiede im Tragverhalten zwischen den Nachrechnungen der bewehrten und unbewehrten Versuche. Dieser Vorschubweg war nötig, um Zugkräfte im Geotextil zu erzeugen. Die Abbildungen 6.2-3 und 6.2-4 der Bodenhauptspannungen während des Vorschubes zeigen deutlich die Änderung des Systemtragverhaltens ab einem Vorschubweg von ca. 20mm und so die Wirkungsweise der Geotextilbewehrung:

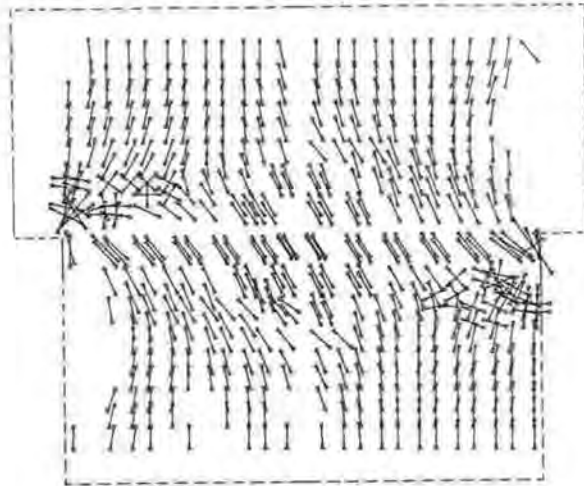


Abbildung 6.2-3: Bodenhauptspannungen nach einem Vorschubweg von 5mm

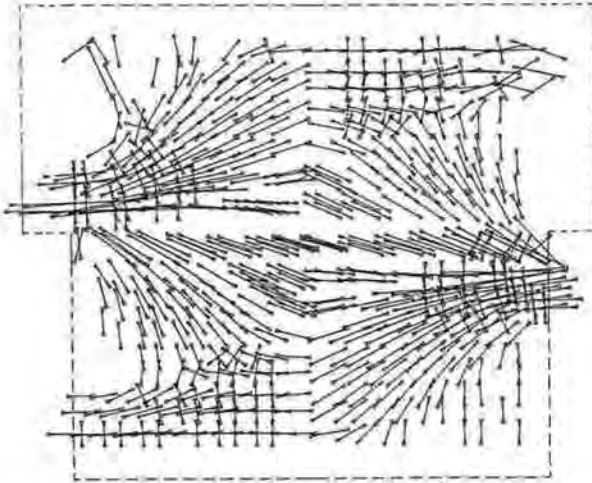


Abbildung 6.2-4: Bodenhauptspannungen nach einem Vorschubweg von 30mm

Bis zum Vorschubweg 20mm wird der Scherwiderstand ausschließlich über Kraftwirkungen im Bereich der Scherfläche erzeugt. Bei größeren Vorschubwegen werden über deutlich ausgebildete Verbundwirkungen zwischen Boden und Geotextil Zugspannungen im Geotextil geweckt, die die wirksame Normalspannung in der Scherfuge erhöhen und damit unmittelbar zu einer Erhöhung des Scherwiderstandes beitragen. Die Verbundwirkung kann man, wie in der Darstellung der Hauptspannungen ersichtlich, als Druckstreben im Boden deuten, die sich gegen das Geotextil abstützen. Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist wegen der Symmetrie gegeben.

Die Erhöhung des Scherwiderstandes ΔZ errechnet sich unter Berücksichtigung der Beziehung (6.2-1) und der Geotextilzugkraft F_{GT} für $c=0$:

$$\Delta Z = F_{GT} \tan \varphi \quad (6.2-4)$$

Aus dieser Beziehung kann abgeleitet werden, daß die Geotextilzugkraft unmittelbar zu einer Steigerung des Scherwiderstandes führt.

In der Abbildung 6.2-5 sind die Verteilungen der Geotextilzugkräfte in einem vertikalen Schnitt entlang der Bewehrung bei verschiedenen Vorschubwegen dargestellt. Die Abbildung zeigt deutlich die Entwicklung der Geotextilzugkräfte während des Versuches. Bis zu 20mm sind die Zugkräfte gering, sie haben kaum Einfluß auf das Tragverhalten. Der Maximalwert der Zugkraft tritt stets im Schnittpunkt mit der Scherfuge auf, die Zugkraft wird weitgehend innerhalb des Scherkastens verankert. Zwischen 20mm und 30mm Vorschubweg ist die Steigerung der Geotextilzugkraft besonders groß, erst ab diesen Vorschubwegen ist ein merklicher Einfluß der Bewehrung auf den Scherwiderstand des Systems erkennbar.

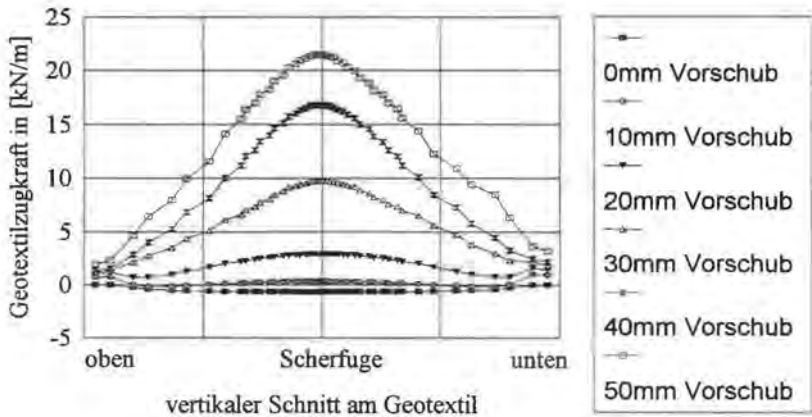


Abbildung 6.2-5: Verteilung der Geotextilzugkraft

In der Abbildung 6.2-6 wurden die horizontalen Erddrücke in einem Schnitt über der Scherfuge dargestellt. Neben dem berechneten Erddruckverlauf (durchgezogene Linien) sind auch einzelne Meßwerte aus den Versuchen aufgetragen (Symbole). Die jeweiligen Verschiebwege sind in der Legende bzw. neben den Kurven bezeichnet. Auch diese Abbildung zeigt wieder deutlich die Umlagerung des Erddruckes auf die Rückwand des Scherkastens und die Entlastung im vorderen Bereich des Kastens, die so auch bei den unbewehrten Systemen festgestellt wurde.

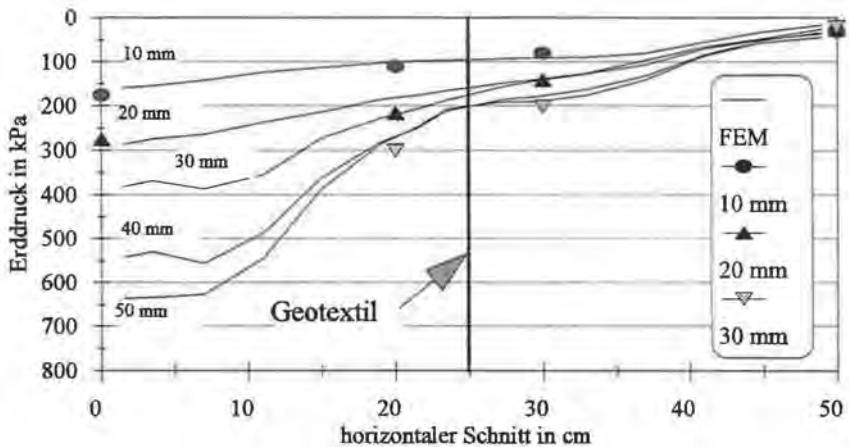


Abbildung 6.2-6: Erddruck in einem Schnitt 5cm über der Scherfuge

In etwa vergleichbar zur Verteilung der Erddrücke waren die Verformungen des Bodenmaterials. In der Abbildung 6.2-7 sind die Bodendehnungen in einem Schnitt 5cm über der Scherfuge dargestellt. Die durchgezogenen Linien stellen den berechneten Verlauf dar, die einzelnen, größeren Symbole sind die jeweiligen Meßwerte.

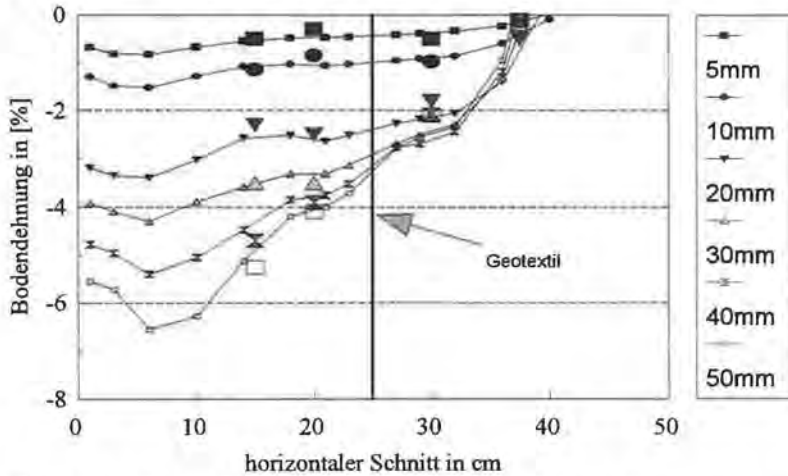


Abbildung 6.2-7: Bodendehnung in einem Schnitt 5cm über der Scherfuge

In der Abbildung 6.2-8 ist am Beispiel des Polyestervliesstoffes ME-PES-270 der Weg-Scherwiderstandsverlauf der FEM- Berechnung und des Versuches gegenübergestellt. Die Nachrechnungen mit den anderen Bewehrungen zeigten ähnlich gute Übereinstimmungen.

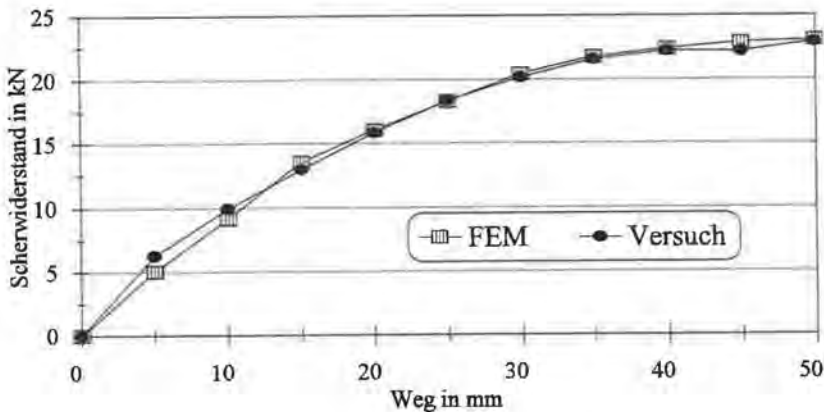


Abbildung 6.2-8: Weg- Scherwiderstandsdiagramm ME-PES-270; Vergleich von Versuchsergebnis und FEM- Berechnung

6.2.3 Parameterstudien

Exemplarisch wurde mit der Vliesstoffbewehrung ME-PES-270 der Einfluß der Bodensteifigkeit auf das Systemverhalten rechnerisch untersucht. Dabei wurde unter Beibehaltung der Bewehrungseigenschaften einmal zur Simulation einer lockeren Lagerung die E-Moduln des Sandes um ca. 20% reduziert. Zur Simulation einer dichten Lagerung wurden sie um ca. 40% erhöht. Da der Einfluß der Lagerungsdichte nur im Anfangsbereich der Versuche von Bedeutung war, wurden die Berechnungen nach ca. 25mm beendet. In der Abbildung 6.2-9 sind die Weg-Scherwiderstandsdiagramme der dichten Lagerung (+40%), der tatsächlich im Versuch vorhandenen mitteldichten bis dichten Lagerung (+0%) und der lockeren Lagerung (-20%) dargestellt. Aus der Abbildung wird deutlich, daß sich mit zunehmenden Scherwegen die Scherwiderstände angleichen. Die Lagerungsdichte des Sandes ist somit nur bei geringen Vorschubwegen von entscheidender Bedeutung, da hier der Scherwiderstand hauptsächlich von den Bodeneigenschaften geprägt wird. Bei größeren Vorschubwegen überwiegen dann die Eigenschaften der Bewehrung.

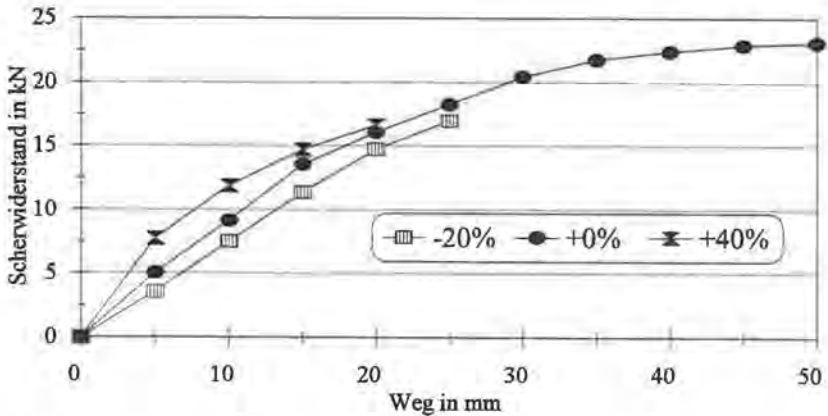


Abbildung 6.2-9: Einfluß der Lagerungsdichte des Bodens auf den Scherwiderstand

Aus den Versuchsergebnissen des Seitendruckversuches und [55, 6] war bekannt, daß das Dehnungsverhalten von Geweben durch den Boden vergleichsweise gering verändert wurde. Außerdem ging aus den Versuchen und aus Vorberechnungen hervor, daß die Dehnungen der Gewebe in einer Größenordnung lagen, die die Annahme eines linearen Kraft-Dehnungsverhaltens erlaubte. Es wurde ein Vergleichsfall durchgerechnet, bei dem die Abhängigkeit der Bodensteifigkeit vom Spannungszustand vernachlässigt und als veränderlicher Parameter nur der Verformungsmodul des Geotextils untersucht wurde. Aus diesem Grund ist der Scherwiderstand bei geringen Vorschubwegen nicht mit den Versuchsergebnissen direkt vergleichbar. Die eingesetzten Geotextilsteifigkeiten entsprechen Produkten der Festigkeiten von ca. 50kN/m ($V_{GT}=250\text{kN/m}$) bis zu 200kN/m ($V_{GT}=2000\text{kN/m}$). Der Verlauf des Scherwiderstandes der drei untersuchten Verformungsmoduln ist in Abbildung 6.2-10 dargestellt.

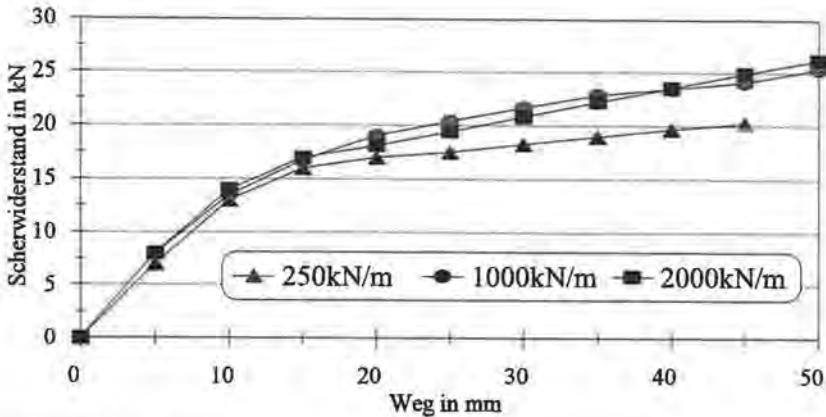


Abbildung 6.2-10: Einfluß der Geotextilsteifigkeit auf den Scherwiderstand

Die Rechenergebnisse zeigen einen deutlichen Unterschied im Tragverhalten zwischen den Geotextilverformungsmodulen 250kN/m und 1000kN/m bzw. 2000kN/m. Eine vergleichsweise deutliche Traglaststeigerung der beiden steiferen Geotextilien ist ab einem Vorschubweg von ca. 20mm erkennbar. Die nur geringen Unterschiede im Verhalten der beiden steiferen Geotextilien deuten darauf hin, daß kein linearer Zusammenhang zwischen Geotextilsteifigkeit und Traglaststeigerung besteht. Aus diesen Ergebnissen kann abgeleitet werden, daß Steigerungen der Geotextilkennwerte über den Verformungsmodul von ca. 1000kN/m nur eine geringe Vergrößerung des Scherwiderstandes erbringen. Die hohe Festigkeit der Bewehrung kann somit nicht oder nur unzureichend ausgenutzt werden. Bestätigt werden diese Rechenergebnisse durch den Vergleich der beiden Versuche mit den Geweben.

6.2.4 Bewertung der FEM- Berechnungsergebnisse im Vergleich zu den Meßergebnissen

In den Auswertediagrammen der unbewehrten (Abbildungen 6.2-1 und 6.2-2) bzw. der bewehrten Versuche (Abbildungen 6.2-6 bis 6.2-8) wurden zusätzlich zu den Ergebnissen der Berechnungen Meßergebnisse der Versuche eingetragen. Der Vergleich der Meßergebnisse mit den Rechenwerten zeigt keine signifikanten Unterschiede. Dies gilt sowohl für den Scherwiderstand, die Dehnungen von Boden und Bewehrung als auch für die Erddruckmessungen und die aus den Erddruckmessungen abgeleitete Erddruckumlagerung. Die Übereinstimmung von Rechen- und Meßergebnissen kann zusammenfassend als sehr gut bewertet werden. Daraus ist ableitbar, daß die FEM- Modellierung und die Materialgesetze zur Beschreibung des Kraft- Dehnungsverhaltens von Geotextilien im Boden das tatsächliche Tragverhalten der bewehrten Scherversuche gut wiedergeben.

7 Berechnung von Polsterwänden mit der FEM

7.1 Berechnungsannahmen

Um die in dieser Arbeit abgeleiteten Materialbeziehungen zum Dehnungsverhalten von Geotextilien im Boden auch an Großversuchen auf ihre Anwendbarkeit zu überprüfen, wurde ein bei der BAST durchgeführter, umfangreich meßtechnisch bestückter Großversuch [3, 54] mit der FEM und den beschriebenen Programmweiterungen nachgerechnet. Bei diesem Großversuch wurde eine ca. 3 m hohe Polsterwand aus einem Sand aufgebaut, der mit 5 Lagen Vliesstoff bewehrt war (siehe Anlage 5). Der Vliesstoff (Flächenmassen ca. 270g/m^2) war mechanisch verfestigt, der Faserrohstoff war Polyester. Die Wand wurde bis zum Bruch belastet, wobei die Bruchlast auch mit Lamellenverfahren unter Berücksichtigung der im Boden ermittelten Geotextiltzugfestigkeiten ermittelt werden konnte. Während des Belastungsversuches wurden Erddrücke, Wandverformungen und Geotextildehnungen gemessen.

