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

Schriftenreihe
Heft 27

Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoff-bewehrungen in Sand

von
Matthias Nimmesgern

München 1998

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

Druck und Einband: Hieronymus Buchreproduktions GmbH, München

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

Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand

Matthias Nimmesgern

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

Die Dissertation wurde am 16.05.1997 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 07.08.1997 angenommen.

Vorwort

Mit der Entwicklung von hochzugfesten flexiblen polymeren Flächengebilden, den sogenannten Geokunststoffen, eröffnete sich die Möglichkeit, durch lagenweisen Einbau in eine Schüttung die mechanischen Eigenschaften von Erdstoffen grundlegend zu verbessern. Es wurden mit Vliesen, Geweben und Geogittern in ihrem Wirkmechanismus unterschiedliche Produktarten entwickelt. Die bisherigen Berechnungsmodelle vermögen die Änderung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens durch die flächenhaften Einlagen nicht realistisch abzubilden. An der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (FMPA) wurden etwa seit 1985 mit dieser neuartigen Bauweise bei zahlreichen Anwendungen umfangreiche Erfahrungen gesammelt.

Die vorliegende Arbeit befaßt sich mit der Beschreibung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von zunächst unbewehrtem Sand und mit der Veränderung des Systemverhaltens durch die Bewehrung mit jeweils drei Lagen von drei repräsentativen Geokunststoffen. Die dazu erforderlichen Belastungsversuche wurden in einem Großgerät durchgeführt.

Die Arbeit entstand im Rahmen eines von der Deutschen Forschungsgesellschaft (DFG) geförderten Forschungsvorhabens. Für diese Unterstützung möchte ich mich bei der DFG herzlich bedanken.

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 und für die vor allem während seiner Zeit als Leiter der Erd- und Grundbauabteilung der FMPA intensive wissenschaftliche Unterstützung und Betreuung bei der Konzeption, Realisierung und Analyse des Forschungsprogrammes bedanken.

Bei meinen Kolleginnen und Kollegen, im besonderen bei Herrn Dr.-Ing. G. Sawade möchte ich mich für die fachlichen Diskussionen und Anregungen herzlich bedanken, die wesentlich zum Gelingen der Arbeit beitrugen.

Stuttgart, im Mai 1998 Matthias Nimmesgern

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung und Zielsetzung.....01

2 Grundlagen des Spannungs- und Verformungs-Verhaltens.....05

2.1. Festigkeits- und Formänderungseigenschaften von Böden....06
2.2. Eigenschaften von bewehrtem Erdstoff.....09

3. Großversuche.....21

3.1 Großversuche an der BAST.....21
3.2 Großversuch an der LGA.....32
3.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

4. Derzeitige Bemessungspraxis und Anforderungen an ein neues Bemessungskonzept.....37

5. Biaxiales Versuchsgerät.....44

5.1. Entwicklung des Versuchsgerätes.....44
5.2. Meßtechnische Ausstattung.....51

6. Durchgeführte Versuche.....53

6.1. Beschreibung des Versuchssandes.....53
6.2. Verwendete Geokunststoffe.....55
6.3. Probeneinbau.....56
6.4. Versuchsergebnisse.....58

7. Beschreibung des Spannungs-Verformungszustandes.....84

7.1. Kontinuumsmechanischer Ansatz.....87
7.2. Ermittlung der Materialparameter υ und D.....93
7.3. Beschreibung des Spannungszustandes.....98
7.4. Nachweis des Bewehrungseffektes.....104
7.5. Vergleich der Ergebnisse mit einem Großversuch.....109

8. Zusammenfassung.....116

9. Literatur.....118

da eine zusätzliche Verdichtung stattfindet, die beim dicht gelagerten Sand nicht mehr möglich war. Das Schubspannungsmaximum ist nicht ausgeprägt. Mit Überschreiten des Schubspannungsmaximums ist auch die maximale Verdichtung erreicht. Die Scherparameter werden für den Versagenszustand aus den jeweiligen Scherspannungmaxima bei verschiedenen Normalspannungszuständen ermittelt. Die zum Erreichen der Scherspannungsmaxima erforderlichen Verformungen werden dabei nicht berücksichtigt. Bei herkömmlichen Problemstellungen der Bodenmechanik wie z.B. der Fundamenttragfähigkeit behilft man sich mit getrennten Nachweisen, einer Dimensionierung auf der Basis des Mohr-Coulomb'schen Gesetzes (Grundbruchnachweis) und einem Formänderungsnachweis (Setzungsberechnung). Werden in den Boden Geokunststoffe eingebracht, so entsteht ein Verbundwerkstoff, für den zur Bewertung des mechanischen Verhaltens die Kenntnis der Spannungs-Verformungseigenschaften unabdingbar ist, da die Palette der eingesetzten Geokunststoffe einen weitgespannten Steifigkeitsbereich umfaßt. Für den Verbundmechanismus zwischen den Einzelkomponenten Boden und Geokunststoff ist allerdings nicht nur die Steifigkeit, sondern auch die Struktur des Geokunststoffes von Bedeutung, wie später gezeigt wird.

2.2. Eigenschaften von bewehrtem Erdstoff

Beim Einbau von zugfesten Elementen in den Boden bedarf es einer generell anderen Betrachtsweise, da der Boden nicht mehr - wie z.B. bei einer Stützmauer - nur belastendes Element ist, sondern an der Lastabtragung beteiligt ist. Technologisch erfährt damit der Boden eine Wandlung vom Baugrund zum Werkstoff. An diesen Werk-stoff sind entsprechende Anforderungen zu stellen. Bisher ver-wendete zugfeste Tragelemente können aus relativ starren Materia-lien (z.B. Stahl) oder relativ flexiblen Materialien (z.B. Kunst-stoff) bestehen. Diese Materialien müssen in der Lage sein, Schub-kräfte und Zugkräfte aufzunehmen. Dies erfolgt in Wechselwirkung mit dem umgebenden Boden durch die Verformungen beim Überschütten und Verdichten, siehe Abb. 2.2 .

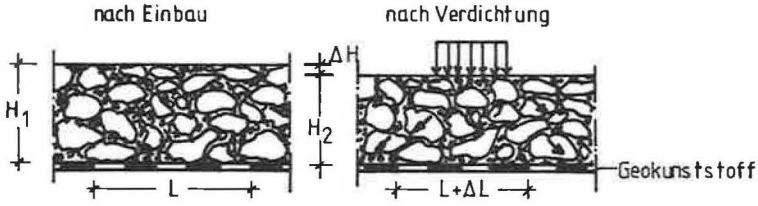


Abb. (2.2.) - Deformationen beim Einbau und Verdichten, nach Murray, 1982

Durch diese Verformungen werden in der Bewehrung durch Schubkräfte Zugspannungen indiziert. Ist diese mechanische Verbindung zustandegekommen, so entsteht durch Schwerkraft und Verdichtung der nächsten Bewehrungslage eine Verformungsbehinderung, die eine räumliche Verspannung hervorruft. Dabei sind die Verformungen, die erforderlich sind, um die Tragmechanismen zu indizieren und um zusätzliche Normalspannungen aufzunehmen, zu berücksichtigen.

In der klassischen Bodenmechanik existieren Lösungen für Bodensysteme, denen elastische oder plastische Stoffgesetze zugrundeliegen. Damit lassen sich Grenzwertprobleme, wie z.B. die Bö-

schungsstabilität oder der Grundbruch beschreiben. Das Verhalten von mehrfach bewehrten Bodenkörpern kann mit diesen Gesetzmäßigkeiten nicht abgebildet werden, da hierfür keine geeigneten Modelle zur Verfügung stehen. Durch die Einlage der Geokunststoffe in eine Schüttung werden Gewölbespannungen initiiert, welche die Ausbildung von plastifizierten Zonen im Boden verhindern. Durch die Gewölbespannungen entsteht eine Tragfähigkeitssteigerung. Die Größe dieser Tragfähigkeitserhöhung ist allerdings bisher noch nicht quantifizierbar. Neben dieser Änderung des Spannungszustandes wird durch die Bewehrungseinlage die Verformung der Bodenschichten behindert, weshalb ein Bemessungsansatz die Veränderungen des Spannungszustandes und des Verformungszustandes berücksichtigen sollte.

Nicht kohäsiver Erdstoff (sogenannter Reibungsboden) kann nur Druckkräfte und mit zunehmender Tiefe durch das Überlagerungsgewicht Schubkräfte, aber keine Zugkräfte übertragen. Kohäsive Erdstoffe können dies zwar bedingt, ihre Tragfähigkeit und Verdichtungsfähigkeit ist allerdings stark vom jeweiligen Wassergehalt abhängig. Durch die Einlage von Bewehrungsmaterialien in nicht ko-

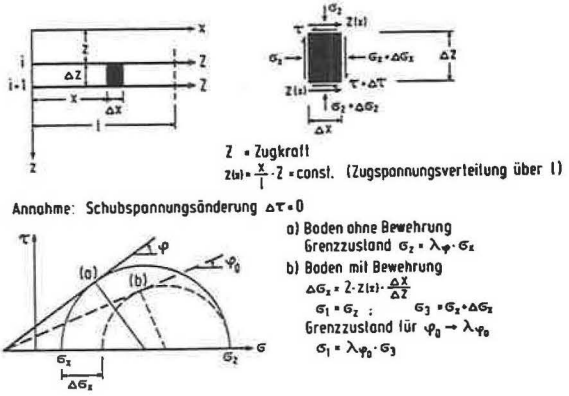


Abb. (2.3) - Verbundverhalten Boden/Kunststoff im Grenzzustand, (Floss, 1986)

häsiven Erdstoff entsteht ein Verbundmaterial, welches die Vorteile der wassergehaltsunabhängigen Trag- und Verdichtungsfähigkeit mit der möglichen Aufnahme von Zug-, Druck- und Schubspannungen verbindet (Floss, 1986). Das Kraft-Verformungs-Verhalten dieses Verbundstoffes ist ausgeprägt anisotrop, da die Zug-spannungen sich nur in Bewehrungsrichtung ausbilden können. Diese Zugspannungen werden durch Schubkräfte in das Bewehrungsmaterial übertragen und lösen Verspannungen im Erdstoff zwischen den Bewehrungslagen aus. Bei der Sicherung eines Geländesprunges mit Geokunststoffen bildet sich die Verformung normal zur Luftseite der Böschung aus (Hauptzugrichtung). Die Tragfähigkeitserhöhung kann in der Mohr'schen Darstellung dadurch dokumentiert werden, daß sich die Scherkurve parallel verschiebt.

Abbildung (2.3) veranschaulicht den Übergang des ohne Bewehrung sich einstellenden Grenzzustandes 1 in den Spannungszustand 2, der durch die aus dem Geokunststoff in den Erdstoff übertragene Horizontalspannung $\Delta\sigma_x$ entsteht. Unter der Annahme, daß sich zwischen den beiden Bewehrungslagen die Schubspannung nicht ändert, kann für die Änderung des Hauptspannungsverhältnisses σ_1/σ_2 gezeigt werden, daß sich der Spannungszustand durch die Bewehrungseinlage auf die sichere Seite hin verschiebt (Floss, 1986). Der Spannungszustand und die Gesamtverformungen des Systemes werden durch die Bewehrungseinlage verkleinert. Streng genommen gilt die Mohr'sche Darstellung nur für den Bruchzustand. Der Effekt der Bewehrungseinlage ist allerdings nach einer Anfangsdeformation zur Mobilisierung der Reibung bereits im Gebrauchszustand wirksam, wie mit zahlreichen Versuchen gezeigt werden konnte.

Die Idee, Erdstoff durch eine Bewehrungseinlage zu stabilisieren, ist historisch belegt (Floss, 1986). In den 60-er Jahren wurden von Vidal (1996) Anstrengungen unternommen, diese Wirkung technisch nutzbar zu machen, und zwar unter Berücksichtigung unseres heutigen Sicherheitsdenkens. Er zeigte, daß die Scherfestigkeit von Sand durch die Einlage von Bändern vergrößert werden kann

und entwickelte das Bauverfahren "Bewehrte-Erde" (Vidal, 1969). Zum Nachweis der Brauchbarkeit des Bauverfahrens wurden vom Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) Triaxialversuche mit Bewehrungszwischenlagen durchgeführt. Die Versuche wurden mit Sand und äquidistant in den Sand eingelegten Aluminiumfolienscheiben ausgeführt (Schlosser, Long, 1972). Es wurde festgestellt, daß durch die Bewehrungseinlage die Schergerade parallel verschoben wurde, was einer vom Spannungszustand unabhängigen wirksamen Kohäsion entspricht.

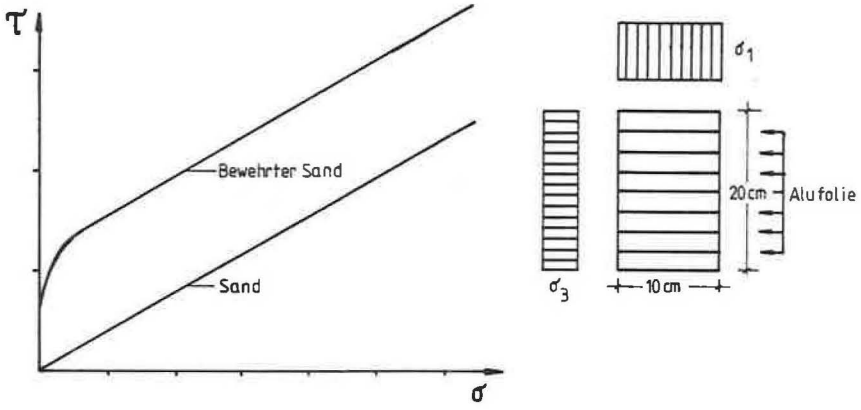


Abb. (2.4) - Versagensmechanismen von bewehrtem Sand (Schlosser, Long, 1972)

Bei dem relativ steifen Bewehrungsmaterial konnte diese Kohäsion bereits bei geringfügigsten Verformungen initiiert werden. Mit Dehnungsmeßstreifen auf der Bewehrung wurde gezeigt, daß die Radialspannungen im mittleren 2/3 des Radius der Probe sehr gleichmäßig verteilt war. Mit den Versuchen konnte nachgewiesen werden, daß durch den Einbau von Bewehrungseinlagen die Tragfähigkeit erhöht wurde, was für die Akzeptanz der neuen Bauweise wichtig war (Schlosser, Delage, 1987).

Als in den 70-er Jahren zugfeste synthetische Werkstoffe als sogenannte "technische Textilien" z.B. für textile Dächer, Förderbänder und Hebezeuge entwickelt wurden, entstand die Idee, diese Produkte für Bewehrungszwecke einzusetzen.

An der Universität von Glasgow wurde deshalb der Einfluß der Steifigkeit der Bewehrungsmaterialien und der Lagerungsdichte auf den Bewehrungseffekt unter ebenen Verformungsbedingungen untersucht (McGown et al., 1978). Die Ergebnisse dieser Versuche stellen das Bindeglied zwischen der Verwendung von metallenen und polymeren Werkstoffen dar. McGown entwickelte eine Belastungszelle für den Einbau in ein herkömmliches Triaxialgerät. In diese Zelle wurde ein Versuchssand eingebaut, in dessen Mitte eine Bewehrungslage angeordnet werden konnte. Als Bewehrungsmaterialien wurden eine Aluminiumfolie, ein Aluminiumgitter und ein thermisch verfestigtes Vlies eingesetzt. Die Versuche wurden mit dichter und lockerer Lagerung durchgeführt.

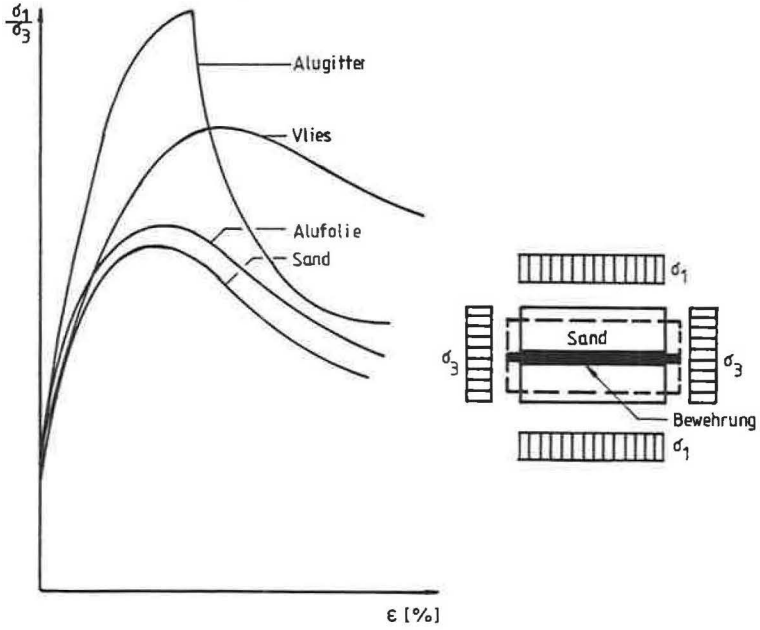


Abb. (2.5) - Bewehrungsverhalten mit dichtem Sand (McGown, 1978)

Zunächst wurde der Erdstoff ohne Bewehrungsmaterialien mit den drei Seitendruckstufen 50, 100 und 150 kPa untersucht. Anschließend wurden Proben mit drei regelmäßig über die Höhe der Probe verteilten Bewehrungslagen hergestellt und unter gleichen Randbedingungen abgeschert. Es kamen drei Bewehrungsmaterialien zum Einsatz, und zwar ein Polyestergewebe, ein mechanisch verfestigter Vliesstoff und ein zweiachsig gerecktes Geogitter (Berger,

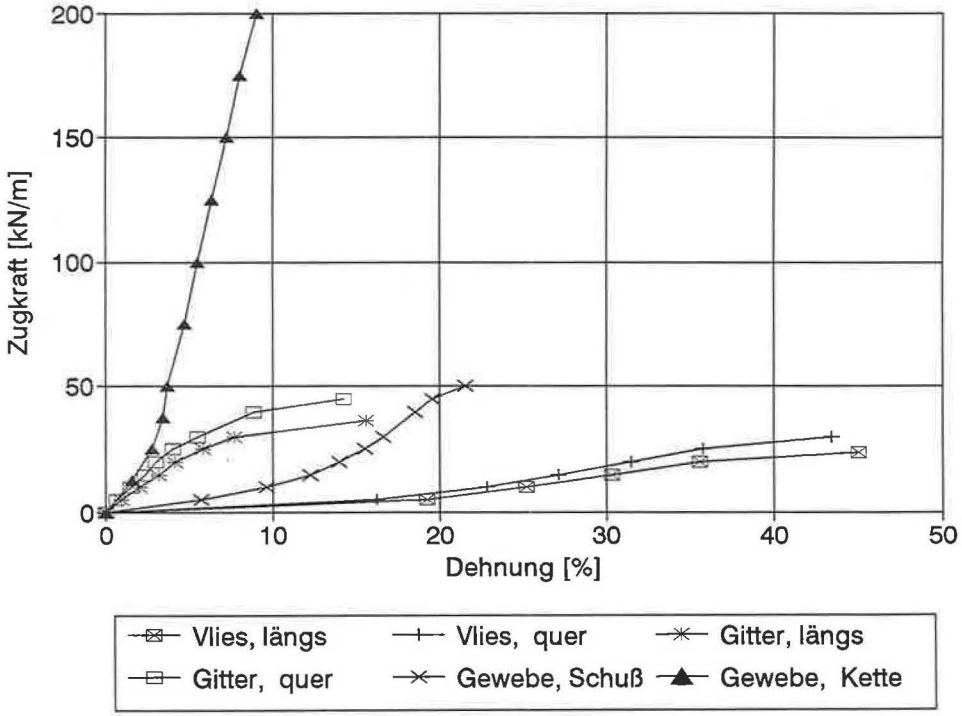


Abb. (2.8) - Kurzzeitzugfestigkeit der verwendeten Geokunststoffe (Berger, 1989; Nimmesgern, 1991)

Bei dem verwendeten Löß handelt es sich um einen feinkörnigen Boden, der nicht mit ausgeprägten Scherzonen, sondern mit großen Deformationen räumlich plastifiziert versagt. Um den erheblichen Aufwand beim Probeneinbau zu minimieren, wurden die einzelnen Seitendruckstufen hintereinander gefahren, wobei jeweils eine Konsolidationsphase zwischengeschaltet wurde. Die einzelnen Druckstufen wurden wegen des begrenzten Hubes des Hydraulikzylinders bei einer Stauchung von etwa 7 % beendet.

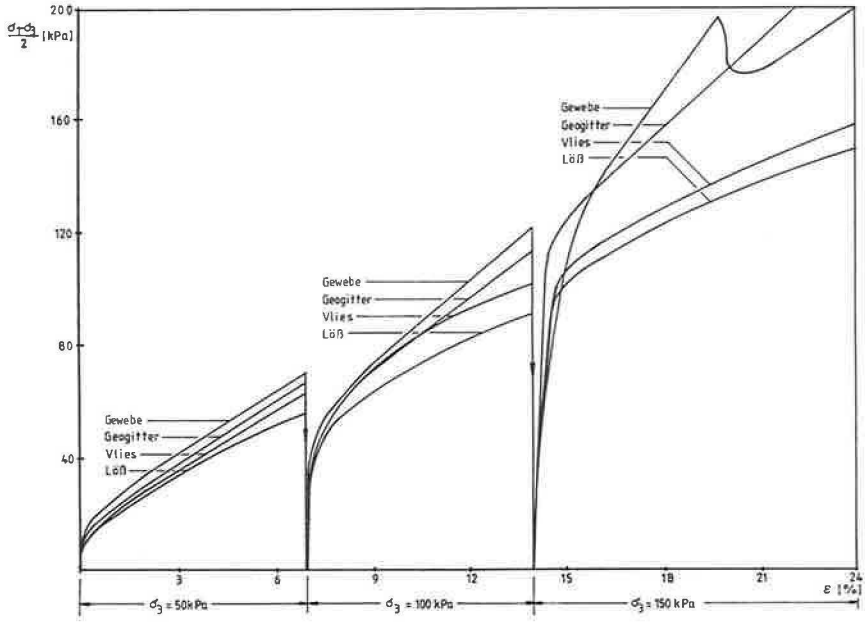


Abb. (2.9) - Kraft-Verformungs-Kurven, (Berger, 1989)

Wie bei den Versuchsergebnissen von Schlosser und Long (1972) ergab sich, daß nach einer Anfangsverformung eine höhere Normalspannung erreicht werden konnte. Die größten Zuwächse konnten mit dem sehr zugfesten Polyestergewebe erzielt werden. Auch mit dem gering zugfesten Vlies konnte bei gleicher Stauchung eine größere Nor-

malspannung erzeugt werden. Am Kurvenverlauf ist aber erkennbar, daß sich die Materialeigenschaften des Lößes durch die Vlieseinlage nicht veränderten, da die Kurve nur parallel verschoben wurde. Bei den anderen Bewehrungsmaterialien, dem Geogitter und dem Gewebe, wurden dagegen deutlich steilere Kurvenverläufe festgestellt. Eine Relation zwischen den Spannungszuwächsen und der Zugfestigkeit war allerdings nicht erkennbar. Das sehr zugfeste Gewebe konnte erst bei sehr großen Deformationen eine deutliche Spannungserhöhung entwickeln. Im Anfangsverformungsbereich dagegen konnte das formstabile, aber weniger zugfeste Geogitter bereits deutliche Steigerungen erzielen. Durch die versuchstechnisch bedingten tangentialen Beanspruchungen wurde das webtechnisch orthogonal hergestellte Gewebe am Versuchsende überbelastet, was am Kurvenverlauf der letzten Druckstufe und nach dem Ausbau erkennbar war. Da der feinkörnige Erdstoff kein ausgeprägtes Schubspannungsmaximum aufweist, wurden analog zu den Überlegungen von Floss (1986),

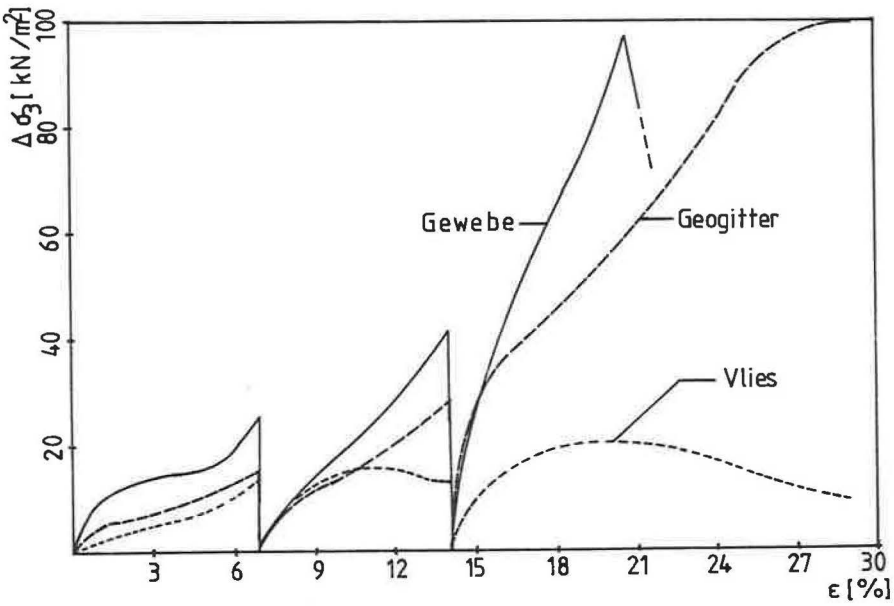


Abb. (2.10) - Wirksame Seitendruckerhöhung, (Berger, 1989)

1986), siehe Abbildung 2.3, die Spannungszuwächse durch die Bewehrungseinlagen bei jeweils gleichen Stauchungen in wirksame Seitendruckerhöhungen umgerechnet. An den Kurvenverläufen ist erkennbar, daß mit sämtlichen eingesetzten Produkten ein Bewehrungseffekt erzielt werden konnte. Bemerkenswert ist vor allem, daß dieser Effekt im Arbeitsbereich offensichtlich nicht von der Zugfestigkeit des verwendeten Produktes geprägt wird. Mit dem im Vergleich zum Gewebe wenig zugfesten Geogitter konnten relativ große wirksame Seitendruckerhöhungen ermittelt werden. Dies ist vermutlich auf die produktspezifische Formstabilität zurückzuführen. Eventuell wirkt sich aber auch aus, daß das Geogitter mit seinen Öffnungen eine Verspannung begünstigt, während das Vlies und das Gewebe durch ihre Struktur zunächst als Trennlage wirken.

Generell konnte mit den großmaßstäblichen Versuchen die Veränderung des mechanischen Verhaltens durch die drei Bewehrungseinlagen gegenüber dem unbewehrten Boden gezeigt werden. Bei den jeweiligen Bewehrungstypen, dem Vlies, dem Gewebe und dem Geogitter ergab sich im Gebrauchsbereich ein deutlich zugfestigkeitsunabhängiges Spannungs-Verformungs-Verhalten. Die Einsatzgrenzen des Versuchsgerätes wurden dadurch erreicht, daß die tatsächlichen Randbedingungen in einem mit Geokunststoffen bewehrten Geländesprung mit der zylindrischen Kompression des Triaxialversuches nicht abgebildet werden können. Zudem sind die synthetischen Produkte herstellungsbedingt orthogonal ausgerichtet, wodurch es im Triaxialversuch durch die Tangentialdeformationen vor allem im Versagensbereich zu unrealistischen Materialbeansprungungen (Diagonalbeanspruchungen) kommt, was nach der Versuchsdurchführung an den ausgebauten Proben zu erkennen war. Obwohl die Versuchsergebnisse an sich sehr vielversprechend waren, sind derartige Großtriaxialversuche für die Erarbeitung eines Bemessungsmodelles, das die tatsächlichen Verbundgesetzmäßigkeiten der unterschiedlichen Bewehrungsprodukte berücksichtigen soll, wegen der oben genannten Nach-

teile wenig hilfreich. Deshalb wurden Überlegungen angestellt, wie die Vorteile dieser großmaßstäblichen Untersuchstechnik genutzt werden können, ohne deren Nachteile in Kauf nehmen zu müssen. Diese Überlegungen führten zur Konzeption eines neuartigen Versuchsgerätes, welches ebene Verformungszustände, wie sie tatsächlich in der Realität vorkommen, abzubilden vermag.

3 Großversuche

In den letzten Jahren konnten mit dem Bauverfahren der geokunststoffbewehrten Stützwände zahlreiche Bauwerke wirtschaftlich und mit großer Tragreserve erstellt werden. Die dem Autor bekannten Schadensfälle - es sind in der Literatur keine Veröffentlichungen darüber zu finden - sind auf Ausführungsfehler bzw. Konstruktionsmängel zurückzuführen.

