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

Schriftenreihe
Heft 19

Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem

von
Gerhard Gold

München, 1993

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

Herstellung: Hieronymus Buchreproduktions GmbH, München

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

Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem

Gerhard Gold

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. W. Wunderlich**

Prüfer der Dissertation:

1. **Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss**
2. **Hon.-Prof. Dr. rer. techn. F. List**

Die Dissertation wurde am 14.01.1993 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 17.06.1993 angenommen.

Vorwort

Am Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München wird die Wirksamkeit von Geokunststoffen als Bewehrungs-, Filter- und Trennelemente im Rahmen verschiedener Forschungsvorhaben untersucht.

Die Zielsetzung der vorliegenden Dissertation war es, die maßgebenden Ursachen für das durch Einlage einer Schichtgrenzbewehrung veränderte Trag- und Verformungsverhalten von lotrecht mittig belasteten Zweischichtensystemen versuchstechnisch und numerisch zu untersuchen.

Dem Ordinarius und Leiter des Prüfamtes, Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss, möchte ich für die umfassende Förderung der Arbeit, für die Übernahme des Hauptreferates und für die Bereitschaft, die Arbeit im Rahmen dieser Schriftenreihe der Fachwelt vorstellen zu dürfen, herzlichst danken.

Herrn Hon.-Prof. Dr. rer. techn. F. List darf ich an dieser Stelle für die Übernahme des Koreferates meinen Dank aussprechen.

Für die Koordination und beratende Betreuung während der gesamten Dauer der Arbeiten möchte ich mich bei Herrn Akad. Direktor Dipl.-Ing. H. Laier bedanken. Bei allen Kollegen des Lehrstuhls und Prüfamtes, welche mir durch Ratschläge, anregende Diskussionen, insbesondere bei der Planung und Ausführung der Feldversuche, weitergeholfen haben, möchte ich mich ebenfalls herzlich bedanken.

Mein besonderer Dank gilt meiner Frau Margit für Ihre Geduld - auch beim Korrekturlesen - und das umfassende Verständnis sowie die gelegentlich auch notwendige moralische Unterstützung. Für mich war dies eine wesentliche Voraussetzung für den erfolgreichen Abschluß dieser Arbeit.

Die großmaßstäblichen Versuche im Feld, welche eine wichtige Grundlage der Forschungsarbeit darstellen, wurden im Verwaltungs- und Zuständigkeitsbereich der Gemeinde Prien am Chiemsee ausgeführt. Für die großzügige Überlassung der erforderlichen Flächen und die Unterstützung sei an dieser Stelle nochmals herzlich gedankt.

Utting, im August 1993 Gerhard Gold

Kurzfassung

Durch Einlage einer Schichtgrenzbewehrung verbessert sich das Trag- und Verformungsverhalten von Zweischichtensystemen deutlich. Trotz des häufigen Einsatzes von Schichtgrenzbewehrungen im Zweischichtensystem sind die für die Traglaststeigerung und Verformungsreduzierung ursächlichen Mechanismen nicht in ausreichendem Maße bekannt. Zielsetzung der vorliegenden Arbeit war es deshalb, die maßgebenden Ursachen für das durch Einlage einer Schichtgrenzbewehrung veränderte Trag- und Verformungsverhalten von lotrecht mittig belasteten Zweischichtensystemen versuchstechnisch und numerisch zu untersuchen.

Um eine möglichst realistische Datenbasis zu erhalten, wurden zunächst großmaßstäbliche Feldversuche ausgeführt. Im Anschluß an die Feldversuche erfolgten Berechnungen mittels der Methode der Finiten Elemente (FEM). Hinsichtlich der Traglastvoraussage ergab sich durch den Vergleich mit den Feldversuchen die Notwendigkeit, die Spannungsabhängigkeit der Materialparameter im Rahmen der numerischen Analyse möglichst exakt abzubilden. Zur korrekten Berücksichtigung der Materialparameter wurde eine Erweiterung des verwendeten Stoffgesetzes sowie des Iterationsalgorithmus zur Gleichgewichtsfindung unter Einhaltung des Bruchkriteriums erforderlich.

Mit den bodenmechanischen Erweiterungen des Programmsystems konnte eine gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den Feldversuchsergebnissen und eine sehr gute Prognose für

- die Traglast bewehrter Systeme,
- die Maximalverformungen in der Symmetrieachse und für
- die Maximaldehnungen und Zugkräfte der Bewehrung erzielt werden.

Durchstanzvorgänge, die in der Regel bei unbewehrten Systemen den Bruchvorgang einleiten, konnten mit der FEM nur andeutungsweise nachvollzogen werden. Deshalb wurden die Systemtraglasten der unbewehrter Systeme um 12 % bis 22 % überschätzt.

Im Rahmen der kinematischen Analyse (KEM) war zunächst wiederum die Berücksichtigung der Nichtlinearität der Materialparameter erforderlich, und es wurde die Notwendigkeit zur Entwicklung eines Vorstufenoptimierungsverfahrens deutlich. Die KEM stellt hinsichtlich der Traglastermittlung für unbewehrte Systeme eine sehr gute Ergänzung zur FEM dar, da der beim unbewehrten System häufig maßgebende Bruchmechanismus (Durchstanzen der Tragschicht) mit der KEM nachvollzogen werden kann. Eine entsprechend gute Traglastprognose konnte deshalb für unbewehrte Systeme erzielt werden, nachdem die Spannungsabhängigkeit der Materialparameter numerisch berücksichtigt wurde.

Die maßgeblichen Ursachen für die Verbesserung des Trag- und Verformungsverhaltens des Zweischichtensystems durch Einlage einer Schichtgrenzbewehrung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Durch Einlage einer Bewehrung können von der Tragschicht wesentlich höhere Schubspannungen im Bereich der Schichtgrenze aufgenommen werden.

- Aufgrund des einschnürenden Effektes der Bewehrung erfolgt eine Reduktion der Horizontalverformungen, woraus eine Verspannung insbesondere des Tragschichtmaterials resultiert. Auflockerungsvorgänge im Bereich der Tragschicht, die zu einem Abfall der Scherparameter führen, werden dadurch reduziert und die Lastverteilung in der Tragschicht begünstigt.
- Die Schichtgrenzbewehrung reduziert in erheblichem Maße die Ausbildung von Durchstanzmechanismen, die bei unbewehrten Systemen häufig die Versagensursache darstellen.
- Die Bewehrung bewirkt eine tendenzielle Reduktion des maximalen hydrostatischen Spannungsniveaus (= erste Invariante des Spannungstensors) und eine erhebliche Reduktion (etwa 50 % bezogen auf das unbewehrte System) des deviatorischen Spannungsniveaus (= zweite Invariante des Spannungsdeviators) unmittelbar unterhalb der Bewehrung im Untergrundmaterial. Dies ist auf die Übernahme der Schubkräfte aus der Tragschicht durch die Bewehrung zurückzuführen. Für das Untergrundmaterial entsteht also bei bewehrten im Vergleich zu unbewehrten Systemen eine günstigere Belastungssituation. Deshalb sind bei bewehrten Systemen größere Bruchkörper für die Ermittlung der Systemtraglast maßgeblich, woraus eine höhere Belastbarkeit resultiert.
- Die Membrantragwirkung hat auf die Traglaststeigerung bewehrter Zweischichtensysteme nur einen untergeordneten Einfluß. Lediglich bei hoher Bewehrungssteifigkeit und großen Systemverformungen ergibt sich aus der Membrantragwirkung eine nicht zu vernachlässigende Erhöhung der Systemtraglast.

Summary

The bearing and deformation characteristics is improved by using a geosynthetic reinforcement placed at the base of a layer of granular fill on the surface of soft clay (called reinforced two-layer system). Although this kind of reinforcement is often used, the soilmechanical main reasons for the effectiveness are not exactly known. Carrying out trials and using numerical methods, the target of this thesis consisted in working out the relevant reasons for the improvement of the bearing and deformation characteristics.

First of all site tests (scale 1 : 1) have been performed in order to achieve a realistic and unadulterated data basis.

Subsequently, calculations based on the Finite Element Method (FEM) have been carried out. The comparison with the field trials resulted in the need of reflecting exactly the dependence of the material parameters on the stress level. It was necessary to extend the used yield criterion and the iteration algorithm for an exact consideration of the variability of the material parameters.

With the described soilmechanical extensions of the program system the calculation results showed a good agreement with the site tests. A very good prognosis could be achieved for

- the bearing capacity of reinforced systems,
- the maximum deformation and
- the maximum strains and stresses of the reinforcement.

The FEM was not able to calculate exactly the main failure cause for reinforced systems, the punching procedure of the granular layer. Therefore, the load capacities of unreinforced systems have been overestimated for 12 % to 22 %.

The load capacities of unreinforced systems can well be determined with the Kinematical Element Method (KEM), because it is possible to model the mentioned main failure cause. Therefore, the KEM represents a good completion of the FEM. The KEM program had to be modified to model the nonlinearity of the material parameters. Furthermore, it was necessary to develop another optimation algorithm. By these modifications a very good prognosis of the load capacities of unreinforced systems could be achieved.

The relevant reasons for the improvement of the bearing and deformation characteristics of the reinforced two-layer system in comparison with the unreinforced system can be summarized as follows:

- With reinforcement the granular layer is able to transmit shear forces on an essential higher level without collapsing.
- With reinforcement the horizontal deformations are reduced. Relaxation processes and a subsequently decrease of the shear parameters in the granular layer are diminished and a better load spreading function is achieved.
- The reinforcement effects a tendentious reduction of the maximal hydrostatic stress level (= first invariant of the stress tensor), and a considerable reduction (up to 50 % referred to the unreinforced system) of the deviatoric stress level

(= second invariant of the stress deviator) immediately underneath the reinforcement, in the subgrade. The reason therefore consists in the fact that the shear forces are transferred from the granular layer into the reinforcement. This results in a more favourable stress situation for the subgrade material in the reinforced referred to the unreinforced case. Higher loading capacities are therefore given for reinforced systems because bigger yielding geometries are calculated.

- The membran effect has only a subordinate influence on the increase of the load capacity of a reinforced system. Merely very stiff reinforcements and large system deformations cause an influence not negligible on the system load capacity resulting from the membran effect.

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis

Tabellenverzeichnis

1 Einleitung

Seit Anfang der 70er Jahre kommen im Kultur- und Verkehrswasserbau, Küstenschutz, Landverkehrswegebau, Damm- und Böschungsbau sowie im Deponiebau verstärkt Geokunststoffe zur Anwendung. Unter diesem Begriff werden Geotextilien, Geomembrane, Geogitter sowie Sonderprodukte wie Kunststoffzugbänder zusammengefaßt.

Geotextilien sind der Sammelbegriff für flächige, aus synthetischen Fasern hergestellte, wasserdurchlässige Vliesstoffe, Gewebe und Verbundstoffe. Vliesstoffe entstehen durch chemische, thermische oder mechanische Verfestigung von flächenhaft aufeinander gelegten, ungeordneten Filamenten (endlose Fäden) oder 3 cm bis 15 cm langen Spinnfasern. Gewebe zeichnen sich durch zwei rechtwinklig gekreuzte Fadensysteme aus. Die verschiedenen Gewebe unterscheiden sich durch die Art und Anzahl der Garne und ihre Verwebung oder Bindung sowie eventueller zusätzlicher Verfestigungen der Garnkreuzungspunkte. Unter Verbundstoffen werden schließlich miteinander flächenhaft verbundene Vliesstoffe, Gewebe oder auch andere Flächengebilde verstanden. Auf diese Weise können die gewünschten Eigenschaften verschiedener Materialien miteinander kombiniert werden.

Als Geomembrane werden dichte Bahnen in Form von Kunststoffdichtungsbahnen, Folien und kunststoffverstärkte bzw. mit Kunststoffeinlagen kombinierte Bitumenbahnen bezeichnet. Es sind homogene, aus einem Werkstoff bestehende, Dichtungsbahnen von den heterogenen zu unterscheiden. Letztere sind ein- oder beidseitig mit Vliesen oder Folien kaschiert oder bestehen aus mehreren Schichten verschiedener Werkstoffe oder sind mit Trägereinlagen aus Geweben, Vliesen und Matten versehen.

In der Formgebung den Baustahlmatten ähnlich bestehen Geogitter aus sich rechtwinklig kreuzenden Kunststoffzugbändern. Durch die in beiden Richtungen jeweils gleichen Abstände der Zugglieder entsteht ein gitterförmiges Netz. Die Kunststoffzugbänder bestehen häufig aus vorgereckten Polypropylenen oder aus gebündelten, hochzugfesten Fasern, die von einer Schutzhülle umgeben sind. Die erreichte Knotensteifigkeit im Bereich der Kreuzungspunkte ist ein maßgebliches Unterscheidungskriterium.

In den verschiedenen Einsatzbereichen übernehmen Geokunststoffe eine oder mehrere der folgenden Funktionen:

- Trennung unterschiedlich gekörnter Böden
  Werden Geotextilien in der Schichtgrenze zwischen fein- und grobkörnigem Material verlegt, wird eine Durchmischung, die beim Einbau oder durch dynamische Belastung, beispielsweise durch Straßenfahrzeuge, auftreten kann, verhindert oder zumindest reduziert.
- Schutzfunktion
  An der Oberfläche angeordnete Geotextilien und Folien schützen wasser- und fließempfindliche Böden vor witterungsbedingten Einflüssen. Zwischen verschiedenen Materialien verlegt, können Geotextilien eine Schutzfunktion übernehmen, indem größere, punktuelle Verformungen aufgenommen und Spannungsspitzen abgebaut werden. Im Deponiebau erfolgt der Schutz von Kunststoffdichtungsbahnen vor Zerstörungen durch Dränagekies, indem entsprechend dicke Vliesstoffe zwischengeschaltet werden.

- Dränagefunktion
  Ist die Durchlässigkeit in der Geotextilebene größer als die des umgebenden Materials, können Geotextilien für Dränagezwecke (als Flächendränage sowie zur Ausbildung von Vertikaldräns) zur Ableitung von Flüssigkeiten und Gasen verwendet werden.
- Mechanische Filterwirkung
  Geotextilien wirken als mechanische Filter, wenn sie senkrecht zu ihrer Ebene eine genügend große Wasserdurchlässigkeit aufweisen und gleichzeitig die aus dem umgebenden Bodenmaterial vom strömenden Wasser erfaßten Partikel zurückhalten. Während für die dränierende Funktion von Geotextilien also die Durchlässigkeit in der Geotextilebene von Bedeutung ist, muß bei der mechanischen Filterwirksamkeit von geotextilen Produkten insbesondere die Durchlässigkeit senkrecht zur Geotextilebene betrachtet werden.
- Dichtungsfunktion
  Geomembrane, die flüssigkeits- und luftdicht sein sollen, werden im Deponie- und Teichbau zu Abdichtungszwecken verwendet.
- Aufnahme von Zugspannungen
  Zur Verbesserung der Tragfähigkeit und zur Verformungsreduzierung werden in den Boden flächenhafte Geokunststoffe eingelegt und in vielfältigen Variationen Verbundkonstruktionen ausgeführt.

Seit der Entwicklung des Verbundwerkstoffes Stahlbeton im Bauwesen wird die Tragfähigkeit eines Bauteiles durch entsprechende Abmessungen, durch die Wahl des entsprechenden Baustoffes und durch gezielten Einbau von Stahlbewehrungen zur Übernahme von Zugspannungen auf die zu erwartenden Lastsituationen abgestimmt.

Die Verbesserung der Tragfähigkeit und der Standfestigkeit von meist nicht zugfesten Bodenmaterialien durch zugfeste "Elemente" ist in der Natur beispielsweise anhand der Standsicherheit von übersteilen, jedoch stark durchwurzelten Böschungen anschaulich nachvollziehbar.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit erfolgt die Analyse der Wirkungsweise einer Schichtgrenzbewehrung im Zweischichtensystem, welches durch eine geringe Tragfähigkeit des weichen bindigen oder torfigen Untergrundes und durch die Verwendung von überwiegend kiesigem, grob- bis gemischtkörnigem Tragschichtmaterial gekennzeichnet ist (Abbildung 1.1).

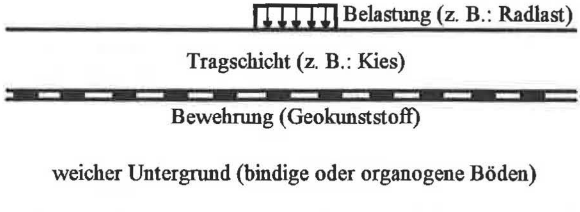


Abbildung 1.1: Bewehrtes Zweischichtensystem

Im Verkehrswegebau und auch bei anderen Gründungsaufgaben finden solche Systeme immer öfter Verwendung. Der Einsatz eines Geokunststoffes in der Schichtgrenze zum Zwecke der Bewehrung erfolgt häufig aus statisch-konstruktiven Erfordernissen (Erhöhung der Traglast, Verringerung der Spurrillenbildung) und aus wirtschaftlichen Gründen (Verringerung der erforderlichen Tragschichtstärke). Auch steigendes Umweltbewußtsein begünstigt geotextile Bauweisen, wenn durch den Einsatz von bewehrenden Elementen Bodenaustauschmaßnahmen vermieden oder reduziert werden können, beispielsweise bei der Konstruktion von nur temporär erforderlichen und deshalb rückzubauenden Baustraßen.

Trotz des häufigen Einsatzes von Schichtgrenzbewehrungen im Zweischichtensystem sind die für die Traglaststeigerung und die Verformungsreduzierung ursächlichen Mechanismen nicht in ausreichendem Maße bekannt, weshalb bestehende Bemessungsverfahren kaum eine exakte Prognose des Tragverhaltens liefern können. Als Konsequenz wird die Verwendung hoher Sicherheitsfaktoren erforderlich, und es erfolgt in der Regel eine überdimensionierte Bemessung.

Der vorliegende Beitrag zielt nun darauf ab, die grundsätzlichen Unterschiede im Tragverhalten unbewehrter und bewehrter Zweischichtensysteme herauszuarbeiten. Es wurden deshalb Großversuche im Feld für verschiedene Tragschichthöhen und mit verschiedenen Geokunststoffen als Bewehrung ausgeführt. Um die Traglasterhöhung festzustellen, die durch Einlage einer Schichtgrenzbewehrung erreicht wird, erfolgte eine Laststeigerung bis zum Erreichen der Systemtraglast. Als Basis für die anschließenden Auswertungen wurden bei jedem Versuch Horizontal- und Vertikalspannungen, Oberflächenverformungen und die Dehnungen der Bewehrung in den jeweiligen Laststufen gemessen. Durch eine speziell entwickelte Belastungseinrichtung konnte versuchstechnisch ein ebener Verformungszustand realisiert werden.

Die Prognosequalität von nichtlinearen Berechnungsverfahren auf Basis der Methode der Finiten Elemente wurde im Anschluß an die Versuche anhand der Ergebnisse der Feldversuche verifiziert. Neben den Untersuchungen zur Wirkungsweise einer Bewehrung in der Schichtgrenze des Zweischichtensystems im Gebrauchslastbereich sollte insbesondere das Systemverhalten im Bereich der Systemtraglast analysiert werden. Es war deshalb ein numerisch möglichst stabiler Iterationsalgorithmus zum Abbau der unzulässigen Spannungen erforderlich. Nachdem erste Berechnungen ausgeführt waren, wurden notwendige Weiterentwicklungen des verwendeten Programmsystems deutlich, um den systemspezifischen und bodenmechanischen Gegebenheiten entsprechend Rechnung zu tragen. Aufgrund der erheblichen Systemverformungen mußten bei den Berechnungen neue Laststufen jeweils auf die verformte Struktur aufgebracht werden. Zur korrekten Traglastprognose erwies es sich als besonders wichtig, die Spannungsabhängigkeit der Materialparameter im Rahmen der Stoffgesetzformulierung und des Iterationsverfahrens zu berücksichtigen.

Die bei den Feldversuchen ermittelten Systemtraglasten wurden schließlich den Ergebnissen starrplastischer Berechnungsverfahren (Kinematische Elemente Methode) gegenübergestellt. Zur Berücksichtigung der Spannungsabhängigkeit der Materialparameter war wiederum ein nichtlineares Vorgehen erforderlich, und es mußten entsprechende programmtechnische Weiterentwicklungen durchgeführt werden.

2 Literaturüberblick

Zu vorstehender Thematik existiert eine Vielzahl relevanter Literaturstellen, wobei sich eine grobe Klassifizierung in folgende Bereiche anbietet:

- Geokunststoffe (Materialparameter, Scherverhalten, Zweischichtensystem, Damm auf weichem Untergrund, Modell- und großmaßstäbliche Versuche, Bemessungsverfahren etc.)
- Methode der Finiten Elemente (elastische, nichtlinear-elastische, elastoplastische, elastisch-viskoplastische und geometrisch nichtlineare Theorien, Anwendungen)
- Methode der Kinematischen Elemente (Theorie, Optimierungsverfahren, Anwendungen)

Ohne einen Anspruch auf Vollständigkeit erheben zu können, wird nachfolgend auf Veröffentlichungen zu Versuchen am unbewehrten und bewehrten Zweischichtensystem eingegangen. Die für den numerischen Teil der Arbeit relevanten Literaturstellen werden in den Abschnitten 4 und 6 genannt. Auf spezifische Literaturhinweise, die bei der Bearbeitung von Detailproblemen zu beachten waren, wird im jeweiligen Zusammenhang in den folgenden Kapiteln verwiesen.

Unbewehrtes Zweischichtensystem

Für die Ermittlung der Spannungsverteilung im unbewehrten Zweischichtensystem wurden von JELINEK/RANKE (1970) für elastisches Materialverhalten Grundgleichungen zusammengestellt. Ausgehend vom axialsymmetrischen Belastungsfall (kreisförmiges Fundament) werden als Übergangsbedingungen zwischen Tragschicht und Untergrund zwei Grenzfälle unterschieden:

- Es finden keine Relativverschiebungen in der Schichtgrenze statt, so daß die Spannungs- und Verformungszustände am unteren Rand der Tragschicht denjenigen am oberen Rand des Untergrundes entsprechen.
- Die Tragschicht liegt reibungsfrei auf dem Untergrund auf, so daß keine Übertragung von Schubspannungen erfolgen kann.

Die Spannungs- und Verformungskomponenten werden durch Ansatz der LOVEschen Verschiebungsfunktion ausgedrückt. Die ermittelten Lösungen sind nach erforderlicher mathematischer Transformation (Lösung der angesetzten Bipotentialgleichung mittels Hankel-Transformation, die wiederum die Besselsche Funktion enthält) für gleichmäßige (schlaffes Fundament) und hohlparabolische Sohlspannungsverteilungen (starres Fundament) in Form von Einflußzahlen als Diagramme aufgetragen.

Die Vernachlässigung plastischen Materialverhaltens stellt die wesentliche Einschränkung des erläuterten Ansatzes zur Ermittlung der Spannungsverteilung dar. Die berechneten Spannungen weichen daher mit abnehmender Festigkeit des Untergrundmaterials und zunehmendem Lastniveau von den tatsächlich vorhandenen Spannungen ab. Weiterhin sei darauf hingewiesen, daß Modelle auf Basis der Finiten Elemente heute relativ schnell Lösungen vergleichbarer Qualität bieten, wenn auf die Berücksichtigung plastischen Materialverhaltens verzichtet wird.

Mit der Ermittlung der Grundbruchlast von Rechteckfundamenten auf einem unbewehrten Zweischichtensystem befaßt sich der Beitrag von GRAF/GUDEHUS/VARDOULAKIS (1985). Ausgehend von kohäsionslosem Material als Deck- oder Tragschicht und tonigem, wassergesättigten Boden als Untergrund wird beim Bruchvorgang von einem Durchstanzen der Deckschicht ausgegangen, wobei der Stanzkörper in der Deckschicht seitlich von senkrechten, schmalen Scherzonen begrenzt ist. Im Moment des Durchstanzens ist die Scherfestigkeit des weichen Untergrundes zuzüglich der Summe der Vertikalspannungen in den Scherzonen der Deckschicht maßgebend für die festzulegende Grundbruchlast. Zur Ermittlung der Tragfähigkeit des weichen Untergrundes wird auf bekannte Lösungen des Grundbruchproblems von Rechteckfundamenten auf rein kohäsiven Böden zurückgegriffen. Für die Bestimmung des Vertikalspannungsanteiles in der Deckschicht erfolgt eine Ableitung auf Basis differentieller Gleichgewichtsbetrachtungen.

Zur Überprüfung der entwickelten Theorie wurden zwei Modellversuche durchgeführt und festgestellt, daß nach multiplikativer Korrektur der undränierten Kohäsion des Untergrundes mit dem Faktor 0.71 eine gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den Berechnungen erzielt wird. Die undränierte Kohäsion wurde dabei mit der Flügelsonde bestimmt. Zur einfachen Berechnung von Grundbruchlasten wurden abschließend Diagramme aufgestellt, wobei zur Vereinfachung von einem mittleren Reibungswinkel der Deckschicht von 40° ausgegangen wurde.

Aus den Erfahrungen der Feldversuche (siehe Kapitel 3) kann die Annahme senkrechter Begrenzungen für den Durchstanzkörper sowie die Feststellung der Autoren, daß der Einfluß des Spitzenreibungswinkels φ_p für das Tragschichtmaterial innerhalb der Grenzen $32° \leq \varphi_p \leq 45°$ zu vernachlässigen ist, nicht bestätigt werden. Für vergleichsweise niedrige Tragschichtfestigkeiten (Sand: $\varphi_p = 32.5°$) ergaben sich etwa senkrechte Begrenzungen für den Durchstanzkörper. Mit zunehmender Festigkeit des Tragschichtmaterials erfolgt jedoch eine größere Lastausbreitung in der Tragschicht. Daraus resultieren nicht nur Änderungen bei der Ermittlung der Vertikalkräfte in den Scherzonen, sondern es sind auch größere Flächen des Untergrundmaterials an der Lastabtragung beteiligt.

BEWEHRTES ZWEISCHICHTENSYSTEM

LOVE (1984) beschreibt statische Belastungsversuche an gitterbewehrten Zweischichtensystemen. Zur Einhaltung ebener Verformungsbedingungen wurde ein rechteckiger Versuchskasten (Abmessungen in der Ansicht: 100 cm lang, ca. 50 cm hoch) gewählt und ein rechteckiger Laststempel (Breite: 7.5 cm) verwendet, dessen Länge mit der Tiefe des Versuchskastens übereinstimmte. Zur Minimierung von Reibungseinflüssen erfolgte eine Schmierung der längsseitigen Seitenflächen des Versuchskastens.

Beabsichtigt war die Simulation von Belastungszuständen wie sie bei unbefestigten Straßen über weichem Untergrund bei schwerem Verkehr zu erwarten sind. Aufgrund der geometrischen Abmessungen handelte es sich bei den Versuchen um kleinmaßstäbliche Modellversuche. Zur Einhaltung der Modellgesetze wurde die Scherfestigkeit und der Elastizitätsmodul des Untergrundes um einen Skalierungsfaktor von vier reduziert. Als Bewehrung wurde ein speziell angefertigtes Geogitter verwendet, dessen geometrische Abmessungen im Vergleich zum Originalprodukt ebenfalls um den Faktor vier verringert wurden. Die Steifigkeit des Geogitters war um den Faktor 16 zu reduzieren. Als Tragschicht wurde nichtbindiges Material verwendet, wobei ebenfalls eine "Herabskalierung" der Kornzusammensetzung im Vergleich zum Originalmaterial (Kiestragschicht) erfolgte. Der weiche Untergrund wurde durch Einbau von Kaolinton in breiigem Zustand hergestellt und anschließend unter drei verschiedenen Auflasten konsolidiert, um unterschiedliche Untergrundfestigkeiten zu erhalten. Die dabei erreichten undränierten Scherfestigkeiten betrugen etwa 6, 9 und 14 kN/m², wobei jedoch mit der Tiefe eine erhebliche Zunahme der undränierten Kohäsion festzustellen war. So variierten die Werte um $c_u \approx 14$ kN/m² zwischen 12 und 22 kN/m². Unklar bleibt in diesem Zusammenhang, inwieweit ebenfalls eine Korrektur der Werte erforderlich wäre, wie sie von GRAF/GUDEHUS/VARDOULAKIS (1985) vorgeschlagen wird.

Tragschichtdicken von 5, 7.5 und 10 cm wurden eingebaut. Neben einem einstreifigen kam auch ein doppelstreifiger Belastungsstempel (Achsenabstand: 25 cm, Streifenbreite ebenfalls 7.5 cm) zum Einsatz.

Im Anschluß an die Modellversuche von LOVE (1984) wurden an der University of Oxford großmaßstäbliche Versuche am gitterbewehrten Zweischichtensystem ausgeführt und sind von MILLIGAN/FANNIN/FARRAR (1986) vorgestellt worden. Neben kreisförmigen Belastungsflächen (Durchmesser 30 cm) zur Simulation axialsymmetrischer Spannungszustände kamen wiederum rechteckige Lastflächen ($a \cdot b = 30$ cm$\cdot 150$ cm) zum Einsatz, die aufgrund ihrer Abmessungen vorwiegend ebene Verformungszustände hervorrufen sollten.

Als Untergrundmaterial wurde ausgeprägt plastischer Ton (nach DIN 18196: TA) in Lagen von etwa 13 cm Stärke mit unterschiedlichen Wassergehalten - zur Analyse des Einflusses der Untergrundfestigkeit - eingebaut, so daß die undränierten Scherfestigkeiten des Untergrundes bei 8 bzw. 33 kN/m² lagen. Die Vorgehensweise beim Einbau zur Vermeidung von Lufteinschlüssen in den gering durchlässigen Materialien wird nicht näher erläutert. Das als Bewehrung verwendete Gitter wies maximale Zugfestigkeiten von 18 und 32 kN/m in Längs- und Querrichtung auf, wobei maximale Dehnungen von 12 % erreicht wurden. Für die rechteckige Lastfläche betrugen die Bewehrungslänge 4.9 m und die Bewehrungsbreite 1.5 m. Beim Kreisfundament wurde die Bewehrung auf einer Fläche von $2.45 \cdot 2.7$ m² verlegt. Als Tragschichtmaterial wurde gebrochener, gut abgestufter Kalkstein (Kies, sandig, schwach schluffig) in Lagen von etwa 7.5 cm eingebaut und verdichtet. Die untersuchten Tragschichthöhen betrugen 15, 20, 27.5 und 38 cm.

Die Laststeigerung erfolgte inkrementell, wobei die jeweils nächste Laststufe bei einer Unterschreitung der Vertikalverformungsgeschwindigkeit des Laststempels von 0.01 mm/min aufgebracht wurde. Meßergebnisse zur Gesamttragfähigkeit der Systeme liegen nicht vor, da die Belastung nicht bis zum Erreichen der Traglast gesteigert wurde.

In Übereinstimmung mit den kleinmaßstäblichen Versuchen von LOVE (1984) wurde ein zunehmend signifikanter Einfluß der Bewehrung bei geringerer Tragschichtmächtigkeit und Untergrundfestigkeit beobachtet. So stellten sich Verbesserungen im Verformungsverhalten für das bewehrte System bei der größeren Untergrundfestigkeit erst bei wiederholter Lastaufbringung heraus.

Beim numerischen Vergleich der Verformungen aus den Modellversuchen unter Berücksichtigung des Skalierungsfaktors von vier mit den Ergebnissen der großmaßstäblichen Versuche wurden proportional deutlich größere Verformungen für die kleinmaßstäblichen Versuche ermittelt. Dies sei nach Ansicht der Autoren auf die geringere Verdichtung des Tragschichtmaterials und die unter Berücksichtigung des Skalierungsfaktors größere Stärke des Untergrundes bei den kleinmaßstäblichen Versuchen zurückzuführen.

Die Erhöhung der Tragfähigkeit vliesbewehrter Zweischichtensysteme wird von RESL/WERNER (1986) anhand von Plattendruckversuchen (Durchmesser: 30 cm) untersucht. Als Untergrundmaterial wurde lockerer Sand (CBR = 3 %) und flüssiger bis breiiger, mittelplastischer Schluff (CBR < 0.5 %) verwendet. Für die Tragschicht (Stärke: 30 und 50 cm) kam ebenfalls Sand und sandiger Kies zum Einsatz.

Die festgestellten Traglaststeigerungen durch Einlage eines Vlieses als Schichtgrenzbewehrung lagen bei locker gelagertem Sand als Untergrundmaterial in der Größenordnung von 15 %. Die bei Verwendung des sehr gering tragfähigen, bindigen Untergrundmaterials festgestellten Traglaststeigerungen lagen zwischen 20 und 60 % und sind in Abbildung 2.1 aufgetragen. Zu beachten ist insbesondere der Einfluß des Tragschichtmaterials auf die Tragfähigkeit auch bei unbewehrten Systemen. Weiterhin ist der bei niedriger Tragschichthöhe signifikante Einfluß der Bewehrung im Vergleich zur höheren Tragschicht deutlich erkennbar.

Mit Hilfe eines Membranspannungsansatzes versucht der Autor schließlich nachzuweisen, daß die Bewehrungsfunktion eines Geotextils von untergeordneter Bedeutung für die tragfähigkeitserhöhende Wirkung eines Geotextils sei. Zur Verifizierung dieser Aussage ist jedoch eine differenziertere Betrachtung der maßgeblichen Mechanismen erforderlich.

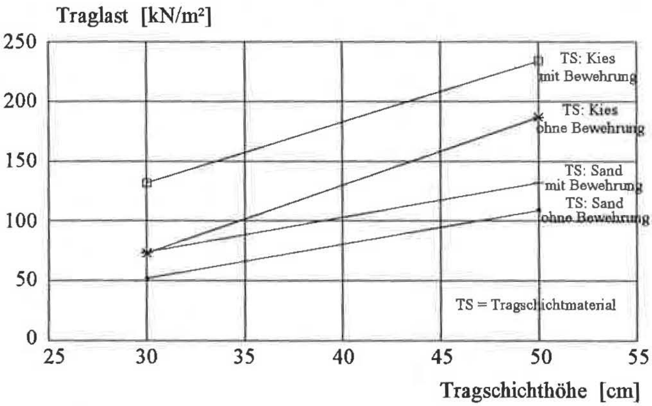


Abbildung 2.1: Ermittelte Systemtraglasten bei Plattendruckversuchen und bindigem Untergrund (nach RESL/WERNER (1986))

In DELMAS/MATICHARD/GOURC/RIONDY (1986) werden die Ergebnisse einer Langzeituntersuchung (sieben Jahre) zu einer Versuchsstrecke mit weichem Untergrundmaterial dargestellt. Als Bewehrung wurden verschiedene Geotextilien (Vliese, Gewebe) mit unterschiedlichen Einbindelängen verwendet. Als Funktion der Überfahrten (Achslast: 130 kN) werden die festgestellten Spurrillentiefen dargestellt.

Unter Einführung eines Kriteriums für die Ermüdung bewehrter Zweischichtensysteme wird auf Basis kleinmaßstäblicher Modellversuche schließlich ein Zusammenhang zwischen statischer und dynamischer Belastbarkeit (Anzahl der Überfahrten und zugehörige Belastung) in Abhängigkeit von den Vertikalverformungen (Spurrillentiefe) erarbeitet.

Über Belastungsversuche am bewehrten Zweischichtensystem wird von DE GARIDEL/JAVOR (1986) berichtet. Neben dem Einsatz verschiedener Geotextilien (mechanisch vernadeltes Vlies, thermisch verfestigtes Vlies, Gewebe) wurden die Versuchsstände jeweils auf vier verschiedene Arten aufgebaut:

- Die Bewehrung wurde zwischen Untergrund und Tragschicht ohne besondere Verankerung verlegt.
- Die Schichtgrenzbewehrung wurde mit Steinen verankert.
- Die Schichtgrenzbewehrung wurde durch Umschlagen und Zurückführen in die Tragschicht verankert.
- Zusätzlich zur Schichtgrenzbewehrung wurde auf halber Höhe der Tragschicht eine zweite Bewehrungslage eingebaut.

Die Abmessungen des Versuchsbehältnisses betrugen $2m \cdot 2m \cdot 1.3m$ (Höhe). Die Belastung erfolgte zentralsymmetrisch (Durchmesser: 30 cm). Als Untergrundmaterial wurde toniger Schluff in weicher Konsistenz eingebaut ($CBR \approx 0.9\,\%$). Für die Tragschicht wurde gut abgestufter Flußschotter mit einem Größtkorn von 30 mm verwendet.

Bei niedriger Belastung und einer zugehörigen maximalen Verformung, die weniger als 6 mm betrug, stellten die Autoren einen vernachlässigbaren Einfluß der Bewehrung auf das Verformungsverhalten fest. Mit zunehmender Lastaufbringung wiesen jedoch die bewehrten Systeme etwa halb so große Verformungen wie die unbewehrten Systeme auf. Das doppelt bewehrte System verhielt sich dabei am günstigsten. Generell wiesen die unterschiedlich bewehrten Zweischichtensysteme (Art des Geotextils sowie verschiedene Verankerungssysteme) nur relativ geringe Unterschiede im Verformungsverhalten auf.

Im Anschluß an die Modellversuche wurde eine Teststrecke mit gleicher Geotextilbestückung und mit den verschiedenen Verankerungssystemen aufgebaut. Die Erfahrungen entsprachen im wesentlichen den Erkenntnissen aus den Modellversuchen.

BATHURST/RAYMOND/JARRETT (1986) haben Laborversuche durchgeführt, um das verbesserte Verformungsverhalten der Schotterbettung von Eisenbahngleisen nach Einlage eines Geogitters zu analysieren. Neben der Variation der Höhenlage des Geogitters (5 cm, 10 cm, 15 cm und 20 cm unter der Schienenschwelle) im Schotterbett wurde der Einfluß der Untergrundsteifigkeit untersucht. Sehr weiches (CBR=1 %) und gut tragfähiges Untergrundmaterial (CBR=39 %) wurde durch Gummimatten unterschiedlicher Flexibilität simuliert. Einer Gründung des Schotterbettes auf Fels entsprach die dritte Variante, wobei das Tragschichtmaterial unmittelbar auf Betonboden aufgebracht wurde. Die Belastungseinrichtung wies in Anlehnung an die Abmessungen einer halben Schienenschwelle eine Länge von 92 cm und eine Breite von 25 cm auf. Die zyklisch aufgebrachte Belastung (Frequenz: 0.5 Hz, bis zu $1 \cdot 10^6$ Lastzyklen) betrug 85 kN. Gemessen wurden jeweils die elastischen und plastischen Vertikalverformungen der Schwelle.

Für felsartige Untergrundverhältnisse wurden keine Verbesserungen mit Einlage eines bewehrenden Gitters festgestellt. Bei sehr weichen Untergrundverhältnissen wies das bewehrte System jedoch nur etwa 51 % der plastischen Verformungen des unbewehrten Systems auf. Ein Einfluß auf die elastischen Verformungen durch die Bewehrungslage wurde nicht festgestellt.

Für torfigen Untergrund und eine Kiestragschicht (Stärke: 15 cm, 30 cm und 45 cm) untersucht JARRETT (1986) die Wirkungsweise eines Geogitters als Schichtgrenzbewehrung. Das torfige Untergrundmaterial (Stärke: 90 cm) wies einen Wassergehalt von 850 % auf und erreichte undränierte Scherfestigkeiten von 4 kN/m². Aufgrund der Versuchsanordnung konnte von einem ebenen Verformungszustand ausgegangen werden. Der Belastungsstempel wies eine Länge von 2.4 m und eine Breite von 20 cm auf. In nachfolgender Abbildung sind die gemessenen Belastungen bei jeweils gleicher Vertikalverformung des Belastungsstempels von 20 cm für die verschiedenen Tragschichthöhen unbewehrt und bewehrt aufgezeigt. Als Referenz wurde auch ein Versuch direkt auf torfigem Untergrund ausgeführt (Tragschichthöhe = 0 cm).

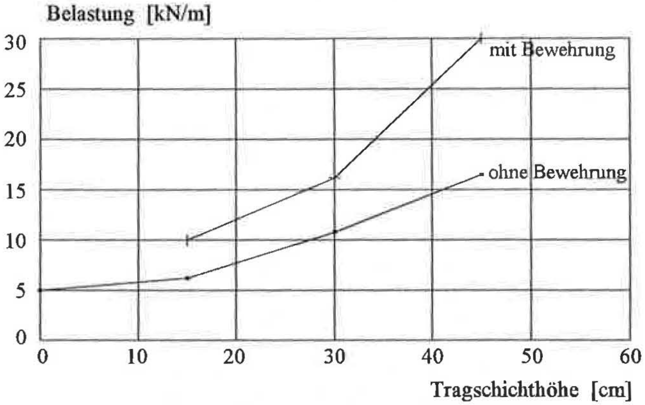


Abbildung 2.2: Belastung des Laststempels als Funktion der Tragschichthöhe bei jeweils 20 cm Verformung (nach JARRETT (1986))

Die überproportionale Erhöhung der Tragfähigkeit bei gleichem Verformungsniveau mit zunehmender Tragschichthöhe führt der Autor neben der Lastverteilungsfunktion und der Verbesserung der Grundbruchbelastung (Tiefenglied) des Torfes auch auf die verbesserte Verdichtung der oberen Lagen des höheren Tragschichtpaketes zurück. Generell wird die Verdichtbarkeit des Tragschichtmaterials bei derart weichen Untergrundverhältnissen als sehr schwierig beschrieben. Diesbezüglich dürften aufgrund ihrer verbesserten Trennfunktion geschlossene Bewehrungen (Vliese, Gewebe) günstiger als Geogitter zu beurteilen sein.

DE GROOT/SELLMEIJER (1987) schlagen eine neue Konstruktionsmethode für unbefestigte Straßen auf weichen Untergrund vor. Die Autoren führen an, daß für spezielle Anwendungsfälle, wie schmale Straßen mit gelegentlichem Gegenverkehr, eine Ausbildung mehrerer Spurrillen durch erforderliche Ausweichmanöver erfolge. Die Lasteintragung in unmittelbarer Nähe der ursprünglichen Spurrille beanspruche das einfach bewehrte Zweischichtensystem in ungünstiger Weise. Dabei könne die Bewehrung nur noch untergeordnet zu einer Tragfähigkeitsverbesserung beitragen.

Es wird deshalb vorgeschlagen, zunächst die Schichtgrenzbewehrung zu verlegen, die Tragschicht aufzubringen und dieses System bereits mit einer definierten Belastung zu befahren, um die Hauptspurrillenbildung vorwegzunehmen. Anschließend ist die entsprechend lang auszuführende Schichtgrenzbewehrung am Rand der Tragschicht umzuschlagen und als zweite Bewehrungslage über das verformte Tragschichtpaket zu verlegen. Die entstandenen Verformungen aufgrund der vorweggenommenen Spurrillen sind durch entsprechenden Auftrag von Tragschichtmaterial auszugleichen. Die umgeschlagene "zweite" Bewehrungslage kommt also im Inneren des Tragschichtpaketes zum Liegen.

Zum Nachweis der Wirksamkeit der vorgeschlagenen Konstruktionsmethode wurden Modellversuche für das zweifach bewehrte System und als Referenz am einfach bewehrten System ausgeführt. Trivialerweise wies das zweifach bewehrte System ein deutlich günstigeres Tragverhalten auf. Zum Vergleich hätte als Referenzsystem ebenfalls ein zweifach bewehrtes Zweischichtensystem mit "konventioneller" Verlegung der Bewehrung verwendet werden sollen.

Von BAUER (1989) wurden starrplastische Modellversuche, sogenannte Schneebeli-Versuche, am bewehrten Zweischichtensystem zur Aufstellung und Überprüfung kinematischer Rechenmodelle ausgeführt. Die Modellierung des Bodens erfolgte durch zylindrische Stäbe, wobei Stahlstäbchen für das Tragschichtmaterial und Kohlestäbchen zur Idealisierung des Untergrundes verwendet wurden. Als Bewehrungseinlagen kamen Mullbinden zum Einsatz.

Die Belastungsversuche wurden kraftgesteuert ausgeführt. Als Meßgrößen standen die Verformungen des Laststempels sowie die aufgebrachte Belastung zur Verfügung. Da die Festigkeitsparameter und die Wichten der Materialien nicht im praxisrelevanten Bereich lagen, sollten aus den Versuchen keine allgemeinen Kenngrößen für das Systemverhalten abgeleitet werden. Die Versuche sollten lediglich durch Vergleichsberechnungen mittels der Methode der Kinematischen Elemente eine prinzipielle Kontrolle zur Richtigkeit des Berechnungsansatzes ermöglichen. Wenn auch Abweichungen zwischen den Scheebeli-Versuchen und den Berechnungen aufgrund der Varianz der zugrundeliegenden Parameter in Kauf genommen werden mußten, konnte generell eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung festgestellt werden, woraus schließlich geschlossen wird, daß das Berechnungsverfahren das Tragverhalten von Zweischichtensystemen adäquat beschreibt.

Weiterhin wurden von BAUER (1989) kleinmaßstäbliche Modellversuche zur Untersuchung des Bewehrungseinflusses auf Spannungen und Verformungen im Zweischichtensystem ausgeführt. Als Untergrundmaterial kam mittelplastischer Ton (Bodengruppe TM nach DIN 18196) und für die Tragschicht ein Mittelsand bzw. gebrochenes Splittmaterial zum Einsatz. Als Schichtgrenzbewehrung wurde ein Gewebe sowie ein Vliesstoff, jeweils aus Polyester-Fasern hergestellt, verwendet. Die untersuchten Tragschichthöhen betrugen 5 cm, 10 cm und 15 cm bei einer Breite des Belastungsstempels von 18 cm. Das Versuchsbehältnis wies eine Länge von 96 cm und eine Breite von 46 cm auf. Das Untergrundmaterial wurde für jeden Versuch mittels Zwangsmischer zu weicher Konsistenz aufbereitet und in dünnen Lagen von Hand auf eine Gesamthöhe von 30 cm eingebaut. Da der Laststempel über die gesamte Breite des Versuchsbehältnisses reichte, konnte von einem ebenen Verformungszustand bei den Versuchen ausgegangen werden. Die Belastung wurde inkrementell in Stufen von 4 kN/m^2 und Zeitintervallen von 6 Stunden aufgebracht. Da ein vollständiger Abbau der Porenwasserüberdrücke im relativ undurchlässigen Untergrundmaterial in diesem Zeitraum nicht erfolgen konnte, wurden diese zu Korrekturzwecken in unterschiedlichen Tiefenlagen gemessen. Die Belastung wurde nicht bis zum Erreichen der Systemtraglast gesteigert.

Qualitativ ergaben sich bei den Systemen mit Splitttragschicht geringere Verformungen als bei Systemen mit Sandtragschicht. Dies wird auf die bessere Verzahnung der Körner, auch bei großen Verformungen, zurückgeführt, wodurch eine bessere Lastverteilung in der Tragschicht erreicht wurde. In Übereinstimmung mit anderen Autoren wird festgestellt, daß bessere Reibungseigenschaften der Tragschicht den verformungsreduzierenden Einfluß von Bewehrungen begünstigen und daß der Wirkungsgrad geotextiler Einlagen mit zunehmender Festigkeit des Untergrundes abnimmt. Demgegenüber ergab sich im Gegensatz zu den Erkenntnissen anderer Autoren eine Begünstigung des verformungsreduzierenden Effektes mit zunehmender Tragschichthöhe. Dies ist vermutlich auf die verwendeten relativ niedrigen Tragschichthöhen im Vergleich zur Breite des Laststempels von $h/b \approx 0.28$ bis 0.83 zurückzuführen, da die Versuche anderer Autoren meist ein Verhältnis von $h/b \geq 0.75$ aufweisen.

ALENOWICZ/DEMBICKI (1991) berichten von Laborversuchen zur Analyse des Tragverhaltens einfach und mehrfach bewehrter Zweischichtensysteme. Als Untergrundmaterial wurde leichtplastischer Ton, für die Tragschicht ein Feinsand und als Bewehrung ein Gewebe mit vergleichsweise geringer Dehnsteifigkeit verwendet. Es erfolgte eine Variation der Tragschichtstärken (5 cm bis 30 cm) sowie der Art der Bewehrung (ohne Bewehrung als Referenz, nur Schichtgrenzbewehrung, Schichtgrenzbewehrung und eine zweite Bewehrungslage innerhalb des Tragschichtpaketes in verschiedenen Höhenlagen).

Zur Modellierung einer LKW-Achse als Belastungszustand erfolgte die Belastung jeweils durch zwei Laststempel (Breite: 20 cm, Abstand: 60 cm) auf der Oberfläche der Tragschicht. Aufgrund der Versuchsanordnung war bei den Versuchen von einem ebenen Verformungszustand auszugehen.

Als wesentliche Ergebnisse werden von den Autoren die gemittelten Sohlnormalspannungen in Abhängigkeit von den gemessenen Verformungen aufgezeigt. Demzufolge wurden bei einem relativ hohen Verformungsniveau von 10 cm für das einfach bewehrte Zweischichtensystem mit einer Tragschichthöhe von 20 cm etwa 25 % und für das zweifach bewehrte System bis zu 70 % höhere Sohlnormalspannungen als für das unbewehrte System festgestellt. Die zweite Bewehrungslage innerhalb der Sandtragschicht bewirkte offensichtlich eine erhebliche Stabilisierung derselben, woraus sich eine deutliche Verformungsreduzierung und Traglasterhöhung ergab. Bei kiesigem, gebrochenem Tragschichtmaterial wurde jedoch ein deutlich kleinerer Einfluß der Bewehrungslage innerhalb des Tragschichtpaketes auf die Traglast festgestellt. Bei niedrigen Systemverformungen (< 2 cm) war kaum ein signifikanter Einfluß der Bewehrung zu erkennen.

ZUSAMMENFASSENDE WERTUNG DER VERSUCHE

Werden die Versuchsbedingungen und die daraus resultierenden Ergebnisse aus der Literatur unter Zugrundelegung der im Rahmen der vorliegenden Arbeit gesteckten Zielsetzung überprüft, fällt jeweils eine oder fallen mehrere der nachgenannten Unzulänglichkeiten auf, weshalb die in Kapitel 3 erläuterten Feldversuche ausgeführt wurden:

- Teilweise kamen künstliche Materialien für die Simulation weicher Untergrundverhältnisse zum Einsatz. Es wurden keine Nachweise für die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf natürliche Böden geliefert.
- Der homogene Einbau und die Minimierung von verbleibenden Luftblasen in den meist bindigen Untergrundmaterialien ist aufgrund der geringen Durchlässigkeit der

Böden erheblichen Unsicherheiten bei der Ausführung von Laborversuchen unterworfen.

- Aufgrund des erforderlichen Aufwandes beim Einbau erfolgte häufig die Festlegung von zu geringen Abmessungen (Breite und Höhe) für den Versuchskasten. Daraus resultierten schließlich mehr oder weniger gut abschätzbare Veränderungen der Versuchsergebnisse. Bei zu geringer Mächtigkeit des Untergrundmaterials müssen beispielsweise zu geringe Vertikalverformungen festgestellt werden. Wurde die Breite des Versuchskasten nicht ausreichend dimensioniert, ist mit Berandungsproblemen zu rechnen, so daß eventuell veränderte Verformungs- und Bruchmechanismen maßgeblich wurden. Weiterhin sind dann in der Regel die Verankerungslängen für die Bewehrungen nicht mehr ausreichend, und diese werden herausgezogen.
- Aus verschiedenen Gründen wurde bei einigen der ausgeführten Versuchsserien die Belastung nicht bis zum Erreichen der Systemtraglast gesteigert, wodurch die entsprechenden Traglastverbesserungen durch Einlage einer Bewehrung nicht versuchstechnisch nachgewiesen werden konnten.
- Häufig wurden wichtige Kenngrößen, wie Spannungsverteilungen im Bereich der Schichtgrenze oder die Dehnungen der Bewehrungen, meßtechnisch nicht erfaßt.
- Zum Vergleich der Versuche untereinander und um die Versuche rechnerisch nachvollziehen zu können, ist die Einhaltung klar definierter Spannungszustände bei der Ausführung der Versuche unabdingbar. In welchem Maße die nachgenannten Randbedingungen bei einigen Versuchsserien zu Verfälschungen der Spannungszustände und damit der Versuchsergebnisse führten, läßt sich in der Regel nur schwer nachvollziehen:
  - Schmierung der Seitenflächen, um ebene Verformungszustände zu erhalten
  - Verwendung "langer" Belastungsbalken, um annähernd ebene Verformungszustände zu realisieren
  - Wahl von kreisförmigen Lastflächen, um zentralsymmetrische Spannungszustände sicherzustellen, obwohl dies für die Bewehrung praktisch nicht möglich ist, da diese produktionsbedingt nicht in alle Richtungen die gleichen Eigenschaften aufweisen kann.
- Die Übertragbarkeit der Ergebnisse von Modellversuchen auf großmaßstäbliche Verhältnisse ist mit erheblichen Unsicherheiten behaftet. Dies gilt insbesondere für das Tragschicht- und Bewehrungsmaterial.
- Für Zweischichtensysteme wird im Straßenbau häufig Kiesmaterial für die Tragschicht verwendet, während in der Literatur überwiegend Sande als Tragschichtmaterial angegeben sind.
- Der zeitliche Ablauf bei der Versuchsdurchführung ist teilweise nicht beschrieben. Grundsätzlich sollte dieser so gestaltet werden, daß entweder dränierte oder undränierte Untergrundverhältnisse anzunehmen sind. Ist beides aufgrund versuchstechnischer Randbedingungen oder aus anderen Gründen nicht möglich, müßten zumindest die Porenwasserdrücke im bindigen Untergrundmaterial während der Versuche aufgezeichnet werden, um Informationen über das Maß der teildränierten Verhältnisse zu erhalten. Für numerische Analysen könnten somit die Scherparameter entsprechend den tatsächlichen Verhältnissen berücksichtigt werden.

Bemessungsverfahren für unbewehrte und bewehrte Zweischichtensysteme

Es existieren eine Reihe von Bemessungsverfahren, die häufig aus theoretischen Überlegungen zum Membranspannungszustand und empirischen Erfahrungen abgeleitet sind. Hier wären unter anderem BARENBERG/DOWLAND/HALES (1975), KINNEY (1979), GIROUD/NOIRAY (1981), SELLMEIJER/KENTER/VAN DEN BERG (1982) GOURC/PERRIER/RIONDY (1983), GOLD (1986) und BAUER (1989) zu nennen. Einen Überblick zu verschiedenen Bemessungsverfahren gibt HAUSMANN (1986) und HAUSMANN (1987).

Auf Basis der Ergebnisse kinematischer Analysen wurde die bekannte Grundbruchgleichung nach DIN 4017 durch multiplikative Koeffizienten von BAUER (1989) zur Ermittlung der Traglast unbewehrter und bewehrter Zweischichtensysteme erweitert.

Aufgrund versuchstechnisch sowie numerisch festgestellter Ergebnisse zu der veränderten Belastungssituation des Untergrundes durch Einführung einer Schichtgrenzbewehrung wird mittels Gleichgewichtsbetrachtungen von MILLIGAN/JEWELL/HOULSBY/BURD (1989) und von HOULSBY/JEWELL (1990) ein Bemessungsverfahren zur Ermittlung der Traglast bewehrter Zweischichtensysteme bei niedrigem Verformungsniveau (geringe Spurrillenbildung) für den ebenen und zentralsymmetrischen Spannungszustand vorgestellt.

3 Feldversuche am bewehrten Zweischichtensystem

3.1 Motivation und Zielsetzung der Versuche

Im Rahmen vorangegangener Forschungsarbeiten konnte BAUER (1989) durch Modellversuche bereits Erkenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten bewehrter Zweischichtensysteme gewinnen. Gleichzeitig wurde jedoch die mit Modellversuchen verbundene Problematik offenbar:

- Die Aufbereitung und Homogenisierung des Untergrundmaterials, beispielsweise mittels Zwangsmischer, ist relativ aufwendig.
- Um die Vergleichbarkeit der verschiedenen Versuche untereinander zu gewährleisten, hat der Einbau, insbesondere des bindigen Untergrundmaterials, so zu erfolgen, daß jeweils von gleichen Verformungs- und Festigkeitseigenschaften ausgegangen werden kann. Wie die Erfahrungen der Modellversuche zeigten, ist diese Forderung nicht leicht einzuhalten. Weiterhin ist einbautechnisch sicherzustellen, daß keine Lufteinschlüsse in dem relativ undurchlässigen Material verbleiben, um einer "natürlichen" Lagerung möglichst nahezukommen.
- Zur Ausschaltung bzw. Minimierung der Berandungsproblematik sind große Abmessungen des Versuchskastens erforderlich. Um die minimal erforderlichen Größenordnungen abzuschätzen, wurden im Vorfeld der Feldversuche elastoplastische Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente durchgeführt. Bei einer Breite des Belastungsstempels von 20 cm, wie bei den nachfolgend dokumentierten Versuchen, wurde eine erforderliche Länge des Versuchsbehältnisses von etwa 4 m ermittelt. Dies gilt jedoch nur für bewehrte Systeme mit der Vorgabe, die Belastung bis zum Bruch des Gesamtsystems zu steigern. Sollen sich die Versuche im wesentlichen im Gebrauchslastbereich bewegen, sind kleinere Abmessungen ausreichend. Weiterhin sind für besonders zugfeste Bewehrungen größere Systemabmessungen erforderlich als für weniger zugfeste Bewehrungseinlagen.

Um die genannten Problempunkte zu umgehen, wurden anstelle von Laborversuchen die nachfolgend dokumentierten Feldversuche ausgeführt. Folgende Zielsetzung wurde bei Planung und Durchführung der Versuche verfolgt:

- Analyse des Einflusses einer Bewehrungsart auf
  - das Tragverhalten (Belastung wurde bis zum Erreichen der Traglast gesteigert)
  - das Verformungsverhalten der Tragschicht
  - die Spannungsverteilung in der Schichtgrenze
  - den Verlauf der Zugkraft in der Bewehrung
- Analyse des Einflusses verschiedener Tragschichthöhen auf Trag- und Verformungsverhalten sowie auf Spannungsverteilungen
- Verfügbarkeit quantitativer Informationen zur Verifikation der im Anschluß an die Versuche durchgeführten Berechnungen mit nichtlinear elastisch-viskoplastischen und starrplastischen Verfahren

3.2 Materialkennwerte des Untergrundes, der Tragschicht und der Bewehrungen

3.2.1 Triaxialversuche

Als Grundlage zur Gewinnung der Materialparameter für die in den nachfolgenden Abschnitten dargestellten Berechnungen wurden mit dem triaxialen Versuchsstand (Firma Wykeham Farrance) des Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München am Untergrund- und am Tragschichtmaterial Triaxialversuche auf Basis der Mehrstufentechnik durchgeführt.

Bei der Durchführung werden außen an der Probe die Randspannungen und Randverformungen gemessen und aus diesen bei der Auswertung der Versuche die Spannungen und Verformungen im Probeninneren berechnet. Es sind daher bei der Durchführung der Triaxialversuche homogene Probenverformungen sicherzustellen, was wiederum nur durch eine Ausschaltung der Endflächenreibung durch Endflächenschmierung zu erreichen ist. Ohne diese bilden die Versuchskörper bereits bei kleinen Verformungen eine Faßform, welche nach MAINI (1972) durch keilförmige Gebiete im Bereich der Endflächen hervorgerufen werden, die während des Versuches nahezu starr bleiben.

Anhand der Triaxialversuche sollte neben den Reibungseigenschaften der Materialien auch deren Verformungsverhalten bestimmt werden. Homogene Probenverformungen sind diesbezüglich besonders zu beachten. Bei geschmierten Endflächen wird eine Probenschlankheit von $h/d \approx 1\text{-}2$ von GOLDSCHEIDER, BÖSINGER, HUBER (1983) als günstig beurteilt. Vorliegend wurden deshalb für das Untergrundmaterial Probenabmessungen von $h/d = 11.5/10.0$ cm und für das Tragschichtmaterial aufgrund des zu berücksichtigenden Größtkorns Probenabmessungen von $h/d = 30.5/15.2$ cm festgelegt. Die Endflächenschmierung erfolgte mit speziellem Silikonfett.

Für die Versuche am Untergrundmaterial wurden ungestörte Proben, die auf dem Versuchsgelände in unterschiedlichen Tiefen (0.5 m, 0.75 m, 1.0 m) gewonnen wurden, verwendet. Das Tragschichtmaterial wurde mit dem beim Proctorversuch ermittelten optimalen Wassergehalt, der auch als Richtwert für die Feldversuche galt, und mit der bei den Feldversuchen erreichten und gemessenen Dichte eingebaut. Die Vorgaben hinsichtlich der Versuchsgeschwindigkeit orientierten sich an der bei den Feldversuchen ermittelten Zeitdauer für einen Versuch.