Bei dem Versuchsaufbau lag wegen der Abmessung der Belastungseinrichtung, die nicht über die gesamte Wandbreite reichte, kein ebener Verformungszustand vor. Störende Randeinflüsse wurden zwar durch den Einsatz von Teflonfolien als Gleitschicht minimiert, das Bruchbild läßt jedoch auf Randeinflüsse schließen, die eine ebene Betrachtung in Frage stellen.

Die Wand wurde dennoch bei den Berechnungen zweidimensional unter der Annahme eines ebenen Verformungszustandes modelliert. Dies ist zum einen in der Anordnung der Meßeinrichtungen begründet. Die Meßeinrichtungen wurden in Achsen eingebaut, die direkt unter der Belastungseinrichtung liegen. In diesem Bereich sind Randeinflüsse gering, ein ebener Verformungszustand kann im Spannungszustand unterhalb der Traglast näherungsweise angenommen werden. Darüber hinaus war eine exakte Nachrechnung des Bruchzustandes der Polsterwand nicht beabsichtigt, da in diesem Zustand die abgeleiteten Materialbeziehungen für die Modellierung der Bewehrung nicht mehr gültig sind. Ein weiterer Grund liegt in dem sehr hohen numerischen Aufwand, der zur dreidimensionalen Modellierung der Polsterwand notwendig wäre. Schon Vorversuche mit unbewehrten 3-D Systemen ergaben unverhältnismäßig große Rechenzeiten, eine Erweiterung der Netze um die Elemente des Boden-Geotextilverbundes wäre nur bei vergleichsweise "grober" Modellierung mit den damit verbundenen Rechenungenauigkeiten möglich gewesen. Die genauere Erfassung des räumlichen Tragverhaltens der Wand durch die dreidimensionale Modellierung wird durch die dann notwendigen Vereinfachungen aufgewogen.

Wie bei den Berechnungen des Querverschiebeversuches wurden auch bei diesen Berechnungen mit den beschriebenen Zusatzprogrammen und einer vom Spannungszustand abhängenden variablen Gesamtsteifigkeitsmatrix gearbeitet. Die Abbildung 7.1-1 zeigt das verwendete FEM-Netz. Das Netz bestand aus 530 Elementen, nach der Optimierung entsprechend dem *frontal-solution* Verfahren hatte die Steifigkeitsmatrix 2287 Variable und eine Frontbreite von 163. Ein PC mit einem INTEL 486 -Prozessor benötigte für eine Iteration ca. 30s, bei der notwendigen Anzahl von über 20.000 Iterationen ergaben sich pro Berechnungslauf reine Rechenzeiten von insgesamt mehreren Wochen. Durch den Einsatz von schnelleren Prozessoren konnte die Berechnungszeit verkürzt und die Anzahl der Iterationen erhöht werden.

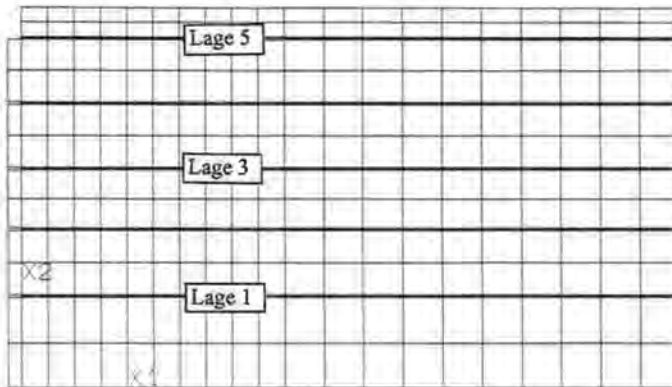


Abbildung 7.1-1: FEM-Netz der Polsterwand

Der Berechnungsablauf wurde entsprechend der Abbildung 5.5-2 durchgeführt. Im ersten Rechenlauf wurde die Startgeometrie und die Spannungen und Verformungen aus dem Bodeneiengewicht ermittelt. Aufgrund der berechneten Boden- und Geotextilspannungen wurden dann den Elementen neue Materialkennwerte zugewiesen. Auf dieses verformte Netz mit neuer Gesamtsteifigkeitsmatrix wurden dann die Auflasten entsprechend der Versuchsdurchführung inkrementell in Laststufen von 10kPa aufgebracht, wobei nach jedem Rechenlauf und Lastinkrement die Materialkennwerte neu zugewiesen wurden.

7.2 Vergleich der Berechnungen mit Großversuch

Von besonderer Bedeutung war auch bei diesen Berechnungen der Vergleich mit dem Großversuch und damit der Nachweis der Richtigkeit der Modellierung und der Berechnungsannahmen.

In der Abbildung 7.2-1 ist das Last-Setzungsverhalten der Belastungseinrichtung dargestellt. Der Vergleich der Meßwerte mit den Rechenwerten zeigt, daß die Modellierung das tatsächliche Verhalten bis zur Laststufe 230kPa sehr gut beschreibt. Im Traglastbereich (270-300kPa) konnte das Verformungsverhalten der Polsterwand nicht mehr exakt nachgerechnet werden. Die Ursache ist im darin zu sehen, daß die beiden obersten Geotextillagen gerissen sind. Dieses Abreißen konnte nicht oder nur unzureichend im FEM-Modell berücksichtigt werden. Zum einen ist im Dehnungsbereich $>15\%$ die Gleichung (3.9-5) nicht mehr gültig, zum anderen war das Abreißen weder durch das Lösen von Knoten noch durch das Weglassen von Stabelementen richtig nachzuvollziehen. In beiden Fällen traten große Zugspannungen in den umgebenden Boden- und thin-layer-Elementen auf, die im Zuge der viskoplastischen Iteration nicht abgebaut werden konnten.

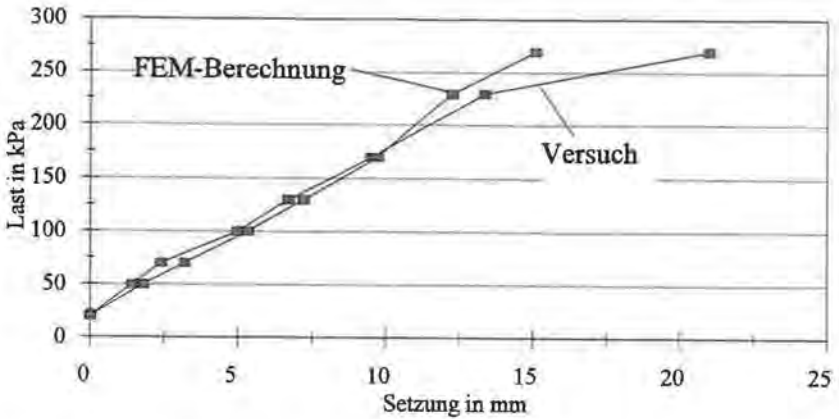


Abbildung 7.2-1: Last-Setzungsverhalten der Belastungseinrichtung

In den Abbildungen 7.2-2 a-c sind die Geotextildehnungen der Lagen 1, 3 und 5 bei verschiedenen Laststufen dargestellt. Die Meßergebnisse sind als einzelne, nicht miteinander verbundene große Symbole eingetragen, die berechneten Dehnungsverläufe sind als durchgezogene Linien dargestellt. Der Vergleich mit den Meßergebnissen zeigt auch hier, daß die Berechnungen bis auf den unmittelbaren Frontbereich sehr gut übereinstimmen. Besonders hinzuweisen ist dabei auf die Größenordnung der Dehnungen des Vliesstoffes im Bereich kleiner 1.5 %. Diese sehr geringen Dehnungen des Vliesstoffes bis annähernd in den Traglastbereich der Wand waren nur durch die Ergebnisse des Seitendruckversuches nachzuvollziehen. Aufgrund der Ergebnisse von Zugversuchen an Luft sind diese geringen Dehnungen nicht erreichbar, der Einfluß des Bodens auf das Kraft- Dehnungsverhalten ist unbedingt zu berücksichtigen.

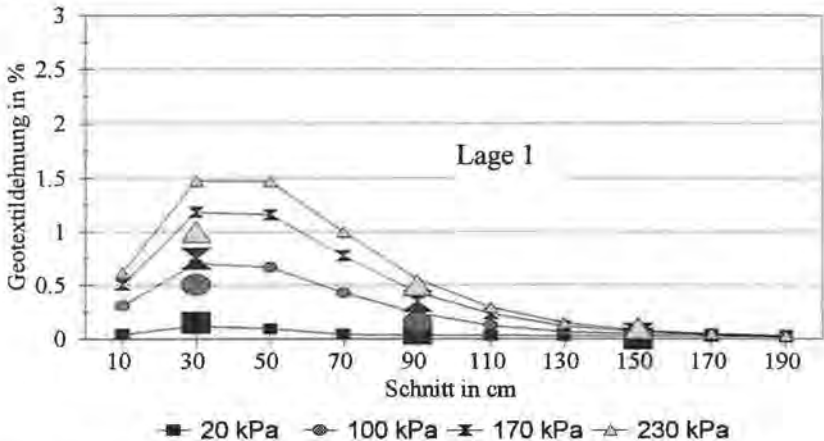


Abbildung 7.2-2a: Dehnungen der Geotextillage 1 bei unterschiedlichen Auflasten

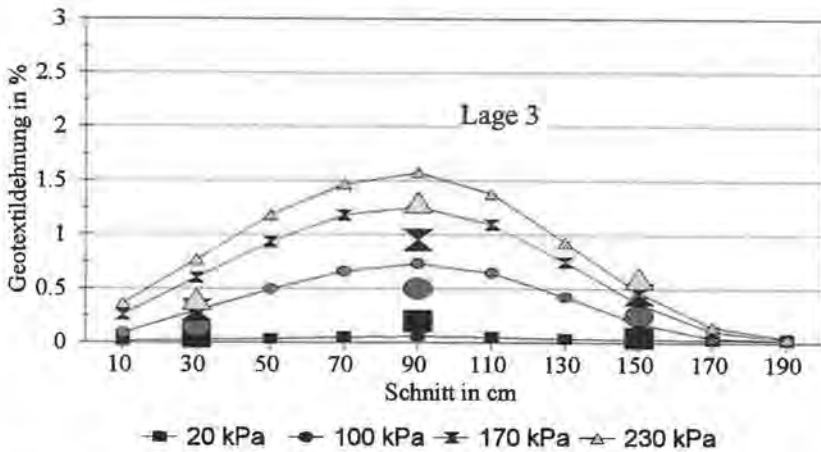


Abbildung 7.2-2b: Dehnungen der Geotextillage 3 bei unterschiedlichen Auflasten

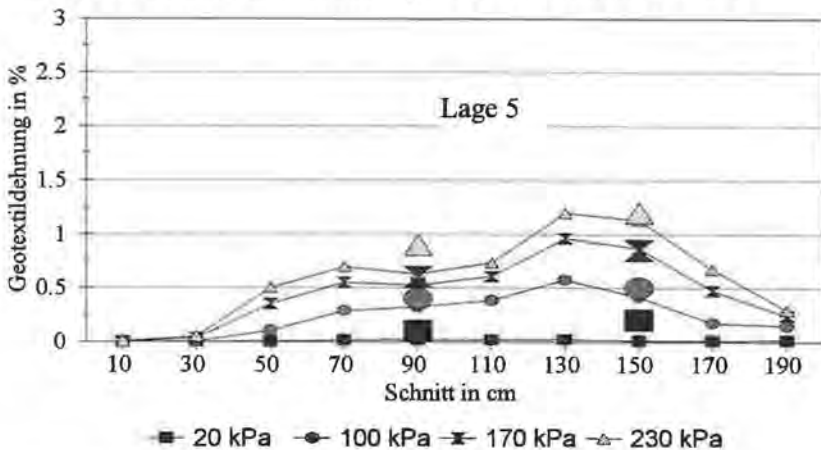


Abbildung 7.2-2c: Dehnungen der Geotextillage 5 bei unterschiedlichen Auflasten

In der Abbildung 7.2-3 ist der Verlauf der horizontalen Erddrücke in einer Achse 50 cm hinter der Front bei den Laststufen 100kPa und 170kPa aufgetragen. Die Einzelsymbole geben die Meßergebnisse des Großversuches wieder, die durchgezogenen Linien stellen die FEM-Rechnenergebnisse dar. Die Geotextillagen sind als Linien zusätzlich eingetragen. Die Abbildung zeigt, daß oberhalb der Geotextillagen die Erddrücke größer sind als unterhalb. Daraus kann gefolgert werden, daß die Geotextilbewehrungen in diesem aktiven Teil der Polsterwand Erddruckkräfte aufnehmen und in den passiven Teil rückverankern. Dies wird auch aus den Verteilungen der Geotextildehnung ersichtlich. Entsprechend diesem Kraftfluß innerhalb der Wand ergeben sich die Verteilungen der Schubspannungen entlang der Geotextillagen. Im Bereich des Zugkraftmaximums hat der Verlauf der Schubspannung zwischen Boden und Bewehrung eine Nullstelle, im aktiven und im passiven Teil der Polsterwand sind Extrema

erkennbar. Der Vergleich der Meßwerte mit dem errechneten Erddruckverlauf zeigt geringe Abweichungen, die teilweise auf ungenau Ortsbestimmung der Erddruckaufnehmer zurückzuführen ist. Der sehr niedrige Erddruck im Bereich der untersten Geotextillage läßt auf einen Meßfehler schließen.

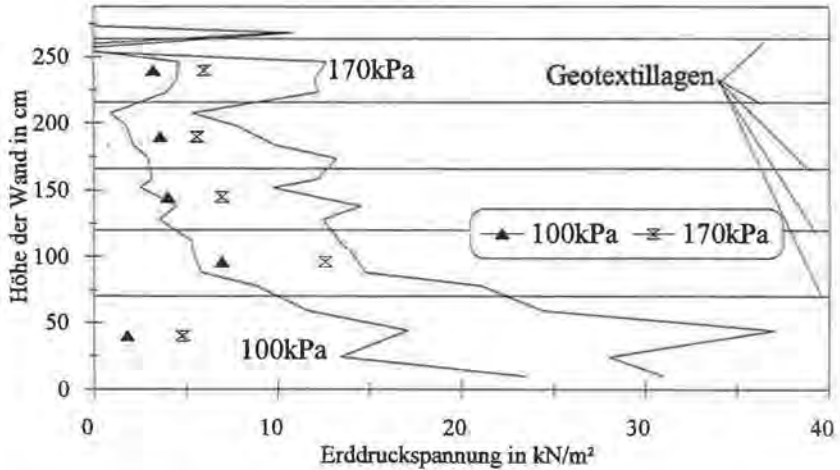


Abbildung 7.2-3: Erddruckverteilung in der Polsterwand 50 cm hinter der Front

Einen Meter hinter der Front ist die Erddruckverteilung homogener, der Erddruck wird durch die Geotextilien nicht mehr so stark beeinflusst. Die Ursache ist darin zu sehen, daß dieser Bereich außerhalb des aktiven Teiles der Polsterwand liegt. Hinter dem bewehrten Erdkörper stellen sich Verteilungen eines erhöhten aktiven Erddruckes ein.

In der Abbildung 7.2-4 sind die Verformungen an der Front gegenübergestellt. Auch hier zeigt sich eine gute Übereinstimmung von Meßergebnissen mit den berechneten Wandverschiebungen.

Wegen der allgemein guten Übereinstimmung von FEM- Berechnungsergebnissen und den Meßwerten des Großversuches kann davon ausgegangen werden, daß die gewählte Modellierung das tatsächliche Tragverhalten einer Polsterwand gut beschreibt. Diese Modellierung kann somit auch auf andere Geotextileigenschaften und auch auf andere Belastungen übertragen werden.

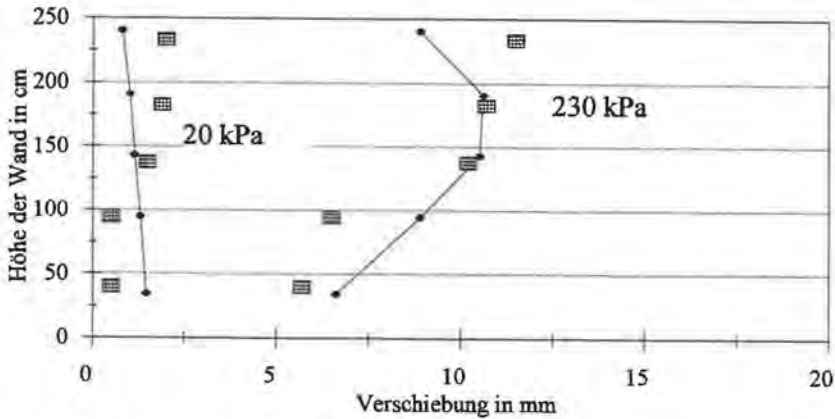


Abbildung 7.2-4: horizontale Wandverformung an der Front

7.3 Ergebnisse der FEM- Parameterstudie

In weiteren Berechnungsläufen sollte in einer Parameterstudie der Einfluß der Laststellung, des Bodenreibungswinkels, der Bodensteifigkeit und der Geotextilsteifigkeit auf das Trag- und Verformungsverhalten der Polsterwand untersucht werden. Bei den Parametervariationen wurden als Basis stets die Modellierung und die Materialkennwerte wie im Versuch herangezogen und nur der jeweils angegebene Parameter verändert.

Variation der Laststellung:

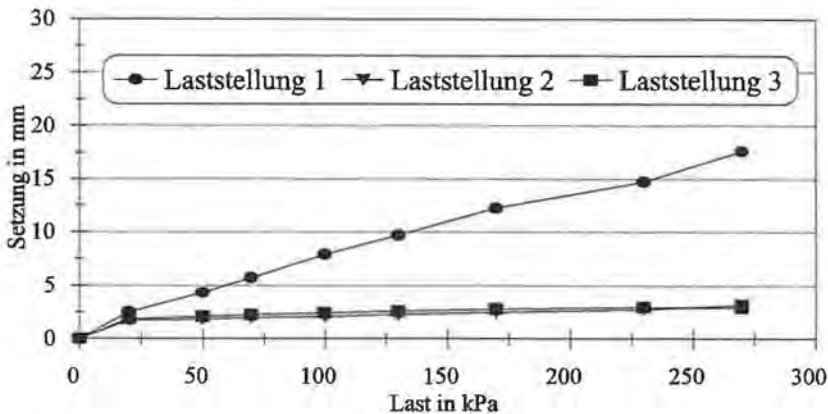


Abbildung 7.3-1: Vergleich der Setzung der Polsterwandoberfläche bei unterschiedlichen Laststellungen

In einem ersten Schritt wurden statt der Lasteinleitung wie im Versuch auf dem bewehrten Erdkörper (bezeichnet als Laststellung 1) Flächenlasten dahinter aufgebracht. In einer Berechnung wurde eine 80cm breite Flächenlast (Laststellung 2), in einer weiteren Berechnung wurden eine vollflächige Last (Laststellung 3) direkt hinter dem bewehrten Erdkörper aufgebracht. Die Belastung wurde wieder bis auf 270kPa erhöht. In der Abbildung 7.3-1 sind die Setzungen der Polsterwandoberfläche für diese drei Laststellungen dargestellt. Zu beachten ist dabei, daß bei der vollflächigen Last entsprechend der Abmessungen der Lastflächen deutlich höhere Kräfte in das System eingetragen werden.