Um die Tragfähigkeit derartiger Konstruktionen aufzuzeigen, wurden zahlreiche Großversuche durchgeführt. Da diese Kontruktionen unter dem Lastfall des Eigengewichtes nicht versagen, wurden immer Auflasten auf oder hinter dem bewehrten Erdkörper aufgebracht, um das Kraft-Verformungs-Verhalten beobachten zu können. Dabei ist zwischen Brauchbarkeitsnachweisen und echten Großversuchen zu unterscheiden. Bei Brauchbarkeitsnachweisen wird eine über der geplanten Belastung liegende Belastung aufgebracht und die Verformungen beobachtet. Bei echten Großversuchen wird die Belastung bis zum Versagen gesteigert, wobei das Kraft-Verformungs-Verhalten mit teilweise umfangreicher meßtechnischer Ausstattung beobachtet wird. Die Vorteile der Großversuche liegen darin begründet, daß die problematische Übertragung der Verbundmechanismen des Modellmaßstabes in die Realität entfällt. Wegen der hohen Kosten derartiger Versuche sind die Anzahl der Variationen der Randbedingungen leider begrenzt, so daß statistisch nur Einzelversuchsergebnisse vorliegen. Als gravierendster Nachteil der Großversuche ist zu berücksichtigen, daß für eine exakte analytische Bewertung der Versuchsergebnisse nicht alle Kräfte und Verformungen dokumentiert werden können. So ist beispielsweise die Größe der Seitenreibung nicht erfaßbar. Auch kommt die meist sehr lokal konzentrierte Lastaufbringung der realen Beanspruchung nicht nahe. Trotz dieser Nachteile wurden die Großversuche in der Vergangenheit vor allem durchgeführt, um das Vertrauen in diese neuartige Bauweise zu vergrößern. Darüber hinaus können die Ergebnisse nützlich sein, um die Eignung von mit Serienuntersuchungen gewonnenen Parametern zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens zu überprüfen. Aus diesem Grund werden im Folgenden verfügbare Daten von einigen Großversuchen zusammengestellt. Es werden nur Versuche be-

rücksichtigt, bei denen als Füllboden Reibungsböden verwendet wurden, um sicherzustellen, daß das Tragverhalten der Verbundkonstruktion von der Kohäsion des Erdstoffes und von Festigkeitserhöhungen durch Konsolidation bindiger Erdstoffe unabhängig ist.

3.1 Großversuche bei der BAST

An der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) wurden im letzten Jahrzehnt zahlreiche Großversuche (GV) mit unterschiedlichen Konstruktionsarten und Bewehrungsmaterialien durchgeführt. Dabei wurde als Erdstoff immer ein sandiger Kies mit den folgenden Eigenschaften verwendet:

Enggestufter Sand SE nach DIN 18129 (40 % Kies, 60 % Sand) Körnungsanteil unter 2 mm : 25 - 39 %

C_u : 2,9 - 7,5

Wassergehalt : 8 %

Reibungswinkel bei D_{pr} = 97 % : $\varphi = 39°$

Kohäsion : $c = 8$ kN/m² (kPa)

Zunächst wurde ein 1,8 m hoher Vorversuch, ausgeführt als Polsterwand, mit drei Lagen eines Polyestergewebes durchgeführt (Versuch GV 1). Anschließend wurden vier unterschiedliche bis zu 3,6 m hohe Konstruktionen untersucht (Versuche GV 2 - GV 5). In Zusammenarbeit mit dem Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) wurde ein Großversuch mit einer vliesstoffbewehrten Polsterwand nach dem System "Mur-Ebal" durchgeführt (Versuch GV 6), wobei parallel zu diesem Großversuch Parameterstudien in einer Zentrifuge erarbeitet wurden.

Versuch GV 1: Polsterwand mit Gewebe, H = 1,8 m
Versuch GV 2: Polsterwand mit Geogittern, H = 3,6 m
Versuch GV 3: Polsterwand mit Gewebe, H = 3,6 m
Versuch GV 4: Mit Gewebestreifen rückverhängte Betonfertigteile (REMU-Tex), H = 3,6 m
Versuch GV 5: Mit kreuzartig verlegten Bändern rückverhängte Betonfertigteile (Websol), H = 3,2 m
Versuch GV 6: Vlieswand Mur-Ebal, H = 2,88 m

Die zahlreichen von der BAST durchgeführten Großversuche erlauben aufgrund der reproduzierbaren Versuchsdurchführung und der Fülle der unterschiedlichen Konstruktions- und Bewehrungsarten eine einzigartige Beurteilung des Tragverhaltens der Bauweise. Bisher wurde leider nur ein Teil der Ergebnisse der Großversuche umfassend veröffentlicht, weshalb hier nur die Versuche GVG, GVG, GVG und GVG berücksichtigt werden können.

Versuch VG 1 (Krieger, Thai, 1988, 1991):

Dieser Großversuch wurde als Vorversuch zur Optimierung der eingesetzten Meßtechnik durchgeführt. Zwischen zwei relativ flexiblen Seitenwänden wurde eine 1,9 m hohe Polsterwand erstellt und bis zum Versagen belastet:

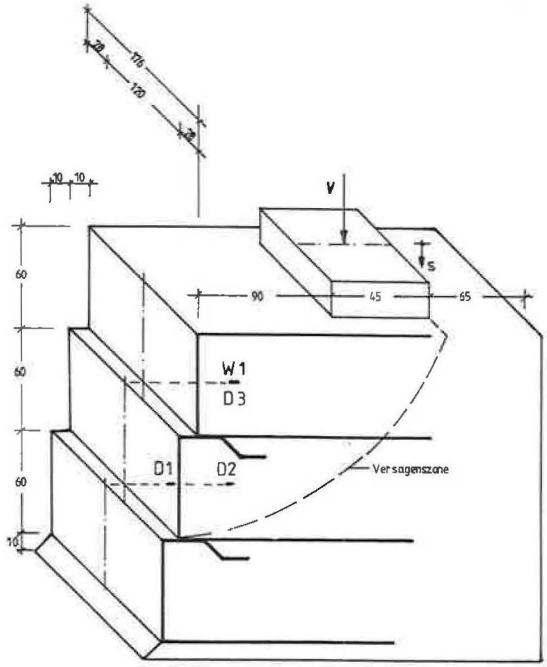


Abb. (3.1) - Großversuch GV 1 (Krieger, Thamm, 1988, 1991)

Mit Dehnungsmeßstreifen (D1-D3) und Wegaufnehmern (z.B.W1) wurde die Dehnung der Bewehrung meßtechnisch während der Versuchsdurchführung erfaßt.

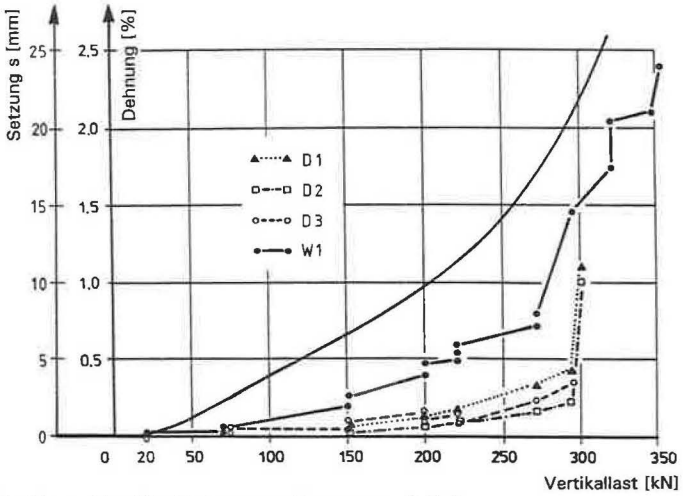


Abb. (3.2) - Kraft-Setzungs-Kurve und Dehnungen, (Krieger, Thamm, 1988, 1991)

Im Anfangsbereich der Belastung war die Setzung der Lastplatte und die Dehnung der Bewehrung äußerst gering. Erst oberhalb einer Auflast von 270 kN nahmen die Meßwerte deutlich erkennbar zu. Das Meßsystem mit dem Wegaufnehmer W1 zeigte durchweg größere Dehnungen an. Zudem waren entgegen den Dehnungsmeßstreifen Deformationszuwächse während der Konstanthaltung der einzelnen Laststufen erkennbar. Geht man davon aus, daß die Laststufe von 270 kN dem Ende des Gebrauchslastbereiches entspricht, so ergibt sich unter der Annahme, daß die oberste Bewehrungslage nur zur Lastverteilung verwendet wird, an deren Unterseite eine gleichmäßig verteilte Normalspannung σ_n bei Annahme eine Wichte von γ = 20 kN/m³ von σ_n = (270 kN + 0,6m * 1,76m * 2,0m * 20 kN/m^3) / (2,0m * 1,76 m) = 88,7 kN/m². Diese Spannung entspricht einer Überlagerung von ca. 4,4 m Erdstoff, womit die enorme Tragreserve der Konstruktion gezeigt werden konnte.

Versuch GV 2 (Thamm, B.R.; Krieger, B.; Krieger, J.; 1990):

Dieser Großversuch bestand aus einer 3,6 m hohen Polsterwand mit vier Bewehrungslagen aus Geogittern.

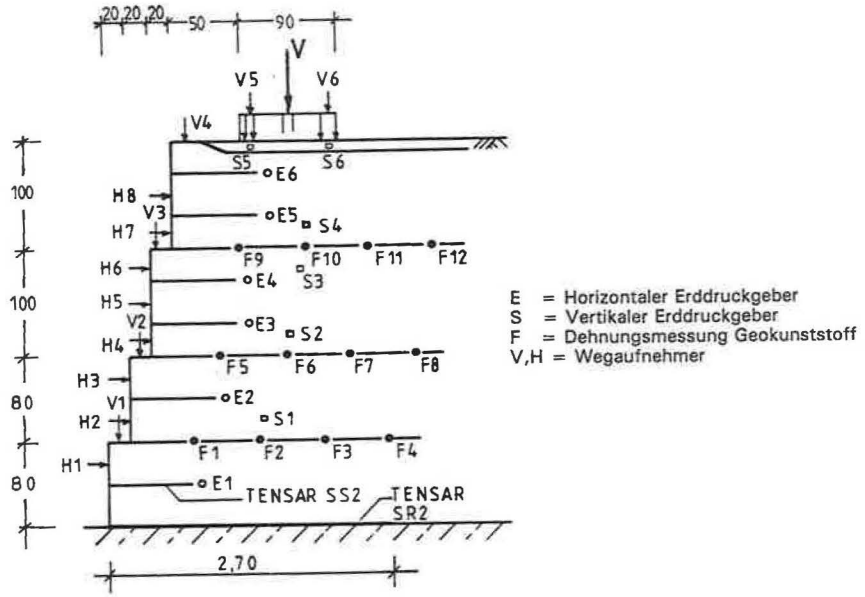


Abb. (3.3) - Großversuch GV2, nach (Thamm, Krieger, B., Krieger, J., 1990)

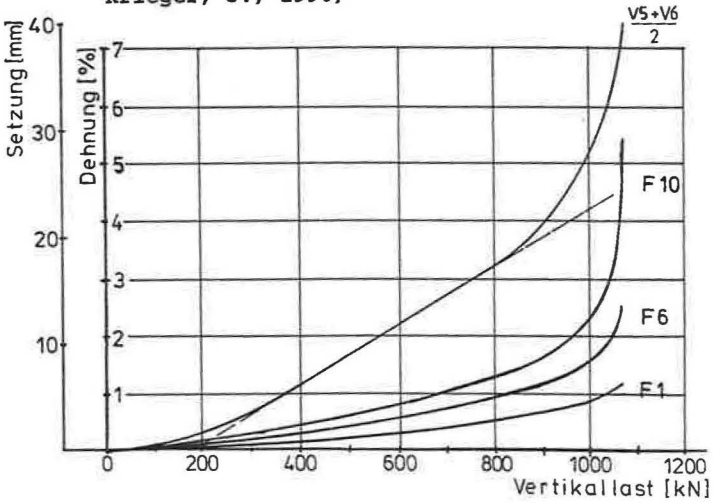


Abb. (3.4) - Last-Setzungs-Kurve und Dehnungen der Bewehrung, (Thamm, Krieger, B., Krieger, J., 1990)

Der Großversuch mit der Polsterwand wurde mit zahlreichen Meßgeräten ausgestattet und die Meßwerte mit einer Datenerfassung während der Versuchsdurchführung dokumentiert.

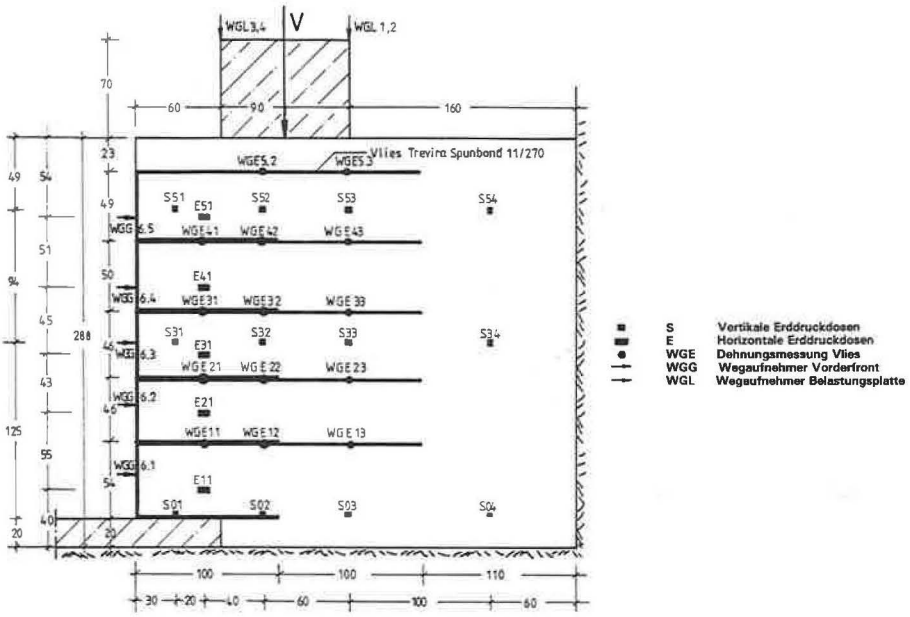


Abb. (3.7) - Großversuch Mur-Ebal (Séré, 1992)

Die maximal aufgebrachte Vertikallast betrug 640 kN. Die Kraft-Verformungs-Kurve (Abb. 3.8) läßt sich in drei Bereiche unterteilen: Bis zur Laststufe von 210 kN verliefen die Setzungen proportional zur Laststeigerung, bei höheren Laststufen nahmen diese progressiv zu. Erst ab der Laststufe von etwa 270 kN wurde eine überproportionale Setzungszunahme beobachtet. Beim Erreichen der Maximallast schließlich versank der Betonklotz ohne weitere Lastaufnahme und die Konstruktion kollabierte. Die Kraft-Verformungs-Kurve stellt Abb. 3.8, die beim Versuch ermittelten äußeren Verformungen der Konstruktion Abb. 3.9 dar. Da Wegaufnehmer WGG 2 teilweise außerhalb des Meßbereiches war, wurde sein Verlauf korrigiert.

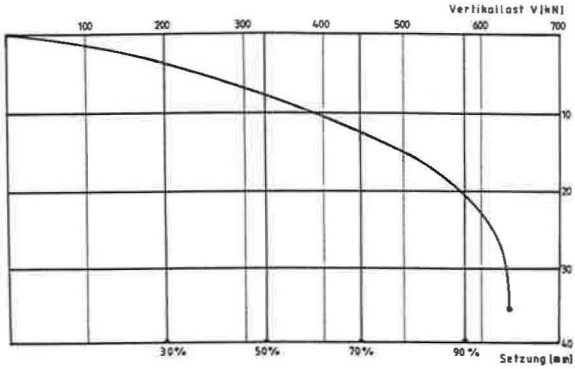


Abb. (3.8) - Kraft-Verformungs-Kurve (nach Séré, 1992)

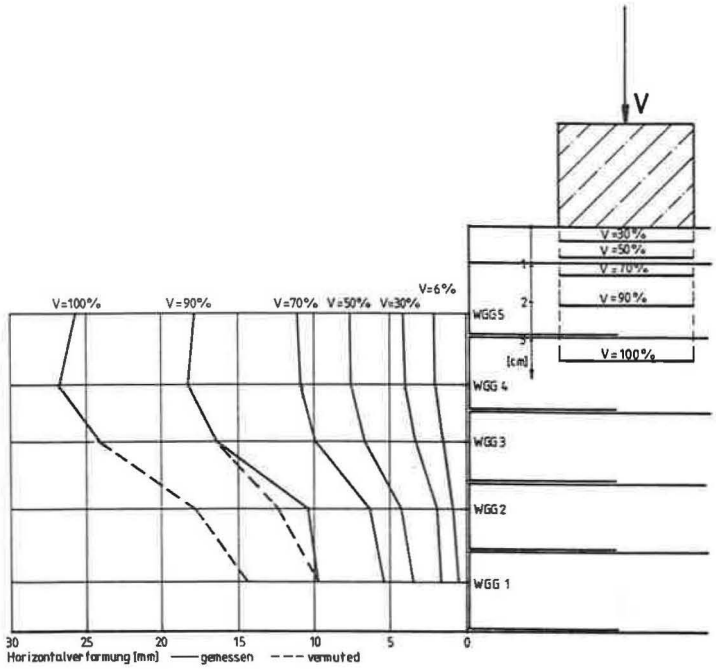


Abb. (3.9) - Vertikal- und Horizontalverformungen (nach Séré, 1992)

Die Messungen des horizontalen Erddruckes sind in Abb. 3.10 ersichtlich. Nach der Erstellung der Konstruktion ergaben sich in der oberen Hälfte nur geringe Werte, während im unteren Wandteil Werte in der Größenordnung des Erdruhedruckes mit hydrostatischer Verteilung gemessen wurden. Während der Versuchsdurchführung nahmen die Werte auch im oberen Bereich deutlich zu. Die Maximalwerte verlagerten sich bei den größeren Normalbeanspruchungen vom unteren Ende in den Drittelspunkt.

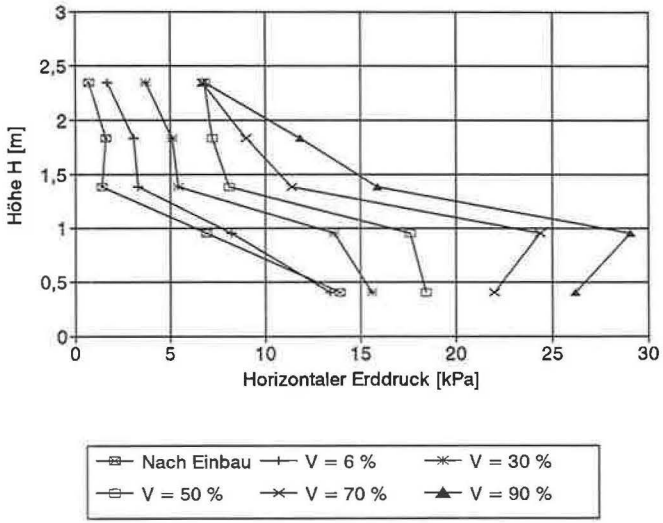


Abb. (3.10) - Horizontalspannungen (nach Séré, 1992)

Die Dehnungen in den Bewehrungen, die mit Wegaufnehmern gemessen worden sind, erreichten teilweise erst bei einer Auflast von etwa 70 % der Bruchkraft von 640 kN den Wert von 1 %, siehe Abbildung 3.11.

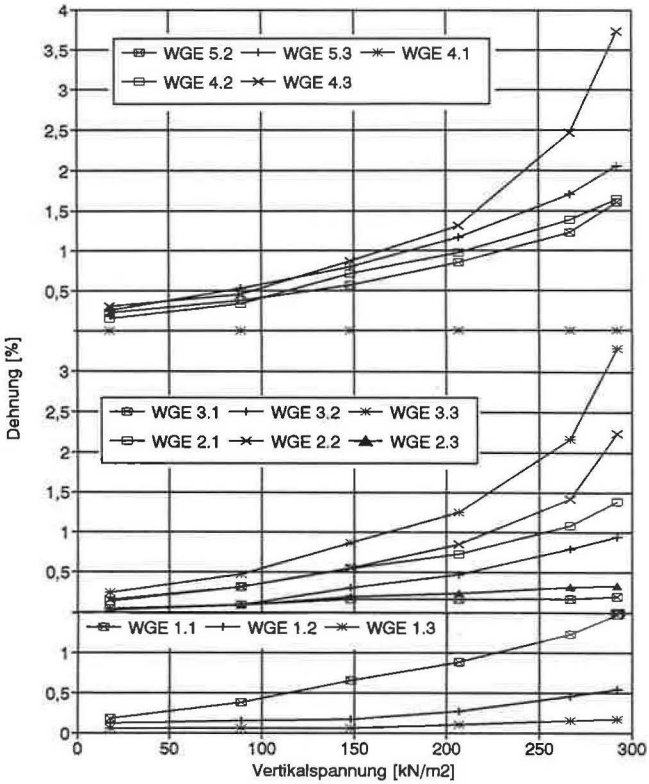


Abb. (3.11) - Dehnungen (nach Séré, 1992)

3.2 Großversuch an der LGA

Am Grundbauinstitut der Landesgewerbeanstalt in Nürnberg wurde eine 3,57 m hohe Polsterwand aus einem Polyestergittergewebe und Sand hergestellt und einer kontrollierten Belastung bis zum Bruch unterzogen (Zanzinger, Gartung, 1992). Die Vorderseite wurde mit 4° gegen die Vertikale fast senkrecht ausgeführt. Die Belastung erfolgte über ein eingegrabenes Fundament fast über die gesamte Breite des Großversuches (2,75 m). Die geometrische Anordnung der Belastung war derart gewählt, daß die durch die Auflast initiierte Reibung in der Bewehrung minimiert und die bewehrte Konstruktion maximal belastet wurde. Es wurden umfangreiche konstruktive Maßnahmen ergriffen, um die Seitenreibung zu minimieren.

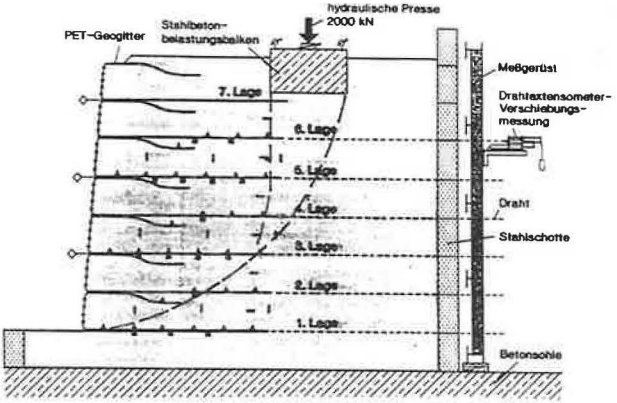


Abb. (3.12) - Querschnitt des Versuches mit Versagensmechanismus (Zanzinger, Gartung, 1992)

Die Belastung wurde stufenweise aufgebracht. Im unteren Lastbereich bis ca. 500 kN nahm die Setzung nur gering zu. Daran schloß sich ein Bereich mit quasi-linearer Verformungszunahme bis zum Erreichen der Bruchlast an. Mit zwei Entlastungzyklen (bei 180 kN und 850 kN) konnte gezeigt werden, daß fast der gesamte Teil der Belastungsenergie in eine plastische Verformung umgewandelt wurde.

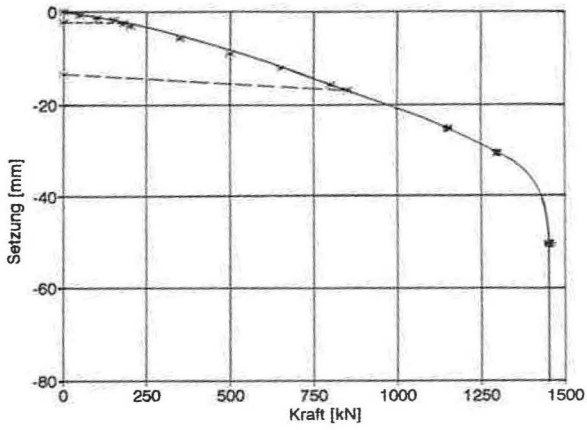


Abb. (3.13) - Kraft-Verformungs-Kurve, (Zanzinger, Gartung, 1992)

Dehnungsmessungen der Bewehrung ergaben, daß selbst bei dieser extremen Lastkonfiguration die maximal erreichten Werte in den am höchsten beanspruchten Bewehrungslagen unter 1,5 % betrugen. Die darüberliegenden Lagen wiesen noch geringere Dehnungen auf.

3.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die vorgestellten Großversuche wurden mit Sand als Füllboden hergestellt. Die eingesetzten Bewehrungsmaterialien repräsentieren die zur Zeit verwendeten Produkte. Abbildung 3.14 zeigt eine Zusammenstellung der bei den Versuchen gemessenen Last-Setzungs-Kurven bis zu einer Auflast von 500 kN.

Die Ergebnisse zeigen - bis auf den relativ niedrigen Vorversuch- einen ähnlichen Verlauf. Die Setzungszuwächse waren - erwartungsgemäß - bei der steifen Betonfertigteilkonstruktion am geringsten und bei der relativ weichen Vlieskonstruktion am größten.

Die Ergebnisse sind in Abb. (3.15) graphisch dargestellt. Es ist erkennbar, daß kein direkt erkennbarer Zusammenhang zwischen der Kurzzeitzugfestigkeit der eingesetzten Produkte und der erreichten maximalen Normalspannungen besteht. Dies wurde bereits bei den vorgestellten Großtriaxialversuchen beobachtet. Die mechanische Wirksamkeit des Verbundes wird augenscheinlich nicht von der Zugfestigkeit alleine dominiert. Allerdings muß berücksichtigt werden, daß die Annahmen zum Vergleich aller vorgestellter Großversuche zu grob angelegt werden mußten, als daß detaillierte Schlüsse gezogen werden könnten.

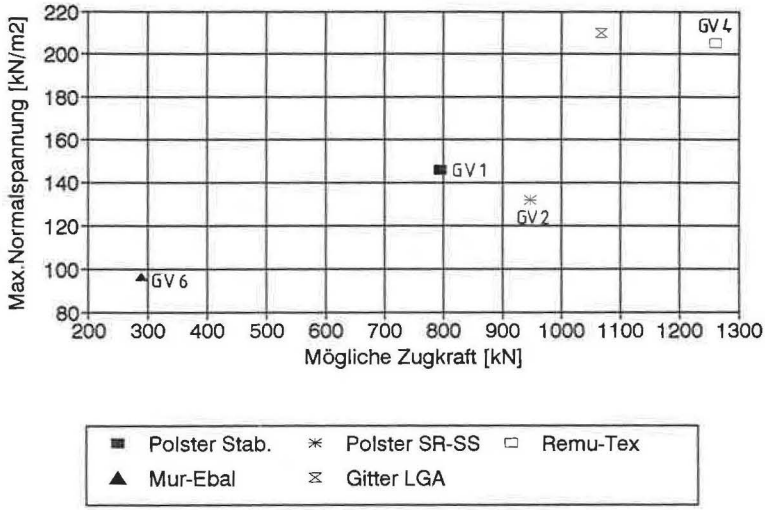


Abb. (3.15) - Gegenüberstellung der Ergebnisse der Großversuche

4. Derzeitige Bemessungspraxis und Anforderungen an ein neues Bemessungskonzept

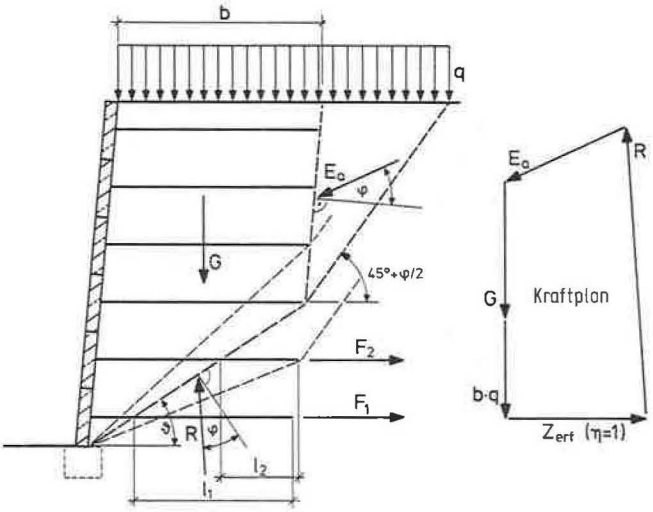
Die derzeitige Bemessung von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen erfolgt in Anlehnung an die vorgestellten Bauverfahren der "Bodenvernagelung" und der "Bewehrten Erde", allerdings mit Modifikationen, die das Verhalten der verwendeten synthetischen Werkstoffe berücksichtigen. Die Standsicherheitsnachweise werden in äußere und innere Nachweise unterteilt. Für die Nachweise der äußeren Standsicherheit wird ein monolithischer Stützkörper zugrundegelegt. Mit diesem Nachweis wird die Ausdehnung des bewehrten Erdkörpers (Bewehrungslänge) bestimmt. Der Nachweis der äußeren Standsicherheit wird hier nicht weiter betrachtet. Für die Nachweise der inneren Standsicherheit werden Versagenssysteme zugrundegelegt, die diesen Stützkörper durchdringen und dadurch die Bewehrungseinlagen beanspruchen.