Bereits bei Vorversuchen wurde eine Abhängigkeit der Scherparameter und des Verformungsverhaltens, insbesondere des Tragschichtmaterials, vom Spannungsniveau festgestellt. Das Tragschichtmaterial wurde deshalb insgesamt unter acht verschiedenen Seitendrücken im Triaxialgerät abgeschert. Um die bei der Mehrstufentriaxialtechnik erforderlichen, signifikanten Seitendruckdifferenzen sicherzustellen, wurde in jedem Vierstufenversuch jeweils der erste, dritte, fünfte und siebte bzw. der zweite, vierte, sechste und achte Seitendruck aufgebracht.

ELASTIZITÄTSMODUL UND QUERDEHNZAHL

Zur Auswertung der Triaxialversuche hinsichtlich des Elastizitätsmoduls und der Querdehnzahl wurden die nachfolgend genannten Formeln aus der Elastizitätstheorie für den zentralsymmetrischen Spannungszustand, der auf den Triaxialversuch anzuwenden ist, verwendet (Achsenbezeichnungen siehe Abbildung 3.1).

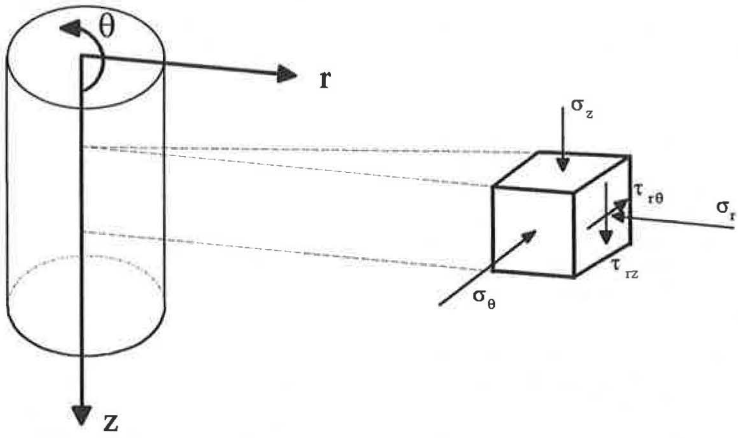


Abbildung 3.1: Bezeichnungen beim zentralsymmetrischen Spannungszustand

$$\sigma_r = \frac{E}{(1+\mu)\cdot(1-2\mu)}\cdot\left((1-\mu)\cdot\varepsilon_r+\mu\cdot\varepsilon_\theta+\mu\cdot\varepsilon_z\right) \tag{3.1}$$

$$\sigma_\theta = \frac{E}{(1+\mu)\cdot(1-2\mu)}\cdot\left(\mu\cdot\varepsilon_r+(1-\mu)\cdot\varepsilon_\theta+\mu\cdot\varepsilon_z\right) \tag{3.2}$$

$$\sigma_z = \frac{E}{(1+\mu)\cdot(1-2\mu)}\cdot\left(\mu\cdot\varepsilon_r+\mu\cdot\varepsilon_\theta+(1-\mu)\cdot\varepsilon_z\right) \tag{3.3}$$

$$\tau_{rz} = \left(\frac{E}{2(1+\mu)}\right)\cdot\gamma_{rz} \tag{3.4}$$

$$\tau_{r\theta} = \tau_{\theta z} = \gamma_{r\theta} = \gamma_{\theta z} = 0 \tag{3.5}$$

oder nach den Deformationen aufgelöst:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E}\cdot\left(\sigma_r-\mu\cdot\sigma_\theta-\mu\cdot\sigma_z\right) \tag{3.6}$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E}\cdot\left(-\mu\cdot\sigma_r+\sigma_\theta-\mu\cdot\sigma_z\right) \tag{3.7}$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}\cdot\left(-\mu\cdot\sigma_r-\mu\cdot\sigma_\theta+\sigma_z\right) \tag{3.8}$$

$$\gamma_{rz} = \frac{2(1+\mu)}{E} \cdot \tau_{rz} \quad (3.9)$$

Beim Triaxialversuch gilt weiterhin

$\sigma_r = \sigma_\theta$, womit

$$\varepsilon_r = \varepsilon_\theta \,, \quad (3.10)$$

weshalb sich die Gleichungen (3.6) bis (3.9) vereinfachen zu

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} \cdot \left((1-\mu) \cdot \sigma_r - \mu \cdot \sigma_z\right) \quad (3.11)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \cdot \left(-2 \cdot \mu \cdot \sigma_r + \sigma_z\right). \quad (3.12)$$

Gleichungen (3.11) und (3.12) aufgelöst nach Elastizitätsmodul E und Querdehnzahl μ ergeben

$$E = \frac{2 \cdot \sigma_r^2 - \sigma_z^2 - \sigma_z \cdot \sigma_r}{2 \cdot \varepsilon_r \cdot \sigma_r - \varepsilon_z \cdot \sigma_r - \varepsilon_z \cdot \sigma_z} \quad (3.13)$$

$$\mu = \frac{\sigma_z \cdot \varepsilon_r - \sigma_r \cdot \varepsilon_z}{2 \cdot \varepsilon_r \cdot \sigma_r - \varepsilon_z \cdot \sigma_r - \varepsilon_z \cdot \sigma_z}. \quad (3.14)$$

Zur Bestimmung von E und μ verbleiben also:

$\sigma_z = \sigma_1$ des triaxialen Druckversuches (Axialdruck),

$\sigma_r = \sigma_3$ des triaxialen Druckversuches (Seitendruck),

ε_z aus der Vertikalverformung δh des Triaxialversuches und der Probenhöhe h und

ε_r welches aus der gemessenen Volumenänderung δV mittels der aus der Elastizitätstheorie bekannten Gleichung

$$\frac{\delta V}{V} = \varepsilon_z + \varepsilon_r + \varepsilon_\theta \quad (3.15)$$

und Gleichung (3.10) sich zu

$$\varepsilon_r = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\delta V}{V} - \varepsilon_z\right) \quad (3.16)$$

ergibt.

Die Auswertung der Triaxialversuche erfolgte unter besonderer Berücksichtigung des nachfolgend erläuterten nichtlinear elastisch-viskoplastischen Materialgesetzes, welches für die Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente entwickelt wurde. Plastische Verformungen werden dabei durch den viskoplastischen Algorithmus erfaßt, weshalb die elastischen Eingangsparameter E und μ tatsächlich nur das elastische Systemverhalten repräsentieren, im Gegensatz zu den nichtlinear-elastischen oder auch pseudoelastischen Stoffgesetzen (z. B.: nach DUNCAN-CHANG (1970)), bei denen die

Erfassung der physikalischen Nichtlinearität ausschließlich im Rahmen der Elastizitätstheorie erfolgt.

Die spannungsabhängigen, elastischen Parameter müssen deshalb jeweils aus den ersten Lastschritten eines jeden Seitendruckniveaus ermittelt werden, um bei nahezu hydrostatischen Spannungszuständen vernachlässigbare plastische Verformungen voraussetzen zu können.

Bei der numerischen Auswertung sind versuchstechnisch bedingte Effekte, wie beispielsweise die korrekte Berücksichtigung der systembedingten Volumenänderung in der Triaxialzelle zwischen den verschiedenen Laststufen durch das Einführen des Laststempels, entsprechend zu berücksichtigen.

SCHERPARAMETER

Die Auswertung der Triaxialversuche zur Festlegung der Scherparameter erfolgt in Anlehnung an die bei den nachfolgenden Berechnungen eingeführte Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb entsprechend Gleichung (3.17) bzw. Abbildung 3.2.

$$\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\right)=\left(\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}\right)\cdot\sin\varphi+c\cdot\cos\varphi \qquad (3.17)$$

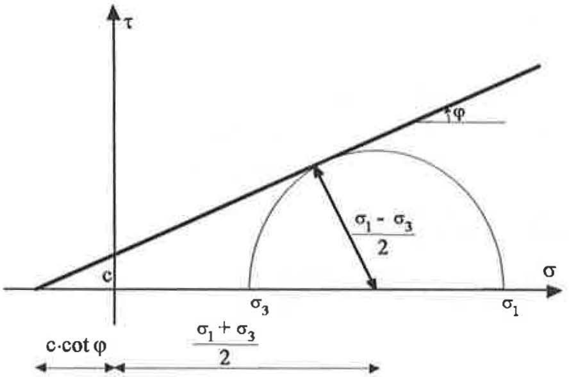


Abbildung 3.2: Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb

Gleichung (3.17) enthält den Reibungswinkel φ und die Kohäsion c als Unbekannte. Um spannungsabhängige Scherparameter zu erhalten, werden diese jeweils aus zwei Seitendruckniveaus, also unter zweifacher Anwendung der Gleichung (3.17), ermittelt und sind maßgebend für dieses Spannungsintervall. Grafisch entspricht dies dem Auftragen der Bruchkreise für die verschiedenen Seitendrücke der Triaxialversuche in ein Koordinatensystem nach Abbildung 3.2, wie dies in den Abbildungen 3.8 und 3.13 ausgeführt ist. Die sich so ergebende Mohrsche Umhüllende wird im Zuge der Berechnungen durch einen Polygonzug ersetzt. Die Darstellung der Ergebnisse, entsprechend dem beschriebenen Vorgehen, erfolgt für Untergrund- und Tragschichtmaterial in den Abschnitten 3.2.2.2 und 3.2.3.

3.2.2 Geologie und Materialkennwerte des Untergrundes

Die Feldversuche wurden am Südwestufer des Chiemsees in der Gemarkung der Gemeinde Prien am Chiemsee durchgeführt.

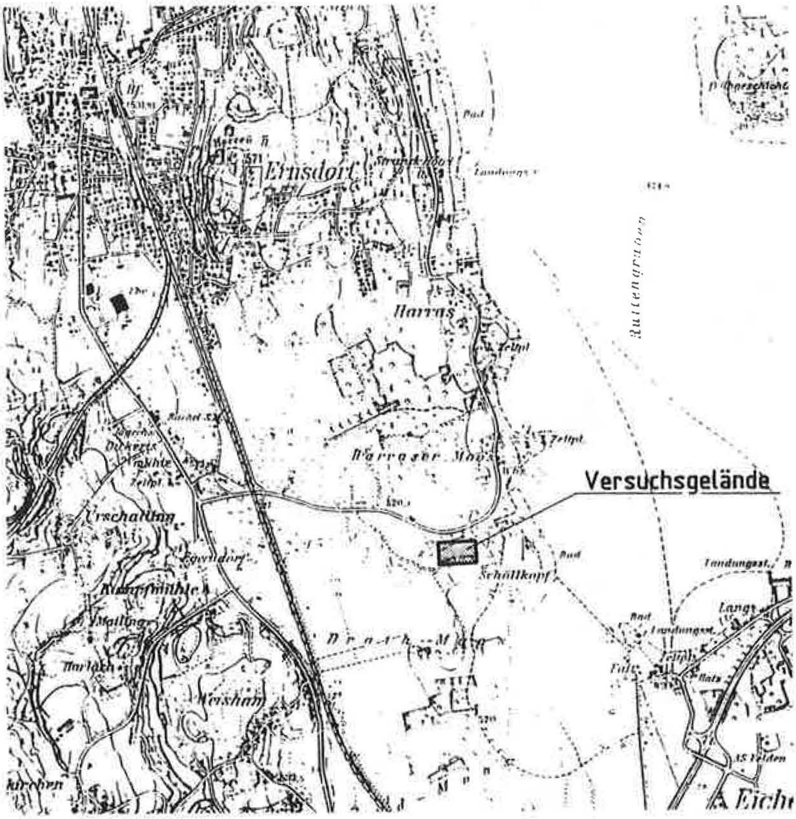


Abbildung 3.3: Lageplan des Versuchsgeländes (Auszug aus der topographischen Karte Blatt 8140, Prien am Chiemsee)

GEOLOGISCHE VERHÄLTNISSE IN DER WEITEREN UMGEBUNG DES VERSUCHSGELÄNDES

In geologischer Hinsicht liegt das Versuchsgelände im südlichen Bereich der dort aufgerichteten Vorlandmolasse, die in den verschiedenen Eiszeiten durch den aus dem Tal der Tiroler Ache in das Alpenvorland vorstoßenden Eisstrom überprägt wurde. Unter den quartären Ablagerungen befinden sich zum Teil flachliegende, zum Teil leicht verfaltete tertiäre Sedimente der unteren Süßwassermolasse (Tonmergelschichten, südlich daran anschließend Cyrenenschichten). Ihr Anstehen wird mit bis zu ca. 30 m unter Gelände angegeben. Die bis in eine Tiefe von 3 m bis 4 m unter Gelände niedergebrachten Ramm- und Schlitzsondierungen durchteufen lediglich die quartären Seetone.

Im Pleistozän stießen die Alpengletscher während der aufeinanderfolgenden Eiszeiten mehrfach ins Alpenvorland vor und prägten dabei die Landschaft. Die Ablagerungen der Würmeiszeit sind bis heute weitgehend erhalten. Ablagerungen der älteren Eiszeiten (vor allem Riß) sind nur noch reliktisch erkennbar. Südlich der Gemeinde Prien am Chiemsee sind ausschließlich Ablagerungen der letzten Eiszeit anzutreffen. Hier werden die tertiären Ablagerungen von Vorstoßschottern bzw. Grundmoräne zum Teil in drumlinisierter Form überlagert. Die Vorstoßschotter kamen im Vorraum des Gletschers durch die Geröllfracht führenden Schmelzwässer zur Ablagerung und wurden anschließend vom Gletscher, der Moräne ablagert, überfahren. In Randbereichen eisrandparalleler Schmelzwasserrinnen kam es zur Ablagerung von feinkornärmerer Schottermoräne.

Nach dem Eisrückzug bildete sich über wasserstauendem Untergrund (Grundmoräne) im weiteren Umkreis des ehemaligen Gletscherzungenbeckens ein großer See aus. Die im Wasser enthaltenen Schwebstoffe führten zur Ablagerung von mächtigen Beckensedimenten. Aus dem Bereich des Chiemsees sind Seetonmächtigkeiten von mehr als 200 m bekannt. Durch die fortschreitende Verlandung verkleinerte sich die Seefläche. In den Randbereichen entstanden über den stauenden Seetonen teilweise Moore. Mit der Entstehung des in den Chiemsee mündenden Entwässerungssystems bildeten sich breite Schwemmfächer am Uferbereich des Chiemsees aus.

Das Untersuchungsgebiet liegt im Bereich des durch den Mühlbach aufgeschütteten Schwemmfächers. Nördlich und südlich schließen anmoorige Böden bzw. Niedermoortorfe an. Unterlagert werden diese Feuchtgebietsbildungen von Seetonen, deren Mächtigkeit nicht genau bekannt ist. Ob diese von eiszeitlichen Ablagerungen (Grundmoräne, Vorstoßschotter) unterlagert werden oder direkt dem Tertiär aufliegen, kann aufgrund der Aufschlußverhältnisse nicht angegeben werden.

3.2.2.1 Untersuchungen im Feld

Aufgrund der Zielsetzung, die Versuche bis zum Erreichen der Traglast des Zweischichtensystems auszuführen und der dabei verursachten Störung des Untergrundmaterials, mußte ein Areal von etwa 150 m² von möglichst homogener Untergrundbeschaffenheit zur Verfügung stehen, um jeden Versuch auf einer vorher nicht beeinflußten Fläche durchführen zu können. Zur Erkundung der Untergrundschichtung wurden leichte Ramm- und Schlitzsondierungen bis in eine Tiefe von 3 - 4 m unter Geländeoberkante (Abbildung 3.4) niedergebracht.

Die Untergrundverhältnisse erwiesen sich als relativ homogen und stellten sich folgendermaßen dar:

- 0 - 20 cm Mutterboden, dunkelbraun bis schwarz
- 20 - 40 cm Ton, stark organisch, durchwurzelt, breiig bis weich, braungrau marmoriert
- 40 - 300 cm Ton, organisch, breiig-weich, grau

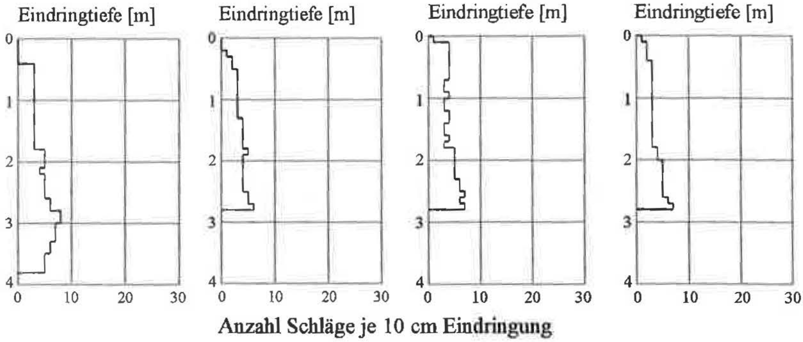


Abbildung 3.4: Typische Rammsondierungen (DPL 5 nach DIN 4094) im Bereich des Versuchsgeländes

Zur Beurteilung der Scherfestigkeit in situ wurden Drehflügelsondierungen nach DIN 4096, verteilt über das Versuchsgelände, in verschiedenen Tiefenbereichen durchgeführt. Die festgestellten Schwankungsbreiten der undränierten Kohäsion sind in Abbildung 3.5 in Abhängigkeit von der Tiefe unter Geländeoberkante dargestellt.

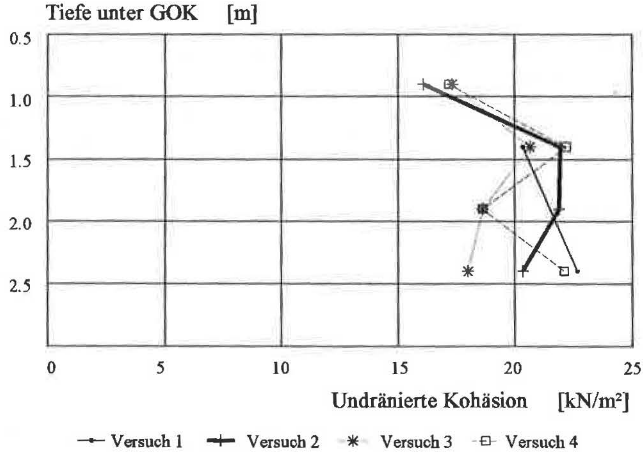


Abbildung 3.5: Undränierte Kohäsion aus Drehflügelsondierungen

3.2.2.2 Untersuchungen im Labor

Eine typische Körnungslinie des Untergrundmaterials ist in Abbildung 3.6 dargestellt.

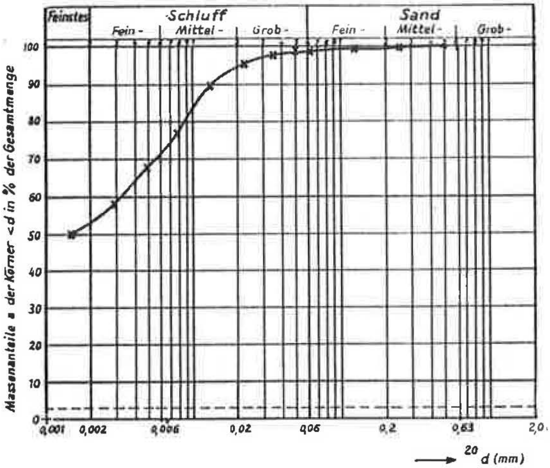


Abbildung 3.6: Kornverteilungskurve des Untergrundmaterials (Entnahmetiefe > 40 cm unter GOK)

Weitere Ergebnisse und Streubreiten der durchgeführten Laborversuche an Proben aus verschiedenen Schürfen (Entnahmetiefe jeweils > 40 cm) sind in der Tabelle 3.1 zusammengefaßt.

Probe Nr.	Natürlicher Wassergeh.	Atterberg´sche Grenzen		Plastizitäts-zahl	Konsistenz-zahl	Glüh-verlust
	w_n	w_l	w_p	I_P	I_C	g_{Gl}
[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[-]	[%]
1	112.3	124.6	45.5	79.1	0.16	12.4
2	108.3	121.2	44.3	76.9	0.17	11.8
3	110.5	122.4	44.9	77.5	0.15	14.6
4	113.5	126.7	47.2	79.5	0.17	14.3

Tabelle 3.1: Ergebnisse und Streubreiten der Laborversuche

Die quartären Seetone sind demzufolge der Bodengruppe TA (ausgeprägt plastisch) nach DIN 18196 zuzuordnen.

Die in Tabelle 3.1 angegebenen Laborergebnisse weisen bereits auf die äußerst geringe Tragfähigkeit des Untergrundmaterials hin. Dies entsprach zwar den Wunschvorgaben hinsichtlich der durchzuführenden Feldversuche, bedingte jedoch andererseits nahezu den vollständigen Verzicht auf den Einsatz größerer Geräte, wie zum Beispiel Seilbagger, die anfänglichen Planungen zufolge Widerlager hätten tragen oder diese zumindest transportieren sollen.

Hinsichtlich der Durchlässigkeit des anstehenden Untergrundmaterials ist von k_f-Werten in der Größenordnung von etwa $1 \cdot 10^{-9}$ bis $1 \cdot 10^{-11}$ m/s auszugehen.

ERGEBNISSE DER TRIAXIALVERSUCHE AM SEETON

Am beschriebenen Untergrundmaterial (ungestörte Proben, Güteklasse 1) wurden UU-Triaxialversuche nach der Mehrstufentechnik durchgeführt. Bei der Auswertung nach Abschnitt 3.2.1 konnte keine signifikante Abhängigkeit der Scherparameter vom Spannungsniveau festgestellt werden. Die Scherversuche wurden mit vier unterschiedlichen Seitendrücken (20, 40, 75 und 120 kN/m²) ausgeführt. In Abbildung 3.7 ist die Hauptspannungsdifferenz über die Axialstauchung der Probe aufgetragen.

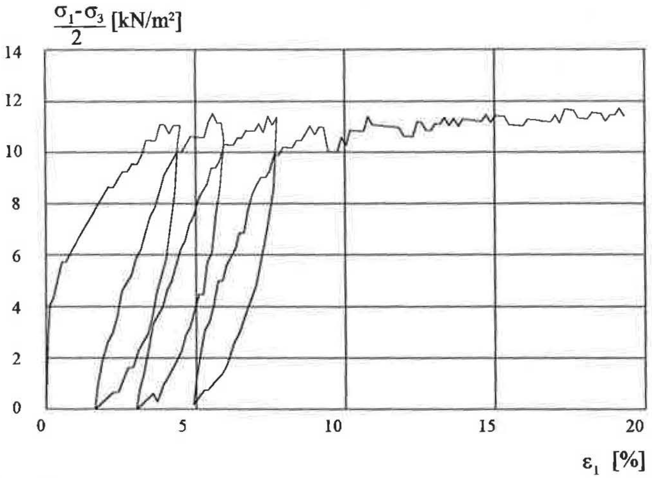


Abbildung 3.7: Triaxialversuchsergebnis für das Untergrundmaterial

Dieser Abbildung sind bereits die rein kohäsiven Eigenschaften des Materials zu entnehmen. Zur Auswertung sind die ermittelten Bruchkreise für die verschiedenen Seitendrücke in Abbildung 3.8 aufgetragen.

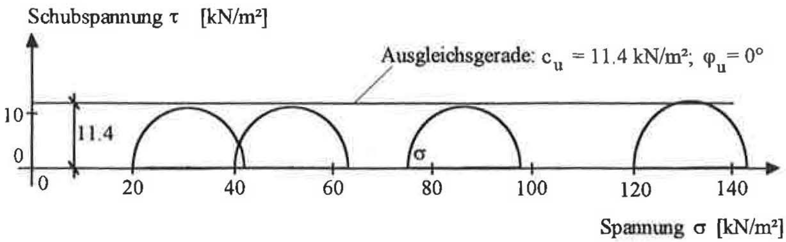


Abbildung 3.8: Spannungskreise im Grenzzustand (Seeton)

Bei vernachlässigbarem Reibungswinkel wurde also eine Kohäsion von 11.4 kN/m² ermittelt. Die bei den Drehflügelsondierungen festgestellte undränierte Kohäsion im entsprechenden Tiefenbereich lag im Mittel bei 16.9 kN/m², wird also bei Flügelsondierungen überschätzt. Ähnliches wird auch von GRAF, GUDEHUS, VARDOULAKIS (1985) im Rahmen von Modellversuchen zur Bestimmung der Grundbruchlast auf einem geschichteten Boden berichtet (siehe Kapitel 2). Es wird ein multiplikativer Korrekturfaktor von 0.71 für die undränierte Kohäsion aus Drehflügelsondierungen angegeben. Auf den vorliegend festgestellten Mittelwert der undränierten Kohäsion angewandt, ergibt sich diese zu 12.0 kN/m² und stimmt mit dem beim Triaxialversuch bestimmten Wert relativ gut überein.

Bei der Ermittlung der elastischen Eigenschaften des Seetons nach Abschnitt 3.2.1 erwies sich das Querdehnverhalten als wenig spannungssensitiv. Die errechneten Werte für die Querdehnzahl lagen erwartungsgemäß zwischen 0.44 und 0.48. Der Verlauf ist in Abbildung 3.9 in Abhängigkeit von der ersten Spannungsinvariante $I_1 = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ aufgetragen.

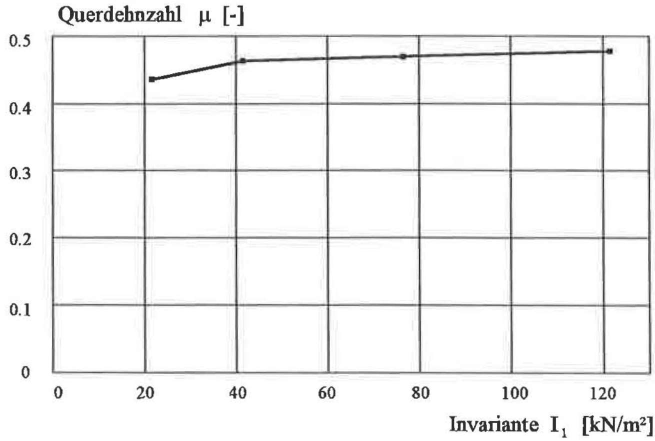


Abbildung 3.9: Querdehnzahl μ als Funktion des hydrostatischen Spannungsniveaus für den Seeton

Der Elastizitätsmodul wies eine stärkere Abhängigkeit vom Spannungsniveau auf, wobei Werte zwischen 480 und 670 kN/m² festgestellt wurden (siehe Abbildung 3.10).

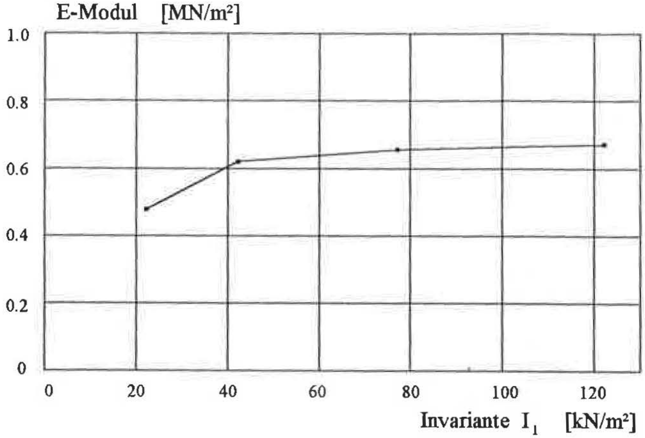


Abbildung 3.10: Elastizitätsmodul E als Funktion des hydrostatischen Spannungsniveaus für den Seeton

3.2.3 Materialkennwerte der Tragschicht

Als Tragschichtmaterial kam gebrochener, sogenannter Straßenkies der Körnung 0/20 mm zum Einsatz. Die Kornverteilung ist der Abbildung 3.11 zu entnehmen.

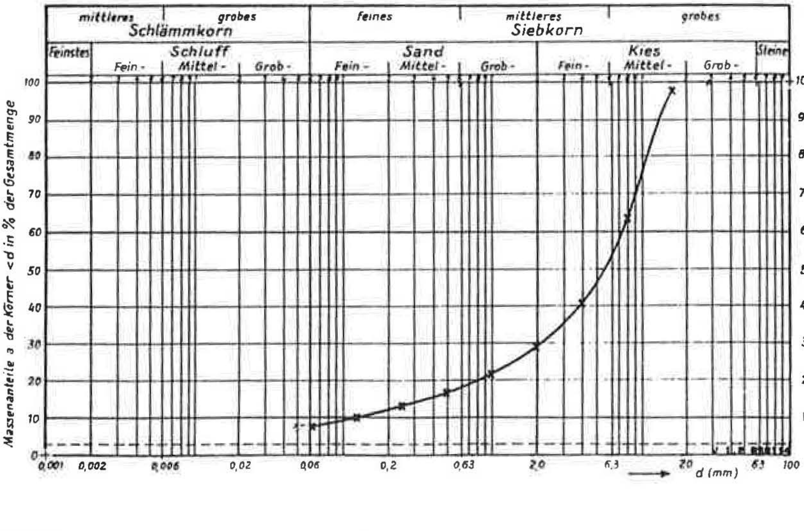


Abbildung 3.11: Kornverteilungskurve des Tragschichtmaterials

Aufgrund des Feinkornanteils von etwa 7.5 % und den am Korngrößenanteil < 0.4 mm festgestellten Plastizitätseigenschaften (w_l = 19.2 % ; w_p = 16.2 % ; I_p = 3 %) handelt es sich nach DIN 4022 um sandigen, schwach schluffigen Kies (Bodengruppe nach DIN 18196: GU). Die Festigkeit (Scherparameter) und Steifigkeit (Elastizitätsmodul und Querdehnverhalten) dieses Materials variiert relativ stark mit der Einbaudichte, die wiederum im wesentlichen vom Wassergehalt und der aufgebrachten Verdichtungsenergie abhängig ist. Der beim Proctorversuch nach DIN 18127 ermittelte optimale Wassergehalt liegt bei 7.5 % und läßt dann Einbautrockendichten in der Größenordnung von $\rho_{Pr} = 2.23$ t/m^3 erwarten.

ERGEBNISSE DER TRIAXIALVERSUCHE AM TRAGSCHICHTMATERIAL

Aufgrund der bei ersten CU-Triaxialversuchen am Tragschichtmaterial festgestellten signifikanten Abhängigkeit der Scherparameter und auch des Elastizitätsmoduls vom Spannungsniveau wurde bei den Triaxialversuchen mit insgesamt acht unterschiedlichen Seitendrücken (12, 30, 40, 52, 83, 100, 160 und 300 kN/m²) gearbeitet. Wegen der großen Veränderlichkeit bei niedrigem Spannungsniveau, erfolgte hier eine besonders enge Staffelung der aufgebrachten Seitendrücke (siehe diesbezüglich HETTLER (1985) oder auch ARSLAN (1980)).

Abbildung 3.12 zeigt ein typisches Ergebnis eines Vierstufenversuches.

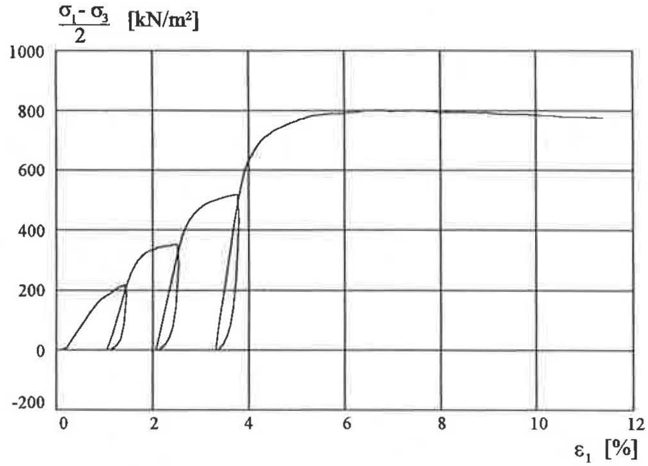


Abbildung 3.12: Triaxialversuchsergebnis für das Tragschichtmaterial

In Abbildung 3.13 sind die Spannungskreise im Grenzzustand und die Mohrsche Umhüllende für die Versuche am Tragschichtmaterial aufgetragen.

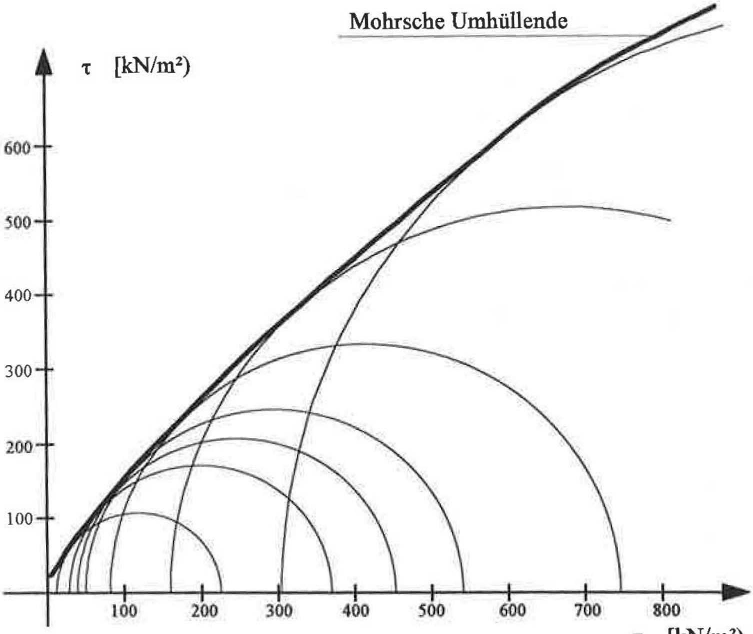


Abbildung 3.13: Spannungskreise im Grenzzustand (Tragschicht)

Die Ermittlung der Scherparameter erfolgt nach Abschnitt 3.2.1. In Abbildung 3.14 sind diese grafisch dargestellt. Der ermittelte innere Reibungswinkel ist demnach bei niedrigen Seitendrücken sehr groß und nimmt mit zunehmendem Spannungsniveau ab, wogegen die Kohäsion zunimmt.

Werden Scherparameter für analytische Methoden benötigt, die die Berücksichtigung spannungsabhängiger und damit variabler Scherparameter nicht zulassen, so ergibt sich nach DIN 18137 ein Sekantenreibungswinkel von 47°. Die zugehörige Kohäsion beträgt 36 kN/m².

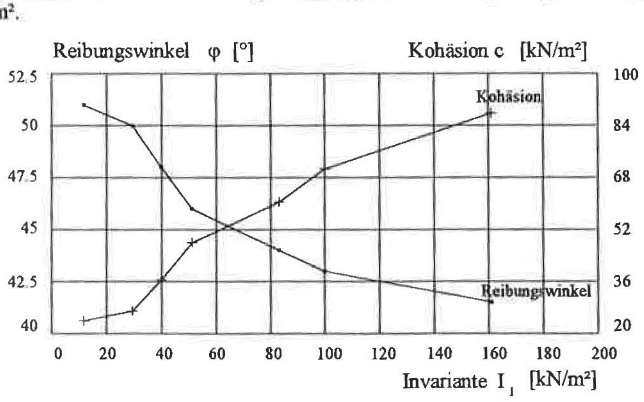


Abbildung 3.14: Spannungsabhängige Scherparameter des Tragschichtmaterials

Bei der Analyse der elastischen Eigenschaften der Kiestragschicht erwies sich die Querdehnzahl wiederum als wenig spannungssensitiv. Der durchwegs ermittelte hohe Wert von 0.48 ist im wesentlichen auf die relativ hohe Einbaudichte des Materials und wohl auch auf die erläuterte Vorgehensweise der Auswertung - nur die ersten Laststufen wurden berücksichtigt, um den plastischen Verformungsanteil vernachlässigen zu können - zurückzuführen. Diese war erforderlich, um bei der Charakterisierung der Materialien durch mechanische Bodenkennwerte dem unter Abschnitt 4 erläuterten und angewandten Stoffgesetz möglichst optimal Rechnung zu tragen (siehe auch GUDEHUS (1990)).

Der Elastizitätsmodul wies eine ausgeprägte Spannungsabhängigkeit auf. Bei niedrigen Seitendrücken wurden Werte um 50 MN/m^2 festgestellt, die mit zunehmenden Seitendrücken bis auf über 200 MN/m^2 anstiegen (Abbildung 3.15).

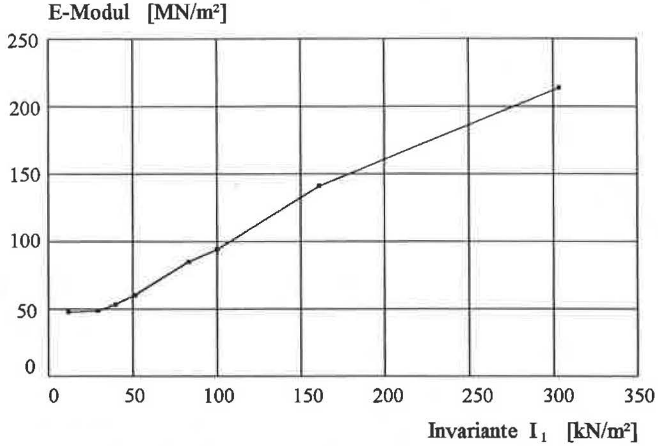


Abbildung 3.15: Elastizitätsmodul E als Funktion des hydrostatischen Spannungsniveaus für die Kiestragschicht

3.2.4 Materialkennwerte der verwendeten Geokunststoffe

Um Aufschluß über die Wirkung verschiedenster Geokunststoffe als Bewehrung zu erhalten, kamen ein Geogitter, ein Gewebe und ein schweres Vlies zum Einsatz.

Das knotensteife Gitter besteht aus gestanztem und in beide Richtungen vorgerecktem Polypropylen, worauf die relativ hohen Festigkeiten bei vergleichsweise geringen Dehnungen zurückzuführen sind. Die so entstandenen rechteckigen Felder sind in Herstellrichtung (entspricht der Rollrichtung) etwas größer als quer dazu. Die Bruchlast quer zur Herstellrichtung ist nach Angaben des Produzenten etwa um den Faktor 1.8 größer als in Herstellrichtung. Im Rahmen der Feldversuche wurde das Gitter in Herstellrichtung beansprucht.

Die eingesetzte, hoch zugfeste Gewebebewehrung besteht aus einem Polyester-Diolen-Garn. Kett- und Schußfäden weisen die gleiche Materialstärke auf, weshalb die Zugfestigkeit in beide Richtungen in der gleichen Größenordnung liegt. Die Bruchdehnung des Gewebes ist allerdings in Kettrichtung naturgemäß deutlich größer als in Schußrichtung, weshalb in Schußrichtung eine größere Steifigkeit des Gewebes vorliegt. Die Beanspruchung im Rahmen der Feldversuche erfolgte in Schußrichtung.

Der zum Einsatz gekommene mechanisch verfestigte, schwere Vliesstoff wird für überwiegend bewehrende Zwecke üblicherweise nicht eingesetzt, sondern findet vorwiegend Anwendung im Küstenschutz sowie im Verkehrs - und Kulturwasserbau und wurde zur besseren Vergleichbarkeit der Untersuchungen in diese mit einbezogen. Die Zugfestigkeit und Steifigkeit in Längsrichtung (entspricht der Rollrichtung) des Materials liegt bei etwa 70 % derer in Querrichtung. Die Beanspruchung erfolgte in Querrichtung.

Die kennzeichnenden Materialkennwerte zum Spannungs-Dehnungsverhalten sind in Tabelle 3.2 zusammengefaßt. Für Gitter und Gewebe wurden am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München freie Zugversuche durchgeführt und sind in BREITSCHAFT (1991) dokumentiert. Das Spannungs-Dehnungsverhalten der verschiedenen Materialien ist in Abbildung 3.16 grafisch dargestellt.

Kenngrößen des Materials		Gewebe	Vlies	Gitter
Flächengewicht	[g/m²]	460	1200	300
Zugfestigkeit längs [1]	[kN/m]	220	52	25
Bruchdehnung längs [1]	[%]	17	65	17
Zugfestigkeit längs [1] bei 2 % Dehnung	[kN/m]	25.8	0.8	3.0

[1] bezieht sich auf die beim Feldversuch verwendete Längsrichtung

Tabelle 3.2: Kennzeichnende Materialkennwerte der verwendeten Geokunststoffe

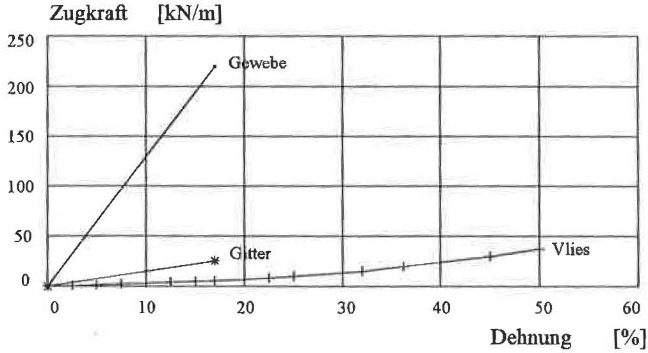


Abbildung 3.16: Spannungs-Verformungsverhalten der verwendeten Geokunststoffe

Geotextile Gewebe und Geogitter zeichnen sich durch eine klar definierte Lage der Fasern bzw. der Stege in zwei Vorzugsrichtungen (Schuß - und Kettrichtung beim Gewebe, Stege beim Gitter) aus. Vliese hingegen bestehen aus kurzen oder endlosen Fasern, welche in Wirrlage mittels unterschiedlicher Verfahren verbunden werden. Während sich bei Geweben oder Gittern durch Aufbringen von Zugkräften in Richtung der Fasern bzw. Stege deren Lage kaum verändert, erfolgt bei Vliesen eine Ausrichtung der Fasern in Richtung der Hauptzugkräfte. Für Gewebe und Gitter kann deshalb bei linearem Materialverhalten näherungsweise von einem linearen Spannungs-Verformungsverhalten ausgegangen werden, während bei Vliesen zunächst vergleichsweise geringere Kräfte aufgenommen werden, bevor schließlich ebenfalls ein mehr oder weniger annähernd lineares Spannungs-Verformungsverhalten angenommen werden kann. Dies gilt jedoch so nur für den freien Zugversuch.

Ist das Vlies in Bodenmaterial eingebettet, wird durch darüber-, darunter- und auch zwischengelagerte Bodenkörner eine Ausrichtung der Fasern beschränkt und damit die unregelmäßige Faserlage im Boden teilweise fixiert. Der Grad der Fixierung ist unter anderem vom Spannungsniveau und dem umgebenden Bodenmaterial (Körnung, Einbaudichte, Wassergehalt bei bindigen Böden etc.) abhängig. Die oben beschriebene und in Abbildung 3.16 dargestellte (gerade noch erkennbar ist die Linkskrümmung der Kurve für das Vlies) Lastverformungscharakteristik für den freien Zugversuch kann sich unter Bodeneinbaubedingungen umkehren. So erfolgt zunächst aufgrund der Behinderung durch das umgebende Bodenmaterial keine Ausrichtung der Fasern des Vlieses. Daher können anfänglich höhere Zugkräfte aufgenommen werden, bevor schließlich der Verbund zwischen Vlies und umgebendem Boden in den am höchsten beanspruchten Bereichen nachläßt und sich die Fasern in Richtung der Hauptzugkräfte ausrichten können, ohne dabei wesentlich größere Zugkraftanteile zu übernehmen. Die Kurve für das Spannungs-Verformungsverhalten kann dann bei ähnlicher Auftragung wie in Abbildung 3.16 rechtsgekrümmt verlaufen.

Die Untersuchung des Scherverhaltens zwischen Geokunststoff und Boden soll nicht Inhalt dieser Arbeit sein. Generell gilt, daß die Scherparameter zwischen Geokunststoff und Boden stets kleiner bzw. maximal gleich den Scherparametern des umgebenden Bodenmaterials sind, da sich sonst in einer Fläche parallel zur Kontaktfläche des Geokunststoffs Scherfugen im Boden ausbilden würden. Bei dem üblicherweise zum Einsatz kommenden Herausziehversuch oder dem direkten Scherversuch zur Bestimmung der Scherparameter zwischen Geokunststoff und Boden würden - bei besserem Scherverhalten zwischen Geokunststoff und Boden als im Boden selbst - schließlich die Scherparameter des Bodenmaterials maßgeblich. Dilatanzeinflüsse und verfälschende Effekte aufgrund von Verspannungswirkungen, insbesondere bei dem zur Anwendung gekommenen Material für die Tragschicht (Körnung 0/20 mm), müßten durch entsprechende Abmessungen des Versuchsgerätes hinsichtlich der Grundfläche und auch im besonderen Maße durch die Einbauhöhe der Bodenmaterialien auf ein Minimum reduziert werden. Dies gilt insbesondere auch im Hinblick auf die in den Feldversuchen erzielte relativ hohe, nachfolgend noch erläuterte, Einbaudichte und den daraus resultierenden hohen Scherparametern des Tragschichtmaterials und der sich daraus ergebenden Neigung zu dilatantem Verhalten bei Annäherung an den Bruchzustand.

Aufgrund der oben beschriebenen zu erwartenden Problematik mußte aus zeitlichen und wirtschaftlichen Gründen auf die Durchführung entsprechender Versuche zur Analyse des Dehnungsverhalten der Geokunststoffe unter Bodeneinbaubedingungen und des Scherverhaltens gegenüber den Bodenmaterialien verzichtet werden. Die diesbezüglich zu ermittelnden Parameter wären insbesondere als Eingangsparameter für die durchgeführten Berechnungen mittels der Methode der Finiten Elemente von Interesse gewesen. Wie in Abschnitt 5 noch ausgeführt wird, konnte jedoch die relativ geringe Sensitivität dieser Parameter für das bewehrte Zweischichtensystem nachgewiesen werden. Es genügte deshalb, diesbezüglich die Forschungsergebnisse anderer Autoren wie GRABE (1983), GRETT (1984) oder BAUER (1989) heranzuziehen.

3.3 Konzeption der Versuche

Die durchzuführenden Feldversuche sollten mittels numerischer Methoden (Methoden der Finiten und Kinematischen Elemente) nachvollzogen werden. Um die Komplexität derartiger Berechnungen vom räumlichen Spannungs- und Verformungszustand auf theoretisch einfacher zu beschreibende Modelle zurückzuführen, ist man in der Bodenmechanik üblicherweise bemüht, eine Reduktion auf den zentralsymmetrischen Spannungszustand (Belastungsfläche: Kreisfundament) oder auf den ebenen Verformungszustand (theoretisch: unendlich langer Balken) zu erreichen.

Versuchstechnisch scheint das Kreisfundament zunächst einfacher handhabbar zu sein. Die meßtechnische Bestückung bei Versuchen, die wie vorliegend bis zum Systemversagen durchgeführt werden sollen, gestaltet sich jedoch deutlich schwieriger als beim "unendlich langen Balken". So sind beim ebenen Verformungszustand nur zwei "Versagensrichtungen" zu berücksichtigen, während bei zentralsymmetrischer Belastung "flächenmäßig" die entsprechenden Meßwerte zu erfassen sind. Weiterhin ist die Bewehrung im Zweischichtensystem bei axialsymmetrischer Belastung schwer nachvollziehbaren Spannungszuständen unterworfen, da die Richtungen der radialen und tangentialen Spannungskomponenten natürlich nur in kleinsten Segmenten mit den Richtungen der Fasern bzw. der Stege der Geokunststoffe übereinstimmen und die nicht "faser- bzw. stegparallele" Steifigkeit der Geokunststoffe sich deutlich anders darstellt als die sogenannte Längs- bzw. Quersteifigkeit. Tatsächlich ist also ein zentralsymmetrischer Spannungszustand mit den zur Zeit verfügbaren Geokunststoffen wegen ihrer Anisotropie versuchstechnisch nicht zu realisieren. Darüber hinaus sei noch hinzugefügt, daß kaum Geokunststoffe auf dem Markt verfügbar sind, die gleiche Spannungs-Verformungscharakteristika in Längs - und Querrichtung aufweisen. Aus meßtechnischer Sicht ist noch auf die Problematik der Applikation von Dehnungsgebern (z. B.: Dehnmeßstreifen oder induktive Meßdosen) auf die Geokunststoffe hinzuweisen.

Theoretisch stellt sich bei der unendlich langen Streifenlast ein ebener Verformungs- und ein zur Lastlängsachse symmetrischer Spannungszustand ein. Das Gitter und das Gewebe sind lediglich einaxial belastet. Beim Vliesstoff treten aufgrund der Wirrlage der Fasern zweiaxiale Spannungszustände auf. Eine unendlich lange Streifenlast ist allerdings praktisch nicht realisierbar, weshalb in den Randbereichen Störungen zu erwarten sind, da sich dort räumliche Spannungs - und Verformungszustände einstellen. Im Mittelteil eines endlich langen Belastungsbalkens sind jedoch die gewünschten Verhältnisse (ebener Verformungszustand) im wesentlichen gegeben.

BELASTUNGSEINRICHTUNG

Aus den oben genannten Gründen wurde die nachfolgend erläuterte Belastungseinrichtung entwickelt.

Sie besteht im wesentlichen aus zwei übereinander liegenden Stahlträgern HE-A 200 (Abmessungen siehe Abbildung 3.19), wobei der untere Träger dreigeteilt ist. Die Randbalken (siehe Abbildung 3.18) sind fest mit dem darüberliegenden Hauptträger verschraubt und übernehmen für den Mittelbalken, der im weiteren als eigentlicher **Belastungsbalken** bezeichnet wird, die Störungen in den Randbereichen bzw. stellen für den Belastungsbalken den ebenen Verformungszustand her. Die beschriebene Wirkungsweise ist schematisch in Abbildung 3.17 in der Draufsicht und in Abbildung 3.18 im Schnitt dargestellt. Durch vier leichtgängige Rollenlager zwischen Belastungs und Randbalken wird der Belastungsbalken geführt und gegen Verkippen gesichert.

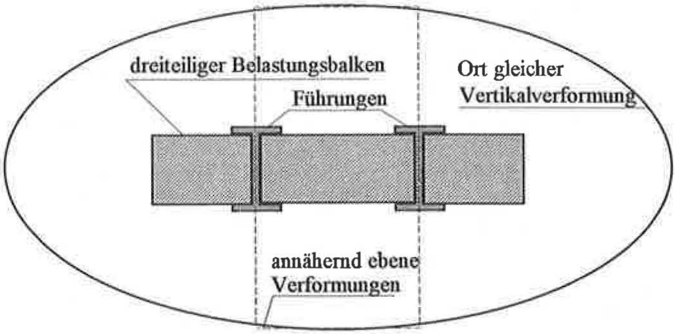


Abbildung 3.17: Schematische Darstellung der Wirkungsweise des dreiteiligen Belastungsbalkens in der Draufsicht.

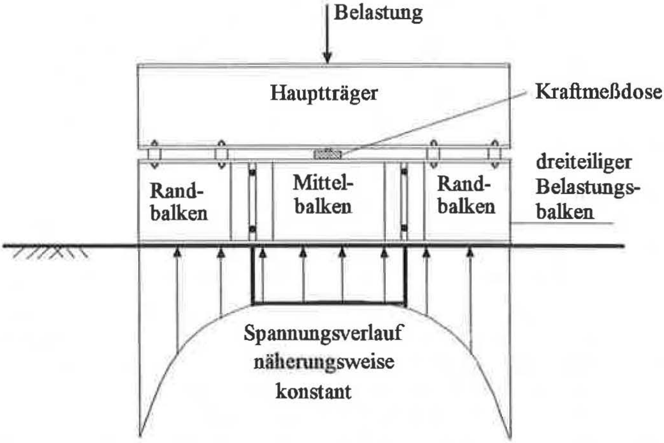


Abbildung 3.18: Schematische Darstellung der Wirkungsweise des dreiteiligen Belastungsbalkens im Schnitt

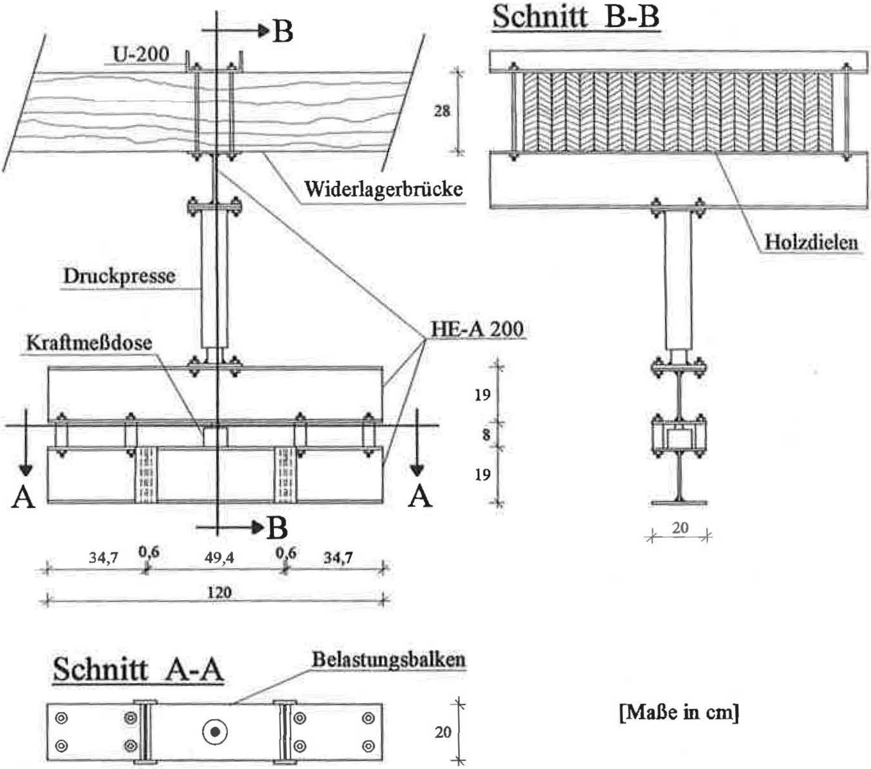


Abbildung 3.19: Belastungseinrichtung

Die Krafteintragung auf den Belastungsbalken erfolgte über eine mittig angeordnete Kraftmeßdose (siehe Abbildung 3.19), so daß die jeweilige Kraft auf den Belastungsbalken und somit die Sohlpressung in den einzelnen Laststufen kontinuierlich gemessen werden konnte.

DRUCKPRESSE UND WIDERLAGER

Die für die Versuche erforderliche Belastung wurde mittels einer hydraulischen Druckpresse, die zwischen Belastungseinrichtung und Widerlagerbrücke angeordnet war (siehe Abbildung 3.19), erzeugt. Um ein Verkippen der Belastungseinrichtung zu vermeiden, mußten die Verbindungen zwischen der Belastungseinrichtung, der Presse und der Widerlagerbrücke und auch die Druckpresse selbst biegesteif ausgebildet sein. Nach den Ergebnissen der Vordimensionierungen wurde die Presse auf eine zulässige Druckbelastung von 150 kN ausgelegt. Der maximale Pressenhub betrug 40 cm, um der Zielvorstellung, die Versuche bis zum Erreichen der Traglast auszuführen, Rechnung zu tragen, wobei auch Hubverluste aufgrund der Verringerung der Durchbiegung der Widerlagerbrücke mit zunehmender Belastung der Presse zu kompensieren waren.

Die erforderliche Auflast für die Druckpresse wurde von einer belasteten Widerlagerbrücke bereitgestellt. Zum Ausschluß von Beeinflussungen des Versuchsfeldes durch die Auflager der Widerlagerbrücke wurden Vorberechnungen mittels FEM durchgeführt, woraus schließlich mit einem Sicherheitszuschlag eine Stützweite der Brücke von 7.5 m resultierte. Wie bereits angeführt, mußten aufgrund der Untergrundverhältnisse und auch der wirtschaftlichen Möglichkeiten alle Arbeitsabläufe zu den Feldversuchen ohne Maschineneinsatz zu bewältigen sein. Eine kompakte, einteilige Brücke war deshalb nicht zu verwenden, sondern es kam eine Konstruktion aus 22 hochkant angeordneten Holzdielen (Querschnitt: 28 cm·5 cm) zum Einsatz, die in den Drittelspunkten zu einem kompakten Träger zusammengespannt wurden, um die erforderliche Quersteifigkeit zu erhalten.

Die Auflager wurden aus senkrecht zueinander geschichteten, an der Geländeoberkante quer zur Widerlagerbrücke verlaufenden, etwa 5.0 m langen Kanthölzern auf einer Kiesausgleichsschicht errichtet.

Die Auflast wurde durch Kunststoff- und Blechfässer sichergestellt, die mit Wasser aus dem nahegelegenen Bach mit einer Motorpumpe gefüllt wurden. Die jeweils erforderliche Belastung konnte so relativ problemlos aufgebracht werden. Maximal wurden 54 Fässer mit jeweils etwa 220 l Wasser benötigt. Inklusive der Widerlagerbrücke selbst stand so eine nutzbare Auflast von etwa 13 t zur Verfügung. Nachteilig war jedoch die sich so ergebende Bauhöhe des gesamten Versuchsstandes, die bis zu 5.5 m betrug.

SOHLREIBUNGSWINKEL

Der Einfluß des Sohlreibungswinkels auf die Grundbruchlast wurde unter anderem von GUSSMANN (1986) anhand starrplastischer Rechenverfahren (Kinematische Elemente Methode) und auch experimentell durch Schneebeli-Versuche dargelegt. Aufgrund unterschiedlicher Bruchmechanismen wird demnach bei Ansatz eines Sohlreibungswinkels, der größer als der halbe innere Reibungswinkel des Untergrundmaterials ist, etwa die doppelte Grundbruchlast ermittelt, als bei Annahme eines sehr kleinen Sohlreibungswinkels, wobei dies lediglich für kohäsionslose, nicht geschichtete oder bewehrte Böden ausgeführt wird.

Beim hier vorliegenden Untergrundmaterial und den gewählten Versuchsbedingungen ist das Scherverhalten demgegenüber ausschließlich als kohäsiv zu bezeichnen. Das Scherverhalten des Tragschichtmaterials wird jedoch maßgeblich vom Reibungswinkel mitbestimmt. Um auch in Bezug auf den Sohlreibungswinkel von möglichst kontrollierten Bedingungen im Hinblick auf die Vergleichbarkeit der Versuche untereinander, aber auch hinsichtlich der nachfolgenden Berechnungen ausgehen zu können, wurde konstruktiv die Einhaltung eines sehr kleinen Sohlreibungswinkels sichergestellt. Dies geschah durch die Anordnung von drei Lagen glatter Polypropylenstreifen zwischen dem dreiteiligen Belastungsbalken und der Kiestragschicht. Die Polypropylenstreifen wurden mit Silikonfett als druckstabilem Gleitmittel bestrichen. Die Streifen waren jeweils nur in den Längen der drei Teile des Belastungsbalken zu verlegen, um vertikale Kraftübertragungen von den Randbalken auf den mittleren Belastungsbalken auszuschließen. In Querrichtung wurde das Polypropylen in 2.5 - 5.0 cm breiten Streifen verlegt, um beim Auftreten von Schubspannungen in der Sohlfuge kleine Bewegungen bis zum Abbau der Schubspannungen zu ermöglichen. Auf diese Weise konnten lediglich Normalspannungen in der Sohlfuge übertragen werden, so daß auch für die nachfolgend erläuterten Berechnungen von einem vernachlässigbarem Sohlreibungswinkel ausgegangen werden kann.

ABMESSUNGEN DER VERSUCHSFELDER

Neben der Abschätzung möglicher Grundbruchkörper erwiesen sich die erforderlichen Verankerungslängen der Geokunststoffe zur Verhinderung des "Herausziehens" derselben als maßgebliches Kriterium für die Abmessungen der Versuchsfelder, wobei insbesondere bewehrte Systeme niedriger Tragschichthöhe mit Geokunststoffen hoher Zugfestigkeit zu berücksichtigen sind.

Überschlägig wurde von einer Normalspannungsverteilung in der Schichtgrenze, wie in Abbildung 3.20 dargestellt, ausgegangen. Daraus ergibt sich die ebenfalls angegebene Schubspannungsverteilung im Grenzzustand, also bei einem Spannungsniveau unmittelbar vor dem "Herausziehen" der Bewehrung.