Die Abbildung 7.3-1 zeigt, daß die direkte Einleitung der Belastung auf den bewehrten Erdkörper durch die Laststellung 1 deutlich größere Setzungen verursacht. Die Zugkräfte in den Bewehrungslagen waren sehr viel größer als bei der Lasteinleitung hinter dem bewehrten Körper. Die Laststellung 1 stellt also an die Bewehrungen besonders hohe Beanspruchungen und ist somit eine besonders ungünstige Laststellung. Bei Laststellungen 2 und 3 stellt sich ein aktiver Gleitkeil hinter dem bewehrten Erdkörper ein, der sich gegen diesen abstützt. Besonders hohe Beanspruchungen treten dabei in der Sohle der Wand auf. Die äußere Standsicherheit einer Polsterwand ist dabei maßgebend. Dabei sind die Geotextilzugkräfte vergleichsweise gering. Die weiteren Berechnungen wurden wegen der besonders hohen Beanspruchung der Bewehrungslagen mit der Laststellung 1 durchgeführt.

Variation der Bodeneigenschaften:

In einem weiteren Schritt wurde die Bodensteifigkeit um $\pm 30\%$ gegenüber der Steifigkeit des Versuches verändert. In der Abbildung 7.3-2 sind wieder die Setzungen der Belastungseinrichtung in Abhängigkeit von der Auflast für die verschiedenen Bodensteifigkeiten aufgetragen.

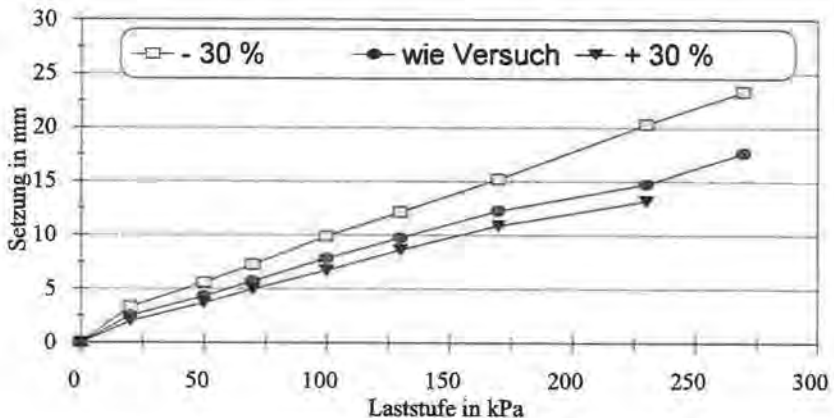


Abbildung 7.3-2: Last- Setzungsdiagramm bei verschiedenen Bodensteifigkeiten

Die Abbildung zeigt, daß eine Steigerung der Bodensteifigkeit nur wenig Einfluß auf die Setzungen hat, eine Verringerung hingegen führt zu erkennbar größeren Setzungen. Es ist zu erwarten, daß ab einer mittleren Bodensteifigkeit Steigerungen nur wenig Veränderung im Last- Setzungsverhalten hervorrufen. In weiteren Berechnungsläufen wurde der Reibungswinkel des Bodens zwischen $\varphi=25^\circ$ und $\varphi=39^\circ$ variiert. Die Abbildung 7.3-3 zeigt, daß mit zunehmendem Reibungswinkel die Unterschiede im Verformungsverhalten der Wand gerin-

ger werden, eine Reduzierung von $\phi=30^\circ$ auf $\phi=25^\circ$ verursacht hingegen eine deutliche und überproportionale Zunahme der Setzungen.

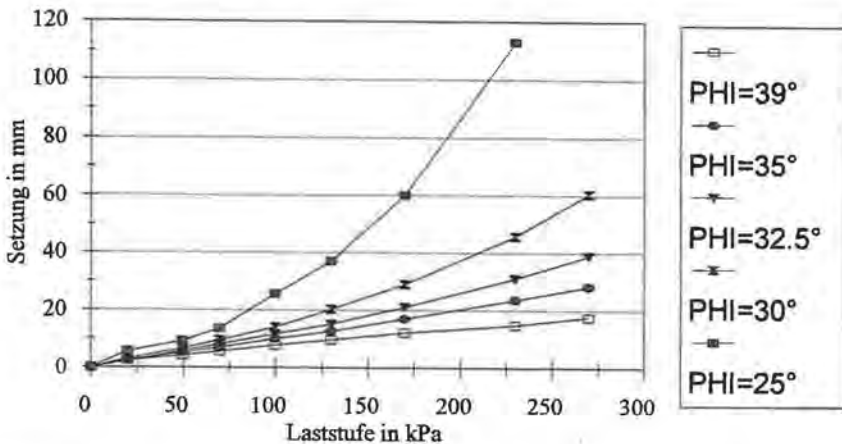


Abbildung 7.3-3: Last-Setzungsdiagramm bei unterschiedlichen Bodenreibungswinkeln

Der Einfluß der Bodensteifigkeit ist im Vergleich zum Einfluß des Bodenreibungswinkels in der Auswirkung auf die Verformungen der Wand deutlich geringer. Schon bei geringen Auflasten wird die Scherfestigkeit des Bodens vollständig ausgenutzt, Laststeigerungen werden durch die Bewehrung aufgenommen. Ist der Scherwiderstand des Bodens gering, muß, wie aus der Abbildung 7.3-4 ersichtlich wird, die Bewehrung entsprechend mehr Lastanteile übernehmen.

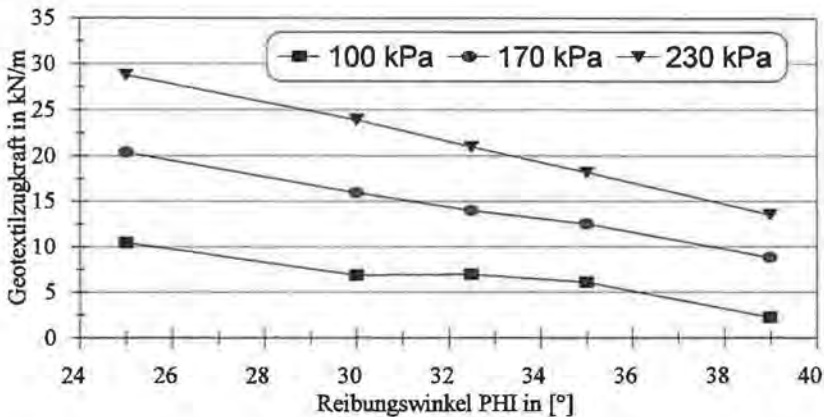


Abbildung 7.3-4: Geotextilzugkraft in Abhängigkeit vom Bodenreibungswinkels bei verschiedenen Auflasten (Element 475)

Dieser Zusammenhang zwischen Reibungswinkel des Bodens und der Geotextilzugkraft führt zu einem überproportionalen Anstieg der Geotextildehnung und damit zu einem überproportionalen Anstieg der Verformungen der Wand.

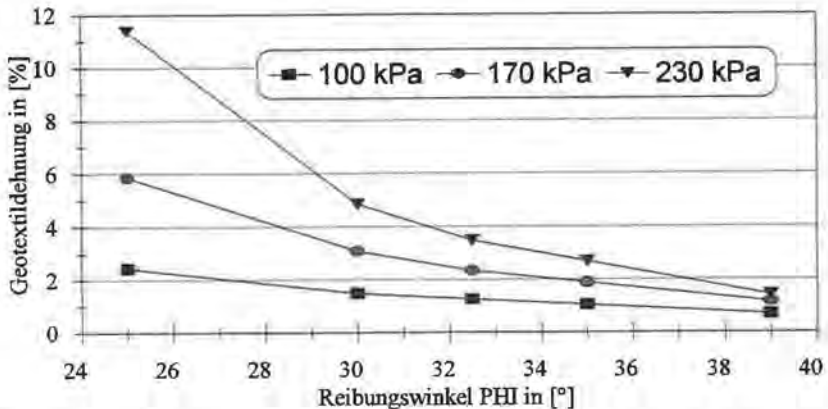


Abbildung 7.3-5: Geotextildehnung in Abhängigkeit vom Bodenreibungswinkel bei verschiedenen Auflasten (Element 475)

Variation der geotextilen Eigenschaften:

In weiteren Berechnungen wurden sowohl Geotextilart als auch Geotextilsteifigkeit variiert. Es wurden Berechnungen mit den mechanisch verfestigten Vliesstoffen ME-PES-150 und ME-PES-270 und mit Geweben durchgeführt. Das Kraft- Dehnungsverhalten der Vliesstoffe wurde entsprechend den Untersuchungsergebnissen in Abhängigkeit von der Bodenauflast beschrieben. Die Gewebe wurden in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Zugversuche im Boden unabhängig von der Bodenauflast linear elastisch modelliert. Die Zugfestigkeiten wurden im Bereich von 100kN/m bis 1000kN/m bei einer Bruchdehnung von ca. 10% angesetzt.

In der Abbildung 7.3-6 sind die Setzungen der Belastungseinrichtung für die verschiedenen Geotextilien dargestellt. Die Gewebe wurden entsprechend ihrer Zugfestigkeit bezeichnet. G-200 ist die Bezeichnung für ein Gewebe mit einer Zugfestigkeit von 200kN/m.

Besonders zu beachten ist dabei das bezogen auf die Zugfestigkeit überraschend gute Tragverhalten der Vliesstoffe, das auf die besondere Verbundwirkung zurückzuführen ist. Das Last- Verformungsverhalten der mit dem Vliesstoff ME-PES-270 bewehrten Wand ist in etwa mit dem eines 100 kN/m- Gewebes zu vergleichen. Die Berechnung mit dem Vliesstoff ME-PES-150 lieferte die größten Setzungen, wobei die Setzungen mit zunehmender Auflast überproportional zunahmen. Die Zugfestigkeit dieses Produktes war weitgehend ausgenutzt, Laststeigerungen verursachten große Plastifizierungen und somit große Verformungen.

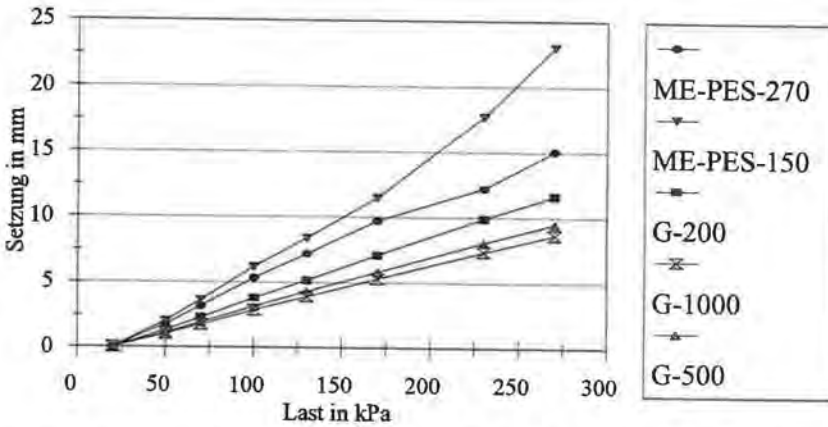


Abbildung 7.3-6: Last- Setzungsdiagramm für verschiedene Geotextilprodukte (Gewebe und Vliesstoffe unterschiedlicher Zugfestigkeit)

Das Last- Setzungsverhalten der gewebebewehrten Wände zeigte jeweils einen weitgehend linearen Zusammenhang. Die Setzungen nahmen mit zunehmender Dehnsteifigkeit der Gewebe ab. Auch diese Berechnungen zeigten in Übereinstimmung mit den Ergebnissen des Querverschiebeversuches, daß zwischen dem Anstieg der Dehnsteifigkeit und der Reduzierung der Setzungen kein linearer Zusammenhang besteht. Extreme Erhöhung der Dehnsteifigkeit führten nur zu vergleichsweise geringen Verbesserungen des Systemtragverhaltens. Eine Begründung dafür liefert die Abbildung 7.3-7, in der die max. Geotextilzugkräfte bei den verschiedenen Laststufen in Abhängigkeit von der Setzung aufgetragen sind.

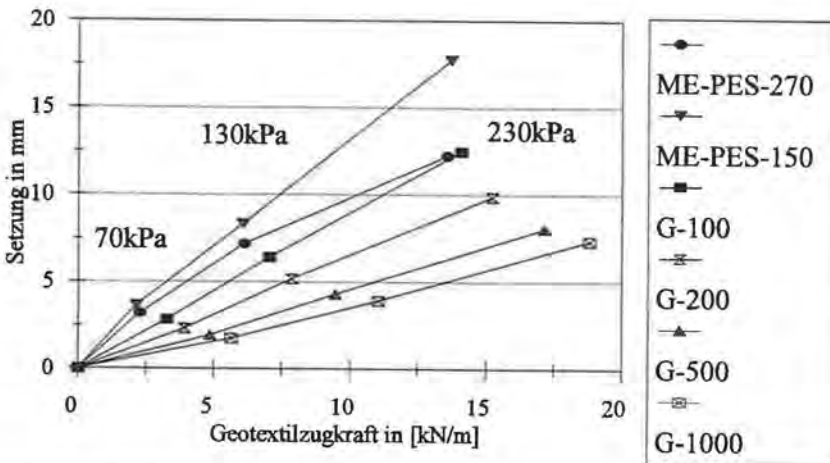


Abbildung 7.3-7: Zugkraft- Setzungsdiagramm

Auch bei sehr dehnsteifen Produkten sind elastische und auch plastischen Verformungsanteile des Bodens notwendig, um Zugkräfte in das Geotextil einzuleiten. Diese Verformungsanteile nehmen zwar mit zunehmender Dehnsteifigkeit ab, d.h. das Systemverhalten wird mehr von den geotextilen Eigenschaften geprägt, die Abnahme ist aber nicht proportional zur Dehnsteifigkeit. Das Diagramm zeigt auch, daß die hohen Zugfestigkeiten der Gewebe nur zu einem geringen Teil ausgenutzt wurden.

7.4 Folgerungen aus den FEM- Berechnungen

Für das Trag- und Verformungsverhalten von großer Bedeutung ist die Geometrie der Wand und die Art der Belastung. Steht die Last nur hinter dem bewehrten Erdkörper, so ist die Beanspruchung der Geotextilien gering, es treten nur verhältnismäßig kleine vertikale Verformungen der Polsterwand auf. Der bewehrte Erdkörper wird überwiegend durch horizontalen Erddruck beansprucht, dies führt zu Gleitungen in der Sohle der Polsterwand.

Steht die Auflast - wie im Versuch - direkt auf dem bewehrten Erdkörper, so bildet sich in Abhängigkeit von der Höhe der Wand und der Scherfestigkeit des Bodens auch bei geringen Auflasten ein aktiver Gleitkeil aus. Durch die Relativverschiebung zwischen aktiven und passiven Bereich der Wand entstehen in der Gleitfläche Schubspannungen, aber auch Dehnungen und damit Zugkräfte im Geotextil. Die Größe der Zugkräfte ist von den Verformungen und von der Dehnsteifigkeit des Geotextils abhängig. Wie im Ansatz von WICHTER und NIMMESGERN [86] werden sowohl Scherwiderstand des Bodens als auch die Zugfestigkeit des Geotextils zum Gleichgewicht des Gleitkeils herangezogen.

Die Zugkraft im Geotextil muß sowohl im aktiven als auch im passiven Teil der Polsterwand über Schubspannungen zwischen Boden und Geotextil verankert werden. Diese Kraftübertragung ist abhängig von Schereigenschaften zwischen Boden und Geotextil und somit begrenzt. Der Boden wird also nicht nur in der Gleitfläche zwischen aktivem und passivem Teil der Polsterwand beansprucht, sondern auch durch die Verankerungskräfte entlang den Bewehrungslagen.

Im Verhalten unterscheiden sich Gewebe und Vliesstoffe sehr stark. Dies führt auch zu unterschiedlichen Reaktionen im Verbund mit dem Boden. Gewebe haben schlechtere Verbund- und damit schlechtere Kraftübertragungseigenschaften. Sie haben meist hohe Zugfestigkeiten bei geringen Bruchdehnungen. Das Kraft- Dehnungsverhalten kann als weitgehend linear und wenig abhängig von der Bodenauflast angenommen werden. Daraus folgt für das Tragverhalten der Wand, daß schon bei geringeren Verformungen der Wand Zugkräfte im Gewebe entstehen. Die hohe Dehnsteifigkeit führt darüber hinaus zu geringen Tragfähigkeitssteigerungen infolge eines Membranspannungszustandes (vgl. Querverschiebeversuch), da die Neigung des Gewebes sich kaum verändert. Die meist hohen Zugfestigkeiten werden nur zum geringen Teil ausgenutzt.

Vliesstoffe hingegen haben ein nichtlineares Kraft- Dehnungsverhalten, das neben den geotextilen Eigenschaften stark vom Boden und der Bodenauflast beeinflusst wird. Der Verbund mit dem Boden und damit die Kraftübertragung zwischen Boden und Vliesstoff ist wegen der Oberflächenstruktur und der Bodeneinlagerung in den Vliesstoff besser als bei den Geweben. Vliesstoffe haben oft auch im Boden große Bruchdehnungen, damit haben Vliesstoffe die Fähigkeit, örtliche Überbeanspruchungen durch plastische Dehnungen abzubauen. Eine Tragfähigkeitsteigerung infolge der Verformung im Bereich der Bruchfuge ist ausgeprägt vorhanden. Die zumeist gegenüber den Geweben deutlich geringeren Zugfestigkeiten können weitgehend ausgenutzt und auch verankert werden. Bei Vliesstoffen wird somit mehr der Boden zur Tragwirkung mit herangezogen.