Sämtliche derzeit gebräuchliche Bemessungsverfahren basieren auf diesen Bruchhypothesen, wobei das Versagen mit einem entsprechenden Sicherheitsniveau verhindert werden soll. Dabei wird davon ausgegangen, daß als Versagensform eine Translation oder eine Rotation oder eine Kombination aus beiden auftritt. Der Gleitlinienverlauf wird als linear, bilinear, polygonzugartig, kreisförmig oder als logarithmische Spirale angenommen. In die Nachweise bei der Bemessung fließen neben der Scherfestigkeit des Erdstoffes die Zugfestigkeit und der Herausziehwiderstand der Bewehrung ein. Die international verwendeten Bemessungsverfahren ergeben nur geringfügig unterschiedliche Ergebnisse (Hahn, 1990, Steiner, 1992), weshalb hier nur das in der Bundesrepublik übliche Bemessungsverfahren vorgestellt wird.

Mit dem ersten Produkt, welches in Deutschland eine bauaufsichtliche Zulassung erhielt, dem Geogitter TENSAR SR 2, wurde ein Bemessungsverfahren in die Zulassung integriert (DIBt, 1990; Schardin-Liedtke, 1990. Mit Bemessungen, die auf dieser Basis durchgeführt worden sind, wurden in den letzten Jahren zahlreiche Bauwerke sicher erstellt.

4.1 Nachweis der inneren Standsicherheit

Es wird davon ausgegangen, daß der bewehrte Bereich von möglichen geraden Gleitfugen durchdrungen wird. Die durch diese Gleitfugen entstehenden Teilkörper werden als monolithisch angenommen. Im Grenzgleichgewicht werden die zur Herstellung des Grenzgleichgewichtes erforderlichen Zugkräfte iterativ ermittelt. Es wird der Versagensmechanismus ermittelt, der den größten Zugkraftbedarf ergibt. Dieser Zugkraftbedarf wird den mobilisierbaren Zugkräften der Bewehrungslagen gegenübergestellt, die von der gedachten Gleitfuge geschnitten wurden. Dabei ist nachzuweisen, daß die einzelnen Bewehrungslagen weder durch Bruch noch durch Herausziehen unter Berücksichtigung der erforderlichen Sicherheitszuschläge versagen.



$$\eta = \frac{1}{Z_{erf}} \sum F_i \geq 2{,}0 \qquad (F_i = 2 \cdot \sigma_{i(ver)} \cdot l_i \cdot \tan \varphi_r \; ; \; F_i < \text{zul } F)$$

Abb. (4.1) - Bestimmung des größten Zugkraftbedarfes (Wichter, 1990)

Die gedachten Gleitfugen unterteilen den bewehrten Erdkörper in einen aktiven Teil und in einen widerstehenden Teil. Im Bruchzustand rutscht der aktive Teil auf der gedachten Gleitfuge zur Luftseite ab. Es ist nachzuweisen, daß die zulässige Gebrauchszugkraft nicht überschritten und daß einzelne Bewehrungslagen nicht aus dem widerstehenden Teil herausgezogen werden.

Nachweis gegen Bruch der Bewehrung

Für diesen Nachweis wird die zulässige Gebrauchszugkraft F der Bewehrungseinlagen aus der Kurzzeitzugfestigkeit F_B mittels Abminderungsfaktoren und einem Globalsicherheitsbeiwert ν wie folgt ermittelt:

$$zul.F = F_B / (A_1 * A_2 * A_3 * \nu)$$

Der Abminderungsfaktor A_1 berücksichtigt die zeitabhängige Festigkeit des Geokunststoffes während der Lebensdauer des Bauwerkes. Ein allgemeingültiges Modell für die Ermittlung des Abminderungsbeiwertes A_1 mit Berücksichtigung der realen Situation im Bodenkontakt existiert noch nicht. Derzeit wird dieser Faktor mit Dauerstandversuchen (Kriechversuchen) bestimmt. Es sind Werte für den Abminderungsfaktor A_1 von 1,5 bis 2,5 gebräuchlich (DIBt, 1990; FGSV, 1994.

Der Abminderungsfaktor A_2 berücksichtigt die Beschädigung der Strukturen beim Einbauen, also beim Überschütten und Verdichten. Dieser Abminderungsfaktor wird ermittelt, indem Produkte eingebaut werden und anschließend wieder ausgegraben werden. Als Bewertungskriterium wird die Kurzzeitzugfestigkeit von beanspruchten und unbeanspruchten Prüflingen gegenübergestellt. Typische Werte für den Abminderungsfaktor A_2 liegen zwischen 1,05 und 1,5.

Mit dem Abminderungsfaktor A_3 werden andere Schwächungen berücksichtigt, wie z.B. Anschlüsse, Nähte, UV-Belichtung vor der Überschüttung, biologischer Abbau, chemischer Angriff.

Der rechnerische Sicherheitsbeiwert ν wird i.d.R. mit dem im Bauwesen üblichen Wert von 1,75 verwendet.

existiert ein Spannungszustand, bei dem die Verformungen zum Mobilisieren der Bewehrungskraft mit der Entlastungsbewegung des Bodens übereinstimmen.

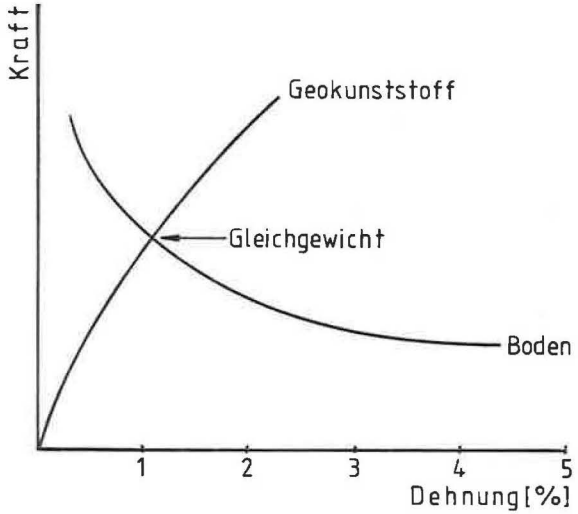


Abb. (4.2) - Verformungskompatibilität zwischen Erdstoff und Bewehrung, nach Jewell (1990)

Diese Kompatibilitätsbedingung stellt den Grundgedanken für eine neue Betrachtungsweise des Zusammenwirkens der einzelnen Tragkomponenten dar. Bei über dem Gleichgewichtszustand liegenden Deformationen wird sich ein Materialverhalten einstellen, was durch Verbundgesetzmäßigkeiten zwischen dem Erdstoff und der Bewehrung bestimmt wird. Die Schwierigkeit besteht darin, die entsprechenden Größen zu quantifizieren.

Gourc stellte in Wien 1986 ein Konzept vor, mit welchem er versuchte, die Verformungen in ein Bemessungskonzept einzubinden. Er geht davon aus, daß sich im Versagensfall eine gekrümmte Gleitfuge ausbildet. Der rotierende aktive Teil erzeugt in den von der Gleitlinie durchdrungenen Bewehrungslagen einen Membranspannungszustand, abhängig von der Größe des Vertikalversatzes und von der

Höhe der Überlagerung. Für den Verbund im Verankerungsbereich schlug Gourc einen elasto-plastischen Ansatz und für die Zugkraft in der Membran einen elastischen Materialansatz vor.

Eigene Überlegungen gehen davon aus, daß die Verformungen nicht nur im Versagenszustand berücksichtigt werden sollen, sondern daß eine Dimensionierung über die Verformungen des Gebrauchszustandes erfolgen sollte. Die Verformungen im Bruchzustand ständen dann für eine Bewertung der Sicherheit des Bauwerkes als Kontrollgröße zur Verfügung. Diese Vorgehensweise würde auch den Ansprüchen der neuen Sicherheitskonzeption entgegenkommen. Hierfür ist allerdings die Kenntnis des Kraft-Verformungs-Verhalten des Kompositwerkstoffes Bewehrung / Erdstoff erforderlich, die mit dem hier vorgestellten speziell konstruierten Versuchsgerät erarbeitet werden soll.

Das derart konstruierte Versuchsgerät besteht aus einer Grundplatte, auf welcher vier Seitenteile aufgesetzt sind (Abbildungen 5.3 bis 5.6). Die sich jeweils gegenüberliegenden Seitenteile sind mit je 10 GEWI-Verankerungselementen (Zugstangen) verbunden. Über eine Kopfplatte wird eine Normalkraft auf die Probenoberfläche aufgebracht. Die Reaktionskräfte werden über eine Widerlagerkonstruktion in die Decke des Gebäudes eingeleitet. Die Luftseite der Böschung wird durch den Einbau des Druckkissens abgebildet, welches vor Versuchsbeginn expandiert wird und mit unterschiedlichen Drükken mit Druckluft beaufschlagt werden kann. Während der Versuchsdurchführung wird der jeweilige Kissendruck konstantgehalten, während die Probe sich in Kissenrichtung deformieren kann. Um die Seiten- und Bodenreibung zu minimieren, sind die Innenseiten des Versuchsgerätes kunststoffbeschichtet und zusätzlich mit einer Vaselineschicht und einer Lage mit 5 mm dickem Paragummi versehen.

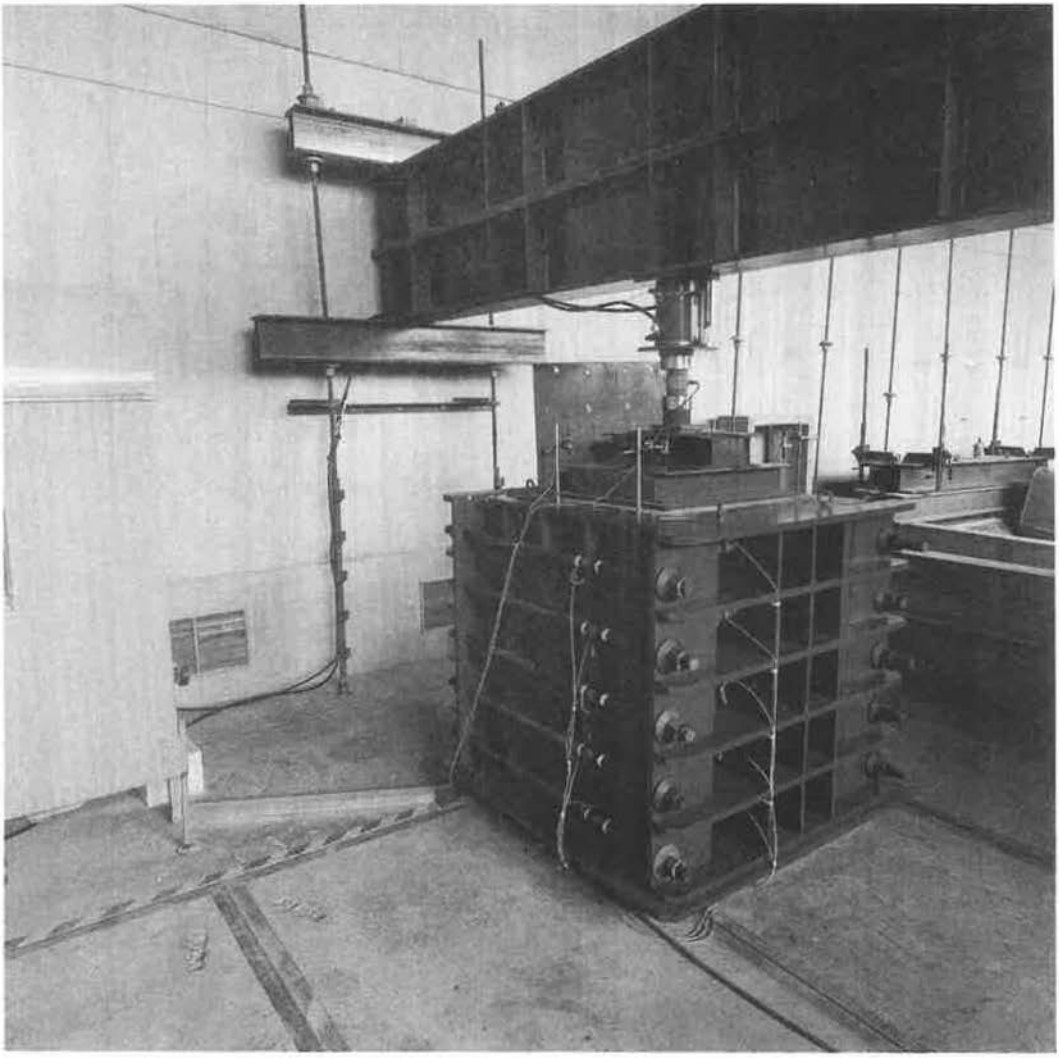


Abb. (5.3) - Biaxialversuchsgerät

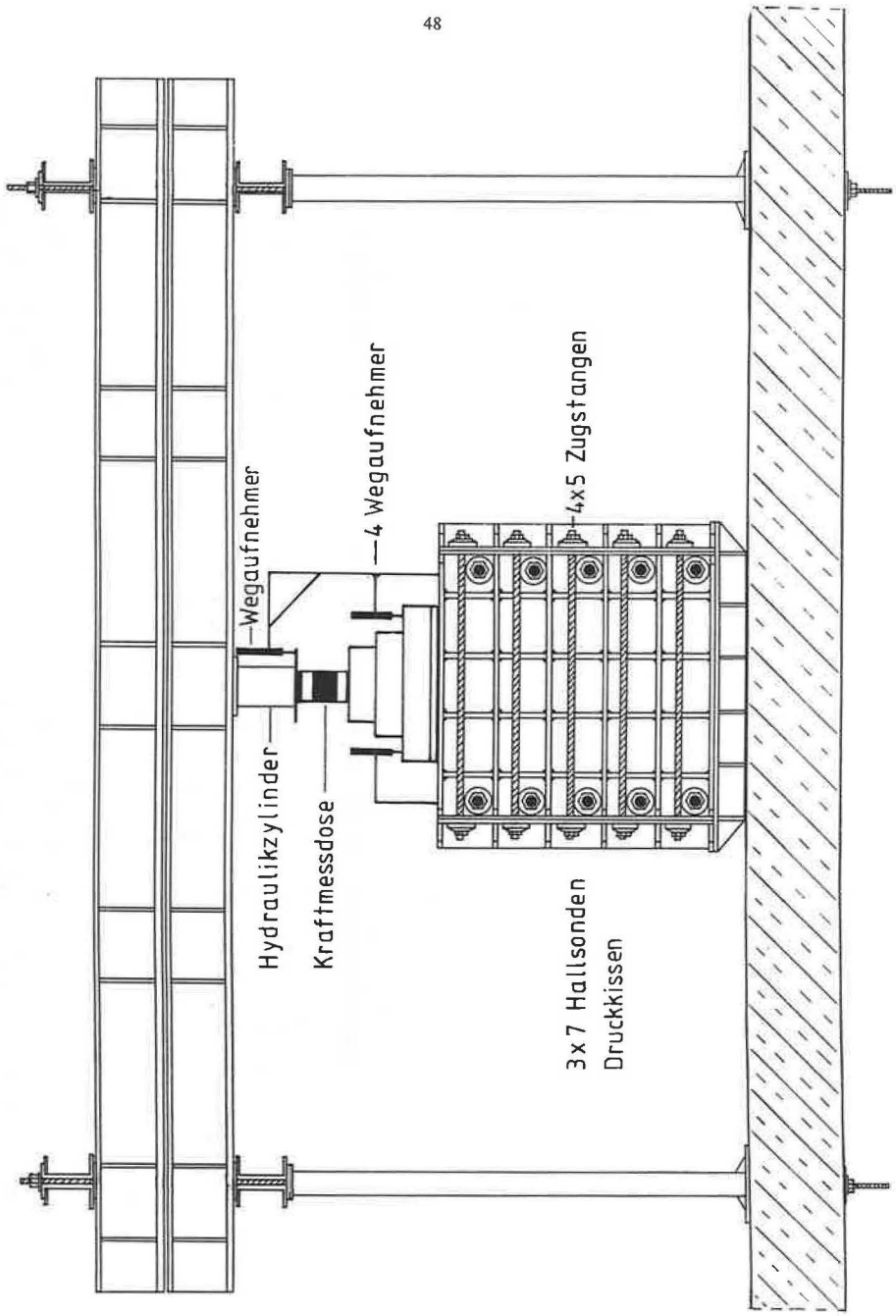


Abb. (5.4) - Ansicht der Versuchseinrichtung

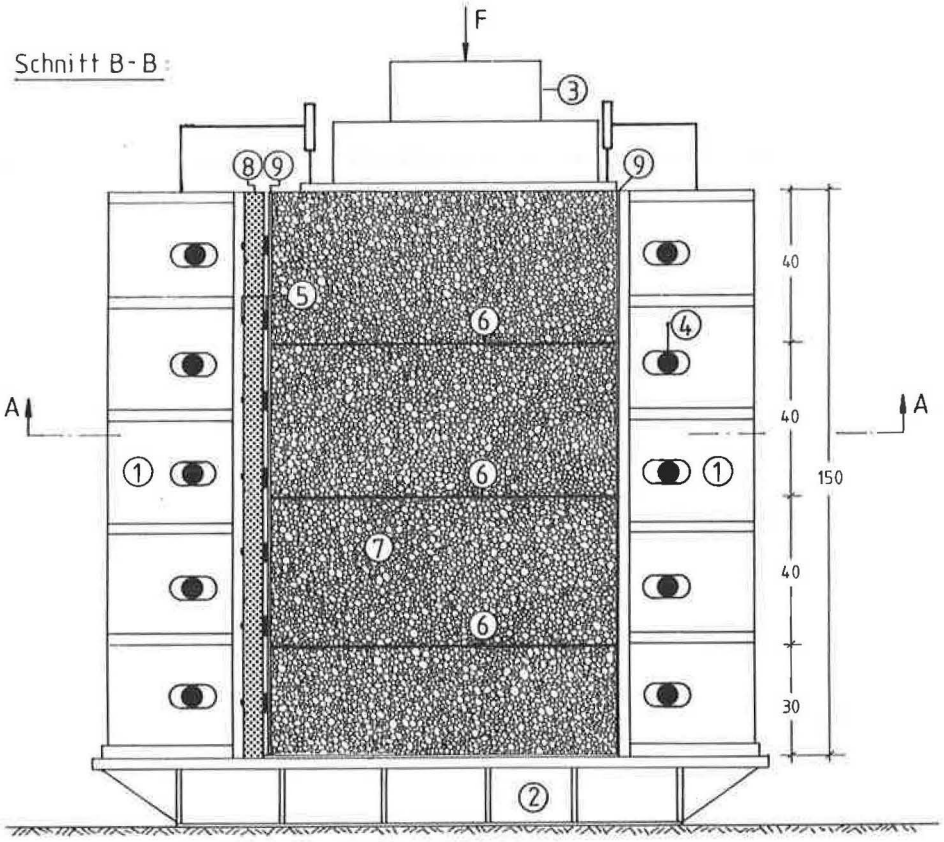


Abb. (5.5) - Vertikalschnitt durch die Versuchseinrichtung

Zur Messung der Reaktionskräfte der Seitenplatten sind auf den Verankerungsstangen Dehnungsmeßstreifen (DMS) appliziert. Da die Seitenteile steif ausgebildet sind, kann aus den mit den DMS ermittelten Kräften die Spannung in der jeweiligen Seitenfläche berechnet werden.

Mit den vorgestellten Meßeinrichtungen und einer computergesteuerten Meßdatenerfassung ist es möglich, den Spannungs- und Deformationszustand der Probe während der Versuchsdurchführung aufzuzeichnen. Um den Aufwand der Versuchsdurchführungen in vertretbaren Grenzen zu halten, wurde auf Messeinrichtungen im Inneren des Verbundkörpers (wie z.B. Dehnungsmessungen auf der Bewehrung) verzichtet. Wie mit den mit aufwendiger innerer Meßtechnik versehenen Großversuchen gezeigt werden konnte, erreichen die Dehnungen der Bewehrungseinlagen erst in Bereichen oberhalb des Gebrauchslastbereiches Werte über 1 %. Im darunterliegenden Lastbereich, dem Gebrauchslastbereich, wird bei der gleichmäßig verteilten Belastung, die innerhalb einer solchen Konstruktion in der Praxis vorherrscht, davon ausgegangen, daß keine Verformungsunterschiede zwischen der Bewehrung und dem umgebenden Boden existieren. Dies wurde z.B. auch bei Großversuch GV 6 (siehe Abschnitt 3.1) beobachtet, wo Dehnungsmessungen auf der Bewehrung und Extensometer in benachbarten Bodenbereichen im unteren Lastbereich gleiche Verformungswerte ergaben.

6 Durchgeführte Versuche

6.1. Beschreibung des Versuchssandes

Als Versuchssand wurde ein Quarzsand aus der Rheinebene mit einer Körnung von 0 bis 3 mm gewählt. Um Effekte einer scheinbaren Kohäsion auszuschließen, wurde dieser in trockener Form eingesetzt.

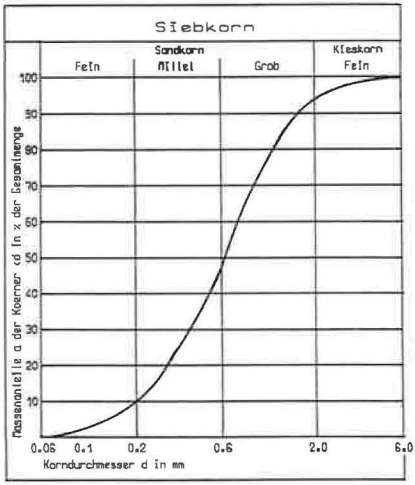


Abb. (6.1) - Körnungskurve des Versuchssandes

Für den Versuchssand wurde eine Ungleichförmigkeitszahl von $U = d_{60}/d_{10} = 3,6$ ermittelt. Es handelt sich damit bei dem Versuchssand um einen gleichförmigen, eng gestuften Sand (SE) nach DIN 18196.
Die Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung ergab die folgenden Dichten bzw. Porenvolumina:

Lockerste Lagerung: min. $\rho_d = 1,67$ g/cm^3 mit max. n = 36 %
Porenzahl max. e = 56 %
Dichteste Lagerung: max $\rho_d = 1,93$ g/cm^3 mit min n = 26 %
Porenzahl min. e = 35 %

Die bei den Versuchen erreichte Einbaudichte wurde stichpunktartig mit dem Ballongerät nach DIN 18125, Blatt 2 überprüft. Es ergab sich im Mittel ein Porenanteil von 31,3 %. Dieser Wert wurde zur Bestimmung der Lagerungsdichte herangezogen, wobei eine mitteldichte Lagerung errechnet wurde:

$$D = (max.n - n)/(max.n - min.n) = (0{,}360 - 0{,}313) / (0{,}360 - 0{,}260) = 0{,}47$$

Um das mechanische Verhalten des Versuchssandes beurteilen zu können, wurden als bodenmechanische Standardversuche Rahmenscherversuche und Triaxialversuche nach DIN 18137 mit einer Schergeschwindigkeit von 0,25 mm/Minute durchgeführt (Nimmesgern, 1993).

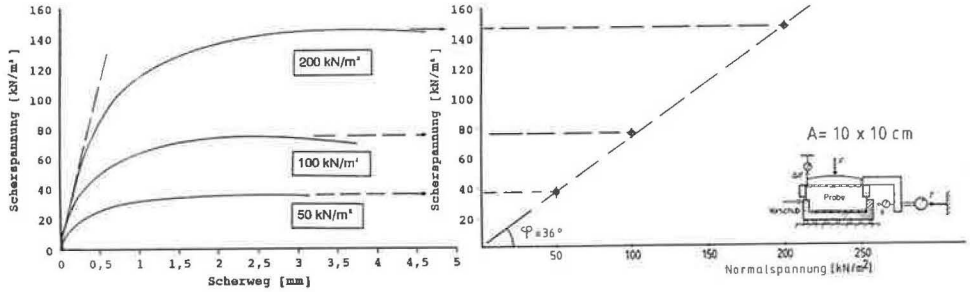


Abb. (6.2) - Ergebnisse der Rahmenscherversuche

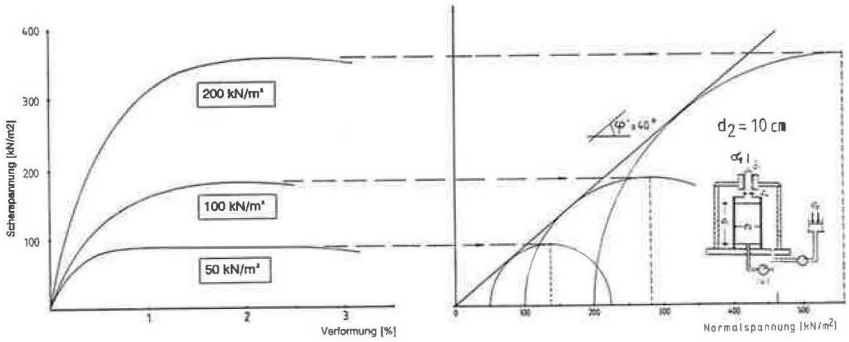


Abb. (6.3) - Ergebnisse der Triaxialversuche

Beide Versuchsarten unterscheiden sich im Freiheitsgrad der Ausbildung der Versagenszonen. Die Bestimmung der Schergerade nach der Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung ergab für die Rahmenscherversuche einen Reibungswinkel von 36° und für die Triaxialversuche einen Reibungswinkel von 40°.

6.2. Verwendete Geokunststoffe

Um die Anzahl der Einzelversuche wegen der versuchstechnisch aufwendigen Versuche zu begrenzen, wurden 3 repräsentative Bewehrungsmaterialien ausgewählt, und zwar ein biaxial gerecktes Geogitter aus Polypropylen, ein Gewebe aus Polyestergarn und ein mechanisch verfestigtes Vlies aus Polyesterfilamenten. Es wurden die gleichen Bewehrungsmaterialien eingesetzt, die bereits bei den früheren Großtriaxialversuchen (siehe Seite 15 ff.) verwendet wurden. Ihre Kraft-Dehnungs-Kurven zur Ermittlung der Kurzzeitzugfestigkeit sind in Abb. 2.8 (Seite 16) dargestellt und die Ergebnisse (Maximalwerte) in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

Produkt	Kurzzeitzug-festigkeit [kN/m]	Zugfestigkeits-dehnung [%]
Geogitter	35	10
Gewebe	200	9
Vlies	40	50

Am Kurvenverlauf der Kurzzeitzugversuche kann die unterschiedliche Reaktion der Produkte auf eine Zugbeanspruchung abgelesen werden. Obwohl der Zugversuch über das Verhalten im Bodenkontakt keine direkten Rückschlüsse zuläßt, ist ein enormer Steifigkeitsunterschied vor allem zwischen dem verwendeten Vlies und dem Gewebe vorhanden.

6.3. Probeneinbau

Das Stützkissen wurde auf eine Dicke von 75 mm mit einem Druck von 0,1 kPa aufgeblasen. Die weitere Ausdehnung wurde durch den Einbau eines Stützbleches verhindert. Der Versuchssand wurde in Lagen von 15 bzw. 20 cm in das Versuchsgerät eingebaut und jeweils mit einem pneumatischen Stampfer verdichtet. Die Verdichtungsarbeit wurde über das Gewicht des eingebauten Sandes kontrolliert. Der Sand wurde als mitteldicht gelagert eingebaut. Das Stützblech wurde nach jedem Einbauschritt soweit gezogen, daß sein unteres Ende noch 15 cm im Sand eingebettet war, um die Reaktionskräfte aus dem Druckkissen aufzunehmen zu können. Nach dem Einbau der obersten Lage wurde vor dem endgültigen Ziehen des Stützbleches die Belastungsplatte aufgesetzt. Das Stützblech wurde erst mit der Aufbringung der Normalspannung nach dem Versuchsbeginn entfernt, um eine Auflockerung und einen Grundbruch infolge des Stützkissendruckes zu verhindern. Zu diesem Zeitpunkt wurde der für den jeweiligen Einzelversuch vorgesehene Innendruck im Druckkissen aufgebracht. Die einzelnen Einbaustufen sind in der Abbildung 6.4. dargestellt.