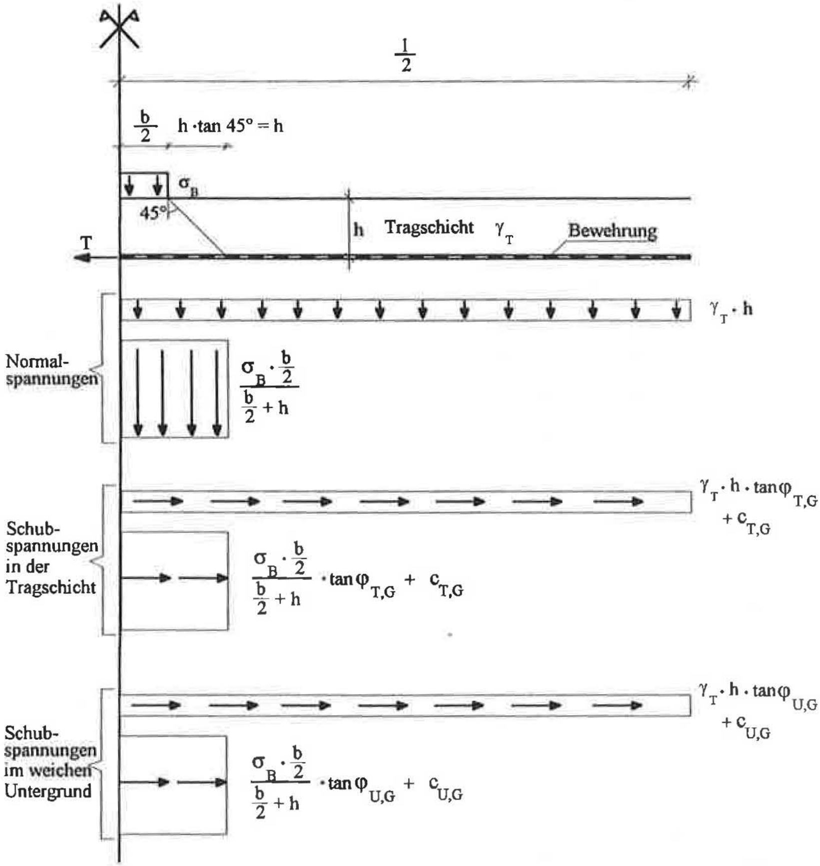


Abbildung 3.20: Überschlägige Annahme zu den kritischen Spannungsverhältnissen in der Schichtgrenze in Bezug auf die Abmessungen des Versuchsfeldes

Bezeichnungen zu Abbildung 3.20:

- b Breite des Laststempels = 0.2 m (Abbildung 3.19)
- h niedrigste Tragschichthöhe = 0.15 m
- γ_T Wichte der Tragschicht = 22 kN/m^3
- l erforderliche Länge des Versuchsfeldes: gesuchte Größe
- σ_B abgeschätzte Grundbruchspannung $\approx$ 200 kN/m²
- $\varphi_{T,G}$ Reibungswinkel zwischen Tragschicht und Geokunststoff: $\varphi_{T,G} = \arctan\left(\tan(\varphi_T)\cdot f_R\right)$
- $c_{T,G}$ Kohäsion (bzw. Adhäsion) zwischen Tragschicht und Geokunststoff: $c_{T,G} = c_T \cdot f_c$
- $\varphi_{U,G}$ Reibungswinkel zwischen Untergrund und Geokunststoff: $\varphi_{U,G} = \arctan\left(\tan(\varphi_U)\cdot f_R\right)$
- $c_{U,G}$ Kohäsion (bzw. Adhäsion) zwischen Untergrund und Geokunststoff: $c_{U,G} = c_U \cdot f_c$
- φ_T Reibungswinkel des Tragschichtmaterials (siehe Abschnitt 3.2.3)
- c_T Kohäsion des Tragschichtmaterials (siehe Abschnitt 3.2.3)
- φ_U Reibungswinkel des Untergrundmaterials (= 0°)
- c_U Kohäsion des Untergrundmaterials (= 11.4 kN/m²)
- f_R Abminderungsfaktor für den Tangens des Reibungswinkels $\approx$ 0.9 (siehe auch BAUER (1989), GRABE (1983), GRETT (1984) und andere)
- f_c Abminderungsfaktor für die Kohäsion $\approx$ 0.8 (Bezugsliteratur wie bei f_R)

Es ergibt sich T als maximale, verankerbare bzw. abbaubare Schubkraft in kN/m zu

$$T = \left(\frac{b}{2}+h\right)\cdot\left(\left(\frac{\sigma_B\cdot\frac{b}{2}}{\frac{b}{2}+h}\right)\cdot\left(\tan\varphi_{T,G}+\tan\varphi_{U,G}\right)+c_{T,G}+c_{U,G}\right)+$$
$$+\tfrac{1}{2}\cdot\left(\gamma_T\cdot h\cdot\left(\tan\varphi_{T,G}+\tan\varphi_{U,G}\right)+c_{T,G}+c_{U,G}\right)\ . \qquad (3.18)$$

Nach Einsetzen der Werte ergibt sich T zu:

$$T = 35.7 + 41\cdot l \quad \text{in [kN/m]}\ .$$

Bei Annahme der maximal möglichen Zugkraft (maßgebend ist hierbei das Gewebe) ergibt sich eine erforderliche Länge des Versuchsfeldes von 4.5 m. Es erfolgten allerdings einige Vereinfachungen, die teilweise zu einem Ergebnis auf der unsicheren Seite führen, wie beispielsweise die Vernachlässigung des Krafteinleitungsbereichs, also des Längenabschnitts, in dem noch kein Abbau der Geotextilzugkräfte erfolgen kann. Andere Vereinfachungen lassen Ergebnisse auf der sicheren Seite erwarten, wie die Annahme der maximal möglichen Zugkraft des Gewebes. Hierfür wären Dehnungen des Geokunststoffes in einem Maße (etwa 17 %) erforderlich, welche tatsächlich nicht erreicht wurden.

Obwohl DIN 4017 Teil 1 bei den vorliegenden Reibungswinkeln für Tragschicht und Untergrund nicht anzuwenden ist und ungeachtet der Bewehrungseinlagen, erfolgte eine iterative Abschätzung des möglichen Bruchkörpers analog dem Beiblatt zu DIN 4017 Teil 1, wobei in diesem Fall von der stärkeren Tragschichtdicke (30 cm) der Zweischichtensysteme auszugehen ist. Unter Berücksichtigung der oben angegebenen Scherparameter - für das Tragschichtmaterial wurde der Sekantenreibungswinkel verwendet - ergab sich eine Länge des Bruchkörpers von 1.8 m.

Weiterhin wurden im Vorfeld der Versuche FEM - Berechnungen zur Ermittlung der erforderlichen Abmessungen der Versuchsfelder durchgeführt, wobei jedoch deutlich kleinere Minimalabmessungen festgestellt wurden. Hierzu erfolgen nähere Erläuterungen in den Abschnitten 5 und 6.

Aufgrund der vorgenannten Abschätzungen erfolgte eine Festlegung der Länge der Versuchsfelder auf 5.0 m. Die Breite betrug jeweils 3.0 m. Die gewählten Abmessungen erwiesen sich bei den Versuchen als ausreichend, was durch Dehnungsmessungen in den Randbereichen der Bewehrungen nachgewiesen werden konnte.

Geschwindigkeit der Versuchsdurchführung

Bei Traglastuntersuchungen gemäß DIN 4017 Teil 1 sind zur Ermittlung der zulässigen Bodenpressungen bei bindigen Böden stets die Scherparameter zugrundezulegen, die die kleinste Bruchlast ergeben. Vereinfachend sind diesbezüglich die effektiven Scherparameter φ' und c' aus dem sogenannten dränierten Versuch, mit denen der Nachweis der Endstandsicherheit eines Bauwerks zu führen ist, sowie die undränierten Scherparameter aus dem "unentwässerten" Versuch φ_u und c_u, die die Anfangsstandsicherheit repräsentieren, zu unterscheiden.

Bei den vorliegenden Untergrundverhältnissen (siehe Abschnitt 3.2.2.2), insbesondere der geringen Wasserdurchlässigkeit des Materials, wären zur Durchführung dränierter Versuche Zeitspannen erforderlich gewesen, die den möglichen Rahmen um ein Vielfaches übertroffen hätten. Weiterhin wären auch witterungsbedingt unkalkulierbare Einflüsse zu erwarten gewesen. Die Versuchsdurchführung aus zeitlicher Sicht auf ein aus äußeren Bedingungen maximal erträgliches Maß auszudehnen, ohne jedoch aus oben genannten Gründen tatsächlich dränierte Versuchsbedingungen, mit vollständigem Abbau der Porenwasserüberdrücke in jeder Laststufe, zu erhalten, hätte die Aussagekraft und auch die numerische Nachvollziehbarkeit erheblich beeinträchtigt.

Aus diesen Gründen wurden in Bezug auf den Untergrund sogenannte c_u-Versuche durchgeführt. Jeder Versuch sollte deshalb möglichst schnell durchgeführt werden, weshalb die Geschwindigkeit der Versuchsdurchführung im wesentlichen vom Ablesen und Protokollieren der Meßwerte in allen Laststufen abhängig war. Als maßgebliches Kriterium erwies sich dabei die Spannungsablesung. Die gesamte Versuchsdurchführung von der ersten bis zur letzten Laststufe nahm etwa eine Stunde in Anspruch. Für die Festlegung der Scherparameter ist deshalb von undränierten Verhältnissen auszugehen.

Hinsichtlich der Relevanz für praktische Anwendungen ist dies aus der Sicht der Standsicherheit positiv zu werten, da sich meist die Scherparameter aus dem "undränierten" Versuch als maßgeblich erweisen (siehe auch DIN 4017, Teil 1). Hinsichtlich der Setzungsmessungen ist davon auszugehen, daß bei den Versuchen die unteren Grenzen der zu erwartenden Setzungen festgestellt wurden.

3.4 Versuchsprogramm

Insgesamt sind zwölf Versuche ausgeführt worden, wobei aus versuchstechnischen Gründen eine Wiederholung verschiedener Versuche erforderlich wurde. Die nachfolgend erläuterten acht Versuche am Zweischichtensystem sind in zwei Versuchsreihen mit einer 15 cm (1. Versuchsreihe) und einer 30 cm (2. Versuchsreihe) dicken Tragschicht unterteilt. Jede Versuchsreihe besteht aus vier Einzelversuchen:

- ohne Bewehrung (sogenannter "Nullversuch")
- Bewehrung mit einem Vliesstoff
- Bewehrung mit einem Gewebe
- Bewehrung mit einem Geogitter

3.5 Meßwerterfassung

Folgende Meßgrößen wurden erfaßt:

- Kraft auf den mittleren Belastungsbalken mittels elektrischer Kraftmeßdose (Fabrikat Walther 40)
- Vertikalverformungen an der Geländeoberfläche
- Vertikale Erddrücke in der Schichtgrenze, horizontale Erddrücke unmittelbar ober und unterhalb der Schichtgrenze
- Dehnungen der Geokunststoffe mittels Dehnungsmeßstreifen bzw. induktiv arbeitenden Dehnungsmeßdosen

3.5.1 Verformungsmessung

Die Vertikalverformungen an der Oberfläche wurden durch 13 elektrische, nach dem Prinzip des Potentiometers arbeitenden Weggebern gemessen, die an einer Verformungsmeßbrücke befestigt waren, welche außerhalb des Versuchsfeldes in ausreichendem Abstand vom Belastungsbalken und der Widerlager gegründet wurde. Während der Versuche wurde stichprobenartig die Höhenlage der Verformungsmeßbrücke geodätisch überprüft, wobei in keinem Fall Lageänderungen der Meßbrücke festgestellt wurden.

Aufgrund der erwarteten Verformungsunterschiede im Versuchsfeld wurden Weggeber verschiedener Meßbereiche (70 cm, 40 cm, 20 cm, 10 cm und 5 cm) eingesetzt. Die Anordnung erfolgte symmetrisch, wobei die Abstände zur Symmetrieachse (=Belastungsbalken) hin kontinuierlich verringert wurden. Der Aufbau der Verformungsmeßbrücke und die Anordnung der Weggeber ist Abbildung 3.21 zu entnehmen.

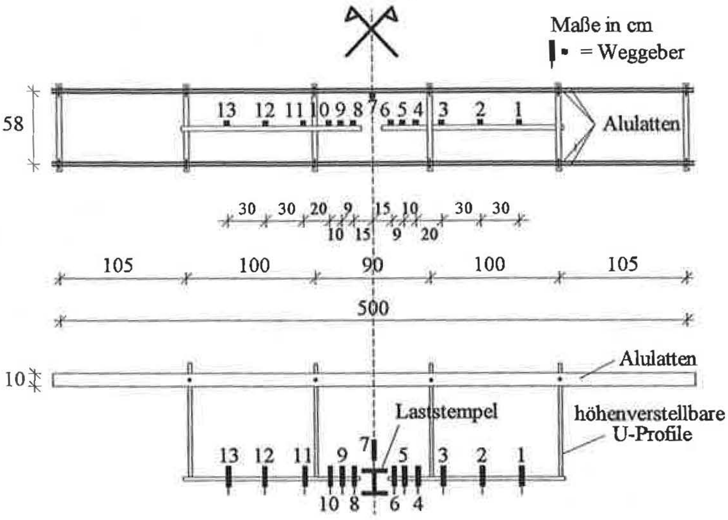


Abbildung 3.21: Verformungsmeßbrücke und Lage der Weggeber

Die Geber waren an ein zwanzigpoliges Schaltpult, in dem das erforderliche Netzteil (Transformator und Gleichrichter) als Stromversorgung bereits eingebaut war, angeschlossen. Die Meßwerte wurden als elektrische Spannungen während der Versuche in den jeweiligen Laststufen abgelesen und in Formblätter eingetragen. Die eigentliche Auswertung konnte erst im Anschluß an den jeweiligen Versuch und nach Ausführung entsprechender Kalibrierarbeiten erfolgen.

Ursprünglich war vorgesehen, die Vertikalverformungen des Seetonhorizontes in der Schichtgrenze ebenfalls versuchstechnisch zu ermitteln. Es sollten aus diesen Messungen insbesondere Aussagen zum Auflockerungsverhalten der Tragschicht bei Erreichen der Bruchlast abgeleitet werden. Diesem Zweck dienten die in Abbildung 3.21 mit dargestellten Weggeber Nr. 14 bis 17. Die eingesetzte Bowdenzugkonstruktion erfuhr jedoch, besonders in den oberen Laststufen, größere Horizontalverformungen, die nicht konstant über die Tragschichtstärke verliefen, so daß eine Trennung der gemessenen Verformung in Horizontal- und Vertikalanteil nicht möglich war. Auf eine Auswertung der Meßwerte muß deshalb verzichtet werden.

Die meßtechnische Erfassung solcher Bewegungen könnte beispielsweise durch das unter Abschnitt 3.5.3.2 dargestellte, induktiv arbeitende Meßsystem erfolgen, welches bei den Feldversuchen bereits für die Dehnungsmessungen eingesetzt wurde und deshalb für die Verformungsmessungen in der Schichtgrenze nicht zur Verfügung stand.

3.5.2 Erddruckmessung

Zur Ermittlung der Vertikal- und Horizontalerddrücke wurden 20 Glötzl-Erddruckgeber (Durchmesser 45 mm, Höhe 6 mm) eingesetzt. Es handelt sich hierbei um pneumatische Druckventilgeber mit einem Meßbereich von 0 bis 5 bar (0 bis 500 kN/m²), welche die äußere Bodenspannung durch Aufbringen eines äquivalenten Innendruckes bestimmen.

Unter Verwendung eines Präzisionsbarometers wiesen alle Dosen im Rahmen von Kontrollkalibrierungen einen exakt linearen Zusammenhang zwischen äußerer Spannung und Ablesung bei unterschiedlichen Anfangswerten auf. Die Veränderlichkeit des Anfangswertes konnte im Zuge der Versuchsauswertungen kompensiert werden.

Beim Einbau der Meßdosen in der Grenzschicht war aufgrund des grobkörnigen Tragschichtmaterials mit Dosenzerstörungen bei direktem Kontakt mit größeren Kieskörnern zu rechnen. Weiterhin wären meßtechnisch dann fälschlicherweise singuläre Spannungsspitzen (Korn-zu-Korn Spannungen) erfaßt worden, weshalb oberhalb der Dosen eine etwa 1-2 cm starke Schicht feinkörnigeres Material zur Einbettung zwischengeschaltet wurde. Um die Umgebungsbedingungen für die Meßdosen möglichst nur gering zu verändern, wurde zu diesem Zweck die abgesiebte Sandfraktion des Tragschichtmaterials verwendet. Trotzdem verfügt diese Schutzschicht über eine geringere Steifigkeit als das Tragschichtmaterial des gesamten Körnungsbandes. Aufgrund von Effekten ähnlich der Gewölbewirkung sind daher die gemessenen eher niedriger als die tatsächlich vorhandenen Spannungen im Boden. Andererseits sind wegen der höheren Steifigkeit der Erddruckmeßdosen selbst Spannungskonzentrationen im Bereich der Meßdosen zu erwarten. Es sind also zwei in ihrer Wirkung gegenläufige Effekte zu berücksichtigen. Welcher von beiden überwiegt, ist im Rahmen der Auswertung zu klären.

Zur Messung der Vertikalspannungen in der Schichtgrenze kamen neun Meßdosen zum Einsatz. Die Horizontalspannungsverteilung im weichen Untergrund, unmittelbar unterhalb der Schichtgrenze, wurde von fünf Meßdosen erfaßt. Für die Ermittlung der Horizontalspannungen im Tragschichtmaterial - unmittelbar über der Schichtgrenze - standen ebenfalls fünf Meßdosen zur Verfügung. In Abbildung 3.22 ist ein Verlegeplan für die Erddruckmeßdosen dargestellt.

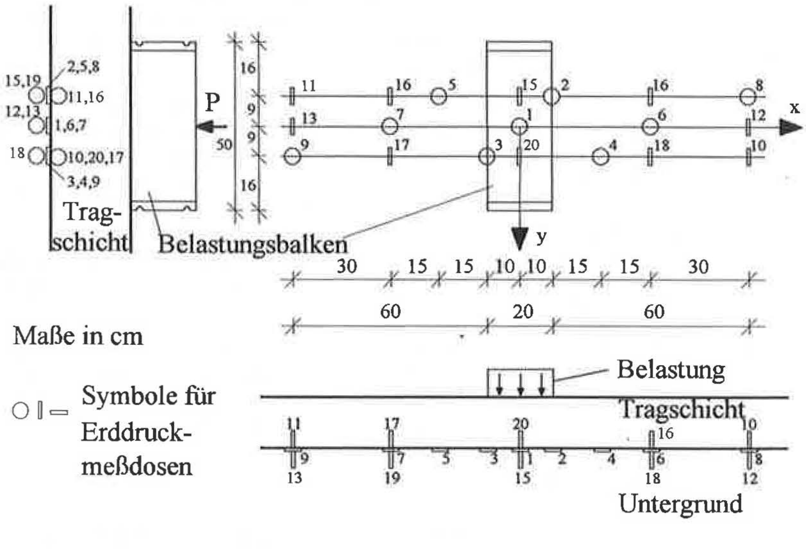


Abbildung 3.22: Verlegeplan für Erddruckmeßdosen beim Versuch mit 30 cm Tragschichthöhe

3.5.3 Messung der Bewehrungsverformungen

Die Dehnungsmessungen erfolgten bei den mit Geweben bewehrten Zweischichtensystemen durch Dehnmeßstreifen (DMS), da aufgrund der hohen Steifigkeit der Gewebe die örtliche Veränderung der Dehnsteifigkeit durch die DMS und eine dadurch begründete Verfälschung der Aussagen infolge Spannungskonzentrationen kaum zu befürchten war (siehe auch SLUIMER, RISSEEUW (1982)).

Die Befestigung der induktiv arbeitenden Meßdosen, die bei vlies- und gitterbewehrten Systemen zum Einsatz kamen, am Gewebe gestaltet sich hingegen sehr schwierig, da die zu verschraubenden Meßdosen im wesentlichen nur durch Reibungsverbund an den Schußfäden des Gewebes gegen Verrutschen gesichert sind. Die in Längsrichtung leicht verschieblichen Kettfäden bieten diesbezüglich keinen nennenswerten Widerstand.

Die Wahl des induktiv arbeitenden Meßsystems beim Gitter wurde aufgrund der zuverlässigen Befestigungsmöglichkeit an den Gitterknoten getroffen.

Beim Vliesstoff waren wegen seiner geringen Dehnsteifigkeit die oben beschriebenen Verfälschungseffekte bei DMS-Applikation zu befürchten. Weiterhin sind durch die Dicke und Struktur des Vliesstoffes gute Befestigungsmöglichkeiten für die induktiv arbeitenden Dosen gegeben. Deshalb kam hier ebenfalls dieses Meßsystem zum Einsatz.

Hinsichtlich der Meßgenauigkeit verfügen die verwendeten DMS über eine höhere Auflösung als die induktiv arbeitenden Meßdosen, nämlich pro Ableseeinheit $1 \cdot 10^{-4}$ % Dehnung, wobei jedoch bei den Versuchen ein leichtes "Flattern" (± 20 Ableseeinheiten) der abzulesenden Werte festzustellen war. Der genannte Wert stellt deshalb lediglich einen theoretischen Grenzwert dar.

Das induktiv arbeitende Meßsystem in der vorliegend eingesetzten Konstellation (Art und Abstand der Meßdosen, Meßbereich) kann pro Ableseeinheit eine Dehnungsänderung von 0.05 % feststellen, was als genügend genau zu beurteilen ist und demzufolge kein Präferenzkriterium darstellt.

3.5.3.1 Dehnungsmessung mittels Dehnmeßstreifen (DMS)

Da die Versuche bis zum Bruch gefahren wurden, war der Einsatz hochflexibler DMS erforderlich. Es kamen deshalb DMS der Firma Micro-Measurements Division mit der Produktbezeichnung EP-08-40, CBY-120, die einen internen Widerstand von 120 Ω und einen k-Faktor, der die Dehnungsempfindlichkeit des DMS beschreibt, von 2.08 aufweisen und eine Maximaldehnung von 20 % zulassen, zum Einsatz. SLUIMER, RISSEEUW (1982) berichten von ihren Erfahrungen bei Labor- und Feldversuchen unter Verwendung derselben Geotextil-DMS-Konstellation. Demzufolge können Temperatureinflüsse auf das Signalverhalten der DMS bei den hier durchgeführten Versuchen vernachlässigt werden, da von vorgenannten Autoren selbst im Bereich zwischen -20 °C und 100 °C keine diesbezügliche Sensitivität festgestellt wurde. Gleiches gilt auch für den Einfluß von Normalspannungen auf das Signalverhalten. Das von den Autoren untersuchte Belastungsspektrum reicht bis zu einer Normalspannung von 200 kN/m². Belastungen des DMS in dieser Größenordnung wurden bei den Feldversuchen nicht erreicht.

Bei der Applikation der DMS waren folgende Kriterien zu beachten:

- möglichst "ebene" Verklebung (keine Wellenbildungen)

- Schutz vor äußeren Einwirkungen, insbesondere Wasserdichtigkeit der Verklebung, inklusive der Anschlußkabel, auch bei den zu erwartenden Dehnungen (Flexibilität des Verbindungsmittels)
- keine wesentliche Kraftübernahme durch das Verbindungsmittel.

Nachfolgend genanntes Vorgehen bei der Applikation der DMS, unter Berücksichtigung der Erfahrungen von SLUIMER, RISSEEUW (1982), erwies sich als praktikabel und lieferte brauchbare Ergebnisse, auch wenn einige der DMS bei Annäherung an den Bruchzustand des Zweischichtensystems versagten.

1. Positionierung des Geotextils so, daß Kett- und Schußrichtung der Fäden exakt rechtwinklig zueinander sind und Markieren des gewünschten Ortes des DMS, welcher parallel zur Schußrichtung aufgebracht wurde. Die Fäden des Gewebes dürfen nicht zu lose liegen und Vorspannungen müssen ausgeschlossen werden.

2. Auftragen einer möglichst dünnen Lage des Verbindungsmittels. Verwendet wurde ein elastischer Silikonkleber der Bezeichnung Terostat 33, der Firma Teroson GmbH, Heidelberg, der die Wasserdichtigkeit sicherstellt und für synchrone Dehnungen zwischen Geotextil und DMS bei geringer Kraftaufnahme und damit vernachlässigbarer Steifigkeitsänderung des Verbundsystems sorgt.

3. Verlegen des DMS an der gewünschten Stelle. Es erwies sich als günstig, zusätzlich einen Lötsockel im Bereich der Anschlüsse zu plazieren.

4. Der DMS sowie der Lötsockel, im Silikonkleber eingebettet, werden mit einer dünnen Teflonfolie und einem ebenen Hartholzbrett abgedeckt. Das Ganze wird anschließend mit einen Gewicht von etwa 10 kg mindestens 15 Minuten mittig belastet, um überflüssiges Silikonmaterial seitlich auszupressen und eine möglichst enge Verbindung zwischen DMS und Geotextil sicherzustellen. Es sei angemerkt, daß das Silikon sich nicht mit dem Bewehrungsmaterial selbst (z. B. chemisch) verbindet, sondern die Befestigung mechanisch durch Ausfüllen der Hohlräume zwischen Kett- und Schußfäden erfolgt. Diesbezüglich ist noch hinzuzufügen, daß meist zur Vereinfachung des Webprozesses eine Art Schmiermittel auf den Fäden verbleibt, so daß eine gute chemische Verbindung bzw. Verklebung mit den Faserstoffen selbst in der Regel kaum erreicht werden kann.

5. Nach der Aushärtungsphase von etwa 24 Stunden wird der DMS mittels möglichst flexibler, biegeweicher Kabel mit dem Lötsockel verbunden. Die eigentlichen Anschlußkabel werden nun in der benötigten Länge ebenfalls mit dem Lötsockel verbunden. Bei diesem Vorgehen müssen die Lötarbeiten mit dem im Feld zu verwendenden, relativ widerstandsfähigen Kabel nicht direkt am DMS ausgeführt werden, welcher relativ empfindlich auf die entsprechenden Wärmeeinwirkungen reagiert, sondern es sind am DMS nur dünne, schnell zu verlötende Verbindungen anzubringen.

6. DMS und Anschlußkabel werden schließlich mit Silikonkleber vollständig und etwa 0.5 cm dick zur Vermeidung von Beschädigungen im Feld und zur Sicherstellung der Wasserdichtheit abgedeckt. Aushärtungszeiten von etwa 5 Tagen sind vorzusehen.

Abbildung 3.23 zeigt die Bestückung des Gewebes mit den DMS bei einer Tragschichthöhe von 30 cm.

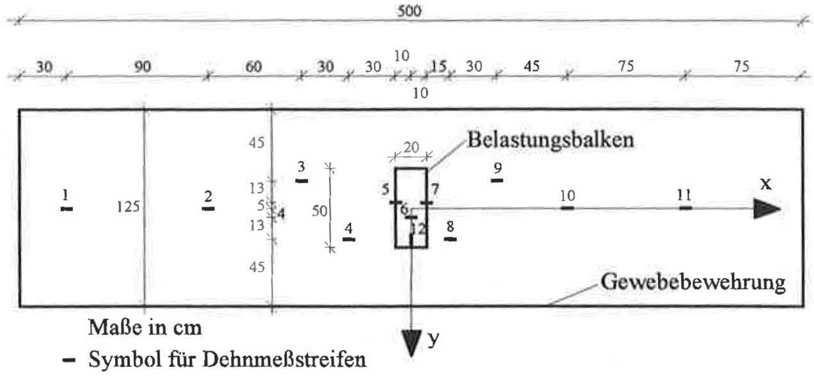


Abbildung 3.23: Bestückungsplan für DMS beim gewebebewehrten Versuch mit einer Tragschichthöhe von 30 cm

3.5.3.2 Dehnungsmessung mittels induktiv arbeitender Meßdosen

Pro Meßstelle ist bei diesem Meßsystem die Anordnung zweier Dehnmeßdosen erforderlich. Es handelt sich hierbei um kunststoffumhüllte, wasserdichte Spulen, von denen eine mit einem definierten Stromfluß beaufschlagt ist. Diese bildet ein Magnetfeld und induziert so in der benachbarten Spule einen Stromfluß, der abhängig ist vom Abstand der Meßdosen. Mittels Eichvorgang kann von den Meßwerten (Digits) auf die jeweiligen Abstände der Meßdosen geschlossen werden. Durch Differenzbildung sind so Dehnungsänderungen feststellbar. Bei der Applikation müssen die Abstände der Dosen untereinander lediglich im Meßbereich der verwendeten Dosen liegen. Eine sogenannte Nullmessung im Feld vor der Lastaufbringung ist durchzuführen.

Eine Anpassung an verschiedene Meßbereiche erfolgt durch die Wahl der entsprechenden Dosengröße. Überschlägig kann jeweils der zwei- bis fünffache Dosendurchmesser meßtechnisch erfaßt werden. Vorliegend wurden Dosen mit einem Durchmesser von einem Inch (= 2.54 cm) eingesetzt, die mit vier Bohrungen versehen waren. Mit Hilfe von Kunststoffschrauben, Muttern und einer Kunststoffscheibe in exakt der Größe der Dosen konnten diese an Vlies und Gitter problemlos festgeschraubt werden. Alle Dosen sind weiterhin mittig mit einem Loch versehen, welches eine besonders günstige Befestigungsmöglichkeit auf den Knotenverdickungen des Gitters darstellte. Beim Vliesstoff mußten mit Hilfe einer Nadel vorsichtig kleine Löcher (Durchmesser etwa 1 mm) für die Schrauben geschaffen werden, wobei der Vliesstoff nicht beschädigt werden durfte, sondern nur die Fäden leicht auseinander gebogen wurden.

Die Erfahrungen mit dem Meßsystem können als gut bezeichnet werden, obwohl auch hier einige Ausfälle aufgrund von Dosenzerstörungen und Kabelabrissen aufgetreten sind. Dies ist jedoch auf das grobkörnige Tragschichtmaterial und auf die Durchführung der Versuche bis zum Systembruch zurückzuführen. Insbesondere erwähnenswert ist die Wirtschaftlichkeit des Meßsystems, weil die Dosen nach Rückbau wiederverwendet werden können.

In Abbildung 3.24 ist die Bestückung des Geogitters mit Dehnmeßdosen dargestellt.

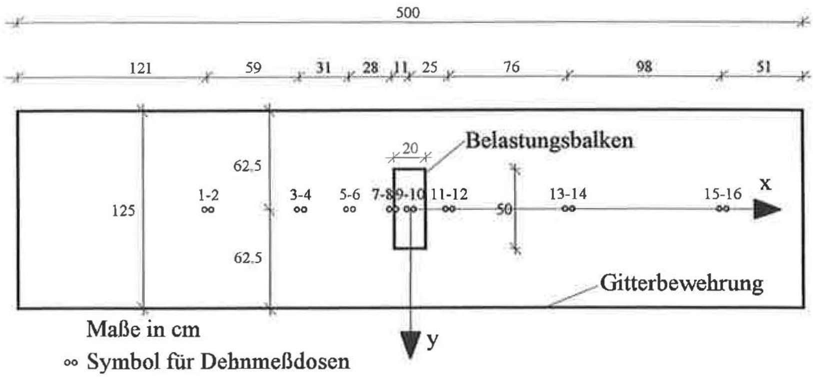


Abbildung 3.24: Bestückungsplan für Dehnmeßdosen beim geogitterbewehrten Versuch mit einer Tragschichthöhe von 30 cm

3.6 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Der Aufbau der jeweiligen Versuche gestaltete sich bis auf die jeweils unterschiedlichen Tragschichthöhen und Bewehrungen prinzipiell gleich:

1. Abtrag des Mutterbodens und der verwurzelten Seetonbereiche auf einer Fläche von 3 m·5 m von Hand und Herstellung einer ebenen Oberfläche des anstehenden Seetons.
2. Einbau der Erddruckmeßdosen zur Messung der Vertikal- und Horizontalspannungen im Untergrund, wobei mittels Formwerkzeug die entsprechende Aussparung im anstehenden Untergrund geschaffen wurde, um Plastifizierungen des Materials durch bloßes Eindrücken der Dosen zu vermeiden. Die Versorgungsleitungen waren jeweils leicht schlangenförmig zu verlegen, um bei entsprechenden Verformungen Kabelabrisse zu vermeiden. Weiterhin wurden die Leitungen soweit wie möglich gebündelt und aus dem eigentlichen Meßbereich auf kurzem Wege herausgeführt, um die Störungen in der Grenzschicht zu minimieren.
3. Gegebenenfalls wurde nun die zur Dehnungsmessung entsprechend bestückte Bewehrung verlegt, wurden wiederum die Meßkabel gebündelt und in Schlangenlinien auf kurzem Weg aus dem Meßbereich geführt.
4. Zur Reduktion von Meßfehlern und zum Schutz der Meßdosen wurden diese mit einer aus dem Tragschichtmaterial abgesiebten Sandfraktion 1-2 cm stark überdeckt.
5. Anschließend erfolgten Einbau und Verdichtung der Tragschicht, wobei bei der ersten Lage noch die Anordnung der Erddruckmeßdosen für die Horizontalspannungen in der Tragschicht unmittelbar über der Schichtgrenze besorgt wurde. Insbesondere der Wassergehalt des Tragschichtmaterials war zu beachten. Das Kiesmaterial wurde deshalb stets mit wasserdichten Folien abgedeckt, um keine zu hohen Wassergehalte zu erhalten, die sich bei dem vorliegenden Material mit relativ hohem Feinkornanteil gravierend auf die Einbaudichte ausgewirkt hätten, was auch den ausgeführten Proctorversuchen zu

entnehmen ist. Vor dem Einbringen des Kiesmaterials erfolgte deshalb im Feld die Bestimmung des Wassergehalts, bzw. wurde dieser üblicherweise durch Wasserzugabe auf den beim Proctorversuch als optimal ermittelten Wassergehaltes eingestellt, wobei jedoch tendenziell eher auf die "trockene Seite" des Proctorversuches abgezielt wurde.

Auf die Anwendung einer Korrelationstabelle hinsichtlich der im Laborofen ermittelten Wassergehalte (beim Proctorversuch) und der im Mikrowellengerät festgestellten Wassergehalte im Feld konnte auf Basis von Voruntersuchungen verzichtet werden.

Der Einbau der Tragschicht erfolgte mit Hilfe eines Nivellements in verschiedenen Lagen und anschließender dynamischer Verdichtung mittels leichtem Stampfer (Modell der Firma Wacker), wobei jeweils 2 - 3 Übergänge erforderlich wurden, um die gewünschte Verdichtung zu erreichen. Die Einbaustärken der einzelnen Lagen sowie die aufgebrachte Verdichtungsarbeit wurden jeweils für alle Versuche der beiden Versuchsserien gleich gehalten und sind in Tabelle 3.3 zusammengestellt.

Tragschicht-höhe	Nr. der Einbaulage	Einbau-höhe	Verdichtet auf	Verdichtungs-gänge
[cm]	[-]	[cm]	[cm]	[-]
30	1.	19	15	3
30	2.	13	25	2
30	3.	7	30	2
15	1.	11	8.5	2
15	2.	10	15	2

Tabelle 3.3: Einbauhöhen und Verdichtung des Tragschichtmaterials

Nach Abschluß der Einbauarbeiten wurde in einem für den Belastungsversuch nicht relevanten Bereich die Einbaudichte mittels Ballonverfahren nach DIN 18125 festgestellt. Es ergaben sich dabei Trockendichten des Tragschichtmaterials überwiegend zwischen 2.2 t/m^3 und 2.3 t/m^3, die damit in der Größenordnung der beim Proctorversuch ermittelten Trockendichte bei optimalem Wassergehalt lagen. Lediglich beim vliesbewehrten Versuch mit Tragschichthöhe 30 cm war eine höhere Trockendichte von 2.35 t/m^3 zu verzeichnen.

6. Aufbau der Widerlagerbrücke und der entsprechenden Belastung mittels wassergefüllter Fässer.
7. Verlegung der Polypropylenstreifen auf der Kiestragschicht zur Minimierung des Sohlreibungswinkels.
8. Aufstellung der Verformungsmeßbrücke und Verkabelung sämtlicher Meßeinrichtungen.
9. "Nullmessung": Ablesung aller Meßwerte als Bezugsgrößen für die Auswertung.

10. Installation der Belastungseinrichtung und der Druckpresse sowie Anschluß der Kraftmeßdosen.

11. Versuchsdurchführung: Die Belastung erfolgte kraftgesteuert. Nach jeder Laststufe wurden sämtliche Meßwerte (Dehnungen, Spannungen, Verformungen, Kraft) registriert, bevor die nächste Laststufe aufgebracht wurde. Die Lastinkremente betrugen bei der 1. Versuchsserie mit 15 cm Tragschichthöhe 17 kN/m², bezogen auf den mittleren Belastungsbalken. Bei der 2. Versuchsserie (30 cm Tragschichthöhe) wurden zunächst Lastinkremente von 34 kN/m² festgelegt. Um die Traglast der Systeme schließlich in feineren Intervallen bestimmen zu können, betrugen die Lastinkremente ab 170 kN/m² auch bei der 2. Versuchsserie 17 kN/m².

    Die Steigerung der Belastung erfolgte bis die Traglast des Systems erreicht war. Dies konnte entweder am Durchstanzen der Tragschicht (unbewehrte Versuche) und/oder am Versinken des Lastbalkens bei abnehmender Belastung festgestellt werden.

    Während des Versuches wurde zu Kontrollzwecken in unregelmäßigen Abständen die Höhenlage der Verformungsmeßbrücke geodätisch kontrolliert.

12. Entlastung des Systems nach Erreichen der Traglast und erneute Ablesung aller Meßwerte zum Erhalt von Aussagen über das plastische Verhalten des Zweischichtensystems.

13. Demontage der Versuchseinrichtung.

14. Im Anschluß an den durchgeführten "Großversuch" wurden in nicht beanspruchten Bereichen des Testfeldes Lastplattendruckversuche nach DIN 18134 und nach dem sogenannten Wechsellastverfahren durchgeführt.

15. Nun erfolgte der Rückbau der Kiestragschicht, um schließlich die verbliebene Verformungsmulde im Untergrund aufzunehmen, die Rückschlüsse auf die Lastverteilung in der Tragschicht zuläßt.

3.7 Ergebnisse der Belastungsversuche am Zweischichten-system

Bei den Versuchen wurden in jeder Laststufe etwa 45 Meßwerte erfaßt. Je Versuch waren bis zu 20 Laststufen erforderlich. Die den jeweiligen Meßwerten der Kraftmeßdose entsprechenden Kräfte sowie die Längenänderungen der Bewehrung wurden mittels Kalibrierkurven gewonnen und in die gewünschten Einheiten umgerechnet.

Zur Dokumentation der Versuchsergebnisse werden diese in Abschnitt 3.7.1 exemplarisch für ein System mit Gitterbewehrung und einer Tragschichthöhe von 15 cm in grafischer Form dargestellt.

Meßwertkorrekturen sowie vergleichende Darstellungen der Versuchsergebnisse erfolgen in den Abschnitten 3.7.2 und 3.7.3.

Bei der Beurteilung und Interpretation der Ergebnisse ist deren qualitativer Aussagegehalt zu beachten. So sind die aufgetragenen Belastungen des Zweischichtensystems und dessen Oberflächenverformung als echte, gut nachvollziehbare Ergebnisse hoher Qualität hinsichtlich der Genauigkeit zu beurteilen. Demgegenüber sind die gemessenen Spannungen im Boden bereits äußeren Einflüssen unterworfen, woraus Fehlerquellen resultieren können. So verfügt die Erddruckmeßdose über eine höhere Steifigkeit als das umgebende Bodenmaterial, so daß Spannungskonzentrationen auftreten können (siehe Abschnitt 3.7.2.1). Die mit zunehmender Verformung zwangsläufige Schiefstellung der Meßdosen ist im Rahmen der Auswertung zu korrigieren, um eine Zuordnung der Meßgrößen als Vertikal- bzw. Horizontalspannungen und damit eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu ermöglichen.

Mit systembedingten Meßfehlern sind die Bewehrungsdehnungen aufgrund des veränderten Verbundverhaltens im Bereich der Aufnehmer (DMS bzw. Meßdosen) behaftet. Bei den Materialien hoher Steifigkeit (Gewebe und Gitter) sind nur kleine Meßfehler zu erwarten, da lokale, sprunghafte Dehnungsänderungen mit entsprechend hohen Zugkraftänderungen einhergehen, die schließlich wieder zu einer Vergleichmäßigung der Dehnungen führen. Bei den relativ dehnweichen Vliesstoffen ist aus genannten Gründen insbesondere im niedrigen Lastniveau von etwas höheren Meßfehlern bei den Dehnungsmessungen auszugehen.

3.7.1 Meßwertauftragung

SPANNUNGSMESSUNG

Der Abbildung 3.25 ist die gemessene Verteilung der Vertikalspannungen in der Schichtgrenze für verschiedene Laststufen mit jeweils etwa gleichen Spannungsinkrementen zu entnehmen. Die Bruchlast dieses Zweischichtensystems (15 cm Tragschicht, Bewehrung: Gitter) wurde bei einer mittleren Sohldruckspannung von 226 kN/m² durch Bewehrungsversagen in der darauffolgenden Laststufe ohne Vorankündigung durch stark zunehmende Verformungen erreicht.

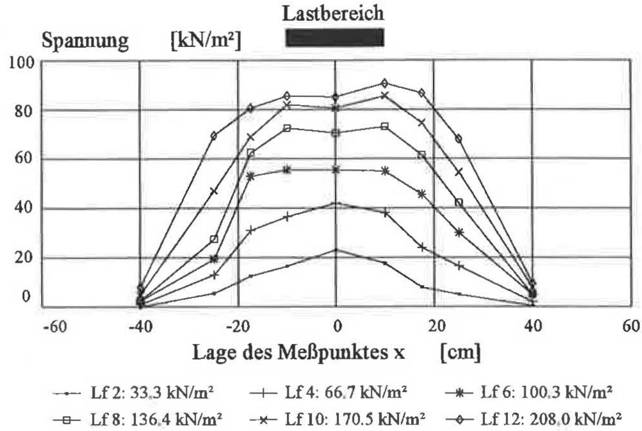


Abbildung 3.25: Verteilung der Vertikalspannungen in der Schichtgrenze

In Abbildung 3.26 ist der Verlauf der Vertikalspannungen in der Schichtgrenze als Funktion der Belastung aufgetragen. Den Abbildungen 3.25 und 3.26 ist deutlich zu entnehmen, daß der Untergrund in einem Abstand von 40 cm von der Symmetrieachse kaum noch von den zusätzlichen Vertikalspannungen aus dem Belastungsbalken beeinflußt ist. Die maßgebliche Einleitung von Vertikalspannungen in den weichen Untergrund erfolgt in einem Bereich von mindestens 25 cm bis höchstens 40 cm Abstand von der Symmetrieachse. Bei einer Tragschichthöhe von 15 cm ergibt sich somit ein Lastausbreitungswinkel zwischen 45° und 63°.

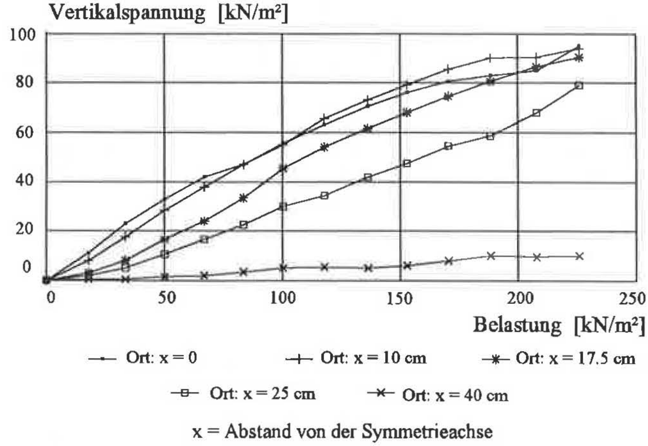


Abbildung 3.26: Verlauf der Vertikalspannungen in der Schichtgrenze

Die Änderungen der Vertikalspannungen in der Schichtgrenze pro Laststufe zeigt Abbildung 3.27. Deutlich erkennbar ist die erhöhte Inanspruchnahme der weiter von der Lastachse entfernten Bereiche (Ort: x = ±25 cm) in den oberen Laststufen. Dies ist auf das Erreichen der Scherfestigkeit des Untergrundmaterials im unmittelbaren Lastbereich zurückzuführen, weshalb bei zunehmender Verformung weitere Lastabtragung nur über die Aktivierung der weiter von der Lastachse entfernten Bereiche erfolgen kann. Eine gute Lastverteilungsfunktion der Tragschicht auch bei bereits hohem Verformungsniveau ist für solches Systemverhalten Voraussetzung. Das Tragschichtmaterial verliert seine Lastverteilungsfunktion erst bei deutlich höheren Traglasten und Vertikalverformungen, wie dies bei Modellversuchen mit dann üblicherweise auch anderem Tragschichtmaterial festgestellt wird.

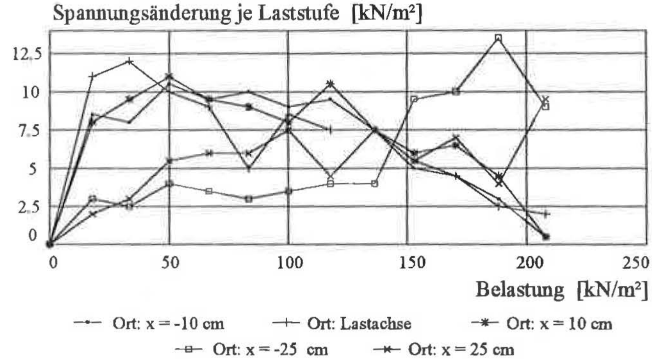


Abbildung 3.27: Änderungen je Laststufe der Vertikalspannungen in der Schichtgrenze

Um oben ausgeführte Zusammenhänge etwas deutlicher hervorzuheben, sind in Abbildung 3.28 die Werte der Vertikalspannungsänderungen im unmittelbaren Lastbereich (Ort: -10 cm, Lastachse und 10 cm), sowie im weiter entfernten Bereich (Ort: -25 cm und 25 cm) zusammengefaßt und aufgetragen.

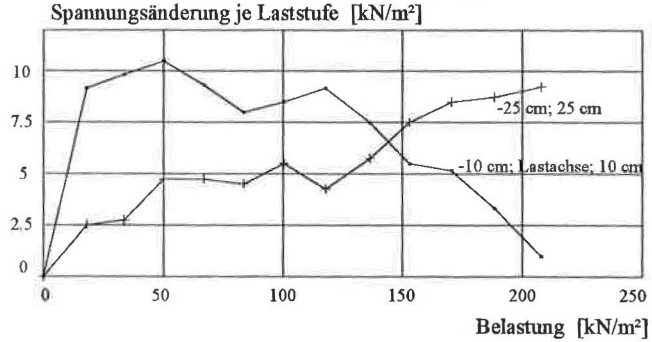


Abbildung 3.28: Mittlere Änderungen je Laststufe der Vertikalspannungen in der Schichtgrenze

Abbildung 3.29 zeigt die Horizontalspannungsverteilung im Seeton unmittelbar unterhalb der Schichtgrenze. In Abbildung 3.30 ist die Entwicklung der Horizontalspannungen als Funktion der Belastung dargestellt. Demzufolge werden die höchsten Horizontalspannungen erwartungsgemäß nicht im Bereich der Lastachse, sondern in einem Abstand von ±25 cm von der Symmetrieachse gemessen. Dies ist auf die größeren Horizontalkomponenten der in diesem Bereich stark geneigten Spreizkräfte der Tragschicht zurückzuführen. Bei Annäherung an den Bruchzustand scheint die Scherfestigkeit des Untergrundmaterials in diesem Bereich erschöpft, und es können deshalb diese Horizontalspannungskomponenten nicht mehr aufgenommen werden, siehe Abbildung 3.30: Ort ± 25 cm. Inwiefern dies zum Bruch des Systems führt, soll im Rahmen der vergleichenden Untersuchungen (Abschnitt 3.7.3) noch erläutert werden.

Hinsichtlich der Lastverteilung werden die aus den Vertikalspannungen abgeleiteten Folgerungen bestätigt.

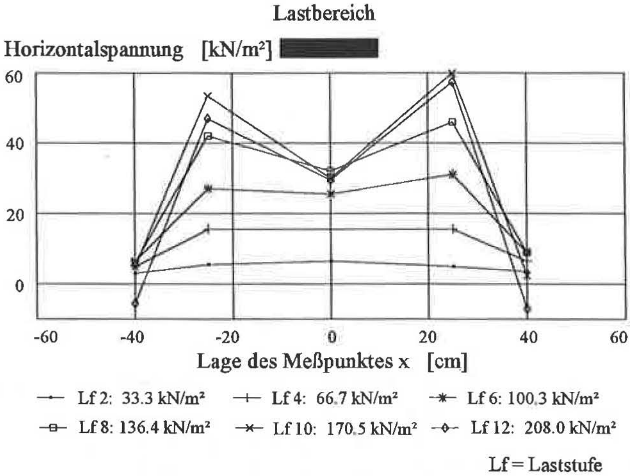


Abbildung 3.29: Horizontalspannungsverteilung im Seeton unmittelbar unterhalb der Schichtgrenze

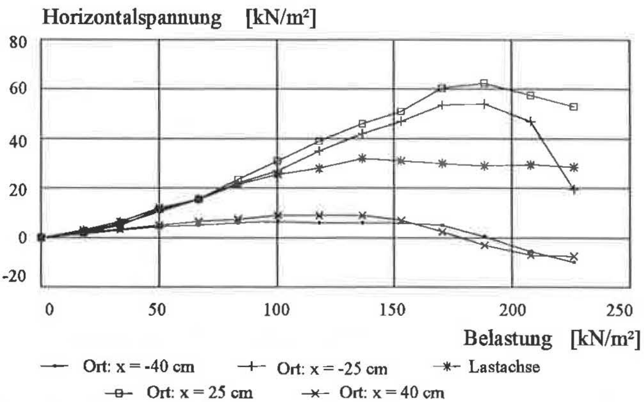


Abbildung 3.30: Verlauf der Horizontalspannungen im Seeton unmittelbar unterhalb der Schichtgrenze

VERFORMUNGEN

Die gemessenen Vertikalverformungsverteilungen an der Oberfläche des Zweischichtensystems sind in Abbildung 3.31 dargestellt. Abbildung 3.32 zeigt die Verläufe der Verformungen als Funktion der Belastung. Die überproportionale Zunahme der Verformungen bei Erreichen der Traglast ist auch der Abbildung 3.33 zu entnehmen, wo die Verformungsänderungen in den einzelnen Laststufen aufgezeigt sind.

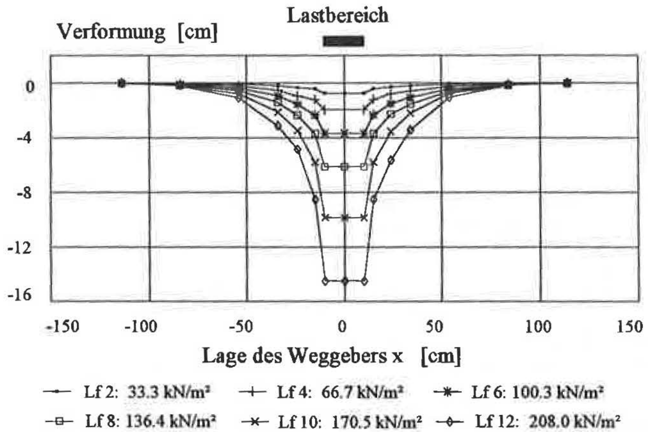


Abbildung 3.31: Verformungsverteilung an der Oberfläche des Zweischichtensystems

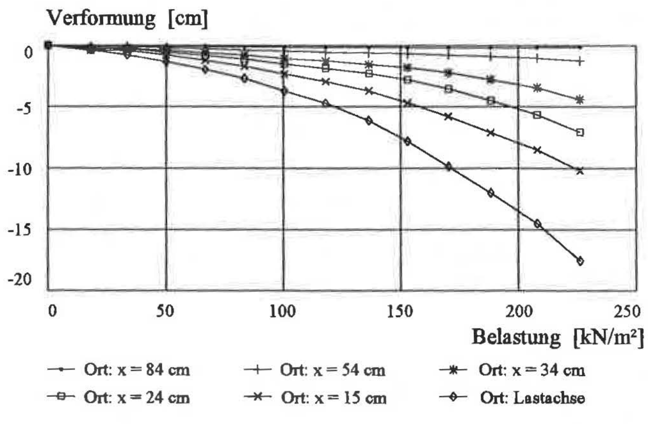


Abbildung 3.32: Verformungsverlauf an der Oberfläche als Funktion der Belastung

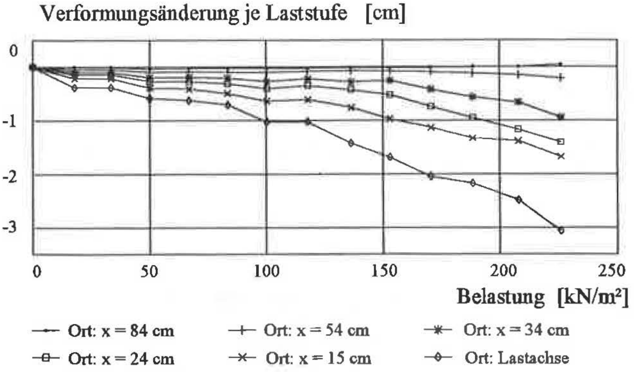


Abbildung 3.33: Verlauf der Änderungen der Verformungen an der Oberfläche als Funktion der Belastung

Die bei Modellversuchen zum bewehrten Zweischichtensystem häufig festgestellten Aufwölbungen in benachbarten Bereichen der Lasteintragung, siehe zum Beispiel ALENOWICZ, DEMBICKI (1991) oder BAUER (1989), wurden bei den vorliegenden Feldversuchen nicht beobachtet, obwohl aufgrund der Versuchsgeschwindigkeit eher volumenkonstantes Materialverhalten des Seetones zu erwarten war, wodurch Hebungen aufgrund von Querdehnungvorgängen begünstigt worden wären.

Vorgenannte Beobachtung wurde zum Anlaß genommen, die Modellversuche mit Hilfe der Methode der finiten Elemente numerisch nachzuvollziehen. Die zunehmende Tendenz zur Aufwölbung der lastbenachbarten Bereiche konnte dabei mit abnehmender Größe des Versuchsbehältnisses bestätigt werden. Die häufig bei Modellversuchen festgestellten Hebungsvorgänge sind also im wesentlichen auf Berandungsprobleme zurückzuführen. Die Verzerrungen an den Rändern der Versuchsbehältnisse sind behindert, weshalb Spannungen, die das Bruchkriterium überschreiten, nur durch Oberflächenaufwölbungen abgebaut werden können. Das Maß der Hebungen ist weiterhin vom Querdehn- und Dilatanzverhalten der eingesetzten Materialien - insbesondere des Untergrundes - abhängig. Für den Seeton wurden Querdehnzahlen zwischen 0.44 und 0.48 ermittelt. Bei Einsatz völlig inkompressibler Materialien mit einer Querdehnzahl von 0.5, wie beispielsweise Glycerin-Bentonit-Mischungen als künstlichem Untergrundersatz, sind Aufwölbungen auch bei Systemabmessungen, bei denen keine Berandungsprobleme zu erwarten sind, zu beobachten. Weiterhin begünstigen dynamische Belastungen die Ausbildung von Aufwölbungen.

DEHNUNGEN

Einen Überblick zu den gemessenen Dehnungen im Systemzusammenhang liefert Abbildung 3.34. Die Dehnungen bei 200 cm waren demzufolge klein genug, so daß Herausziehеffekte der Bewehrung aus dem Zweischichtensystem ausgeschlossen werden konnten, was auch schon durch das Zugversagen der Bewehrung nachgewiesen war. Andererseits ist dieser Abbildung deutlich zu entnehmen, daß die gewählte Versuchsfeldgröße von 5 m bei einer Breite des Belastungsbalkens von 20 cm in der richtigen Größenordnung lag.

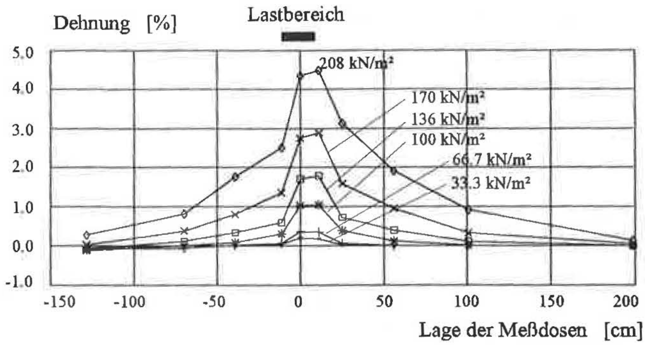


Abbildung 3.34: Dehnungsverteilung des Gitters für verschiedene Laststufen

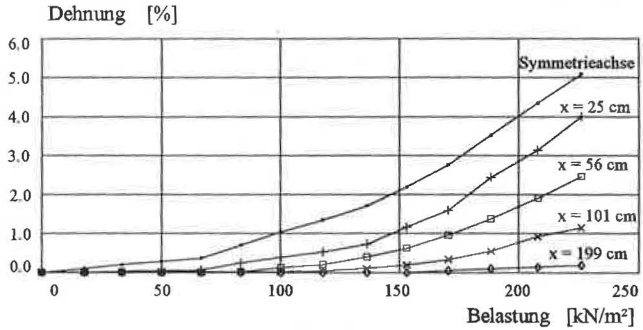


Abbildung 3.35: Verlauf der Dehnungen des Gitters als Funktion der Belastung in unterschiedlichen Abständen von der Symmetrieachse

Die erst bei höherem Lastniveau erfolgende Aktivierung der weiter von der Lastachse entfernten Bereiche der Bewehrung kann den Abbildungen 3.35 und 3.36 entnommen werden.

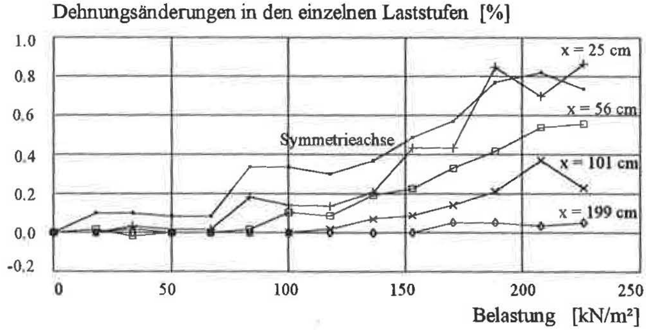


Abbildung 3.36: Dehnungsänderungen des Gitters als Funktion der Belastung

3.7.2 Transformation und Korrektur der Meßwerte

3.7.2.1 Spannungsmessung

3.7.2.1.1 Korrektur der gemessenen Spannungen

Aufgrund der unterschiedlichen elastischen Eigenschaften der Erddruckmeßdosen und des umgebenden Materials wird der Spannungs-Verformungszustand an der Meßstelle gestört. Deshalb ist im allgemeinen der von der Meßdose angezeigte Meßwert mit der tatsächlich vorhandenen Spannung im ungestörten Bereich nicht identisch. Üblicherweise verfügt die Kraftmeßdose über eine höhere Steifigkeit als das umgebende Bodenmaterial, so daß aufgrund von Spannungskonzentrationen der Spannungszustand bei der Messung überschätzt wird. Entsprechende Korrekturformeln wurden von PRANGE (1965) und VON SOOS (1978) entwickelt.

KORREKTUR NACH VON SOOS (1978)

Unter Annahme elastischer, isotroper Medien gibt der Autor folgende Näherungsformel zur Berücksichtigung des Einflusses der Steifigkeit einer Druckmeßdose auf das Meßergebnis bei Messung an der Grenze zweier Medien an:

$$\sigma_0 = \left(1 - \frac{1 - \frac{E_2}{E_d}}{1 + 1.5 \cdot \frac{r}{h} \cdot \left(\frac{E_2}{E_1} + 1 \right)} \right) \cdot \sigma_m \quad . \tag{3.19}$$

Mit	E_1	Elastizitätsmodul des Tragschichtmaterials	$\approx$ 50 MN/m²,
	E_2	Elastizitätsmodul des Untergrundes	$\approx$ 0.5 MN/m²,
	E_d	Elastizitätsmodul der Meßdose senkrecht zur Meßebene	$\approx$ 500 MN/m²,
	r	Radius der Meßdose	= 22.5 mm,
	h	Höhe der Meßdose	= 6.0 mm,
	σ_0	tatsächlich wirksamem Erddruck und	
	σ_m	als dem gemessenen Erddruck	

ergibt sich für die horizontal verlegten Dosen zur Messung der Vertikalspannungen in der Schichtgrenze σ_0 zu

$$\sigma_0 = 0.85 \cdot \sigma_m \quad \text{oder} \quad \sigma_m = 1.17 \cdot \sigma_0 \quad .$$

Die tatsächlichen Vertikalspannungen werden demnach um etwa 17 % überschätzt.