Das System aus Boden und Geotextil wird bei vliesstoffbewehrten Wänden mehr von den Bodeneigenschaften geprägt. Bei gewebebewehrten Wänden setzen sich mehr die Eigenschaften der Gewebe durch. Zu beachten ist dabei jedoch, daß aus Gleichgewichtsbetrachtungen immer der jeweils andere Systempartner die Kräfte übernehmen muß. Sind die Tragreserven eines der beiden Systempartner vollständig ausgenutzt, dann können Reserven des anderen Partners nicht das Systemverhalten verbessern.

So zeigten die Berechnungen mit den Produkt ME-PES-150 bei höheren Laststufen deutliche Anzeichen der Tragfähigkeitsgrenzen der Polsterwand, die Zugfestigkeit des Vliesstoffes war ausgenutzt, überproportionale Verformungen waren die Folge. Hingegen führten extreme Erhöhungen der Zugfestigkeit von Geweben nur zu geringfügig kleineren Verformungen der Polsterwand. Hier ist als begrenzender und versagender Partner der Boden anzusehen, der keine Steigerungen der Geotextilzugkräfte mehr aufnehmen konnte.

Von entscheidender Bedeutung auf das Systemverhalten von Bewehrung und Boden ist der Reibungswinkel des Bodens. Der Scherwiderstand geht ein in die zum Gleichgewicht notwendige Geotextilzugkraft, er beeinflusst zusätzlich die Kraftübertragung zwischen Boden und Geotextil und somit auch die Verankerung der Kräfte. Die Berechnungen zeigen, daß bei Böden mit Reibungswinkeln kleiner als 27.5° die Verformungen überproportional zunehmen.

8 Erweiterung von Berechnungsansätzen für Polsterwände

8.1 Zielsetzung der Erweiterung

Derzeit wird die Standsicherheit von Polsterwänden zumeist mit Lamellenverfahren oder Zweikörperbruchmechanismen nachgewiesen. Die Berechnungsverfahren basieren auf dem Prinzip der Starrkörperbruchmechanismen, bei denen die zu untersuchenden Strukturen in einzelne Teilkörper untergliedert werden und mit Hilfe des Schnittprinzips um diese Teilkörper Kräftegleichgewichte ermittelt werden. Diese Verfahren ermöglichen die Berechnung eines Grenzzustandes und somit die Bestimmung der Sicherheit gegen den Bruch, sie ermöglichen aber nicht die Berechnung von Verformungen und damit den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Diese ungenaue Kenntnis über die Verformungen bzw. Kriechverformungen der bewehrten Bodensysteme führten zu hohen Abminderungsfaktoren für die zulässigen Geotextilzugkräfte. Die Folge ist die Notwendigkeit von hohen Zugfestigkeiten der Bewehrungen, Vliesstoffe werden nur unter besonderen Bedingungen als Bewehrung eingesetzt.

Eine exakte Berechnung der Verformungen von bewehrten Bodensystemen erfordert eine genaue Beschreibung der Materialsteifigkeiten und der Materialfestigkeiten bzw. der Kraftübertragung zwischen den einzelnen Bestandteilen. Dies ist nur durch numerische Berechnungsverfahren wie z.B. der FEM möglich. Die Eignung der FEM zur Berechnung bewehrter Bodensysteme wurde im Abschnitt 7 nachgewiesen, wobei das Kraft-Dehnungsverhalten der Geokunststoffe und die Kraftübertragung zwischen Boden und Geotextil mit geeigneten Materialgesetzen berücksichtigt werden muß. Der Berechnungsaufwand dieser numerischen Verfahren schließt aber die Anwendung als Bemessungsansatz weitgehend aus. Es erscheint deswegen zweckmäßiger, auf eine exakte Ermittlung der Verformungen zu verzichten und nur eine Berechnung mit einem vereinfachten Modell durchzuführen.

Dieses vereinfachte Berechnungsmodell basiert ebenfalls auf einem Starrkörperbruchmechanismus. In einem ersten Schritt werden mit einem Lamellenverfahren die Geotextilzugkraftverteilungen der einzelnen Bewehrungslagen ermittelt. Für diese Geotextilzugkräfte können dann Geotextildehnungen unter Berücksichtigung der Bodenauflast und der Gebrauchsdauer ermittelt werden. Über die Integration der Geotextildehnungen werden die Wandverformungen ermittelt.

8.2 Zusammenhang zwischen Wandverformung und Geotextildehnungen

Bei den Zugversuchen mit Vliesstoffen im Boden wurde festgestellt, daß im Gebrauchszustand vernachlässigbar kleine Gleitungen zwischen Boden und Geotextil auftreten. In Abschnitt 3 ist es gelungen, das Dehnungsverhalten von Vliesstoffen für den Gebrauchszustand in Abhängigkeit von der Bodenauflast zu beschreiben. Somit ist es möglich, durch Integration der Geotextildehnungen über ihre Länge die horizontale Wandverformung näherungsweise zu errechnen. Durch Kontroll- und Vergleichsberechnungen auf der Basis der Meßergebnisse von großmaßstäblichen Versuchen [54] konnten diese Annahmen nachgewiesen werden.

Mit den Berechnungsmodellen zur Beschreibung des Kriechverhaltens der Geotextilien konnten in einem weiteren Berechnungsschritt auch die zeitabhängigen Verformungen der bewehrten Bodensysteme ermittelt werden. Aus den horizontalen Verformungen der Polsterwand könnten Verformungen der Polsterwandoberfläche abgeschätzt werden.

8.3 Ermittlung von Geotextilzugkraftverteilung mit Lamellenverfahren

Zur Berechnung der Geotextilzugkräfte wurden Lamellenverfahren eingesetzt. Bei diesen Berechnungsverfahren wird die zu untersuchende Struktur in einzelne, theoretisch beliebig breite, vertikale Lamellen unterteilt. An den freigeschnittenen Lamellengrenzen werden alle Kraftwirkungen wie Auflasten, Lamellenzwischenkräfte, Scherwiderstände des Bodens, das Eigengewicht der Lamelle und äußere Kräfte wie die Geotextilzugkraft angesetzt. Die Lamellenzwischenkräfte können auf der Basis konventioneller Erddrucktheorien ermittelt werden. Aus Gleichgewichtsbetrachtungen wurde dann die notwendige Summe der Geotextilzugkräfte aller geschnittenen Geotextillagen ermittelt. Die Geotextilzugkräfte wurden entsprechend dem Verlauf der Lamellenzwischenkräfte auf die einzelnen Lagen verteilt. Durch die Unterteilung in mehrere Lamellen ergab sich ein Verlauf der Geotextilzugkraft in jeder Lage. Je feiner die Unterteilung, desto genauer konnte dieser Verlauf ermittelt werden. Die einzelnen Berechnungsschritte werden in den Beispielen der folgenden Abschnitte genauer erläutert.

8.3.1 Allgemeines zu Lamellenverfahren mit geraden Gleitflächen

In [13] werden für die Berechnung der inneren Standsicherheit von Polsterwänden Berechnungsverfahren mit geraden Gleitflächen empfohlen. In Anlehnung an das Lamellenverfahren nach JANBU [42] wird ein Rundschnitt um eine Lamelle geführt, dabei werden folgende Kräfte freigeschnitten:

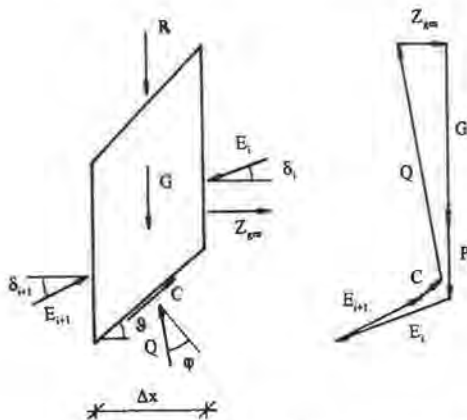


Abbildung 8.3-1: Lamelle mit geschnittenen Kräften und zugehöriger Kräfteplan

Dabei steht G für das Eigengewicht der Lamelle, R für eine beliebige Auflast, E_i und E_{i+1} für die Erddruckkräfte, die auf die Lamelle wirken. Diese Erddruckkräfte sind allgemein um einen Winkel δ gegenüber den Lamellengrenzen geneigt. In der um den Winkel φ geneigten Gleitfläche wirken nach Mohr-Coulomb die Reaktionskräfte Q und c infolge der Scherfestigkeit des Bodens. Aus dem Kräfteplan kann die für das Gleichgewicht notwendige Geotextilzugkraft Z_{ges} abgelesen werden. Z_{ges} ist die Summe der Zugkräfte aller geschnittenen Geotextillagen.

In [42] wird von JANBU in impliziter Form eine Lösung für die Sicherheit einer aus n Lamellen zusammengesetzten Struktur angegeben:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{(c' + (G+R)\tan \varphi) \Delta x}{n_{\alpha}}}{Z_{\text{ges}} + \sum_{i=1}^n (G+R) \tan \vartheta \Delta x} \quad (8.3-1)$$

mit

$$n_{\alpha} = \cos^2 \vartheta \left(1 + \frac{\tan \varphi \tan \vartheta}{\eta} \right) \quad (8.3-2)$$

Die Sicherheit kann mit dieser Formel nur iterativ bestimmt werden. Die Beziehung wurde unter den Bedingungen $\Sigma H=0$ und $\Sigma V=0$ abgeleitet und ist statisch nicht exakt, da $\Sigma M=0$ nicht erfüllt wird [35]. In [35, 42, 75] werden statisch exakte Lösungen vorgestellt, bei denen die Neigung der Lamellenzwischenkräfte zur Erfüllung des Momentengleichgewichtes variiert werden. JANBU gibt als Fehler seines vereinfachten Berechnungsverfahrens ohne Iteration der Neigung der Lamellenzwischenkräfte gegenüber einer statisch exakten Lösung von ca. 5% bis 8% bezogen auf den Sicherheitsbeiwert an. Für horizontale Geländeoberflächen ohne Bodenschichtung kann ohne Beeinflussung der Genauigkeit von horizontalen Lamellenzwischenkräften ($\delta=0$) ausgegangen werden [25]. Diese These konnte durch Vergleichsberechnungen (siehe 8.3.3) bestätigt werden. Auf eine iterative Veränderung der Neigung der Lamellenzwischenkräfte kann somit in einfachen Regelfällen verzichtet werden. Neben den üblichen Bedingungen für die Anordnung von Lamellengrenzen müssen zusätzliche an den Schnittpunkten der Bruchfuge mit den Geotextillagen angesetzt werden.

8.3.2 Ermittlung der Geotextilzugkräfte

Für den dargestellten Ansatz wurden zur besseren Anschaulichkeit die Kräftegleichgewichte grafisch ermittelt. Die Erddruckkräfte zwischen den Lamellen wurden mit Coulomb'scher Erddrucktheorie für einen Winkel $\delta=0$ berechnet. Die Kräftegleichgewichte wurden für den Grenzzustand bestimmt, eine Iteration über η konnte entfallen. Die gesamte Geotextilzugkraft Z_{ges} wurde entsprechend dem Erddruckverlauf auf die einzelnen Geotextillagen verteilt. Somit konnte für jede Lamelle und für den gesamten Bruchmechanismus $\Sigma H=0$, $\Sigma V=0$ und näherungsweise $\Sigma M=0$ erfüllt werden. Pro Geotextillage wurde durch Addition der Zugkräfte der Zugkraftverlauf bis zum Schnittpunkt mit der Gleitfläche ermittelt. Eine ausreichende Verankerungslänge wurde in einer Nebenberechnung nachgewiesen.

Für die in Abschnitt 7 mit der FEM nachgerechnete Wand sollen im Folgenden die Geotextilzugkräfte für 2 Beispiele ermittelt werden. Im Beispiel 1 wurde eine wie im Versuch beidseitig begrenzte Lastfläche von $p=100\text{kPa}$ auf die Polsterwandoberfläche aufgebracht, im Beispiel 2 wird eine unbegrenzte Lastfläche von $p=10\text{kPa}$ aufgebracht.

In der Abbildung 8.3-2 ist die Geometrie der Wand, der angesetzte Bruchmechanismus, die angreifenden Kräfte und die Lamelleneinteilung dargestellt. Die Lamellenzwischenkräfte $E_{(i,i+1)}$ wurden analytisch berechnet und zusammen mit den Eigengewichten und Auflasten im Kräfteplan dargestellt. Bekannt waren weiterhin die Richtungen von Q_i und H_i , die Kräftecke konnten jeweils geschlossen und H_i abgelesen werden.

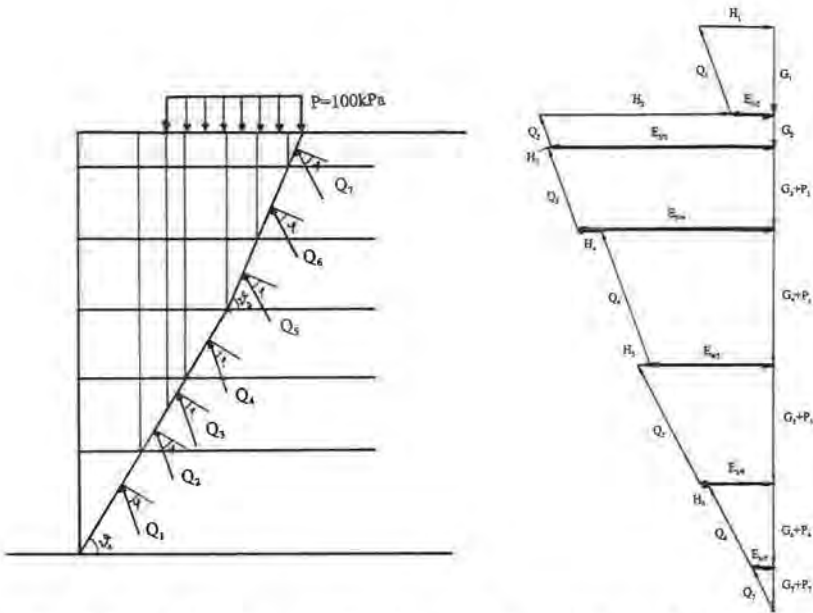


Abbildung 8.3-2: Wandgeometrie, Lamelleneinteilung und Kräfteplan für Beispiel 1 ($\delta=0$)

Zum Gleichgewicht ist eine Geotextilzugkraft $Z_{\text{gem}} = \Sigma H_i = 58 \text{ kN/m}$ notwendig. Aus den Einzelkräften H_i wurde die in Abbildung 8.3-3 dargestellte Geotextilzugkraftverteilung der 5 Lagen ermittelt.

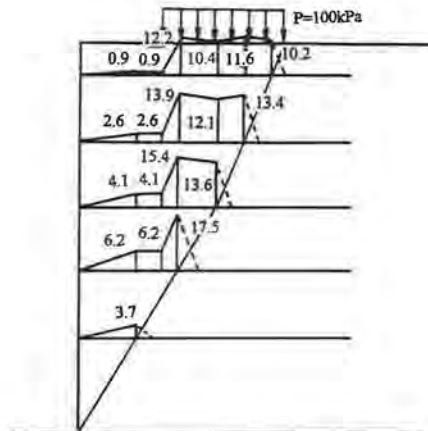


Abbildung 8.3-3: Verteilung der Geotextilzugkräfte für Beispiel 1

In dieser Abbildung sind zusätzlich die notwendigen Verankerungslängen gestrichelt eingezeichnet.

Das Beispiel 2 mit der unbegrenzten Flächenlast von 10kPa wurde mit der gleichen Bruchgeometrie bearbeitet, um eine direkte Vergleichbarkeit zu gewährleisten. Die grafische Lösung ergab eine notwendige Geotextilzugkraft von $Z_{ges} = \Sigma H_i = 24.1 \text{ kN/m}$. Die Verteilung der Geotextilzugkräfte ist in der Abbildung 8.3-4 dargestellt.

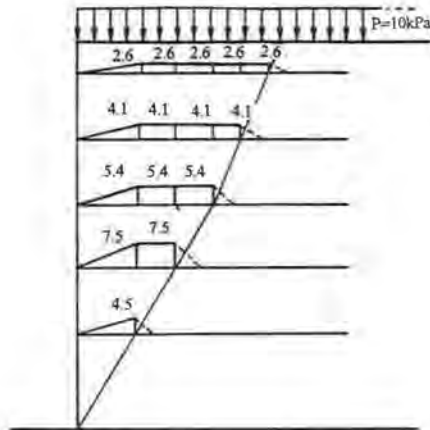


Abbildung 8.3-4: Verteilung der Geotextilzugkräfte für Beispiel 2

Diese Ergebnisse sind Grundlage für die Berechnungen der Wandverformungen nach Abschnitt 8.4.

8.3.3 Einfluß der Neigung der Lamellenzwischenkräfte

Da die Neigung δ der Erddruckkräfte zwischen den einzelnen Lamellen sich hier gegenseitig aufhebt und somit keinen Einfluß auf äußere Kräfte hat, wird die Summe Z_{ges} durch δ nicht beeinflusst. Die Gesamtstandsicherheit der Polsterwand ist also unter Beibehaltung der Bruchgeometrie unabhängig vom Winkel δ .

Es war zusätzlich zu überprüfen, ob sich eine Veränderung der Neigung δ verbunden mit einem entsprechenden Einfluß auch auf die Größe des Erddruckes nicht maßgeblich auf die Verteilung der Geotextilzugkräfte auswirkt. Dazu wurde das Beispiel 1 mit einem Winkel $\delta=1/2 \varphi$ berechnet. In der Abbildung 8.3-5 ist die Geometrie der Wand und der zugehörige Kräfteplan dargestellt.

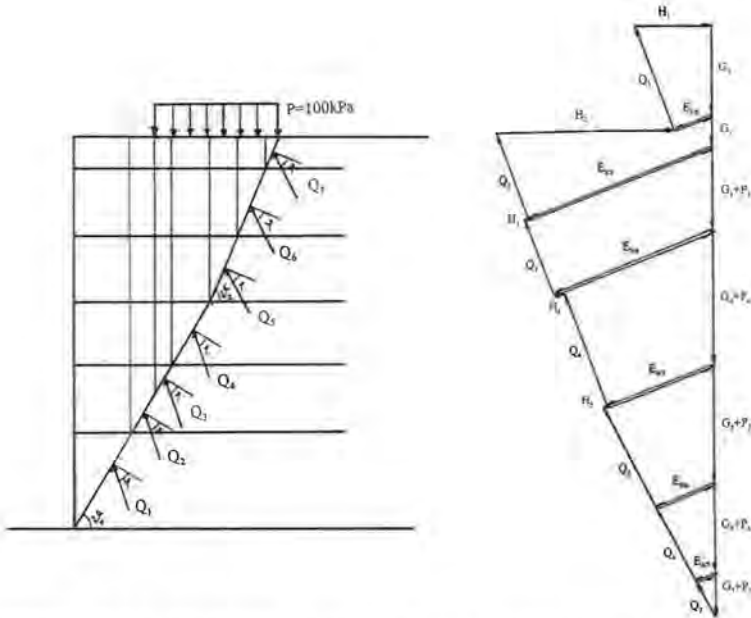


Abbildung 8.3-5: Wandgeometrie, Lamelleneinteilung und Kräfteplan für Beispiel 1 ($\delta = 1/2\varphi$)

Die Kräfte H_i sind - wie aus dem Kräfteplan ersichtlich wird - nur geringfügig verändert, der Einfluß von δ auf die Verteilung der Geotextilzugkräfte ist somit zu vernachlässigen.