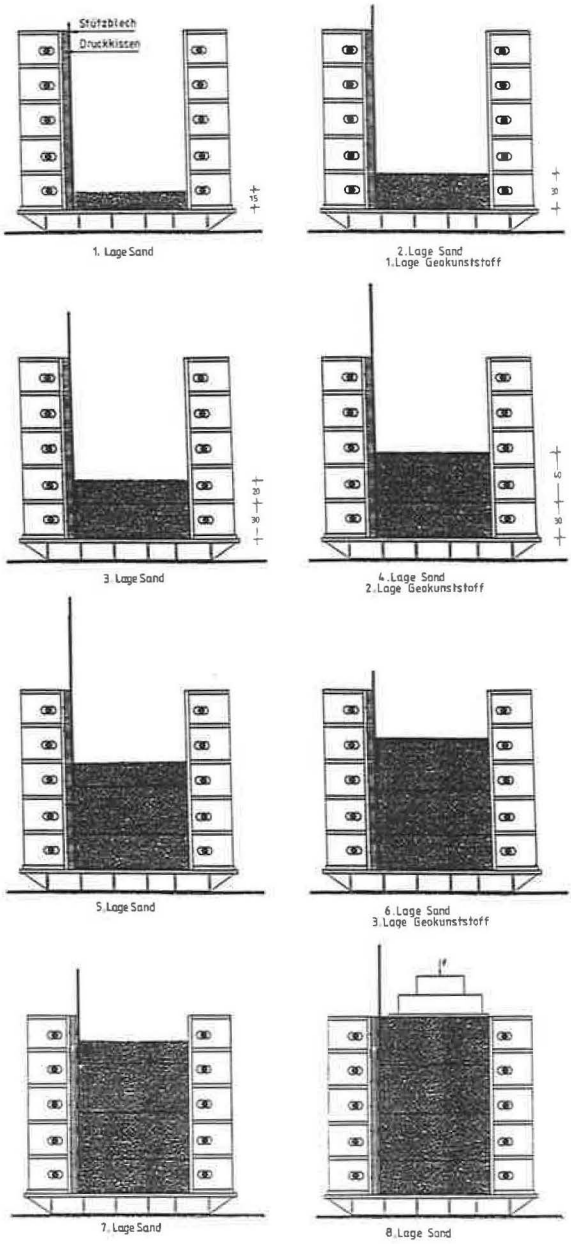


Abb. (6.4) - Einbaustufen der Versuche

6.4. Versuchsergebnisse

Nach in der Bodenmechanik üblicher Definition liegt bei den Randbedingungen der Biaxialversuche eine dreiachsige Belastung mit zweiachsiger Verformung vor. Abbildung 6.5 zeigt einen Vertikalschnitt durch die Versuchseinrichtung vor und nach der Versuchsdurchführung. Zur tensoriellen Formulierung des Spannungs- und Verformungszustandes wurde ein Koordinatensystem eingeführt. Zum Versuchsbeginn zum Zeitpunkt t=0 war das Druckkissen mit einer mittleren Dicke von 75 mm ausgedehnt und dem jeweiligen Innendruck σ_{yy} beaufschlagt. Die Versuche wurden weggesteuert durchgeführt. So wurde, ausgehend vom unverformten Anfangszustand eine konstante Setzung von 1 mm/Minute mit der über die Lastplatte eingetragenen Normalspannung σ_{zz} erzeugt. Diese Normalspannung σ_{zz} und die zugehörige Setzungen -w entwickeln sich in der z-Richtung in der x-y-Ebene. Die Probe kann sich in Richtung des Stützkissens verformen. Die Deformation +v in Richtung des Druckkissens (y-Achse) erfolgt in der x-z-Ebene . Dadurch wird die Dicke des Druckkissens von den anfänglich v_o = 75 Millimetern während des Versuches verringert. Die Verformung u in x-Richtung wird versuchstechnisch verhindert, eine Spannung σ_{xx} kann sich dennoch ausbilden.

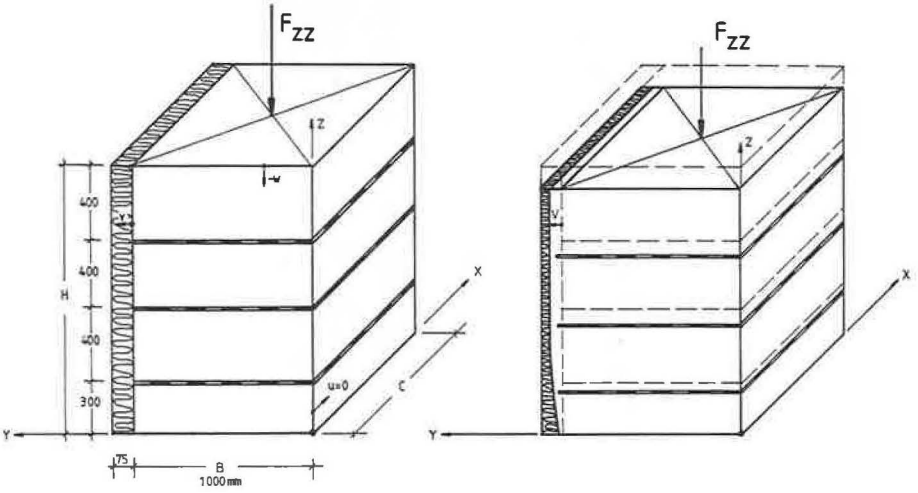


Abb. (6.5) - Spannungen und Verformungen vor und nach der Versuchsdurchführung

Es wurden zunächst Biaxialversuche mit dem Sand ohne Bewehrungseinlagen durchgeführt, um das mechanische Verhalten des Erdstoffes mit den Randbedingungen des Versuchsgerätes kennenzulernen. Anschließend wurden Verbundversuche mit drei unterschiedlichen in jeweils drei Lagen in den Sand eingebauten Bewehrungsmaterialien ausgeführt. Als Stützkissendruck σ_{yy} der Einzelversuche wurden die Druckstufen 30 kPa , 40 kPa, 50 kPa und 60 kPa gewählt.

Es wurden insgesamt 16 Einzelversuche durchgeführt:

Versuch Nr.	Stützkissendruck [kPa]	Material
V 01	30	Sand
V 02	40	Sand
V 03	50	Sand
V 04	60	Sand
V 05	30	Sand und Vlies
V 06	40	Sand und Vlies
V 07	50	Sand und Vlies
V 08	60	Sand und Vlies
V 09	30	Sand und Gewebe
V 10	40	Sand und Gewebe
V 11	50	Sand und Gewebe
V 12	60	Sand und Gewebe
V 13	30	Sand und Geogitter
V 14	40	Sand und Geogitter
V 15	50	Sand und Geogitter
V 16	60	Sand und Geogitter

Da die Widerlagerkonstruktion nur bis zu einer Normalkraft von 1000 kN (σ_{zz} = 1 N/mm²) ausgelegt war, mußten die Versuche bei Erreichen dieser Last abgebrochen werden (Lastkriterium). Wurde diese Maximallast bei einem Einzelversuch nicht erreicht, wurden die Versuche bei einer Setzung von 60 mm beendet, was einer Stauchung von 4 % entspricht (Verformungskriterium).

Als Basis für die Darstellung der Ergebnisse der Versuche wurde die Vertikalverschiebung -w gewählt. Da die Versuche weggesteuert mit einer Verformungsgeschwindigkeit von 1 mm/Minute durchgeführt wurden, entsprechen die Werte der Vertikalverschiebung der Versuchszeit. Die Abbildungen 6.6 bis 6.9 zeigen die Einzelergebnisse

der Versuche als Kraft-Weg-Diagramme für die Normalkraft F_z der Lastplatte über der Setzung -w . Für die jeweiligen Seitendruckstufen σ_{yy}= 30, 40, 50 und 60 kPa werden die Verformungsbereiche 0-2 mm, 0-10 mm und 0-60 mm einzeln dargestellt, da so ein produkttypisches Verhalten besser zu erkennen ist. Die Kurven zeigen erwartungsgemäß ein vom Spannungszustand abhängiges nichtlineares Spannungs-Verformungs-Verhalten. Bei den Versuchen mit Sand und den Versuchen mit Sand und Vlieseinlage außer dem Versuch mit einem Seitendruck von 60 kPa führte das Verformungskriterium mit Erreichen einer Stauchung von 60 mm zum Versuchsende. Alle anderen Versuche wurden mit dem Erreichen der Tragfähigkeit des Widerlagers bei der Normalkraft von 1000 kN beendet.

Der Verlauf der Kurven für den unbewehrten Sand und für den Sand mit Vlieseinlage sind ähnlich. Wie an den Darstellungen der Anfangsverformungen erkennbar ist, ist bei den Versuchen mit Vlieseinlage im Vergleich zu den unbewehrten Versuchen im Anfangsverformungsbereich (0 bis 2 mm) eine deutlich höhere Normalspannung für den gleichen Deformationszustand erforderlich. Mit zunehmender Verformung verringert sich der Abstand der beiden Kurven. Erst bei sehr großen Verformungen ist für den Sand mit Vlieseinlage dann wieder eine deutlich höhere Normalspannung erforderlich. Die Kurven der Versuche mit Geogittereinlage zeigen im Vergleich mit dem unbewehrten Sand einen veränderten Verlauf. Während die Kurve bei dem unbewehrten Sand über den gesamten Verformungsbereich gekrümmt ist, kann bei den geogitterbewehrten Versuchen zwischen einem fast-linearen Anfangsbereich und einem anschließenden gekrümmten Bereich unterschieden werden. Der sehr steil verlaufende Anfangsbereich ist vermutlich auf den sofortigen Verbund des steifen Produktes mit dem Sand zurückzuführen. Bei dem anschließenden Bereich sind im Vergleich mit dem unbewehrten Sand deutlich höhere Normalspannungen für den gleichen Verformungszustand erforderlich. Insgesamt gesehen ist mit dem Geogitter im Vergleich zu der relativ geringen Zugfestigkeit eine deutliche Bewehrungswirkung erkennbar. Bei den Versuchen mit dem hochzugfesten Gewebe waren im Anfangsverformungsbereich im Vergleich zum unbewehrten Sand keine

deutlichen Unterschiede erkennbar. Erst ab einer Setzung von ca. 0,8 - 1,0 mm zeigen die Versuche mit Gewebeinlage ein fast-lineares Spannungs-Verformungs-Verhalten. Die hohe Zugfestigkeit des Produktes kann sich erst nach Eintreten des Verbundes mit der zugehörigen Verformung entfalten. Mit den Randbedingungen des Veruchsgerätes konnte die Reserve der gewebebewehrten Versuche nicht ausgeschöpft werden, da vor Eintritt des Versagenszustandes die versuchstechnisch maximal mögliche Normalspannung erreicht wurde.

Mit den beobachteten unterschiedlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen kann das produktspezifische Verhalten der drei unterschiedlichen Materialien beschrieben werden:

Das Vlies verändert die mechanischen Eigenschaften des Sandes im Gebrauchslastbereich nur geringfügig. Erst bei entsprechend großen Verformungen erhöht die Vlieseinlage die Sicherheitsreserven des Erdstoffes. Ein echter Bewehrungseffekt ist nicht deutlich erkennbar. Im Gegensatz dazu verändert die Geogittereinlage sofort das mechanische Verhalten des Sandes durch die Verspannung in den Gitteröffnungen des relativ steifen Produktes. Im gesamten Gebrauchsbereich ist ein deutlicher Bewehrungseffekt erkennbar. Der Kurvenverlauf ist in diesem Arbeitsbereich allerdings nicht-linear. Das Gewebe benötigt zum Verbund eine Anfangsverformung. Ist diese eingetreten, ist ein fast-lineares Werkstoffverhalten im gesamten Arbeitsbereich erkennbar. Der Sicherheitszuwachs durch die Gewebeeinlage vergrößert sich mit zunehmender Verformung.

Betrachtet man als Ziel der Untersuchungen den reinen Arbeitsbereich, so kann vor allem mit dem Geogitter und dem Gewebe ein echter Bewehrungseffekt nachgewiesen werden.

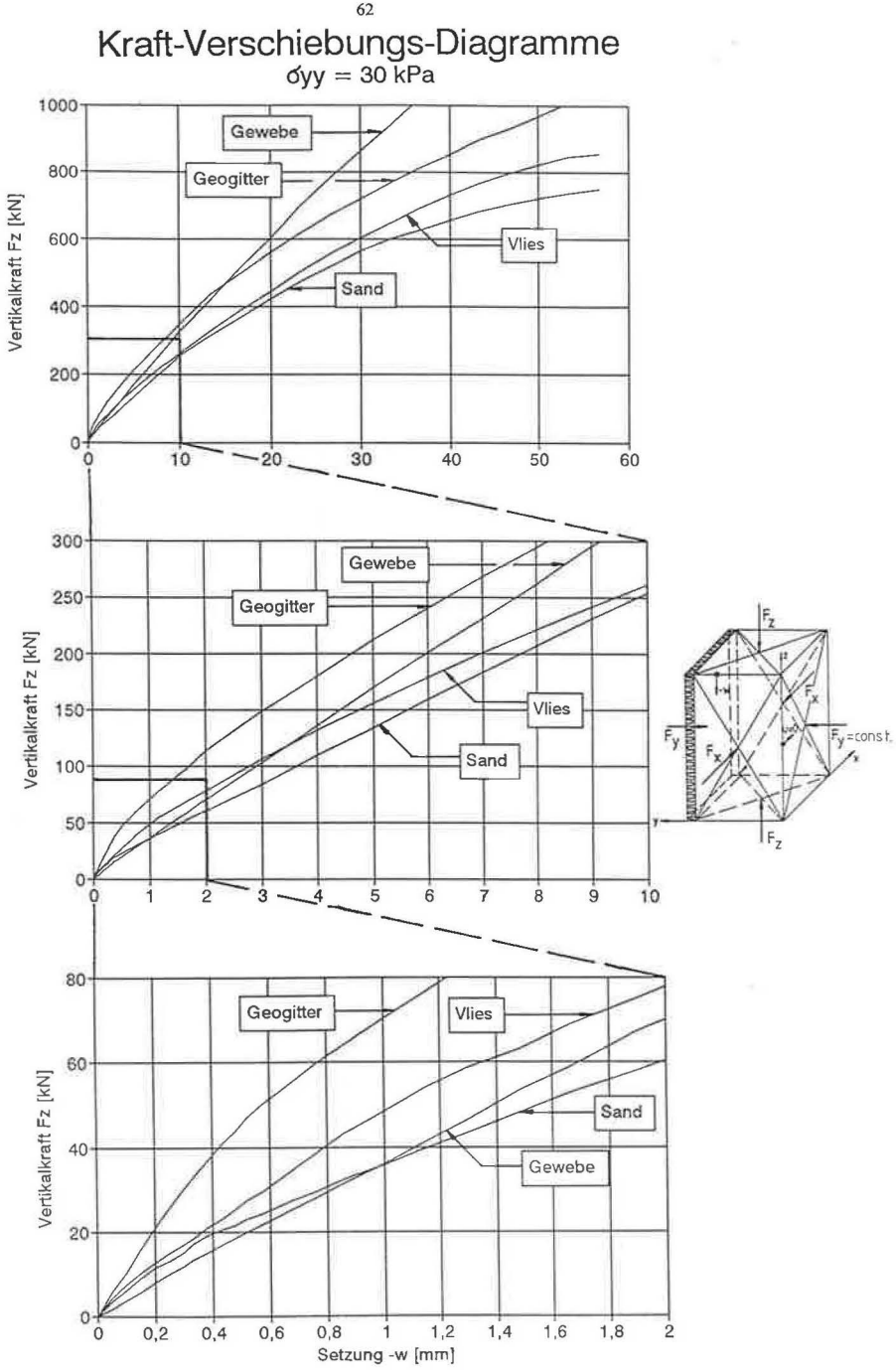


Abb. 6.6 Entwicklung der Vertikalkraft Fz über die Setzung -w
(σ_{yy} = 30 kPa)

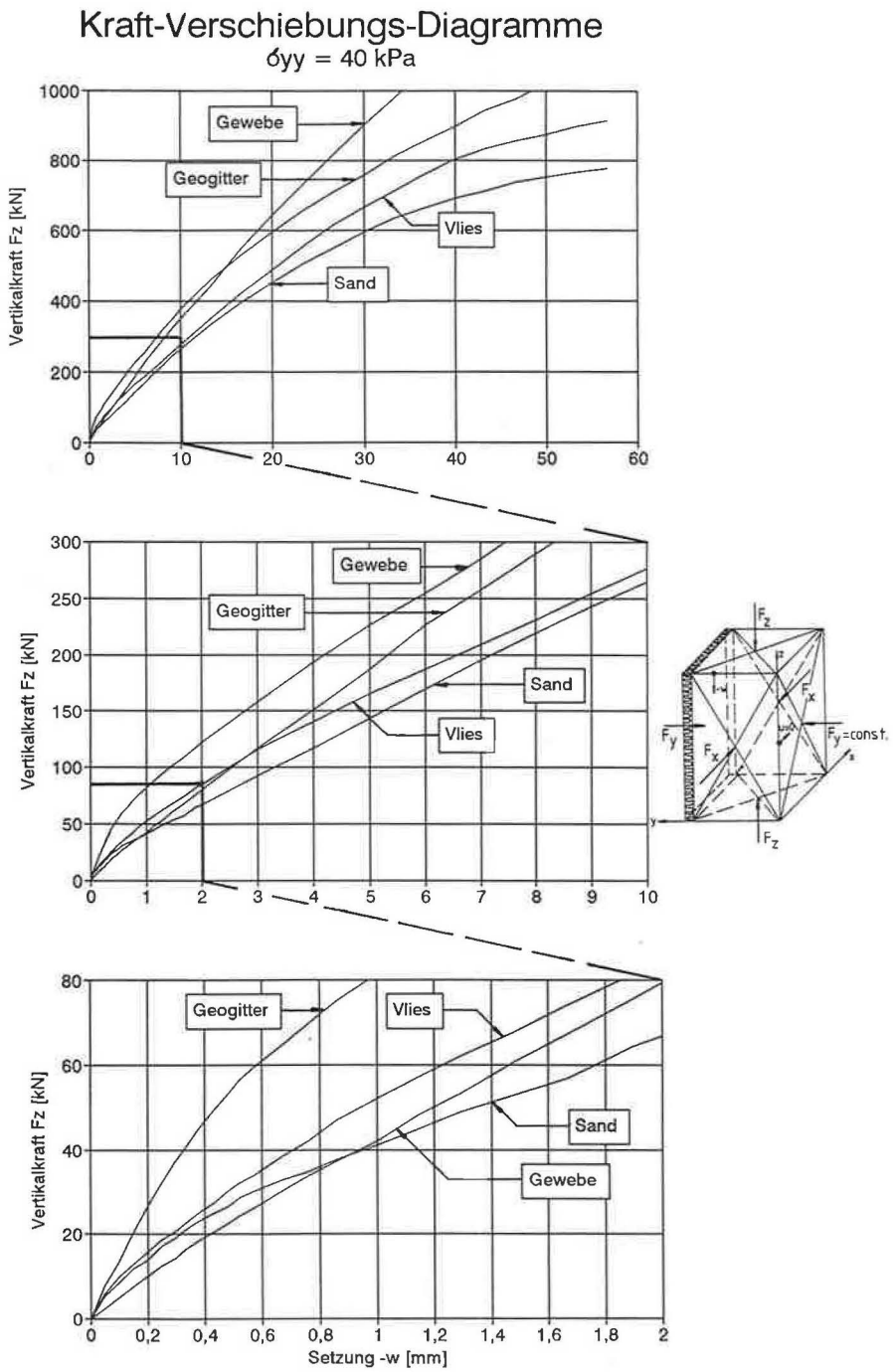


Abb. 6.7 Entwicklung der Vertikalkraft Fz über die Setzung -w (σ_{yy} = 40 kPa)

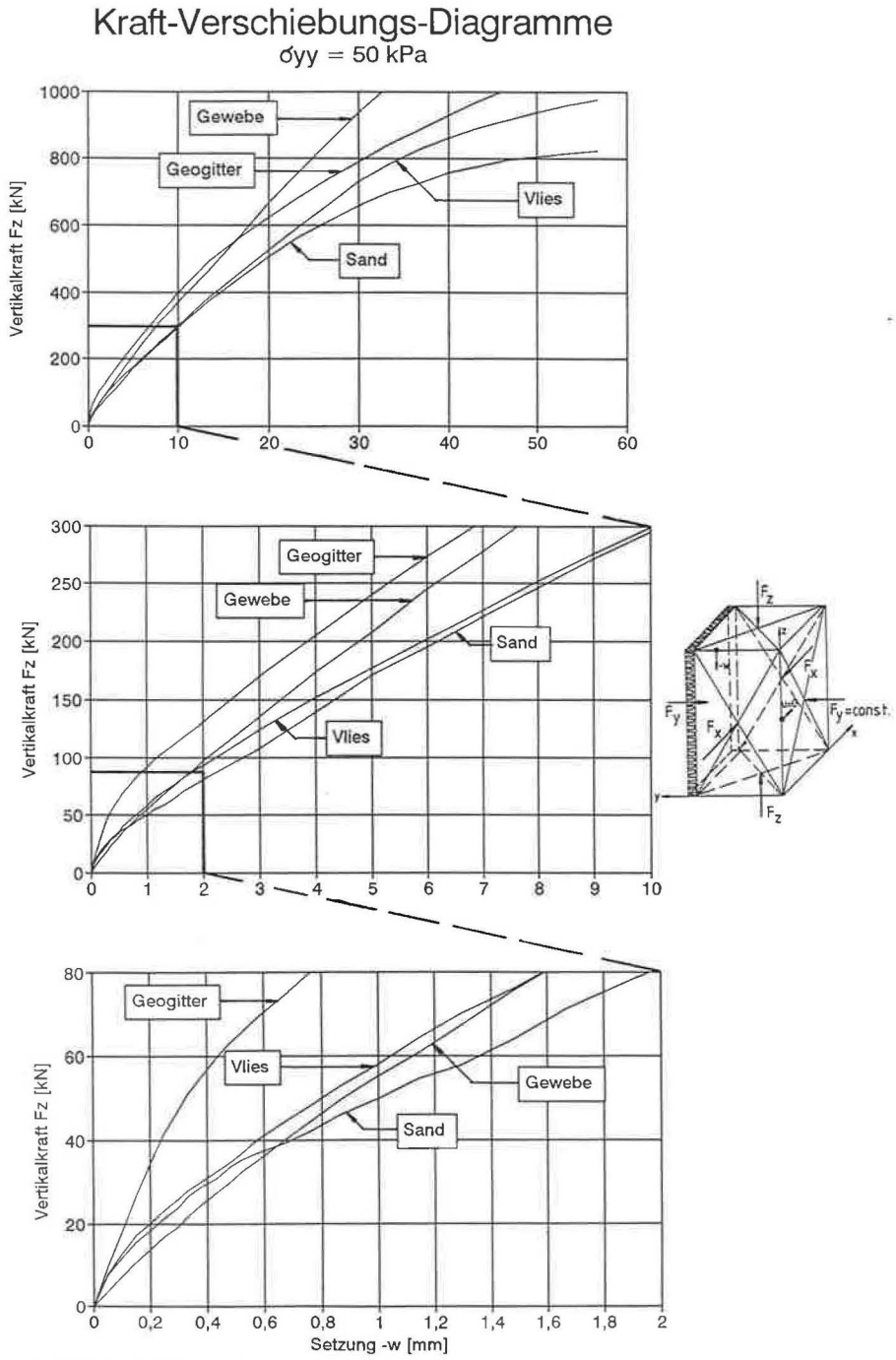
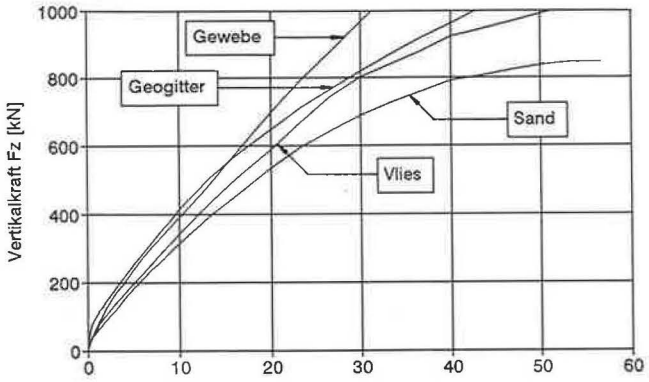
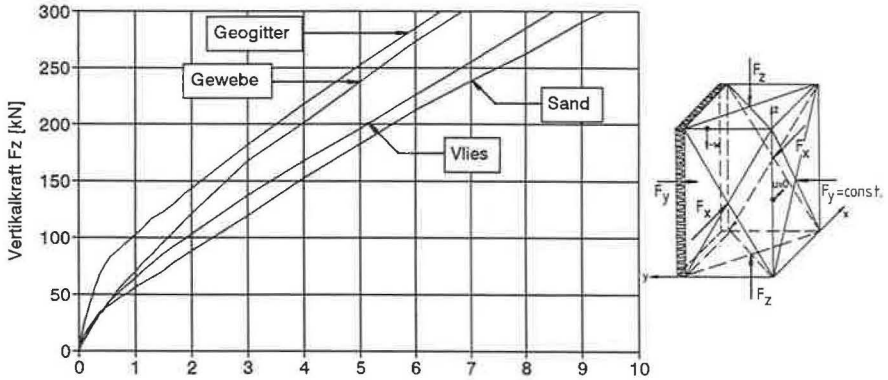


Abb. 6.8 Entwicklung der Vertikalkraft Fz über die Setzung -w (σ_{yy} = 50 kPa)

Kraft-Verschiebungs-Diagramme

σ_{yy} = 60 kPa





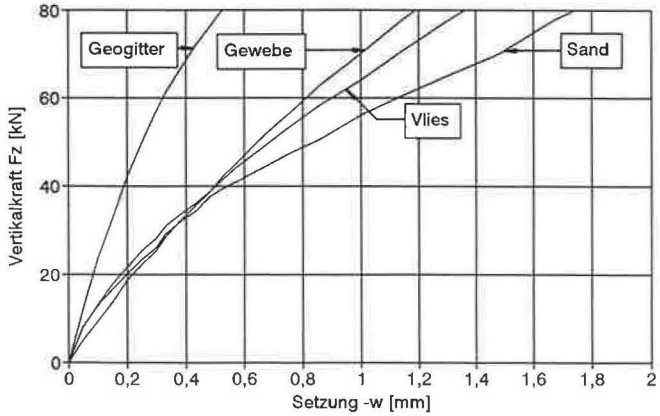
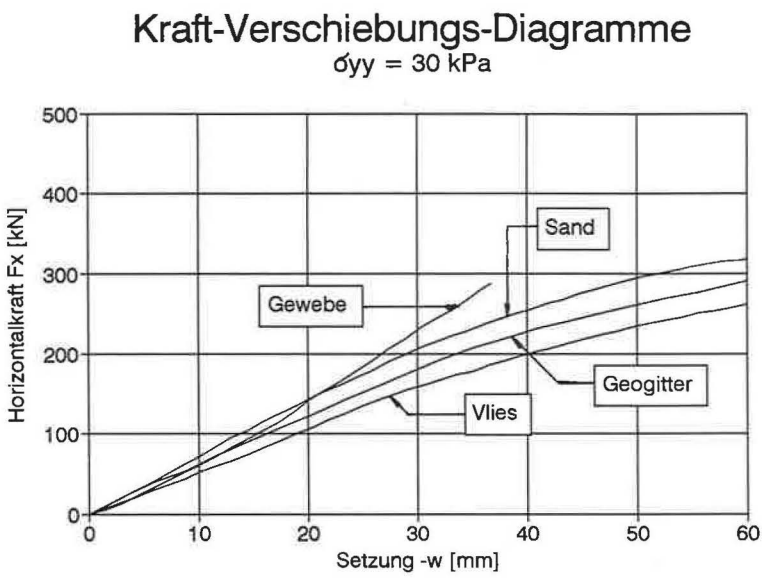
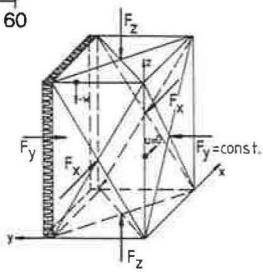


Abb. 6.9 Entwicklung der Vertikalkraft Fz über die Setzung -w (σ_{yy} = 60 kPa)

Mit der Dehnungsmessung auf den Ankerstangen wurden bei den Versuchen die Entwicklung der Kräfte in x-Richtung ermittelt. In diese Richtung kann sich apparatetechnisch keine Verformung ausbilden (u=0). Die Kräfte sind als Summe der Messergebnisse der Einzelstangen über der Setzung -w in z-Richtung in den Abbildungen 6.10 und 6.11 dargestellt. Bei den Versuchen mit unbewehrtem Sand, mit Vlies- und mit Geogittereinlage konnte ein fast übereinstimmender Kurvenverlauf beobachtet werden. Bis zu einer Stauchung von etwa 30 mm nahmen die Kräfte dabei fast linear, bei den größeren Stauchungen unterproportional zu. Einzig bei den Versuchen mit Gewebeeinlage wurde über den gesamten Stauchungsbereich eine quasilineare Zunahme der Kräfte in x-Richtung festgestellt.

Die Druckspannung des in y-Richtung wirkenden Druckkissens (Seitendruck σ_{yy}) sollte während der Versuchsdurchführung konstantgehalten werden. Eine durch die Ausdehnung der Probe in das Druckkissenvolumen verursachte Druckerhöhung wurde mit einer Regeleinheit verhindert. Eine Änderung der Größe der Reaktionskräfte in den Ankerstangen konnte so nur durch die Deformation des Druckkissens mit der damit verbundenen Änderung seiner Wirkfläche entstehen. Die Messung dieser Ankerkräfte diente nur der Kontrolle der Versuchsrandbedingung des konstantes Seitendruckes σ_{yy}. Die gemessenen Kraftänderungen waren so gering, daß auf deren weitere Berücksichtigung verzichtet werden kann.