Für die vertikal im Untergrund eingebrachten Meßdosen zur Ermittlung der Horizontalspannungen im Seeton ergibt sich σ_0 zu

$$\sigma_0 = 0.92 \cdot \sigma_m \quad \text{oder} \quad \sigma_m = 1.09 \cdot \sigma_0 \quad .$$

Bei Messung der Horizontalspannungen werden diese um etwa 9 % überschätzt.

KORREKTUR NACH PRANGE (1965)

Ebenfalls unter der Voraussetzung linear-elastischer, isotroper und homogener Eigenschaften für das umgebende Bodenmaterial und die Erddruckmeßdose selbst findet PRANGE (1965) unter Verwendung von Gleichgewichtsbedingungen

$$\sigma_0 = \left(\frac{1+\frac{E_d}{E_1}\cdot\frac{C}{h}\cdot\left(1+\frac{E_1}{E_2}\right)}{\frac{E_d}{E_1}\cdot\left(\frac{C}{h}\cdot\left(1+\frac{E_1}{E_2}\right)+\frac{1}{h}\cdot\left(h_o+\frac{E_1}{E_2}\cdot h_u\right)\right)} \right)\cdot\sigma_m \,, \tag{3.20}$$

wobei C die Einsenkung der kreisförmigen Meßdose im Vollraum bei einer wirksamen Spannung von 1 und bei einem Elastizitätsmodul des Mediums von 1 darstellt.

Mit den obigen Bezeichnungen und Größen sowie

h_u	Einbindetiefe der Meßdose in das Untergrundmaterial	≈ h/2,
h_o	Einbindetiefe der Meßdose in das Tragschichtmaterial	≈ h/2,
$C=\frac{r}{h}\cdot\left(1-\mu^2\right)\cdot 0.785$	für starre Lastflächen und	
μ	als Querdehnzahl für das umgebende Bodenmaterial	≈ 0.48

ergibt sich für die Vertikalspannungen $\sigma_0 = 0.82\cdot\sigma_m$ oder $\sigma_m = 1.22\cdot\sigma_0$ also eine Überschätzung von 22 %.

Angewandt auf die Horizontalspannungen im Seeton ergibt sich nach PRANGE (1965) derselbe Korrekturkoeffizient wie bei den Vertikalspannungen.

Vorliegend ist abweichend zu obigen Annahmen jedoch zu berücksichtigen:

- Aufgrund der geringen Steifigkeit des Untergrundes mußte das Tragschichtmaterial mit leichtem Gerät in relativ dünnen Lagen eingebaut werden. Durch diese Überfahrten mit dem Verdichtungsgerät in geringem Abstand zu den Erddruckmeßdosen ist mit einer gewissen Vorspannung der Meßdosen zu rechnen, weshalb in den unteren Laststufen der Versuchsdurchführung geringere Spannungszunahmen festgestellt werden als tatsächlich vorhanden sind.
- Die Ableitungen nach VON SOOS (1978) und PRANGE (1965) setzen elastische Verhältnisse voraus. Beide betrachten die Verformungen der Erddruckmeßdose sowie der umgebenden Materialien. Mit zunehmender Belastung bei den vorliegenden Versuchen werden Bodenbereiche jedoch plastifizieren. Deshalb sind die Verformungsunterschiede zwischen Meßdose und umgebendem Bodenmaterial mit zunehmender Plastifizierung geringer, und es werden somit in den höheren Laststufen geringere Korrekturkoeffizienten maßgeblich.

Die Ermittlung der Korrekturkoeffizienten erfolgt deshalb in Abhängigkeit von der aufgebrachten Belastung, wobei die Gleichheit der Integrale der Vertikalspannungen zugrundegelegt wird. Aufgrund der aufgetretenen Verformungen und der damit verbundenen Verdrehung der Meßdosen müssen jedoch zunächst die gemessenen Spannungen in ihre Horizontal- und Vertikalkomponenten transformiert werden, bevor eine Festlegung der Korrekturkoeffizienten und ein Vergleich mit den vorliegend ermittelten Koeffizienten erfolgen kann.

3.7.2.1.2 Transformation der Spannungen

Aufgrund der muldenartigen Verformungsverläufe weichen die Richtungen der gemessenen Spannungen von den ursprünglich festgelegten Horizontal- und Vertikalrichtungen mit zunehmendem Lastniveau ab, und es steht keine gleichartig definierte Bezugsgröße zur Beurteilung der Spannungsverteilungen beim Vergleich verschiedener Systeme bzw. bei der Gegenüberstellung mit den durchgeführten Berechnungen zur Verfügung. Es erfolgt deshalb eine Transformation der gemessenen Spannungen in ihre Vertikal- und Horizontalkomponenten, die schließlich aufsummiert werden.

Hinsichtlich des Verdrehungswinkels der Kraftmeßdosen in den einzelnen Laststufen wird von der folgenden Ähnlichkeitsbetrachtung ausgegangen. Die in den einzelnen Laststufen aufgrund der Belastung entstandenen Verformungen in der Schichtgrenze verhalten sich in Bezug auf die gemessene Endverformung in der Schichtgrenze wie die Oberflächenverformungen in den einzelnen Laststufen zur Endverformung der Oberfläche.

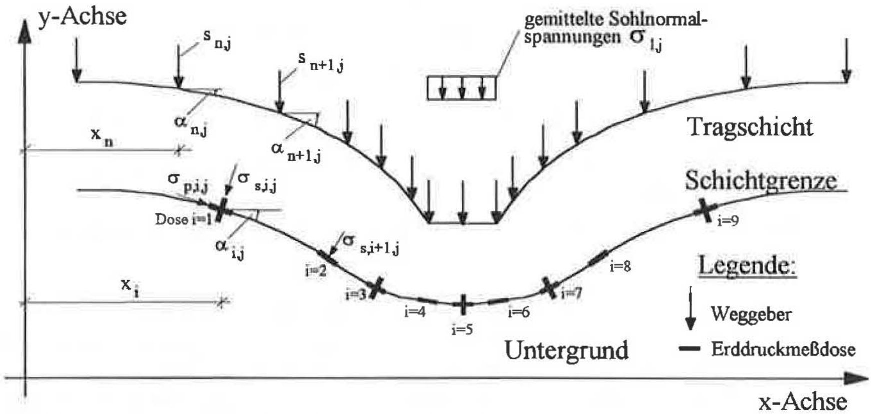


Abbildung 3.37: Verformtes Zweischichtensystem (Prinzipskizze) mit Lage der Verformungsgeber und Meßdosen im kartesischen Koordinatensystem

Mit den Bezeichnungen nach Abbildung 3.37 ergeben sich die gesuchten Neigungswinkel der Kraftmeßdosen zu

$$\tan\left(\alpha_{i,j}\right) = \frac{s_{n,j} \cdot \left(x_{n+1} - x_n\right) + \left(s_{n+1,j} - s_{n,j}\right) \cdot \left(x_i - x_n\right)}{s_{n,e} \cdot \left(s_{n+1} - x_n\right) + \left(s_{n+1,e} - s_{n,e}\right) \cdot \left(x_i - x_n\right)} \cdot \tan\left(\alpha_{i,e}\right) \qquad (3.21)$$

mit

mit	x_i	x-Koordinate der Dose i,
	x_n	x-Koordinate des Weggebers n,
	x_{n+1}	x-Koordinate des Weggebers n+1,
	$s_{n,j}$	Verformung am Ort des Weggebers n im Lastfall j,
	$s_{n+1,j}$	Verformung am Ort des Weggebers n+1 im Lastfall j,
	$s_{n,e}$	Endverformung am Ort des Weggebers n bei Erreichen der Traglast,

$s_{n+1,e}$	Endverformung am Ort des Weggebers n+1 bei Erreichen der Traglast,
$\alpha_{i,j}$	Neigungswinkel der Dose i im Lastfall j und
$\alpha_{i,e}$	Neigungswinkel der Dose i bei Erreichen der Traglast,

wobei der Index n für denjenigen Weggeber steht, für den gilt:

$$x_n < x_i \quad \text{und} \quad x_{n+1} \geq x_i \ .$$

Beim ebenen Verformungszustand ist zur statisch bestimmten Transformation beliebiger Spannungszustände die Kenntnis zweier Normalspannungen und der zugehörigen Schubspannung erforderlich.

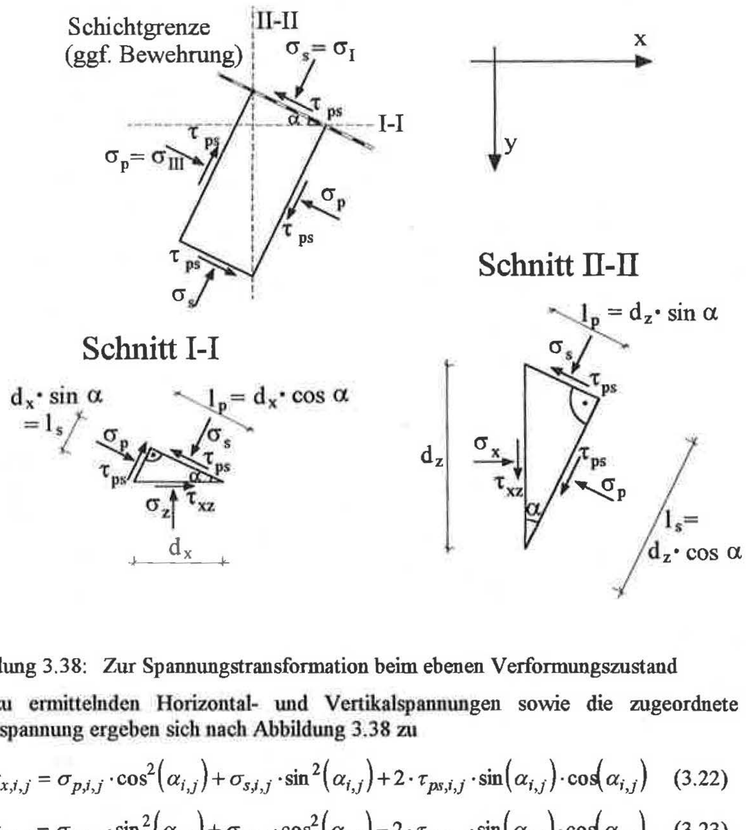


Abbildung 3.38: Zur Spannungstransformation beim ebenen Verformungszustand

Die zu ermittelnden Horizontal- und Vertikalspannungen sowie die zugeordnete Schubspannung ergeben sich nach Abbildung 3.38 zu

$$\sigma_{x,i,j} = \sigma_{p,i,j} \cdot \cos^2(\alpha_{i,j}) + \sigma_{s,i,j} \cdot \sin^2(\alpha_{i,j}) + 2 \cdot \tau_{ps,i,j} \cdot \sin(\alpha_{i,j}) \cdot \cos(\alpha_{i,j}) \quad (3.22)$$

$$\sigma_{z,i,j} = \sigma_{p,i,j} \cdot \sin^2(\alpha_{i,j}) + \sigma_{s,i,j} \cdot \cos^2(\alpha_{i,j}) - 2 \cdot \tau_{ps,i,j} \cdot \sin(\alpha_{i,j}) \cdot \cos(\alpha_{i,j}) \quad (3.23)$$

$$\tau_{xz,i,j} = (\sigma_{s,i,j} - \sigma_{p,i,j}) \cdot \sin(\alpha_{i,j}) \cdot \cos(\alpha_{i,j}) + \tau_{ps,i,j} \cdot (\cos^2(\alpha_{i,j}) - \sin^2(\alpha_{i,j})) \quad (3.24)$$

mit $\sigma_{p,i,j}$ parallel zur Schichtgrenze gemessene Spannung der Dose i im Lastfall j,

$\sigma_{s,i,j}$ senkrecht zur Schichtgrenze gemessene Spannung der Dose i im Lastfall j,

$\tau_{ps,i,j}$ zugeordnete Schubspannung im p-s Koordinatensystem am Ort der Dose i im Lastfall j,

$\sigma_{x,i,j}$ gesuchte Horizontalspannung am Ort der Dose i im Lastfall j,

$\sigma_{z,i,j}$ gesuchte Vertikalspannung am Ort der Dose i im Lastfall j und

$\tau_{xz,i,j}$ zugeordnete Schubspannung im x-y Koordinatensystem am Ort der Dose i im Lastfall j.

Bei den Feldversuchen wurden lediglich die Spannungen senkrecht und parallel zur Schichtgrenze bestimmt. Zur meßtechnisch nicht erfaßten Schubspannung sind folgende Randbedingungen zu beachten:

- Am Ort der Druckmeßdose i=5 (siehe Abbildung 3.37) ist die Schubspannung aufgrund des achsensymmetrischen Spannungszustandes gleich Null.
- Die im Feld festgestellten Neigungswinkel am Ort der Druckmeßdosen i=1 und i=9 bei Erreichen der Traglast waren nicht meßbar, weshalb die Schubspannungsanteile in den Gleichungen (3.22) und (3.23) ohne Fehler zu vernachlässigen sind.

Im Rahmen der Ermittlung transformierter Spannungen in horizontaler und vertikaler Richtung wird deshalb von der Übereinstimmung der Spannungskomponenten σ_s und σ_p mit den Hauptspannungen σ_1 und σ_3 ausgegangen. Zu Versuchsbeginn ist diese Annahme ohne Fehler. Die Meßdosen, die einerseits parallel zur Schichtgrenze und andererseits im Seeton senkrecht zur Schichtgrenze angeordnet sind, erfahren im Laufe des Versuches dieselben Verformungen wie die Oberfläche des Untergrundmaterials. Demzufolge stellt obige Vereinfachung die Übereinstimmung der Hauptspannungs- mit den Hauptverformungsrichtungen dar. Dies ist vorliegend aufgrund der plastischen Verformungsvorgänge zwar nicht nachweisbar, doch ergeben sich, wie in eigenen Berechnungen nachgewiesen werden konnte, auch numerisch gerade bei stark plastifizierten Systemen nur geringe Differenzwinkel zwischen Hauptspannungs- und Hauptverformungsrichtungen. Dies gilt insbesondere für das vorliegende Untergrundmaterial, welches aufgrund der geringen Scherparameter (c_u = 11.4 kN/m², φ_u = 0°) nur relativ niedrige Deviatorspannungen ertragen kann. Abschließend ist hinzuzufügen, daß die Vernachlässigung vorhandener Schubspannungen sich lediglich in den Laststufen nahe der Traglast merklich auswirken kann, da die Multiplikation mit dem Sinus des Neigungswinkels der Dosen, der in den unteren und mittleren Laststufen noch relativ gering ist, den Einfluß der a priori niedrigen Schubspannungen weiter abmindert.

FEHLERABSCHÄTZUNG

Die nachfolgende Betrachtung dient der Abschätzung des maximal möglichen Fehlers bei den Spannungstransformationen durch die Vernachlässigung der Schubspannungsanteile.

Nach trigonometrischer Umformung der Gleichungen (3.23) und (3.24) und Elimination des Neigungswinkels $\alpha_{i,j}$ durch Umstellen und Quadrieren ergibt sich Gleichung (3.25), wobei zugunsten der Vereinfachung der Schreibweise auf die Indizierung verzichtet wird.

$$\left(\sigma-\tfrac{1}{2}\left(\sigma_s+\sigma_p\right)\right)^2+\tau^2=\left(\tfrac{1}{2}\left(\sigma_s-\sigma_p\right)\right)^2+\tau_{ps}^2 \tag{3.25}$$

Gleichung (3.25) stellt den Spannungszustand des Elementes dar. Grafisch verdeutlicht im σ–τ - Diagramm handelt es sich um eine Kreisgleichung (Mohrscher Spannungskreis), wobei

$\frac{1}{2}\left(\sigma_s + \sigma_p\right)$ den Mittelpunkt und

$\sqrt{\left(\frac{1}{2}\left(\sigma_s - \sigma_p\right)\right)^2 + \tau_{ps}^2}$ den Radius des Kreises darstellt.

Unter Berücksichtigung der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb (siehe Abbildung 3.2) und den Ergebnissen der Triaxialversuche am Untergrundmaterial ($\varphi_u = 0°$, $c_u = 11.4$ kN/m²) gilt für den Kreisradius im ungünstigsten Fall (System plastifiziert):

$\sqrt{\left(\frac{1}{2}\left(\sigma_s - \sigma_p\right)\right)^2 + \tau_{ps}^2} = c_u$, also

$$\tau_{ps} = \sqrt{c_u^2 - \left(\frac{1}{2}\left(\sigma_s - \sigma_p\right)\right)^2} \quad . \qquad (3.26)$$

Beim Vergleich der ermittelten Spannungsverteilungen nach den Gleichungen (3.22) und (3.23), mit bzw. ohne Berücksichtigung der maximal möglichen Schubspannung nach Gleichung (3.26), wurden keine signifikanten Unterschiede festgestellt. Zur Erläuterung sind die berechneten Vertikalspannungsverteilungen der Laststufen des Versuches mit 30 cm Tragschicht und ohne Bewehrung, bei dem die größten Differenzen festgestellt wurden, in Abbildung 3.39 grafisch dargestellt.

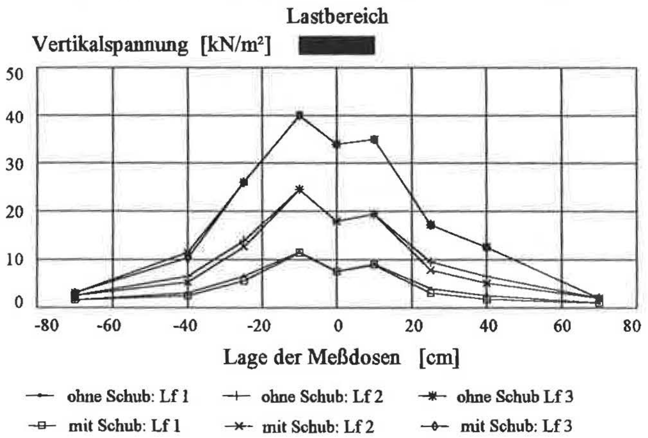


Abbildung 3.39: Gegenüberstellung der Spannungsverteilungen ohne und mit Berücksichtigung des Schubspannungsanteils

Unter Berücksichtigung, daß es sich bei vorliegender Fehlerabschätzung um den größtmöglichen Fehler handelt, kann nachfolgend die Schubspannung vernachlässigt werden.

Korrekturkoeffizienten

Nach Transformation in Vertikal- und Horizontalspannungen erfolgt die Ermittlung der Korrekturkoeffizienten auf Basis der Gleichheit der Integrale der gemessenen Vertikalspannungen und der aufgebrachten Auflast.

$$f_j = \frac{\sigma_{l,j} \cdot b}{\sum_{k=1}^{8} \overline{\sigma}_{z,k,j} \cdot dx_k} \tag{3.27}$$

mit $\overline{\sigma}_{z,k,j} = \frac{1}{2}\left(\sigma_{z,i,j} + \sigma_{z,i+1,j}\right)$,

$dx_k = x_{i+1} - x_i$,

f_j Korrekturkoeffizient für Lastfall j,

$\sigma_{l,j}$ gemittelte Sohlnormalspannung im Lastfall j,

b Breite des Laststempels (= 20 cm),

$\sigma_{z,i,j}$ transformierte Vertikalspannung an der Dose i im Lastfall j,

$\sigma_{z,i+1,j}$ transformierte Vertikalspannung an der Dose i+1 im Lastfall j,

x_i x-Koordinate an der Dose i,

x_{i+1} x-Koordinate an der Dose i+1.

Die transformierten Vertikal- und Horizontalspannungen werden mit den Korrekturkoeffizienten multipliziert, um die für die weiteren Betrachtungen maßgeblichen Spannungskomponenten zu erhalten.

Ein typischer Verlauf der ermittelten Korrekturkoeffizienten als Funktion der aufgebrachten Belastung ist Abbildung 3.40 zu entnehmen. Demzufolge werden in der ersten Belastungsstufe aus den genannten Gründen zu geringe Spannungen gemessen. Auf mittlerem Belastungsniveau werden die nach PRANGE (1965) bzw. VON SOOS (1978) errechneten Korrekturkoeffizienten (0.82 bis 0.85) im wesentlichen bestätigt. Bei höherem Lastniveau und damit verbundenen Plastifizierungen werden erwartungsgemäß zunehmend die tatsächlichen Erddrücke gemessen.

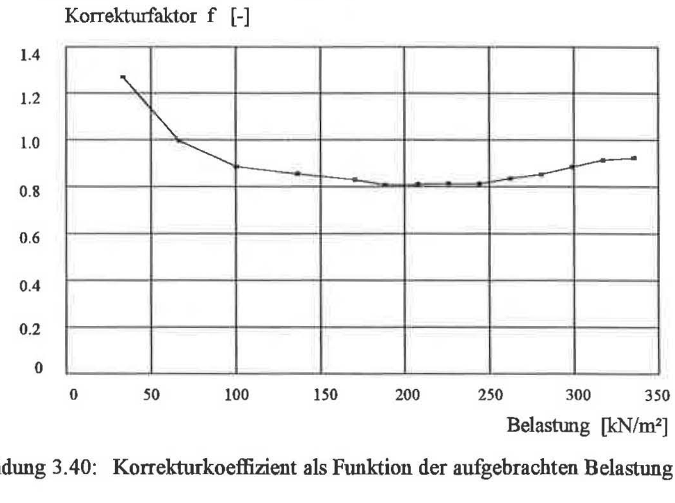


Abbildung 3.40: Korrekturkoeffizient als Funktion der aufgebrachten Belastung

3.7.2.2 Korrektur der mittels DMS gemessenen Dehnungen

KORREKTUR DES K-FAKTORS

Aufgrund der unvermeidlichen Leitungswiderstände der Anschlußkabel zwischen Meßgerät und DMS muß der vom DMS-Hersteller angegebene k-Faktor, der die Dehnungsempfindlichkeit des DMS beschreibt, korrigiert werden. Ein verbesserter k-Faktor, der den Auswertungen zugrundezulegen ist, ergibt sich nach folgender Beziehung:

$$k' = \frac{R_{DMS}}{R_{DMS} + R_{Kabel}} \cdot k \qquad (3.28)$$

mit
- k k-Faktor des DMS; vom Hersteller angegeben = 2.08 ,
- k' verbesserter k-Faktor,
- R_{DMS} DMS - Widerstand; vom Hersteller angegeben = 120 Ω und
- R_{Kabel} der zur jeweiligen DMS-Verbindung gehörige Kabelwiderstand.

QUERDEHNUNGSEMPFINDLICHKEITSFEHLER

Das Verhalten des Dehnungsmeßstreifens in Bezug auf Dehnungen, die unter einem Winkel von 90° zur Meßgitter-Längsachse auftreten, sowie die vom Hersteller bei der Ermittlung des k-Faktors verwendeten Materialien bestimmen das Maß der Querdehnungsempfindlichkeit. Diese berechnet sich wie folgt:

$$n_\varepsilon = \frac{k_t \cdot \left(\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_a} + \mu_0 \right)}{1 - \mu_0 \cdot k_t} \qquad (3.29)$$

mit
- n_ε Meßfehler in % der wirklichen Dehnung in Längsrichtung aufgrund der Querdehnungsempfindlichkeit,
- k_t Querdehnungsempfindlichkeitskoeffizient (nach Herstellerangabe $k_t = -0.01$),
- e_t Dehnung transversal zur Gitterlängsachse des DMS (vorliegend $e_t = 0.0$ aufgrund des ebenen Verformungszustands),
- ε_a Dehnung axial zur Gitterlängsache des DMS,
- μ_0 Poissonsche Zahl des Materials, das bei der Ermittlung des k-Faktors verwendet wurde (nach Herstellerangabe μ_0 = 0.285).

Auswertung der Gleichung 3.29 ergibt einen prozentualen Meßfehler von nur -0.29 %, was im wesentlichen auf den Ausschluß transversaler Dehnungen aufgrund des ebenen Verformungszustandes zurückzuführen ist. Unter Berücksichtigung anderer Faktoren, die die Ergebnisse wesentlich gravierender beeinflussen, erfolgt keine Korrektur des Querdehnempfindlichkeitsfehlers.

ZUSAMMENHANG ZWISCHEN DEHNUNG DES DMS UND DEHNUNG DER BEWEHRUNG

SLUIMER, RISSEEUW (1982) führten an der vorliegend eingesetzten Kombination von DMS und Gewebe Laboruntersuchungen zum Vergleich der vom DMS angezeigten Dehnung mit der tatsächlichen Dehnung des Geokunststoffes durch.

Für $\varepsilon_{DMS} > 0.41\%$ wurde ein linearer Zusammenhang der Form

$$\varepsilon_{GEW} = 0.32 + 1.17 \cdot \varepsilon_{DMS} \quad \text{in } \% \tag{3.30}$$

ermittelt.

Für $\varepsilon_{DMS} \leq 0.41\%$ ergab sich ein näherungsweise parabolischer Verlauf. Nach Ansatz der Beziehung

$$\varepsilon_{GEW} = a_0 + a_1 \cdot \varepsilon_{DMS} + a_2 \cdot \varepsilon_{DMS}^2$$

und Berücksichtigung der Randbedingungen

für $\varepsilon_{DMS} = 0$ ist $\varepsilon_{GEW} = 0$,

für $\varepsilon_{DMS} = 0.41$ ist $\varepsilon_{GEW} = 0.8$ und

für $\varepsilon_{DMS} = 0.41$ ist $\dfrac{\partial \varepsilon_{\mathrm{GEW}}}{\partial \varepsilon_{\mathrm{DMS}}} = 1.17$

ergibt sich ε_{GEW} für $\varepsilon_{DMS} \leq 0.41\%$ zu

$$\varepsilon_{GEW} = 2.7324 \cdot \varepsilon_{DMS} - 1.9054 \cdot \varepsilon_{DMS}^2 \,. \tag{3.31}$$

ε_{DMS} vom DMS angezeigte Dehnung

ε_{GEW} tatsächliche Geotextildehnung.

In Abbildung 3.41 ist der funktionale Zusammenhang im für die Versuche maßgebenden Wertebereich dargestellt.

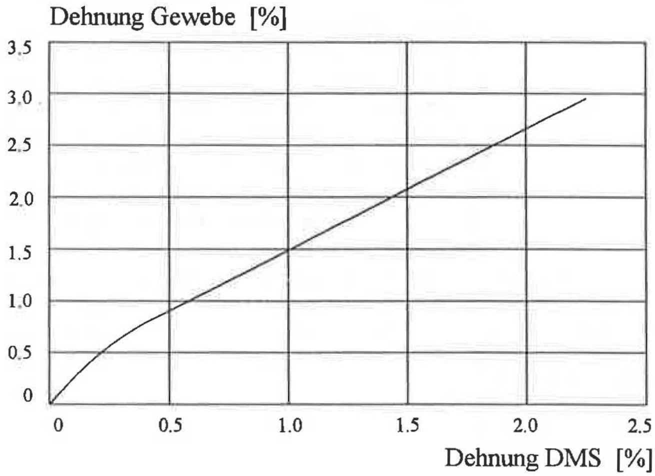


Abbildung 3.41: Tatsächliche Geotextildehnungen als Funktion der vom DMS angezeigten Dehnungen

3.7.2.3 Zugkraftermittlung auf Basis der Dehnungen

Die erforderlichen Steifigkeiten zur Ermittlung der Zugkräfte in den Bewehrungen aus den gemessenen Dehnungen werden aus den Versuchsergebnissen freier Zugversuche gewonnen. Für Gewebe und Gitter ist dieses Vorgehen kaum fehlerbehaftet, während die Kräfte im Vliesstoff wegen der behinderten Einschnürung in situ, insbesondere in den niedrigen Laststufen, unterschätzt werden (siehe auch Abschnitt 3.2.4). Bei den erheblichen Steifigkeitsunterschieden der eingesetzten Bewehrungen und der resultierenden Zugkräfte ist jedoch eine tendenzielle Unterschätzung der Zugkräfte des Vliesstoffes für die daraus abgeleiteten Interpretationen und Konsequenzen von untergeordneter Bedeutung.

GEWEBE UND GITTER

Auf Basis der freigehaltenen Zugversuche konnte ein annähernd lineares Kraft-Verformungsverhalten festgestellt werden (siehe BREITSCHAFT (1991)). Die ermittelten Steifigkeiten von Gewebe und Geogitter betrugen:

$E_{GEW} = 1292$ kN/m,

$E_{GIT} = 149$ kN/m.

Die jeweiligen Zugkräfte ergaben sich demzufolge zu

$$Z_{GEW} = E_{GEW} \cdot \varepsilon_{GEW} = 1292 \cdot \varepsilon_{GEW}, \qquad (3.32)$$

$$Z_{GIT} = E_{GIT} \cdot \varepsilon_{GIT} = 149 \cdot \varepsilon_{GIT}. \qquad (3.33)$$

VLIES

Das Kraft-Verformungsverhalten des Vliesstoffes läßt sich durch Ansatz eines Polynoms dritten Grades befriedigend beschreiben. Das Einsetzen der Randbedingungen in Form der Laborversuchsergebnisse liefert:

$$Z_V = 0.22 \cdot \varepsilon_V + 0.014 \cdot \varepsilon_V^2 - 0.0004 \cdot \varepsilon_V^3 \quad . \qquad (3.34)$$

Z_V jeweilige Zugkraft in der Bewehrung in kN/m

ε_V dimensionslose Dehnung der Bewehrung.

Der funktionale Zusammenhang ist in Abbildung 3.42 den Laborversuchsergebnissen im für die Feldversuche maßgeblichen Dehnungsbereich gegenübergestellt.

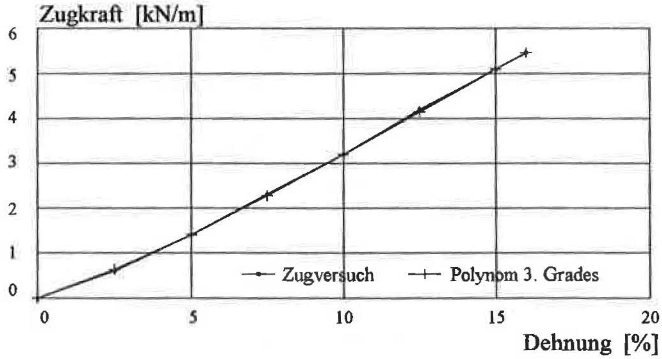


Abbildung 3.42: Lastverformungsverhalten des Vliesstoffes nach Laborversuchsergebnissen und funktionaler Zusammenhang

3.7.3 Vergleichende Darstellungen und Interpretation der Versuchsergebnisse

Im folgenden werden die nach oben erläutertem Vorgehen teilweise korrigierten Versuchsergebnisse verschiedener Systemkonfigurationen gegenübergestellt, um die Einflüsse der verschiedenen Bewehrungsarten und Tragschichthöhen grafisch zu verdeutlichen und zu diskutieren.

3.7.3.1 Oberflächenverformungen und Traglasten

TRAGSCHICHTHÖHE 15 CM

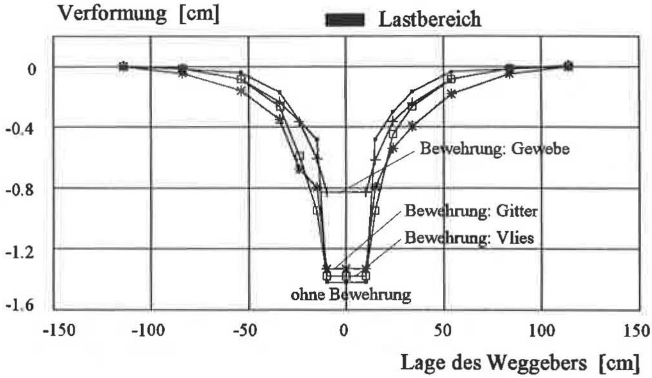


Abbildung 3.43: Verformungsverteilung für Tragschichthöhe 15 cm bei einer Auflast von 50 kN/m²

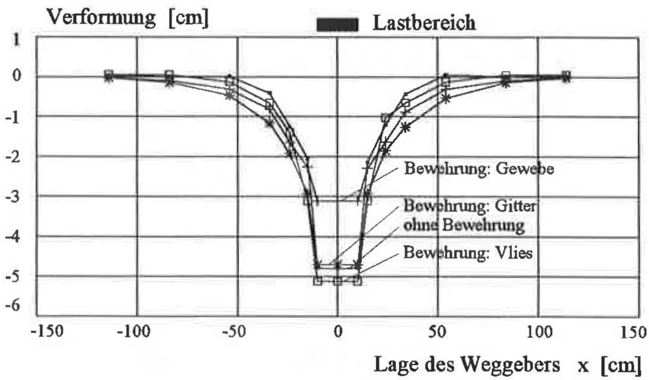


Abbildung 3.44: Verformungsverteilung für Tragschichthöhe 15 cm bei einer Auflast von 118 kN/m²

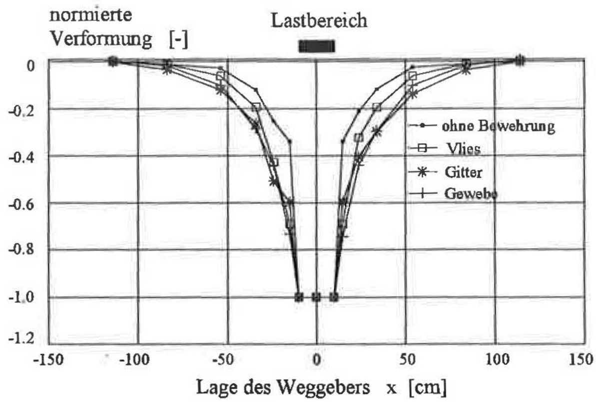


Abbildung 3.45: Auf die jeweilige Maximaleinsenkung normierte Verformungsverteilung für Tragschichthöhe 15 cm bei einer Auflast von 50 kN/m²

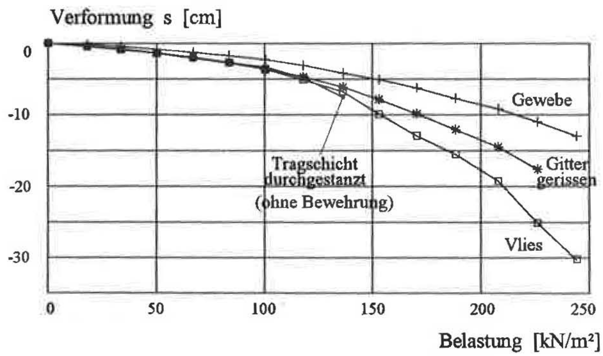


Abbildung 3.46: Verlauf der Verformungen in der Achse des Lastbalkens für Tragschichthöhe 15 cm als Funktion der Belastung

TRAGSCHICHTHÖHE 30 CM

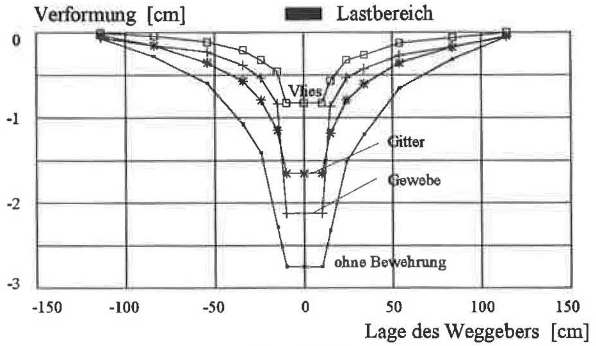


Abbildung 3.47: Verformungsverteilung für Tragschichthöhe 30 cm bei einer Auflast von 100 kN/m²

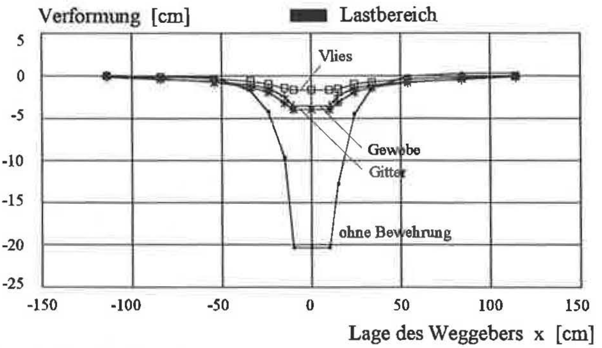


Abbildung 3.48: Verformungsverteilung für Tragschichthöhe 30 cm bei einer Auflast von 170 kN/m²

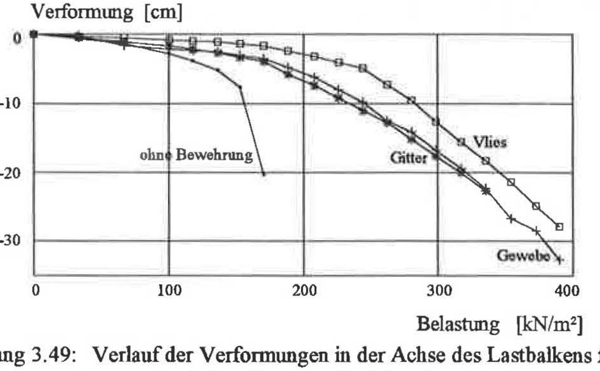


Abbildung 3.49: Verlauf der Verformungen in der Achse des Lastbalkens für Tragschichthöhe 30 cm als Funktion der Belastung

TRAGSCHICHTHÖHE 15 CM UND 30 CM

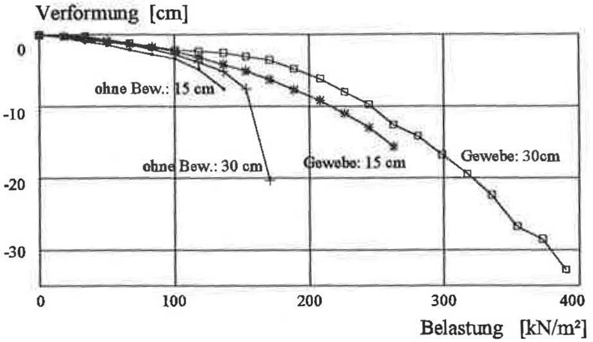


Abbildung 3.50: Verlauf der Verformungen in der Achse des Lastbalkens für Tragschichthöhen 15 cm und 30 cm als Funktion der Belastung

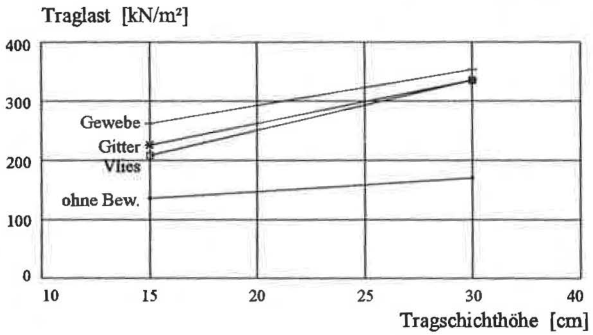


Abbildung 3.51: Kurzzeitige Systemtraglast bei undränierten Versuchsbedingungen

ERLÄUTERUNG UND INTERPRETATION

Generell ist eine verformungsreduzierende Wirkung der Bewehrung festzustellen. Bereits bei niedrigem Lastniveau (Abbildungen 3.43 und 3.47) weisen die unbewehrten Systeme die größten Verformungen auf. Bei niedrigem Verhältnis von Tragschichthöhe zur Lastbreite (h/b = 0.15/0.2 = 0.75) kommt die Wirkung der Steifigkeiten der verschiedenen Bewehrungen deutlich zum Tragen. In den Abbildungen 3.43 und 3.44 sind die Verformungsverläufe des mit Vlies und Gitter bewehrten und des unbewehrten Systems ähnlich, während das mit steifem Gewebe bewehrte Zweischichtensystem signifikant niedrigere Verformungen aufweist. Mit zunehmendem Verhältnis von h/b=1.5 (30 cm Tragschicht) sind die unterschiedlichen Bewehrungscharakteristika aus den Verformungsverläufen (Abbildungen 3.47 und 3.48) nicht mehr deutlich abzulesen. Das besonders günstige Verformungs- und Tragverhalten beim vliesbewehrten System mit 30 cm Tragschichthöhe (Abbildung 3.47 und 3.49) ist auf die festgestellte höhere Einbaudichte des Tragschichtmaterials zurückzuführen, die die Lastverteilung in der Tragschicht begünstigt.

Den Abbildungen 3.46 und 3.49 sind deutlich höhere Traglasten der bewehrten Systeme zu entnehmen. Die eingelegte Bewehrung verhindert offensichtlich das Durchstanzen der Tragschicht durch Aufnahme der Spreizkräfte des Tragschichtmaterials. Während die Verformungen bei einer Tragschichthöhe von 15 cm des unbewehrten Systems in der vorletzten Laststufe (Abbildung 3.46) noch in der Größenordnung der vlies- und gitterbewehrten Systeme liegen, stanzt das unbewehrte System in der nächstfolgenden Laststufe durch.

Bei unbewehrten Systemen stellt die Schichtgrenze die kritische Scherfläche dar, wobei die im Vergleich zur Tragschicht ungünstigeren Scherparameter des Untergrundmaterials maßgeblich werden. Die Horizontalkomponenten der Spreizkräfte in der Tragschicht müssen in der Schichtgrenze übertragen werden. Können diese vom Untergrund nicht mehr aufgenommen werden, weicht das Untergrundmaterial entsprechend aus bzw. schert die Tragschicht auf der Schichtgrenze ab. Dies führt zur Entspannung und Auflockerung der Tragschicht, welche deshalb ihre anfänglich günstigen Reibungseigenschaften teilweise verliert und bereits bei vergleichsweise niedrigen Vertikalverformungen durchstanzt.

Beim bewehrten System sind in der Schichtgrenze in Bezug auf das Tragschichtmaterial die Scherparameter zwischen Tragschicht und Bewehrung maßgebend. Die Tragschicht schert also erst bei deutlich höheren Laststufen ab, wozu allerdings auch entsprechend höhere Verformungen (siehe Abbildungen 3.46 und 3.49) erforderlich werden.

Zur Verdeutlichung der lastverteilenden Funktion aufgrund der Verspannung der Tragschicht durch die Bewehrung sind in Abbildung 3.45 normierte Verformungsverläufe der ersten Versuchsreihe (15 cm Tragschichthöhe) dargestellt. So weisen vlies- und gitterbewehrte Systeme eine breitere Verformungsmulde auf, während sich beim unbewehrten System die Verformungen stärker um die Lastachse konzentrieren und sich trotz der niedrigen Laststufe bereits eine Verformungsmulde einstellt, die das Durchstanzen der Tragschicht vermuten läßt. Die normierte Verformungsmulde des vliesbewehrten Systems ist etwa dazwischen angesiedelt. Bei den normierten Verformungsverläufen der ersten Versuchsreihe zeichnen sich die unterschiedlichen Steifigkeiten der verwendeten Bewehrungen somit ebenfalls deutlich ab.

Bei einem h/b - Verhältnis von 1.5 konnte lediglich der bewehrende Einfluß festgestellt werden. Die Steifigkeitsunterschiede der eingesetzten Bewehrungen haben sich bei der zweiten Versuchsserie in den Verformungsverläufen nicht signifikant niedergeschlagen. Zur Erläuterung dieser Beobachtung sind die beiden wesentlichen Effekte, die zur Traglasterhöhung und Verformungsreduzierung bewehrter Systeme führen, zu betrachten:

- Stabilisierung der Tragschicht

  Die Aktivierung der Bewehrungskräfte erfolgt zum einen bei hohem Lastniveau aufgrund der geometrischen Verlängerung der Schichtgrenze bei ausgeprägten Verformungsmulden und zum anderen durch den Eintrag der Horizontalkomponenten der Tragschichtspreizkräfte in die Bewehrung. Auch für den letztgenannten Krafteintrag in die Bewehrung sind entsprechende Dehnungen der Bewehrung und deshalb horizontale Verschiebungen des Tragschichtmaterials erforderlich. Je steifer das verwendete Bewehrungsmaterial ist, umso geringer sind die notwendigen Verschiebungen zur Aktivierung der benötigten Kräfte. Da das Maß der erforderlichen Verschiebungen von der Steifigkeit der verwendeten Bewehrung abhängt und im wesentlichen unabhängig von der Tragschichthöhe des Systems ist, zeichnen sich die Bewehrungscharakteristika, insbesondere die Steifigkeit in den Verformungsverteilungen und -verläufen, besonders deutlich bei der niedrigen Tragschichthöhe ab. Die im wesentlichen gleich bleibende erforderliche Verschiebung zur Aktivierung der Bewehrungszugkräfte und damit Stabilisierung der Tragschicht wird mit zunehmender Tragschichthöhe von anderen Einflüssen überlagert.

- Membrantragwirkung

  Trotz der sehr unterschiedlichen Steifigkeiten der Bewehrungen wurden keine wesentlichen Traglastunterschiede bei den bewehrten Systemen festgestellt. Der Membrantragwirkung ist deshalb hinsichtlich der Traglaststeigerung eine untergeordnete Bedeutung zuzuordnen. Erläuternd muß ergänzt werden, daß die Festlegung der Traglasten bei den vlies- und gewebebewehrten Systemen auf Basis der gemessenen Verformungen erfolgte, während die Traglasten der gitterbewehrten Systeme auf Bewehrungsversagen zurückzuführen sind. Hinsichtlich der Verformungsreduktion ist jedoch die Membrantragwirkung bei hohem Lastniveau, also entsprechend ausgeprägter Verformungsmulde und relativ steilen Tangenten an die Verformungsmulde, zu beachten, weshalb andererseits im Gebrauchslastbereich ("hinnehmbare Verformungen", flache Tangenten) die Membrantragwirkung keinen wesentlichen Einfluß hat. Weiterhin verliert mit zunehmender Tragschichthöhe die Membrantragwirkung der Bewehrung an Einfluß, da die Verformungsmulde breiter und somit die Tangente an der Verformungsmulde flacher wird. Dadurch werden die Vertikalkomponenten der Bewehrungszugkräfte, die für die eigentliche Membrantragwirkung verantwortlich sind, kleiner. Darüber hinaus wird bei zunehmendem Verhältnis von *h/b* ein größerer Untergrundbereich zur Lastabtragung aktiviert, während die Zugkräfte in der Bewehrung im wesentlichen konstant bleiben, was sich auf die anteilige Membrantragwirkung ebenfalls reduzierend auswirkt.

In Abbildung 3.50 sind die Verformungsverläufe beider Tragschichthöhen für unbewehrte und gewebebewehrte Systeme als Funktion der Belastung dargestellt. Durch die Verdoppelung der Tragschichtstärke beim unbewehrten System wurde nur eine geringe Verformungsreduktion und Traglaststeigerung erzielt, wogegen das bewehrte Zweischichtensystem mit 15 cm Tragschichtstärke noch deutlich höhere Traglasten und kleinere Verformungen ausweist als das unbewehrte System mit 30 cm

Tragschichtstärke. Beim Vergleich der Verformungen der bewehrten Systeme fällt ebenfalls der geringe Einfluß der Tragschichterhöhung auf. Die Traglasterhöhung dagegen ist durchaus wesentlich, wobei dies unter Inkaufnahme erheblicher Verformungen geschieht.

Die kurzzeitigen Systemtraglasten, wie sie aus den Versuchen abgeleitet wurden, sind in Abbildung 3.51 zusammengefaßt. Wie erläutert wurden die Versuche abgebrochen, sobald bei fortschreitender Verformung keine Zunahme der Vertikalbelastung mehr erreichbar war. Die Zuordnung der entsprechenden Systemtraglast ist bei den unbewehrten und gitterbewehrten Versuchen einfach. Die unbewehrten Systeme versagten durch Ausbildung von Durchstanzkörpern in der Tragschicht bei Aufbringung einer neuen Laststufe. Bei den gitterbewehrten Systemen wurde die Traglast jeweils durch Bewehrungsversagen erreicht, was auch akustisch deutlich wahrnehmbar war. Die Begrenzung der Systemtraglast erfolgte anschließend ebenfalls aufgrund von Durchstanzvorgängen in der Tragschicht. Bei den gewebe- und insbesondere vliesbewehrten Systemen wurden die Traglasten aufgrund der Zunahme der Verformungen in den einzelnen Laststufen sowie der Absolutverformungen festgelegt. Es ist deshalb besonders wichtig, bei den dargestellten Traglasten die zugeordneten Verformungen zu beachten, da Systeme teilweise als unbrauchbar zu bezeichnen sind, bevor die Traglast erreicht ist. Die prozentualen Traglaststeigerungen - jeweils in Bezug auf das unbewehrte System - sind in Tabelle 3.4 zusammengestellt.

Tragschichthöhe	ohne Bewehr.	Gewebe	Gitter	Vlies
[cm]	[%]	[%]	[%]	[%]
15	100	192	166	152
30	100	208	197	197

Tabelle 3.4: Prozentuale Tragfähigkeiten der Zweischichtensysteme in Bezug auf das jeweils unbewehrte System

3.7.3.2 Plastische Verformungsmulden im Seeton

Nach Versuchsende und Rückbau des Tragschichtmaterials wurden die bleibenden Verformungen in der Schichtgrenze aufgenommen, um Informationen hinsichtlich der stattgefundenen Lastverteilung in der Tragschicht zu gewinnen.

Wie den vereinfachten Darstellungen (Abbildungen 3.52 und 3.53) zu entnehmen ist, traten im unmittelbaren Lastbereich starke plastische Deformationen auf. Ausgeprägte Hebungen in den Randbereichen des Versuchsfeldes, wie sie bei Modellversuchen häufig zu verzeichnen sind, konnten nicht festgestellt werden, wobei jedoch hinsichtlich der Genauigkeit der Aufnahme der Verformungsmulden Abstriche vorzunehmen sind, da aufgrund des grobkörnigen Tragschichtmaterials in hoher Lagerungsdichte die Seetonoberfläche kaum sauber freizulegen war und Beschädigungen derselben nicht zu vermeiden waren.

Die Aussagekraft der Endverformungsmulden wird weiterhin durch die eingetretenen unterschiedlichen Absolutverformungen in der Lastachse eingeschränkt. Dennoch ist bei beiden Versuchsserien die Tendenz festzustellen, daß bei unbewehrten Versuchen jeweils die geringste Lastverteilung und bei den gewebebewehrten die größte Lastverteilung stattgefunden hat, obwohl die Versuche mit Gewebebewehrung nicht die höchsten Absolutverformungen aufweisen.

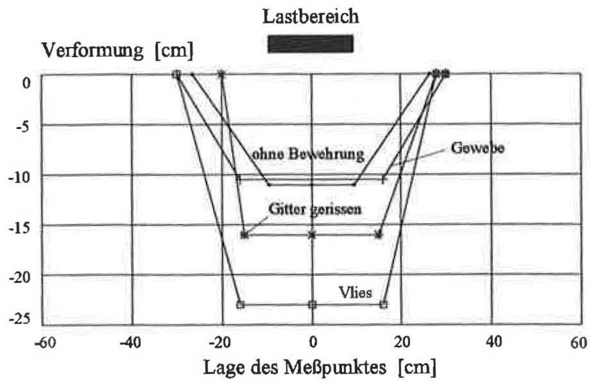


Abbildung 3.52: Plastische Endverformungen in der Schichtgrenze nach Versuchsende bei Tragschichthöhe 15 cm

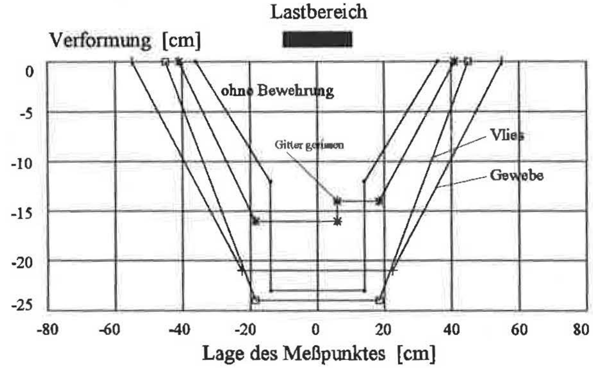


Abbildung 3.53: Plastische Endverformungen in der Schichtgrenze nach Versuchsende bei Tragschichthöhe 30 cm

Bei der Abschätzung der Lastverteilungswinkel wurde von der vereinfachten Vorstellung ausgegangen, daß die wesentliche Übertragung von Vertikalspannungen in der Tragschicht innerhalb des Bereiches stattgefunden hat, der nach Versuchsende plastische Verformungen auswies. Es sind die in nachfolgender Tabelle ausgewiesenen Lastverteilungswinkel, definiert von der Vertikalen ausgehend im Uhrzeigersinn, ermittelt worden.

Tragschichthöhe	ohne Bewehr.	Gewebe	Gitter	Vlies
[cm]	[Grad]	[Grad]	[Grad]	[Grad]
15	47.7	53.1	50.2	51.7
30	40.9	56.3	45.9	49.4

Tabelle 3.5: Lastverteilungswinkel, abgeschätzt auf Basis der plastischen Endverformungen

3.7.3.3 Spannungen unterhalb der Schichtgrenze

Aufgrund der Vertikalkomponenten der Membranspannungen sind beim bewehrten Zweischichtensystem die im Boden wirksamen Vertikalspannungen unmittelbar über- und unterhalb der Schichtgrenze verschieden. Nachfolgend werden die gemessenen und nach Abschnitt 3.7.2.1 korrigierten und transformierten Vertikal- und Horizontalspannungen unterhalb der Schichtgrenze für die beiden Versuchsserien vergleichend aufgetragen.

TRAGSCHICHTHÖHE 15 CM

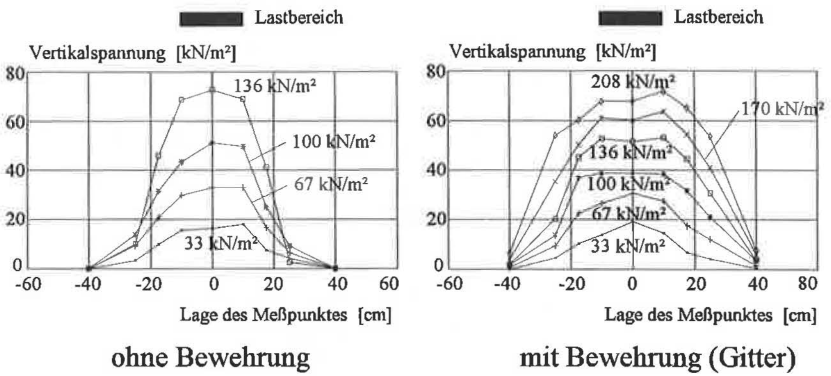


Abbildung 3.54: Verteilung der Vertikalspannungen unterhalb der Schichtgrenze beim unbewehrten und gitterbewehrten System der Tragschichthöhe 15 cm

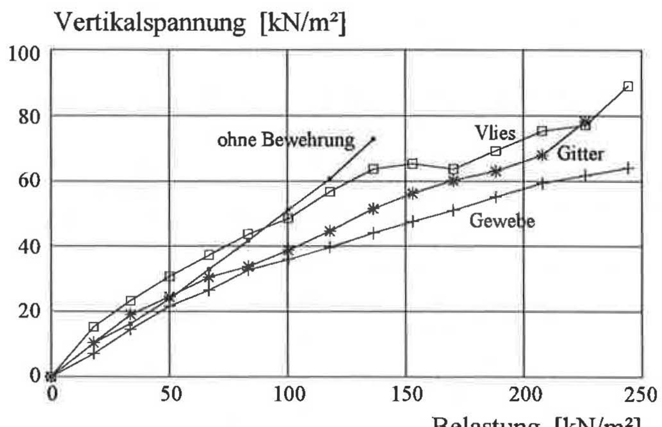


Abbildung 3.55: Verlauf der Vertikalspannungen in der Symmetrieachse unterhalb der Schichtgrenze als Funktion der Belastung bei einer Tragschichthöhe von 15 cm

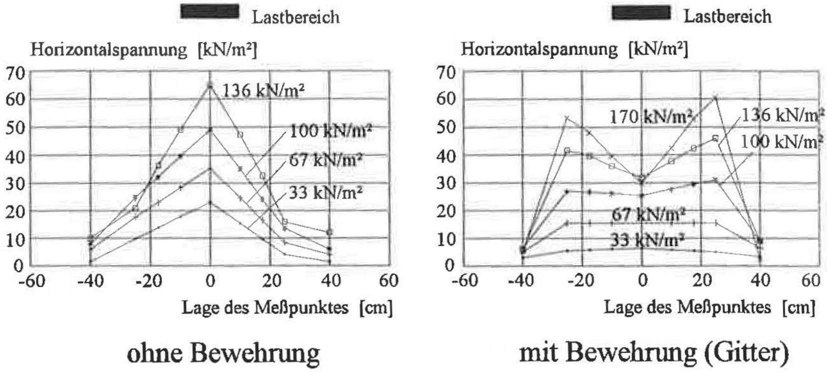


Abbildung 3.56: Horizontalspannungsverteilungen unterhalb der Schichtgrenze beim unbewehrten und gitterbewehrten System mit Tragschichthöhe 15 cm

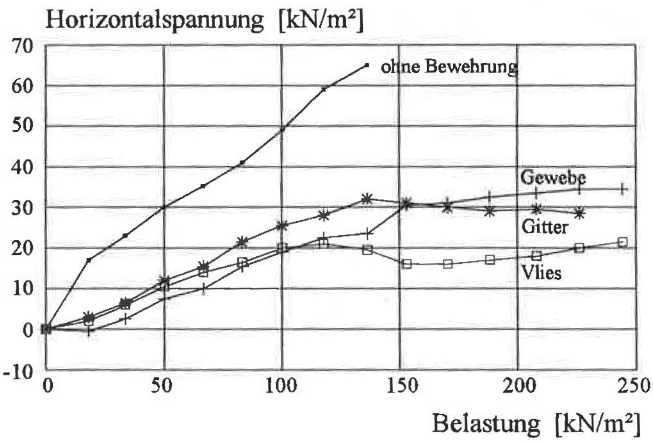


Abbildung 3.57: Horizontalspannungen in der Symmetrieachse unterhalb der Schichtgrenze als Funktion der Belastung bei einer Tragschichthöhe von 15 cm

Tragschichthöhe 30 cm

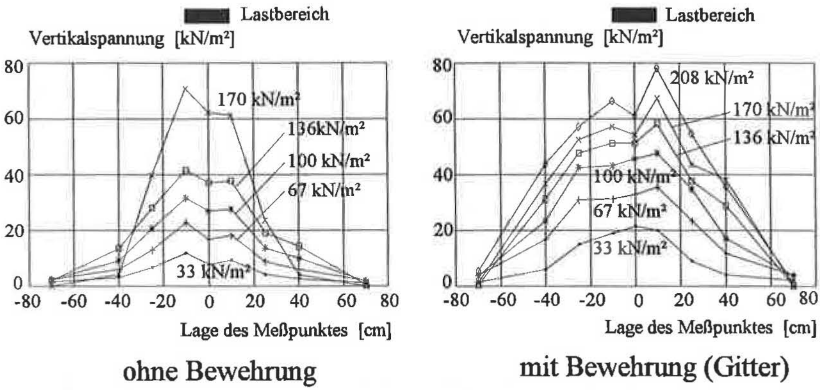


Abbildung 3.58: Verteilung der Vertikalspannungen unterhalb der Schichtgrenze beim unbewehrten und gitterbewehrten System der Tragschichthöhe 30 cm

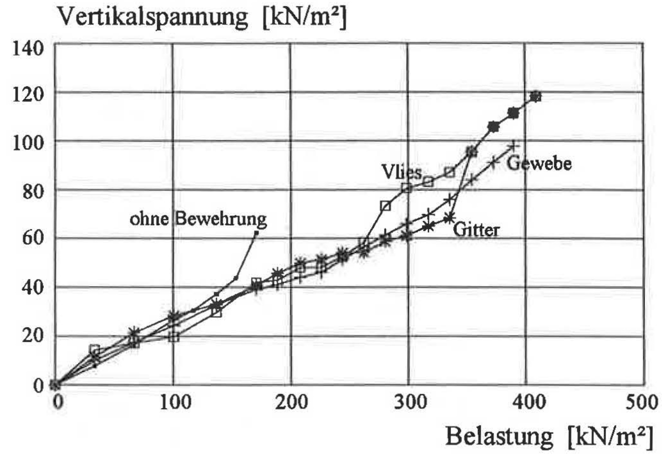


Abbildung 3.59: Vertikalspannungen in der Symmetrieachse unterhalb der Schichtgrenze als Funktion der Belastung bei einer Tragschichthöhe von 30 cm

Erläuterung und Interpretation

Den vergleichenden Auftragungen der Vertikalspannungsverteilungen (Abbildung 3.54 für Tragschichthöhe 15 cm, Abbildung 3.58 für Tragschichthöhe 30 cm) unmittelbar unterhalb der Schichtgrenze ist die lastverteilende Wirkung der Bewehrung deutlich zu entnehmen. So werden beim unbewehrten System der ersten Versuchsserie praktisch keine Vertikalspannungen in einem Abstand von 25 cm von der Symmetrieachse mehr gemessen, während das gitterbewehrte System ähnlich niedrige Meßwerte erst in einem Abstand von 40 cm aufweist. Die Lastverteilung hat zur Konsequenz, daß bei gleicher Belastung mit Schichtgrenzbewehrung geringere maximale Vertikalspannungskomponenten vom Untergrundmaterial aufzunehmen sind. Die bei Erreichen der Systemtraglast von 136 kN/m² des unbewehrten Systems der Tragschichthöhe 15 cm ermittelte maximale Vertikalspannung von etwa 70 kN/m² wird beim gitterbewehrten System erst bei einer Auflast von 208 kN/m² erreicht. Bei einer Tragschichthöhe von 30 cm ist die lastverteilende Wirkung sowie die Reduzierung der Maximalwerte der Vertikalspannungen ebenfalls, jedoch weniger ausgeprägt, festzustellen.