8.4 Berechnung der Geotextildehnungen und der Wandverformungen an Beispielen

Am praxisgerechteren Beispiel 2 mit der unbegrenzten Bodenauflast $p = 10 \text{ kPa}$ wurden die weiteren Berechnungsschritte zur Ermittlung der horizontalen Polsterwandverformungen durchgeführt. Die Berechnungen wurden auf der Grundlage der Geotextilzugkräfte nach Abbildung 8.3-4 ausgeführt. Die Dehnungen der Geokunststoffe wurden mit den im Abschnitt 3.9 hergeleiteten Materialbeziehungen errechnet. Dabei mußte in jeder Lamelle für jede Lage die Auflast auf das Geotextil ermittelt werden. Die Geotextildehnungen werden integriert und ergeben die horizontalen Wandverformungen.

Mit den in Abschnitt 3.9 abgeleiteten Gleichungen für das Langzeitverformungsverhalten können auch die Kriechverformungen der Wand ermittelt werden. Diese Berechnungen der Anfangsverformung und der Kriechverformungen nach 100 und nach 10000 Stunden wurden für die mechanisch verfestigten Vliesstoffe ME-PES-270 und ME-PP-280 durchgeführt. Sie sind in den Abbildungen 8.4-1 und 8.4-2 grafisch dargestellt. Auf der Ordinate ist die Wandhöhe, auf der Abszisse sind die Wandverformungen in mm aufgetragen.

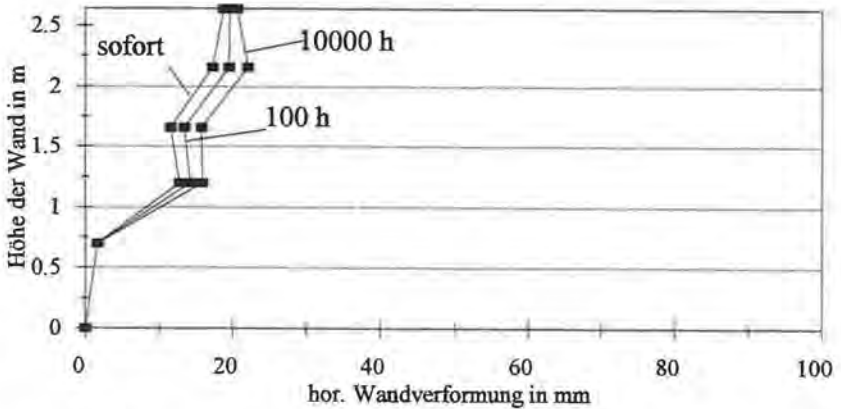


Abbildung 8.4-1: horizontale Wandverformungen der Polsterwand nach Beispiel 2 zu verschiedenen Zeitpunkten, Bewehrung ME-PES-270

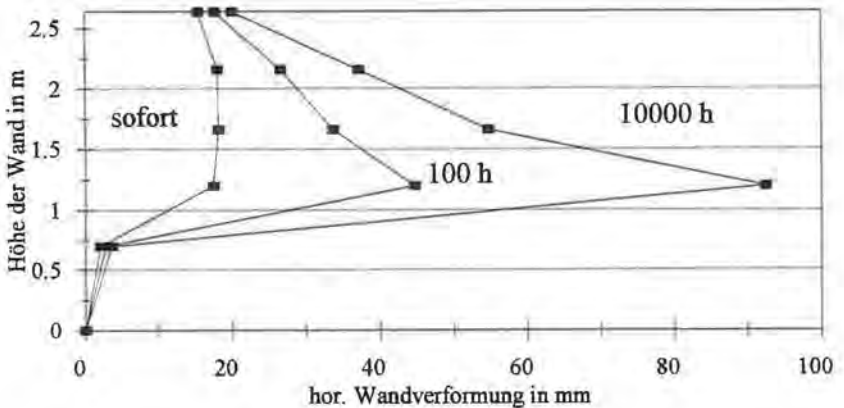


Abbildung 8.4-2: horizontale Wandverformungen der Polsterwand nach Beispiel 2 zu verschiedenen Zeitpunkten, Bewehrung ME-PP-280

Die Anfangsverformungen liegen bei beiden Bewehrungen in etwa bei 20mm. Unterschiede werden erkennbar beim Vergleich der zeitlichen Entwicklung. Die Verformungen des Polyesterproduktes nehmen auch nach 10000 Stunden Nutzungsdauer nur geringfügig zu, die Gesamtverformungen der Wand bleiben kleiner als 25mm. Die Gebrauchsfähigkeit der Wand ist sicher gewährleistet.

In der mit ME-PP-280 bewehrten Wand fallen besonders die Ergebnisse der Lagen 2 und 3 auf, die Kriechverformungen überwiegen die Anfangsverformungen deutlich. Die Zunahme der Verformungen im Zeitraum von 100 Stunden bis 10000 Stunden von über 50mm und die

berechnete Geotextildehnung von über 15% lassen auf Plastifizierung und baldigen Bruch schließen. Die Zugkraft von 7.5kN/m in der Lage 2 entspricht einem Ausnutzungsgrad von ca. 40%, dieser überschreitet den bei der vorhandenen Auflast zulässigen Ausnutzungsgrad für dieses Produkt von ca. 20% (vgl. Abbildung 3.9-15) und verursacht so die großen Kriechverformungen. Die Gebrauchsfähigkeit der Wand ist nicht mehr gewährleistet.

Das Beispiel zeigt, daß es mit dem vorgeschlagenen Berechnungsmodell möglich ist, die sofort auftretenden und die zeitabhängigen Verformungen von bewehrten Steilböschungen vergleichsweise einfach zu berechnen und so die Gebrauchstauglichkeit eines Bauwerks zu beurteilen.

9 Zusammenfassung

In einer mit Geotextilien bewehrten Steilböschung gehen das Geotextil und der Boden einen Verbund ein. Ziel der Arbeit war, den Einfluß dieser Verbundwirkung auf das Verformungsverhalten dieser Verbundsysteme zu klären. Das Verbundmaterial wird in einer Steilböschung durch Schub-, Zug- und Querkkräfte beansprucht. Bei der Auswertung der Literatur zeigte sich, daß die Beanspruchungsarten Querkraft und axiale Zugkraft besondere Aussagekraft haben, die bisher bekannten Untersuchungen jedoch nur exemplarische Auswertungen zulassen. Besonderes Gewicht sollte bei den Untersuchungen auf die Veränderung geotextilärer Eigenschaften durch den Kontakt mit dem und die Einbettung in den Boden gelegt werden.

Zur Untersuchung des Kraft-Dehnungsverhaltens von Geokunststoffen unter axialer Zugbeanspruchung wurde ein Versuchsaufbau benutzt, der einen Zugversuch im Boden unter Auflast ermöglicht. Bei den Versuchen kamen unterschiedliche Böden und Geotextilien mit unterschiedlichen Herstellungsarten und Rohstoffen zum Einsatz. Untersucht wurde sowohl das Verhalten bei kurzzeitiger Belastung bis zum Bruch, als auch das Langzeitverhalten bei konstanter Last. Aus den Untersuchungsergebnissen der Versuche mit Bodeneinbettung lassen sich folgende Schlußfolgerungen ableiten:

- 1) Das Kraft-Dehnungsverhalten von Geweben wird durch die Einbettung in den Boden und die Bodenauflast relativ wenig verändert.
- 2) Das Kraft-Dehnungsverhalten von Vliesstoffen wird durch die Bodeneinbettung und die Bodenauflast maßgebend verändert.
- 3) Diese Veränderung tritt bei mechanisch verfestigten Vliesstoffen stärker auf als bei thermisch verfestigten, besonders wenn letztere lagenweise aufgebaut sind.
- 4) Bei mechanisch verfestigten Vliesstoffen nimmt der Einfluß des Bodens auf das Kraft-Dehnungsverhalten mit zunehmender Vliesstoffdicke ab.
- 5) Die Kriechverformungen werden durch den Boden und die Bodenauflast reduziert, die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Polymere sind aber von großer Bedeutung.

Die Beeinflussung des Kraft-Dehnungsverhaltens von Geotextilien im Boden läßt sich auf mehrere Wirkungen zurückführen. Bodenteilchen lagern sich in die Geotextilstruktur ein und behindern so die Verformung und Ausrichtung der Fasern unter Zugbeanspruchung. Die regellos angeordneten Fasern bei Vliesstoffen werden so in ihrer Lage fixiert. Diese Fixierung ist um so stärker, je höher die Auflast ist und je leichter sich Bodenteilchen in die Geotextilstruktur einlagern können. Durch die Auflast werden die Fasern aneinandergedreht. Ungleichmäßige Zugbeanspruchung der einzelnen Fasern verursacht so in Abhängigkeit von der Auflast zwischen diesen Fasern Reibung. Die Reibung kann als innere Reibung bezeichnet werden. Diese innere Reibung wirkt der Zugbeanspruchung entgegen und erhöht so die Dehnsteifigkeit. Der Einfluß ist direkt von der Bodenauflast abhängig. Da sich das mechanische Verhalten der Geotextilrohstoffe nicht verändert, wird durch den Einfluß des Bodens die Konstruktionsdehnung der Geotextilprodukte reduziert. Somit ist der Einfluß des Bodens und der Bodenauflast um so größer, je größer die Konstruktionsdehnung im Zugversuch ohne Bodeneinbettung ist. Im Zeitstandsverhalten zeigten sich sehr deutlich die mechanischen Eigenschaften der Rohstoffe, die Kriechverformungen der Polyolefine sind deutlich größer als die des Polyesters.

Insgesamt kann aus den Ergebnissen gefolgert werden, daß man bei Geweben auf Versuche im Kontakt mit Boden im allgemeinen verzichten kann. Bei Vliesstoffen dagegen ist die Untersuchung im Boden notwendig ist, um realitätsnahe Bewehrungseigenschaften zu erhalten.

Zur weiteren Auswertung der Versuchsergebnisse wurden Materialgesetze zur Beschreibung des Kraft- Dehnungsverhaltens und des Langzeitverhaltens entwickelt. Diese Materialgesetze sind geeignet, die Dehnsteifigkeit von Geotextilien im Boden unter Auflast zu beschreiben. Sie wurden primär für den Einsatz in numerischen Verfahren entwickelt, sie können aber auch in Bemessungsverfahren eingesetzt werden. Auf Basis dieser Gesetze wurden für verschiedene Vliesstoffe Diagramme entwickelt, die einen Zusammenhang zwischen der auf Dauer zulässigen Zugkraft und der Bodenauflast darstellen und so zur Abschätzung der Gebrauchsfähigkeit in einem Bauwerk herangezogen werden können.

Für die Querkraftbeanspruchung wurde ein Versuchsaufbau entwickelt, der auf das Verbundsystem eine Beanspruchung aufbringt, wie sie im Übergangsbereich einer Steilböschung zwischen dem aktiven und dem passiven Teil auftritt. Benutzt wurde ein Großschergerät, in das mit umfangreicher Meßtechnik senkrecht zur Scherfläche eine Bewehrung eingebaut wurde. Vergleichsversuche ohne Bewehrung wurden ebenfalls ausgeführt. Es zeigte sich sowohl bei den Versuchen als auch bei analytischen Auswertungen, daß unter dieser Beanspruchung Kraftwirkungen geweckt werden, die großen Einfluß auf die Traglast der geotextilbewehrten Bodensysteme haben. So wurden bei bewehrten gegenüber unbewehrten Versuchen bis zu 55% höhere Scherwiderstände gemessen. Auch bei diesen Untersuchungen haben Vliesstoffe im Vergleich mit Geweben besonders positiv abgeschnitten, insbesondere wenn man die deutlich geringere Zugfestigkeit der Vliesstoffe berücksichtigt.

Zur Überprüfung der abgeleiteten Materialgesetze und zur weiteren und genaueren Beurteilung der Versuche wurden Nachrechnungen der Großscherversuche mit der Methode der Finiten Elemente (FEM) durchgeführt. Dazu mußte das FEM- Programm um die abgeleiteten Gesetze zur Beschreibung des Kraft- Dehnungsverhaltens der Geotextilien im Boden erweitert werden. Das FEM- Programm gehört zur Programmgruppe der sogenannten Anfangssteifigkeiten, die Gesamtsteifigkeitsmatrix wird nur einmal erstellt und bleibt während der Berechnungen konstant. Überschreitungen im Spannungszustand unter Verwendung viskoplastischer Materialgesetze werden dabei im Lastvektor berücksichtigt und iterativ abgebaut. Da sich sowohl beim Boden, besonders aber bei den Geotextilien die Steifigkeiten in Abhängigkeit vom Spannungszustand verändern, mußte u.a. das Programmsystem so erweitert werden, daß während der Berechnungen auch die Gesamtsteifigkeitsmatrix veränderlich ist.

Der Boden wurde durch isoparametrische Elemente und einem Bruchgesetz nach Mohr- Coulomb mit assoziierter Fließregel, die Geotextilien wurden mit Stabelementen modelliert. Der Verbund und die Kraftübertragung zwischen Boden und Geokunststoff wurde durch sogenannte thin-layer- Elemente realisiert. Diese Elemente sind ein Spezialfall von Kluftelementen und gewährleisten eine kontrollierte Schubspannungsübertragung zwischen Boden und Bewehrung, wobei auch durch unterschiedliche Eingabe von E- Modul und Schubmodul eine Verschieblichkeit parallel zur Kluft gewährleistet werden kann.

Durch den Vergleich der Messungen und der Ergebnisse der Versuche mit den FEM- Berechnungen konnte der Nachweis erbracht werden, daß die Modellierung die tatsächlichen Verhältnisse gut beschreibt. In Parameterstudien wurden die Bodensteifigkeit und die Geotextilsteifigkeit variiert und so der Einfluß dieser Faktoren auf den Verlauf des Scherwiderstandes ermittelt.

In einem weiteren Schritt wurde ein Großversuch mit einer vliesstoffbewehrten Steilböschung nachgerechnet. Auch hier wurde wieder durch den Vergleich der Meßwerte mit den Rechenergebnissen der Nachweis erbracht, daß die FEM- Modellierung das tatsächliche Verhalten der Böschung gut nachvollzieht. Aus Parameterstudien wurde der Einfluß von Auflasten, Bodensteifigkeit, Geotextilsteifigkeit und Scherparametern des Bodens abgeleitet und damit das Tragverhalten der bewehrten Steilböschung untersucht. Da schon bei geringen

Auflasten bei einer Steilböschung die Scherfestigkeit des Bodens in der Gleitfuge fast vollständig ausgenutzt wird und weitere Auflasten durch Zugkräfte im Geokunststoff aufgenommen werden, ist die Scherfestigkeit des Bodens ein wichtiger Parameter für das Verformungsverhalten der Böschung. Die Geotextilzugkräfte werden dann in weniger beanspruchten Bodenbereichen verankert, es wird mehr Bodenmasse zur Lastabtragung herangezogen. Bei den untersuchten Verhältnissen nehmen die Verformungen bei Reibungswinkeln $\varphi < 27.5^\circ$ überproportional zu. Weiterhin hat sich gezeigt, daß extreme Steigerungen der Geotextilzugfestigkeit zu keiner wesentlichen Verbesserung des Systemverhaltens führen. Die Ursache liegt darin, daß die hohen Zugfestigkeiten nicht ausgenutzt werden konnten, da die dafür notwendigen großen Verankerungslängen nicht zu Verfügung standen.

Im analytischen Teil der Berechnungen wurde gezeigt, daß das Tragverhalten und damit auch die Verformungen einer bewehrten Steilböschung mit numerischen Verfahren ermittelt werden können. Diese Verfahren sind allerdings für praxisgerechte Berechnungen aufwendig. Es wurde daher noch ein Berechnungsmodell vorgeschlagen, mit dem die Verformungen und Frontverschiebungen einer Steilböschung ermittelt werden können. Ausgegangen wird dabei von einem direkten Zusammenhang zwischen den Verschiebungen der Front und den Dehnungen der Geotextilien. Die horizontalen Verschiebungen der Front sind im Gebrauchszustand näherungsweise gleich groß wie das Integral der Geotextildehnungen. Die Gleitungen zwischen Boden und Bewehrung sind gering. Zur Berechnung der Geotextildehnungen wurden das Lamellenverfahren und die abgeleiteten Materialgesetze des Kraft-Dehnungsverhaltens von Geotextilien im Boden benutzt. Anhand von zwei Beispielen wurden die einzelnen Berechnungsschritte exemplarisch vorgeführt und die Anfangs- und Kriechverformungen von unterschiedlich bewehrten Steilböschungen ermittelt. Als Bewehrung wurden mechanisch verfestigte Vliesstoffe mit den Rohstoffen Polypropylen und Polyester eingesetzt. Die Berechnungen zeigten, daß die Anfangsverformungen der beiden Wände in etwa gleich groß waren. Deutlich verschieden waren die Kriechverformungen, die PES-bewehrte Steilböschung wies geringe Kriechverformungen auf. Die Kriechverformungen der PP-bewehrten Steilböschung waren dagegen so groß, daß sie die Gebrauchsfähigkeit des Bauwerks stark beeinträchtigen würden. Insgesamt liefert dieser Berechnungsansatz eine praxisgerechte Möglichkeit die Anfangs- und Kriechverformungen von bewehrten Steilböschungen zu berechnen und so einen Gebrauchstauglichkeitsnachweis zu führen.

Die Ergebnisse dieses Berechnungsansatzes, der numerischen Untersuchungen als auch der Versuche machen deutlich, daß das Verformungsverhalten bewehrter Steilböschungen nicht durch die getrennte Betrachtung von Boden und Geotextil berechnet werden kann. Die Eigenschaften der beiden Bestandteile werden durch den gegenseitigen Kontakt verändert. Diese Veränderung der Materialeigenschaften durch die Verbundwirkung hat einen großen Einfluß auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen und sollte deswegen bei Berechnungsansätzen nicht vernachlässigt werden.