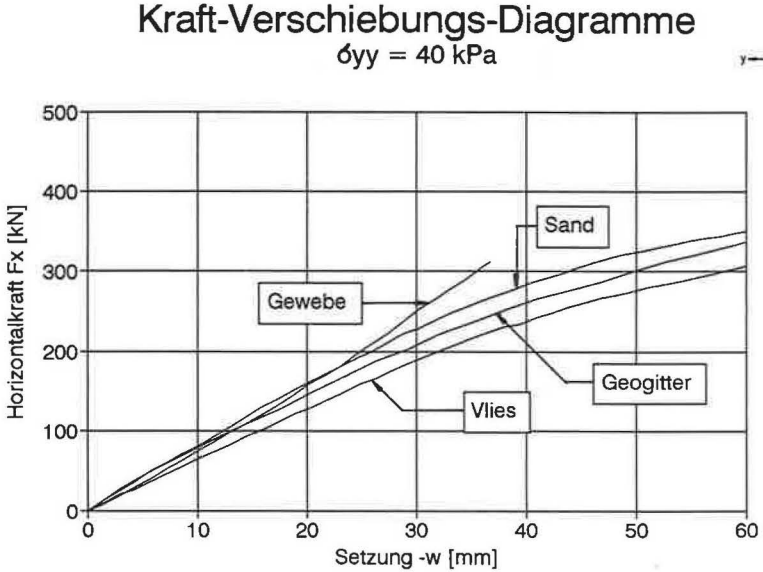


Abb. 6.10 Entwicklung der Vertikalkraft F_x über die Setzung -w (σ_{yy} = 30 bzw. 40 kPa)

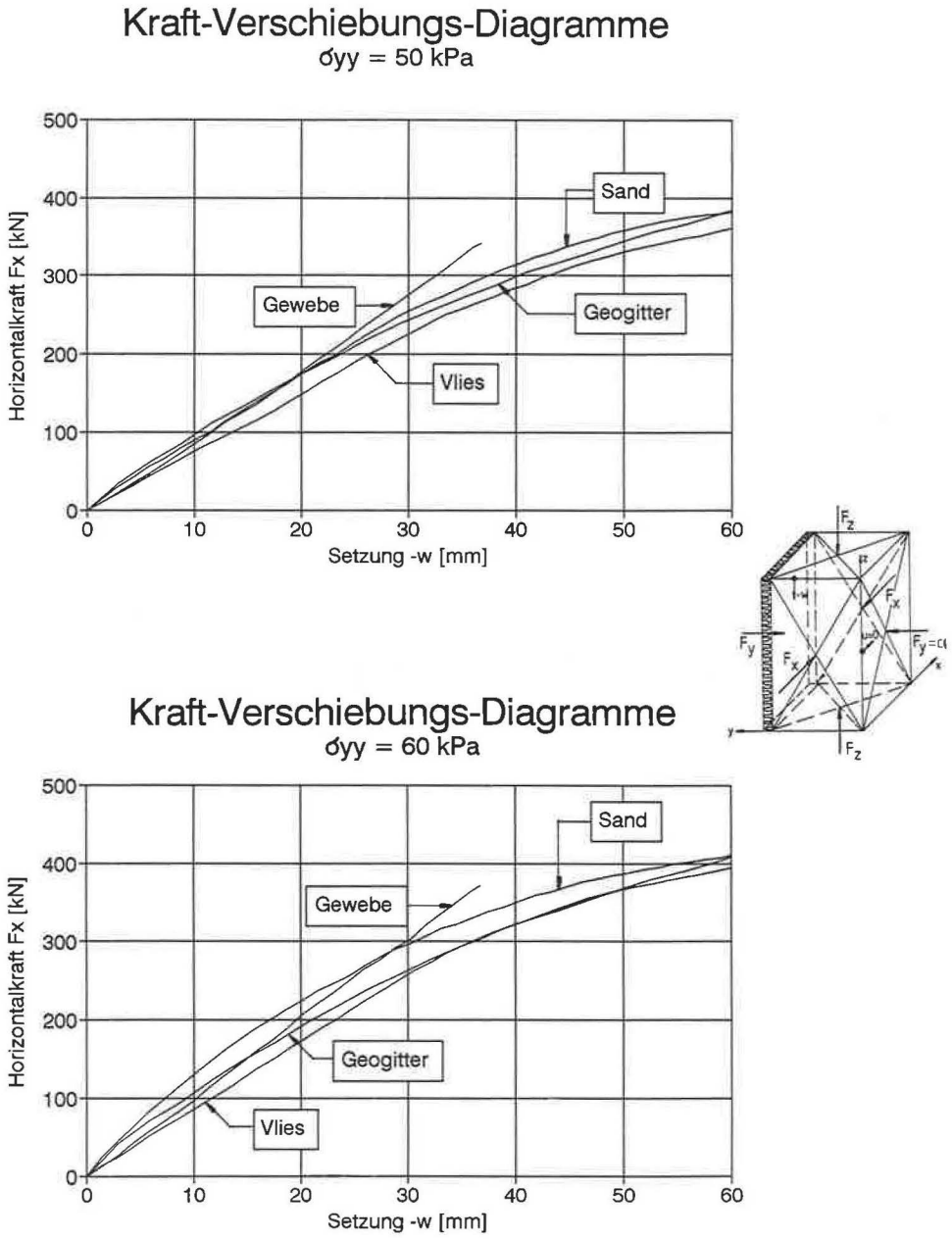
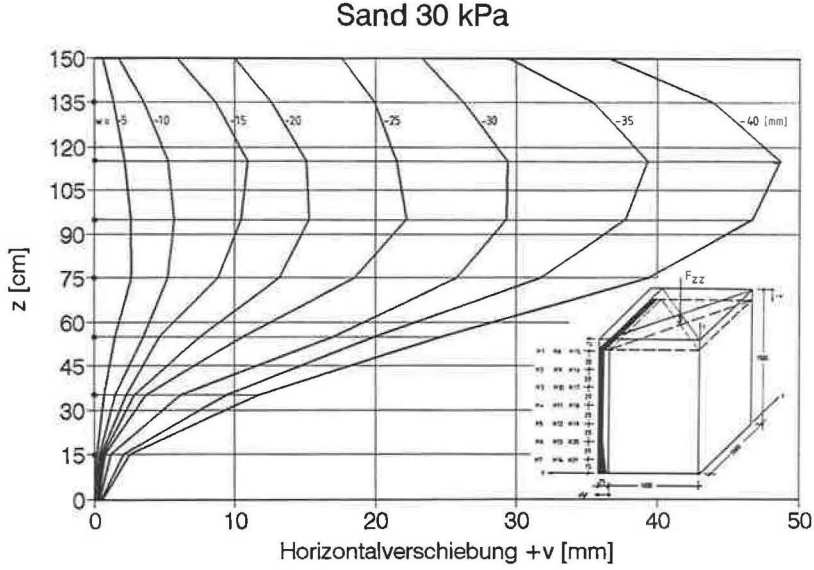


Abb. 6.11 Entwicklung der Vertikalkraft F_x über die Setzung -w (σ_{yy} = 50 bzw. 60 kPa)

Durch die Einbauhilfe wurde erreicht, daß die Vorderseite des Druckkissens nach dem Bodeneinbau parallel zu den Seitenwänden des Versuchsgerätes mit einer konstanten Dicke von 75 mm ausgebildet war. Mit den auf dem Druckkissen applizierten 21 Hallsonden wurde während der Versuchsdurchführung die jeweilige Dicke des Kissens bestimmt. Diese Hallsonden waren rasterartig in drei Vertikalschnitten zu je 7 Hallsonden regelmäßig über die Höhe verteilt angeordnet, siehe Abb. 5.7 . Die Ergebnisse der Messungen der Dicke des Druckkissens und damit der Vorderseitendeformation sind in den Abbildungen 6.12 bis 6.15 dargestellt. Von den Meßwerten der einzelnen Horizontalschnitte wurde dabei der Mittelwert gebildet, da sich die Einzelwerte über die Breite des Druckkissens nur geringfügig unterschieden.

Abbildung 6.12 zeigt die Horizontalverformungen der unbewehrten Versuche mit Sand. Deutlich ist erkennbar, daß mit zunehmender Normalspannung die Deformationen vor allem im oberen Drittel des Versuchsgerätes überproportional zunehmen. Im unteren Teil waren dann fast keine Verformungsänderungen mehr feststellbar. Aus dem Verlauf der Kraft-Verschiebungs-Kurven und den Druckkissenverformungen ist plausibel abzuleiten, daß sich in den Bereichen der Verformungsmaxima eine plastifizierte Zone in dem Sandkörper ausbildete. Bei den Versuchen mit Vlieseinlage (Abbildung 6.13) sind die Horizontaldeformationen bereits deutlich gleichmäßiger über die Höhe verteilt, obwohl auch diese im oberen Drittel ein Maximum aufweisen und nach unten hin abnehmen. Ist bei den Kraft-Verformungs-Kurven nur ein relativ geringer Unterschied zwischen den unbewehrten und den mit Vlies bewehrten Versuchen erkennbar, ergibt sich anhand der Vorderseitendeformation ein deutlicher Unterschied. Die Bewehrungseinlage vermag die seitliche Deformation zu behindern. Bei den übrigen Bewehrungsprodukten, dem Gewebe (Abbildung 6.14) und dem Geogitter (Abbildung 6.15) entwickelt sich die Vorderseitendeformation über die gesamte Versuchsdauer fast parallel zur ursprünglichen Lage der Vorderseite im unbelasteten Zustand. Beim Gewebe ist sogar ein deutlicher Einschnürungseffekt an den Stellen feststellbar, wo die Bewehrungslagen eingebaut waren.



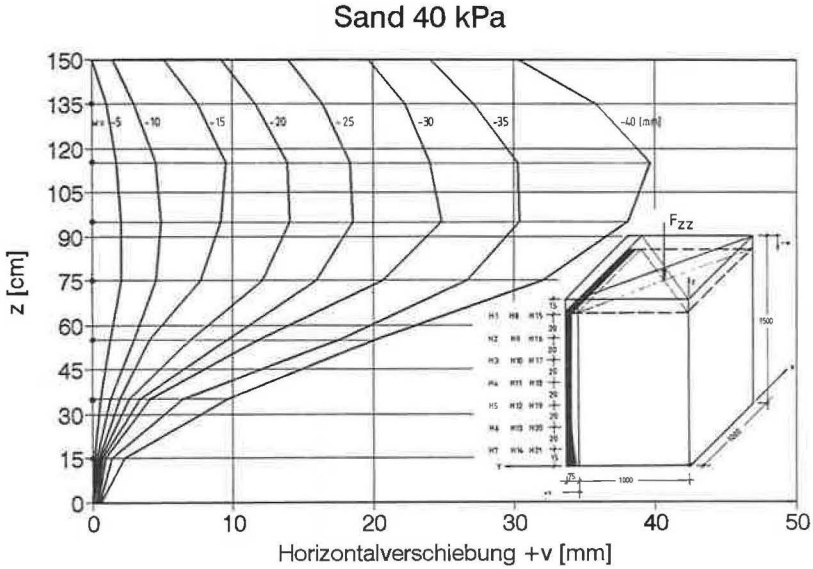
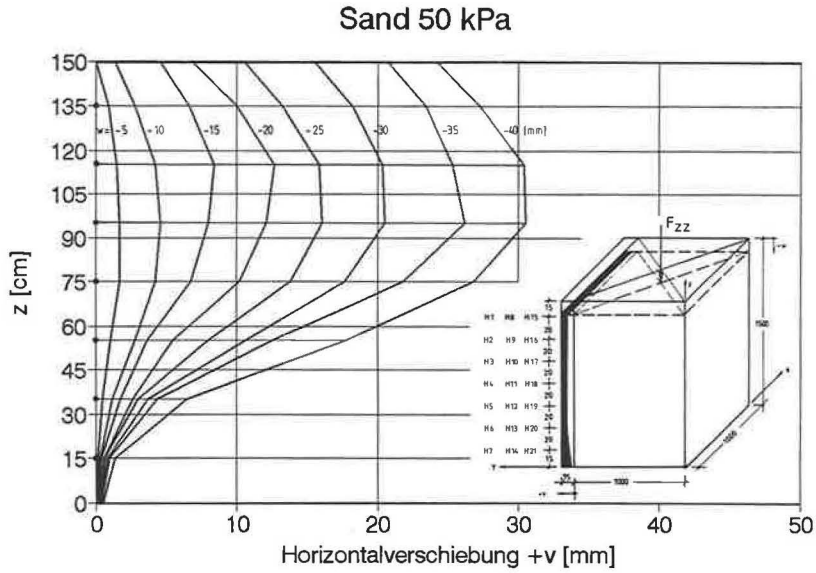


Abb. (6.12a) - Horizontalverformungen Sand



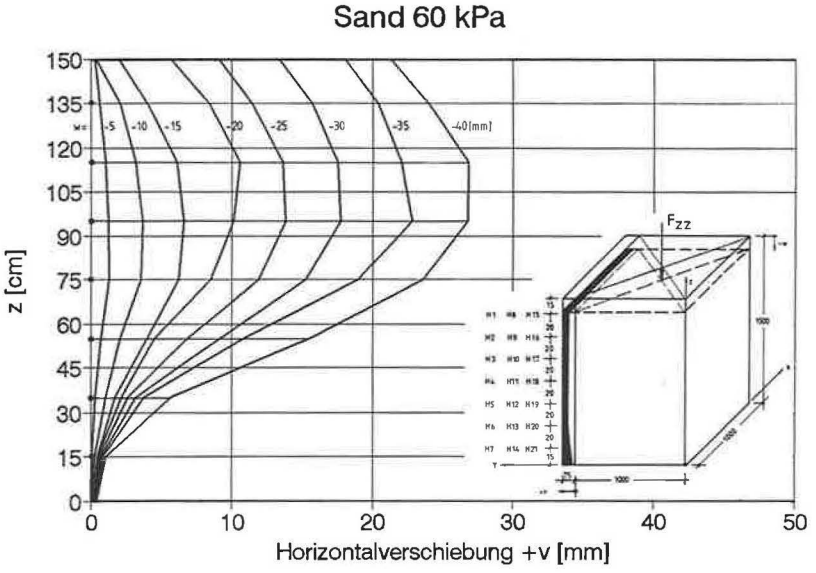
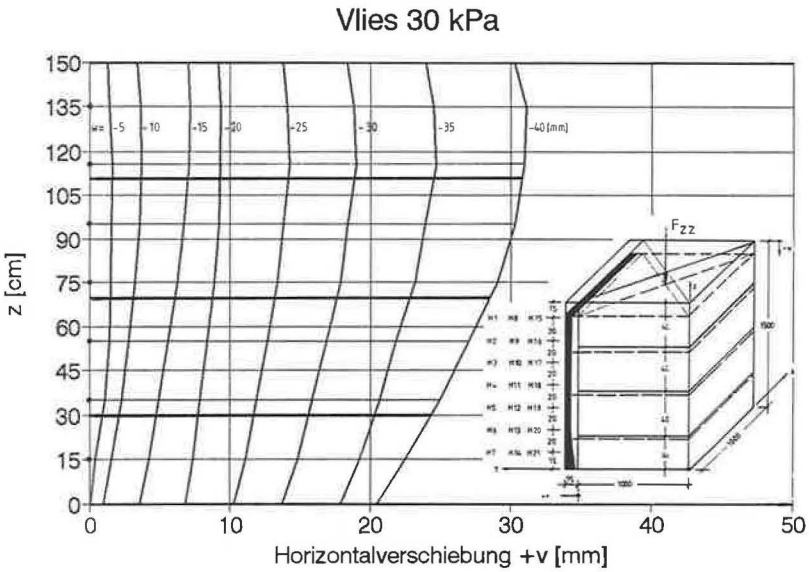


Abb. (6.12b) - Horizontalverformungen Sand



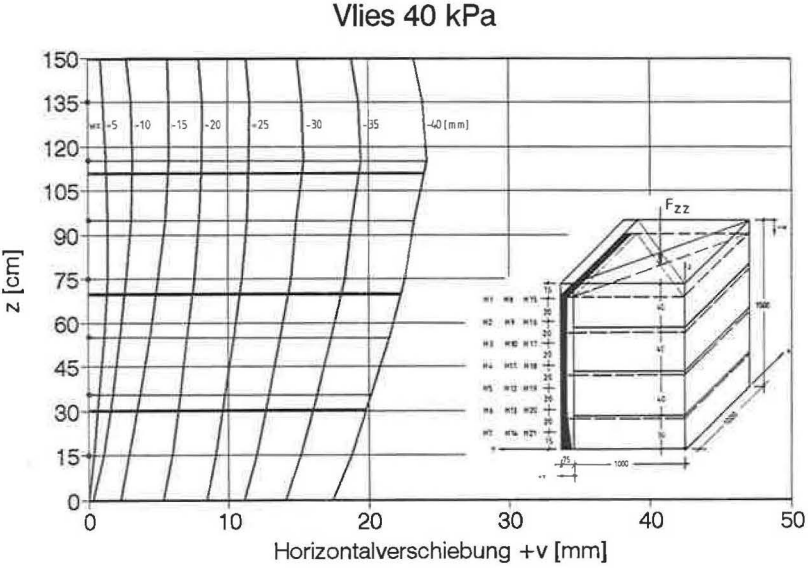
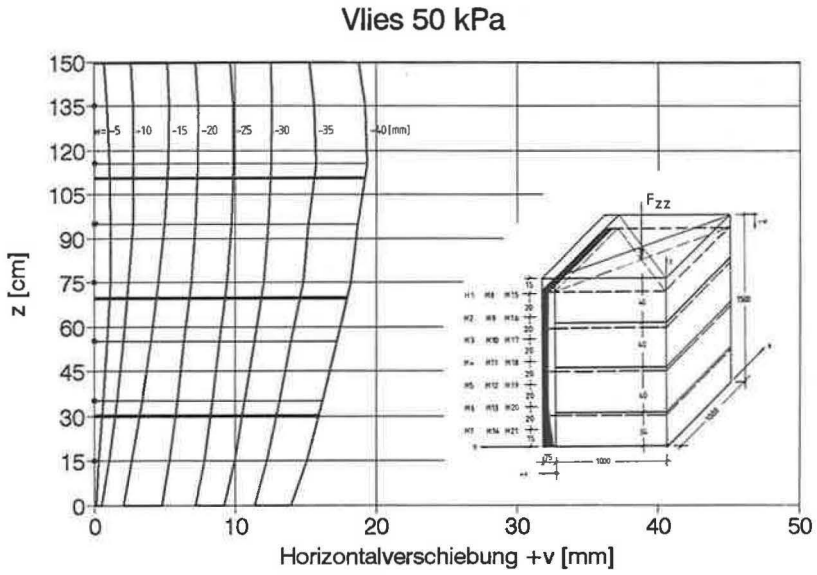


Abb. (6.13a) - Horizontalverformungen Sand mit Vlieseinlagen



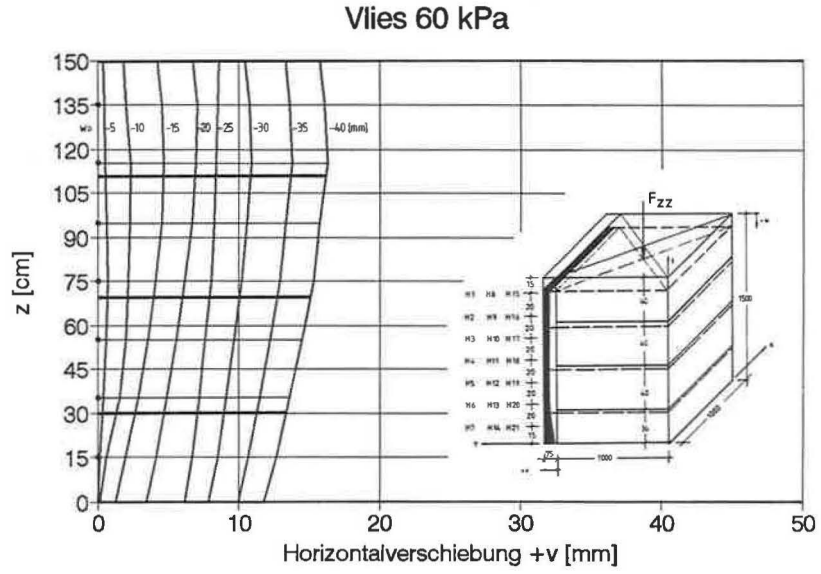
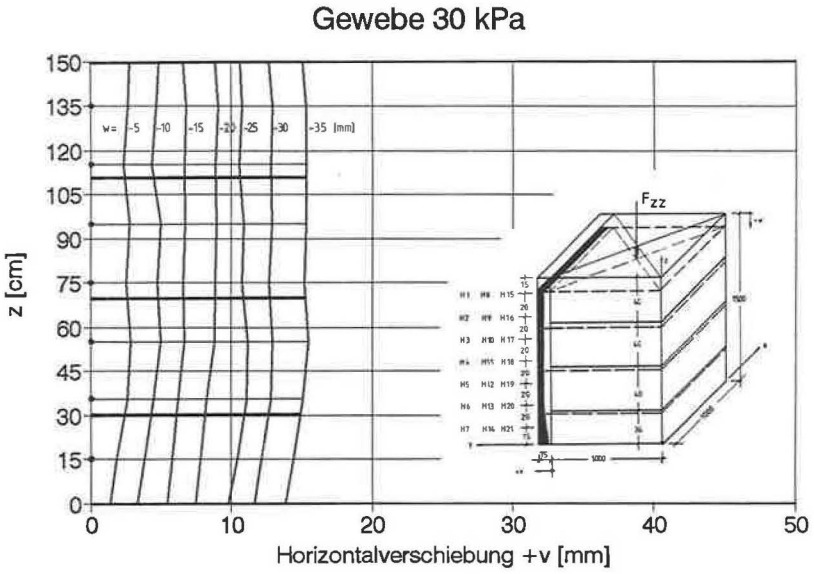


Abb. (6.13b) - Horizontalverformungen Sand mit Vlieseinlagen



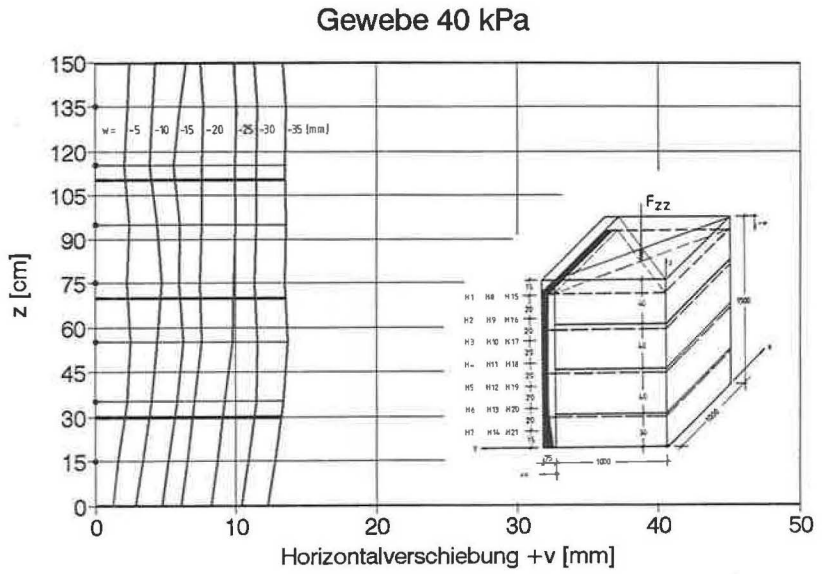
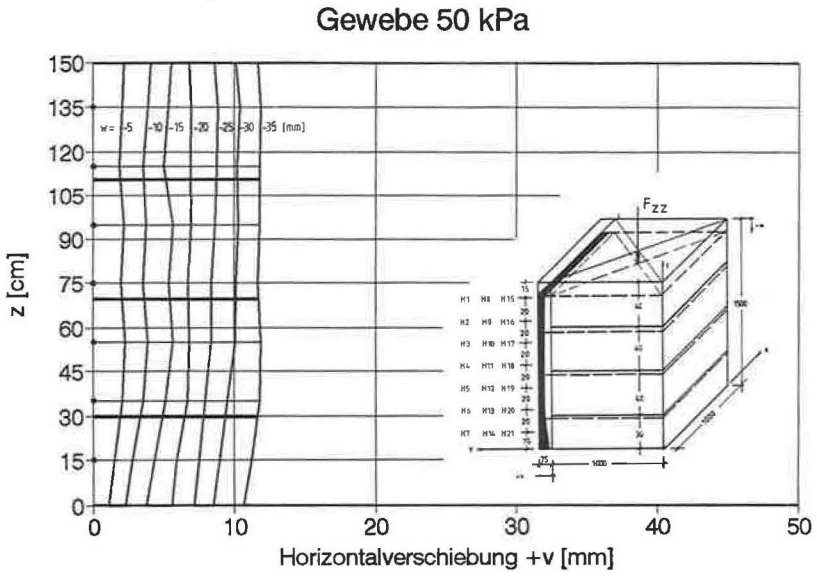


Abb. (6.14a) - Horizontalverformungen Sand mit Gewebeeinlagen



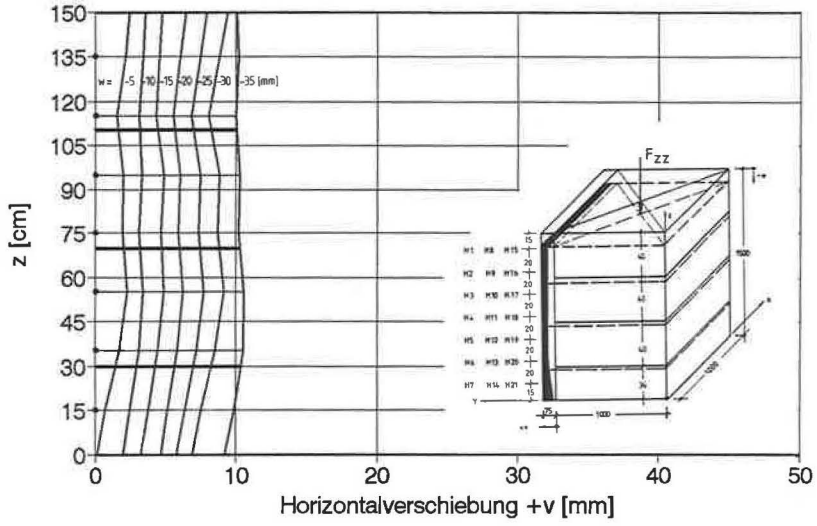
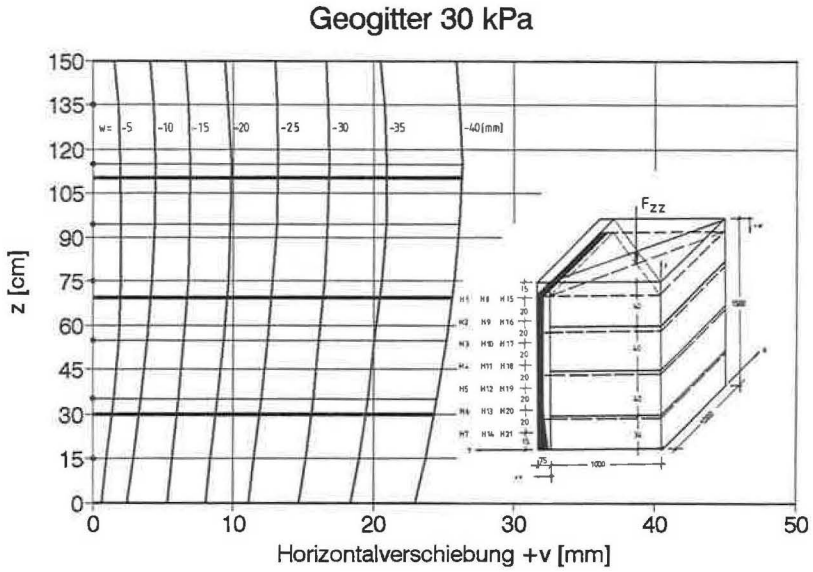


Abb. (6.14b) - Horizontalverformungen Sand mit Gewebeeinlagen



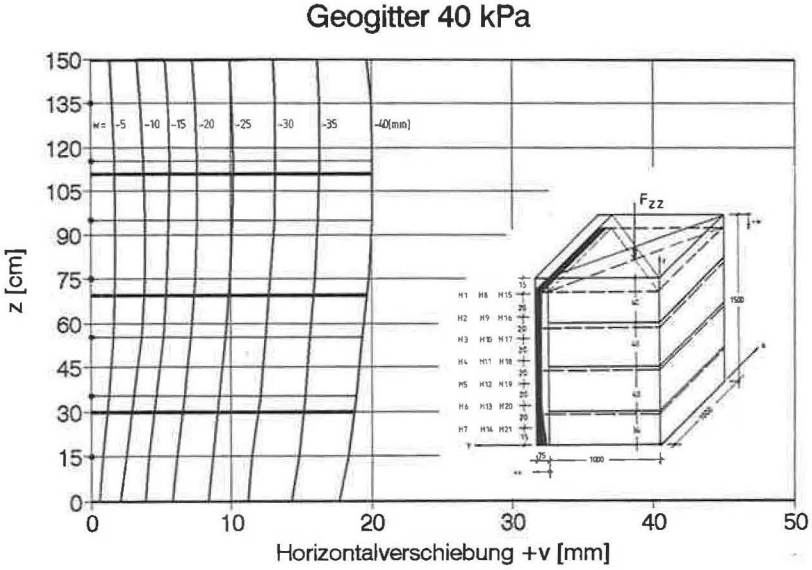


Abb. (6.15a) - Horizontalverformungen Sand mit Geogittereinlagen

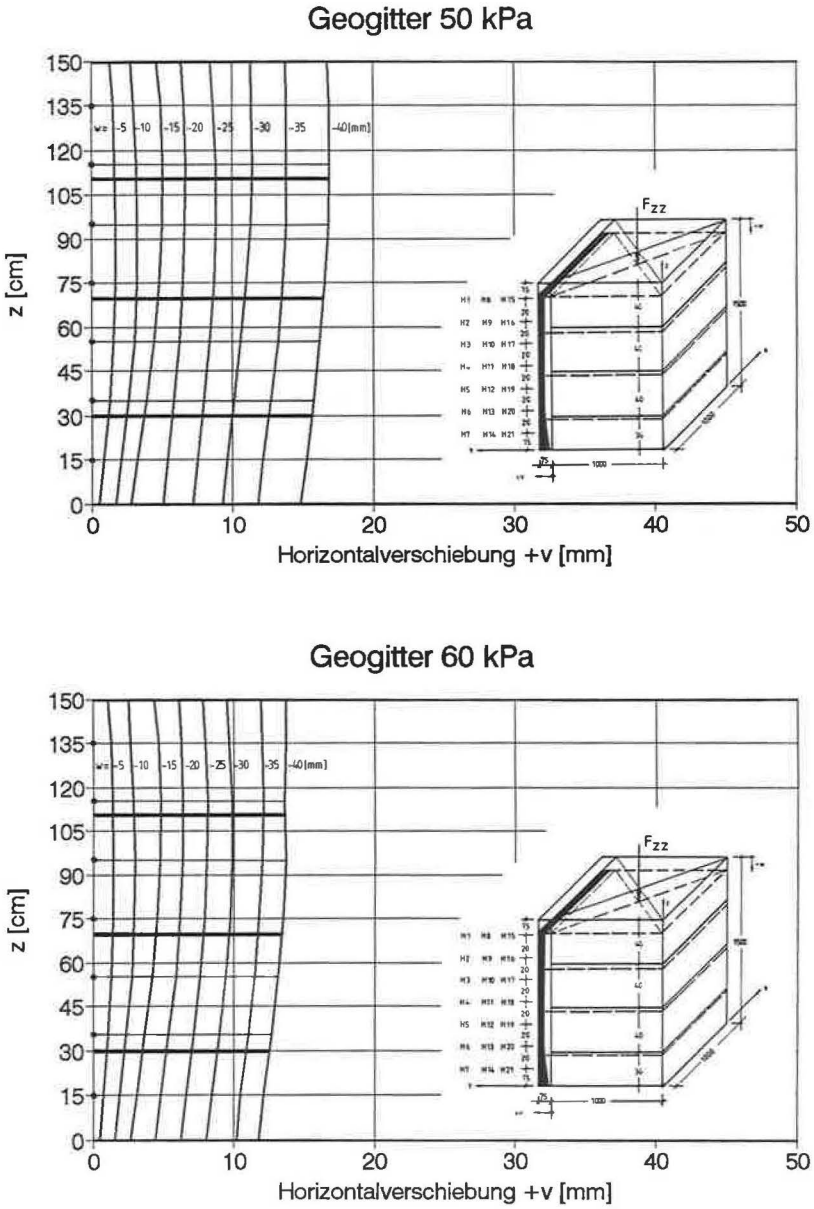


Abb. (6.15b) - Horizontalverformungen Sand mit Geogittereinlagen

Aus der Darstellungen der Versuchsergebnisse ist erkennbar, daß mit dem vorgestellten Versuchsgerät das unterschiedliche Bewehrungsverhalten der eingesetzten Geokunststoffe real abgebildet werden kann. So stehen zur Bewertung der Bewehrungswirkung nicht nur die Entwicklung der Normalspannung mit der zugehörigen Stauchung, sondern auch die Reaktionskräfte der Seitenflächen und die Deformation der Vorderseite zur Verfügung.