Während beim unbewehrten System aufgrund von Durchstanzvorgängen in den letzten Laststufen die Vertikalspannungen im Bereich der Lasteintragung überproportional ansteigen, ist bei bewehrten Systemen eher eine Verbreiterung der für die Lastübertragung in Anspruch genommenen Bereiche festzustellen (siehe Abbildungen 3.54 und 3.58), so daß im Bereich unmittelbar unterhalb des Belastungsbalkens die Vertikalspannungen linear oder sogar unterproportional zur Lastaufbringung ansteigen (siehe auch Abbildungen 3.55 und 3.59). Die Funktionsweise der Bewehrung beruht also insbesondere auf der Stabilisierung der Tragschicht, wodurch einerseits die Lastverteilungsfunktion derselben verbessert und damit eine Reduktion der maximalen Vertikalspannungen und somit auch der Systemverformungen erreicht wird und andererseits Durchstanzvorgänge vermieden werden, wenn die maximale Belastbarkeit der Bodenbereiche im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich überschritten ist und die Übertragung zusätzlicher Belastung durch die höhere Inanspruchnahme von Randbereichen erfolgen kann.

Die Steifigkeitseigenschaften der eingesetzten Bewehrung spiegeln sich wie bei den Oberflächenverformungen besonders deutlich bei der ersten Versuchsserie wider. So weisen die Vertikalspannungen in der Symmetrieachse unterhalb der Schichtgrenze als Funktion der Belastung beim gewebebewehrten System generell sehr stetige Verläufe auf (siehe Abbildungen 3.55 und 3.59) und erreichen bei einer Tragschichthöhe von 15 cm die niedrigsten Werte, gefolgt vom gitterbewehrten und schließlich vliesbewehrten System, dessen Vertikalspannungsverlauf mit dem des unbewehrten Systems bis zum Erreichen der Traglast des unbewehrten Systems im wesentlichen übereinstimmt.

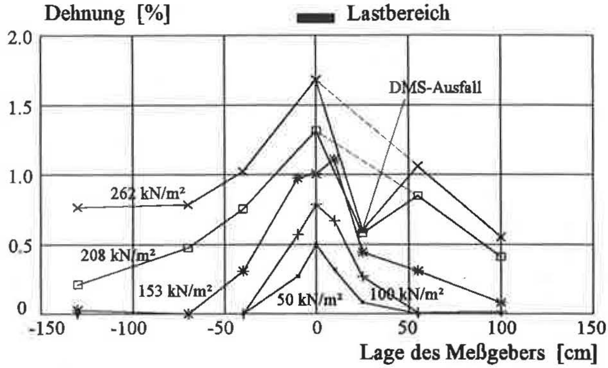
Die in Abbildung 3.56 aufgetragenen Horizontalspannungsverteilungen weisen ebenfalls auf die im Vergleich zum unbewehrten System günstigere Lastverteilung des bewehrten Systems hin. Insbesondere sind jedoch wesentlich niedrigere Horizontalspannungen beim bewehrten System festzustellen (siehe auch Abbildung 3.57), die zum einen auf die Schubkraftübernahme durch die Bewehrung und zum anderen auf die verspannende Wirkung und der damit verbundenen Reduktion der Horizontalverformungen durch die Schichtgrenzbewehrung zurückzuführen sind. Für das Untergrundmaterial entsteht beim bewehrten System somit eine deutlich günstigere Belastungssituation im Hinblick auf das Trag- und Verformungsverhalten.

3.7.3.4 Dehnungen der Bewehrungen

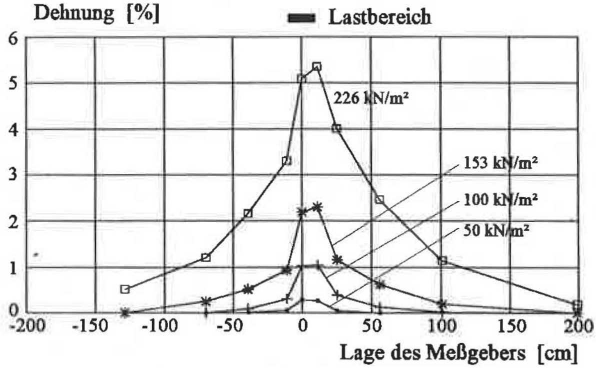
Nachfolgend werden die gemessenen Dehnungsverteilungen für verschiedene Laststufen sowie die Verläufe der Maximaldehnungen im Bereich der Lasteintragung als Funktion der Belastung für beide Versuchsserien dokumentiert.

15 CM TRAGSCHICHT

Gewebe:



Gitter:



Vlies:

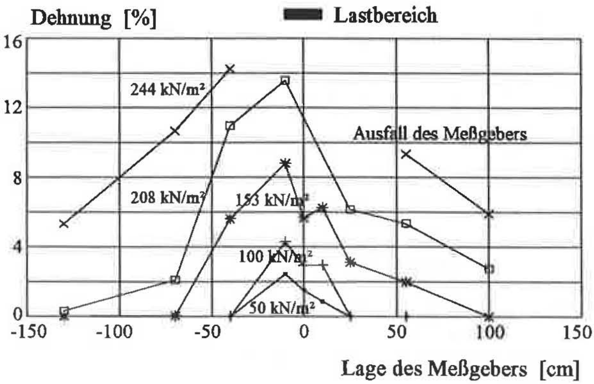


Abbildung 3.60: Bewehrungsdehnungen bei verschiedenen Laststufen und einer Tragschichthöhe von 15 cm

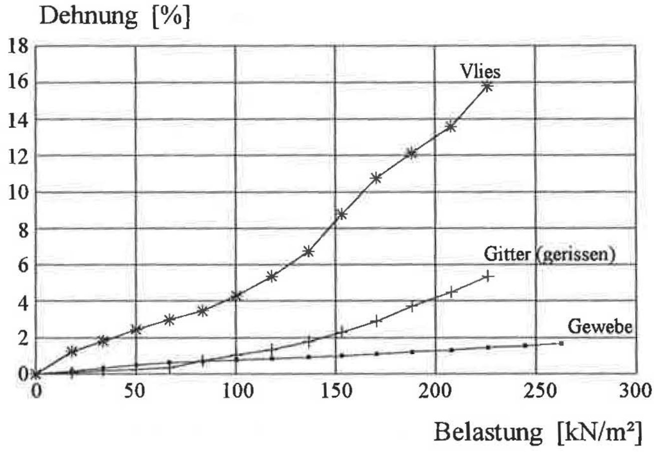


Abbildung 3.61: Bewehrungsdehnungen als Funktion der Belastung bei einer Tragschichthöhe von 15 cm

TRAGSCHICHTHÖHE 30 CM

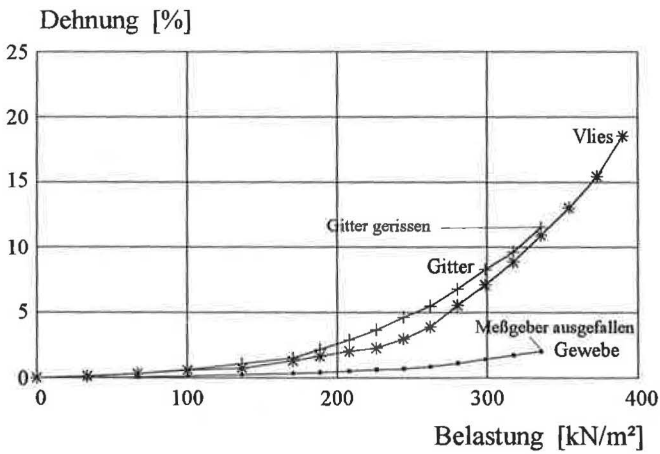
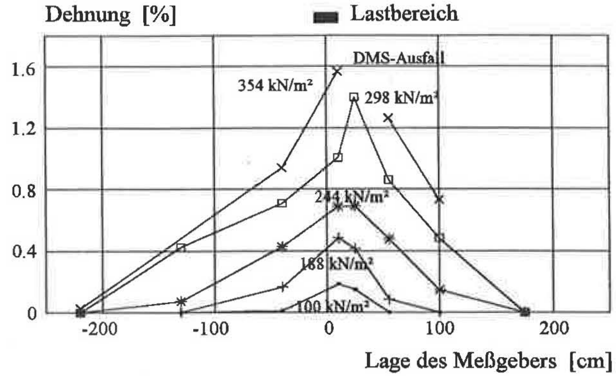
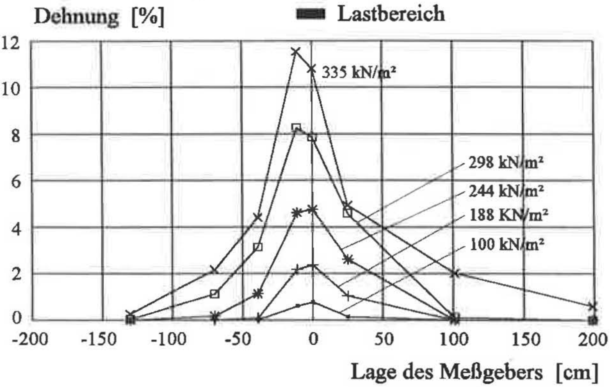


Abbildung 3.62: Bewehrungsdehnungen als Funktion der Belastung bei einer Tragschichthöhe von 30 cm

Gewebe:



Gitter:



Vlies:

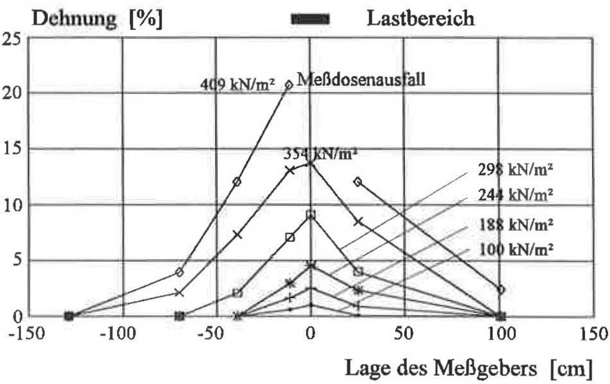


Abbildung 3.63: Bewehrungsdehnungen bei verschiedenen Laststufen und einer Tragschichthöhe von 30 cm

ERLÄUTERUNG UND INTERPRETATION

In den Abbildungen 3.60 und 3.63 sind die Verteilungen der Bewehrungsdehnungen für beide Versuchsserien vergleichend aufgetragen. Unsymmetrische Dehnungsverteilungen sind häufig auf den (beginnenden) Ausfall von Meßwertaufnehmern aufgrund von Kabelabrissen und Dosenzerstörungen etc. (mögliche Ursachen: Grobkörnigkeit der Tragschicht, große Vertikalverformungen) zurückzuführen.

Bei allen Versuchen ist erwartungsgemäß festzustellen, daß mit zunehmender Belastung und Bewehrungssteifigkeit größere Bewehrungslängen aktiviert werden, also die erforderliche Einbindelänge der Bewehrung zunimmt. Dagegen werden mit zunehmender Tragschichtstärke, aufgrund der besseren Rückverankerung der Bewehrung durch die höhere Auflast im passiven Bereich des Zweischichtensystems, geringere Bewehrungslängen erforderlich.

Mit zunehmender Belastung scheinen sich die Maximaldehnungen am Rand der Lasteintragungsbereiche auszubilden, wobei jedoch wegen der genannten Ausfälle von Meßeinrichtungen nur eine Abschätzung erfolgen kann.

Das gitterbewehrte System versagte bei einer Tragschichthöhe von 15 cm durch Bewehrungsriß. Da die Bruchdehnung des Produktes nach Herstellerangaben etwa 12 % beträgt und im Versuch nur Maximaldehnungen von knapp 6 % festgestellt wurden, ist entweder davon auszugehen, daß maximale, zum Systemversagen führende Dehnungen nur lokal durch Verkantungsvorgänge mit dem Tragschichtmaterial und sehr begrenzt eintraten und deshalb meßtechnisch nicht erfaßt wurden oder daß ein Materialfehler vorlag. Beim gitterbewehrten System der zweiten Versuchsserie, welches ebenfalls durch Gitterriß seine Traglast erreichte, wurden bei maximaler Belastung Dehnungen von etwa 12 % gemessen.

Die Abbildungen 3.61 und 3.62 stellen die Bewehrungsdehnungen als Funktion der Belastung für beide Tragschichthöhen dar. Wiederum kristallisieren sich die eingesetzten Bewehrungssteifigkeiten bei der niedrigeren Tragschicht besonders deutlich heraus. Selbst in den unteren Laststufen werden für das vliesbewehrte System bei einer Tragschichthöhe von 15 cm bereits erhebliche Dehnungen ermittelt. Wie dies bereits bei der Analyse der Systemverformungen festgestellt wurde, ist mit zunehmender Tragschichthöhe der Bewehrungssteifigkeit im Gebrauchslastbereich eine abnehmende Bedeutung zuzumessen.

3.7.3.5 Zugkräfte der Bewehrungen

Die Bewehrungszugkräfte ergeben sich unmittelbar aus den Dehnungen, weshalb nachfolgend auf die Darstellung von Zugkraftverteilungen im Systemzusammenhang verzichtet wird.

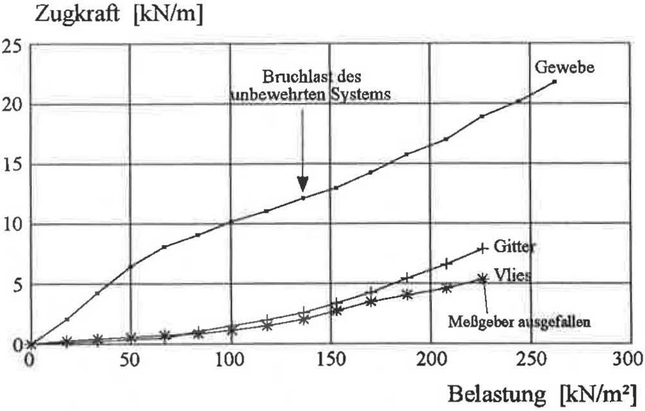


Abbildung 3.64: Bewehrungszugkraft als Funktion der Belastung für eine Tragschichthöhe von 15 cm

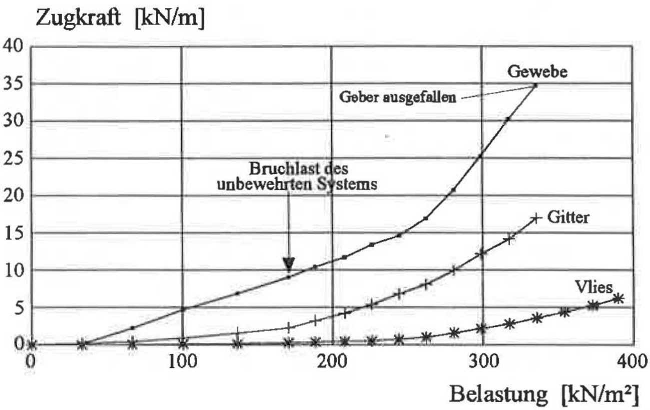


Abbildung 3.65: Bewehrungszugkraft als Funktion der Belastung für eine Tragschichthöhe von 30 cm

ERLÄUTERUNG UND INTERPRETATION

Den in den Abbildungen 3.64 und 3.65 zusammengestellten Zugkraftverläufen als Funktionen der Belastung ist die jeweils überproportionale Zugkraftzunahme nach Überschreitung der Traglasten für das unbewehrte System zu entnehmen. Es zeichnet sich tendenziell die dann in erhöhtem Maße erforderliche Aufnahme von Schubkräften durch die Bewehrung sowie die erforderliche Reduzierung der Horizontalverformungen im Bereich der Schichtgrenze ab. Für das sehr steife Gewebe gilt dies nur in untergeordnetem Maße bzw. wird dies erst bei höherem Lastniveau maßgebend, da bereits bei relativ geringen Dehnungen entsprechende Zugkräfte aktiviert werden.

4 Nichtlinearer Berechnungsansatz nach der Methode der Finiten Elemente

Bei der Wahl des Programmsystems für die unter Abschnitt 5 vorgestellten Berechnungen sind aus numerischer Sicht folgende Besonderheiten des bewehrten Zweischichtensystems sowie der beteiligten Materialien zu berücksichtigen:

- Es muß eine realistische Simulation der Bewehrung sowie der Grenzflächen zum umgebenden Bodenmaterial erfolgen.
- Die erheblichen Steifigkeitsunterschiede des Tragschicht- und Untergrundmaterials reichen bis zu einem Faktor von 150.
- Das Tragschicht- und Untergrundmaterial weisen ein grundsätzlich verschiedenes Scherverhalten auf:
  - Die Schereigenschaften des Tragschichtmaterials sind überwiegend vom Reibungswinkel bestimmt.
  - Das Untergrundmaterial ist vornehmlich kohäsiv wirksam und verfügt nur über eine niedrige Tragfähigkeit.
- Die ausgeprägten Nichtlinearitäten der Materialparameter sind entsprechend zu berücksichtigen.
- Aufgrund der Zielsetzung, die numerische Traglast der Systeme zu ermitteln, treten bei hohem Lastniveau ausgedehnte plastifizierte Bereiche innerhalb der Tragschicht sowie im weichen Untergrund auf.
- Wegen der konzentrierten Lasteinleitung und des vorgesehenen hohen Belastungsniveaus müssen erhebliche System- und Schubverformungen (insbesondere im Bereich der Tragschicht) numerisch nachvollzogen werden.

Da kein Programmsystem zur Verfügung stand, welches ohne weitere Modifikationen allen genannten Kriterien genügend Rechnung trug, wurden die unter Kapitel 4.5 erläuterten Programmerweiterungen erforderlich. Als Grundlage und Bezugsbasis werden nachfolgend die wichtigsten Begriffe, Bezeichnungen und Formulierungen beim Umgang mit nichtlinearen Berechnungen auf Basis der Finiten Elemente und isoparametrischen Elementformulierungen zusammengestellt, erläutert und gegebenenfalls diskutiert. Zur Vereinfachung wird der zweidimensionale Fall betrachtet.

4.1 Elastische Grundgleichungen

Die Methode der Finiten Elemente beruht auf einer Unterteilung des für die Berechnung gewählten Kontinuumsausschnitts in einzelne Elemente endlicher Größe. Die Elemente sind an den Knotenpunkten miteinander verknüpft. Die grundlegende Annahme des Berechnungsverfahrens besteht darin, daß sich die Verschiebungen innerhalb eines Elementes mit hinreichender Genauigkeit aus den Verschiebungen der Knotenpunkte des Elementes interpolieren lassen. Mit Hilfe eines geeigneten Ansatzes wird die Berechnung von Verschiebungen und Spannungen dann auf die Bestimmung der Komponenten der

Knotenpunktsverschiebungen zurückgeführt. Aus diesen lassen sich die Verschiebungen innerhalb eines Elementes und daraus die Verzerrungen und Spannungen berechnen.

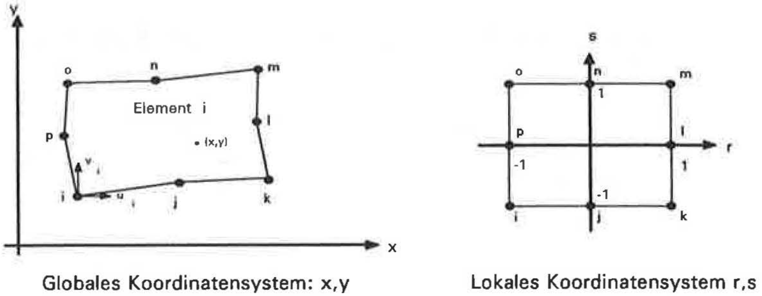


Abbildung 4.1: Bezeichnungen am finiten Element und Koordinatensysteme

FORMFUNKTION UND KOORDINATENTRANSFORMATION

Durch die Wahl geeigneter Interpolationsfunktionen für den Verformungsansatz (auch Formfunktion genannt) erfolgt die Beschreibung des Verschiebungsfeldes innerhalb und auf den Rändern der Elemente:

$$u = \sum_{i=1}^{m} N_i \cdot u_i \qquad v = \sum_{i=1}^{m} N_i \cdot v_i \,. \tag{4.1}$$

Dabei sind

	u, v	die Verformungen in einem Punkt innerhalb des Elementes bzw. auf den Elementrändern,
	N_i	die Formfunktion für Knoten i,
	m	die Anzahl der Elementknoten und
	u_i, v_i	die Verformungen in x,y und z-Richtung am Knoten i.

Neben dem globalen, raumfesten Koordinatensystem (x,y), das für den gesamten Berechnungsausschnitt gilt, wird für jedes Element ein lokales Koordinatensystem mit den Achsen r und s so definiert, daß sich das Element - unabhängig von seiner Geometrie im raumfesten Koordinatensystem - stets als ein Quadrat mit Kanten parallel zu den Koordinatenachsen (r,s) der Kantenlänge 2 ergibt (siehe Abbildung 4.1).

Die Transformation eines beliebigen Punktes vom lokalen zum globalen Koordinatensystem erfolgt mit denselben Interpolationsfunktionen N_i, wie sie für die Beschreibung des Verschiebungsfeldes verwendet werden und derselben Parameteranzahl, weshalb dieser Elementtyp auch *isoparametrisch* bezeichnet wird. Die entsprechenden Transformationsgleichungen lauten:

$$x = \sum_{i=1}^{m} N_i(r,s) \cdot x_i \qquad y = \sum_{i=1}^{m} N_i(r,s) \cdot y_i \,, \tag{4.2}$$

wobei neben den obigen Bezeichnungen x_i und y_i die Koordinaten der Elementknotenpunkte bezeichnen.

Die Formfunktionen N_i werden für die Koordinatenrichtungen x und z jeweils im Ansatz gleich gewählt, um eine Unabhängigkeit von der Wahl des raumfesten Koordinatensystems zu gewährleisten, wobei jedoch $N_1, N_2.....N_m$ durchaus voneinander verschieden sein können. Die Art des Ansatzes hängt dabei einerseits von der Form des Elementes ab, andererseits beeinflußt das zu behandelnde Problem den Ansatz, da beim Übergang von einem Element ins benachbarte ganz bestimmte problemabhängige Stetigkeitsbedingungen erfüllt sein müssen. Dies ist in der Regel aus physikalischen Gründen offensichtlich, jedoch auch mathematisch erforderlich, damit die Menge der Ansatzfunktionen eine für die Galerkinsche Methode oder das Prinzip der virtuellen Arbeit zulässige Funktionenklasse bilden.

Nach der Wahl eines geeigneten Ansatzes für die Formfunktion wird zu deren Bestimmung auf die Kenntnis ausgezeichneter Punkte (der Knotenpunkte des Elementes) in beiden Koordinatensystemen zurückgegriffen. Daraus ergibt sich die Forderung für die Formfunktionen:

$$N_i(r = r_j, s = s_j) = \delta_{ij} \ , \tag{4.3}$$

wobei $\delta_{ij} = \begin{cases} 1 \text{ für } i = j \\ 0 \text{ für } i \neq j \end{cases}$ das Kroneckerdelta darstellt.

Bei zweidimensionalen Problemen, isoparametrischer Formulierung und achtknotigen Elementen finden quadratische Polynome mit gemischten Gliedern der Form

$$N_i = C_{i1} + C_{i2} \cdot r + C_{i3} \cdot s + r \cdot s + C_{i5} \cdot r^2 + C_{i6} \cdot r^2 \cdot s + C_{i7} \cdot s^2 + C_{i8} \cdot s^2 \cdot r \tag{4.4}$$

Verwendung. Durch Einsetzen des Ansatzes (4.4) in Gleichung (4.3) werden die Koeffizienten C_{ij} ermittelt, und es können mit Gleichung (4.2) die Koordinaten eines Punktes des Elementes im raumfesten Koordinatensystem aus den elementbezogenen Koordinaten ermittelt werden. Die elementbezogenen Koordinaten lassen sich aus den raumfesten nicht explizit darstellen.

Neben der Koordinatentransformation wird eine Beziehung für das Flächeninkrement $dA = dx \cdot dy$ in Abhängigkeit von dr und ds und es werden die kartesischen Ableitungen der Formfunktionen, also $\partial N_i / \partial x$ und $\partial N_i / \partial y$, benötigt.

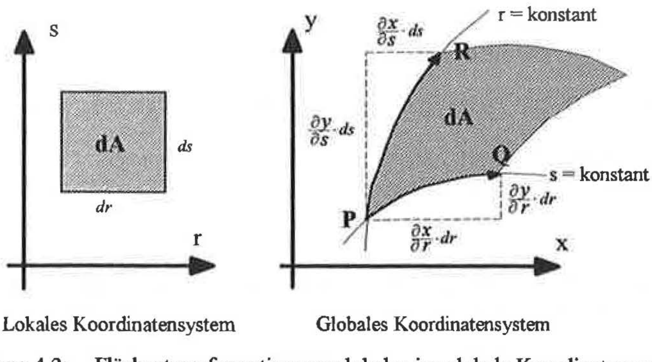


Abbildung 4.2: Flächentransformation vom lokalen ins globale Koordinatensystem

Die Fläche $dA = dr \cdot ds$ im lokalen Koordinatensystem entspricht dem Kreuzprodukt der Vektoren PQ und PR im globalen Koordinatensystem (siehe Abbildung 4.2). Mit

$$PQ = \begin{Bmatrix} \dfrac{\partial x}{\partial r} \cdot dr \\ \dfrac{\partial y}{\partial r} \cdot dr \end{Bmatrix} \quad \text{und} \quad PR = \begin{Bmatrix} \dfrac{\partial x}{\partial s} \cdot ds \\ \dfrac{\partial y}{\partial s} \cdot ds \end{Bmatrix} \tag{4.5}$$

$$\text{ergibt sich } dA = \det[\mathrm{I}] \cdot dr \cdot ds \ , \tag{4.6}$$

wobei $[\mathrm{I}] = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial x}{\partial r} & \dfrac{\partial y}{\partial r} \\ \dfrac{\partial x}{\partial s} & \dfrac{\partial y}{\partial s} \end{bmatrix}$ allgemein als Jacobi-Matrix bezeichnet wird.

Durch Differentiation der Transformationsgleichungen (4.2) werden die partiellen Ableitungen $\partial x/\partial r$, $\partial y/\partial r$, $\partial x/\partial s$ und $\partial y/\partial s$ erhalten:

$$\frac{\partial x}{\partial r} = \sum_{i=1}^{m} \frac{\partial N_i(r,s)}{\partial r} \cdot x_i \qquad \partial y/\partial r,\ \partial x/\partial s \text{ und } \partial y/\partial s \quad \text{analog.}$$

Hinsichtlich der kartesischen Ableitungen der Formfunktion ist deren Abhängigkeit von x und y zu beachten, so daß sich unter Anwendung der Kettenregel ergibt:

$$dN_i = \frac{\partial N_i}{\partial x} \cdot dx + \frac{\partial N_i}{\partial y} \cdot dy \ . \tag{4.7}$$

Partielle Differentiation von (4.7) nach r und s liefert

$$\begin{Bmatrix} \dfrac{\partial N_i}{\partial r} \\ \dfrac{\partial Ni}{\partial s} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial x}{\partial r} & \dfrac{\partial y}{\partial r} \\ \dfrac{\partial x}{\partial s} & \dfrac{\partial x}{\partial s} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dfrac{\partial N_i}{\partial x} \\ \dfrac{\partial Ni}{\partial y} \end{Bmatrix}, \tag{4.8}$$

wobei wiederum die Jacobi-Matrix auf der rechten Seite der Gleichung steht. Nach Auflösung der Gleichung (4.8) ergeben sich die gesuchten Zusammenhänge:

$$\begin{Bmatrix} \dfrac{\partial N_i}{\partial x} \\ \dfrac{\partial Ni}{\partial y} \end{Bmatrix} = \frac{1}{|\mathrm{I}|} \cdot \begin{bmatrix} \dfrac{\partial y}{\partial s} & -\dfrac{\partial y}{\partial r} \\ -\dfrac{\partial x}{\partial s} & \dfrac{\partial x}{\partial r} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dfrac{\partial N_i}{\partial r} \\ \dfrac{\partial Ni}{\partial s} \end{Bmatrix} . \tag{4.9}$$

VERZERRUNGEN UND SPANNUNGEN IN ABHÄNGIGKEIT VON DEN VERFORMUNGEN

Für ebene und kleine Verformungen, die nach der Theorie I. Ordnung betrachtet werden können, sind die Verzerrungen definiert als

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}\ , \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \text{und} \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}. \tag{4.10}$$

Um eine Beziehung zu den Verformungen der Elementknoten zu erhalten, ergibt sich unter Berücksichtigung von Gleichung (4.1)

$$\{\varepsilon\}=\begin{Bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\\ \gamma_{xy}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}\dfrac{\partial u}{\partial x}\\ \dfrac{\partial v}{\partial y}\\ \dfrac{\partial u}{\partial y}+\dfrac{\partial v}{\partial x}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}\sum\limits_{i=1}^{m}\dfrac{\partial N_i}{\partial x}\cdot u_i\\ \sum\limits_{i=1}^{m}\dfrac{\partial N_i}{\partial y}\cdot v_i\\ \sum\limits_{i=1}^{m}\dfrac{\partial N_i}{\partial y}\cdot u_i+\sum\limits_{i=1}^{m}\dfrac{\partial N_i}{\partial x}\cdot v_i\end{Bmatrix}=[B]\cdot\{\delta^e\}. \tag{4.11}$$

Der Vektor $\{\delta^e\}$ umfaßt dabei die Verschiebungen aller Knotenpunkte der Elemente:

$$\{\delta^e\}=\{u_1,v_1,u_2,v_2,\ldots\ldots..,u_m,v_m\}^T . \tag{4.12}$$

Die Matrix $[B]$ besteht aus einer Aneinanderreihung von m Untermatrizen $[B_i]$

$$[B]=[[B_1],[B_2],\ldots,[B_m]] , \tag{4.13}$$

wobei sich $[B_i]$ aus den jeweiligen Ableitungen der Formfunktionen nach Gleichung (4.9) ermittelt:

$$[B_i]=\begin{bmatrix}\dfrac{\partial N_i}{\partial x} & 0\\ 0 & \dfrac{\partial N_i}{\partial y}\\ \dfrac{\partial N_i}{\partial y} & \dfrac{\partial N_i}{\partial x}\end{bmatrix}. \tag{4.14}$$

Unter Zuhilfenahme der konstitutiven Gleichungen erfolgt eine Verknüpfung der Spannungen mit den Verzerrungen. Gleichung (4.15) wird auch als Stoffgesetz bezeichnet:

$$\{\sigma\}=[D]\cdot\{\varepsilon\}. \tag{4.15}$$

Die Komponenten der quadratischen Materialmatrix $[D]$ sind bei nichtlinearen Anwendungen verformungs- oder spannungsabhängig. Mit Ausnahme von Formulierungen auf der Basis nicht assoziierter Fließregeln weist $[D]$ eine symmetrische Form auf. Lineare Elastizität vorausgesetzt, ist $[D]$ konstant und lautet bei ebenen Verformungszuständen für den isotropen Fall:

$$[D]=\frac{E}{(1+\mu)\cdot(1-2\mu)}\cdot\begin{bmatrix}1-\mu & \mu & 0\\ -\mu & 1-\mu & 0\\ 0 & 0 & \dfrac{1-2\cdot\mu}{2}\end{bmatrix}, \tag{4.16}$$

wobei E den Elastizitätsmodul und

μ die Querdehnzahl oder Poissonsche Zahl darstellt.

Der Schubmodul G ergibt sich als abhängige Größe zu

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\mu)}. \tag{4.17}$$

Durch Verknüpfung der kinematischen Feldgleichung (4.11) mit dem Stoffgesetz (4.15) ergibt sich

$$\{\sigma\} = [D] \cdot [B] \cdot \{\delta^e\}. \tag{4.18}$$

ELEMENTSTEIFIGKEITSMATRIX (ZUSAMMENHANG KNOTENPUNKTSVERSCHIEBUNGEN - KNOTENKRÄFTE AM ELEMENT)

Zur Behandlung von statisch-elastomechanischen Aufgaben werden üblicherweise Variationsprinzipien der Mechanik angewandt, wie das *Minimum der gesamten potentiellen Energie*, das *Hellinger-Reissnersche Prinzip*, das *Minimalprinzip der komplementären Energie* oder das häufig verwendete *Prinzip der virtuellen Arbeit*. Alle Prinzipien stellen äquivalente Formulierungen für dasselbe Problem nur unter jeweils anderen Gesichtspunkten dar. Im folgenden wird das *Prinzip der virtuellen Arbeit* kurz dargestellt.

Generell werden bei der Methode der Finiten Elemente alle äußeren Belastungen, wie Trägheitslasten, Eigengewicht und verteilte Belastungen (z.B. konstante Streckenlasten), in äquivalente Knotenlasten umgerechnet. Betrachtet man ein einzelnes Element, so befindet sich dieses mit den an den Knotenpunkten angreifenden Einzellasten

$$\{F^e\} = \{F_{x1}, F_{y1}, F_{x2}, F_{y2}, \ldots\ldots, F_{xm}, F_{ym}\}^T$$

und den dazugehörigen Verformungen

$$\{\delta^e\} = \{u_1, v_1, u_2, v_2, \ldots\ldots\ldots, u_m, v_m\}^T$$

im Gleichgewicht. Aus den auf den Knoten aufgebrachten virtuellen Verformungen δ^* resultieren die zugehörigen virtuellen Verzerrungen ε^*. Aus der Bedingung der Gleichheit von äußerer und innerer virtueller Arbeit ergibt sich:

$$\int_V \{\varepsilon^*\}^T \cdot \{\sigma\} \cdot dV = \{\delta^*\}^T \cdot \{F^e\}, \tag{4.19}$$

Aufgrund der Beschränkung auf zwei Dimensionen reduziert sich das angegebene Volumen- auf ein Flächenintegral. Mit Gleichung (4.11) wird schließlich eine Beziehung zur Ermittlung von Knotenkräften, die einem Spannungszustand entsprechen, erhalten:

$$\{F^e\} = \int_V [B]^T \cdot \{\sigma\} \cdot dV. \tag{4.20}$$

Wird weiterhin Gleichung (4.18) berücksichtigt, ergeben sich die Knotenkräfte zu

$$\{F^e\} = \left(\int_V [B]^T \cdot [D] \cdot [B] \cdot dV \right) \cdot \{\delta^e\} = [K^e] \cdot \{\delta^e\}, \tag{4.21}$$

wobei
$$[K^e] = \int_V [B]^T \cdot [D] \cdot [B] \cdot dV \tag{4.22}$$

als Elementsteifigkeitsmatrix bezeichnet wird.

Für die numerische Berechnung des Volumenintegrals wird üblicherweise das Integrationsverfahren nach Gauß verwendet, wonach eine beliebige Funktion durch eine gewichtete Summation von Funktionswerten an bestimmten Punkten, den sogenannten Gaußpunkten, integriert werden kann. Die mindestens erforderliche Anzahl der Gaußpunkte hängt von der Art des Elementes ab, wobei nachgewiesen werden kann, daß die Anzahl von Gaußpunkten, die der genauen Ermittlung des Volumens, im 2-D-Fall der Fläche, genügt, auch für die Berechnung der Steifigkeit ausreicht. Grundsätzlich kann jedoch auch eine höhere Anzahl von Integrationsstützstellen verwendet werden. Die jeweilige Anzahl der Gaußpunkte in Richtung der (meist lokalen) Koordinatenachsen wird auch als deren Ordnung m bezeichnet. Eine Gauß - Integration der Ordnung m liefert die exakten Integralwerte für Polynome bis zum Grad $2 \cdot m - 1$. Die Lage der Gaußpunkte sowie die zugehörigen Integrationsgewichte werden auf Basis statistischer Untersuchungen ermittelt. Aufgrund der einfachen und stets gleichen Integrationsgrenzen bzw. Stützstellen erfolgt die Summation meist im lokalen Koordinatensystem (siehe Abbildung 4.1). Die zweidimensionale Integration einer beliebigen Funktion $\Psi(r,s)$ lautet also:

$$\int_{r=-1}^{1} \int_{s=-1}^{1} \Psi(r,s)\, dr\, ds = \sum_{i=1}^{I} \sum_{j=1}^{J} W_i \cdot W_j \cdot \Psi(r_i, s_j) \quad , \qquad (4.23)$$

wobei	I bzw. J	die Ordnung der Integration in Richtung r bzw. s,
	r_i bzw. s_j	die Integrationsstützpunkte und
	W_i bzw. W_j	die zugehörigen Integrationsgewichte darstellen.

BELASTUNGEN

Äußere Lasten, wie Oberflächenbelastungen, Trägheitskräfte und Eigengewicht, die am Elementrand oder im Element verteilt wirken, werden grundsätzlich als sogenannte äquivalente Knotenkräfte berücksichtigt, wobei jeweils eine Zerlegung in die normal und parallel zur Elementseite wirkenden Komponenten erfolgt. Die Ermittlung der äquivalenten Knotenlasten basiert ebenfalls auf dem Prinzip der virtuellen Arbeit, wonach diese die gleiche virtuelle Arbeit verrichten wie die verteilten Lasten p_x und p_y. Im zweidimensionalen Fall wird eine Integration über die Fläche A erforderlich. Unter Annahme virtueller Einheitsverformungen ergeben sich am Knoten i die äquivalenten Knotenlasten $F_{x,i}$ und $F_{y,i}$ zu:

$$\begin{aligned} F_{x,i} &= \int_A p_x \cdot N_i \, dA \\ F_{y,i} &= \int_A p_y \cdot N_i \, dA \end{aligned} \qquad (4.24)$$

GESAMTSTEIFIGKEITSMATRIX (ZUSAMMENHANG KNOTENPUNKTVERSCHIEBUNGEN - KNOTENKRÄFTE AM GESAMTSYSTEM)

Neben den Knotenpunktverschiebungen sind auch die Anteile der Komponenten des Elementlastvektors unbekannt, die von den Nachbarelementen übertragen werden. Erfolgt jedoch eine Betrachtung am Gesamtsystem, so heben sich diese Knotenkraftanteile gegenseitig auf. Zur Lösung des Gesamtsystems wird die Gesamtsteifigkeitsmatrix aus den Elementsteifigkeitsmatrizen gebildet ("assembliert"), indem an den gemeinsamen Knoten mehrerer Elemente die jeweiligen Komponenten der Elementsteifigkeitsmatrizen addiert werden. Dies ist ebenfalls für die Komponenten der

Elementknotenkräfte an gemeinsamen Knoten erforderlich. Der Verformungsvektor beinhaltet die Komponenten der unbekannten Knotenverformungen. Die Bestimmungsgleichung zu deren Ermittlung lautet schließlich

$$[K]\cdot\{\delta\}=\{F\} \ , \tag{4.25}$$

wobei $[K]$ die Gesamtsteifigkeitsmatrix,

$\{\delta\}$ den Vektor der gesuchten Knotenpunktsverschiebungen und

$\{F\}$ den Lastvektor (äußere Lasten, Anfangsspannungen, Anfangsdehnungen) bezeichnet.

Für ebene Verformungszustände weist das vorliegende lineare Gleichungssystem die doppelte Anzahl von Freiheitsgraden wie Elementknoten auf.

EINBAU DER RANDBEDINGUNGEN UND LÖSUNG DES GLEICHUNGSSYSTEMS

Ohne die Berücksichtigung von Randbedingungen (Festhaltungen) ist die in Gleichung (4.25) angegebene Gesamtsteifigkeitsmatrix noch singulär, so daß das Gleichungssystem keine eindeutige Lösung besitzt und in der Mechanik als statisch unbestimmt bezeichnet wird. Randbedingungen werden durch das Verhindern von Bewegungsmöglichkeiten (Verformungen) an den jeweiligen Knotenpunkten und in der gewünschten Richtung berücksichtigt. Numerisch erfolgt dies durch Ersetzen der Elemente in den jeweiligen Zeilen und Spalten der Gesamtsteifigkeitsmatrix durch Nullelemente. Weiterhin sind die zugehörigen Diagonalelemente gleich Eins zu setzen und die jeweiligen Komponenten im Lastvektor durch Null zu ersetzen. Dadurch erhält die gewünschte Komponente in der Lösung des modifizierten Gleichungssystems automatisch den Wert Null.

Das beschriebene Vorgehen hat den Vorteil, daß die Gesamtsteifigkeitsmatrix und der Lastvektor völlig unabhängig von irgendwelchen Randbedingungen aufgebaut werden können und erst nachträglich die Festlegung gegebener Werte von bestimmten Knotenvariablen erfolgt, was insbesondere hinsichtlich einer computerorientierten Realisierung günstig zu bewerten ist. Als kleiner Nachteil wird dabei in Kauf genommen, daß die Ordnung des zu lösenden Gleichungssystems nicht reduziert wird und das System eine Reihe von trivialen Gleichungen enthält.

Für die Lösung des sich nun ergebenden Gleichungssystems stehen verschiedene, meist an den Gaußschen Algorithmus angelehnte Methoden zur Verfügung.

4.2 Materialgesetze

In Abschnitt 4.1 wurden die linear elastischen Grundgleichungen für die Methode der Finiten Elemente zusammengestellt. Aufgrund der ausgeprägten, physikalischen Nichtlinearitäten im Spannungs-Dehnungsverhalten geologischer Materialien (siehe auch Abbildung 4.3) sind jedoch differenziertere Modelle zur Beschreibung des nichtlinearen Materialverhaltens erforderlich.

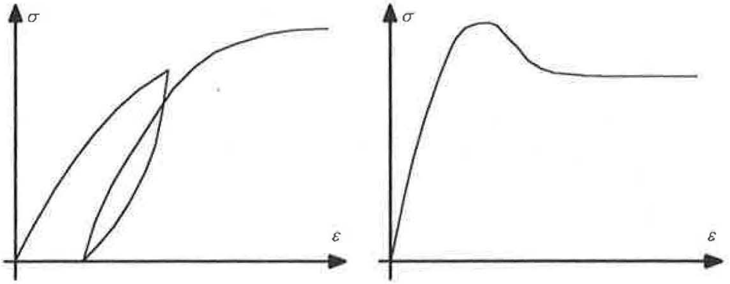


Abbildung 4.3: Typisches nichtlineares Spannungs-Dehnungsverhalten von Böden

Die Berücksichtigung der physikalischen Nichtlinearität geschieht durch Hinzunahme plastizitätstheoretischer Erkenntnisse, sie kann jedoch auch durch Erweiterungen im Rahmen der Elastizitätstheorie erfolgen.

4.2.4 Erläuterung der grundlegenden Begriffe

HYDROSTATISCHE UND DEVIATORISCHE ANTEILE DES SPANNUNGSTENSORS

Da sich einerseits das Volumen eines durch allseitig gleichen, sogenannten hydrostatischen Druck beanspruchten Körpers nicht bleibend reduziert (abgesehen von Kornzertrümmerungen und Vorgängen wie Änderungen des Wassergehalts im Zuge des Abbaus von Porenwasserüberdrücken) und andererseits plastische Deformationen im wesentlichen durch Schubbeanspruchungen hervorgerufen werden, erfolgt im allgemeinen eine Aufteilung des Spannungstensors in seinen hydrostatischen und deviatorischen Anteil. Der hydrostatische Anteil p des Spannungszustands lautet:

$$p = \tfrac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) = \tfrac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \tfrac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \tag{4.26}$$

Es ergibt sich der Spannungstensor S zu

$$S = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_{11} - p & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - p & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - p \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} p & 0 & 0 \\ 0 & p & 0 \\ 0 & 0 & p \end{pmatrix}. \tag{4.27}$$

Also $\quad S \quad = \quad S' \quad + \quad p \cdot I\,,$

wobei	σ_{ij}	die neun Komponenten des Spannungstensors darstellen,
	S'	den Spannungsdeviatortensor, dessen Normalspannungskomponenten nur noch die Abweichungen - Deviationen - vom mittleren - hydrostatischen - Spannungszustand angeben,
	I	den Einheits- oder Kugeltensor darstellt und die Deviatoranteile
	$\sigma_{ij} - p\delta_{ij}$	abgekürzt mit s_{ij} bezeichnet werden.

DEFINITION DER INVARIANTEN

Um die Unabhängigkeit vom gewählten Koordinatensystem zu gewährleisten, werden aus den Spannungskomponenten üblicherweise deren Invarianten ermittelt, wobei isotropes Materialverhalten vorausgesetzt wird.

- **Invarianten des Spannungstensors:**

$$I_1 = \sigma_{ii} = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \tag{4.28}$$

$$I_2 = \tfrac{1}{2}\left(\sigma_{ij}\sigma_{ji} - I_1^2\right) = \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{13}^2 - \sigma_{11}\sigma_{22} - \sigma_{11}\sigma_{33} - \sigma_{22}\sigma_{33} =$$

$$= -\sigma_1\sigma_2 - \sigma_1\sigma_3 - \sigma_2\sigma_3 \tag{4.29}$$

$$I_3 = \det\left(\sigma_{ij}\right) = \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{vmatrix} =$$

$$= \sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} - \sigma_{11}\sigma_{23}^2 - \sigma_{22}\sigma_{13}^2 - \sigma_{33}\sigma_{12}^2 + 2\sigma_{12}\sigma_{13}\sigma_{23} = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 \tag{4.30}$$

- **Invarianten des Spannungsdeviatortensors:**

$$J_1 = s_{ii} = s_{11} + s_{22} + s_{33} = 0 \tag{4.31}$$

$$J_2 = \tfrac{1}{2}\left(s_{ij}s_{ji}\right) = \tfrac{1}{6}\left[\left(\sigma_{11} - \sigma_{22}\right)^2 + \left(\sigma_{11} - \sigma_{33}\right)^2 + \left(\sigma_{22} - \sigma_{33}\right)^2\right] + \sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2 + \sigma_{23}^2 =$$

$$= \tfrac{1}{6}\left[\left(\sigma_1 - \sigma_2\right)^2 + \left(\sigma_1 - \sigma_3\right)^2 + \left(\sigma_2 - \sigma_3\right)^2\right] \tag{4.32}$$

$$J_3 = \det\left(s_{ij}\right) = \begin{vmatrix} s_{11} & s_{12} & s_{13} \\ s_{21} & s_{22} & s_{23} \\ s_{31} & s_{32} & s_{33} \end{vmatrix} = \tfrac{1}{3} s_{ij}s_{jk}s_{ki} =$$

$$= \tfrac{2}{27}\left(\sigma_{11}^3 + \sigma_{22}^3 + \sigma_{33}^3\right) - \tfrac{1}{9}\left[\sigma_{11}^2\left(\sigma_{22} + \sigma_{33}\right) + \sigma_{22}^2\left(\sigma_{11} + \sigma_{33}\right) + \sigma_{33}^2\left(\sigma_{11} + \sigma_{22}\right)\right] +$$

$$+ \tfrac{4}{9}\sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} + 2\sigma_{12}\sigma_{23}\sigma_{13} - \tfrac{1}{3}\left[\sigma_{23}^2\left(2\sigma_{11} - \sigma_{22} - \sigma_{33}\right) + \sigma_{12}^2\left(2\sigma_{33} - \sigma_{11} - \sigma_{22}\right) +\right.$$

$$\left. + \sigma_{13}^2\left(2\sigma_{22} - \sigma_{11} - \sigma_{33}\right)\right] =$$

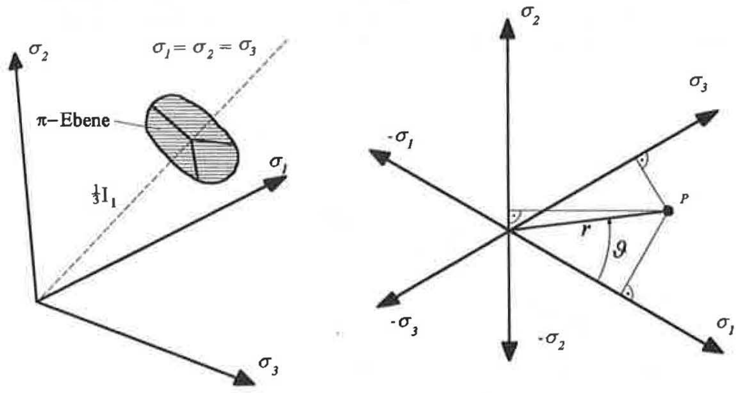
$$= \tfrac{2}{27}\left(\sigma_1^3 + \sigma_2^3 + \sigma_3^3\right) - \tfrac{1}{3}\left[\sigma_1^2\left(\sigma_2 + \sigma_3\right) + \sigma_2^2\left(\sigma_1 + \sigma_3\right) + \sigma_3^2\left(\sigma_1 + \sigma_2\right)\right] + \tfrac{4}{9}\sigma_1\sigma_2\sigma_3 \tag{4.33}$$

Anschaulich lassen sich die Invarianten im kartesischen Koordinatensystem der drei Hauptspannungen im sogenannten Hauptspannungsraum (siehe Abbildung 4.4) darstellen. Die Invariante $I_1 \cdot \frac{1}{3}$ des Spannungstensors stellt den Abstand eines Punktes auf der Hauptdiagonalen, also $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, vom Ursprung im Koordinatensystem der Hauptspannungen dar. Die Lage eines Spannungspunktes in der senkrecht zur Hauptdiagonalen liegenden π-Ebene wird durch die Invarianten J_2 und J_3 charakterisiert:

$$r = \sqrt{2J_2}\ , \tag{4.34}$$

$$\vartheta = \frac{1}{3}\arccos\left(\frac{3\sqrt{3}}{2}\cdot\frac{J_3}{(J_2)^{1.5}}\right). \tag{4.35}$$

In Abbildung 4.4 sind r und ϑ grafisch dargestellt.



kartesisches Koordinatensystem der Hauptspannungen

Schnitt in der Deviatorebene: Ortsvektor eines Spannungspunktes P

Abbildung 4.4: Invarianten im Hauptspannungsraum

Aufgrund ihrer Eingangsparameter, den Komponenten des Spannungstensors, stellen die Invarianten einen Zusammenhang zu den sogenannten Oktaederspannungen σ_{oct} und τ_{oct} her. Wird um einen Punkt P im Hauptspannungsraum ein Oktaeder errichtet, dessen Eckpunkte auf den Hauptachsen liegen, so beträgt die Belastung in den Dreiecksflächen:

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}I_1\ , \tag{4.36}$$

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3}J_2}\ , \tag{4.37}$$

wobei σ_{oct} als Oktaedernormalspannung, die senkrecht auf den Dreiecksflächen wirkt und

τ_{oct} als Oktaederschubspannung, die parallel zu den Dreiecksflächen angreift, bezeichnet wird.

Der allgemeine Spannungszustand im Punkt P ist mit σ_{oct} und τ_{oct} vollständig beschrieben.

FLIESSBEDINGUNG

Durch die Fließbedingung, auch Bruchkriterium oder Fließfläche bezeichnet, erfolgt die Abgrenzung des elastischen Bereichs vom plastischen Bereich. Allgemein lautet die Fließbedingung

$$F\left(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{p}\right) = 0 \,. \qquad (4.38)$$

Sie ändert also in Abhängigkeit von den Stoffkonstanten, den Spannungen und den plastischen Verzerrungen ihre Größe, Form und Lage. Bei idealplastischen Stoffen ist die Fließbedingung nur eine Funktion der Materialkonstanten und Spannungen.

Die Kombination einer einfachen Fließfläche (Mohr-Coulomb) mit dem Bruchkriterium "Tension cut-off", welches der Begrenzung der maximal zulässigen Zugspannungen dient, ist in Abbildung 4.5 dargestellt.

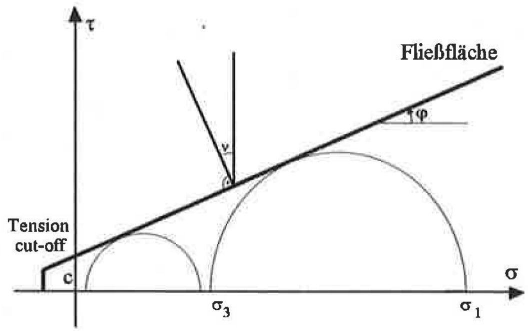


Abbildung 4.5: Darstellung der Fließfläche nach Mohr-Coulomb im σ-τ - Diagramm, kombiniert mit dem Bruchkriterium "Tension-cut-off"

Die Mohr-Coulombsche Fließbedingung lautet unter Verwendung der Hauptspannungen:

$$F(\sigma) = \tfrac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \tfrac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi - c\cos\varphi \,. \qquad (4.39)$$

Charakteristisch ist insbesondere, daß die mittlere Hauptspannung σ_2 keine Berücksichtigung findet.

VERFESTIGUNGS- ENTFESTIGUNGSGESETZ

Ein Ver- bzw. Entfestigungsgesetz definiert, wie sich Form und Lage der Fließfläche in Abhängigkeit von den plastischen Verzerrungsinkrementen und/oder Spannungen ändern. Eine Verschiebung der Fließfläche in Richtung der plastischen Verzerrungsinkremente mit zunehmenden plastischen Verformungen wird als Verfestigungsgesetz bezeichnet. Wenn die Verschiebung in die umgekehrte Richtung erfolgt, wird von Entfestigung des Materials gesprochen.

Die Fließregel bzw. das Fließgesetz definiert das Verhältnis der Komponenten der plastischen Verzerrungsinkremente, also nach Überschreiten der Fließbedingung und gibt damit die Richtung, aber nicht die Größe des Vektors der plastischen Verzerrungen an und lautet:

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = d\lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \quad , \tag{4.40}$$

mit $d\varepsilon_{ij}^{p}$ plastischem Dehnungsinkrement,

$d\lambda$ positivem Proportionalitätsfaktor,

Q plastischem Potential, wird auch als Dilatanzfunktion bezeichnet.

Wenn das plastische Potential der Fließfläche entspricht, wird von einer assoziierten Fließregel gesprochen. Der Vektor der plastischen Verzerrungen steht dann senkrecht auf der Fließfläche. Dies wird auch als Erfüllung der Normalitätsbedingung bezeichnet.

Unter dem Begriff Dilatanz versteht man die Volumenzunahme während des Fließens. Ist Q ungleich F (nicht assoziierte Fließregel), wird der Winkel zwischen der Normalen zur Fließfläche und dem Vektor der plastischen Verzerrungen als Dilatanzwinkel ν bezeichnet (siehe auch Abbildung 4.5). Ein Dilatanzwinkel von $\nu = 0$ kennzeichnet volumenkonstantes Fließen.

Assoziierte Fließregeln führen zu einer symmetrischen Stoffmatrix $[D]$, siehe Gleichung (4.15). Bei nichtassoziierten Fließregeln erhält man nichtsymmetrische Stoffmatrizen, woraus sich entsprechend symmetrische oder nichtsymmetrische Gesamtsteifigkeitsmatrizen $[K]$ in Gleichung (4.25) ergeben. Hinsichtlich der Antwortzeiten bei numerischen Berechnungen ist dies zu beachten, da sich die Lösung nichtsymmetrischer Gleichungssysteme wesentlich aufwendiger gestaltet als die Lösung symmetrischer Gleichungssysteme.

4.2.5 Nichtlinear-elastische Stoffgesetze

Verallgemeinert können die nichtlinear-elastischen Stoffgesetze auch als Modelle mit variablen Modulen (E,μ und K,G) bzw. als pseudoelastische Stoffgesetze bezeichnet werden. Sie sind meist durch "Anpassung" der Spannungs-Dehnungszusammenhänge entwickelt worden, die aus entsprechenden Feld- oder Laborversuchen (z.B.: Triaxialversuch) gewonnen wurden. Zwischen den elastischen Parametern E,μ und K,G bestehen folgende Zusammenhänge (aus TIMOSHENKO, GOODIER (1951)):

$$E = \frac{9 \cdot G \cdot K}{3 \cdot K + G} \qquad \mu = \frac{3 \cdot K - 2 \cdot G}{6 \cdot K + 2 \cdot G} \quad , \tag{4.41}$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \mu)} \qquad G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)} \quad , \tag{4.42}$$

mit E Elastizitätsmodul,

μ Querdehnzahl,

$K = \frac{\sigma_{oct}}{\varepsilon_v}$ Kompressionsmodul,

σ_{oct} hydrostatische Spannung,

$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$ volumetrische Dehnung,

$G = \frac{\tau_{oct}}{\gamma_{oct}}$ Schubmodul,

τ_{oct} Oktaederschubspannung und

γ_{oct} Oktaederschubdehnung.

Nichtlinear-elastische Materialgesetze werden häufig als K-G-Modelle formuliert, deren Vorteil insbesondere in der Entkoppelung der Wirkung von hydrostatischer und deviatorischer Spannungsänderung liegt.

Als einfaches, nichtlinear-elastisches Stoffgesetz gilt das sogenannte bilineare, elastische Modell. Hier wird für alle Spannungszustände unterhalb des Bruchkriteriums linear-elastisches Verhalten angenommen. Bei Erreichen der Fließbedingung wird der Schubmodul auf einen sehr kleinen Wert reduziert, während der Kompressionsmodul unverändert bleibt. Als Eingangsparameter für dieses Modell werden nur der Kompressions- und Schubmodul sowie der Reibungswinkel und die Kohäsion benötigt.

Der üblicherweise beobachtete Anstieg des Kompressionsmoduls mit Verringerung des Porenvolumens, der bei höherem Hauptspannungsniveau erfolgt, kann mit Hilfe dieses Modells nicht simuliert werden.

Eine wichtige Vertreterin aus der Gruppe der nichtlinear-elastischen Stoffgesetze stellt die von DUNCAN/CHANG (1970) vorgestellte Stoffgesetzformulierung und die daraus abgeleiteten Modifikationen (CLOUGH/DUNCAN (1971), HILMER (1976), KULHAWY /DUNCAN (1972), THAMM (1974) und andere) dar. Ursprünglich entwickelt für die Beschreibung undränierter Spannungsdehnungsbeziehungen im Triaxialversuch mittels eines hyperbolischen Ansatzes

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_3}{a + b \cdot \varepsilon_3} \tag{4.43}$$

und der Hinzunahme des Einflusses der hydrostatischen Vorbelastung, wird dieses Modell auch als hyperbolisches oder auch als DUNCAN-CHANG Modell bezeichnet. Es erfolgt schließlich die Angabe eines spannungsabhängigen, tangentialen Elastizitätsmoduls, wobei für die Grenzspannung das Coulombsche Kriterium verwendet wird. In der ursprünglichen Formulierung waren als Eingangsparameter für das Modell nur vier Stoffparameter zu ermitteln. Da jedoch lediglich die elastische Systemsteifigkeit variabel modelliert werden konnte, erfolgte im Zusammenhang mit Analysen des Oroville Damms durch KULHAWY/DUNCAN (1972) eine Erweiterung, die das Querdehnverhalten in Abhängigkeit der Verzerrungen einführte, wodurch schließlich acht Parameter als Eingangsgrößen für das Modell zu ermitteln waren. Hinsichtlich weiterer Entwicklungen, ausgehend vom Stoffgesetz nach Duncan/Chang, wird auf die Ausführungen von SCHAD (1979) hingewiesen.

Zur Reihe der Modelle mit variablen Modulen gehören weiterhin Ansätze, die orthotropes Materialverhalten berücksichtigen. In der Regel erfolgt dies durch die Definition verschiedener Materialparametergruppen in zueinander senkrechten Richtungen, z.B. zur Beschreibung von geschichtetem Material.

Schließlich sind in der Literatur noch Ansätze höherer Ordnung zur Modellierung spezieller Untergrundmaterialien und -situationen zu finden, für die jedoch in der Regel eine hohe Anzahl von Eingangsparametern zu bestimmen sind. Aufgrund des damit verbundenen hohen feld- und/oder labortechnischen Aufwandes werden diese Ansätze jedoch nur selten angewendet.