10 Literaturverzeichnis

- [1] ANDRAWES, K.Z.; MCGOWN, A.; WILSON- FAHMY, R.F.;
MASHHOUR, M.M.
The finite element method of analysis applied to soil- geotextile systems
Second International Conference on Geotextiles, 1982, Las Vegas, USA
- [2] BALLEGEER, J. P.; WU, J. T. H.
Intrinsic confined and unconfined load- deformation properties of geotextiles
Geosynthetic soil reinforcement testing procedures STP 1190, ASTM, 1993,
Philadelphia
- [3] BALZER; DELMAS, PH.; MATICHARD, Y.; SÉRÉ, A.; THAMM, B.R.
*Großversuch und Modellversuch auf der Zentrifuge von einer mit Vlies
bewehrten Stützwand*
K-Geo, 1992, Luzern, Schweiz.
- [4] BAUER, A.; BRÄU, G., KUCK, P.
Kraft- Dehnungsverhalten von Geotextilien im Boden unter Auflast
3. Informations und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der
Geotechnik, Technische Universität München, März 1993, München
- [5] BAUER, A.; BRÄU, G., FLOSS, R.
*Untersuchungen zum Krafidehnungsverhalten von Geotextilien unter
Bodeneinbaubedingungen*
Schlußbericht zum Auftrag des Bundesministers für Verkehr FE 05.094 G90C
Technische Univerität München, Januar 1994, München
- [6] BAUER, A.; BRÄU, G., FILLIBECK, J.
Anwendungsbezogene Untersuchungen an Geokunststoffen und Verbundsystemen
Schriftenreihe des Lehrstuhles und Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und
Felsmechanik der TU München, Heft 21, 1995, München
- [7] BAUER, A.
Modellierung von geokunststoffbewehrten Bodensystemen
MISES 3 Anwendertreffen am 11.10.95 in München, Technische Datenverarbeitung
GMBH, 1995, Graz
- [8] BAUER, A.; BRÄU, G.
Backanalyses of a steep slope reinforced with nonwovens
Proceedings of the First European Geosynthetic Conference Maastricht 1996,
Balkema, 1996
- [9] CHANG, D.T.-T.; WEY, W.-T.; CHEN, T.-C.
*Study on geotextile behaviors of tensile strength and pull- out capacity under
confined conditions*
Geosynthetics' 93, 1993, Vancouver, USA

- [10] CHRISTOPHER, B.R.; HOLTZ, R.D.; BELL, W.D.
New tests for determining the in-soil stress-strain properties of geotextiles
Third International Conference on Geotextiles, 1986, Vienna, Austria
- [11] CRAMER, H.
Numerische Behandlung nichtlinearer Probleme der Boden- und Felsmechanik mit elasto-plastischen Stoffgesetzen
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum,
Heft Nr. 80-5, 1980, Bochum
- [12] DESAI, C.S.; ZAMAN, M.M.
Thin-layer elements for interfaces and joints
International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,
Vol. 8, 1984
- [13] DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK
Empfehlungen für die Berechnung und Dimensionierung von Erdkörpern mit Bewehrungslagen aus Geokunststoffen (EBGEO)
DGGT, Arbeitskreis AK 14B, Entwurf Stand 1995
- [14] DYER, M.R.; MILLIGAN, G.W.E.
A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil
Proceedings of the International Conference: in situ soil and rock reinforcement,
1984, Paris, France
- [15] EL-FERMAOUI, A.; NOWATZKI, E.
Effect of confining pressure on performance of geotextiles in soils
Second International Conference on Geotextiles, 1982, Las Vegas, USA
- [16] FARRAR, D.M.; MURRAY, R.T.
Temperature distributions in reinforced soil retaining walls
Geotextiles and Geomembranes, 1988
- [17] FLOSS, R.
Bodensysteme mit geotextilen Bewehrungselementen, Wissensstand zur Stabilitätsanalyse
Schriftenreihe des Lehrstuhles und Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Heft 6, 1986, München
- [18] FLOSS, R.; LAIER, H.; VOGEL, W.
Berechnungsmodelle für Verbundsysteme mit Geotextilien als Zugbewehrung in Böden
1. Nationales Symposium Geotextilien im Erd- und Grundbau, 1984, Mainz
- [19] FLOSS, R.; STROBL, TH.
Fehlerquellen beim Einbau von Meßwertaufnehmern in eine Erdschüttung und deren Korrektur bei der Auswertung
Symposium Meßtechnik im Erd- und Grundbau, 1983, München

- [20] FLOSS, R.; GOLD, G.
Einfluß einer Bewehrung auf das Verformungs- und Tragverhalten des Zweischichtensystems
Schlußbericht zum Forschungsvorhaben FL 136/2 im Auftrag der Deutschen Forschungsgemeinschaft, 1992
- [21] FOCK, G; McGOWN, A.
Analyse des mechanischen Langzeitverhaltens von Geotextilien
K-GEO, 1988, Hamburg
- [22] GALLAGHER, R.H.
Finite- Element- Analyses
Springer- Verlag, 1976, Berlin
- [23] GOLD, G.
Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem
Schriftenreihe des Lehrstuhles und Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Heft 19, 1993, München
- [24] GOLDSCHIEDER, M.
Standortsicherheitsnachweise mit zusammengesetzten Starrkörperbruchmechanismen
Geotechnik, 1979
- [25] GOLDSCHIEDER, M.
Böschungs- und Geländebruchberechnungen
DIN Tagung Eurocode 7 1996 in Mainz, Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Berechnungsbeispiele, 1996, Berlin
- [26] GRAY, D.H.; ASCE, A.M.; OHASHI, H.
Mechanics of fiber reinforcement in sand
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 3, March 1983
- [27] GREENWOOD, J.H.; MYLES, B.
Creep and stress relaxation of Geotextiles
Third International Conference on Geotextiles, 1986, Vienna, Austria
- [28] GREET, H.-D.
Das Reibungsverhalten von Geotextilien in bindigen und nichtbindigen Boden
Mitteilungen des Franzius- Instituts der Universität, Heft 59, 1984, Hannover
- [29] GOMES, R. C.; PALMERIRA, E. M.; VIDAL, D.
Soil reinforcement interaction by in- soil tensile tests and direct shear tests
Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products
September 1994, Singapore
- [30] GOURC, J.P.; RATEL, A.; DELMAS, PH.
Calcul des murs en sol renforce: "Methode en déplacement"
Third International Conference on Geotextiles, 1986, Vienna, Austria

- [54] MATICHARD, Y.; THAMM, B.R. u.a.
Performance of geotextile reinforced earth under surface loading
French - German Cooperation in Highway Research
Bast - LCPC, Seminar, Oktober 1992
- [55] McGOWN, A.; ANDRAWES, Z.; WILSON-FAHMY, R.F.; Brady, K.C.
A new method of determining the load- extension properties of geotechnical fabrics
TRRL Supplement Report 704, 1981
- [56] McGOWN, A.; ANDRAWES, Z.; KABIR, M.H.
Load- extension testing of geotextils confined in-soil
Second International Conference on Geotextiles, 1982, Las Vegas
- [57] MEFFERT, B.
Einfache Methoden zur Berechnung des Kriechverhaltens hochverstreckter Chemiefasern am Beispiel von Polyester- Garnen - Teil 1 und Teil 2
Chemiefasern/ Textilindustrie, 29, 1979, Frankfurt a.M.
- [58] MEISSNER, H.
Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.
Geotechnik 14, 1991
- [59] MORITZ, K.; SCHRÖDER, H.; WILMERS, W.
Untersuchung des Kraft- Dehnungsverhaltens von Geotextilien
1. Nationales Symposium Geotextilien im Erd- und Grundbau, 1984, Mainz
- [60] NAYLOR, D.J.; PANDE, G.N.
Finite elements in geotechnical engineering
Pinerige Press, 1981, Swansea, U.K.
- [61] OSTERMAYER, H.
Das Verhalten gemischkörniger Böden im einachsigen Formänderungszustand
Mitteilungen aus dem Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau und Bodenmechanik,
Technische Universität München, 1976
- [62] PALMEIRA, E.M.; MILLIGAN, G.W.E.
Large scale direkt shear tests on reinforced soils
Soils and Foundation, Vol. 29, No. 1, March 1989
- [63] PIRCHER, H.
Benutzerhandbuch für MISES 3
Technische Datenverarbeitung GMBH, 1990, Graz, Österreich
- [64] PUSCH, R.
Creep of soils
Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen,
Heft 5, Ruhr-Universität Bochum, 1979, Bochum

- [65] ROWE, P.E.
The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear
Geotechnique 19, No. 1, 1969
- [66] SACHS, L.
Angewandte Statistik; Planung und Auswertung- Methoden und Modelle
Springer- Verlag, 1973, Berlin
- [67] SCHAD, H.
Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben
Baugrundinstitut Universität Stuttgart, Eigenverlag, 1979, Stuttgart
- [68] SCHMIDT-SCHLEICHER, H.
Das Kriechen von Schluff
Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen, Heft 46, 1970, Aachen
- [69] SCHWARZL, F.R.
Polymermechanik
Springer-Verlag, 1990, Berlin
- [70] SCHWEIGER, H.F.
Ein Beitrag zur Anwendung der Finite- Elemente- Methode in der Geotechnik
Mitteilungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz, Habilitationsschrift, 1995, Graz
- [71] SCHWEIZER VERBAND DER GEOTEXTILFACHLEUTE
Das Geotextilhandbuch
SVG, 1988, St. Gallen
- [72] SHEWBRIDGE, S.E.; SITAR, N.
Deformation characteristics of reinforced sand in direct shear
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 8, August 1989
- [73] SHEWBRIDGE, S.E.; SITAR, N.
Deformation based model for reinforced sand
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 7, July 1990
- [74] SIEL, B.D.; TZONG, W.H.; CHOU, N.N.S;
In-soil stress-strain behavior of geotextile
Geosynthetic '87 Conference, 1987, New Orleans, USA
- [75] SPENCER, E.
Thrust line criterion in embankment stability analysis
Geotechnique 23, No.1, 1973

- [76] SOOS, P von
Entwicklung einer Näherungsformel zur Berücksichtigung des Einflusses der Steifigkeit einer Druckmeßdose auf das Meßergebnis bei der Messung an der Grenze zweier Medien
Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München (unveröffentlicht), 1978
- [77] SOOS, P. von
Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor
Grundbautaschenbuch, Vierte Auflage Teil 1, Ernst und Sohn, 1990, Berlin
- [78] THAMM, B.R.; KRIEGER, J.
Studies of failure mechanisms and design methods for Geotextile- reinforced soil walls
Geotextiles and Geomembranes, 1990
- [79] THAMM, B.R.
Stützbauwerke aus bewehrter Erde mit Geokunststoffen
Technische Akademie Esslingen: Geotextilien in der Baupraxis, 1992
- [80] VELDHUIJZEN VAN ZANTEN, R.
Geotextiles and geomembranes in civil engineering
Balkema, 1986, Rotterdam
- [81] VYALON, S.S.
Rheological fundamentals of soil mechanics
Elsevier, 1986, Oxford
- [82] WÄLZEL, E.
Kriechstabilität von Böden, Teil 1
Forschungsbericht zum Auftrag des Bundesministers für Verkehr FA 5.010G74A
Technische Universität München, Januar 1977, München
- [83] WÄLZEL, E.
Kriechstabilität von Böden, Teil 2
Forschungsbericht zum Auftrag des Bundesministers für Verkehr FA 5.053G77A
Technische Universität München, April 1982, München
- [84] WERNICK, E.
Bestimmung von Bodenkennwerten mit einem parallelgeführten Schergerät
Die Bautechnik 9, 1979
- [85] WICHTER, L.; RISSEEUW, P.; GAY, G.
Großversuch zum Tragverhalten einer Steilwand aus Gewebe und Mergel
Third International Conference on Geotextiles, 1986, Vienna, Austria
- [86] WICHTER, L.; NIMMESGERN, M.
Stützbauwerke aus Kunststoffen und Erde, Bemessung und Ausführung
Bautechnik 67, Heft 4, 1990, Berlin

- [87] WICHTER, L.
Geosynthetic- reinforced retaining structures in Germany
International symposium on recent case histories of permanent geosynthetic reinforced soil retaining walls, 1992, Tokyo, Japan
- [88] WILMERS, W.;
Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus, Ausgabe 1994
FGSV, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, 1994, Köln
- [89] WILSON- FAHMY, R. F.; KOERNER, R. M.; FLECK, J. A.
Unconfined and confined wide width tension testing of geosynthetics
Geosynthetic soil reinforcement testing procedures STP 1190, ASTM, 1993, Philadelphia
- [90] WOODS, R. I.; JEWELL, R. A.
A computer design method for reinforced soil structures
Geotextiles and Geomembranes, 9, 1990
- [91] ZHANG, Y.; SCHWING, E.
The limit equilibrium of geotextile reinforced structures
International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, 1988, Fukuoka, Japan
- [92] ZIENKIEWICS, O.C.
The finite element method in engineering science
McGraw- Hill, 1977, London

11 Abkürzungen und Formelzeichen

zu Abschnitt 2: Literaturüberblick und Grundlagen

PA	Polyamid
PES/ PETP	Polyester
PP	Polypropylen
PE	Polyethylen
E_S	Steifemodul des Bodens bestimmt im Kompressionsversuch
E_{v1}/E_{v1}	Verformungsmodul des Bodens bestimmt im Plattendruckversuch
τ_f	Bruchscherfestigkeit
τ_r	Restscherfestigkeit
σ_{ij}	Spannungstensor
$\sigma_{ijk(0)}$	Spannungsdeviatorstensor
$J_{1S}/J_{2S(0)}$	1. Invariante von σ_{ij} / 2. Invariante von $\sigma_{ijk(0)}$

zu Abschnitt 3: Untersuchungen zur Zugbeanspruchung von Geotextilien im Boden

ME	mechanisch verfestigter Vliesstoff
TH	thermisch verfestigter Vliesstoff
G	Gewebe
D_{PR}	Verdichtungsgrad ρ_D / ρ_{PR}
95T/98T	$0.95 \cdot D_{PR} / 0.98 \cdot D_{PR}$; Wassergehalt niedriger als w_{PR}
95N/98N	$0.95 \cdot D_{PR} / 0.98 \cdot D_{PR}$; Wassergehalt höher als w_{PR}
A	Auslastungsgrad [%] = Dauerzugkraft / Höchstzugkraft nach ISO 10319
Z	Zugkraft im Geotextil [kN/m]
a, b	Variable
c_s, d_s, c_b, d_b	Variable zur Beschreibung des Kraft- Dehnungsverhaltens von Geotextilien
P	Seitendruck [kPa], entspricht der Bodenauflast
V, V_{GT}	Verformungsmodul von Geotextilien [kN/m]
V_s, V_t	Sekantenverformungsmodul, Tangentenverformungsmodul
a_1, a_2, b_1, b_2	Variable zur Beschreibung des Kriechverhaltens von Geotextilien

zu Abschnitt 4: Untersuchungen zur Querkraftbeanspruchung

k_0	Erddruckbeiwert
σ_h, σ_v	horizontale, vertikale Erddruckspannung [kPa]
R, B, A, l, s	geometrische Abmessungen (siehe Abbildung 4.5-1)
α, β	Winkel (siehe Abbildung 4.5-1)
F_{GB}, F_{GZ}, F_V	Bewehrungskraftkomponenten
σ_{NB}, σ_{NE}	Erddruckspannungen durch Membrantragwirkung
σ_0	Erddruckspannung durch Bodenauflast

zu Abschnitt 5: Grundlagen und Beschreibung des FEM- Programms

x, y	globale Koordinaten
ξ, η	lokale Koordinaten
u, v	Knotenpunktverschiebungen
N_i	Formfunktion des Knotens i
{ ϵ }	Vektor der Verzerrungen eines Elementes
[B]	Matrix zur Beschreibung der Form

$\{\delta^e\}$	Vektor aller Knotenpunktverschiebungen eines Elementes $\{u_1, v_1, \dots, u_8, v_8\}$
$[D]$	Matrix zur Beschreibung der Materialkennwerte
$\{F^e\}$	Vektor aller Knotenkräfte eines Elementes $\{F_{x1}, F_{y1}, \dots, F_{x8}, F_{y8}\}$
$[K^e]$	Matrix zur Beschreibung der Steifigkeit eines Elementes
$[K]$	Gesamtsteifigkeitsmatrix aller Elemente einer Struktur
$\varepsilon^e, \varepsilon^p$	elastische, viskoplastische Dehnungen

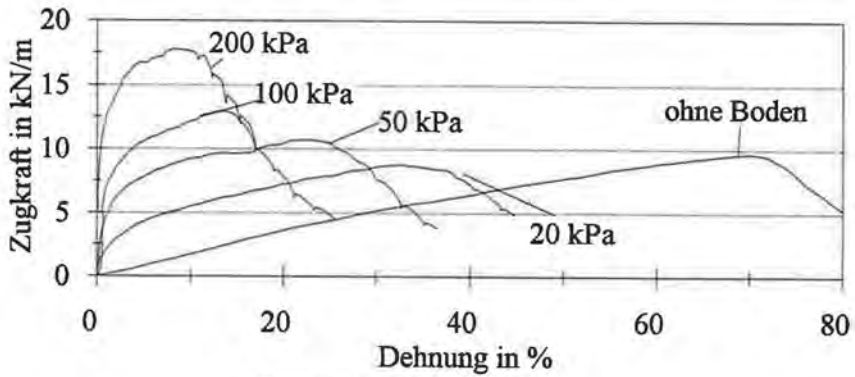
zu Abschnitt 6: FEM- Berechnungen zum Querverschiebeversuch

Z_s	maximale Scherwiderstand
A_s	wirksame Scherfläche
ΔZ	zusätzlicher Scherwiderstand infolge Bewehrungswirkung

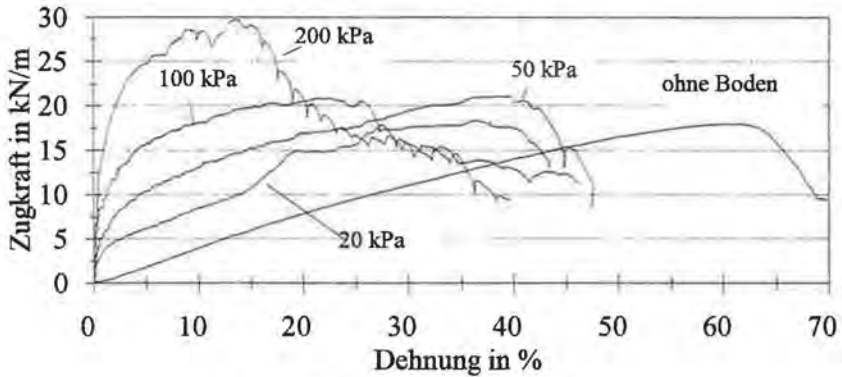
zu Abschnitt 8: Erweiterung von Berechnungsansätzen für Polsterwände