Vorliegende Untersuchung soll sich auf den Gebrauchslastbereich beschränken. Um die bei größeren Verformungen zunehmenden Einflüsse aus der Plastifizierung des Bodens oder des Geokunststoffes ausschließen zu können, werden im folgenden die Versuchsergebnisse nur bis zu einer Setzung der Belastungsplatte von 40 mm schrittweise näher betrachtet. Da der Anfangsverformungsbereich ein sehr unterschiedliches Verhalten der Produkte zeigt, erfolgt dies für den Setzungsbereich unter 10 mm in Schritten von 1 mm Setzungszunahme und für den Bereich zwischen 10 und 40 mm in Schritten von 5 mm Setzungszuwachs.

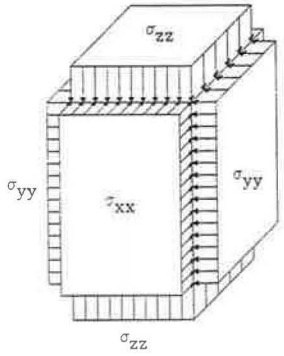


Abb. 6.16 - Spannungen

Die Normalkräfte in x-, y- und z-Richtung wurden in Spannungen und die vertikalen Setzungen der Auflastplatte in Stauchungen umgerechnet. Die Einzelwerte sind in den Abbildungen 6.18 bzw. 6.19

als Spannungs-Stauchungs-Diagramme dargestellt. Zur Ermittlung der Verformungen in horizontaler Richtung wurde über die mit den Hallsonden ermittelten Druckkissendicken (siehe Abbildungen 6.12 bis 6.15) die jeweiligen Druckkissenvolumina bestimmt. Aus diesen Volumina wurde dann eine mittlere Druckkissendeformation ermittelt, die auf die Probenabmessungen bezogen eine Dehnung ergibt. Die teilweise gekrümmt verlaufende Horizontalverschiebung wurde so vereinfachend in eine parallel verlaufende Horizontalverschiebung umgerechnet, analog der Abbildung 6.17.

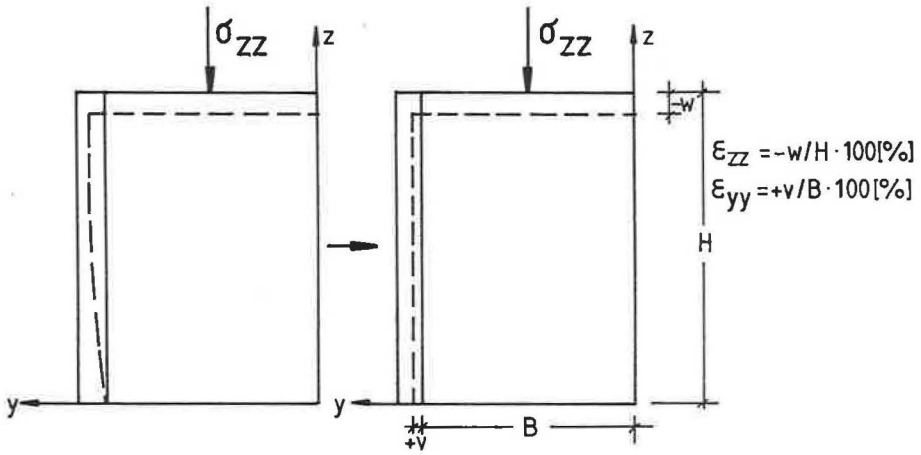


Abb. (6.17) - Umrechnung der Vorderseitenverschiebungen

Bei den Versuchen mit Gewebe- und Geogittereinlage wird mit diesem Vorgehen nur ein Mittelwert der Deformation gebildet, da ihre Verteilung über die gesamte Seitenfläche relativ gleichmäßig war. Dies ist auch für die vliesbewehrten Versuche näherungsweise der Fall. Einzig bei den Versuchen mit dem unbewehrten Sand war die Verteilung der Vorderseitendeformation über die Höhe sehr unterschiedlich. Da hier allerdings nur der Gebrauchslastbereich untersucht werden soll, wird diese Vorgehensweise als vertretbare Vereinfachung angesehen. Die Entwicklung der derart ermittelten mittleren Vorderseitendeformationen ist als Dehnung ε_{yy} über der Stauchung ε_{zz} in der Abbildung 6.20 dargestellt. Im Anfangsverformungsbereich entwickeln sich sämtliche Deformationenquasi linear. Im weiteren Verformungsbereich setzt sich dies nur bei den Versuchen mit Gewebeeinlage fort, d.h. nur bei diesen Versuchen entwickeln

sich die Deformationen über den ganzen Untersuchungsbereich fast linear. Bei sämtlichen anderen Versuchen nehmen die Dehnungen ε_{yy} mit zunehmenden Stauchungen ε_{zz} überproportional zu.

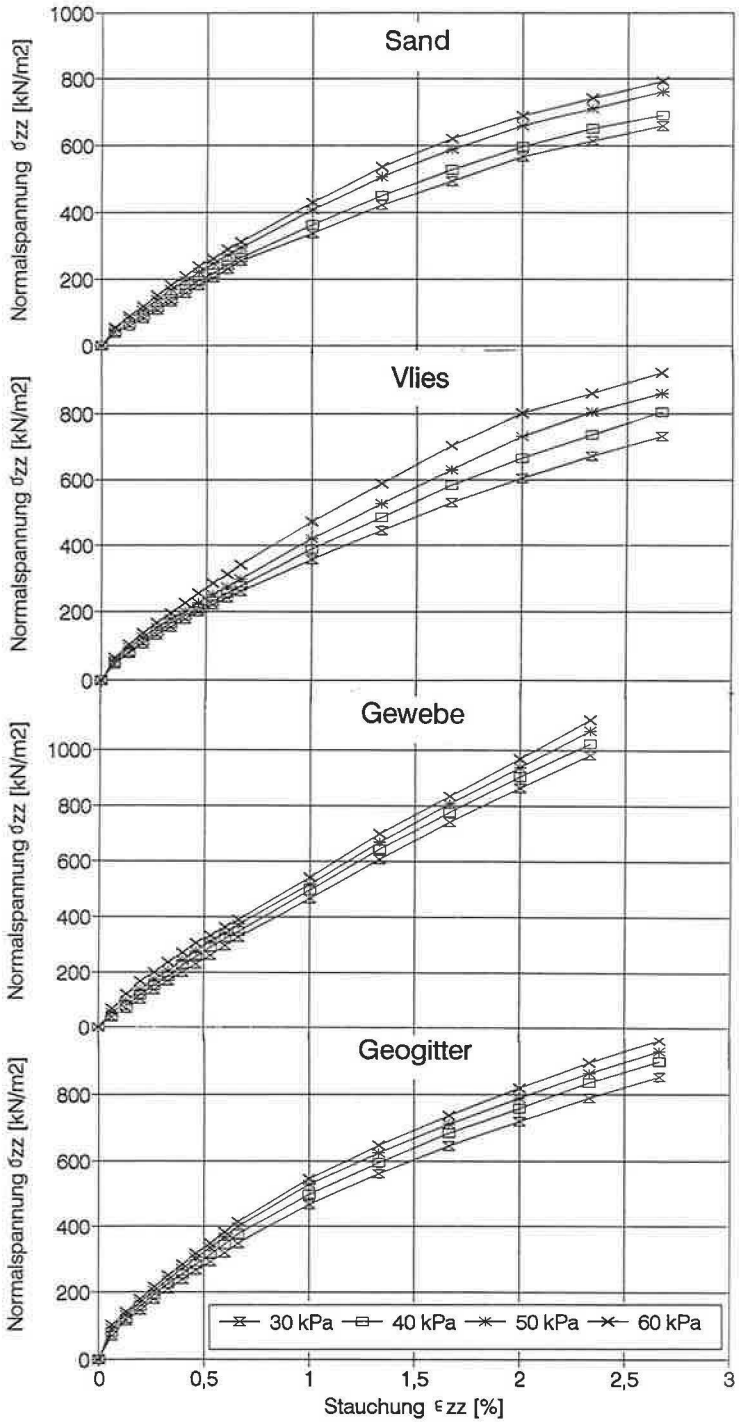


Abb. (6.18) - Spannungs-Stauchungs-Diagramme (σ_{zz}-ε_{zz})

7. Beschreibung des Spannungs-Verformungszustandes

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist, basierend auf den bisherigen Erfahrungen mit den realitätsnahen Biaxialversuchen das Kraft-Verformungs-Verhalten geokunststoffbewehrter Stützkonstruktionen im Anfangsverformungszustand und im Gebrauchsverformungszustand abzubilden. Auf der Basis der Ergebnisse der durchgeführten Versuche soll ein Modell erarbeitet werden, welches eine Dimensionierung über die Verformungen des Systems im Gebrauchszustand erlaubt. Dieses Modelles soll auf die Ergebnisse eines Großversuches angewendet werden, um seine Brauchbarkeit zu zeigen. Die angestrebte Dimensionierung soll die Menge und Qualität der eingesetzten Produkte bestimmen. Die Tiefe der bewehrten Konstruktion (Bewehrungslänge) ist allerdings wie bisher mit den Nachweisen der äußeren Standsicherheit zu ermitteln.

Zielvorstellung:

Eingangsparameter: Geometrische Randbedingungen
Parameter des Erdstoffes
Auswahl des Bauverfahrens

Bestimmung der Bewehrungslänge über die Nachweise der äußeren Standsicherheit

Vorgabe einer zulässigen Verformung im Gebrauchszustand

Dimensionierung: Auswahl des Bewehrungsproduktes
Bestimmung des Lagenabstandes

Kontrolle mit Gegenüberstellung der Zugkräfte im Bruchzustand
unter Berücksichtigung des Membranspannungszustandes

Die Spannungs- und Deformationszustände während der Versuchsdurchführungen werden tensoriell beschrieben. Bei dem bewehrten Sand handelt es sich um einen komplexen Verbundstoff mit sogenannten polaren Effekten, die nach Art einer anisotropen Kohäsion wirkt.

Für einen derartigen Stoff existiert bisher kein Stoffgesetz (Gudehus, 1992). Die meisten für Kornhaufwerke verwendeten Stoffansätze basieren auf der Plastizitätstheorie, wobei im Arbeitsbereich vor der Plastifizierung meist lineare Zusammenhänge zwischen Spannung und Verformung verwendet werden. Bei Quaderverformungen, d.h. Verformung ohne Hauptachsendrehung, wie bei den vorliegenden Biaxialversuchen, wird mit diesen Ansätzen das Material als zu steif beschrieben (Kolymbas, 1988). Dieser Effekt wird sich bei der Untersuchung von einem bewehrten Haufwerk durch die Steifigkeitsunterschiede zwischen dem Erdstoff und dem Bewehrungsmaterial des anisotropen Kompositbaustoffes noch verstärken.

Wie bereits im Kapitel 2.1 dargelegt, wird in der Geotechnik bei der Berechnung von Verformungen ein anderes Modell zugrundegelegt als bei der Berechnung von Tragfähigkeiten. Diese Vorgehensweise hängt zum einen mit der geschichtlichen Entwicklung und zum anderen mit der Komplexität der Aufgabenstellung zusammen. Für Setzungsberechnungen wird z.B. ein linear-elastischer Ansatz zugrundegelegt. Die Bemessungsverfahren für Stützsysteme mit zugfesten Einlagen (Bodenvernagelung, Bewehrte-Erde-Konstruktionen mit Stahlbändern oder synthetischer Bewehrung) basieren auf der Betrachtung des Grenzzustandes. Das Bruchverhalten derartiger Konstruktionen konnte mit zahlreichen Großversuchen bestätigt werden. Die Verformungen werden bei diesen Bemessungsmethoden nicht beachtet. Einzig Gourc (1986) berücksichtigt bei seinem Vorschlag die Verformung der Konstruktion, allerdings nur im Versagenszustand, für die mit dem Entstehen einer Versagenszone in der Bewehrung initiierte Membranspannung.

Ein analytischer Ansatz auf der Basis der Plastifizitätstheorie wurde von Sawicki (1983) vorgestellt. Dabei untersuchte er, wie sich die Plastifizierung auf das Tragverhalten auswirkt, je nachdem ob zuerst das Bewehrungsmaterial oder der Boden plastifiziert wird. In einer neueren Publikation versucht er, das Verhalten des Verbundwerkstoffes mit einem kontinuumsmechanischen Ansatz zu beschreiben (Sawicki et al., 1994). Er schlägt vor, diesen Werkstoff zum Beschreiben des Verhaltens vor dem Bruchzustand als makroskopisch homogen anzusehen, das heißt, daß sich die Bewehrungsmaterialien mit dem umgebenden Boden gleichmäßig verformen. Diese Be-

Das allgemein gültige räumliche elastische Materialgesetz enthält 21 voneinander unabhängige Materialkonstanten:

$$\sigma_{ij} = E_{ijkl} * \varepsilon_{kl}$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \\ \sigma_5 \\ \sigma_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_{11} & E_{12} & E_{13} & E_{14} & E_{15} & E_{16} \\ E_{21} & E_{22} & E_{23} & E_{24} & E_{25} & E_{26} \\ E_{31} & E_{32} & E_{33} & E_{34} & E_{35} & E_{36} \\ E_{41} & E_{42} & E_{43} & E_{44} & E_{45} & E_{46} \\ E_{51} & E_{52} & E_{53} & E_{54} & E_{55} & E_{56} \\ E_{61} & E_{62} & E_{63} & E_{64} & E_{65} & E_{66} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \varepsilon_4 \\ \varepsilon_5 \\ \varepsilon_6 \end{bmatrix}$$

mit $E_{ij} = E_{ji}$

Den Randbedingungen einer Steilböschung mit Bewehrungseinlagen kommt der Sonderfall der anisotropen Elastizität, der sogenannte monotrope Körper, sehr nahe. Bei einem derartigen Körper existiert eine Ebene mit speziellen Elastizitätseigenschaften (die Bewehrungsebene in Richtung der Böschungsvorderseite). Die dazu senkrechte Ebene (Ebene der Bewehrungseinlage) weist eine eigene Elastizität auf. Die Anzahl der unabhängigen Materialkonstanten reduziert sich für diesen Sonderfall von 21 auf 5. Die Beschreibung der Spannungs-Verformungs-Beziehung ergibt sich nach Malmeisters/Tamuzs/Teters (1977) wie folgt:

$$\begin{bmatrix} \Delta\varepsilon_{xx} \\ \Delta\varepsilon_{yy} \\ \Delta\varepsilon_{zz} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{yz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E & -\upsilon/E & -\upsilon'/E' & & & \\ -\upsilon/E & 1/E & -\upsilon'/E' & & & \\ -\upsilon'/E' & -\upsilon'/E' & 1/E & & & \\ & & & 1/G' & & \\ & & & & 2*(\upsilon+1)/E & \\ & & & & & 1/G' \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \Delta\sigma_{xx} \\ \Delta\sigma_{yy} \\ \Delta\sigma_{zz} \\ \Delta\sigma_{xz} \\ \Delta\sigma_{xy} \\ \Delta\sigma_{yz} \end{bmatrix}$$

mit

$\Delta\varepsilon$ = Deformationsänderungen in x, y bzw. z-Richtung
$\Delta\gamma$ = Schubverformungen in x-z-, x-y-, bzw. y-z-Ebene
$\Delta\sigma$ = Spannungsänderungen in x, y bzw. z-Richtung
E = Elastizitätsmoduli in x-y-Ebene
E' = Elastizitätsmoduli in x-z- bzw. y-z-Ebene
υ = Poisson'sche Koeffizienten in x-y- Ebene
υ' = Poisson'sche Koeffizienten in x-z bzw. y-z-Ebene
G' = Schubmodul in der x-z bzw. y-z Ebene

Da es sich bei den Moduli E bzw. E' hier nicht um "echte" Elastizitätsmoduli handelt und um Verwechslungen mit der allgemein gebräuchlichen Bezeichnung des Elastizitätsmodules zu vermeiden, werden im Folgenden diese Parameter mit Deformationsmodul D bzw. D' bezeichnet.

Mit Berücksichtigung der Randbedingungen der erzwungenen ebenen Verformung im Biaxialgerät ist $\Delta\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{xx} = 0$. Wegen der gewählten Versuchsdurchführung ist $\sigma_{yy} = \text{const.}$ bzw. $\Delta\sigma_{yy} = 0$. Zunächst wird zur Vereinfachung des Materialgesetzes angenommen, daß die Verformungen des gesamten untersuchten Körpers gleichmäßig sind, d.h. $\Delta\gamma_{xy} = \Delta\gamma_{xz} = \Delta\gamma_{zy} = 0$. Bei den Versuchen mit Bewehrungseinlage wurden Verformungen der Druckkissenebene beobachtet, die diese Annahme rechtfertigen. Für den unbewehrten Sand stellt diese Annahme eine grobe Näherung dar, siehe Seite 79. Mit diesen Annahmen reduziert sich das Materialgesetz auf die Form:

$$\begin{bmatrix} 0 \\ \Delta\varepsilon_{yy} \\ \Delta\varepsilon_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/D & -\upsilon/D & -\upsilon'/D' \\ -\upsilon/D & 1/D & -\upsilon'/D' \\ -\upsilon'/D' & -\upsilon'/D' & 1/D' \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \Delta\sigma_{xx} \\ 0 \\ \Delta\sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

Ausmultipliziert ergibt sich ein Gleichungssystem, bestehend aus drei Gleichungen mit vier voneinander unabhängigen Materialparametern:

$$1/D * \Delta\sigma_{xx} - \upsilon'/D' * \Delta\sigma_{zz} = 0 \quad (1)$$

$$-\upsilon/D' * \Delta\sigma_{xx} - \upsilon'/D' * \Delta\sigma_{zz} = \Delta\dot{\varepsilon}_{yy} \quad (2)$$

$$-\upsilon'/D' * \Delta\sigma_{xx} + 1/D' * \Delta\sigma_{zz} = \Delta\varepsilon_{zz} \quad (3)$$

Mit diesem Gleichungssystem sind die vier Materialparameter ohne zusätzliche Annahmen nicht bestimmbar. Erste Ansätze, einen analytischen Zusammenhang zwischen den einzelnen Materialparametern herzuleiten, führten nicht zu befriedigenden Ergebnissen. Deshalb wird vereinfachend zunächst statt des beschriebenen monotropen Ansatzes ein isotropes Materialverhalten zugrundegelegt ($D = D'$ bzw. $\upsilon = \upsilon'$). Auf den monotropen Ansatz soll nach weiterer Kenntnis über den Zusammenhang zwischen den elastischen Parametern zurückgegriffen werden. So ergibt sich das Gleichungssystem zur Bestimmung der beiden Materialparameter υ und D zu:

$$1/D * \Delta\sigma_{xx} - \upsilon/D * \Delta\sigma_{zz} = 0 \quad (4)$$

$$-\upsilon/D * \Delta\sigma_{xx} - \upsilon/D * \Delta\sigma_{zz} = \Delta\varepsilon_{yy} \quad (5)$$

$$-\upsilon/D * \Delta\sigma_{xx} + 1/D * \Delta\sigma_{zz} = \Delta\varepsilon_{zz} \quad (6)$$

Dieses Gleichungssystem, bestehend aus drei Gleichungen mit zwei Unbekannten, ist im Gegensatz zu den Gleichungen (1) bis (3) überbestimmt. Die beiden Materialparameter können mit dem Prinzip der kleinsten Fehlerquadraten derart bestimmt werden, daß die Bedingungen der Gleichungen optimal erfüllt werden:

$$\sum (1/D * \Delta\sigma_{xx} - \upsilon/D * \Delta\sigma_{zz})^2 + (\Delta\varepsilon_{yy} + \upsilon/D * \Delta\sigma_{xx} + \upsilon/D * \Delta\sigma_{zz})^2$$

$$+ (\Delta\varepsilon_{zz} + \upsilon/D * \Delta\sigma_{xx} - 1/D * \Delta\sigma_{zz})^2 = \text{Min.} \quad (7a)$$

Der Fehler in der Bestimmung der Materialparameter wird minimal, wenn die erste Ableitung den Wert Null annimmt. Hierau folgt das nichtlineare Gleichungssystem:

$$(\delta\Sigma/\delta D)_{\upsilon} = 0 \quad (7b)$$

bzw.

$$(\delta\Sigma/\delta\upsilon)_D = 0 \qquad (7c)$$

Zur mathematischen Vereinfachung wird das Gleichungssystem (Gl. 4-6) wie folgt angesetzt:

$$\varepsilon_1 = a_{11} * \sigma_1 + a_{12} * \sigma_3 \qquad (8)$$

$$\varepsilon_2 = a_{12} * (\sigma_1 + \sigma_3) \qquad (9)$$

$$\varepsilon_3 = a_{11} * \sigma_3 + a_{12} * \sigma_1 \qquad (10)$$

Der zu minimierende Ausdruck von Gleichung (7a) lautet:

$$\Sigma = (\varepsilon_1 - a_{11}*\sigma_1 - a_{12}*\sigma_3)^2 + (\varepsilon_2 - a_{12}*(\sigma_1+\sigma_3)^2) + (\varepsilon_3 - a_{11}*\sigma_3 - a_{12}*\sigma_1)^2 = 0 \qquad (11)$$

Es ergeben sich die folgende Gleichungen zur Bestimmung des Minimums

$$\delta\Sigma/\delta a_{11} = \sigma_1 * (\varepsilon_1 - a_{11}*\sigma_1 - a_{12}*\sigma_3) + \sigma_3 * (\varepsilon_3 - a_{11}*\sigma_3 - a_{12}*\sigma_1) = 0 \qquad (12)$$

$$\delta\Sigma/\delta a_{12} = \sigma_3 * (\varepsilon_1 - a_{11}*\sigma_1 - a_{12}*\sigma_3) + (\sigma_1+\sigma_3) * (\varepsilon_2 - a_{12}* (\sigma_1+\sigma_3) + \sigma_1 * (\varepsilon_3 - a_{11}*\sigma_3 - a_{12}*\sigma_1) = 0 \qquad (13)$$

Es ergeben sich zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten zu:

Gl. (14) :

$$a_{11} * (\sigma_1^2 + \sigma_3^2) + a_{12} * 2*(\sigma_1 + \sigma_3) = \sigma_1*\varepsilon_1 + \sigma_3*\varepsilon_3$$

Gl. (15) :

$$a_{11} * 2 * \sigma_1 * \sigma_3 + a_{12} * (\sigma_1^2 + \sigma_3^2 + (\sigma_1 + \sigma_3)^2 = \sigma_3 * \varepsilon_1 + (\sigma_1 + \sigma_3) * \varepsilon_2 + \sigma_1 * \varepsilon_3$$

Die Lösung dieser beiden Gleichungen in der allgemeinen Form:

$$A * X_1 + B * X_2 = Y_1 \qquad (16)$$
$$C * X_1 + D * X_2 = Y_2 \qquad (17)$$

ergibt sich zu

$$X_1 = (C * Y_1 / (A * C - B^2)) - (B * Y_2 / (A * C - B^2)) \qquad (18)$$

$$X_2 = (-B * Y_1 / (A * C - B^2)) + (A * Y_2 / (A * C - B^2)) \qquad (19)$$

mit

$$X_1 = a_{11} = 1/D \qquad (20)$$

und

$$X_2 = a_{12} = -\upsilon/D \qquad (21)$$

Die einzelnen Versuchswerte werden in die Gleichungen 12 bzw. 13 eingesetzt und für die einzelnen Verformungsbereiche die Materialparameter Querdehnungszahl υ und Verformungsmodul D bestimmt. Anschließend soll zur umfassenden Beschreibung des Materialverhaltens des Erdstoffes mit und ohne Bewehrungseinlage der jeweilige Spannungszustand ermittelt werden.

7.2 Ermittlung der Materialparameter ν und D

Elastische Stoffe weisen eine Querdehnungszahl υ zwischen 0 und 0,5 auf. Die Größe hängt von den Randbedingungen der Ermittlung, dem zugrundeliegenden mechanischen Modell und den Stoffeigenschaften ab. In der Literatur werden für Fels Werte zwischen υ = 0,15 bis 0,25 und für Sand Werte zwischen υ = 0,25 bis 0,35 genannt (Schmidt, 1996). Mit den Randbedingungen des biaxialen Versuchsgerätes und mit dem unter Kap. 7.1. beschriebenen mechanischen Modell ist die Entwicklung der Querdehnzahl υ abhängig vom Spannungszustand und der Stauchung ε_{zz} in Abb. 7.2 dargestellt.

Die Querdehnzahlen υ werden mit zunehmender Stauchung ε_{zz} größer. Die Kurvenverläufe stimmen für alle Stützkissendrücke σ_{yy} überein. Mit der zunehmender Größe des Stützkissendruckes σ_{yy} werden die Querdehnzahlen υ kleiner.

Unbewehrter Sand : Der Kurvenverlauf läßt sich in einen bilinearen Bereich zwischen der Stauchung ε_{zz}= 0 und 1,3 % bzw. 1,3 und 1,8 % und einen nichtlinearen Bereich oberhalb 1,8 % unterteilen. In diesem nichtlinearen Bereich nehmen die Werte deutlich überproportional zu. Die Größe der Werte liegt im Bereich der für Sand mit anderen Methoden ermittelten Größenordnungen (siehe oben).

Sand mit Vlieseinlagen: Im Gegensatz zum unbewehrten Sand nehmen die Größen der Querdehnzahlen υ etwa bis zu einer Stauchung ε_{zz}= 1,3 % nichtlinear und im Bereich zwischen 1,3 bis 1,8 % linear zu. Oberhalb der Stauchung von 1,8 % wachsen die Werte analog den Ergebnissen beim unbewehrten Sand überproportional an. Im Anfangsverformungsbereich liegen die Werte für die unterschiedlichen Stützkissendrücke σ_{yy} enger zusammen als bei den größeren Stauchungsbereichen, wo ein nahezu paralleler Verlauf erkennbar ist. Bei den Versuchen mit Vlieseinlage sind sämtliche ermittelten Querdehnzahlen kleiner als beim unbewerten Sand.