4.2.6 Elastoplastische Stoffgesetze

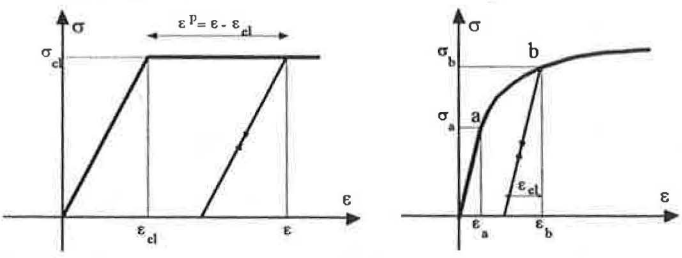
Im Gegensatz zum nichtlinear-elastischen Verhalten treten beim Erreichen der Fließbedingung und elasto-plastischem Stoffverhalten irreversible, plastische Deformationen auf. Zur Definition eines elasto-plastischen Stoffgesetzes sind die elastischen Spannungs-Verformungsbeziehungen zu ergänzen durch:

- Fließbedingung,
- Fließregel und
- gegebenenfalls Ver- bzw. Entfestigungsgesetz.

Häufig verwendet werden elastisch-idealplastische Modelle, für die kein Ver- bzw. Entfestigungsgesetz vorgeschrieben wird und die Fließregel mit der Fließbedingung übereinstimmt (assoziiertes Fließgesetz).

Da die elastisch-idealplastischen Modelle häufig mit dem unter Abschnitt 4.2.5 aufgeführten bilinearen Stoffgesetz gleichgesetzt werden, sei der grundsätzliche Unterschied nachfolgend kurz aufgezeigt. Während für das bilineare Materialverhalten eine inkrementelle Formulierung erfolgt und damit geringe Spannungsänderungen, die zu einer Überschreitung des Bruchkriteriums führen, die Richtung der plastischen Verformungen kontrollieren, sind bei elasto-plastischem Materialverhalten die akkumulierten Spannungen für die Kontrolle der plastischen Verformungen verantwortlich. Daraus ergeben sich für bestimmte Spannungszustände wesentliche Unterschiede hinsichtlich der ermittelten plastischen Verformungen. Ein Quader bestehend aus rein kohäsivem Material, der sich allseitig belastet gerade im Grenzgleichgewicht befindet, wird an der Oberfläche zusätzlich durch eine vergleichsweise sehr kleine Schubkraft beansprucht. Wird bilineares Stoffverhalten angenommen, ergeben sich dann theoretisch unbegrenzte Scherverformungen, während bei elasto-plastischem Stoffverhalten zwar eine zugeordnet kleine Scherverformung auftritt, jedoch im wesentlichen aufgrund des Gesamtspannungszustandes eine Kompression des Körpers mit entsprechenden Querverformungen ermittelt wird. Wenn anstelle der Schubkraft eine kleine Normalkraft auf die Oberfläche aufgebracht wird, ist dagegen von vergleichbarem Materialverhalten bei beiden Modellen auszugehen.

Wird neben Fließfunktion und Fließregel ein Ver- bzw. Entfestigungsgesetz definiert, spricht man allgemein von elastisch - plastischem Materialverhalten. Zur Verdeutlichung ist in Abbildung 4.6 das idealelastisch - idealplastische dem elastisch - plastischen Verhalten bei eindimensionaler Betrachtung gegenübergestellt.



idealelastisch - idealplastisches Verhalten elastisch - plastisches Verhalten

Abbildung 4.6: Einaxiales Spannungs-Verformungsverhalten idealelastisch - idealplastischer und elastisch - plastischer Materialien

Hinsichtlich gebräuchlicher Fließfunktionen sei auf die einschlägige Literatur, wie ZIENKIEWICZ (1975), CRAMER (1980), NAYLOR (1981), GUDEHUS (1990) und andere verwiesen.

Zur Ableitung der erforderlichen Grundgleichungen für elastisch plastische Spannungs-Verformungsbeziehungen erfolgt eine Aufspaltung der Gesamtdehnungen in die elastischen und plastischen Anteile. Die elastischen Dehnungen ergeben sich nach den in Kapitel 4.1 angegebenen Beziehungen. Die plastischen Dehnungen werden unter Zuhilfenahme der Fließregel - Gleichung (4.40) - und der Konsistenzbedingung, also der vollständigen Ableitung der Fließbedingung unter Berücksichtigung der Kettenregel nach den Spannungen und gegebenenfalls nach den Ver- bzw. Entfestigungsparametern, ermittelt. Die entsprechenden Formulierungen können beispielsweise NAYLOR (1981) entnommen werden.

4.2.7 Elastisch-viskoplastisches Modell

Der Begriff Viskosität deutet zunächst auf eine Geschwindigkeits- bzw. Zeitabhängigkeit des Erdstoffes hin. Tatsächlich dient das viskoplastische Verhalten der hier angesprochenen Materialgesetze als numerisches Modell dem Abbau der zu hohen Spannungen unter Berücksichtigung des Fließgesetzes und der Entwicklung der plastischen Dehnungen, die im Rahmen der viskoplastischen Analyse als zeitabhängig aufgefaßt werden.

Hinsichtlich der Verwendung von Bruchkriterien, Fließregeln und Ver- bzw. Entfestigungsgesetzen sind elastisch-viskoplastische Stoffgesetze den elastisch-plastischen ähnlich. Im Gegensatz zu letzteren, bei denen ein bestimmter Spannungszustand nicht überschritten werden kann, darf bei elastisch-viskoplastischen Modellen eine zeitweilige Überschreitung der Fließgrenze stattfinden. Zur Veranschaulichung sind in Abbildung 4.7 die jeweiligen rheologischen Modelle in eindimensionaler Form dargestellt.

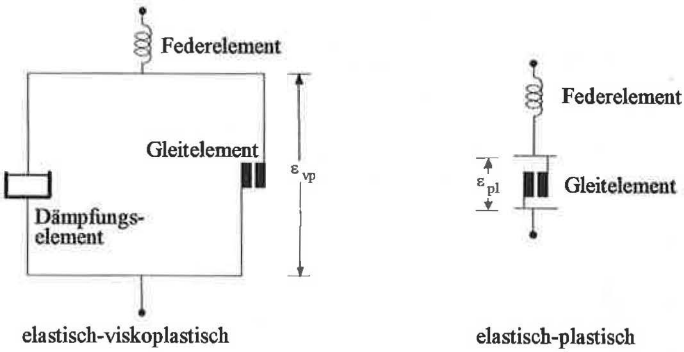


Abbildung 4.7: Rheologische Modelle für elastisch-viskoplastisches und elastisch-plastisches Verhalten

Das Federelement repräsentiert dabei die elastische Systemsteifigkeit. Das Gleitelement stellt das Bruchkriterium dar, und das Dämpfungselement modelliert das zeitabhängige Verhalten. Es übernimmt im Modell also für einen gewissen "Zeitraum" die das Bruchkriterium überschreitenden Spannungskomponenten.

Wie bei elastisch-plastischem Verhalten setzen sich die Gesamtdehnungen aus den elastischen ε^{el} und den viskoplastischen ε^{vp} (bzw. plastischen) Anteilen zusammen. Zur Vereinfachung der Gleichungen wird nachfolgend auf Matrizendarstellungen verzichtet:

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{vp} \tag{4.44}$$

Die Spannungen ergeben sich in Abhängigkeit von den elastischen Dehnungen analog Gleichung (4.15):

$$\sigma = [D] \cdot \varepsilon^{el} = [D] \cdot \left(\varepsilon - \varepsilon^{vp} - \varepsilon_0\right) + \sigma_0 \ . \tag{4.45}$$

Mit σ_0 und ε_0 werden die initiellen Spannungen (z.B. aus Überlagerung) bzw. Dehnungen (z.B. aus Temperatur) berücksichtigt.

Die Änderung des viskoplastischen Dehnungsvektors (= $\dot{\varepsilon}^{vp}$) beträgt:

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = \lambda \cdot A \cdot F(\sigma,h) \cdot \frac{\partial Q(\sigma,h)}{\partial \sigma} \ , \tag{4.46}$$

wobei	λ	eine Materialkonstante,
	$F(\sigma,h)$	die Fließfunktion,
	$Q(\sigma,h)$	die Fließregel darstellt,
	h	gegebenenfalls die Veränderlichkeit der Fließfunktion und/ oder Fließregel von einer Verfestigungsregel (*h*ardening rule) bezeichnet und
	A	abhängig von der Fließfunktion den Wert 0 oder 1 annimmt:

$$A \begin{cases} = 0 & \text{für } F(\sigma,h) \leq 0 \\ = 1 & \text{für } F(\sigma,h) > 0 \ . \end{cases}$$

Die Richtung der viskoplastischen Dehnung ist also durch die Fließregel bestimmt. Mit zunehmender Überschreitung der Fließfunktion werden auch die viskoplastischen Dehnungen größer.

4.3 Lösungsansätze der nichtlinearen Systeme

Im Gegensatz zur idealelastischen Analyse ist bei den vorgestellten nichtlinearen Ansätzen die Lösung des Gesamtgleichungssystems (siehe Gleichung (4.25) für elastische Systeme) nicht mehr geschlossen möglich. Zur Berücksichtigung der Nichtlinearität werden deshalb die Belastungen meist inkrementell aufgebracht. Innerhalb der Lastschritte werden teilweise auch Iterationen zur Gleichgewichtsfindung und Einhaltung des Bruchkriteriums erforderlich.

Bei rein inkrementellen Verfahren wird in jedem Inkrement (Lastschritt) die hinreichende Erfüllung der Spannungs-Verzerrungsbeziehung unter Vorgabe einer Toleranzgrenze abgeprüft. Wird diese überschritten, muß die Berechnung erneut mit kleineren Inkrementen gestartet werden.

Iterative Verfahren können in jedem Inkrement und in jeder Iteration prüfen, in welchem Maße Abweichungen von der vorgegebenen Spannungs-Verzerrungsbeziehung auftreten und entsprechend angepaßte Korrekturen vornehmen, bis die vorgegebene Toleranzgrenze unterschritten wird.

Die verwendeten Techniken für nichtlineare Berechnungen können in zwei Hauptgruppen unterschieden werden:

- Methoden der modifizierten Steifigkeit

Die Materialmatrix $[D]$ und somit die Gesamtsteifigkeitsmatrix $[K]$ wird mindestens in jeder Laststufe neu assembliert, wobei die Stoffparameter der jeweiligen Spannungsdehnungbeziehung angepaßt werden.

- Methode der Anfangslasten

Materialmatrix $[D]$ und Gesamtsteifigkeitsmatrix $[K]$ werden in jeder Laststufe nur einmal ermittelt. Zur Einhaltung des Bruchkriteriums und der Gleichgewichtsbedingung erfolgt in jedem Iterationsschritt die Ermittlung sogenannter äquivalenter Knotenkräfte.

4.3.1 Methoden der modifizierten Steifigkeit

Innerhalb dieser Gruppe sind weiterhin zwei Verfahren zur Berücksichtigung der Nichtlinearität zu unterscheiden:

- Methode der *Anfangssteifigkeit*

Die Belastungsschritte werden unter Annahme der *Anfangssteifigkeit* auf einmal aufgebracht und danach die Materialmatrix solange verändert, bis die Spannungs-Verzerrungsbeziehung hinreichend genau erfüllt ist (siehe auch Abbildung 4.8).

- Methode der tangentialen Steifigkeit

Die Belastung wird inkrementell aufgebracht und die Materialmatrix in jedem Inkrement der jeweiligen Spannungs-Verzerrungsbeziehung angepaßt. Es erfolgt also eine stückweise Linearisierung der Spannungs-Verzerrungsbeziehung (siehe Abbildung 4.8), die umso besser erfüllt wird, je kleiner die Lastinkremente gewählt werden. Nach jedem Inkrement und innerhalb der Iterationen wird die Gleichgewichtsbedingung

$$\left[K^T\right]\cdot\{\Delta\delta\}-\{\Delta F\}=\{\Psi\} \ , \tag{4.47}$$

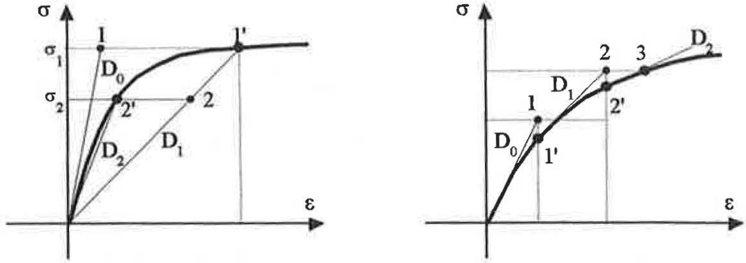
mit $\left[K^T\right]$ als tangentialer Gesamtsteifigkeitsmatrix,

$\{\Delta\delta\}$ als Vektor der gesuchten Knotenverformungen innerhalb des Inkrements,

$\{\Delta F\}$ als Lastvektor dieses Inkrements und

$\{\Psi\}$ als Vektor der sogenannten Restknotenkräfte dieses Inkrements

überprüft. Der Vektor der Restknotenkräfte zeigt an, wie stark die Gleichgewichtsbedingungen verletzt wurden. Ziel der Iterationen ist die Konvergenz des Vektors der Restknotenkräfte gegen Null. Hinsichtlich der numerischen Techniken wird auf die einschlägige Literatur wie z.B. ZIENKIEWICZ (1977), BATHE (1986) verwiesen.



Methode der Anfangssteifigkeit Methode der tangentialen Steifigkeit

Abbildung 4.8: Methoden der modifizierten Steifigkeit

Bei Bodenmaterialien, bei denen nach dem Bruch eine Entfestigung stattfindet (z.B. dicht gelagerter Sand), können bei der Methode der tangentialen Steifigkeit numerische Instabilitäten auftreten, da die ermittelte Steifigkeit negativ werden kann. Für die Erfassung der physikalischen Nichtlinearität ist häufig die Kombination von beiden Methoden wirtschaftlich. In SCHARPF werden diesbezügliche Möglichkeiten ausführlich diskutiert und dargestellt.

4.3.2 Methoden der Anfangslasten

Die Erfassung der Nichtlinearität erfolgt bei diesen Methoden durch sogenannte äquivalente Knotenkräfte Q_i, die - appliziert auf den linearelastischen Körper - so festgelegt werden, daß die vorgegebene Spannungs-Verzerrungsbeziehung erfüllt wird. Dies ist in Abbildung 4.9 schematisch dargestellt.

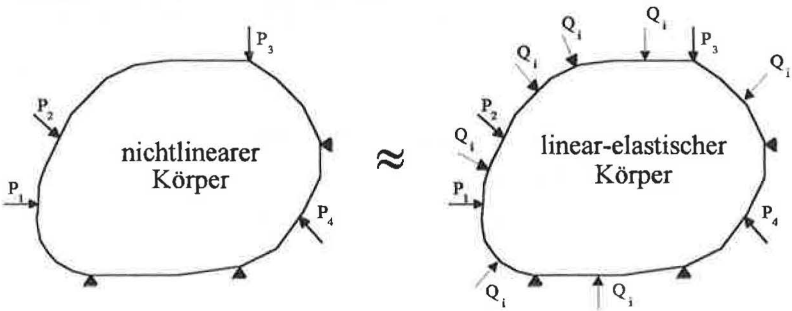


Abbildung 4.9: Schematische Darstellung der Methode der Anfangslasten

Die Berechnung beginnt im ersten Iterations- oder Zeitschritt stets elastisch. In den anschließenden, häufig sehr zahlreichen Iterationen erfolgt jeweils nur eine Korrektur des Lastvektors, also der rechten Seite der Gleichung (4.25). Für die Ermittlung der äquivalenten Knotenkräfte stehen drei Verfahren zur Verfügung:

- **METHODE DER ANFANGSSPANNUNGEN**

Der Ermittlung der äquivalenten Knotenlasten dient das Maß der Spannungsüberschreitung der vorgegebenen Spannungs-Verzerrungsbeziehung nach dem ersten Iterationsschritt, also $\Delta\sigma_1^e$ in Abbildung 4.10. Die Matrix der Spannungsüberschreitungen am Element ergibt sich mit den Bezeichnungen von Abbildung 4.10 zu:

$$\left\{\Delta\sigma_i^e\right\} = [D]\cdot\left\{\Delta\varepsilon_i^e\right\} - \left\{\Delta\sigma_i^{se}\right\} \ . \tag{4.48}$$

Nach Abschnitt 4.1 werden die äquivalenten Knotenlasten am Element wie folgt ermittelt:

$$\left\{\Delta R_i^e\right\} = \int_V [B]^T \left\{\Delta\sigma_i^e\right\} dV \ , \tag{4.49}$$

mit $\left\{\Delta R_i^e\right\}$ als dem Vektor der äquivalenten Knotenlasten am Element e nach dem Iterationsschritt i,

$[B]^T$ der Transponierten der Matrix, die den Zusammenhang zwischen den Verzerrungen und Verschiebungen herstellt, (siehe Gleichung (4.11) und (4.13)), und

$\left\{\Delta\sigma_i^e\right\}$ als Matrix, die die Spannungsüberschreitungen der Spannungs-Verzerrungsbeziehung beinhaltet.

Die Anwendung von Gleichung (4.49) auf alle Elemente der Struktur und anschließende Assemblierung liefert den korrigierenden Kraftvektor $\left\{\Delta R_i\right\}$ für den nächsten Iterationsschritt, wonach analog vorgegangen wird, bis das Konvergenzkriterium (auch Abbruchkriterium genannt) eingehalten wird. Ein einfaches Abbruchkriterium wird erreicht, wenn die größte äquivalente Knotenlast einen vorgegebenen Wert unterschreitet. Aussagekräftiger aufgrund der integrativen Vorgehensweise kann ein Konvergenzkriterium folgendermaßen definiert werden:

$$\sqrt{\sum_{i=1}^{n} \Delta R_i^2} \leq TOL \ , \tag{4.50}$$

mit i als Laufvariabler über alle Freiheitsgrade,

ΔR_i den äquivalenten Knotenkräften und

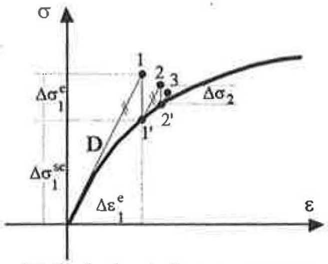
TOL als zu unterschreitender Toleranzgrenze.

- **METHODE DER ANFANGSDEHNUNGEN**

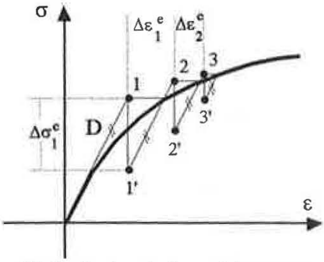
Wie in Abbildung 4.10 dargestellt, dient als Maß für die Ermittlung der äquivalenten Knotenkräfte die Unterschätzung der Verzerrungen bei den ermittelten Spannungszuständen im Vergleich mit der Spannungs-Verzerrungsbeziehung. Aus den Verformungsunterschreitungen wird auf die äquivalenten Spannungsüberschreitungen (beispielsweise von Punkt 1 bis Punkt 1' in Abbildung 4.10) geschlossen:

$$\left\{\Delta\sigma_i^e\right\} = [D]\cdot\left\{\Delta\varepsilon_i^e\right\} . \tag{4.51}$$

Das weitere Vorgehen (Gleichung (4.49) zur Ermittlung der äquivalenten Knotenlasten sowie die Erfüllung des Konvergenzkriteriums) entspricht der Methode der Anfangsspannungen.



Methode der Anfangsspannungen



Methode der Anfangsdehnungen

Abbildung 4.10: Methoden der Anfangslasten

- **VISKOPLASTISCHE METHODE**

Die viskoplastische Methode unterscheidet sich von der Methode der Anfangsdehnungen lediglich durch die unterschiedliche Ermittlung der maßgebenden Verformungen. Diese ergeben sich beim viskoplastischen Algorithmus durch die Multiplikation des Vektors der viskoplastischen Dehnungsänderungen (siehe Gleichung (4.46)) mit einem sogenannten Zeitschritt Δt, der in diesem Zusammenhang ausschließlich Iterationszwecken dient, zu:

$$\varepsilon^{vp} = \Delta t \cdot \dot{\varepsilon}^{vp} = \Delta t \cdot \lambda \cdot A \cdot F(\sigma,h) \cdot \frac{\partial Q(\sigma,h)}{\partial \sigma} \quad . \qquad (4.52)$$

Die Größe des Faktors $\Delta t \cdot \lambda$ bestimmt die Geschwindigkeit der Konvergenz, wobei mathematisch ein oberes Limit für den sogenannten kritischen Zeitschritt in Abhängigkeit vom Bruchkriterium nachgewiesen werden kann. Für das im Rahmen dieser Arbeit verwendete Mohr-Coulombsche Bruchkriterium mit assoziierter Fließregel kann dieses Zeitschrittlimit theoretisch abgeleitet und aus den Materialkennwerten bestimmt werden (siehe CORMEAU (1976)) und lautet:

$$\Delta t_{krit} = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{4 \cdot \left(1 - \mu - 2 \cdot \mu^2\right)}{E \cdot \left(1 - 2 \cdot \mu + \sin^2 \varphi\right)} \quad . \qquad (4.53)$$

Für eine zu berechnende Finite Elemente Struktur ist unter Berücksichtigung der verschiedenen definierten Materialien der insgesamt kleinste kritische Zeitschritt maßgebend. Hinsichtlich der erreichbaren Konvergenzgeschwindigkeiten ist bei vorgenannter Gleichung insbesondere die Abhängigkeit des kritischen Zeitschrittes vom Elastizitätsmodul und der Querdehnzahl des Materials zu beachten.

Ist bei einer Struktur trotz Einhaltung des kritischen Zeitschrittes nach einer größeren Anzahl von Iterationen keine Konvergenz zu beobachten, deutet dies auf eine Überschreitung der Traglast des Systems hin. Aufgrund dieser Eigenschaft ist der viskoplastische Algorithmus für die Berechnung von Systemen mit hohem Plastifizierungsgrad - und damit für Untersuchungen zur Ermittlung der Systemtraglast - besonders geeignet.

Das Verfahren zur Ermittlung der äquivalenten Knotenlasten und zur Kontrolle der einzuhaltenden Toleranzgrenze gleicht dem der Methode der Anfangsdehnungen.

4.4 Auswahl und Beschreibung des verwendeten Programmsystems

Neben allgemeingültigen Kriterien wie der Qualität der Ergebnisprognose, der Anzahl der erforderlichen Eingangsparameter, der Handhabbarkeit usw. war für die in Kapitel 5 vorgestellten Berechnungen folgendes besonders zu berücksichtigen:

1. Aufgrund der Zielsetzung, die Berechnungen bis zum Erreichen der Traglast der Zweischichtensysteme auszuführen, war mit erheblichen Plastifizierungen der Systeme innerhalb der Tragschicht und auch im Untergrund zu rechnen. Hinsichtlich der Iterationsalgorithmen zur Gleichgewichtsfindung war diesbezüglich insbesondere der extreme Steifigkeitsunterschied des Tragschicht- und Untergrundmaterials zu beachten, der bis zu einem Faktor von 150 reichte.

2. Weiterhin war die ausgeprägte Nichtlinearität des Elastizitätsmoduls der Materialien sowie insbesondere die Spannungsabhängigkeit der Scherparameter des Tragschichtmaterials (siehe hierzu die durchgeführten Triaxialversuche) zu berücksichtigen.

Hinsichtlich des erstgenannten Kriteriums war ein äußerst stabiler Iterationsalgorithmus zum Abbau bzw. der Umlagerung der unzulässigen Spannungen erforderlich. Diesbezüglich weisen die Methoden der Anfangslasten, insbesondere das elastisch - viskoplastische Verfahren, erfahrungsgemäß Vorteile gegenüber den Methoden der modifizierten Steifigkeiten auf. Da bei diesen Methoden jedoch nur ein für das gesamte System gleich großer Iterationsschritt, der eine reziproke Abhängigkeit zur Materialsteifigkeit aufweist (siehe Gleichung (4.53)), in die Berechnung eingeführt werden kann, ermittelt sich der Zeitschritt auch für das Untergrundmaterial aus den elastischen Parametern der Tragschicht und liegt somit bis zum Faktor von 150 unter dem, für das Untergrundmaterial eigentlich maßgebenden, kritischen Zeitschritt. Ein entsprechend langsames Konvergenzverhalten bei Erreichen der Fließgrenze des Untergrundmaterials ist deshalb zu erwarten.

Weiterhin wies das zur Verfügung stehende Programmsystem mit viskoplastischem Algorithmus nur die Möglichkeit zur Berücksichtigung von elastisch-idealplastischem Materialverhalten auf, weshalb die Abhängigkeit der Scherparameter vom Spannungszustand (zweites oben genanntes Kriterium) ohne Erweiterung des Programmsystems keine Beachtung finden konnte.

Es wurden deshalb zunächst Berechnungen auf der Basis nichtlinear-elastischer Stoffgesetze ausgeführt, deren Iterationsverfahren immer auf Methoden der modifizierten Steifigkeit beruhen, da nicht nach elastischen und plastischen Verzerrungen unterschieden wird. Aufgrund der erheblichen Steifigkeitsunterschiede zwischen Tragschicht- und Untergrundmaterial traten jedoch erhebliche Probleme bei der Gleichgewichtsfindung auf und die unausgeglichenen Restknotenkräfte (Kriterium für den Iterationsabbruch) konnten selbst bei relativ niedrigem Lastniveau (ca. 30 % der Bruchlast) nicht auf ein befriedigendes Maß reduziert werden.

Die nachfolgend erläuterten Berechnungen wurden deshalb mit dem am Lehrstuhl zur Verfügung stehenden Programmsystem MISES3 der Firma TDV, Graz, ausgeführt.

4.4.1 Besonderheiten zum verwendeten Programmsystem MISES3

Es werden nur die wichtigsten Besonderheiten des verwendeten Programmsystems erläutert, die für das Verständnis der vorliegenden Arbeit von Bedeutung sind.

STOFFGESETZ UND ITERATIONSMETHODE

Auf Basis isoparametrischer Elementformulierungen mit quadratischem Verschiebungsansatz geht der im Programm implementierte Algorithmus zum Abbau der unzulässigen Spannungen von idealelastisch-viskoplastischem Materialverhalten aus und ist demzufolge der Methode der Anfangslasten zuzuordnen (siehe Abschnitt 4.3.2). Als Verfahren mit konstanter Steifigkeit muß die Gesamtsteifigkeitsmatrix des Systems also innerhalb eines Berechnungslaufes nur einmal gebildet und trianguliert werden, was eine erhebliche Rechenzeitersparnis mit sich bringt. Einerseits sind somit relativ viele Iterationen bei vertretbarem Zeitaufwand durchführbar, andererseits kann keine Anpassung der elastischen Parameter und der Scherparameter der Materialien aufgrund veränderter Belastungssituationen erfolgen.

FLIESSBEDINGUNG

Zur Abgrenzung der elastischen von den plastischen Bereichen stehen die Bruchkriterien nach Mohr-Coulomb, von Mises, Drucker-Prager und Tresca zur Verfügung, wobei neben dem sogenannten echten Drucker-Prager Kriterium verschiedene Aufweitungen desselben im Spannungsraum definiert werden können.

FLIESSREGEL

Das plastische Potential der Fließregel, siehe Gleichung (4.40), entspricht der Fließfläche (assoziiertes Fließgesetz), so daß der Dilatanzwinkel mit dem Reibungswinkel übereinstimmt. Das Dilatanzverhalten des rein kohäsiven Untergrundes wird durch diese Vorgehensweise im Vergleich mit der Versuchsdurchführung (CU-Versuche) richtig erfaßt, während das dilatante Verhalten der Tragschicht leicht überschätzt wird, woraus etwas zu große Volumenzunahmen und somit Hebungen der Tragschicht resultieren können. Da sich im Systemzusammenhang numerisch sehr viel größere Verformungen fast ausschließlich aus dem viel weicheren Untergrundmaterial ergeben, kann eine vergleichsweise minimale Überschätzung der Hebungen des Tragschichtmaterials zugunsten des rechentechnischen Vorteils einer symmetrischen Gesamtsteifigkeitsmatrix praktisch ohne Genauigkeitsverluste in Kauf genommen werden.

MULTI-LAMINATE MODELL

Im Rahmen des implementierten, sogenannten "multi-laminate" Modells können Elementgruppen diskrete Trennflächen zugewiesen werden, für die Scherparameter, unabhängig von denen der Elemente zu definieren sind und die in der Berechnung getrennt abgeprüft werden. Ein Abbau von höheren, als den nach der Fließbedingung zulässigen Spannungen erfolgt wiederum nach dem viskoplastischen Algorithmus. Ursprünglich wurde dieses Materialgesetz für die Simulation von Trennflächen in Fels entwickelt und wird vorliegend für die Begrenzung der Schubkraftübertragung vom Bodenmaterial in die Bewehrung eingesetzt. Die hierfür erforderlichen Scherparameter können durch direkte Scherversuche ermittelt werden.

TENSION-CUT-OFF

Lockerböden können in der Regel Zugspannungen nur sehr begrenzt oder überhaupt nicht aufnehmen. Durch das Materialgesetz Tension-cut-off wird das Maß der zulässigen Zugspannungen unabhängig von der Kohäsion festgelegt (siehe auch Abbildung (4.5)).

Üblicherweise erfolgt in der numerischen Berechnung eine Spannungsumlagerung zur Einhaltung der zulässigen Zugspannungen nach dem jeweils implementierten Iterationsalgorithmus. In Wirklichkeit jedoch führt die Überschreitung der aufnehmbaren Zugspannungen zu einer mehr oder weniger ausgeprägten Rissebildung. Ein geometrisch nichtlineares Vorgehen mittels Kluft- bzw. Bruchverfolgungsmethoden, wodurch benachbarte Elemente bei Zugversagen sich voneinander lösten, bei geänderter Spannungssituation jedoch gegebenenfalls wieder Druck übertragen könnten und wieder aneinandergepreßt würden, käme den tatsächlichen Bruchvorgängen wesentlich näher. Darüber hinaus würden die beobachteten Probleme beim Konvergenzverhalten bei Zugversagen deutlich verringert. Diese Aussagen konnten durch manuelle Eingriffe - Lösen von Knotenverbindungen zwischen Elementen, die durch zu hohe Zugspannungen plastifizierten - bestätigt werden. Im Rahmen der Parametervariationen wurde dies aufgrund des erheblichen Aufwandes nicht ausgeführt, weshalb eine Umverteilung der unzulässigen Spannungen nach dem viskoplastischen Algorithmus erfolgte.

THIN-LAYER JOINT ELEMENT

Isoparametrische, achtknotige Elemente mit quadratischem Verschiebungsansatz können zu sogenannten "Thin-Layer" Elementen definiert werden. Für diese kann dann der Schubmodul für verschiedene Richtungen unabhängig vom Elastizitätsmodul und der Querdehnzahl angegeben werden.

Vorliegend erfolgte die Verbindung der Bewehrungselemente - modelliert durch Stabelemente - mit den Bodenelementen durch eine Zwischenschaltung der Thin-Layer Elemente. Das Verbundverhalten, insbesondere Relativverschiebungen zwischen Boden und Bewehrung, die bei direkten Scher- und Herausziehversuchen zu beobachten sind, kann so durch starke Schubverzerrungen der Elemente beschrieben werden. Die numerische Unempfindlichkeit dieser Elemente ermöglicht außerdem extreme Längen/Breiten-Verhältnisse (Länge/Breite < 10 ist unproblematisch, Länge/Breite < 100 ist möglich), so daß die Verbundbereiche genügend dünn gehalten werden können, daher auch die Bezeichnung "Thin Layer". Die mathematischen Grundgleichungen zur Formulierung der Elemente sind in DESAI/ZAMAN/LIGHTNER/SIRIWARDANE (1984) zusammengestellt.

Schließlich kann diesen Elementen eine diskrete Trennfläche (englisch: joint) - ähnlich dem multi-laminate Modell - parallel zur Bewehrung zugewiesen werden, um die Übertragung von Scherkräften in die Bewehrung realistisch zu begrenzen. Derart definierte Elemente werden als Thin-Layer Joint Elemente bezeichnet.

Hinsichtlich des Konvergenzverhaltens ist anzumerken, daß für Thin-Layer Elemente kein theoretisch kritischer Zeitschritt nach Gleichung (4.53) angegeben werden kann. Divergentes Verhalten von Thin-Layer Elementen deutet also nicht unbedingt auf die Stabilitätsgrenze des Systems hin. In der praktischen Anwendung zeigte sich bei diesen Elementen auch ein deutlich schlechteres Konvergenzverhalten, weshalb die in erster Näherung verwendete Zeitschrittlänge nach Gleichung (4.53) teilweise um 50 % bis 200 % verändert wurde. Rechenzeitverkürzungen in der Größenordnung von 50 %, aber auch erhebliche Oszillationen in der Lösung und gelegentlich gänzlich divergentes

Verhalten (z.B. Verformungen im km-Bereich) waren die Folge. Ähnliche Erfahrungen werden auch in SCHWEIGER/HAAS/HANDEL (1991) bei der Nachrechnung von Herausziehversuchen mitgeteilt.

AUSNUTZUNGSGRAD

Bei elastisch-viskoplastischen Stoffgesetzen ist eine "zeitweise" Überschreitung der Fließbedingung erlaubt, wobei im Rahmen des Iterationsalgorithmus eine Umlagerung der Spannungen, mit dem Ziel zulässige Spannungszustände zu erhalten, erfolgt. Hierbei kann zwar eine Annäherung an die Fließfläche theoretisch beliebig nah erfolgen, diese wird jedoch nie erreicht bzw. unterschritten. Vorausgesetzt wird hierbei, daß die aufgebrachte Belastung unterhalb der Traglast des Systems liegt. Zur Beurteilung des Spannungszustands wird deshalb ein Ausnutzungsgrad β_σ bei Verwendung des Mohr-Coulombschen Bruchkriteriums folgendermaßen definiert:

$$\beta_\sigma = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin\varphi + 2 \cdot c \cdot \cos\varphi}, \tag{4.54}$$

wobei gilt: $\beta_\sigma < 1$ Spannungszustand elastisch,

$\beta_\sigma = 1$ Spannungszustand erreicht gerade die Fließgrenze,

$\beta_\sigma > 1$ Spannungszustand überschreitet die Fließgrenze.

4.5 Erweiterungen des Programmsystems

Das eingesetzte Programmsystem berücksichtigt physikalische Nichtlinearitäten mit Hilfe des in Abschnitt 4.2.4 dargestellten elastisch-viskoplastischen Stoffgesetzes und erlaubt daher im elastischen Bereich nur die Verwendung konstanter Materialparameter. Aufgrund der im Rahmen der Triaxialversuche festgestellten Nichtlinearitäten der Steifigkeit von Tragschicht- und Untergrundmaterial im elastischen Bereich erschien eine diesbezügliche Erweiterung des Programmsystems unumgänglich.

Weiterhin wurde bereits auf die ausgeprägte Spannungsabhängigkeit der Scherparameter (siehe Abschnitt 3.2.3 bzw. Abbildung 3.14) des Tragschichtmaterials hingewiesen. Zur realistischen Beschreibung der Spannungs-Verformungsbeziehungen und insbesondere hinsichtlich der Ermittlung von Systemtraglasten erfolgte eine entsprechende Weiterentwicklung des FE-Programmes.

Bei der numerischen Analyse der Feldversuche auf Basis der Methode der Finiten Elemente bis zum Erreichen der jeweiligen Traglast ist mit erheblichen Systemverformungen (Verzerrungen und insbesondere Gleitungen) zu rechnen. Die Berücksichtigung geometrischer Nichtlinearitäten ist jedoch in der vom Hersteller verfügbaren Form des verwendeten Programmpaketes MISES3 nicht vorgesehen. Eine Erweiterung des Programmpaketes zur Berücksichtigung großer Verformungen (Theorie 2. Ordnung) erschien deshalb ebenfalls erforderlich.

4.5.1 Nichtlinearelastisch-viskoplastisches Stoffgesetz

Die Systemverformung einer belasteten Tragschicht auf weichem Untergrund setzt sich aus elastischen und plastischen Anteilen (Gleichung 4.44) zusammen. Im niedrigen Lastbereich wird von keinem oder nur wenigen Elementen das Bruchkriterium erreicht, so daß zunächst die elastischen Verformungen überwiegen. Mit zunehmender Belastung und Ausdehnung der plastifizierten Bereiche, aus denen sich keine elastischen Verformungen mehr ergeben, übertreffen dann die plastischen Verformungsanteile die elastischen teilweise um ein Vielfaches.

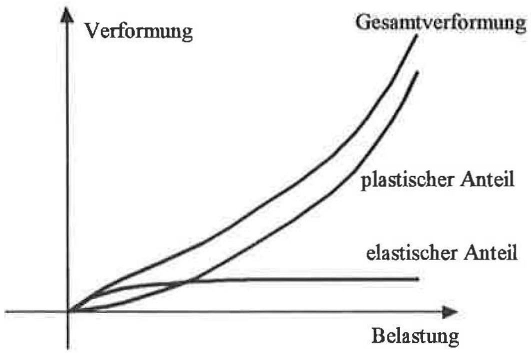


Abbildung 4.11: Prinzipieller Verlauf der Verformungen bei hochbelasteten Systemen

Die Auswertung der Triaxialversuche ergab für das Untergrundmaterial im maßgebenden Spannungsbereich einen Elastizitätsmodul zwischen 480 und 670 kN/m² (siehe Abbildung 3.10) und eine Querdehnzahl zwischen 0.44 und 0.48 (Abbildung 3.9). Für die Kiestragschicht wurde ein Elastizitätsmodul von 50 MN/m² bis über 200 MN/m² ermittelt. Ohne Anpassung des Programmsystems an diese Gegebenheiten müßte mit mittleren Parametern gearbeitet werden. Eine Unterschätzung der elastischen Verformungen bei niedrigem und eine Überschätzung bei hohem Lastniveau wären die Folge.

Die Erweiterung des ursprünglich zur Verfügung stehenden idealelastisch-viskoplastischen Algorithmus zur Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Materialparameter erfolgte dergestalt, daß im elastischen Bereich die jeweils maßgebenden, spannungsabhängigen Parameter Eingang in die Berechnungen fanden. Dies wird im folgenden als nichtlinearelastisch-viskoplastisches Materialverhalten bezeichnet.

Die Elementsteifigkeitsmatrix D in Gleichung (4.45) erhält somit eine Abhängigkeit vom jeweiligen Spannungszustand und lautet

$$\sigma = \left[D(\sigma)\right] \cdot \varepsilon^{el} = \left[D(\sigma)\right] \cdot \left(\varepsilon - \varepsilon^{vp} - \varepsilon_0\right) + \sigma_0 \ . \tag{4.55}$$

Entsprechend ist dann auch die Gesamtsteifigkeitsmatrix K (Gleichung 4.25) vom Spannungszustand abhängig.

Bei der Auswertung entsprechender Laborversuche zur Gewinnung der elastischen Parameter muß eine Trennung von plastischen und elastischen Verformungsanteilen vorgenommen werden, da mit dem vorliegenden Materialgesetz die plastischen Verformungsanteile mit Hilfe sogenannter viskoplastischer Dehnungsinkrementen erfaßt werden, während bei den bekannten nichtlinear-elastischen oder auch pseudoelastischen Stoffgesetzen (z.B. nach Duncan/Chang, siehe Abschnitt 4.2.2) die Berücksichtigung von plastischen Verformungsanteilen durch entsprechend angepaßte, elastische Parameter erfolgt.

Zur Anpassung der Materialparameter an den jeweiligen Spannungszustand wird die aufzubringende Belastung in Lastinkremente aufgeteilt. Für jedes Lastinkrement wird mittels des elastisch - viskoplastischen Algorithmus (Methode der Anfangslasten) der zulässige Spannungszustand ermittelt. Vor Aufbringung des nächsten Lastinkrementes erfolgt eine Aktualisierung der dann maßgebenden Materialparameter, wonach die Element- und Gesamtsteifigkeitsmatrizen neu zu ermitteln und zu triangulieren sind. Zur Berücksichtigung der Nichtlinearität wird also zusätzlich ein Verfahren aus der Gruppe der Methoden der modifizierten Steifigkeit verwendet. Aufgrund der inkrementellen Anpassung an die jeweilige Spannungs-Verzerrungsbeziehung handelt es sich um ein Verfahren der tangentialen Steifigkeit (siehe Abschnitt 4.3.5).

Durch die beschriebene Erweiterung des Programmsystems erfolgt also die Erfassung des physikalisch nichtlinearen Materialverhaltens innerhalb eines Lastinkrementes nach der Methode der Anfangslasten und zwischen den Belastungsstufen durch die Methode der tangentialen Steifigkeit. In nachfolgender Abbildung 4.12 ist das numerische Vorgehen grafisch für zwei Lastinkremente mit jeweils drei Iterationen für ein System mit nur einem Freiheitsgrad verdeutlicht.

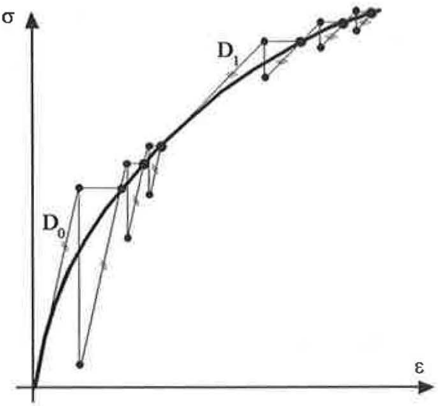


Abbildung 4.12: Numerisches Verfahren zur Berücksichtigung der physikalischen Nichtlinearität bei nichtlinearelastisch-viskoplastischem Materialverhalten

Zur Beschleunigung der Berechnung können bei niedriger Belastung mit gegebenenfalls geringer Veränderlichkeit der Parameter größere Lastinkremente eingeführt werden. Es kann ebenfalls ohne wesentlichen Verlust an Genauigkeit mit größeren Lastinkrementen gearbeitet werden, wenn das für die Materialparameter maßgebliche Spannungsniveau auf Basis des halben Lastinkrementes bestimmt wird, wobei ein früherer Abbruch einer solchen Berechnung erfolgen kann, da diese lediglich zur Abschätzung des "mittleren" Spannungsniveaus dient. Ein solches Vorgehen wäre wiederum der Methode der tangentialen Steifigkeit zuzurechnen, wobei dann jedoch die Tangente nicht am Startpunkt (siehe Abbildung 4.12), sondern etwa im mittleren Bereich des Lastinkrementes angelegt wird.

Zur Beschreibung der jeweiligen Abhängigkeiten der Materialparameter vom Spannungszustand können prinzipiell verschiedenartige Funktionen durch Anpassung mittels Randbedingungen aus Labor- oder auch Feldversuchen festgelegt werden. In Bezug auf Handhabbarkeit, Genauigkeit und Flexibilität der zu beschreibenden funktionalen Zusammenhänge erschien es günstiger, die jeweiligen Abhängigkeiten mit einem vom Anwender vorzugebenden Polygonzug zu definieren. Es kann für jede festzulegende Schar von Materialparametern ein beliebiger Polygonzug im jeweiligen Koordinatensystem (z.B.: Elastizitätsmodul E über erster Spannungsinvariante I_1) definiert und mittels Texteditor in eine Parameterdatei übertragen werden. Es ist dem Anwender überlassen, in welchen Spannungsbereichen eine engere Abstufung der Polygonpunkte aufgrund starker Gradienten der zu beschreibenden Funktion erforderlich ist. Beliebige funktionale Zusammenhänge können so nahezu in jeder gewünschten Genauigkeit simuliert werden.

Zur Verdeutlichung ist in Abbildung 4.13 beispielhaft eine vorgegebene Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der ersten Spannungsinvariante dargestellt und ein angepaßter Polygonzug eingezeichnet, wobei zum Zwecke der Übersichtlichkeit nur vier maßgebende Spannungsintervalle eingetragen wurden. Innerhalb der Intervalle erfolgt die Ermittlung der Materialparameter durch lineare Interpolation.

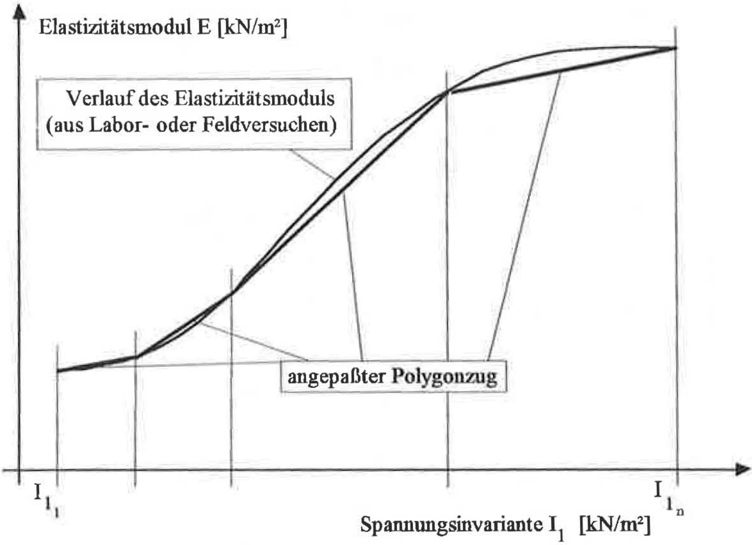


Abbildung 4.13: **Beschreibung der Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der ersten Spannungsinvariante durch angepaßten Polygonzug**

Die programmtechnische Umsetzung des erläuterten Vorgehens wird im folgenden Abschnitt beschrieben.

4.5.2 Spannungsabhängige Scherparameter

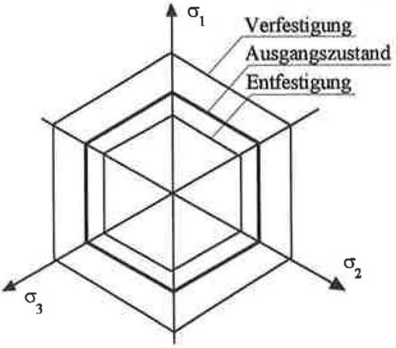
Für das Tragschichtmaterial wurden im Zuge der Auswertungen der Laborversuche im maßgebenden Belastungsbereich Reibungswinkel zwischen 41 und 51 Grad und Kohäsionen zwischen 24 und 88 kN/m² ermittelt (siehe auch Abbildung 3.14). Die Annahme von Sekantenwerten, wie sie nach DIN 18137 Verwendung finden könnten, würde zu einer erheblichen Unterschätzung der Tragfähigkeit des Kiesmaterials führen. Die plastischen Deformationen in der Tragschicht und damit die ermittelten plastischen Verformungen würden über-, die Systemtraglasten unterschätzt und fehlerbehaftete Spannungsverteilungen würden ermittelt werden.

Eine definierte Veränderlichkeit der Fließfläche in Abhängigkeit von den plastischen Verzerrungsinkrementen und/oder den Spannungen wird als Ver- bzw. Entfestigungsgesetz bezeichnet. Vorliegend erschien eine Anpassung der Fließfläche sowie der Fließregel (assoziiertes Fließgesetz) insbesondere an den jeweiligen Spannungszustand erforderlich, ähnlich einem Ver- bzw. Entfestigungsgesetz. Die verwendete Mohr-Coulombsche Fließfläche (siehe Gleichung 4.39), in den Hauptspannungen formuliert, lautet somit:

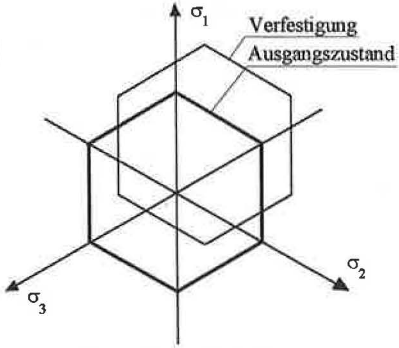
$$F(\sigma) = \tfrac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \tfrac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi(\sigma)) - c(\sigma) \cdot \cos(\varphi(\sigma)) \, . \qquad (4.56)$$

Gleichung (4.56) drückt eine allseitige Aufweitung bzw. Einengung der Fließfläche im Hauptspannungsraum aus, vergleichbar einer isotropen Ver- bzw. Entfestigung. Eine

Verschiebung der Fließfläche im Hauptspannungsraum wird demgegenüber als kinematische Verfestigung bezeichnet. Aus der Literatur sind auch gemischte (Aufweitung und Verschiebung) Verfestigungsgesetze bekannt.



Isotrope Ver- bzw. Entfestigung



Kinematische Verfestigung

Abbildung 4.14: Isotrope und kinematische Verfestigung am Beispiel der Fließbedingung von Tresca

Unter Ansatz der ermittelten Materialparameter ist vorliegend von einer isotropen Verfestigung für das Tragschichtmaterial bei niedrigem und mittlerem Spannungsniveau auszugehen, da im Vergleich zu den Sekantenwerten der Scherparameter nach DIN 18137 eine allseitige Aufweitung der Fließfläche erfolgt (siehe auch Abbildung 3.13).

Die Änderung des viskoplastischen Dehnungsvektors beträgt unter Berücksichtigung der assoziierten Fließregel und den Bezeichnungen nach Abschnitt 4.2.4

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = \lambda \cdot A \cdot F(\sigma) \cdot \frac{\partial F(\sigma)}{\partial \sigma} \,. \tag{4.57}$$

Der kritische Zeitschritt Δt_{krit} (siehe Abschnitt 4.3.6) ist für das gesamte System einheitlich festzulegen und ergibt sich zu

$$\Delta t_{krit} = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{4 \cdot \left(1 - \mu(\sigma) - 2 \cdot (\mu(\sigma))^2\right)}{E(\sigma) \cdot \left(1 - 2 \cdot \mu(\sigma) + (\sin(\varphi(\sigma)))^2\right)} \,. \tag{4.58}$$

Der sich ergebende kleinste Wert bei Anwendung von Gleichung (4.58) auf alle Elemente ist für den gesamten Berechnungsausschnitt maßgebend und lautet

$$\Delta t_{krit,System} = MIN\left[\Delta t_{krit,i}\right] \,, \tag{4.59}$$

mit $\Delta t_{krit,System}$ maßgebendem Zeitschritt für den Berechnungsausschnitt und

$\Delta t_{krit,i}$ jeweiligem Zeitschritt, der sich für das Element i ergibt, wobei alle Elemente zu durchlaufen sind.

Die viskoplastischen Verformungen ergeben sich schließlich zu:

$$\varepsilon^{vp} = \Delta t \cdot \dot{\varepsilon}^{vp} = \Delta t \cdot \lambda \cdot A \cdot F(\sigma) \cdot \frac{\partial F(\sigma)}{\partial \sigma} =$$

$$= \frac{4 \cdot \left(1 - \mu(\sigma) - 2 \cdot (\mu(\sigma))^2\right)}{E(\sigma) \cdot \left(1 - 2 \cdot \mu(\sigma) + (\sin(\varphi(\sigma)))^2\right)} \cdot A \cdot$$

$$\cdot \left(\tfrac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \tfrac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi(\sigma)) - c(\sigma) \cdot \cos(\varphi(\sigma))\right) \cdot$$

$$\cdot \tfrac{1}{2} \cdot \frac{\partial}{\partial \sigma}\left((\sigma_1 - \sigma_3) + \tfrac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi(\sigma)) - c(\sigma) \cdot \cos(\varphi(\sigma))\right) \tag{4.60}$$

Um die Materialparameter dem jeweiligen Spannungszustand anpassen zu können, erfolgt wiederum eine inkrementelle Lastaufbringung, wie unter Absatz 4.5.1 erläutert. Die Materialparameter werden nach jedem Lastinkrement aktualisiert. Die Beschreibung der Abhängigkeiten der Materialparameter erfolgt ebenfalls mit einem vom Anwender zu definierenden Polygonzug. Es können deshalb nahezu beliebige funktionale Zusammenhänge berücksichtigt werden. Abbildung 4.15 zeigt dies beispielhaft.

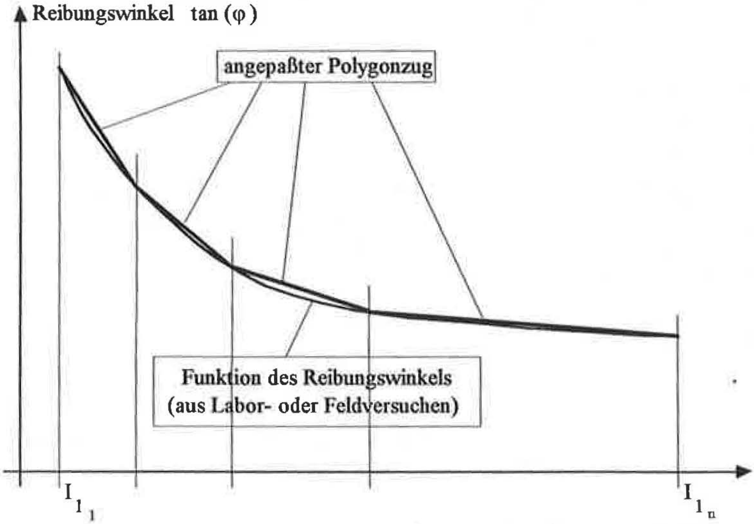


Abbildung 4.15: Beschreibung der Abhängigkeit des Reibungswinkels von der ersten Spannungsinvariante durch angepaßten Polygonzug

PROGRAMMTECHNISCHE UMSETZUNG

Die programmtechnische Umsetzung zur Berücksichtigung veränderlicher elastischer Parameter (Abschnitt 4.5.1) geschieht in ähnlicher Form wie die Einbeziehung spannungsabhängiger Scherparameter und ist nachfolgend erläutert.

1. Festlegung der Materialparameter zu Beginn der Berechnung:

   Hierzu wird zunächst der initielle Spannungszustand infolge Eigengewicht des zu berechnenden Systems vor Lastaufbringung ermittelt. Im Anschluß daran werden den einzelnen Elementen die vom jeweiligen Spannungszustand abhängigen Parameter zugewiesen. Es sind anzugeben:

   - Elastizitätsmodul,
   - Querdehnzahl,
   - Reibungswinkel vor dem Bruch für die Fließfunktion und die Fließregel,
   - Kohäsion vor dem Bruch für die Fließfunktion und die Fließregel,
   - Reibungswinkel nach dem Bruch: sprunghafte Ver- oder Entfestigung des Materials (hier nicht von Bedeutung),
   - Kohäsion nach dem Bruch: sprunghafte Ver- oder Entfestigung des Materials (hier nicht von Bedeutung),
   - Zugfestigkeit vor dem Bruch für das Fließgesetz: Tension-cut-off und
   - Zugfestigkeit nach dem Bruch mit sprunghafter Ver- oder Entfestigung des Materials für das Fließgesetz Tension-cut-off.

2. Bandbreitenoptimierung und Bestimmung der Frontbreite des Gleichungssystems
3. Berechnung der Elementsteifigkeiten und der Gesamtsteifigkeitsmatrix und Dreieckszerlegung derselben
4. Einlesen des Spannungszustandes aus Eigengewicht als initielle Spannungen
5. Aufbringung eines Lastinkrementes und Gleichgewichtsfindung mittels des elastisch-viskoplastischen Algorithmus nach der Methode der Anfangslasten, also mit wiederholter Korrektur des Lastvektors
6. Festlegung der nun maßgeblichen Materialparameter auf Basis der veränderten Spannungszustände (siehe Punkt 1)
7. Neuberechnung der Elementsteifigkeiten und der Gesamtsteifigkeitsmatrix und Dreieckszerlegung derselben
8. Einlesen des nun maßgeblichen Spannungszustandes als initielle Spannungen (Eigengewicht und Spannungsanteile aus bereits gerechneten Lastinkrementen)
9. Weiter ab Punkt 5.

In Abbildung 4.16 ist der Programmablauf grafisch dargestellt.

4.5.3 Geometrische Nichtlinearität

Die bei den Feldversuchen maximal gemessenen Vertikalverformungen lagen in einer Größenordnung von 30 cm und waren damit um den Faktor 1.5 größer als die Breite des Lastbalkens. Bei flächigen, weit ausgedehnten Auflasten, wo bei der numerischen Analyse im wesentlichen Kompressionen der Finiten Elemente bis in große Tiefen und nur untergeordnet erhebliche Gleitungen zu erwarten sind, kann die geometrische Nichtlinearität eher vernachlässigt werden. Bei den vorliegenden Vertikalverformungen und geometrischen Abmessungen der Belastungseinrichtung ist jedoch mit ausgeprägten Muldenbildungen zu rechnen, die entsprechende Gleitungen der Finiten Elemente voraussetzen.

Zur Berücksichtigung der physikalischen Nichtlinearität, wie unter Abschnitt 4.5.1 und 4.5.2 beschrieben, war es bereits erforderlich, die Belastung in Inkrementen aufzubringen. Darauf aufbauend wurde ein Algorithmus entwickelt, der nach jedem Lastinkrement anhand der ermittelten Verformungen die geometrischen Abmessungen des Systems korrigierte, so daß das nächste Lastinkrement jeweils auf das verformte System aufgebracht werden konnte.

Die programmtechnische Umsetzung erfolgte dergestalt, daß vom Anwender lediglich die entsprechenden Stapeldateien zu starten sind, so daß dann die gewünschten Programmodule durchlaufen werden. Es können so geometrisch nichtlineare und physikalisch nichtlineare Berechnungen (nichtlinearelastisch-viskoplastisch nach Abschnitt 4.5.1) ausgeführt sowie spannungsabhängige Scherparameter (nach Abschnitt 4.5.2) berücksichtigt werden, oder es kann eine beliebige Kombination erfolgen.

Der jeweilige Programmablauf ist der Abbildung 4.16 zu entnehmen.

4.5.4 Kopplung an ein vorhandenes CAD-Programm

Die numerische Eingabe der Systemgeometrie (Knotenpunkte, Elemente, Randbedingungen, Belastungen etc.) bei FE-Analysen gestaltet sich ohne grafisch-interaktive Unterstützung relativ zeitaufwendig und fehleranfällig. Dies erfolgte deshalb mit Hilfe des Postprozessors ALLFEM des CAD-Programmsystems ALLPLOT der Nemetschek GmbH, München. Hinsichtlich der dabei zur Verfügung stehenden Hilfsmittel zur Generierung der Geometrie des Berechnungsausschnittes sei auf NEMETSCHEK/GOLD (1988) verwiesen.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde ein Schnittstellenprogramm entwickelt, welches auf die Datenstruktur des CAD-Programmes zugreift und die Umsetzung der problembezogenen Informationen (Elementtyp, Knotenpunkt etc.) auf ASCII - Dateien besorgt. Diese können für die Berechnungen mit MISES3 ohne weitere Bearbeitung als Eingabedateien verwendet werden.