R_i	Resultierende der Auflasten auf eine Lamelle i
G_i	Eigengewicht der Lamelle i
E_i	Erddruckkräfte zwischen den Lamellen (Lamellenzwischenkräfte)
H_i	zum Gleichgewicht notwendige Geotextilzugkraft der Lamelle i
Z_{ges}	zum Gleichgewicht notwendige Geotextilzugkräfte aller Lamellen
δ_i	Neigung der Lamellenzwischenkraft E_i
ϑ	Neigung der Gleitfläche gegen die Horizontale
Q_p, C_i	Scherwiderstände in der Gleitfläche
η	Standsicherheitsbeiwert

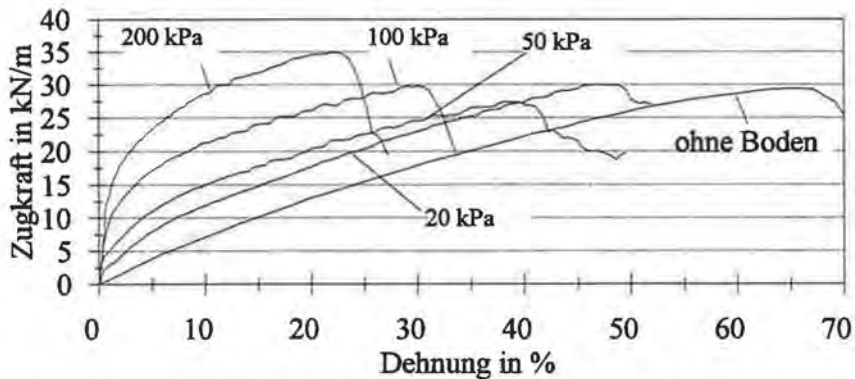
Anlage 1, Blatt 1: Kurzzeitversuche im Kies- Sandgemenge



Zugversuche mit ME-PES-150

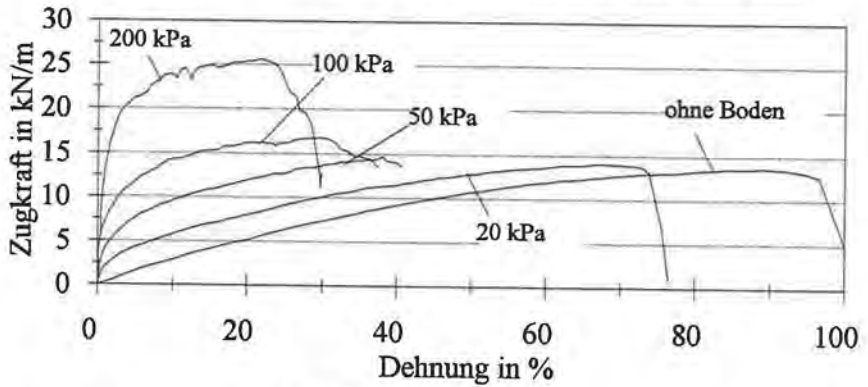


Zugversuche mit ME-PES-270

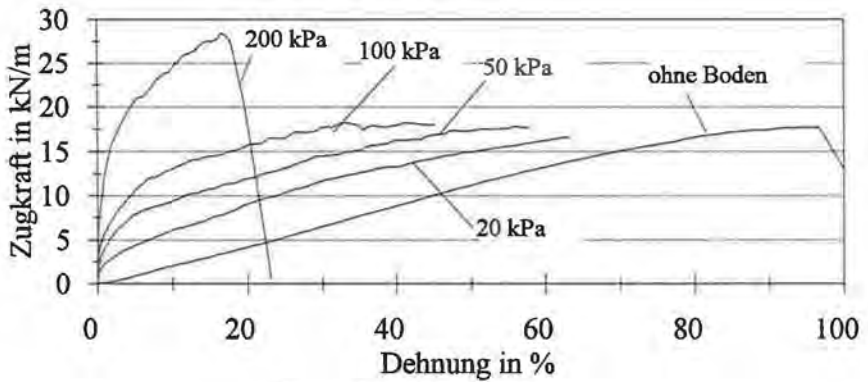


Zugversuche mit ME-PES-500

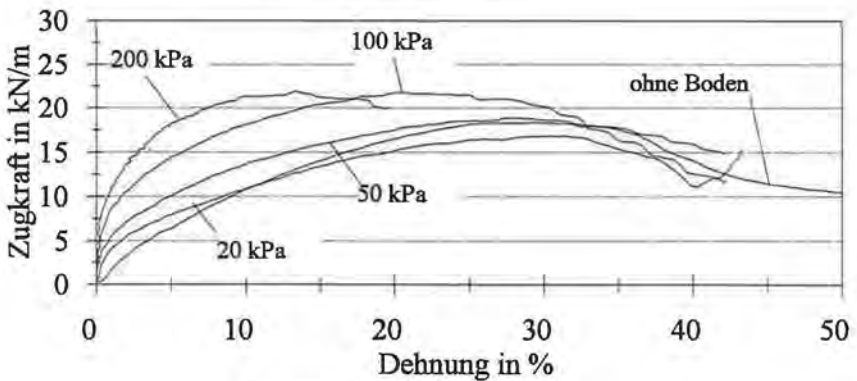
Anlage 1, Blatt 2: Kurzzeitversuche im Kies- Sandgemenge



Zugversuche mit ME-PP-200

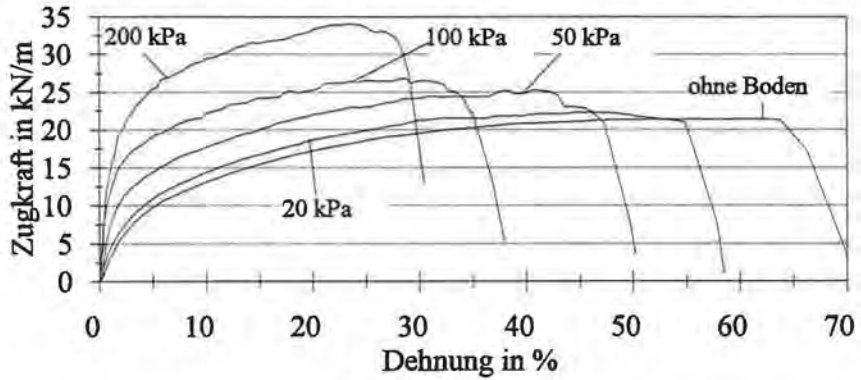


Zugversuche mit ME-PP-280

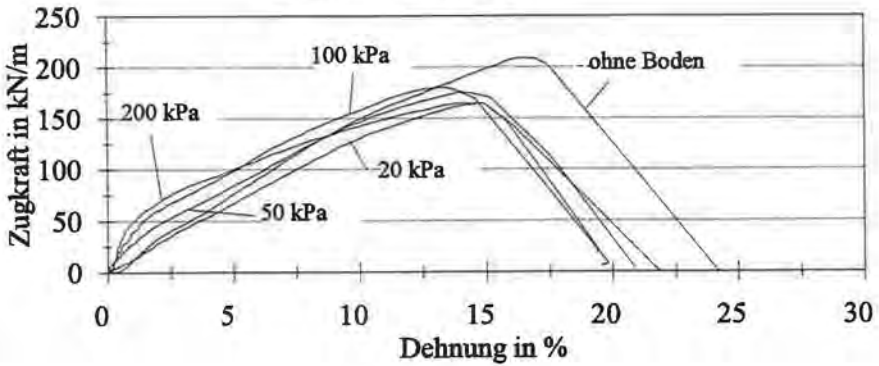


Zugversuche mit TH-PP/PE-270

Anlage 1, Blatt 3: Kurzzeitversuche im Kies- Sandgemenge

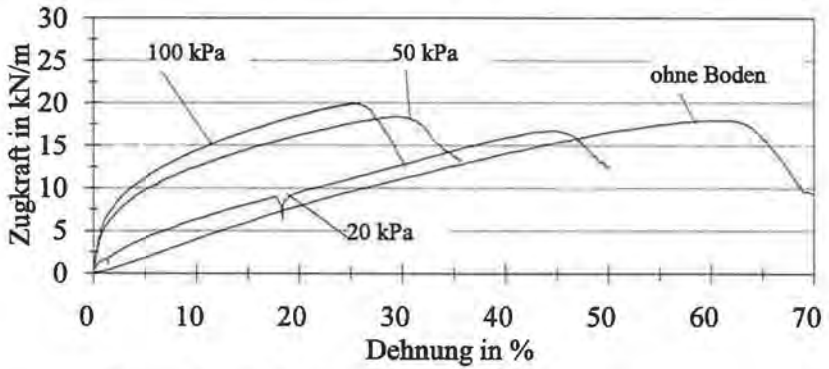


Zugversuche mit TH-PP-290

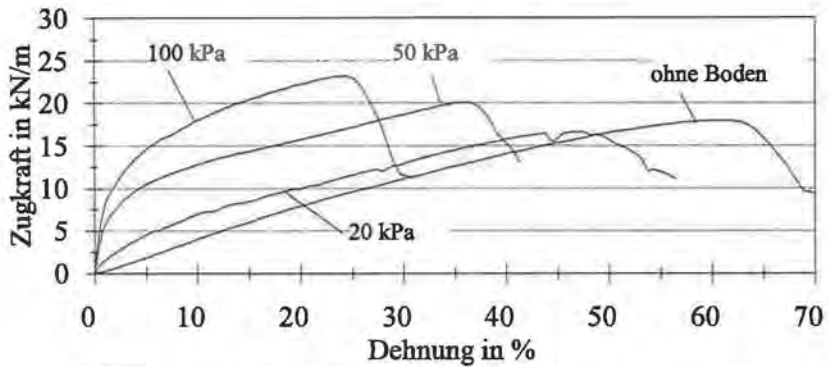


Zugversuche mit G-PES-450

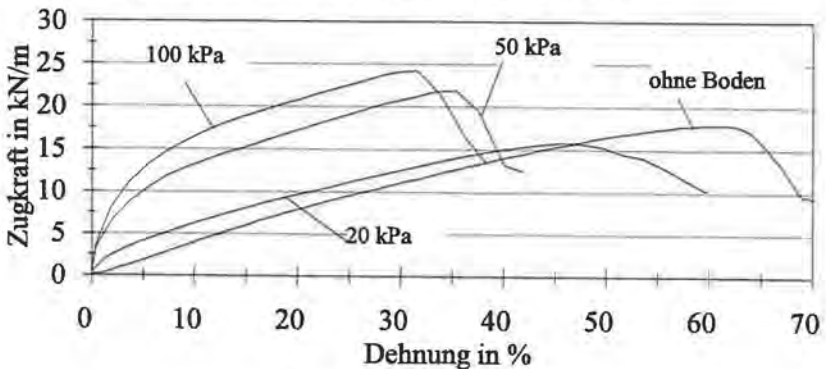
Anlage 2, Blatt 1: Kurzzeitversuche im Schluff



Zugversuche mit ME-PES-270; Schluff 95N; $v=2\text{mm/min}$

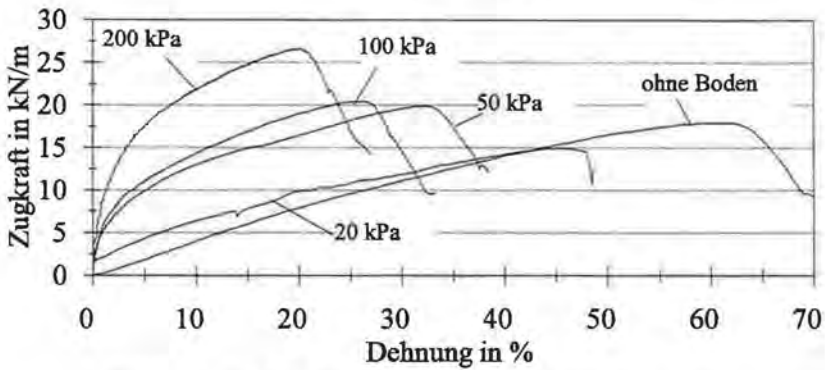


Zugversuche mit ME-PES-270; Schluff 95N; $v=10\text{mm/min}$

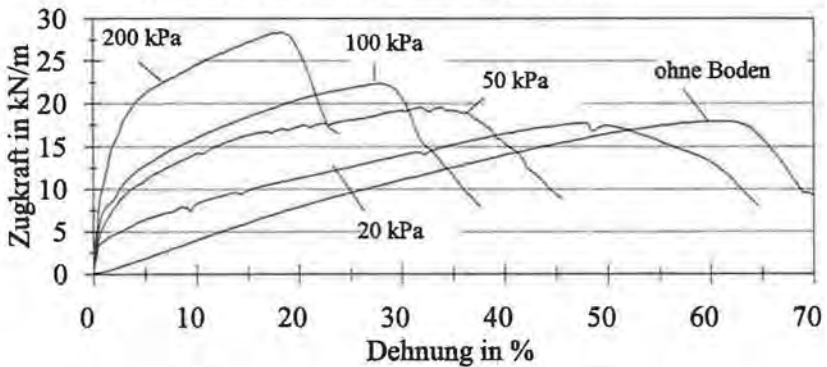


Zugversuche mit ME-PES-270; Schluff 95N; $v=50\text{mm/min}$

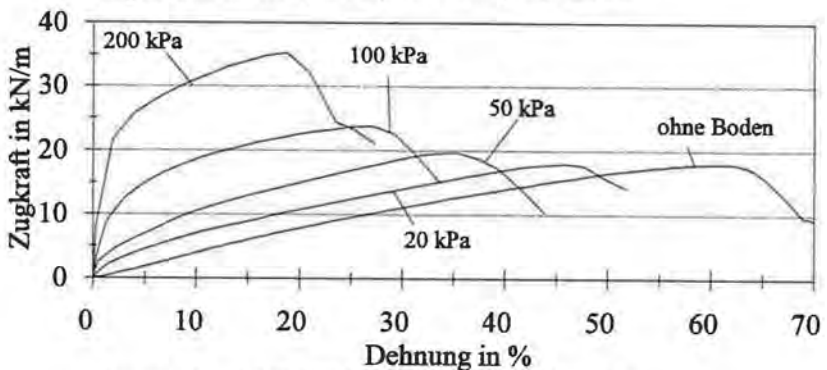
Anlage 2, Blatt 2: Kurzzeitversuche im Schluff



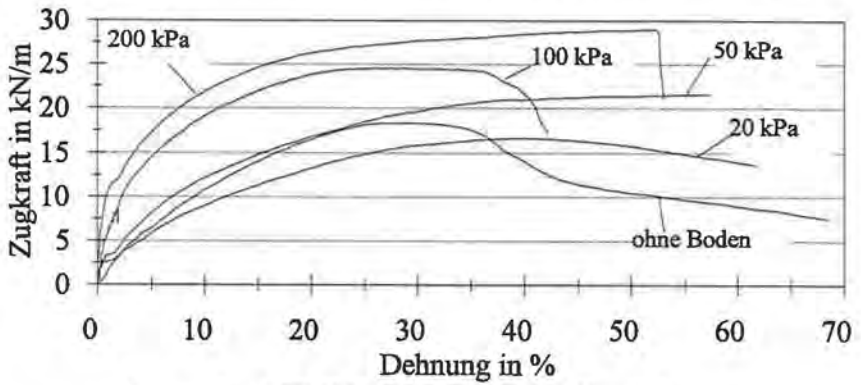
Zugversuche mit ME-PES-270; Schluff 98N; $v=2\text{mm/min}$



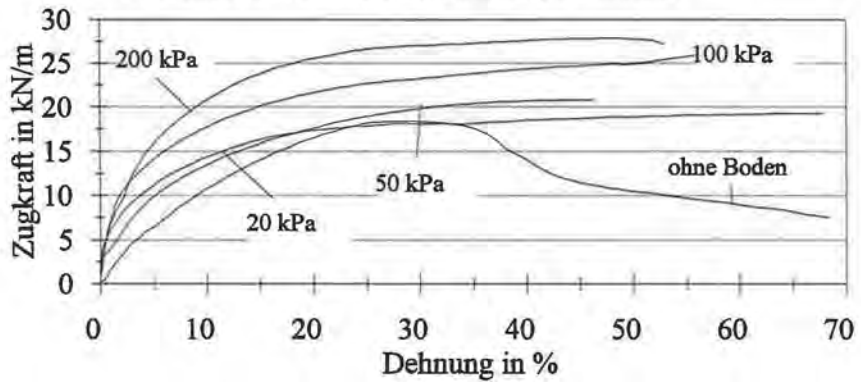
Zugversuche mit ME-PES-270; Schluff 98N; $v=10\text{mm/min}$



Zugversuche mit ME-PES-270; Schluff 98N; $v=50\text{mm/min}$

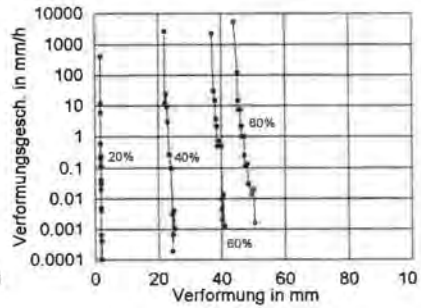
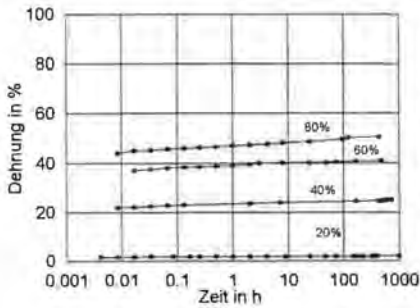


Zugversuche mit TH-PP/PE-270; Schluff 95N; $v=10\text{mm/min}$

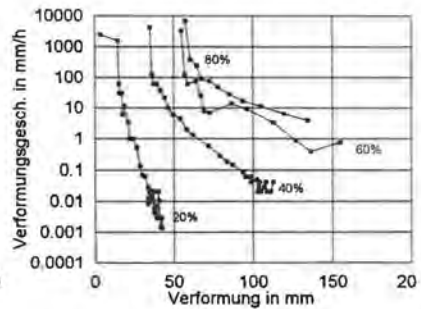
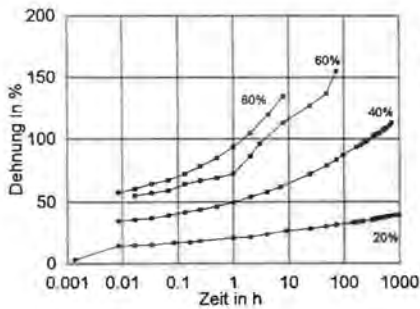