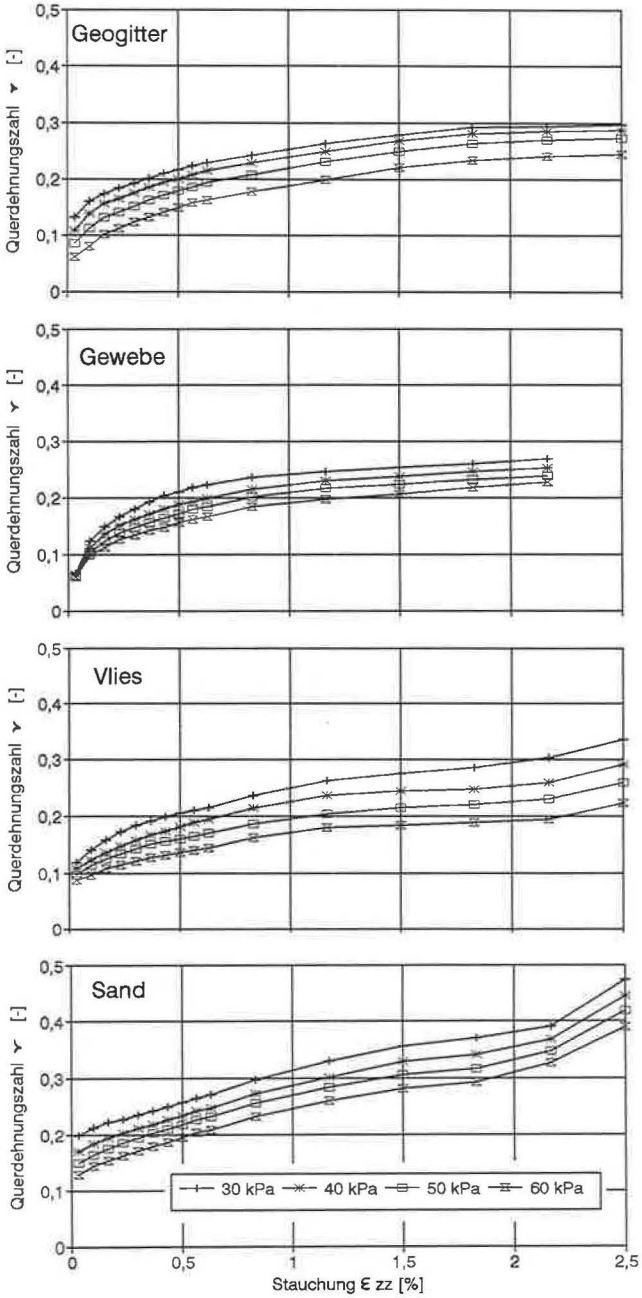


Abb. (7.2) - Querdehnungszahl υ in Abhängigkeit von der Stauchung ε_{zz} und der Horizontalspannung σ_{yy}

Sand mit Gewebeeinlagen: Der Kurvenverlauf ist hier deutlich anders als beim unbewehrten Sand und bei der Vlieseinlage. Ausgehend von einem Wert der Querdehnzahl υ für alle Stützkissendrücke σ_{yy} nimmt die Größe der Querdehnzahl etwa bis zu einer Stauchung ε_{zz} = 0,8 % überproportional zu. Oberhalb dieser Stauchung wächst die Querdehnzahl linear und strebt für alle Stützkissendrücke σ_{yy} einem Grenzwert zu. Die Kurven für die jeweiligen Stützkissendrücke σ_{yy} liegen enger zusammen als bei unbewehrten und den mit Vlies bewehrten Versuchen. Die Größenordnungen der Werte stimmen im Anfangsverformungsbereich mit denen der Versuche mit der Vlieseinlagen in etwa überein. Bei den größeren Stauchungen bleiben die Werte der Versuche mit Gewebeeinlage für einer größeren Stauchungsbereich niedriger.

Sand mit Geogittereinlagen: Die Werte für die Querdehnzahl υ nehmen überproportional zu und streben asymptotisch einem Grenzwert für den jeweiligen Stützkissendruck σ_{yy} zu. Sämtliche Werte liegen deutlich unter der Werten des unbewehrten Sandes. Der Verlauf kann durch zwei Geraden im Stauchungsbereich ε_{zz} = 0 bis 0,7 % und ε_{zz} = 0,7 bis 1,8 % angenähert werden.

Spannungs-Stauchungs-Zusammenhänge granularer Stoffe sind normalerweise gekrümmt. Folglich kann ein Modul als Materialparameter nicht konstant sein. Mit zunehmender Normalspannung und infolgedessen zunehmender Stauchung wird die Neigung der Spannungs-Stauchungs-Kurven flacher und der Wert des Modules nimmt damit ab, bis er im Bruchzustand bei Erreichen des Maximums der Normalspannung sich dem Wert Null nähert. Dies wurde auch mit den hier beschriebenen Spannungs-Stauchungs-Kurven der Biaxialversuche beobachtet (siehe Abb. 6.18 bzw. 6.19).

Beim Versuchsbeginn wurden mit dem verwendeten mechanischen Modell bei sämtlichen Versuchen sehr große Werte für den Deformationsmodul D ermittelt, siehe Abb. 7.3. Dies wird darauf zurückgeführt, daß zum Zeitpunkt des Versuchsbeginnes die Normalspannung zwar Null war, aber ein horizontaler Spannungszustand infolge des Stützkissendruckes σ_{yy} vorherrschte. Unmittelbar nach dem Versuchsbeginn mit zunehmenden Normalspannungen fielen die Werte deutlich ab.

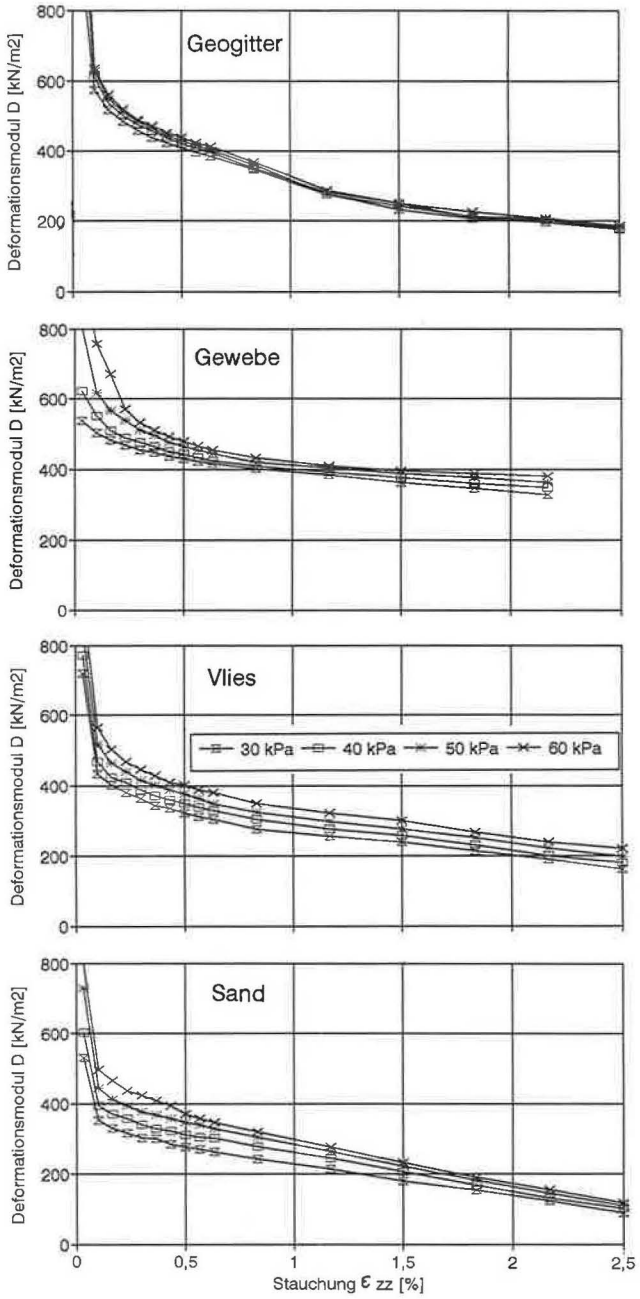


Abb. (7.3) - Deformationsmodul D in Abhängigkeit von der Stauchung ε_{zz} und der Horizontalspannung σ_{yy}

Unbewehrter Sand: In Abhängigkeit von der Stauchung ε_{zz} nimmt der Wert des Deformationsmodules D quasi bilinear ab. Mit zunehmender Stauchung nähern sich die Kurven für die jeweiligen Stützkissendrücke σ_{yy} einander an und streben dem Wert Null entgegen. Der erste Teil der linearen Annäherung reicht etwa bis zur Stauchung von ε_{zz} = 0,7 %. In diesem Teil nimmt der Modul stärker ab als in dem darüberliegenden Stauchungsbereich.

Sand mit Vlieseinlagen: Im Anfangsverformungsbereich bis zu einer Stauchung ε_{zz} von 0,8 % nimmt der Modul nichtlinear ab, im darauffolgenden Bereich linear. Die Kurven für die einzelnen Stützkissendrücke σ_{yy} verlaufen parallel und streben ebenfalls dem Wert Null zu. Im Vergleich zum unbewehrten Sand wird durch die Vlieseinlagen die Größe des Modules angehoben und der Kurven-verlauf ist deutlich flacher.

Sand mit Gewebeeinlagen: Nach einem nichtlinearen Anfangsbereich bis zur Stauchung von ε_{zz} von etwa 0,7 % nehmen die Werte des Deformationsmodules D mit zunehmender Stauchung linear ab, allerdings nur ganz allmählich. Ein Abknicken der Kurven in Richtung des Wertes Null ist nicht zu beobachten. Dabei ist der Stützkissendruck σ_{yy} quasi ohne Einfluß auf den Modul. Das Niveau des Deformationsmodules liegt deutlich über dem Niveau des unbewehrten Sandes.

Sand mit Geogittereinlage: Über den gesamten Stauchungsbereich nehmen die Werte des Deformationsmodules D nichtlinear ab. Der Kurvenverlauf könnte für die Bereiche bis zur Stauchung ε_{zz} = 1,3 % und ab dieser Stauchung jeweils durch eine Gerade angenähert werden. Im gesamten Stauchungsbereich ist der Stützkissendruck σ_{yy} ohne Einfluß auf die Größe des Modules. Die Größe des Modules erreicht im Anfangsbereich (ε_{zz} < 0,7 %) bei der Geogittereinlage etwa die Größe des Modules der Gewebeeinlage. Bei größeren Stauchungen nimmt der Modul allerdings schneller ab und liegt nur etwas oberhalb des Wertes des unbewehrten Sandes.

7.3 Beschreibung des Spannungszustandes

Bei granularen Stoffen entsteht durch eine Vergrößerung der Normalspannung zunächst eine zusätzliche Verdichtung, d.h. eine Verringerung des Porenraumes. Erst bei größeren Werten der Normalspannung findet durch den nur auf eine relativ kleine Fläche wirkende Korn-zu-Korn-Druck eine Kornzertrümmerung statt. Bei weiter zunehmender Normalspannung wird dieses neue Korngemisch wieder weiter verdichtet. Bei Schervorgängen findet zusätzlich zu dem Vorgang der Verdichtung und Kornzertrümmerung eine horizontale Verschiebung der Einzelkörner statt, die je nach der Größe der Dichte ebenfalls eine zusätzliche Verdichtung oder ein Aufschieben der Körner bewirkt (Dilatation). Bei Einlage von Geokunststoffen in den Erdstoff wird im Bereich dieser Einlage die horizontale Verformung behindert und eine zusätzliche Horizontalspannung induziert. Die Größe dieser Zusatzspannung und ihre Mechanismen (im Allgemeinen als "Bewehrungseffekt" bezeichnet) sind nahezu unbekannt. Es ist zu erwarten, daß sich ein Produkt mit Öffnungen (hier Geogitter) und folglich weiterem Boden-Boden-Kontakt auch nach der Einlage anders verhält als ein Produkt mit Trennung des Boden-Boden-Kontaktes in der Einlageebene (hier Vlies bzw. Gewebe). Die Steifigkeit des eingelegten Produktes und seine Oberflächenbeschaffenheit beeinflussen die Größe der mobilisierbaren Zusatzspannung ebenfalls. Es wird angestrebt, mit den durchgeführten Versuchen diese Zusatzspannung zu ermitteln. Hierzu soll zunächst der jeweilige Spannungszustand kontinuumsmechanisch bestimmt werden.

Im Gegensatz zu den festen Körpern wird das mechanische Verhalten von granularen Stoffen vor allem von Schubspannungen und damit einhergehenden plastischen Verformungen geprägt. Experimentell hat sich gezeigt, daß der hydrostatische Druckspannungszustand sowohl allein als auch in Kombination mit anderen Spannungszuständen bei körnigen Erdstoffen keinen Einfluß auf die Scherverformungen hat (Förster, 1996). Die allgemeine Form des Spannungstensors wird aus diesem Grund üblicherweise in ihren hydrostatischen Anteil (Kugeltensor) und den deviatorischen Anteil (Deviator) aufgeteilt:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma & 0 & 0 \\ 0 & \sigma & 0 \\ 0 & 0 & \sigma \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_{xx}-\sigma & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy}-\sigma & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz}-\sigma \end{bmatrix}$$

Kugeltensor Deviator

mit der hydrostatischen Spannung $\sigma = 1/3 * (\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz})$

Der Kugeltensor beschreibt den hydrostatischen Spannungszustand, während der deviatorische Anteil die Schubspannungen repräsentiert, durch die die Verformungsarbeit erfolgt. Als Maß für die Größe der Schubspannungen wird dabei die Quadratwurzel aus der zweiten Invarianten des Deviators verwendet (Malmeisters et al., 1977), die als Schubspannungsintensität T bezeichnet wird:

$$T = 1 / \sqrt{6} * \sqrt{(\sigma_{xx}-\sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy}-\sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz}-\sigma_{xx})^2}$$

Mit den einzelnen Versuchsergebnissen wurde die Größe der Schubspannungsintensität T ermittelt und über die Stauchung in z-Richtung dargestellt. Dabei ist zu berücksichtigen, daß zu Versuchsbeginn analog eines Triaxialversuches nach Aufbringen des Seitendruckes erst die Normalspannung anwächst, wobei der Druckkissendruck bereits anliegt.

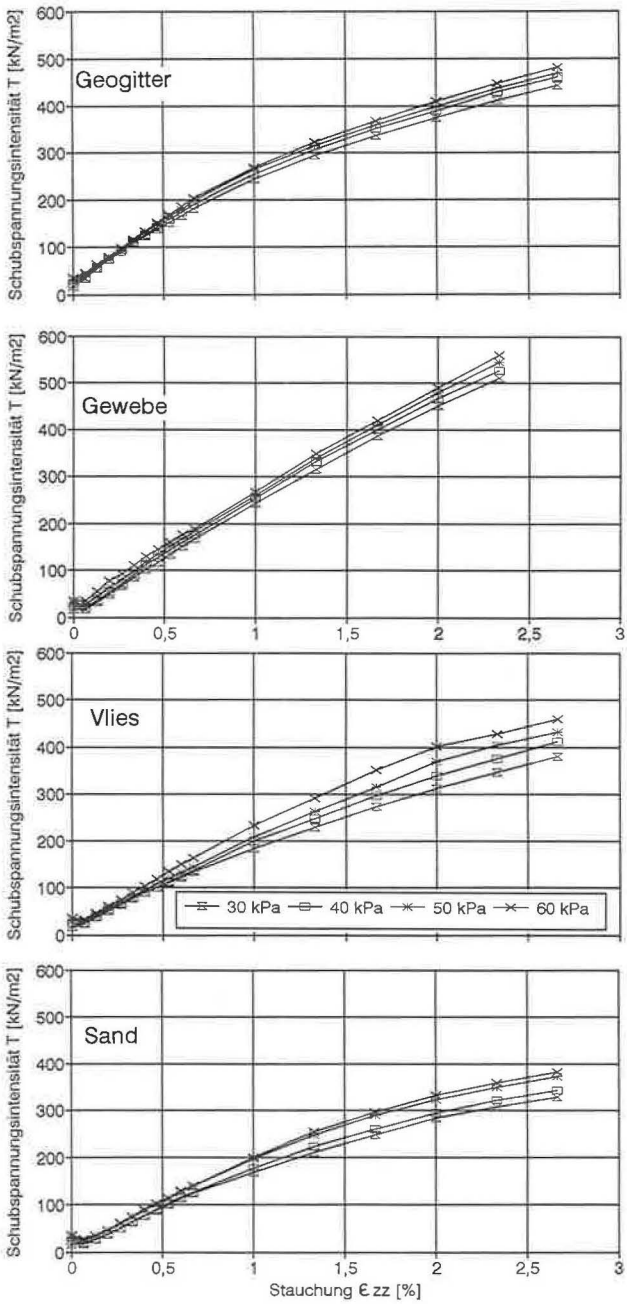


Abb. (7.4) - Schubspannungsintensität T in Abhängigkeit von der Stauchung ε_{zz} und der Horizontalspannung σ_{yy}

Unbewehrter Sand: Die Schubspannungsintensität wächst etwa bis zu einer Stauchung ε_{zz} = 0,7 % quasi linear an. Bei größeren Stauchungen wird der jeweilige Zuwachs geringer und strebt einem Grenzwert zu. Im Anfangsbereich ist die Größe der Schubspannungsintensität relativ unabhängig von der Größe der Horizontalspannung. Mit zunehmender Stauchung nimmt ihr Einfluß geringfügig zu.

Sand mit Vlieseinlage: Der Kurvenverlauf entspricht demjenigen des unbewehrten Sandes, wobei durch die Vlieseinlage höhere Werte für die Schubspannungsintensität ermittelt werden konnten. Der Einfluß des Horizontalspannungszustandes entspricht demjenigen des unbewehrten Sandes.

Sand mit Gewebeeinlagen: Der Kurvenverlauf ist über den gesamten untersuchten Bereich linear. Die Größe der Schubspannungsintensität entspricht bis zu einer Stauchung ε_{zz} von 0,8 % den Werten der Vliesbewehrung. Erst bei größeren Stauchungen wachsen diese linear an, wobei sie bei der Vliesbewehrung überproportional absinken. Der Horizontalspannungszustand ist über den gesamten Stauchungsbereich konstant, und zwar nur von untergeordneter Bedeutung für die Größe der Schubspannungsintensität.

Sand mit Geogitterbewehrung: Der ermittelte Kurvenverlauf ist bilinear, so daß er durch zwei Geraden angenähert werden kann. Die erste dieser Geraden im Anfangsstauchungsbereich bis zu etwa ε_{zz} = 0,8 % weist im Vergleich zu den anderen untersuchten Bewehrungsprodukten die größte Steigung auf. Der Horizontalspannungszustand ist quasi für den gesamten Stauchungsbereich nicht von Bedeutung.

Zusätzlich zu der Ermittlung der Schubspannungsintensität in Abhängigkeit von der Stauchung ε_{zz} wurde auch deren Größe in Abhängigkeit von der gemittelten Horizontaldeformation ε_{yy} bestimmt (Abb. 7.5). Da der Zusammenhang zwischen der Stauchung ε_{zz} und der Horizontaldeformation ε_{yy} nichtlinear ist (siehe Abb. (6.20)), ergibt sich eine unterschiedliche Entwicklung der Schubspannungsintensität T.

Sand ohne Bewehrungseinlage: Die Schubspannungsintensität wächst nichtlinear an und strebt deutlich einem Maximalwert für den jeweiligen Horizontalspannungszustand zu. Die Größe der Horizontalspannung ist deutlicher ausgeprägt als bei der Darstellung über der Stauchung ε_{zz}. Der Grenzzustand für den jeweiligen Horizontalspannungszustand wird bei unterschiedlichen Dehnungen ε_{yy} erreicht.

Sand mit Vlieseinlagen: Analog zum unbewehrten Sand ist die Entwicklung der Schubspannungsintensität nichtlinear und der Einfluß des Horizontalspannungszustandes deutlich ausgeprägt. Die Schubspannungsintensität strebt für die jeweilige Horizontalspannung einem Grenzwert zu.

Sand mit Gewebeeinlagen: Da bei den Gewebeeinlagen ein fast linearer Zusammenhang zwischen der Stauchung ε_{zz} und der Dehnung ε_{yy} besteht, stimmt die Darstellung der Schubspannungsintensität bezüglich beider Verformungen überein. Die Entwicklung der Schubspannungsintensität ist linear. Für größere Verformungswerte knicken die jeweiligen Geraden leicht ab, womit der Beginn eines Grenzzustandes angezeigt wird.

Sand mit Geogittereinlagen: Die Schubspannungsintensität wächst nichtlinear an und strebt einem Maximalwert für den jeweiligen Horizontalspannungszustand zu. Die Größe der Horizontalspannung ist deutlicher ausgeprägt als bei der Darstellung über der Stauchung ε_{zz}. Der Maximalwert der Schubspannungsintensität (Grenzzustand) wird für den jeweiligen Horizontalspannungszustand bei unterschiedlichen Dehnungen ε_{yy} erreicht.

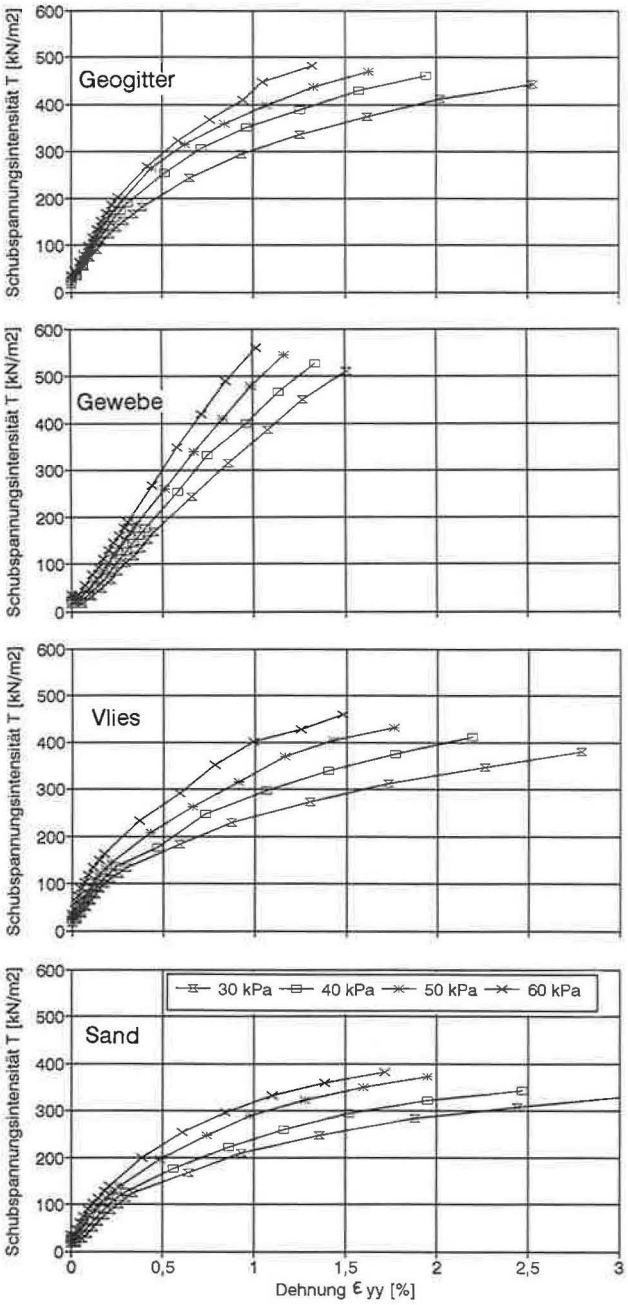


Abb. (7.5) - Schubspannungsintensität T in Abhängigkeit von der Dehnung ε_{yy} und der Horizontalspannung σ_{yy}

7.4 Nachweis des Bewehrungseffektes

Ein Unterschied im mechanischen Verhalten zwischen dem unbewehrten Sand und dem Sand mit Bewehrungseinlagen ist bereits bei den Materialparametern bereits deutlich erkennbar. Als Maß für den Bewehrungseffekt soll die zusätzliche Schubspannungsintensität ermittelt werden, die durch die Bewehrungslagen bei gleichem Stauchungszustand ε_{zz} erzeugt wird.

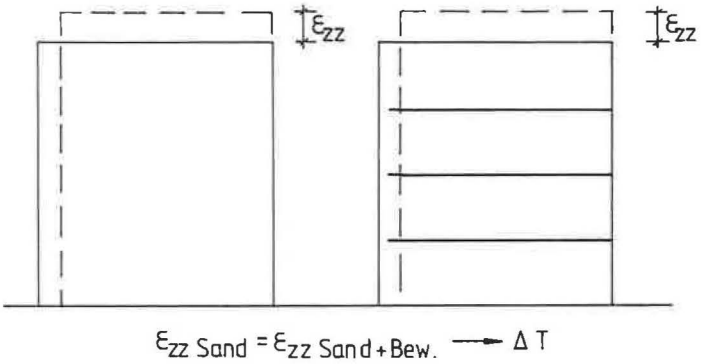


Abb. (7.6) - Abgleich des Stauchungszustandes

Mit der Differenz der Schubspannungsintensität wird ermöglicht, den höheren Spannungszustand bei gleichem Deformationszustand analytisch zu beschreiben. In der Vergangenheit wurde auf ähnliche Weise die mechanische Wirksamkeit von Bodenverfestigungen nachgewiesen. Ein Vorteil dieser Vorgehensweise besteht darin, daß die Schubspannungsintensität zu jedem Deformationszustand ermittelt werden kann, auch bevor ein Grenzzustand erreicht wird.

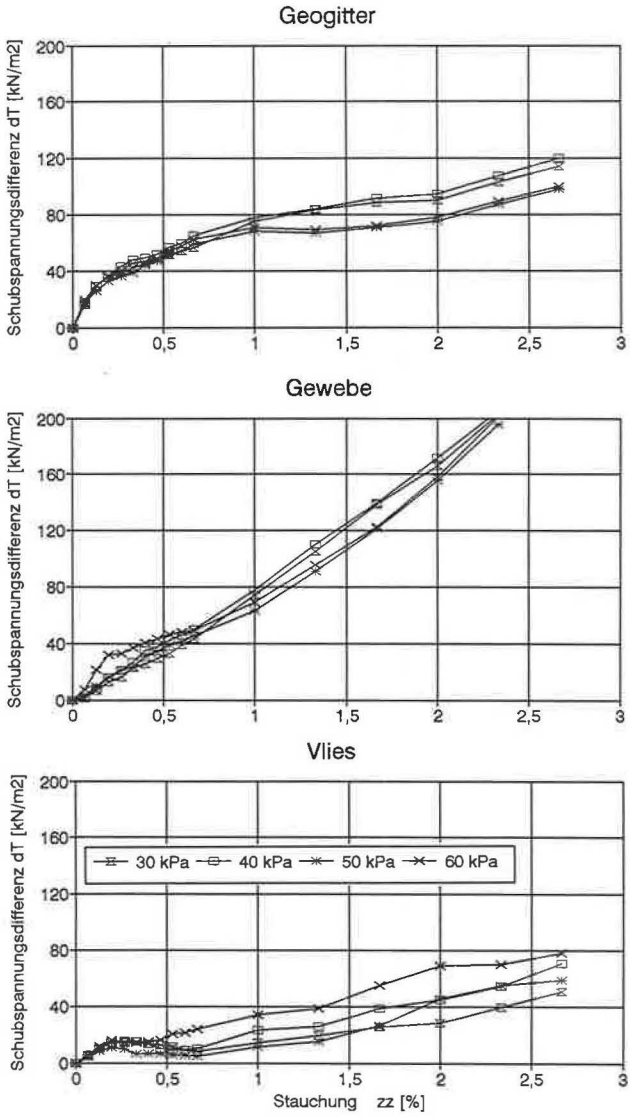


Abb. (7.7) - Differenz ΔT der Schubspannungsintensität bei gleicher Stauchung ε_{zz} in Abhängigkeit von der Horizontalspannung σ_{yy}

Sand mit Vlieseinlagen: Mit relativ kleinen Stauchungen wird mit der Vliesbewehrung eine Erhöhung der Schubspannungsintensität von ca. 15 kN/m² erreicht. Bei größer werdenden Stauchungen bleibt dieser Zuwachs zunächst konstant, um bei Stauchungen ε_{zz} über 0,5 % wieder allmählich anzusteigen. Der Zuwachs im Anfangsbereich ist im Gegensatz zum Zuwachs bei größeren Stauchungen nicht vom Horizontalspannungszustand abhängig.

Sand mit Gewebeeinlagen: Der Zuwachs der Schubspannungsintensität erfolgt quasi bilinear. Im Stauchungsbereich unter ε_{zz} = 0,7 % ist die Gerade flacher geneigt als im darüberliegenden Stauchungsbereich. Die Gewebebewehrung benötigt also eine entsprechende Stauchung, um aktiviert zu werden. Dafür sind die Zuwächse der Schubspannung nach Initiierung der Bewehrungswirkung sehr groß. Der Einfluß des Horizontalspannungszustandes ist vernachlässigbar.