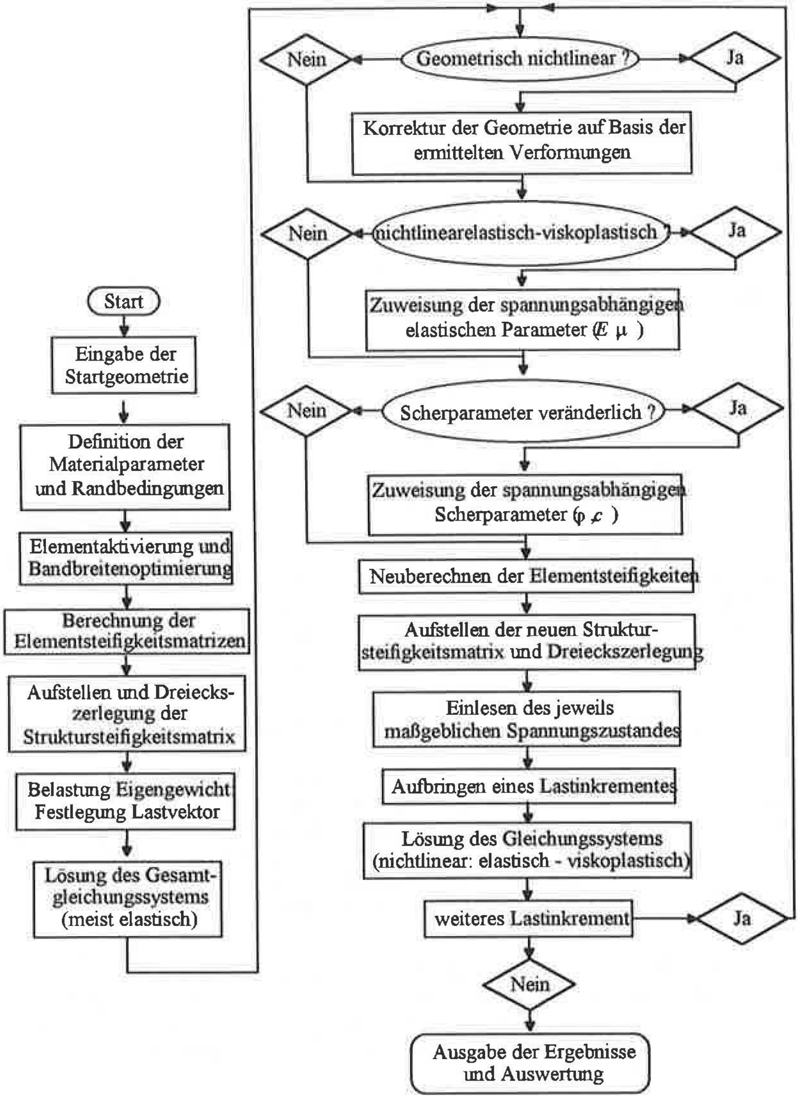


Abbildung 4.16: Ablaufdiagramm für die Erfassung physikalischer und geometrischer Nichtlinearitäten

5 Analyse des Systemverhaltens von Zweischichtensystemen mit Hilfe von FE-Berechnungen

ZIEL DER BERECHNUNGEN

Bei den nachfolgend beschriebenen Berechnungen auf Basis der Methode der Finiten Elemente (FEM) wurden folgende Ziele verfolgt:

- Untersuchung der grundsätzlichen Unterschiede im Tragverhalten bewehrter und unbewehrter Zweischichtensysteme im Gebrauchslastbereich
- Ausführung der Berechnungen bis zum Erreichen der Bruchlast der Zweischichtensysteme für das numerische Modell und Verifikation der Qualität der Prognose durch Vergleich mit den durchgeführten Feldversuchen
- Analyse der bodenmechanischen Wirkungsweise einer Bewehrung im Zweischichtensystem zur ursächlichen Ermittlung der Traglasterhöhung bewehrter Systeme
- Einfluß der Tragschichthöhe auf das Trag- und Verformungsverhalten
- Einfluß der Steifigkeit der Bewehrung auf das Trag- und Verformungsverhalten
- Verifikation der Qualität der ermittelten Spannungs- und Verformungsverteilungen durch Vergleich mit den Ergebnissen der Feldversuche.

5.1 Modellierung, Materialparameter und Ausführung der Berechnungen

MODELLIERUNG

Aufgrund der Konzeption der Versuchsdurchführung konnte für die Berechnungen vom ebenen Verformungszustand ausgegangen werden. Die Systemsymmetrie ermöglichte weiterhin die Beschränkung der Modellierung auf eine Systemhälfte. Die entsprechend erforderlichen Randbedingungen sowie die Systemgeometrie sind der Abbildung 5.1 zu entnehmen.

Die Diskretisierung der Bodenmaterialien erfolgte durch achtknotige, isoparametrische Elemente mit quadratischem Verschiebungsansatz. Für die Bewehrung wurden dreiknotige, wiederum isoparametrische Stabelemente verwendet. Die Modellierung der Übergangsbereiche Kiestragschicht zur Bewehrung und Seeton zur Bewehrung erfolgte ebenfalls durch achtknotige Elemente, die als Thin-Layer Joint Elemente mit einer diskreten Trennfläche parallel zur Bewehrung zur realistischen Begrenzung von Scherkräften definiert wurden. Die Dicke der Thin-Layer Joint Elemente betrug jeweils 3.0 mm. Im unmittelbaren Lastbereich lag somit ein Verhältnis Länge zu Dicke von etwa 1:11 vor, welches mit zunehmendem Abstand von der Symmetrieachse aufgrund der gröberen Elementierung auf bis zu 1:100 anwuchs. Für die Analyse des unbewehrten Systems wurden Rechenläufe ohne Stabelemente und Thin-Layer Joint Elemente ausgeführt.

Die Lastfläche wurde ebenfalls durch achtknotige, isoparametrische Elemente, die dann durch eine Oberflächenlast beaufschlagt wurden, modelliert. Durch Zuweisung eines entsprechend hohen Elastizitätsmoduls entsprach diese Elementgruppe weitgehend der bei den Versuchen verwendeten starren Lastfläche. Die Lastaufbringung unmittelbar auf die Oberfläche der Kiestragschicht ist zwar numerisch einfacher, da dies zu einer Abminderung der Unstetigkeit am Lastende führt, jedoch aufgrund der Versuchsvorgaben nicht zutreffend.

Zwischen Lastbereich und der Oberfläche der Kieselemente wurden wiederum dünne, isoparametrische Thin-Layer Joint Elemente angeordnet, die die hohe Steifigkeit der belasteten Elemente, aber einen sehr kleinen Schubmodul aufwiesen. Für die nichtlineare Analyse werden diesen Elementen große Scherparameter zugewiesen. So ist die vertikale Lastübertragung gewährleistet. Beim Auftreten von Scherspannungen wurden diese in der parallel zur Tragschichtoberfläche definierten Kluft, die über niedrige Scherparameter verfügt, überprüft und falls erforderlich mit dem viskoplastischen Algorithmus abgebaut. Dies geschieht wegen des geringen Schubmoduls der Elemente durch Querverformungen bereits nach wenigen Iterationen. Somit ist von einer minimalen Übertragung von Horizontalspannungen zwischen Belastungseinheit und Kiestragschicht auszugehen. Dies entspricht der versuchstechnisch realisierten Ausschaltung der Sohlreibung.

In Abbildung 5.1 ist die Systemgeometrie dargestellt.

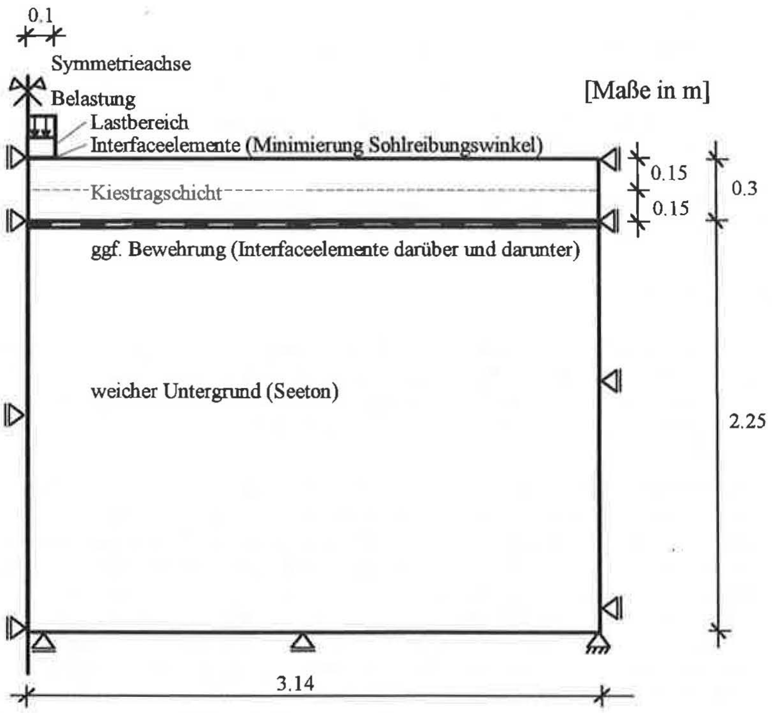


Abbildung 5.1: Berechnungsauschnitt für bewehrte und unbewehrte Zweischichtensysteme der Tragschichthöhen 15 cm und 30 cm

Aufgrund der hohen Steifigkeitsunterschiede zwischen Tragschicht- und Untergrundmaterial sind bei höherem Lastniveau zahlreiche Iterationen pro Laststufe zur Gleichgewichtsfindung unter Einhaltung des Bruchkriteriums erforderlich (siehe Abschnitt 4.4). Die Elementierung des Systems war deshalb einerseits vom Bemühen geprägt, die Berechnungszeiten in halbwegs praktikablen Grenzen zu halten, andererseits sollten nur unbedeutende Genauigkeitsverluste aufgrund zu grober Elementierung in Kauf genommen werden.

Elementverdichtungen waren im Bereich des Lasteintrags der Tragschicht und des Untergrundes sowie an der Schichtgrenze erforderlich. Bei Untersuchungen mit verschiedenen Netzelementierungen zwischen 86 und 290 Elementen für das bewehrte System bei einer Tragschichthöhe von 15 cm kristallisierten sich die in den Abbildungen 5.2 und 5.3 dargestellten FE-Netze für bewehrte und unbewehrte Systeme heraus, bei denen einerseits kaum Genauigkeitsverluste im Vergleich zu wesentlich feineren Elementierungen auftreten und die andererseits hinsichtlich des Zeitbedarfs für die Berechnungen gerade noch praktikabel erschienen. Bei einer Anzahl von 167 Elementen für das bewehrte System ist ein Gleichungssystem mit etwa 1000 Unbekannten und einer Frontweite nach Bandbreitenoptimierung von 67 zu lösen.

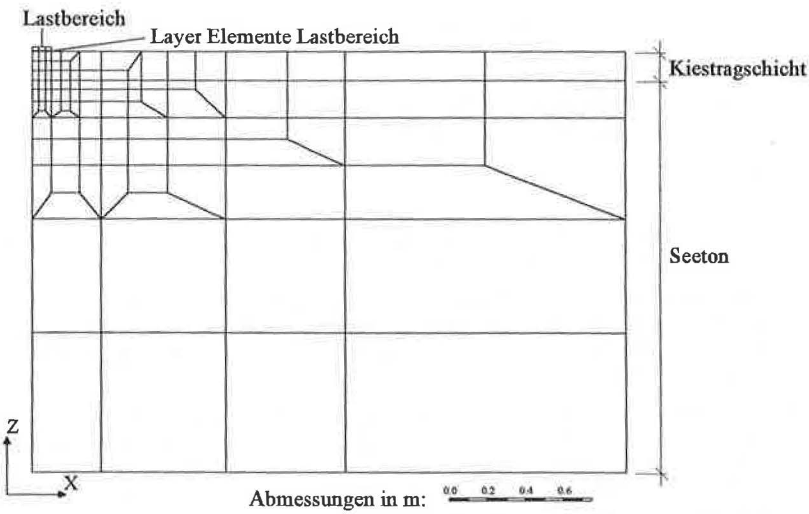


Abbildung 5.2: Elementierung des Zweischichtensystems ohne Bewehrung bei einer Tragschichthöhe von 15 cm

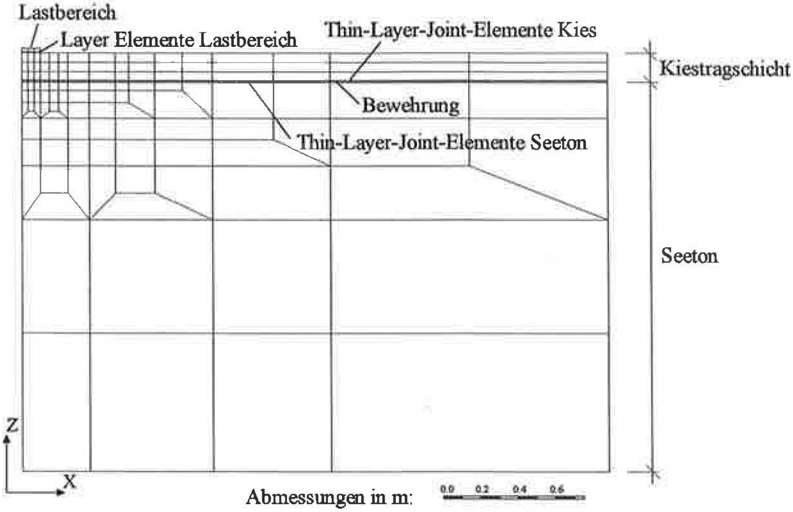


Abbildung 5.3: Elementierung des bewehrten Zweischichtensystems bei einer Tragschichthöhe von 15 cm

MATERIALPARAMETER

Die verwendeten Materialparameter für Tragschicht und Untergrund wurden aus den in Abschnitt 3 erläuterten Triaxialversuchen gewonnen.

Für die verschiedenen Bewehrungen sind die zugehörigen Steifigkeiten in Abschnitt 3.7.2.3 zusammengestellt. Da die Geokunststoffe durch Stabelemente modelliert wurden, erfolgte die Angabe der Steifigkeit durch eine entsprechende Kombination aus Stabfläche und Elastizitätsmodul.

Die erforderlichen Abminderungsfaktoren für die bewehrungsparallel definierten Klüfte der Thin-Layer Joint Elemente zwischen Bewehrung und umgebendem Bodenmaterial zur Begrenzung der übertragbaren Schubkräfte wurden aus Literaturangaben von GRABE (1983), GRETT (1984) und durch Auswertungen der von BAUER (1989) durchgeführten direkten Scherversuche gewonnen (siehe auch weiterführende Erläuterungen in Abschnitt 3.2.4).

Der vom Elastizitätsmodul unabhängige Schubmodul der Thin-Layer Joint Elemente errechnet sich für ein Element mit der Dicke t, in Abhängigkeit von der Scherspannung τ, die unter einer Normalspannung σ für die Verschiebung u benötigt wird, zu:

$$G = \frac{d\left(\tau(\sigma,u)\right)}{du} \cdot t \quad . \tag{5.1}$$

Zu seiner Bestimmung wurden wiederum die Versuche von BAUER (1989) herangezogen. Parameterstudien wiesen diesen Schubmodul in Bezug auf die ermittelten Ergebnisse jedoch als wenig kritische Größe aus, so daß erst bei Abweichungen in der Größenordnung von etwa Faktor 10 signifikante Änderungen der Spannungsverteilungen im die Bewehrung umgebenden Bodenmaterial beobachtet wurden. Hinsichtlich des Konvergenzverhaltens kann jedoch der Schubmodul zu erheblichen numerischen Schwierigkeiten führen, die sich durch Oszillationen der Fließfunktion und gelegentlich auch durch Divergenz zunächst der Thin-Layer Joint Elemente und schließlich des gesamten Systems äußern. Da für Thin-Layer Joint Elemente kein kritischer Zeitschritt nach Gleichung (4.53) angegeben werden kann (siehe auch Abschnitt 4.4.1), ist die Interpretation solcher Divergenzen erheblich erschwert. SCHWEIGER/HAAS/HANDEL (1991) schlagen vor, den unabhängigen Schubmodul G^* nach der Beziehung

$$G^* = G \cdot t / B \tag{5.2}$$

anzusetzen, wobei $G = E / (2 \cdot (1+\mu))$ den vom Elastizitätsmodul E und der Querdehnzahl μ abhängigen Schubmodul der Elastizitätstheorie darstellt, t die Dicke und B die Breite des Thin-Layer Joint Elementes bezeichnet. Bei vorliegender Problemstellung konnte durch Anwendung der Gleichung (5.2) keine Verbesserung im Konvergenzverhalten festgestellt werden. Bei numerischen Problemen mit Thin-Layer Joint Elementen hat sich schließlich die Reduktion des maßgeblichen kritischen Zeitschrittes nach Gleichung (4.59) um etwa 50 % bewährt.

Da die Thin-Layer Joint Elemente die Grenzfläche zwischen Bewehrung und Bodenmaterial modellieren, werden diese bei den nachfolgenden Auswertungen der Bewehrung zugeordnet.

Material-gruppe	nicht-linear	Elastizitäts-modul	Quer-dehn-zahl	Reib.-winkel	Kohä-sion	Schub-modul	Reib.-winkel Kluft	Kohä-sion Kluft
[-]	[-]	[kN/m²]	[-]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[°]	[kN/m²]
Last-bereich	Nein	350000	0.28	-	-	-	-	-
Last-Layer	Ja	350000	-	89.0	1000.0	100	1.0	0.5
Kies	Ja	s. Abb. 3.15	0.48	s. Abb. 3.14	s. Abb. 3.14	-	-	-
Kies-Layer	Ja	s. Abb. 3.15	0.48	s. Abb. 3.14	s. Abb. 3.14	143.0	s. Abb. 3.14 Abmind.: 0.85	s. Abb. 3.14 Abmind.: 0.8
Geo-kunst-stoff	nur Vlies	nach Abschn. 3.7.2.3	-	-	-	-	-	-
Seeton-Layer	ja	s. Abb. 3.10	s. Abb. 3.9	0.0	11.4	10.0	0.0	9.2
Seeton	ja	s. Abb. 3.10	s. Abb. 3.9	0.0	11.4	10.0	-	-

Tabelle 5.6: Materialparameter für die FE-Analysen am Zweischichtensystem

AUSFÜHRUNG DER BERECHNUNGEN

Die Berechnungen wurden mit MISES3 und den unter Abschnitt 4.5 erläuterten Erweiterungen des Programmsystems (nichtlinearelastisch-viskoplastisch, spannungsabhängige Scherparameter, nach jedem Lastinkrement wird vom verformten System ausgegangen) ausgeführt.

Die Lastaufbringung erfolgte inkrementell, wobei der jeweilige Primärspannungszustand berücksichtigt wird.

Es wurden die beiden Versuchsserien (15 cm und 30 cm Tragschicht, ohne sowie jeweils mit den verschiedenen Bewehrungen) der Feldversuche, wie unter Abschnitt 3 dokumentiert, numerisch nachvollzogen.

Das Querdehnverhalten der Bodenmaterialien führte bei den Rechenläufen mit Bewehrung im Randbereich in der Regel zu einer Druckbeanspruchung der Bewehrungselemente. Es war deshalb in jeder Laststufe zu prüfen, welche Stabelemente druckbeansprucht wurden, um diese in einem zweiten Rechenlauf des Lastinkrements zu deaktivieren. Komfortabler wäre die Implementation einer weiteren in Serie geschalteten Fließbedingung, vergleichbar dem Tension-cut-off Fließgesetz (siehe Abschnitt 4.4.1), welches vorliegend jedoch den Abbau der Druckspannungen zum Ziel haben müßte, also als Fließgesetz "Compression-cut-off" bezeichnet werden könnte. Ideal wäre - ähnlich der händischen Vorgehensweise - jeweils eine Deaktivierung bzw. gegebenenfalls Reaktivierung der entsprechenden Stabelemente, da dies dem tatsächlichen Stoffverhalten eines Geokunststoffes unter Bodeneinbaubedingungen entspricht. Der Abbau der unzulässigen Druckspannungen nach dem viskoplastischen Algorithmus ist demgegenüber ähnlich kritisch wie beim Fließgesetz Tension-cut-off (siehe Abschnitt 4.4.1) zu beurteilen.

PLASTIFIZIERUNGEN UND KONVERGENZVERHALTEN

Der sich aus den Elementen mit dem größten Elastizitätsmodul (abhängig vom Spannungsniveau) der Kiestragschicht ergebende, maßgebliche Zeitschritt für das Gesamtsystem nach Gleichung (4.59) beeinflußt wesentlich die Geschwindigkeit der Konvergenz. Im Zuge der Iterationen innerhalb eines Lastinkrementes erfolgt jeweils eine Ausdehnung der plastifizierten Bereiche, wodurch benachbarte Elemente stärker an der Lastabtragung beteiligt werden und die zunächst stark plastifizierten Elemente eine Entlastung erfahren, bis das vorgegebene Bruchkriterium eingehalten ist. Die beobachteten Plastifizierungen sowie das Konvergenzverhalten stellten sich folgendermaßen dar:

- Plastifizierungen in der Kiestragschicht ergaben sich bereits in den ersten Laststufen, wobei jeweils Überschreitungen der Fließgrenze in den Elementen unmittelbar am Lastrand aufgrund der abzutragenden Vertikalspannungen bei sehr geringen Horizontalspannungen erfolgten.
- In den weiter von der Lasteintragung entfernten Bereichen der Kiestragschicht wurden in nahezu allen Laststufen Plastifizierungen aufgrund ermittelter Zugspannungen festgestellt, die mittels des viskoplastischen Algorithmus abgebaut wurden.
- In den unteren Laststufen, bis etwa 20 - 50 % der Systemtraglast, wurden im Seeton keine Spannungszustände ermittelt, die zu Überschreitungen des Fließgesetzes führten, weshalb keine Spannungsumlagerungen nach der viskoplastischen Methode erforderlich wurden. Die Ermittlung von zulässigen Spannungszuständen in der Kiestragschicht erfolgte entsprechend schnell, da der maßgebliche Zeitschritt den maximal zulässigen für jedes einzelne Element nur um höchstens den Faktor 4 unterschritt. In diesen Laststufen waren nur etwa zwischen 500 und 1500 Iterationen erforderlich.

- Reichten die plastifizierten Bereiche bis in den weichen Untergrund, erfolgte dort zunächst eine Zunahme des Plastifizierungsniveaus, also der Werte der Fließfunktion, welches sich auch mittels Gleichung (4.54), dem Ausnutzungsgrad (siehe Abschnitt 4.4.1) beurteilen läßt. Dies ist auf die Spannungsumlagerungen in der Kiestragschicht zurückzuführen, die wegen des höheren Elastizitätsmoduls etwa um den Faktor 100 schneller erhalten werden als im weichen Untergrund und deshalb dieser zunächst höhere Spannungsanteile aus der Tragschicht erhält als im Zuge der Iterationen abgebaut werden. Nach etwa 50 bis 500 Iterationen konnten auch in den plastifizierten Bereichen des Seetones abnehmende Ausnutzungsgrade festgestellt werden. Innerhalb einer Laststufe waren bei Überschreitungen der Fließfunktion im Seeton zwischen 4000 und 20000 Iterationen erforderlich.
- Generell stellten sich bei bewehrten Systemen Plastifizierungen im Untergrundmaterial erst bei deutlich höherem Lastniveau ein.
- Probleme bei der Gleichgewichtsfindung, oszillierendes Konvergenzverhalten und auch Divergenzen bei Laststufen unterhalb der Systemtraglast wurden bei den Thin-Layer Joint Elementen der Kiestragschicht festgestellt. Abhilfe konnte in der Regel durch eine Reduktion des Zeitschrittes geschaffen werden.

FESTLEGUNG DER SYSTEMTRAGLAST

Durchstanzvorgänge der Tragschicht, wie sie teilweise bei den Feldversuchen beobachtet wurden, können mit dem vorliegenden Programmsystem nicht nachvollzogen werden. Die Systemtraglast ist unter Berücksichtigung der folgenden Kriterien festzulegen:

- Divergenzen bei der Gleichgewichtsfindung weisen auf eine Überschreitung der maximal übertragbaren Oberflächenbelastung hin. Wie erwähnt ist jedoch bei der Anwendung dieses Kriteriums auf Thin-Layer Joint Elemente besondere Vorsicht geboten, da für diese Elemente kein maximal zulässiger Zeitschritt ermittelt werden kann und somit die Gefahr besteht, daß der verwendete Zeitschritt für konvergentes Verhalten zu groß gewählt ist.
- Eine überproportionale Zunahme der Vertikalverformungen bei vergleichsweise geringer Zusatzbelastung kennzeichnet die Systemtraglast. Es ist in der Regel nach einer größeren Anzahl von Iterationen zu beobachten, daß die Fließfunktion und die ermittelten plastischen Verformungen je Iterationsschritt kaum reduziert werden, so daß die Größe der festgestellten Gesamtverformung des Lastinkrementes im wesentlichen von der Anzahl der ausgeführten Iterationen abhängt.
- Bei bewehrten Systemen sind die sich ergebenden Dehnungen der Bewehrung zu beachten. Eine Überschreitung der Bruchdehnung der Bewehrung ist dem Versagen des Gesamtsystems gleichzusetzen.
- Bei Verwendung von sehr steifem Bewehrungsmaterial (hier: Gewebe) ergibt sich die Systemtraglast durch die Spannungszustände in der Tragschicht, für die trotz sehr zahlreicher Iterationen keine Spannungszustände gefunden werden konnten, die das Bruchkriterium befriedigten. Dies äußert sich numerisch durch Oszillationen der Fließfunktion in der Tragschicht, ohne daß eine Tendenz der Fließfunktion, gegen Null zu konvergieren, feststellbar ist. Die ermittelten plastischen Verformungsinkremente sind sehr klein pro Iterationsschritt, so daß die Betrachtung der Gesamtverformungen dann kein ausreichendes Kriterium darstellt, um die Systemtraglast festzustellen. Werden ausreichend viele Iterationen ausgeführt - im vorliegenden Fall mehr als 20000 - verstärken sich die Oszillationen im Tragschichtmaterial, bis schließlich dessen vollständig divergentes Verhalten auf das Erreichen der Traglast durch Tragschichtversagen (ohne Durchstanzen) hinweist.

5.2 Ergebnisse der Berechnungen

Die nachfolgende Vorstellung der wichtigsten Berechnungsergebnisse erfolgt mit der Zielsetzung, das unterschiedliche Trag- und Verformungsverhalten durch Gegenüberstellung der Ergebnisse für die verschiedenen Zweischichtensysteme ursächlich herauszustellen.

Obwohl in der Strukturmechanik allgemein Zugspannungen positiv definiert sind, werden nachfolgend in Übereinstimmung mit der bodenmechanischen Definition sowie den vorgestellten Ergebnissen der Feldversuche Druckspannungen positiv festgelegt.

Für die Darstellung der aufgezeigten Spannungszustände fanden jeweils die entsprechenden Spannungen in den nächstgelegenen Gaußpunkten Verwendung.

5.2.1 Verformungen

TRAGSCHICHTHÖHE 15 CM

In Abbildung 5.4 sind die festgestellten Verformungsverteilungen an der Oberfläche beim gitterbewehrten System und einer Tragschichthöhe von 15 cm für verschiedene Laststufen beispielhaft zusammengestellt. Die überproportionale Zunahme der Vertikalverformungen bei höheren Laststufen ist deutlich erkennbar.

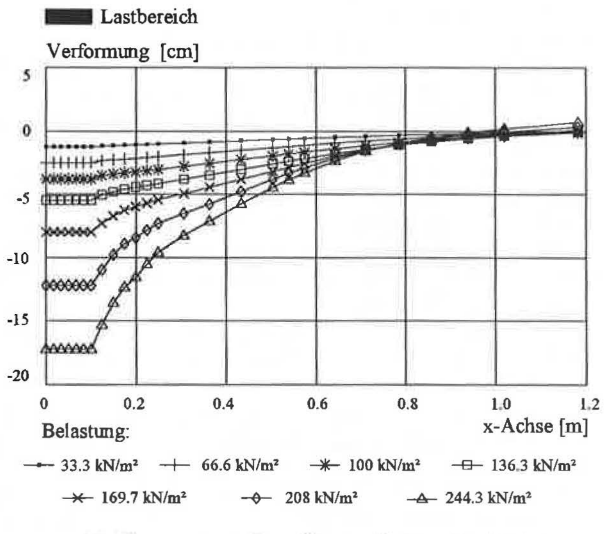


Abbildung 5.4: Verformungsverteilung für verschiedene Laststufen an der Oberfläche beim bewehrten System mit 15 cm Tragschichthöhe

Abbildung 5.5 stellt die Oberflächenverformungen des unbewehrten und der drei bewehrten Systeme für eine Tragschichthöhe von 15 cm und einer Belastung von 100 und 170 kN/m² dar. Erhebliche Unterschiede im Vertikalverformungsverhalten sind demzufolge bei 100 kN/m² Auflast nicht feststellbar. Bei 170 kN/m² zeichnen sich jedoch signifikante Differenzen zwischen bewehrtem und unbewehrtem System sowie die Steifigkeiten der eingesetzten Bewehrung deutlich ab.

Zum Vergleich der Oberflächenverformungsverteilungen sind diese in Abbildung 5.6 für eine Belastung von 170 kN/m², auf den jeweiligen maximalen Wert bezogen, aufgetragen. Die am weitesten ausgebildeten Verformungsmulden ergeben sich dabei für das gewebe- und gitterbewehrte System. Dies läßt auf eine günstigere Lastverteilung der steiferen Bewehrungen im Vergleich zum unbewehrten und vliesbewehrten System schließen. Weiter von der Symmetrieachse entfernte Bereiche werden in einem höheren Maße an der Lastabtragung beteiligt.

Den Abbildungen 5.5 und 5.6 ist weiterhin der relativ unstetige Verlauf der Oberflächenverformungen für das unbewehrte System bei einer Auflast von 170 kN/m² zu entnehmen. Durchstanzvorgänge können grundsätzlich mit dem verwendeten Programmsystem nicht so nachvollzogen werden, wie dies bei den Feldversuchen beobachtet wurde. Diesbezüglich wären Bruchverfolgungsmechanismen zur Berücksichtigung der ausgeprägten geometrischen Nichtlinearität erforderlich. Im Ansatz ist jedoch die Tendenz zum Tragschichtversagen und damit die Überschreitung der Systemtraglast bei 170 kN/m² Auflast den Abbildungen zu entnehmen.

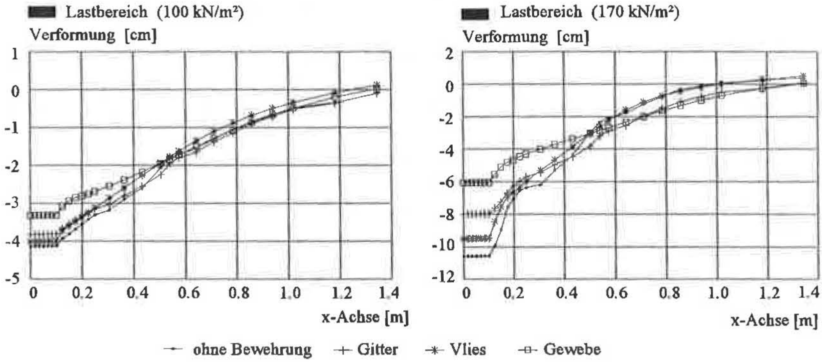


Abbildung 5.5: Vergleich der Oberflächenverformungen bei einer Belastung von 100 und 170 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 15 cm

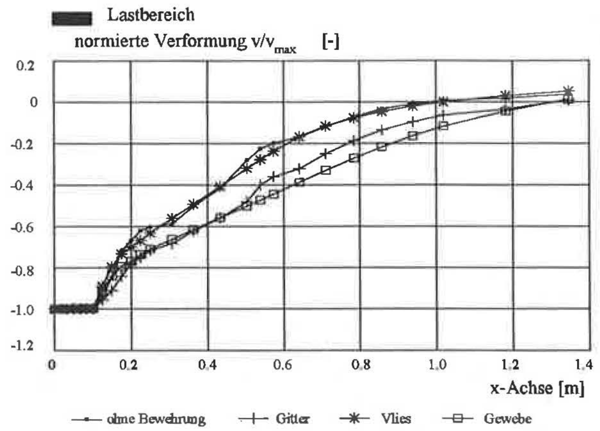


Abbildung 5.6: Normierte Oberflächenverformungsverteilung bei einer Belastung von 170 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 15 cm

Die ermittelten Verteilungen der Vertikalverformungen auf Höhe der Schichtgrenze bei einer Belastung von 170 kN/m² sind in Abbildung 5.7 für die erste Versuchsserie zusammengestellt. Beim Vergleich mit Abbildung 5.5 ist erwartungsgemäß festzustellen, daß die Gesamtverformung nahezu ausschließlich dem gegenüber der Tragschicht wesentlich weicheren Untergrundmaterial zuzuschreiben ist. Lediglich die Form des starren Laststempels ist in der Schichtgrenze nicht mehr wahrnehmbar. Die Verformungsverläufe in der Schichtgrenze sind aufgrund der Lastverteilungsfunktion der Tragschicht stetig. Die Bewehrungssteifigkeit spiegelt sich in der Schichtgrenze bei normierter Auftragung (Abbildung 5.8) noch deutlicher wider als bei den normierten Oberflächenverformungen.

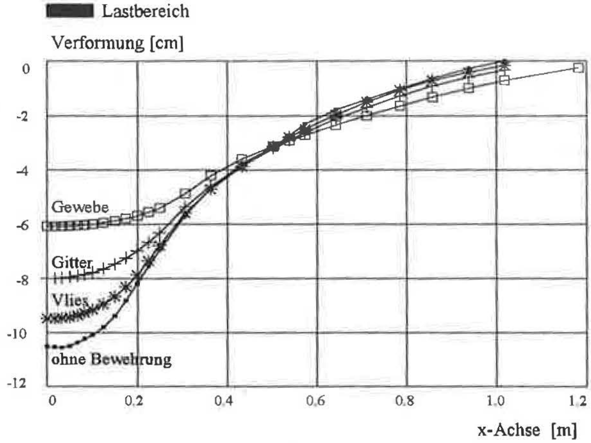


Abbildung 5.7: Vertikalverformungsverteilung auf Höhe der Schichtgrenze bei einer Belastung von 170 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 15 cm

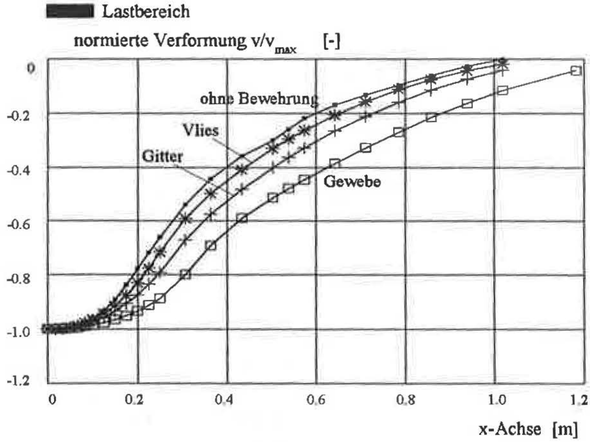


Abbildung 5.8: Normierte Vertikalverformungsverteilung an der Schichtgrenze bei einer Belastung von 170 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 15 cm

TRAGSCHICHTHÖHE 30 CM

Die Oberflächenverformungsverteilungen für eine Tragschichthöhe von 30 cm sind in der nachfolgenden Abbildung dargestellt. Die Steifigkeit der Bewehrung kommt wiederum bei höherem Lastniveau besonders deutlich zur Geltung, wobei dies jedoch bei der niedrigeren Tragschicht (Abbildung 5.5) ausgeprägter festzustellen ist.

Bei einer Belastung von 208 kN/m² ergibt sich kaum ein signifikanter Unterschied zwischen dem vlies- und dem unbewehrten System, obwohl letzteres bei dieser Laststufe bereits seine Gesamttraglast erreicht hat und sich in der darauffolgenden Laststufe bereits Durchstanzvorgänge ankündigen.

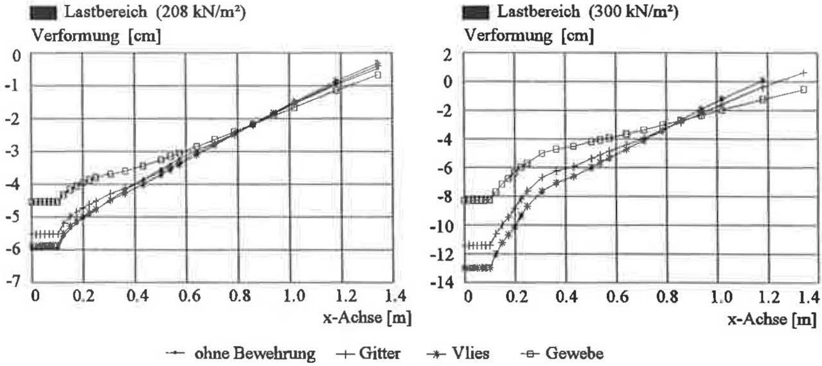


Abbildung 5.9: Vergleich der Oberflächenverformungen bei einer Belastung von 208 und 300 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 30 cm

15 UND 30 CM TRAGSCHICHTHÖHE

Der Einfluß der Tragschichthöhe auf den Verlauf der Oberflächenverformungen ist in Abbildung 5.10 für das unbewehrte und das gewebebewehrte System aufgezeigt. Neben der erheblichen Reduktion der Verformungen ist die Inanspruchnahme weiter von der Lasteintragung entfernter Bereiche und damit eine günstigere Lastverteilung in Bezug auf das Beanspruchungsniveau des Untergrundes festzustellen.

Bei einer Belastung von 100 kN/m² bewegen sich die festgestellten Verformungen für das gewebebewehrte System bei einer Tragschichthöhe von 15 cm etwa im Mittelbereich der Verformungsverteilungen für das unbewehrte System mit 15 und 30 cm Tragschichthöhe. Mit zunehmender Belastung verstärkt sich die Wirkung der Bewehrung, so daß bei einer Belastung von 170 kN/m² das gewebebewehrte System bei der halben Tragschichthöhe nur wenig größere Verformungen aufweist als das unbewehrte System mit 30 cm Tragschichthöhe.

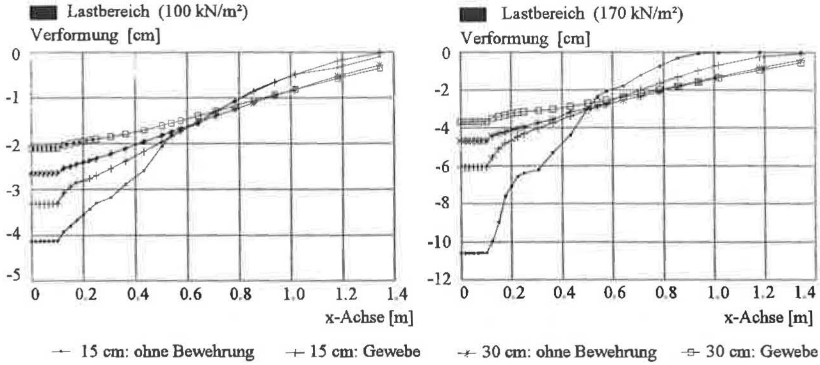


Abbildung 5.10: Vergleich der Oberflächenverformungen für die Tragschichthöhen 15 cm und 30 cm des unbewehrten und gewebebewehrten Systems bei einer Belastung von 100 und 170 kN/m²

In Abbildung 5.11 sind die sich ergebenden Lastverformungskurven für beide Versuchsreihen aufgetragen. Zum Einfluß der Bewehrungssteifigkeit auf das Verformungsverhalten ist festzustellen:

- Mit zunehmender Tragschichthöhe nimmt der verformungsreduzierende Einfluß der Bewehrung ab.
- Die verformungsreduzierende Funktion der Bewehrung ist insbesondere bei hohem Lastniveau, oberhalb der Traglast des unbewehrten Systems, von Bedeutung.
- Die jeweilige Bewehrungssteifigkeit spiegelt sich besonders deutlich bei hohen Laststufen und niedriger Tragschichtstärke wider.

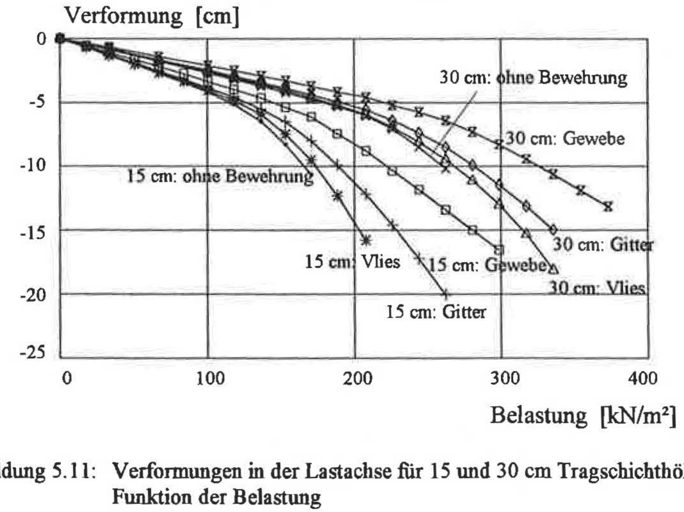


Abbildung 5.11: Verformungen in der Lastachse für 15 und 30 cm Tragschichthöhe als Funktion der Belastung

5.2.2 Spannungen

15 CM TRAGSCHICHT

Abbildung 5.12 stellt den Schubspannungsverlauf oberhalb der Schichtgrenze im Tragschichtmaterial dar. Zur Verdeutlichung des Einflusses der Laststufe sind die jeweiligen Verläufe bei 100 kN/m² und 170 kN/m² Oberflächenbelastung gegenübergestellt. Demnach können durch Einlage einer Bewehrung im Tragschichtmaterial wesentlich höhere Schubspannungen an der Schichtgrenze aufgenommen werden. Dies ist auf die deutlich höhere Scherfestigkeit des Grenzübergangs Tragschichtmaterial-Bewehrung im Vergleich zum Grenzübergang Tragschichtmaterial-Untergrund zurückzuführen. Weiterhin reduziert eine zunehmende Bewehrungssteifigkeit die Horizontalverformungen im Bereich der Schichtgrenze, wodurch das Tragschichtmaterial eine Verspannung erfährt und Auflockerungsvorgänge desselben, die zu einem Abfall der Scherparameter führen, sowie die Ausbildung von Durchstanzmechanismen erschwert werden. Da diese Verspannungsfunktion mit zunehmender Bewehrungssteifigkeit ausgeprägter in Erscheinung tritt, bauen sich die Schubspannungen bei steiferer Bewehrungseinlage bereits bei niedrigerem Lastniveau auf und werden unmittelbar von der Bewehrung übernommen. Für den Untergrund entsteht deshalb mit zunehmender Bewehrungssteifigkeit eine günstigere Belastungssituation, wie nachfolgend noch gezeigt wird.

Das unbewehrte System weist bei einer Belastung von 100 kN/m² maximale Schubspannungen von etwa 15-18 kN/m² auf. Da der Spannungszustand in den Gaußpunkten betrachtet wird, ist unter Berücksichtigung der Materialparameter des Untergrundes ($c_U = 11.4$ kN/m²) der Spannungszustand als zulässig zu betrachten. Gleichzeitig muß jedoch davon ausgegangen werden, daß punktuell das Bruchkriterium bereits erreicht wird. Bei einer Belastung von 170 kN/m² werden Schubspannungen bis zu 50 kN/m² beim unbewehrten System ermittelt. Eine Übertragung dieser Scherspannungen in den Untergrund kann unter Einhaltung der Fließbedingung nicht erfolgen, was wiederum darauf hinweist, daß die Gesamttraglast des Systems bereits überschritten ist.

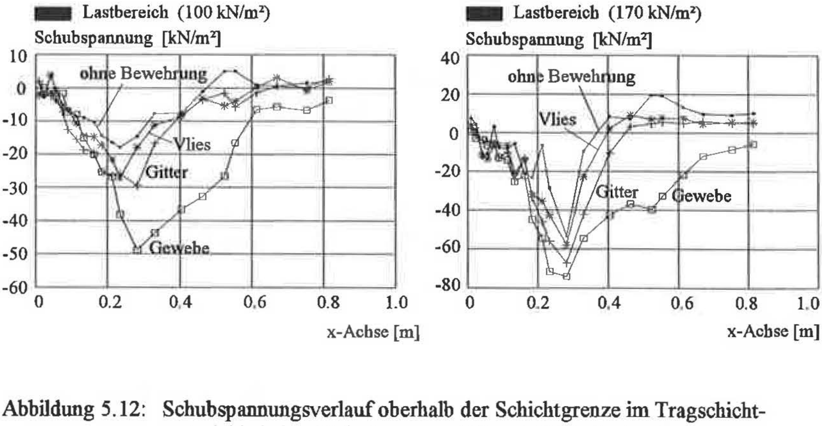


Abbildung 5.12: Schubspannungsverlauf oberhalb der Schichtgrenze im Tragschichtmaterial bei einer Belastung von 100 und 170 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 15 cm

Die erläuterte Verspannungsfunktion der Bewehrung ist auch aus Abbildung 5.13 ersichtlich, die den Horizontalspannungsverlauf unterhalb der Schichtgrenze bei den vorgenannten Belastungsstufen darstellt. So sind beim unbewehrten System die höchsten und beim gewebebewehrten System die niedrigsten Horizontalspannungen zu übertragen. Einerseits ist dies auf reduzierte Horizontalverformungen durch die einschnürende Funktion der Bewehrung zurückzuführen. Andererseits können insbesondere beim unbewehrten System die Schubspannungen nicht als solche übertragen werden, weshalb im Zuge der Gleichgewichtsfindung unter Beachtung der Fließfunktion erhöhte Horizontalspannungskomponenten ermittelt werden.

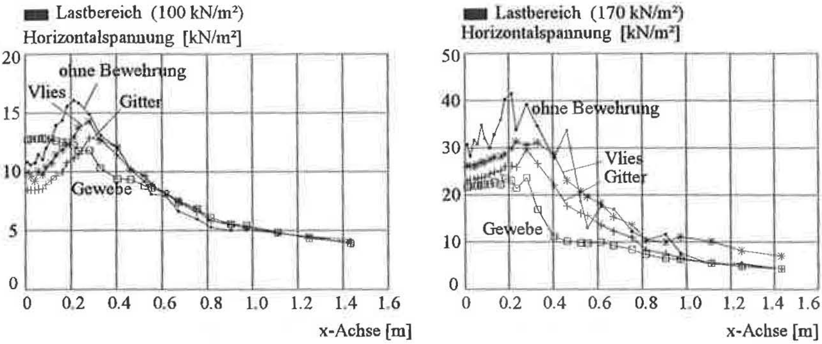


Abbildung 5.13: Horizontalspannungsverlauf unterhalb der Schichtgrenze im Seeton bei einer Belastung von 100 und 170 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 15 cm

Auch bei der in Abbildung 5.14 dargestellten Vertikalspannungsverteilung unterhalb der Schichtgrenze ergibt sich mit zunehmender Bewehrungssteifigkeit eine günstigere Beanspruchungssituation für das Untergrundmaterial. Der teilweise oszillierende Verlauf der Spannungskomponenten für das unbewehrte System bei einer Belastung von 170 kN/m² in den Abbildungen 5.13 und 5.14 ist wiederum auf die Überschreitung der Systemtraglast zurückzuführen.

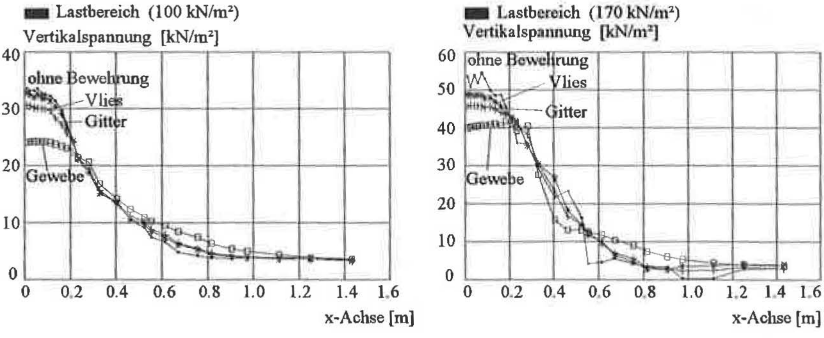


Abbildung 5.14: Vertikalspannungsverlauf unterhalb der Schichtgrenze im Seeton bei 100 und 170 kN/m² Belastung und einer Tragschichthöhe von 15 cm

Sehr deutlich zeigen sich die Beanspruchungsreserven der bewehrten Systeme bei Betrachtung der Schubspannungsverteilung unterhalb der Schichtgrenze in Abbildung 5.15, wobei der Einfluß der Bewehrungssteifigkeit hier besonders zu beachten ist.

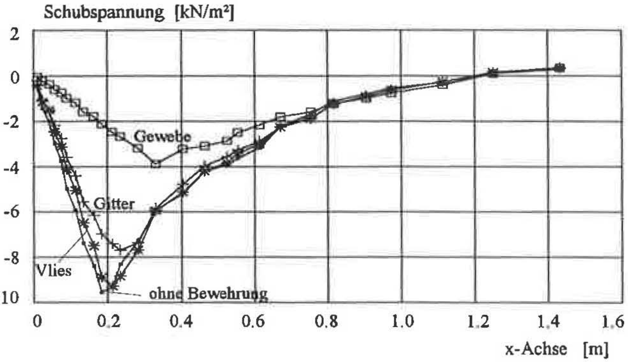
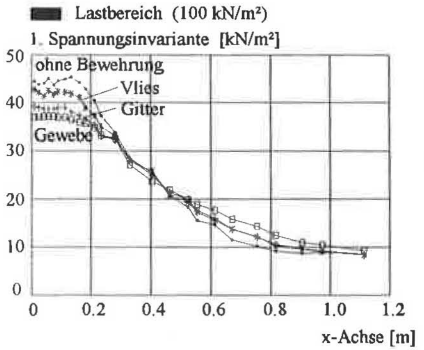


Abbildung 5.15: Schubspannungsverlauf unterhalb der Schichtgrenze im Seeton bei einer Belastung von 100 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 15 cm

Die Spannungszustände sind in Abbildung 5.16 vom Koordinatensystem unabhängig aufbereitet durch Auftragung der 1. Spannungsinvarianten I_1, die den hydrostatischen Spannungszustand charakterisiert und der 2. Invarianten J_2 des Spannungsdeviators, der ein Maß für die Scherbeanspruchung darstellt. Die geringsten hydrostatischen Spannungen sind demzufolge beim gewebebewehrten System zu verzeichnen, wobei der Unterschied zum unbewehrten System nur etwa 20 % beträgt. Die Scherbeanspruchung stellt sich beim gewebebewehrten System jedoch um den Faktor 2 günstiger dar als beim unbewehrten System. Dies ist als eine der Ursachen für das verbesserte Trag- und Verformungsverhalten der bewehrten Systeme zu betrachten.



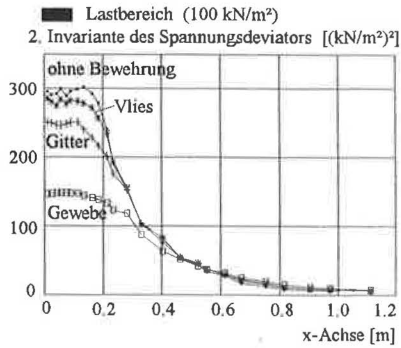


Abbildung 5.16: Verlauf der Invarianten unterhalb der Schichtgrenze im Seeton bei einer Belastung von 100 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 15 cm

30 CM TRAGSCHICHT

Für die zweite Versuchsserie sind nachfolgend die Schubspannungsverteilungen über- und unterhalb der Schichtgrenze sowie die Invarianten unterhalb der Schichtgrenze aufgetragen. Die abgeleiteten Erkenntnisse entsprechen denen der ersten Versuchsserie.

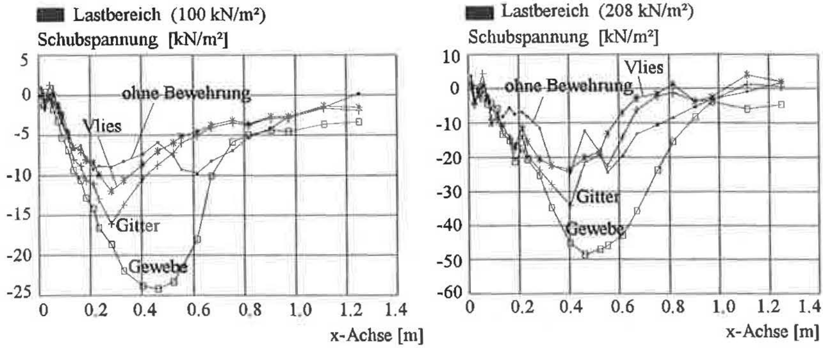


Abbildung 5.17: Schubspannungsverlauf oberhalb der Schichtgrenze im Tragschichtmaterial bei einer Belastung von 100 und 208 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 30 cm

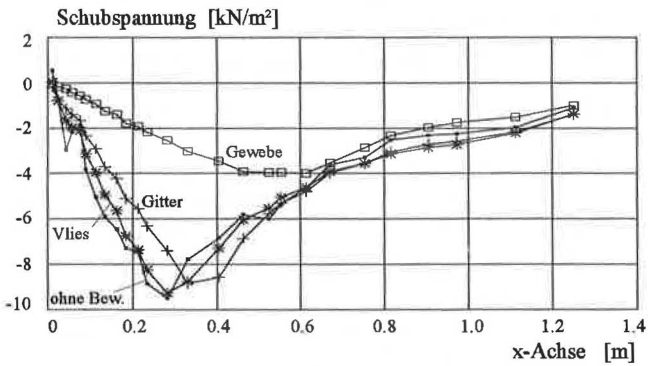
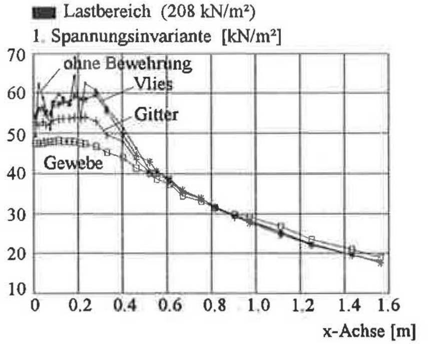


Abbildung 5.18: Schubspannungsverlauf unterhalb der Schichtgrenze im Seeton bei einer Belastung von 208 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 30 cm



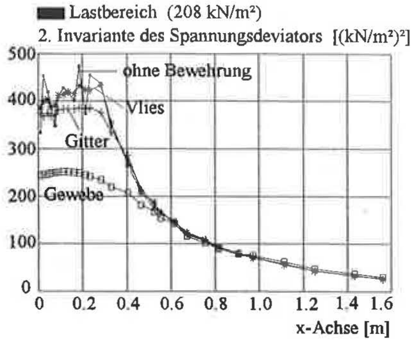


Abbildung 5.19: Verlauf der Invarianten unterhalb der Schichtgrenze im Seeton bei einer Belastung von 100 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 30 cm

5.2.3 Dehnungen der Bewehrungen

TRAGSCHICHTHÖHE 15 CM

In Abbildung 5.20 sind die ermittelten Dehnungsverteilungen der jeweiligen Bewehrung bei einer Tragschichthöhe von 15 cm für verschiedene Laststufen vom Gebrauchslastbereich bis zur Bruchlast zusammengestellt. Beim Vergleich der Dehnungsverteilungen wird deutlich, daß mit zunehmender Bewehrungssteifigkeit und dem Lastniveau die erforderliche Einbindelänge der Bewehrung zunimmt.

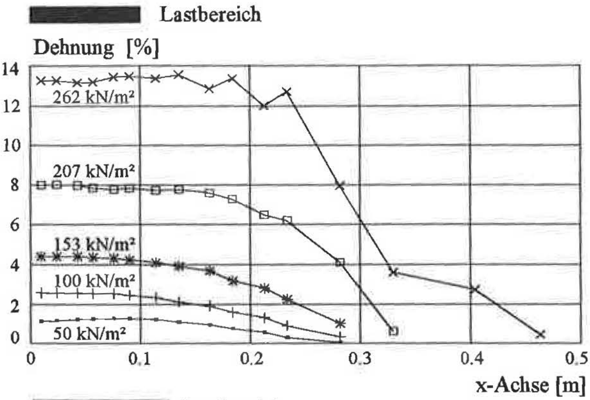
Für das gitterbewehrte System ergeben sich bei einer Belastung von 262 kN/m² Dehnungen von ca. 13 %. Vom Hersteller wird die Bruchdehnung mit 12 % angegeben, weshalb bei der Belastung von 262 kN/m² die Traglast des Systems bereits überschritten ist.

Mit zunehmender Bewehrungssteifigkeit sind bei hohem Lastniveau Oszillationen in der Dehnungs- und Zugkraftverteilung etwa ab 0.2 m Abstand von der Symmetrieachse festzustellen. Hierbei handelt es sich auch um die Bereiche, in denen Konvergenzprobleme der Thin-Layer Joint Elemente auftraten. Die ursprüngliche Vermutung, diesem Problem durch eine feinere Elementierung begegnen zu können, wurde nicht bestätigt. Die Oszillationen deuten auf numerische Konvergenzprobleme bei hohem Lastniveau und niedriger Tragschichthöhe hin, die auf die Konstellation der relativ steifen Stabelemente in unmittelbarer Nachbarschaft zu den vergleichsweise weichen Thin-Layer Joint Elementen, für die kein kritischer Zeitschritt angegeben werden kann, zurückzuführen sind.

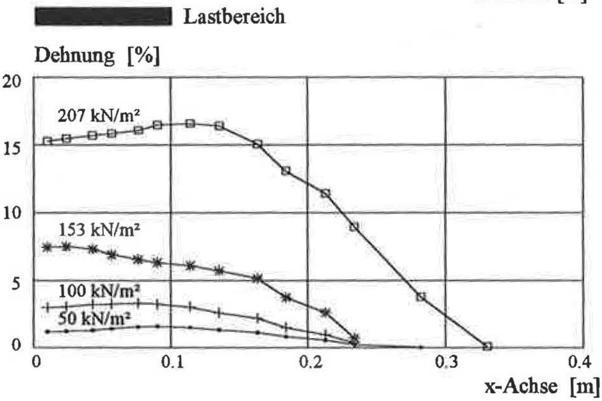
Generell ist die Tendenz erkennbar, daß die maximalen Dehnungen der Bewehrung bei hohen Belastungen nicht in der Symmetrieachse, sondern etwa am Rand der Lasteintragung erhalten werden. Dies deckt sich mit den Ergebnissen, die BURD (1986) bei numerischen Analysen auf Basis der Methode der Finiten Elemente in Übereinstimmung mit Modellversuchen erhielt.

In Abbildung 5.21 sind die Bewehrungsdehnungen bei einer Tragschichthöhe von 15 cm als Funktion der Belastung aufgetragen. Mit abnehmender Bewehrungssteifigkeit ist eine deutlich überproportionale Zunahme der Dehnungen mit dem Lastniveau zu erkennen.

Gitter:



Vlies:



Gewebe:

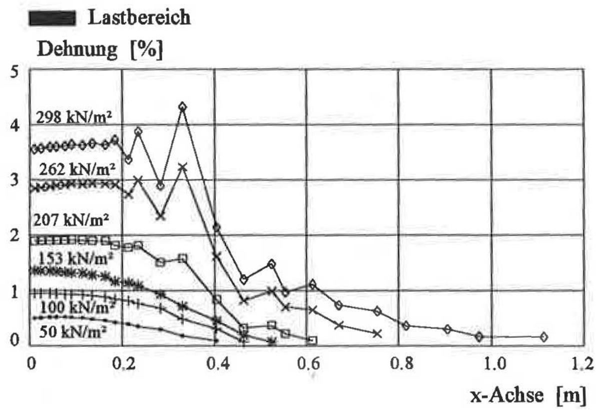


Abbildung 5.20: Bewehrungsdehnungen bei verschiedenen Laststufen und einer Tragschichthöhe von 15 cm

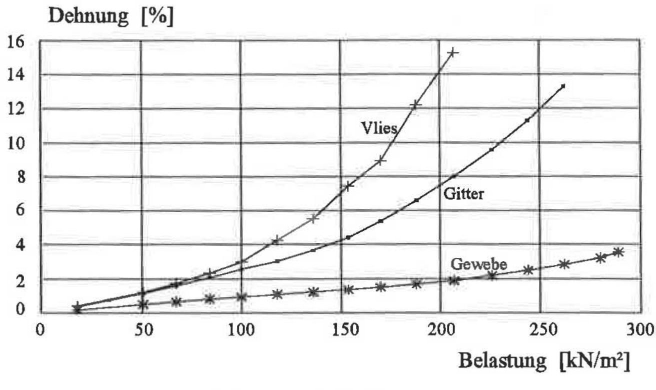


Abbildung 5.21: Bewehrungsdehnungen in der Lastachse als Funktion der Belastung bei einer Tragschichthöhe von 15 cm

TRAGSCHICHTHÖHE 30 CM

In Abbildung 5.22 sind die Bewehrungsdehnungen als Funktion der Belastung für eine Tragschichthöhe von 30 cm zusammengestellt. Wie bei der ersten Versuchsserie ist mit abnehmender Bewehrungssteifigkeit die überproportionale Zunahme der Dehnungen mit dem Belastungsniveau festzustellen.