Zugversuche mit TH-PP/PE-270; Schluff 98N; $v=10\text{mm/min}$

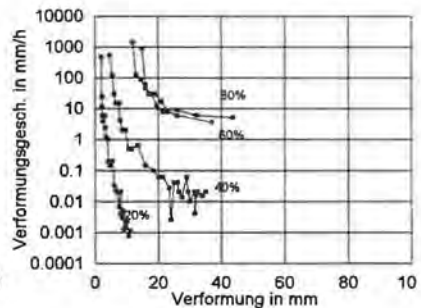
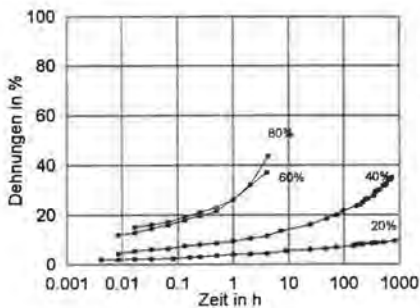
Anlage 3, Blatt 1: Langzeitzugversuche ohne Bodeneinbettung



Zugversuche mit ME-PES-270

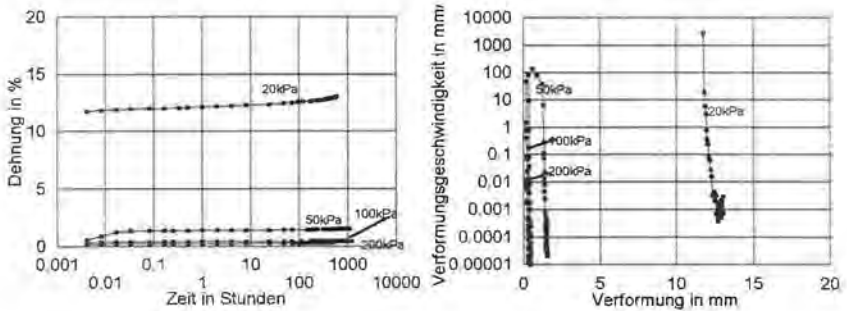


Zugversuche mit ME-PP-280

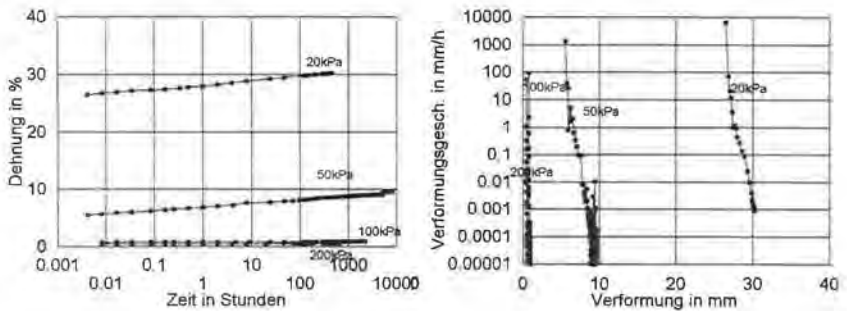


Zugversuche mit TH-PP/PE-270

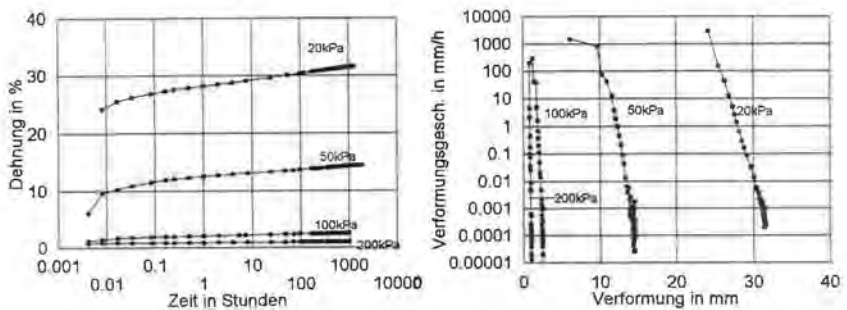
Anlage 4, Blatt 1: Langzeitzugversuche mit Bodeneinbettung



Zugversuche mit ME-PES-270, Kies- Sand, 40% Auslastungsgrad

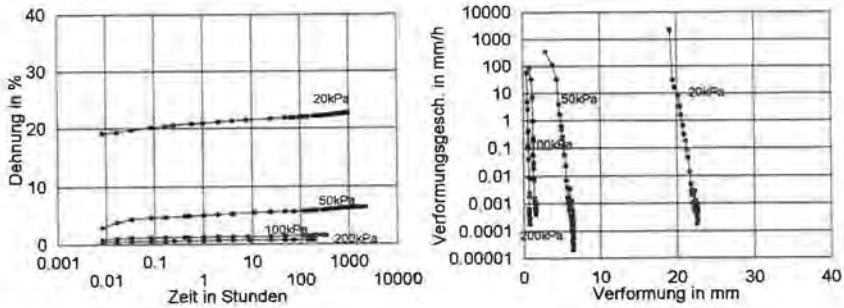


Zugversuche mit ME-PES-270, Kies- Sand, 60% Auslastungsgrad

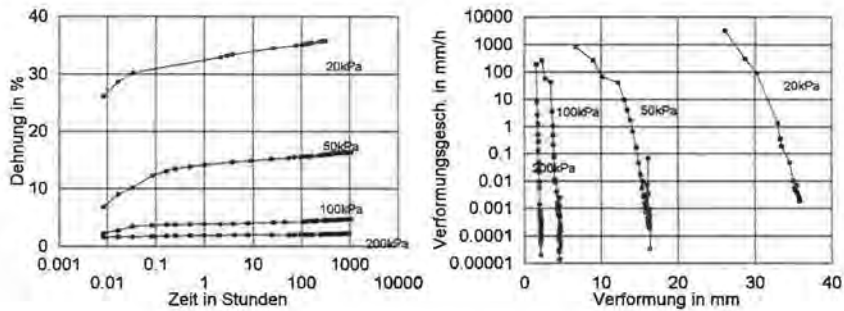


Zugversuche mit ME-PES-270, Kies- Sand, 80% Auslastungsgrad

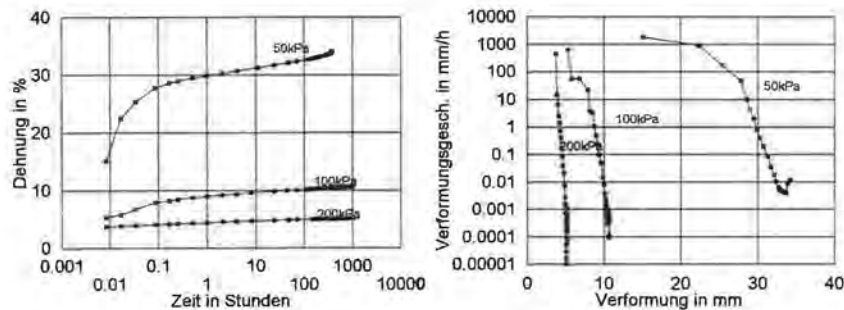
Anlage 4, Blatt 2: Langzeitzugversuche mit Bodeneinbettung



Zugversuche mit ME-PES-270, Schluff 95N, 60% Auslastungsgrad

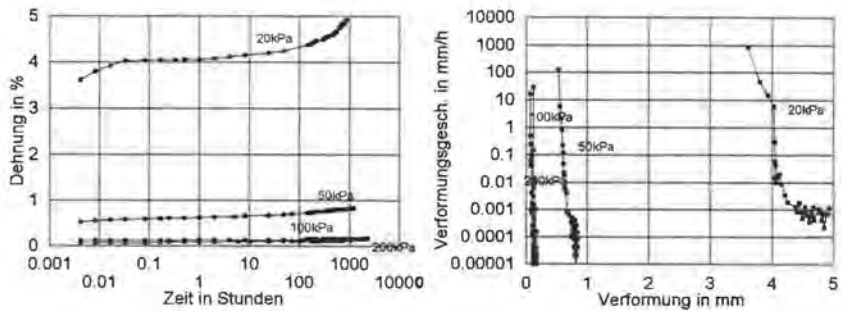


Zugversuche mit ME-PES-270, Schluff 95N, 80% Auslastungsgrad

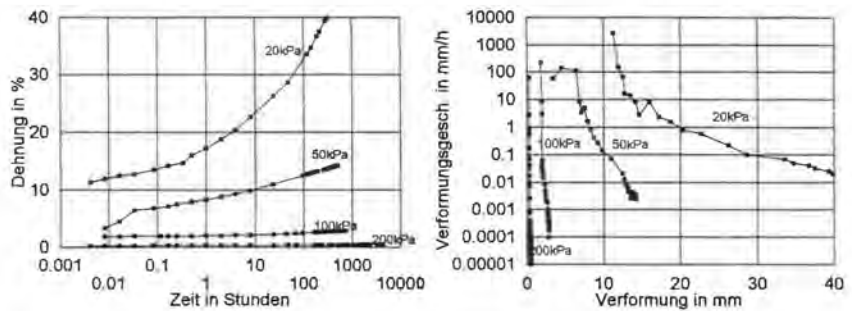


Zugversuche mit ME-PES-270, Schluff 95N, 100% Auslastungsgrad

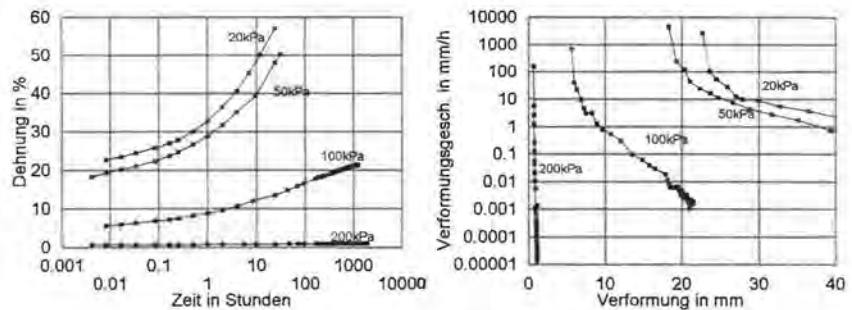
Anlage 4, Blatt 3: Langzeitzugversuche mit Bodeneinbettung



Zugversuche mit ME-PP-280, Kies- Sand, 20% Auslastungsgrad

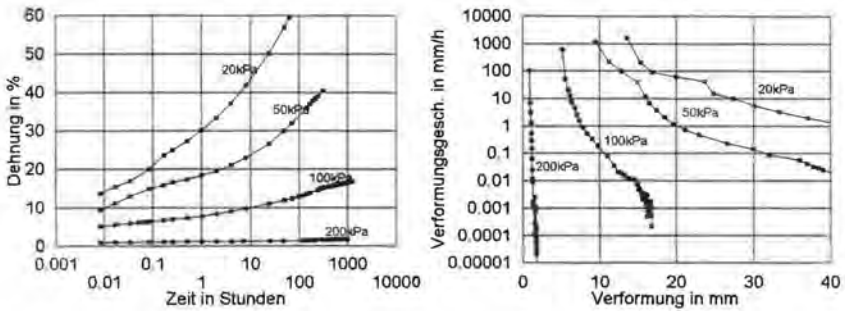


Zugversuche mit ME-PP-280, Kies- Sand, 40% Auslastungsgrad

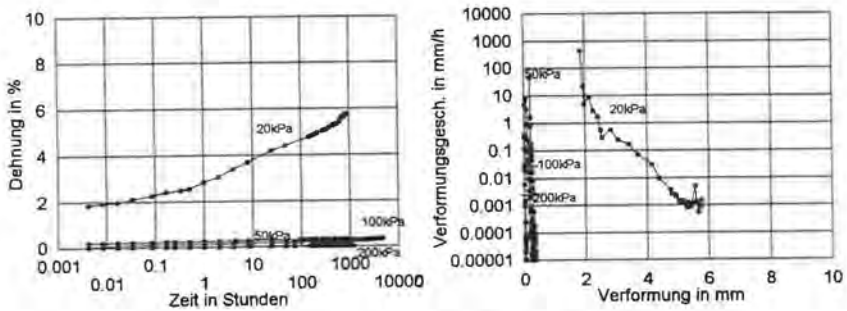


Zugversuche mit ME-PP-280, Kies- Sand, 60% Auslastungsgrad

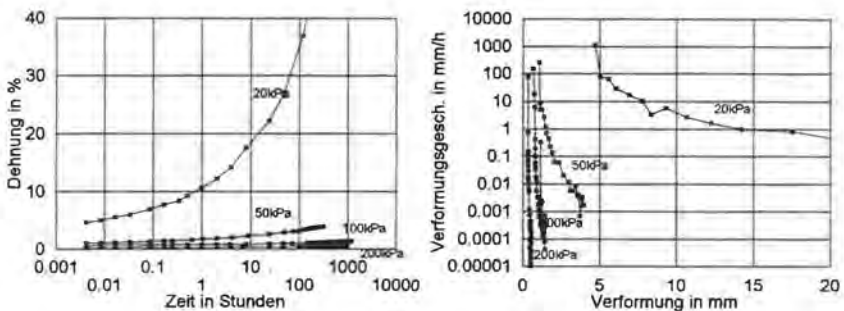
Anlage 4, Blatt 4: Langzeitzugversuche mit Bodeneinbettung



Zugversuche mit ME-PP-280, Schluff 95N, 60% Auslastungsgrad

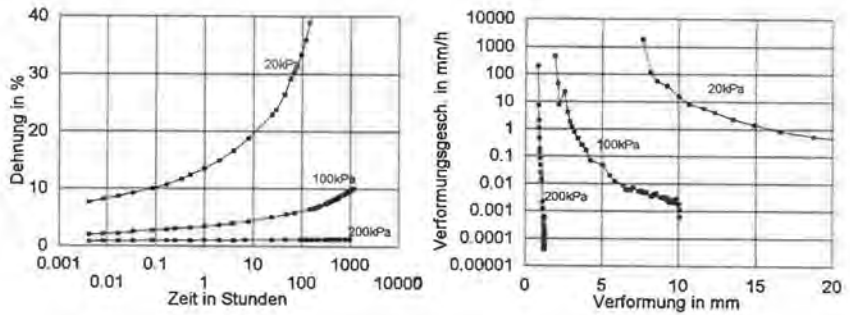


Zugversuche mit TH-PP/PE-270, Kies- Sand, 20% Auslastungsgrad

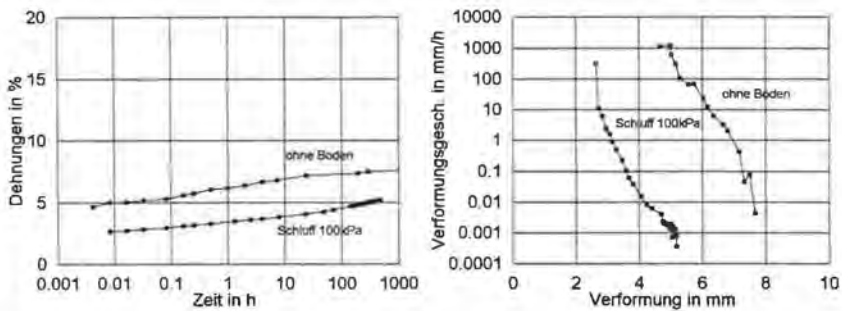


Zugversuche mit TH-PP/PE-270, Kies- Sand, 40% Auslastungsgrad

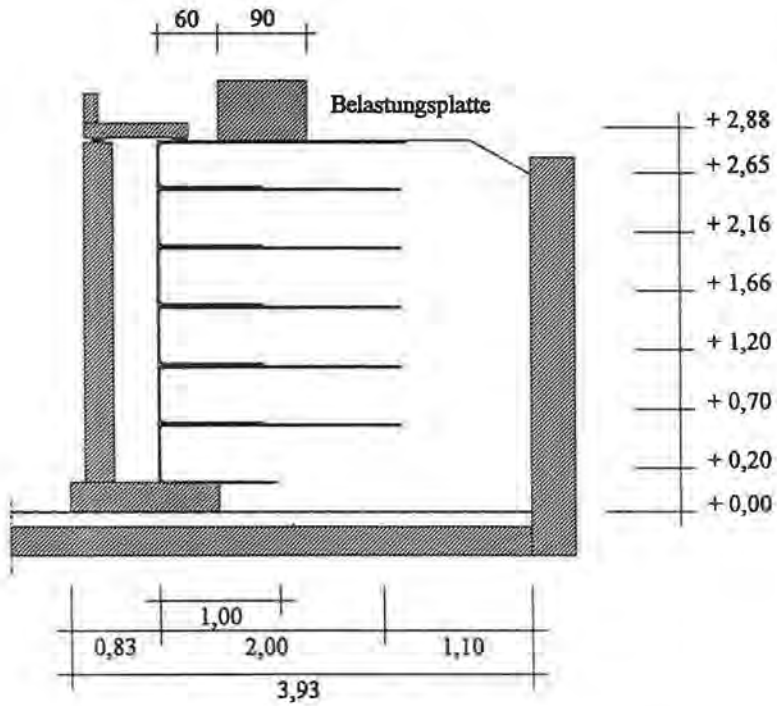
Anlage 4, Blatt 5: Langzeitzugversuche mit Bodeneinbettung



Zugversuche mit TH-PP/PE-270, Kies- Sand, 60% Auslastungsgrad



Zugversuche mit G-PP-430, 20% Auslastungsgrad



Querschnitt der vliesstoffbewehrten Versuchspolsterwand [53]

Schriftenreihe

Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Herausgegeben von
Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik
und Felsmechanik

Heft 1	Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden	1982	(vergriffen)
Heft 2	Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983	(vergriffen)
Heft 3	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinnthalbrücke Schaippach	1984	(vergriffen)
Heft 4	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande	1985	(vergriffen)
Heft 5	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985	
Heft 6	Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986	(vergriffen)
Heft 7	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986	(vergriffen)
Heft 8	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986	
Heft 9	Testing of bentonit suspensions	1987	
Heft 10	Beiträge zur Felsmechanik	1987	
Heft 11	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988	(vergriffen)
Heft 12	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988	
Heft 13	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989	
Heft 14	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989	
Heft 15	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989	
Heft 16	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990	
Heft 17	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990	

Heft	18	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993	
Heft	19	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993	
Heft	20	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994	(vergriffen)
Heft	21	Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss)	1995	
Heft	22	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995	
Heft	23	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996	
Heft	24	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996	
Heft	25	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflußbereich von Straßen	1997	
Heft	26	Der Einfluß der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997	