Sand mit Geogittereinlage: Hier ist direkt nach Versuchsbeginn ein überproportionaler nichtlinearer Zuwachs der Schubspannungsintensität erkennbar. Nach einer Stauchung von 0,7 % nimmt die Schubspannungsintensität fast linear zu. Die Größenordnungen der Werte der Gewebebewehrung wird nicht erreicht. Der Einfluß des Horizontalspannungszustandes ist vernachlässigbar.

Die unterschiedliche Entwicklung der Differenz der Schubspannungsintensität zeigt, daß der Bewehrungseffekt der verschiedenen Produkte voneinander abweicht. Das Vlies entfaltet sofort nach der Belastung einen Bewehrungseffekt, der bei dem hochzugfesten Gewebe erst geweckt werden muß. Während die Bewehrungswirkung beim Vlies nur noch bescheiden anwächst, steigt sie beim Gewebe ungeheuer an. Wegen der Größe der dazu erforderlichen Verformungen ist der enorme Schubspannungszuwachs beim Gewebe in der Praxis quasi nicht nutzbar. Das Geogitter zeigt seine Stärke im Anfangsverformungsbereich, wo der Zuwachs überproportional anwächst. Bei den meisten Bewehrungsaufgaben werden Stauchungen von maximal etwa 1 % eintreten, wie mit den Großversuchen gezeigt wurde. Also spielt der Anfangsverformungsbereich hier eine große Rolle. Deshalb werden die Zuwächse der Schubspannung für diesen Bereich vergrößert dargestellt.

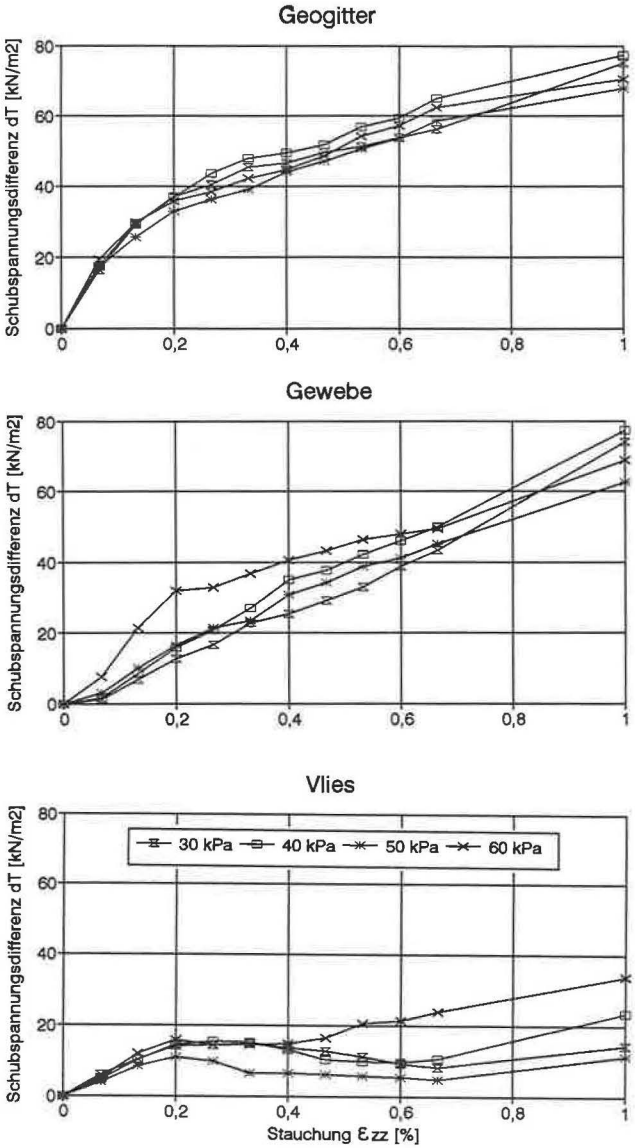


Abb. (7.8) - Differenz ΔT der Schubspannungsintensität bei gleicher Stauchung ε_{zz} in Abhängigkeit von der Horizontalspannung σ_{yy}

Für den Stauchungsbereich bis 1 % wird mit dem Geogitter und dem Gewebe etwa ein gleich großer mittlerer Schubspannungszuwachs von ca. 70 kN/m² erzeugt. Der Zuwachs beim hochzugfesten Gewebe entwickelt sich im Gegensatz zum Geogitter fast linear. Beim Geogitter ist vermutlich wegen der Produktsteifheit ein sehr hoher Zuwachs direkt nach der Belastung zu beobachten. Im daran anschließenden Bereich ist ein dem Gewebe entsprechender Zuwachs zu erkennen. Auch mit dem Vlies sind Schubspannungszuwächse nachweisbar, allerdings ist die Größenordnung im Vergleich zu den anderen Produkten relativ gering. Der Schubspannungszuwachs ist beim Vlies relativ unabhängig von der Größe der Verformung (Stauchung).

7.5 Vergleich der Ergebnisse mit einem Großversuch

Mit den durchgeführten Biaxialversuchen sollte das Spannungs-Verformungs-Verhalten geokunststoffbewehrter Erdkörper ohne Maßstabfaktor abgebildet werden. Um die Brauchbarkeit der Ergebnisse aufzuzeigen, werden diese mit einem großmaßstäblichen Belastungsversuch verglichen. Dazu soll der bei der BAST durchgeführte Großversuch GV 6 (siehe Seite 27 ff.) mit einer Höhe von 2,88 m und einer Bewehrung aus 5 Lagen Vlies verwendet werden.

In der Realität wird bei der Erstellung einer derartigen Stützkonstruktion durch den lagenweisen Aufbau mit entsprechender Verdichtungsarbeit eine horizontale Verspannung hervorgerufen. Nach der Fertigstellung der Konstruktion wird zusätzlich zum Eigengewicht der Konstruktion deren Oberfläche meist mit Lagerlasten oder Verkehrslasten beaufschlagt. Die Konstruktion muß derart dimensioniert werden, daß sämtliche Bauteile den entsprechenden Belastungen widerstehen und daß die Verformungen für das Bauwerk verträglich sind. Bei o.a. Großversuch wurde nach der Erstellung der Konstruktion durch eine Lastplatte die Normalspannung solange erhöht, bis ein Versagen eintrat. Im Gegensatz zur Realität und der Versuchswand wurde bei den Biaxialversuchen zunächst in Analogie zur Triaxialversuchstechnik ein horizontaler Spannungszustand erzeugt und anschließend die Normalspannung gesteigert. Die Größe des Verhältnisses zwischen der Horizontalspannung σ_h und der Normalspannung $\sigma_n = \gamma * h$ ist nur für unbewehrte homogene Erdstoffe bekannt. Danach ist die Größe des Verhältnisses abhängig von den Verformungen, von der Scherfestigkeit des Erdstoffes und der wirksamen Reibung in der Kontaktfläche. Sind Verformungen ausgeschlossen, herrscht in horizontaler Richtung der sogenannte Erdruhedruck $\sigma_{h0} = \sigma_n * K_0$ mit $K_0 = 1 - \sin \varphi$. Können Verformungen auftreten, so fällt die Horizontalspannung bis auf den sogenannten aktiven Erddruck $\sigma_{ha} = \sigma_n * K_a$ ab. Die Größe der Verformungen, die zum Absinken vom Erdruhedruck auf den aktiven Erddruck erforderlich ist, hängt stark von der Lagerungsdichte des Erdstoffes und der Kinematik der Bewegung (Rotation und/oder Translation) ab. In Abb. 7.9 ist die Größe des Faktors K_0 bzw. K_a für verschiedene Reibungswinkel φ und Wandreibungswinkel δ bei senkrechter Wand und horizontalem Geländeverlauf und dargestellt:

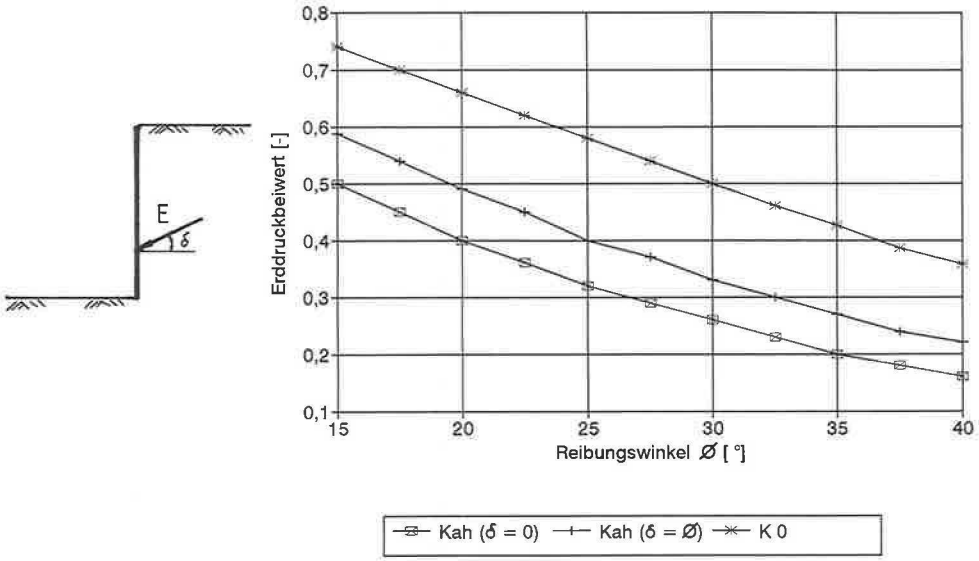


Abb. (7.9) - Erddruckbeiwerte in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ

Die Biaxialversuche waren derart angelegt, daß eine 10 Meter hohe senkrechte Stützkonstruktion repräsentiert werden kann. Hierbei ergäbe sich aus dem Eigengewicht der Konstruktion bei einer Wichte von 20 kN/m² an der Basis eine Vertikalspannung σ_v von 200 kN/m². Für den verwendeten Sand mit einem mittleren Reibungswinkel von φ = 38° ergibt sich nach Abb. 7.9 eine wirksame maximale Horizontalspannung zwischen σ_h = 0,18 * 200 kN/m² = 36 kN/m² und σ_h = 0,38 * 200 kN/m² = 76 kN/m². Die Horizontalspannungsstufen der Biaxialversuche decken mit 30, 40, 50 und 60 kN/m² diesen Bereich ab. Zusätzlich zu diesem Eigengewichtszustand ist im Gebrauchslastbereich eine eventuell vorhandene Lager- oder Verkehrslast zu berücksichtigen. Mit den zusätzlichen Normalspannungen wurden sowohl bei den Biaxialversuchen als auch beim Großversuch weit über den Eigengewichtszustand hinausgehende Spannungszustände realisiert.

Während sich beim Großversuch die Spannungszustände in horizontaler Richtung analog den entsprechenden Randbedingungen ausbilden konnten, wurden diese bei den Biaxialversuchen durch die externe

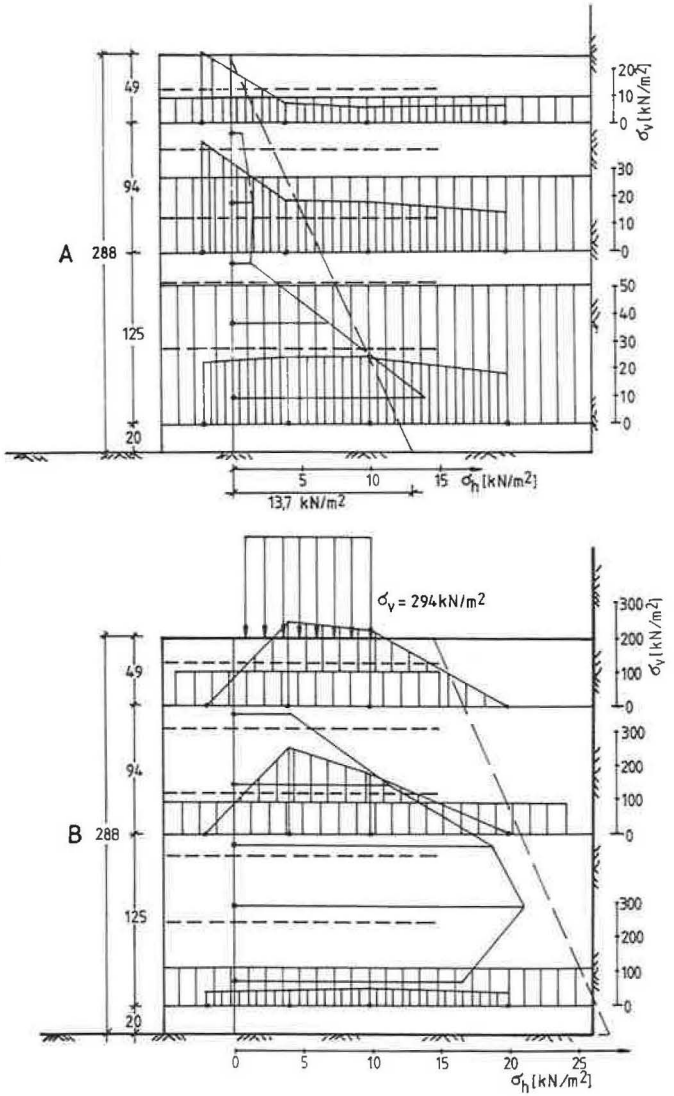


Abb. (7.10): Vertikal- und Horizontalspannungen des Großversuches
A : Einbauzustand
B : Versagenszustand

Druckkissenspannung aufgeprägt. Wie im ersten Teil dieses Kapitels dargelegt, ist die Größe der Horizontal- und Vertikalspannungen bisher nur für unbewehrte Erdstoffe bekannt und bei Kenntnis der Parameter analytisch bestimmbar. Mit dem Großversuch konnten die Spannungsverhältnisse des bewehrten Stützkörpers meßtechnisch bestimmt und mit den für den unbewehrten Erdstoff ermittelten Werten verglichen werden. Die Ergebnisse der Vertikal- und Horizontalspannungen des Großversuches sind in den Abb. 7.10 A für den Einbauzustand (Konstruktionseigengewicht) und 7.10 B für den Versagenszustand dargestellt. In den horizontalen Ebenen der in einer Höhe von 20 cm, 145 cm und 239 cm eingebauten jeweils 4 Meßaufnehmer wurden die Vertikalspannungen bestimmt. Die Horizontalspannungen wurden im Abstand von ca. 50 cm von der Vorderseite in einem vertikalen Schnitt in den Höhenlagen 40 cm, 95 cm, 138 cm, 183 cm und 234 cm ermittelt. Zusätzlich zu den Meßwerten sind die auf der Basis der Erddrucktheorie ermittelten Werte eingezeichnet. Beim Einbauzustand stimmen in den oberen zwei Meßebenen die theoretisch bestimmten und die meßtechnisch ermittelten Werte der Vertikalspannung in ihrer Größe fast überein. Im vorderen Bereich ergaben sich für die Vertikalspannung allerdings deutlich höhere Werte, was auf einen Verspannungszustand hindeutet. In der unteren Lage wurde nur etwa die Hälfte der theoretischen Größe der Vertikalspannung erreicht. Dies könnte die reale Situation widergeben, wahrscheinlich ist dies jedoch mit Reibungsverlusten in den Seitenwänden der Versuchsgrube zu begründen. Verglichen mit der theoretischen dreiecksförmigen Verteilung der Horizontalspannungen wurden nach der Fertigstellung der Konstruktion in der oberen Hälte deutlich geringere und erst in der unteren Hälte adäquate Werte ermittelt. Der Bruchzustand trat bei einer zusätzlichen Normalspannung von 294 kN/m² ein. Leider wurden für Zwischenzustände keine Meßwerte veröffentlicht. Die Normalspannungsverteilung zeigte in den oberen Lagen im direkten Einflußbereich der Last deutlich höhere Werte im Vergleich zu den theoretisch ermittelten Werten, für deren Bestimmung ein Lastausbreitungswinkel von 45° zugrundegelegt wurde. In der unteren Lage wurde eine gleichmäßige Verteilung festgestellt, allerdings analog des Eigengewichtszustandes nur etwa die Hälfte der analytisch bestimmten Werte. Hierfür sind vermutlich ebenfalls Reibungsverluste verantwortlich. Die Horizontalspannungen erreichten im unteren Teil die Größenordnung

der berechneten Werte. Im oberen Teil wurden geringere Spannungen ermittelt.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß im Vergleich zu den theoretischen Werten in der oberen Hälfte im unmittelbaren Lastbereich und im vorderen Bereich der Stützkonstruktion größere Normalspannungen und kleinere Horizontalspannungen festgestellt wurden. In der unteren Hälfte wurden die erwarteten Größenordnungen der Horizontalspannungen erreicht. Die kleineren Werte der Normalspannungen sind vermutlich auf Reibungseinflüsse zurückzuführen. Die rechnerisch ermittelten Werte der Spannungen wurden nur lokal unter dem direkten Einfluß der Lastplatte überschritten und liegen damit auf der sicheren Seite. Die Größenordnung der Spannungszustände des Großversuches werden mit den Biaxialversuchen abgedeckt.

Um aufzuzeigen, daß das mit den Biaxialversuchen beobachtete Spannungs-Verformungs-Verhalten mit den Ergebnissen des Großversuches korreliert, wurde die Vertikalstauchung des Biaxialversuches mit der dreilagigen Vlieseinlage (Versuch V 05, σ_{yy} = 30 kPa, dargestellt in Abb. 6.19) der auf die Höhe von 2,88 m bezogenen Stauchung des Großversuches gegenübergestellt (Abb. 7.11).

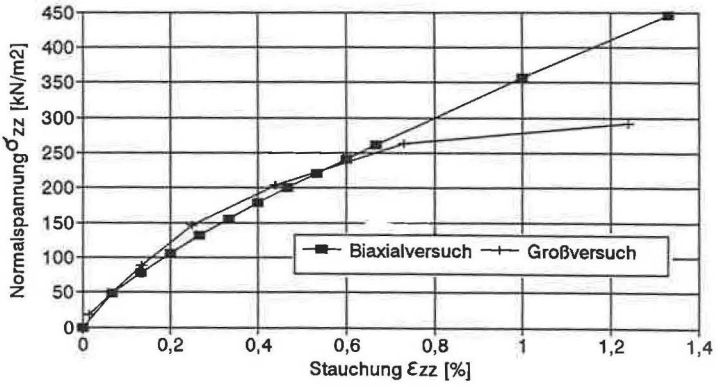


Abb. (7.11) - Spannungs-Stauchungs-Diagramme

8. Zusammenfassung

Der derzeitige Kenntnisstand von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen wurde vorgestellt. Die Ergebnisse von ausgesuchten Großversuchen wurden bewertet. Entgegen den derzeit gebräuchlichen Bemessungsverfahren wurde bei diesen Versuchen festgestellt, daß erst bei extrem großen Auflasten größere Dehnungen in den Bewehrungsmaterialien initiiert werden konnten. Dies läßt darauf schließen, daß bereits mit relativ geringen Bewehrungsdeformationen und damit Bewehrungskräften ein Verspannungszustand erreicht werden kann. Derzeit existiert noch kein Bemessungsmodell, welches das Verbundverhalten der unterschiedlichen zum Bewehren verwendeten Geokunststoffprodukte berücksichtigt. Um eine entsprechend große Anzahl von Versuchen mit überschaubarem Aufwand realisieren zu können, wurde ein großmaßstäbliches Biaxialversuchsgerät entwickelt, um das Spannungs- und Verformungsverhalten von mehrlagig bewehrtem Erdstoff unter mechanisch nachvollziehbaren Randbedingungen zu untersuchen. Dieses Gerät vermag die Bedingungen in einem geokunststoffbewehrten Geländesprung mit einem ebenen Verformungszustand abzubilden. Als Erdstoff wurde Sand verwendet. In die quaderförmige 1,0 m * 1,0 m breite und 1,5 m hohe Probe wurden in drei Lagen Geokunststoffe eingebaut. Als Produkte wurden ein Vlies, ein Gewebe und ein Geogitter eingesetzt. Über eine Lastplatte wurden auf die Oberfläche des Probekörpers mit konstanter Stauchungsgeschwindigkeit Normalspannungen eingeprägt. Die Einzelversuche wurden bis zum Erreichen einer Stauchung von 3 % oder einer Normalspannung von 1000 kN/m² durchgeführt. Die Kinematik eines bewehrten Geländesprunges wurde durch den Einbau eines seitlichen Druckkissens abgebildet, mit welchem unterschiedliche Horizontalspannungszustände realisiert wurden. Während der Versuchsdurchführung wurden die Aktions- und Reaktionskräfte und die Verformungen bestimmt.

Es wurde ein kontinuumsmechanischer Ansatz zur Beschreibung des Spannungs- und Verformungszustandes erarbeitet, wobei der bewehrte Erdkörper als quasi-monolithischer Körper betrachtet wurde. Mit diesem Ansatz wurden zwei Materialparameter bestimmt, eine Querdehnzahl υ und ein Modul D. Zusätzlich wurde der jeweilige Schubspannungszustand durch Ermittlung der Schubspannungsintensität er-

mittelt. Die beiden Materialparameter und die Schubspannungsintensität wurden abhängig von den jeweiligen Stauchungen dargestellt.

Mit dem gewählten Ansatz wurde das produkttypische mechanische Verhalten der eingesetzten Bewehrungsprodukte beschrieben und den Ergebnissen des unbewehrten Erdstoffes gegenübergestellt. Durch die Vlieseinlage änderte sich das nichtlineare Spannungs- und Verformungsverhalten des Sandes nur geringfügig. Über den gesamten untersuchten Verformungsbereich konnte über eine höhere Schubspannungsintensität eine Bewehrungswirkung nachgewiesen werden. Die beiden anderen Bewehrungsprodukte, das Gewebe und das Geogitter, zeigten ein generell anderes mechanisches Verhalten im Vergleich zum unbewehrten Sand. Bei diesen Produkten wurde eine fast lineare Spannungs-Verformungs-Beziehung festgestellt. Während das Geogitter bereits unmittelbar nach Belastungsbeginn eine bewehrende Wirkung erzeugte, konnte dieser Effekt bei dem Gewebe erst nach einer Anfangsverformung beobachtet werden. Danach konnte das Gewebe entsprechend seiner extrem hohen Zugfestigkeit große Normalspannungen mit relativ geringen Zusatzverformungen aufnehmen.

Die Ergebnisse der Versuche mit der Vlieseinlage wurden einem umfangreich dokumentierten Großversuch gegenübergestellt, um aufzuzeigen, daß mit den vorgestellten Versuchen das Materialverhalten realitätskonform abgebildet werden kann.

Juran, I.; Ider, M.; Farrag, K.(1990): „Strain Compatibility Analysis For Geosynthetics Reinforced Soil Walls", Jounal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, Nr. 2, 1990, Seite 312-329

Kolymbas, D. (1988): „Eine konstitutive Theorie für Böden und andere körnige Stoffe", Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 109

Krieger, J.; Thamm, B.R. (1988): „Großversuch mit einer geotextilbewehrten Stützwand", 1. Kongress "Kunststoffe in der Geotechnik K-GEO 88", Hamburg, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Essen

Krieger, B.; Thamm, B.R. (1990): „Ergebnisse von Großversuchen mit zwei geotextilbewehrten Stüzkonstruktionen", Mitteilungen der BAST, Straße und Autobahn, Heft 9

Krieger, J.; Thamm, B.R. (1991): „Studies of failure mechanisms and design methods for geotextile-reinforced soil walls", Geotextiles and Geomembranes 10, p. 53-63

Krieger, B.; Lesniewska, D.; Thamm, B.R. (1992): „Messungen an einer geotextilbewehrten Stützwand mit Betonfertigteilen als Außenhaut", 2. Kongress "Kunststoffe in der Geotechnik K-Geo '92", Luzern, Schweiz, SVG Schweizerischer Verband der Geotextilfachleute, St. Gallen

Long, N.T.; Guegan, Y.; Legeay, G. (1972): „Etude de la terre armee a l'Appareil triaxial", Rapport de Recherche No.17, Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, Paris, France

Mahmoud, F.F.; Mashour, M.M.(1986): „Ein elastoplastisches finites Element für die Berechnung von Boden-Geotextil-Systemen", Proc. on the IIIrd International Conference on Geotextiles, Wien, S. 229-231, 1986

Malmeisters, A; Tamuzs, V.; Teters, G. (1977): „Mechanik der Polymerwerkstoffe", Akademie Verlag, Berlin

Myles, B.; Carswell, I.G. (1986): "Zugprüfung von Geotextilien", Proc. of the IIIrd Int. Conf. on Geotextiles, Wien, Österreich

Nimmesgern, M. (1991): "Mechanical behaviour of geosynthetic-reinforced large samples in a triaxial test", Otto-Graf-Journal, Stuttgart, Vol. 2

Nimmesgern, M. (1993): „Untersuchungen zum Tragverhalten von mit Geokunststoffen bewehrtem Sand", 3. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik", München

Roescoe, K.H. (1970): "The influence of strains in soil mechanics", Géotechnique 20, No.2, p. 129-170

Sawicki, A. (1983): „Plastic limit behaviour of reinforced earth", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 7, p. 1000-1005

Sawicki, A. (1983a): „Axisymmetrical elasto-plastic behaviour of reinforced earth", Int. Journal for Num. and Anal. Meth. in Geomechanics, Vol. 7, 493-498

Sawicki, A.(1983b): „Plastic Limit behaviour of reinforced earth", Journal Geotechnic Engineering Div. Proc. ASCE, 109, p. 1000 ff.

Sawicki, A.; Kulczykowski, M. (1994): „Pre-failure behaviour of reinforced soil", Geotextiles and Geomembranes 13, p. 213-230

Schardin-Liedtke, H. (1990): „Geotextiles for the support of steep slopes: Approval procedure", Proc. of the IVth Int. Conf. Geotextiles, Geomembranes and Releated Products, The Hague, NL, Balkema, Rotterdam

Schlosser, F.; Long, N.T.(1972): "Comportement de la terre armée dans les ouvrages de souténement", Proc. of the 5th European Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Bull. 1, Seite 299-306, Madrid, Spain, 1972

Schlosser, F.; Delage, P. (1987): „Reinforced soil retaining structures and polymeric materials", NATO Advanced Research Workchop, Royal Military College of Canada, Kingston, Ontario

Schmidt, H.-H. (1996): „Grundlagen der Geotechnik", B.G. Teubner, Stuttgart

Séré, A; Thamm, B.R. (1990): „Untersuchungen an einer geotextilbewehrten Versuchswand", Mitteilungen der BAST, Straße und Autobahn, Heft 11/1990

Séré, A; Thamm, B.R.; Balzer, E.; Delmas, Ph.; Matichard, Y. (1992): „Großversuch und Modellversuche auf der Zentrifuge von einer mit Vlies bewehrten Stützwand - eine deutsch-französische Zusammenarbeit", 2. Kongress "Kunststoffe in der Geotechnik K-Geo 92", Luzern, CH, 1992

Séré,A. (1992): „BAST-LCPC model wall in the centrifuge: Measurements and results", French-German Cooperation in Highway Research, BAST-LCPC-Seminar, Bergisch-Gladbach

Séré,A. (1992): „BAST-LCPC test wall: Measurements and results", French-German Cooperation in Highway Research, BAST-LCPC-Seminar, Bergisch-Gladbach

Steiner, P. (1992): „Steilböschungen aus geotextilbewehrtem Erdmaterial: Vergleich verschiedener Sicherheiten und Bemessungsmodelle", 2. Kongress "Kunststoffe in der Geotechnik K-Geo 92", Luzern, CH, 1992

Taylor, D.W. (1948): "Soil Mechanics", John Wiley & Sons, New York, Chapman & Hall, London

Thamm, B.R.; Krieger, B.; Lesniewska, D. (1992): „Messungen an einer geotextilbewehrten Stützwand mit Betonfertigteilelementen als Außenhaut", 2. Kongress "Kunststoffe in der Geotechnik K-Geo 92", Luzern, CH, 1992

Thamm, B.R.; Krieger, B.; Lesniewska, D. (1990): „Full-scale test of a geotextile-reinforced soil wall", Proc. of the International Reinforced-Soil-Conference, Glasgow, UK, Thomas Telford, London

Thamm, B.R.; Krieger, B.; Krieger, J. (1990): „Full-csale test on a geotextile reinforced retaining structure", Proc. of the IVth Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and related products, Den Haag, Balkema, Rotterdam

Vardoulakis, I. (1977): "Scherfugenbildung als Verzweigungsproblem", Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 70

Vidal, H. (1969): „The Principal of Reinforced Earth", Highway Research Record No. 282, pp. 1-16

Wichter, L.; Nimmesgern, M.(1990): „Stützbauwerke aus Kunststoffen und Erde - Bemessung und Ausführung", Bautechnik 67, Heft 4

Wichter, L.; Gudehus, G. (1982): "Ergebnisse von Biaxial- und Triaxialversuchen am Opalinuston", Geotechnik 5

Yang, Z. (1972): „Strenght and deformation characteristics of reinforced sand", Ph.D. Dissertation, University of California at Los Angeles, USA

Zanzinger, H.; Gartung, E.(1992): „Modellversuch zum Tragverhalten einer Polsterwand aus gewebten Geogittern", Geotechnik 15, 1992

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 Sinntalbrücke 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	
Heft	27	Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998	