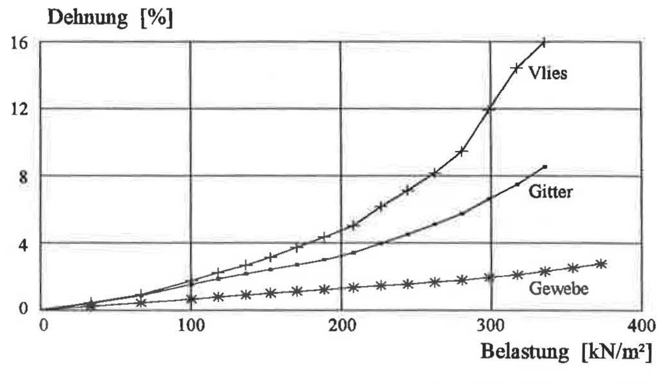
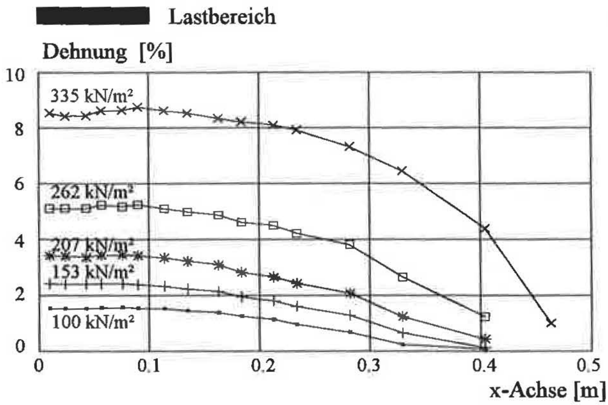


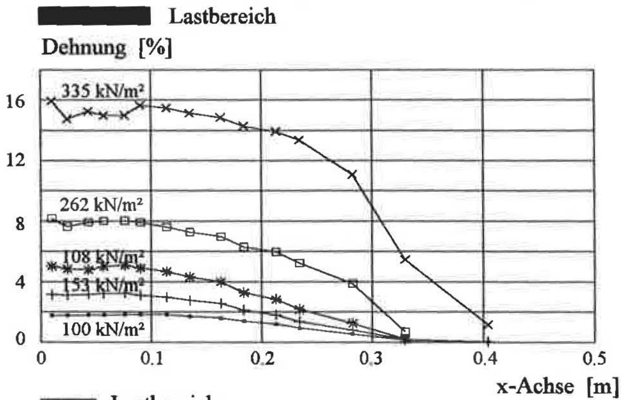
Abbildung 5.22: Bewehrungsdehnungen in der Lastachse als Funktion der Belastung bei einer Tragschichthöhe von 30 cm

Abbildung 5.23 zeigt die ermittelten Dehnungsverteilungen der Bewehrungen für die zweite Versuchsserie. Die bei einer Tragschichtstärke von 15 cm festgestellten Oszillationen treten bei der höheren Tragschicht nicht mehr bzw. beim Gewebe in abgeschwächter Form auf. Dies ist in der besseren Lastverteilung der stärkeren Tragschicht und der im höheren Maße erfolgten Abminderung der Unstetigkeit, die vom Belastungsrand verursacht wird, begründet.

Gitter:



Vlies:



Gewebe:

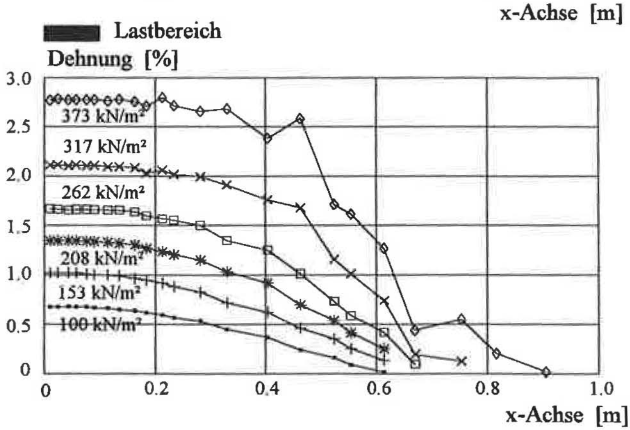


Abbildung 5.23: Bewehrungsdehnungen bei verschiedenen Laststufen und einer Tragschichthöhe von 30 cm

15 UND 30 CM TRAGSCHICHT

Der Einfluß der Tragschichtstärke auf die Dehnungen der Bewehrung ist in Abbildung 5.24 am gitterbewehrten System für zwei Laststufen aufgezeigt. Die Aktivierung größerer Bewehrungslängen mit zunehmender Tragschichthöhe ist am Verlauf der Dehnungsverteilungen bei 100 kN/m² Auflast deutlich zu erkennen.

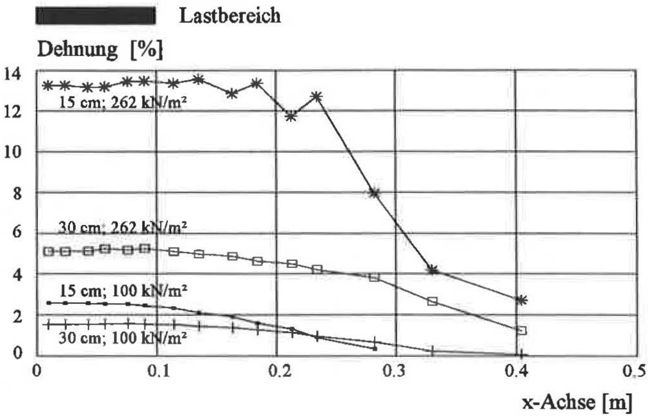


Abbildung 5.24: Verlauf der Dehnung des Gitters bei verschiedenen Belastungen und Tragschichthöhen von 15 und 30 cm

5.2.4 Zugkräfte der Bewehrungen

Die Bewehrungszugkräfte ergeben sich unmittelbar aus den Dehnungen, weshalb der qualitative Verlauf der Zugkraftverteilung für verschiedene Laststufen eines Bewehrungstyps der Dehnungsverteilung entspricht. Es werden nachfolgend deshalb lediglich die Bewehrungszugkräfte als Funktion der Belastung für beide Versuchsserien in Abbildung 5.25 gezeigt. Generell ist die jeweils höhere Maximalzugkraft bei der niedrigeren Tragschicht festzustellen. Bewehrungsversagen wird deshalb als Traglastkriterium mit abnehmender Tragschichthöhe wahrscheinlicher.

In Abbildung 5.25 tritt die geringe Steifigkeit der Vliesbewehrung besonders deutlich hervor. Aus diesem Grund gleicht das Verformungsverhalten des vliesbewehrten im Gebrauchslastbereich dem des unbewehrten Systems. Wird jedoch die unbewehrte Systemtraglast überschritten, ist die Vliesbewehrung durchaus in der Lage, Durchstanzvorgänge, wie sie bei unbewehrten Systemen auftreten, zu verhindern.

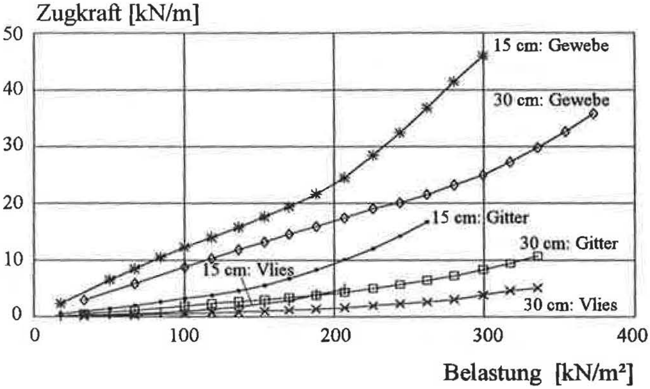


Abbildung 5.25: Bewehrungszugkraft als Funktion der Belastung für Tragschichthöhen von 15 und 30 cm

5.2.5 Traglasten

Die Festlegung der Systemtraglast erfolgte unter Berücksichtigung der in Abschnitt 5.1 erläuterten Kriterien. Durchstanzvorgänge, die bei unbewehrten Zweischichtensystemen häufig die Bruchursache darstellen, sind im Zuge von FE-Berechnungen - ohne geometrisch nichtlineare Bruchverfolgungsmethoden - nur durch differenzierte Betrachtung der ermittelten Spannungszustände erkennbar. Ein überproportionales Ansteigen der Last-Verformungskurve sowie Oszillationen im Verlauf der Oberflächenverformungen (siehe auch Abbildung 5.5) und der Spannungsverteilungen (Abbildung 5.12 und 5.13) weisen schließlich auf das Erreichen bzw. Überschreiten der Systemtraglast hin.

Die vorliegend maßgebenden Kriterien für die Festlegung der Systemtraglast sind in Tabelle 5.2 zusammengefaßt.

Dicke der Tragschicht	ohne Bewehrung	Gitter	Vlies	Gewebe
15 cm	Durchstanzen der Tragschicht	Bewehrungs-versagen	überproportionale Zunahme der Verformungen	Oszillation der Fließfunktion der Tragschicht
30 cm	Durchstanzen der Tragschicht	Oszillation der Fließfunktion der Tragschicht	überproportionale Zunahme der Verformungen	Oszillation der Fließfunktion der Tragschicht

Tabelle 5.7: Maßgebliche Kriterien für die Festlegung der Systemtraglast

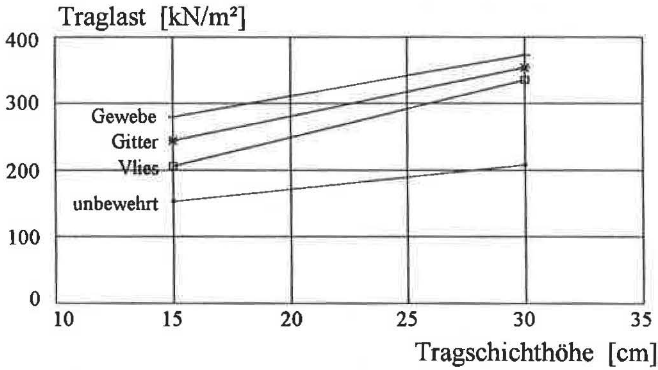


Abbildung 5.26: Numerisch ermittelte Traglasten der Zweischichtensysteme

5.2.6 Plastifizierungen

Mit zunehmender Lastaufbringung erfolgt eine Ausdehnung der plastifizierten Zonen, wobei zunächst die Bodenbereiche unmittelbar am Lastrand der Tragschicht das Bruchkriterium erreichen. Durch die Serienschaltung der beiden Materialgesetze Mohr-Coulomb und Tension-cut-off sind die entsprechenden Versagensursachen zu unterscheiden. Rechnerisch ermittelte Zugspannungen, die ausschließlich im Tragschichtbereich festgestellt wurden, äußern sich in situ durch entsprechende Rissebildungen und sind im wesentlichen nur dann für die Begrenzung der Systemtraglast verantwortlich, wenn Durchstanzvorgänge der Tragschicht als Bruchursache festzustellen sind. Wie bereits erläutert, ist das verwendete numerische Modell nicht in der Lage Durchstanzvorgänge so abzubilden, wie diese tatsächlich auftreten, sondern es erfolgt eine Überschätzung der durch Zugversagen plastifizierten Bereiche, weshalb bei der Festlegung der plastifizierten Zonen ausschließlich das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium berücksichtigt wird.

In den Abbildungen 5.27 und 5.28 sind zu verschiedenen Laststufen die plastifizierten Zonen für das unbewehrte und das gewebebewehrte System mit einer Tragschichthöhe von 15 cm aufgetragen. Die grundsätzlich ableitbaren Aussagen für die höhere Tragschicht stellen sich in vergleichbarer Form dar.

Beim unbewehrten System ist ein stetiger Übergang der Plastifizierungen vom Tragschicht- ins Untergrundmaterial mit zunehmender Belastung festzustellen, während beim gewebebewehrten System zunächst ausschließlich Plastifizierungen des Tragschichtmaterials auftreten und erst bei einer Laststufe, die bereits über der Bruchlast des unbewehrten Systems liegt, sprunghaft große Bereiche des Untergrundmaterials plastifizieren. Bei weiter zunehmender Belastung erfolgte wiederum auch beim bewehrten System eine stetige Ausdehnung des plastifizierten Bereiches im Untergrund.

Beim gewebebewehrten System lassen sich in Abbildung 5.28 in der höchsten Laststufe die Bereiche erkennen, die durch Oszillationen der Fließfunktion im Tragschichtmaterial zur Festlegung der Systemtraglast führten.

In Abbildung 5.29 sind die plastifizierten Bereiche für zwei Laststufen des unbewehrten und gewebebewehrten Systems der Tragschichthöhe 15 cm zum direkten Vergleich aufgetragen. Demzufolge weist das bewehrte System generell wesentlich geringere Plastifizierungen auf, die erst bei einer deutlich höheren Laststufe bis in den weichen Untergrund reichen, woraus sich das festgestellte verbesserte Verformungsverhalten der bewehrten Systeme erklärt.

Weiterhin erfolgt durch die Bewehrung eine Ausdehnung der Plastifizierungen eher in die Tiefe als in die Breite wie beim unbewehrten System. Dies hat eine tieferreichende Grundbruchfigur zur Folge. Dadurch wird das Traglastverhalten der bewehrten Systeme wesentlich begünstigt.

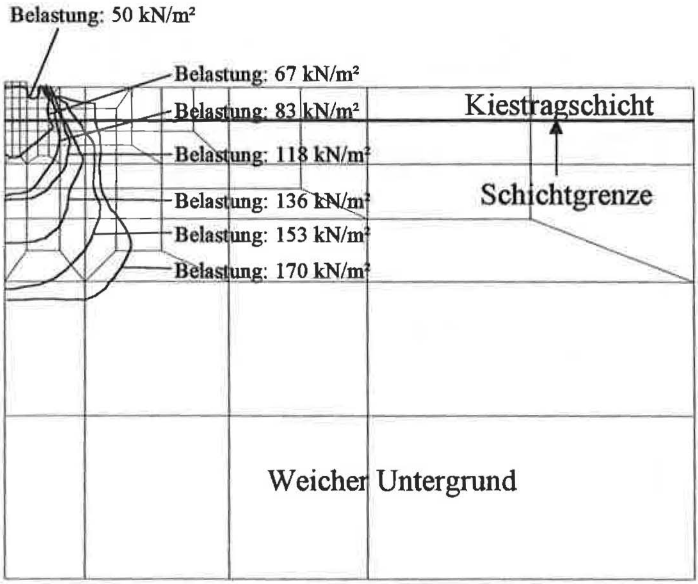


Abbildung 5.27: Plastifizierte Bereiche für verschiedene Laststufen des unbewehrten Systems bei einer Tragschichthöhe von 15 cm

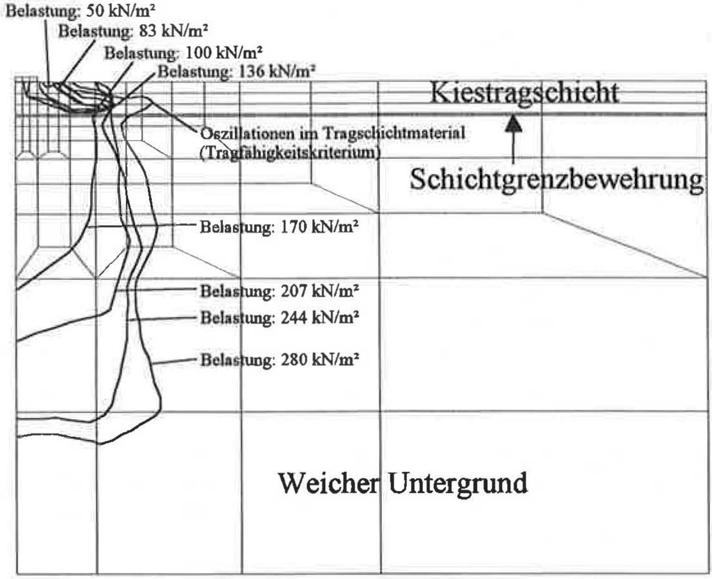


Abbildung 5.28: **Plastifizierte Bereiche für verschiedene Laststufen des gewebebewehrten Systems bei einer Tragschichthöhe von 15 cm**

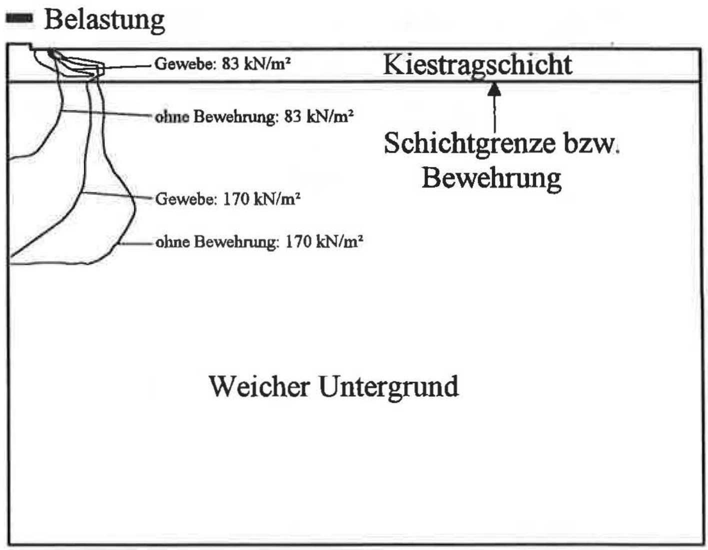


Abbildung 5.29: **Vergleich der plastifizierten Bereiche des unbewehrten und gewebebewehrten Systems bei einer Tragschichthöhe von 15 cm**

5.2.7 Analyse der Membrantragwirkung

Durch die in Richtung der x-Achse veränderliche vertikale Verformung der Schichtgrenze des belasteten Zweischichtensystems wird eine vertikal gerichtete Tragkomponente der auf Zug belasteten Bewehrung wirksam, die als Membrantragwirkung bezeichnet wird. Bei einer Linkskrümmung in Richtung der positiven x-Achse des Verformungsverlaufs in der Schichtgrenze erfolgt so durch eine nach oben gerichtete Tragkomponente der Zugkraft eine Entlastung des Untergrundes. Weiter vom Lasteintragungsbereich entfernt, verläuft die Verformungsfigur mit einer Rechtskrümmung, weshalb die vertikale Tragkomponente nach unten wirkt und wie eine zusätzliche Auflast den passiven Bereich des Grundbruchkörpers im Untergrund belastet. Dadurch wird die Gesamttragfähigkeit des Systems ebenfalls erhöht.

Nachfolgend wird auf Basis der Zugkräfte und der Verformungsfigur der Bewehrungselemente die Membrantragwirkung für weiche und steife Bewehrungen analysiert. Durch eine Schnittführung in den beiden Gaußpunkten werden jeweils die Zugkräfte der Bewehrungsstäbe freigelegt. Die Größen der Vertikalkomponenten der Bewehrungszugkraft ergeben sich unter Berücksichtigung der zugehörigen Verformungen in den drei Knotenpunkten des Bewehrungsstabes. Durch Differenzbildung wird der in diesem Abschnitt wirksame vertikale Membrantraganteil der Bewehrung erhalten. Dieser wird schließlich durch den Abstand der Gaußpunkte dividiert, um als Tragkomponente eine abstandsunabhängige Spannung zu erhalten, die positiv nach oben gerichtet definiert wird. Dies ermöglicht schließlich, zur besseren Beurteilung der Größenordnung der Membrantragspannungen, einen Vergleich mit den ermittelten Vertikalspannungen unmittelbar unterhalb der Schichtgrenze.

TRAGSCHICHTHÖHE 15 CM

Für eine Belastung von 100 und 208 kN/m² sind in Abbildung 5.30 die ermittelten Membranspannungen für das vlies- und gewebebewehrte System der Tragschichthöhe 15 cm aufgetragen. Weiterhin erfolgt in den Abbildungen 5.31 und 5.32 jeweils ein Vergleich der Membran- mit den Vertikalspannungen, die unmittelbar unterhalb der Schichtgrenze bei gleicher Belastung wirksam sind.

Werden für die Abbildungen 5.31 und 5.32 jeweils von der Symmetrieachse beginnend bis zum Nulldurchgang der Membranspannungen diese und die Vertikalspannungen integriert und - bezogen auf die Vertikalspannungen - der prozentuale Anteil der Membranspannungen ermittelt, ergeben sich die in der nachfolgenden Tabelle angegebenen Traganteile des Membranspannungszustandes.

Art der Bewehrung	Membrantraganteil bei einer Belastung von	
	100 kN/m²	208 kN/m²
	[%]	[%]
Vlies	0.7	8.8
Gewebe	4.3	20.7

Tabelle 5.8: Membrantraganteile der Bewehrung

Mit zunehmender Belastung und Bewehrungssteifigkeit nimmt demzufolge der Einfluß des Membranspannungszustandes zu. Für das vliesbewehrte System ist die belastungssteigernde Funktion der Membranspannungen, insbesondere bei niedrigem und mittlerem Lastniveau, praktisch ohne Bedeutung. Eine nicht zu vernachlässigende Wirkung ist dem Membranspannungszustand nur bei entsprechend hoher Bewehrungssteifigkeit und hohem Lastniveau zuzuordnen.

Eine Ausdehnung der Bereiche, in denen der Untergrund eine Entlastung erfährt, ist ebenfalls mit zunehmender Belastung festzustellen.

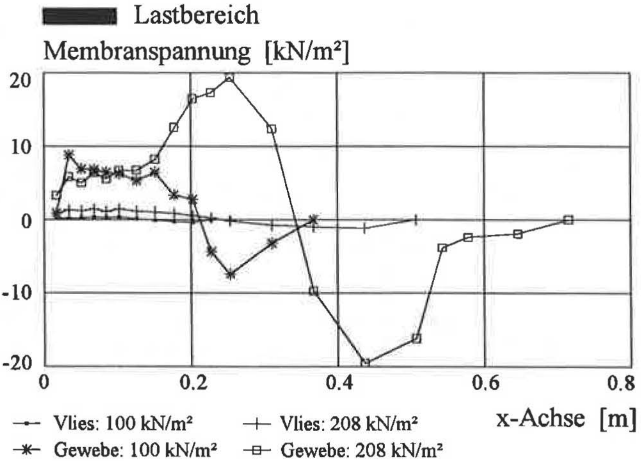


Abbildung 5.30: Verlauf der Membranspannungen für das vlies- und gewebebewehrte System der Tragschichthöhe 15 cm

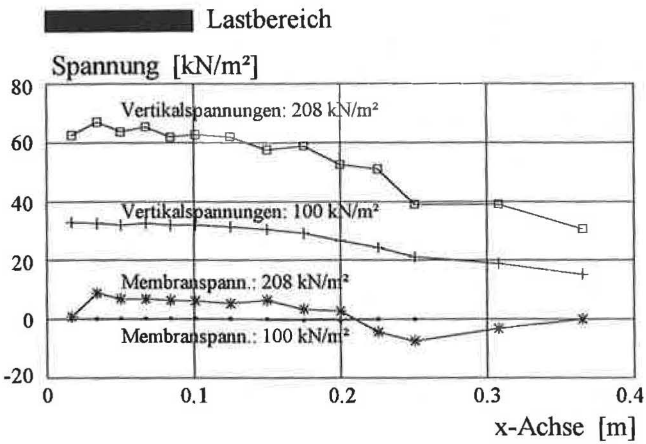


Abbildung 5.31: Vergleich der Membran- und Vertikalspannungen für das vliesbewehrte System der Tragschichthöhe 15 cm

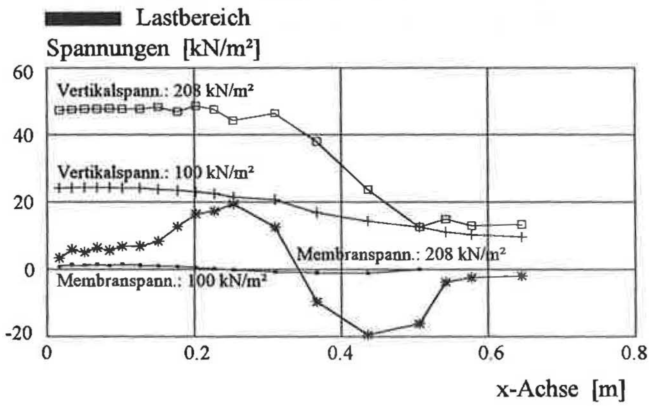


Abbildung 5.32: Vergleich der Membran- und Vertikalspannungen für das gewebebewehrte System der Tragschichthöhe 15 cm

TRAGSCHICHTHÖHE 30 CM

Zur Verdeutlichung des Einflusses der Tragschichthöhe sind in Abbildung 5.33 die Membran- den Vertikalspannungsverläufen unmittelbar unterhalb der Schichtgrenze für die zweite Versuchsserie bei einer Belastung von 208 und 300 kN/m² gegenübergestellt. Der prozentuale Anteil des Membranspannungszustandes bezogen auf die Vertikalspannungen, wie bei Tragschichthöhe 15 cm erläutert, beträgt 4.4 % für eine Belastung von 208 kN/m² und 7.7 % bei einer Belastung von 300 kN/m².

Mit zunehmender Tragschichthöhe verringert sich demzufolge der Einfluß der Membranspannungen auf das Tragverhalten.

Es ist wiederum festzustellen, daß sich mit zunehmender Belastung der Nulldurchgang der Membranspannungsverteilung von der Symmetrieachse entfernt. Es findet also eine Ausdehnung der Bereiche statt, für die eine Entlastung des Untergrundes erfolgt.

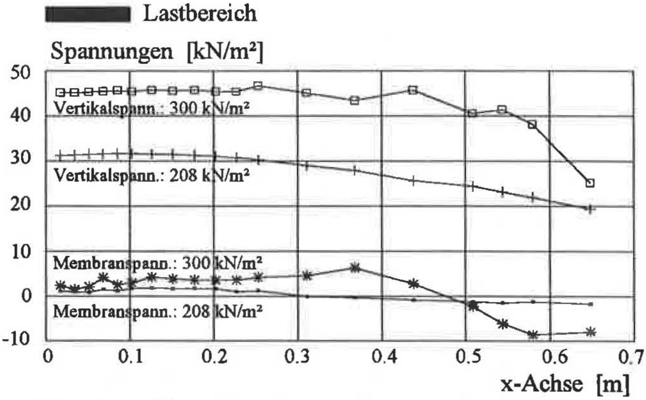


Abbildung 5.33: Vergleich der Membran- und Vertikalspannungen für das gewebebewehrte System der Tragschichthöhe 30 cm

5.3 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Feldversuchen

Bei der Beurteilung der Qualität der Berechnungsprognose durch Vergleich mit den Feldversuchsergebnissen sind folgende Randbedingungen zu beachten:

- Es erfolgte bei der numerischen Analyse keine Anpassung der Materialparameter durch Rückrechnung der Feldversuche (sogenannte back-calculation analysis), sondern es fanden die in den Laborversuchen festgestellten Parameter unverändert Eingang in die Berechnungen.
- Im Vergleich zu Modellversuchen im Labor werden bei Feldversuchen zwar realistischere Versuchsbedingungen erhalten, jedoch ist mit größeren Streuungen der Ergebnisse aufgrund der veränderlichen Umgebungsbedingungen zu rechnen. Weiterhin steht im Feld üblicherweise eine weniger umfangreiche Geräteausstattung, beispielsweise zur gegebenenfalls erforderlichen Materialbehandlung (z.B.: Einstellung von Wassergehalten) zur Verfügung, so daß gelegentlich ein gewisses Maß an Improvisation erforderlich wird. Dies kann die Genauigkeit der Versuchsergebnisse im Vergleich mit Versuchen im Labor ebenfalls beeinträchtigen. Dennoch ist zu betonen, daß die Vorteile von in situ Versuchen - wie beispielsweise die Minimierung der Berandungsproblematik, wie sie bei Laborversuchen aufgrund der begrenzten Ausdehnung der Versuchsbehältnisse auftritt und die Verwendung von natürlich abgelagerten Untergrundmaterialien - deutlich überwiegen.
- Für jeden Versuchstyp wurde in der Regel nur ein Versuch ausgeführt. Die in der Bodenmechanik übliche Vorgehensweise zur Minimierung der Streuung von Versuchsergebnissen durch Wiederholungsversuche konnte bei den Feldversuchen aus verschiedenen Gründen (zeitlicher Rahmen, Kostengründe und insbesondere die Größe des zur Verfügung stehenden Versuchsareals) nicht praktiziert werden, weshalb gewisse Streuungen der Ergebnisse nicht ausgeschlossen werden können.

5.3.1 Verformungen

In Abbildung 5.34 sind die ermittelten Verformungsverteilungen an der Oberfläche und die Versuchsergebnisse für das gitterbewehrte System bei einer Tragschichthöhe von 15 cm unter verschiedenen Belastungssituationen dargestellt.

Die bei den Feldversuchen festgestellten, steil ansteigenden Verformungsverläufe können durch das FE-Modell nicht in dieser ausgeprägten Form nachvollzogen werden. Als mögliche Ursache ist das verwendete Fließgesetz zum Abbau unzulässiger Zugspannungen zu nennen. Die praktisch eintretende Rissebildung bei Überschreitung der zulässigen Zugspannungen entkoppelt ganze Tragschichtabschnitte voneinander, während der numerische Abbau der Zugspannungen mittels viskoplastischem Algorithmus die Spannungs- und damit Verformungszustände solange korrigiert, bis das vorgegebene Fließgesetz eingehalten wird. In jedem Iterationsschritt erfahren die finiten Elemente der Tragschicht, die zunächst im wesentlichen horizontale Zugspannungen auf Basis der elastischen Berechnung aufweisen, ebenfalls überwiegend horizontale Dehnungsinkremente, so daß darunter angeordnete Bodenbereiche - also Finite Elemente - stärker an der Lastabtragung beteiligt werden. Dadurch erfolgt eine stärkere "Tiefenwirkung" der Zugspannungen und eine Verlängerung der Oberfläche der Tragschicht, woraus schließlich die ausgeprägten und zu flach ansteigenden Verformungsmulden resultieren. Die Zugrisse an der Oberfläche des Tragschichtmaterials, wie sie bei den Feldversuchen beobachtet wurden, können auch andere FE-Programme nicht nachbilden. Abhilfe würden Bruchverfolgungsalgorithmen bieten, wie sie unter Abschnitt 4.4.1 kurz angesprochen wurden.

Die Ausdehnung der Verformungsmulde stimmt beim Vergleich Versuch - Berechnung relativ gut überein.

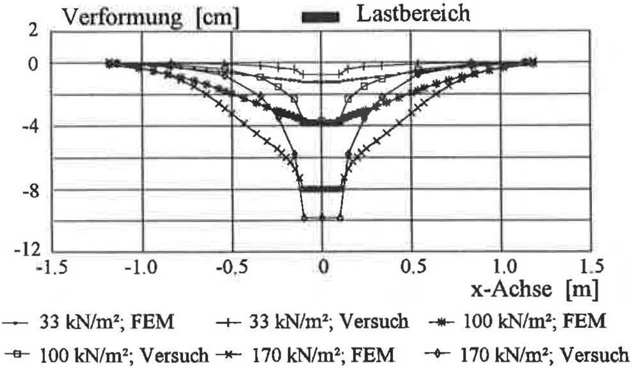


Abbildung 5.34: Verformungsverteilung für verschiedene Laststufen beim gitterbewehrten System mit 15 cm Tragschichthöhe

In den Abbildungen 5.35 und 5.36 sind die Verformungen in der Lastachse aus Berechnung und Versuch für beide Tragschichthöhen als Funktion der Belastung aufgetragen.

Eine sehr gute Übereinstimmung kann für die erste Versuchsserie (Abbildung 5.35: Tragschichthöhe 15 cm) festgestellt werden.

Bei der zweiten Versuchsserie (Abbildung 5.36) stimmen die Ergebnisse bei niedrigem Lastniveau und für das vliesbewehrte System auch bei hohem Lastniveau gut überein. Das gewebebewehrte System der Tragschichthöhe 30 cm weist im Versuch deutlich größere Verformungen auf als in der Berechnung. Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse ergaben sich für diesen Versuch jedoch geringere Dichten, vermutlich aufgrund von Mängeln bei Einbau und Verdichtung, für das Tragschichtmaterial, weshalb die aus den Triaxialversuchen gewonnenen Scherparameter für das Tragschichtmaterial im gewebebewehrten Feldversuch mit der Tragschichthöhe von 30 cm nicht erreicht wurden. Zur Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse wurden die Scherparameter für diesen Versuchstyp jedoch nicht abgemindert, woraus die geringeren Verformungen bei der Berechnung im Vergleich zum Versuch resultieren. Unter Berücksichtigung dieses Aspektes scheinen die Berechnungsergebnisse auch am gewebebewehrten System mit der Tragschichthöhe von 30 cm eine realistische Prognose darzustellen.

Der im Versuch bei beiden unbewehrten Systemen festgestellte Bruchmechanismus (Durchstanzen der Tragschicht) konnte aus den genannten programmspezifischen Gründen in der Berechnung nicht nachvollzogen werden. Bevor sich die bei den Feldversuchen gemessenen großen Verformungen für unbewehrte Systeme numerisch ergeben, wird die Systemtraglast durch Divergenzen im Tragschichtmaterial erreicht. Besonders deutlich erkennbar ist dies bei der zweiten Versuchsserie, wo in den letzten beiden Laststufen erheblich größere Verformungen bei den Versuchen festgestellt wurden. Demgegenüber wurde bei der kleineren Tragschichthöhe eine gute Prognosequalität erreicht.

Generell ist die Tendenz erkennbar, daß die numerische Analyse bei niedrigem Lastniveau die Steifigkeit des Gesamtsystems unterschätzt, woraus etwas größere Verformungen als im Versuch resultieren (siehe auch Abbildung 5.34). Mit zunehmender Belastung werden die Systemverformungen dann gut prognostiziert. Hierfür können zwei mögliche Ursachen genannt werden. Nach Einbau der Kiestragschicht befindet sich das Material in einer dichten Lagerung, wodurch bei kleinen Verformungen die Spitzenscherparameter des Materials wirksam sind. Mit steigendem Verformungsniveau erfolgt eine Auflockerung, und es werden zunehmend die Restscherparameter maßgeblich. In der numerischen Analyse fand solches Verhalten keine Berücksichtigung. Eine weitere Ursache für das oben beschriebene Verformungsverhalten liegt möglicherweise in der bereits erläuterten Problematik, die praktisch beobachtete Rissebildung des Materials numerisch nicht nachvollziehen zu können. Bei hohem Lastniveau erfolgt dadurch gegebenenfalls eine Überschätzung der Lastverteilungswirkung in der Tragschicht im Vergleich zu den Feldversuchen, wie dies auch den Auftragungen zu den Spannungsverteilungen in Abschnitt 5.3.2 zu entnehmen ist.

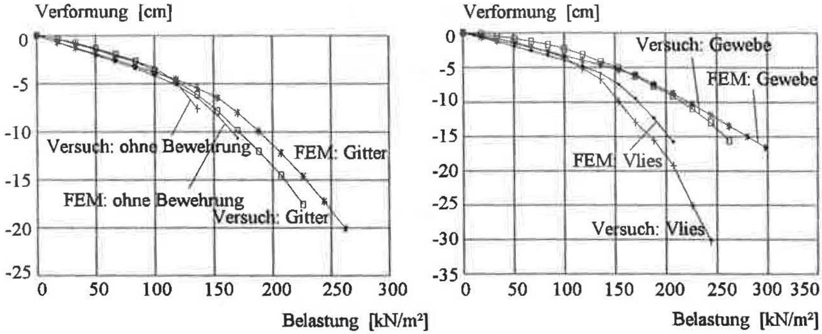


Abbildung 5.35: Vergleich der Lastverformungsverläufe in der Lastachse für Tragschichthöhe 15 cm

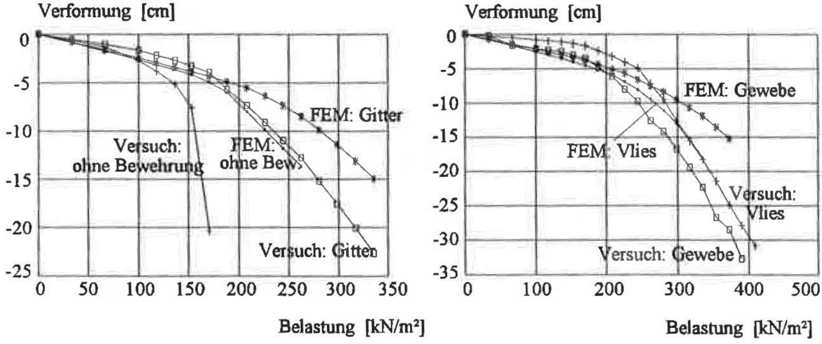


Abbildung 5.36: Vergleich der Lastverformungsverläufe in der Lastachse für Tragschichthöhe 30 cm

5.3.2 Spannungen

In den Abbildungen 5.37 und 5.38 werden die analytischen Vertikalspannungen jeweils in der Schichtgrenze des gitterbewehrten Systems der ersten Versuchsreihe und des gewebebewehrten Systems der zweiten Versuchsreihe den zugeordneten Vertikalspannungen der Feldversuche gegenübergestellt.

Die Größenordnung der ermittelten Vertikalspannungen stimmt gut überein mit den Meßwerten. In Analogie zu den Vertikalverformungen läßt sich auch aus den Vertikalspannungen tendenziell eine leichte Überschätzung der Lastausbreitung ablesen, die sich jedoch wesentlich weniger ausgeprägt darstellt als bei den Vertikalverformungen.

Die unterhalb der Schichtgrenze wirksamen Horizontalspannungen (Abbildung 5.39) stimmen mit den Versuchsergebnissen ebenfalls relativ gut überein. Die bei den Versuchen festgestellte Reduktion der Horizontalspannungen in der Lastachse können numerisch andeutungsweise nachvollzogen werden.

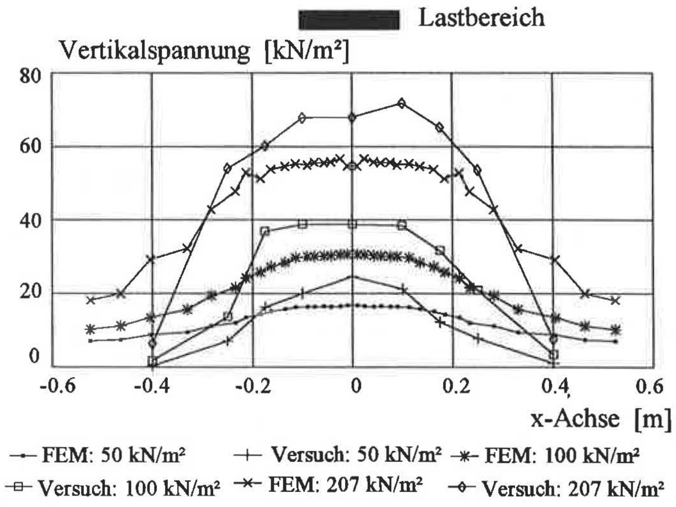


Abbildung 5.37: Vertikalspannungsverlauf in der Schichtgrenze beim gitterbewehrten System der Tragschichthöhe 15 cm

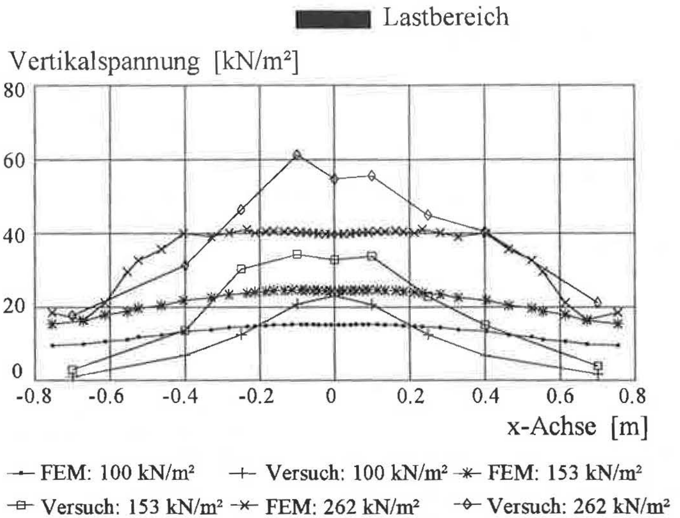


Abbildung 5.38: Vertikalspannungsverlauf in der Schichtgrenze beim gewebebewehrten System der Tragschichthöhe 30 cm

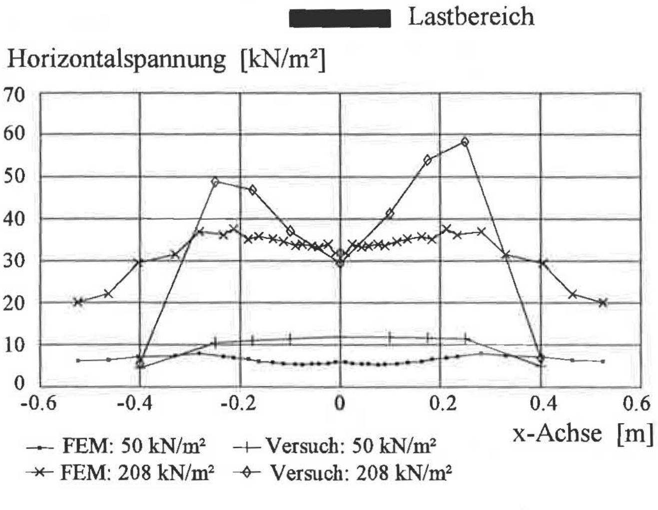


Abbildung 5.39: Horizontalspannungsverlauf unterhalb der Schichtgrenze beim gitterbewehrten System der Tragschichthöhe 15 cm

5.3.3 Dehnungen der Bewehrungen

Der Vergleich der numerisch mit den meßtechnisch ermittelten Dehnungen muß unter Berücksichtigung der generellen Problematik, die mit Dehnungsmessungen unter Bodeneinbaubedingungen verbunden ist, erfolgen. So sind teilweise Ausfälle von Meßgebern für unsymmetrische Dehnungsverteilungen verantwortlich, oder es werden Maximaldehnungen aufgrund des (beginnenden) Ausfalls von Meßwertaufnehmern nicht richtig erfaßt. Dies gilt besonders bei den vorliegend, teilweise sehr hohen Bewehrungsdehnungen. Weiterhin ist mit gewissen Streuungen, Fehlmessungen und dem Ausfall von Meßgebern wegen der Grobkörnigkeit des Tragschichtmaterials und den damit verbundenen möglichen Verklemmungseffekten, Kabelabrissen etc. zu rechnen.

TRAGSCHICHTSTÄRKE 15 CM

Die Dehnungsverteilungen aus Versuch und Berechnung sind in Abbildung 5.40 für das vliesbewehrte System der Tragschichthöhe 15 cm mit Laststufen im Gebrauchslastbereich bis zur Bruchbelastung gegenübergestellt.

Bei niedriger und mittlerer Belastung stimmen Dehnungsverteilung sowie die festgestellten Maximaldehnungen sehr gut überein. Im Bruchlastbereich kann die Maximaldehnung ebenfalls gut prognostiziert werden, während die im Versuch festgestellte weitreichende Aktivierung des Geotextils nicht nachvollzogen werden konnte. Ein Grund hierfür könnte die Überschätzung der Scherfestigkeit zwischen Kies und Vlies bzw. Seeton und Vlies sein. Eine weitere Ursache ist wiederum in der fehlenden Möglichkeit, Rissebildungen im Tragschichtmaterial numerisch nachzuvollziehen, zu sehen. Der eingesetzte Algorithmus zum Abbau der Zugspannungen aktiviert noch weit von der Symmetrieachse entfernte Bodenbereiche der Tragschicht, woraus eine Entspannung der dort vorhandenen Bewehrung resultiert.

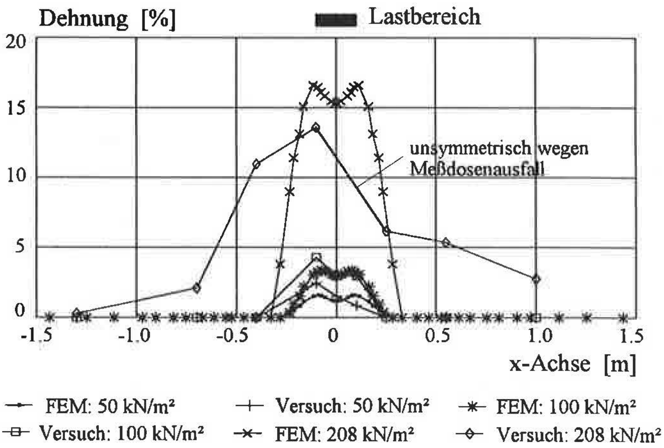


Abbildung 5.40: Dehnungsverteilungen für das vliesbewehrte System bei einer Tragschichtstärke von 15 cm

Abbildung 5.41 stellt die ermittelten Dehnungen in der Symmetrieachse aus Berechnung und Versuch bei einer Tragschichthöhe von 15 cm gegenüber. Mit Ausnahme des gitterbewehrten Systems kann eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung festgestellt werden. Aufgrund der Versagensursache (Riß des Gitters) beim gitterbewehrten Versuch ist jedoch davon auszugehen, daß deutlich zu niedrige Dehnungen gemessen wurden, da die Bruchdehnung des Produktes nach Herstellerangaben etwa bei 12 % liegt. Diese Vermutung wird auch durch die zweite Versuchsserie bestärkt. Bei gemessenen Dehnungen von etwa 11.5 % wurde dabei wiederum das Systemversagen durch Gitterriß eingeleitet. Auf Grundlage dieser Vorgaben scheinen die numerisch ermittelten Dehnungen beim gitterbewehrten System, die Verhältnisse ebenfalls sehr gut zu beschreiben, wie sie während des Versuches vorgelegen haben müßten.

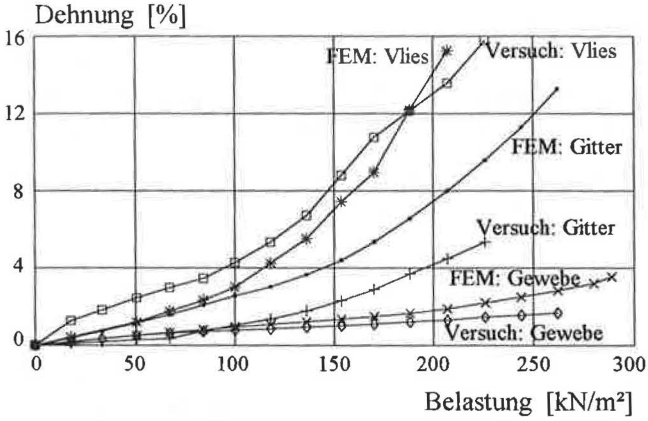


Abbildung 5.41: Dehnungen der Bewehrungen in der Symmetrieachse als Funktion der Belastung bei einer Tragschichtstärke von 15 cm

TRAGSCHICHTSTÄRKE 30 CM

In Abbildung 5.42 sind die Dehnungen für das gewebebewehrte System der Tragschichthöhe 30 cm im Gebrauchs- bis Bruchlastbereich dargestellt.

Wiederum werden die Maximaldehnungen gut prognostiziert. Die Dehnungsverteilung wird bei niedrigem Lastniveau scheinbar überschätzt, wobei aufgrund der hierbei kleinen zu messenden Dehnungen die Versuchswerte kritisch zu betrachten sind. Leichte Verschiebungen des Gewebes, beispielsweise beim Einbau oder der Verdichtung der Tragschicht, können bereits zu entsprechenden Meßfehlern führen. Bei mittlerem Lastniveau wird die Dehnungsverteilung numerisch relativ gut nachvollzogen. Im Bereich der Systemtraglast erfolgt wiederum eine Unterschätzung der aktivierten Bewehrungslänge, wobei jedoch die Prognose besser als bei der ersten Versuchsserie ausfällt.

Der Abbildung 5.43 sind die gerechneten und gemessenen Maximaldehnungen als Funktion der Belastung für die zweite Versuchsserie zu entnehmen, wobei ebenfalls eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung festzustellen ist.

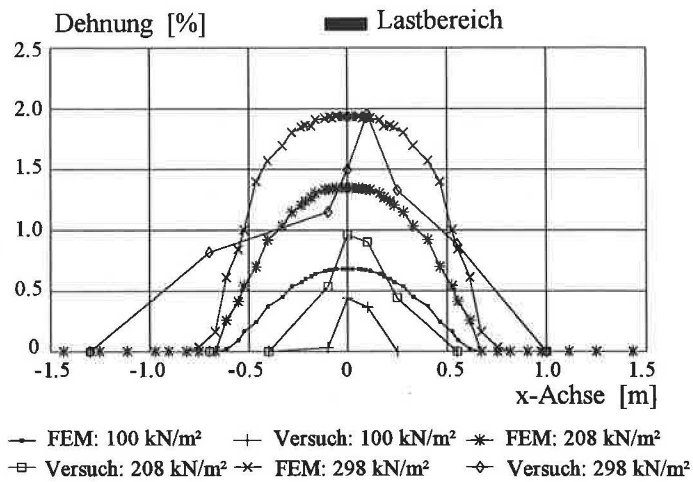


Abbildung 5.42: **Dehnungsverteilungen für das gewebebewehrte System bei einer Tragschichtstärke von 30 cm**

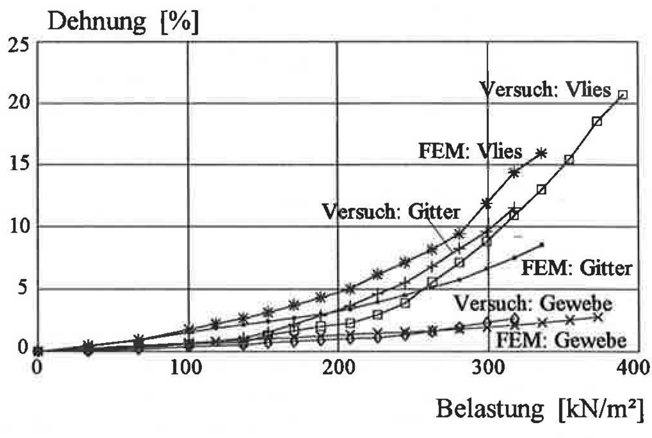


Abbildung 5.43: **Dehnungen der Bewehrungen in der Symmetrieachse als Funktion der Belastung bei einer Tragschichtstärke von 30 cm**

5.3.4 Zugkräfte der Bewehrungen

Die Zugkräfte ergeben sich unmittelbar aus den Dehnungen. Nachfolgend werden Zugkraftverteilungen sowie der Verlauf der Zugkräfte als Funktion der Belastung, wie sie sich aus den Dehnungen nach Abschnitts 5.3.3 ergeben, für beide Versuchsserien dokumentiert.

15 CM TRAGSCHICHT

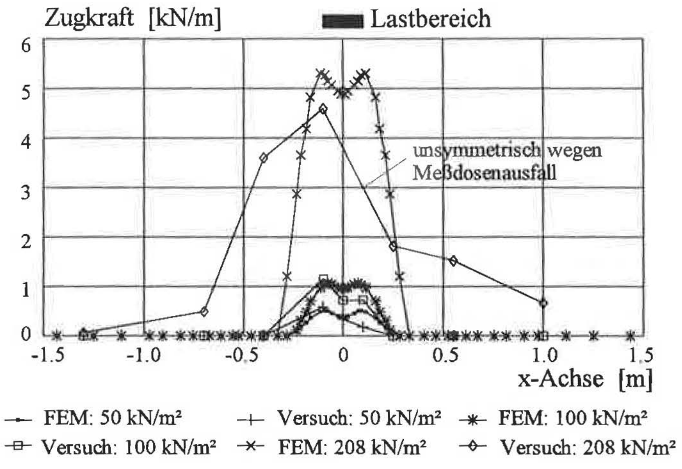


Abbildung 5.44: Zugkraftverteilungen für das vliesbewehrte System bei einer Tragschichtstärke von 15 cm

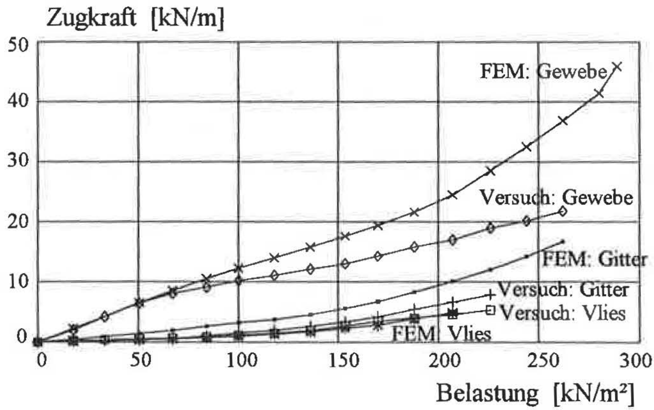


Abbildung 5.45: Zugkraftverläufe der Bewehrungen in der Symmetrieachse als Funktion der Belastung bei einer Tragschichtstärke von 15 cm

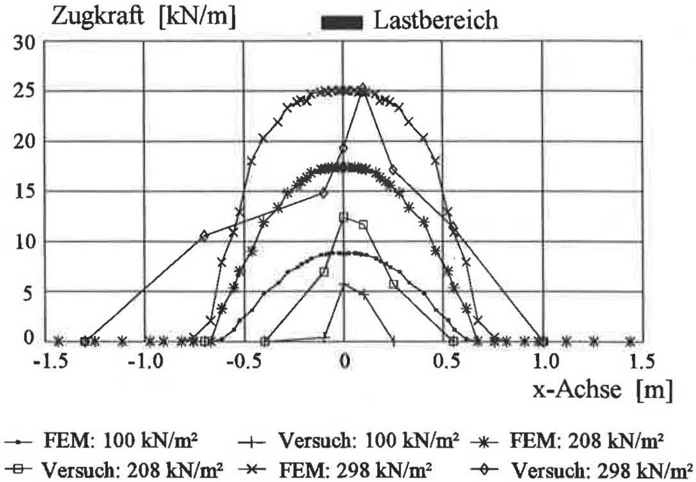


Abbildung 5.46: **Zugkraftverteilungen für das gitterbewehrte System bei einer Tragschichtstärke von 30 cm**

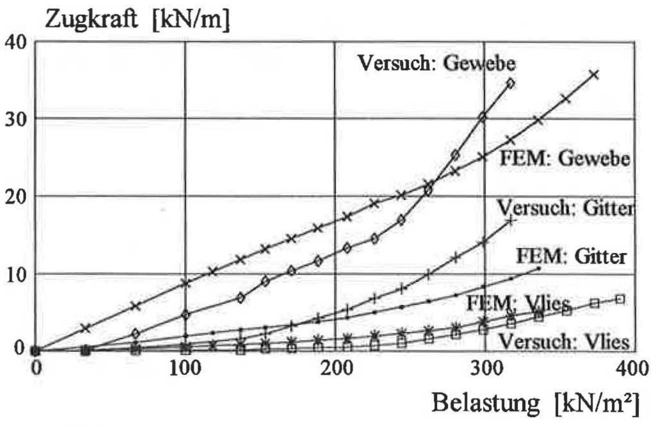


Abbildung 5.47: **Zugkraftverläufe der Bewehrungen in der Symmetrieachse als Funktion der Belastung bei einer Tragschichtstärke von 30 cm**

5.3.5 Traglasten

Die kurzzeitigen Systemtraglasten ohne Konsolidierung des Untergrundes, wie sie sich bei den Feldversuchen und den numerischen Analysen ergaben, sind in Abbildung 5.48 zusammengestellt.

Für die bewehrten Systeme gelang demzufolge eine besonders gute Traglastprognose, wobei generell die Tendenz festzustellen ist, daß rechnerisch, besonders bei der niedrigen Tragschichtstärke, die Traglast bei mittlerer bis hoher Bewehrungssteifigkeit eher etwas zu hoch ermittelt wird.

Die Traglast der unbewehrten Systeme wird numerisch für beide Tragschichthöhen überschätzt. Dies ist auf die Bruchursache (Durchstanzen der Tragschicht) dieser Systeme zurückzuführen, die mit dem verwendeten Programmsystem nur andeutungsweise nachvollzogen werden kann.

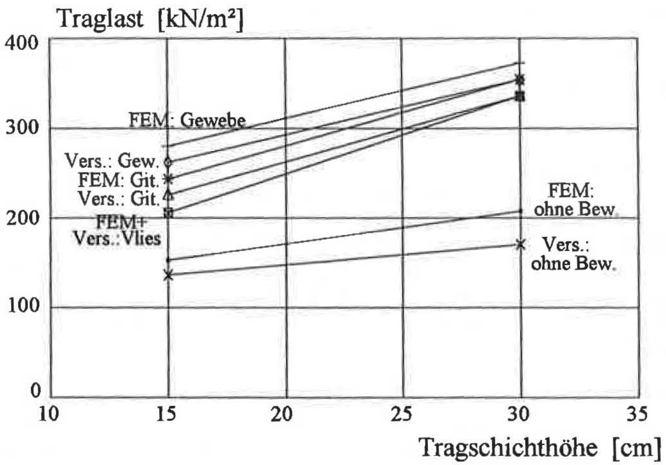


Abbildung 5.48: Vergleich der Systemtraglasten aus Versuch und Berechnung

5.4 Zur Prognosequalität und praktischen Ausführbarkeit der Berechnungen

Unter Verwendung der in Abschnitt 4 erläuterten Materialgesetze und den Erweiterungen des Programmsystems bezüglich der Berücksichtigung nichtlinearer Materialparameter, kann generell eine gute bis sehr gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den Feldversuchen festgestellt werden.

Theoretische und programmtechnische Weiterentwicklungen sind aus den vorliegenden Erfahrungen insbesondere in der numerischen Behandlung von ermittelten, unzulässigen Zugspannungen erforderlich. Das im Rahmen dieser Arbeit eingesetzte Materialgesetz Tension-cut-off ist nicht in der Lage, die praktisch auftretende Rissebildung bei Zugbeanspruchung und damit die Entkopplung von Bodenbereichen numerisch nachzuvollziehen. Es werden bodenmechanisch zulässige Spannungszustände ermittelt, die jedoch insbesondere in den nicht unmittelbar von der Lasteintragung beeinflußten Bereichen nicht zutreffen, worauf im wesentlichen die nachfolgend zusammengestellten Differenzen zwischen Versuch und Berechnung zurückzuführen sind. Von der Entwicklung geometrisch nichtlinear arbeitender Bruchverfolgungsalgorithmen sind diesbezüglich wesentliche Verbesserungen zu erwarten.

- Verformungen und Spannungen:

  Die rechnerisch ermittelten Verformungs- und Spannungsverteilungen werden im Vergleich zum Versuch generell etwas überschätzt. Für praktische Anwendungen ist dies von untergeordneter Bedeutung, da die Maximalwerte für die Verformungen relativ gut prognostiziert werden. Aufgrund der numerisch ermittelten weiteren Verteilung der Vertikalspannungen unterhalb der Schichtgrenze werden deren Maximalwerte, insbesondere die Spannungsspitzen im Bereich der Lasteintragung, leicht unterschätzt. Dies ist hinsichtlich der Festlegung von zulässigen Spannungen zu beachten.

- Dehnungen und Zugkräfte:

  Die Dehnungs- und Zugkraftverteilung wird bei hohem Lastniveau unterschätzt. Dies gilt unabhängig von der Steifigkeit der eingesetzten Bewehrung, äußert sich jedoch bei geringer Bewehrungssteifigkeit in besonderem Maße. Die Ermittlung erforderlicher Einbindelängen sollte deshalb auf Basis konventioneller Berechnungen (siehe Abschnitt 3) erfolgen. Die Wahl der zu verwendenden Bewehrung kann mit Hilfe der vorgestellten numerischen Analyse sehr gut erfolgen, da die Maximaldehnungen und die maximalen Zugkräfte sehr gut prognostiziert werden.

- Traglasten:

  Die maßgebenden Traglasten der bewehrten Systeme werden unter Berücksichtigung der in Abschnitt 5.1 genannten Kriterien in guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erhalten. Vorsicht ist jedoch bei unbewehrten Systemen geboten, da Durchstanzvorgänge, die unbewehrt in der Regel die Systemtraglast begrenzen, numerisch nicht korrekt nachvollzogen werden können. Auch bei differenzierten Analysen der Verformungs- und insbesondere der Spannungsverteilungen wurden vorliegend die Traglasten der unbewehrten Systeme um etwa 12 % bis 22 % überschätzt.

Die insgesamt sehr gute Übereinstimmung der Berechnungen mit den Ergebnissen der Feldversuche ist insbesondere auf die Berücksichtigung der Spannungsabhängigkeit der

Materialparameter von Tragschicht- und Untergrundmaterial zurückzuführen. So wurde bei der Annahme der Sekantenscherparameter für das Tragschichtmaterial eine deutlich schlechtere Prognosequalität festgestellt.

Aufgrund der bei hohem Lastniveau und bei bewehrten Systemen häufig festgestellten Konvergenzprobleme der Thin-Layer Joint Elemente wäre für praktische Anwendungen zu prüfen, inwieweit eine wesentliche Ergebnisverfälschung bei Vernachlässigung der Diskretisierung der Übergangsbereiche Bewehrung-Bodenmaterial zu erwarten ist. Bei vorliegender Systemgeometrie ergaben solche Untersuchungen nur Abweichungen in der Größenordnung von weniger als ein Prozent in Bezug auf die Systemverformungen. Die Bewehrungszugkräfte wurden mit zwei bis acht Prozent etwas überschätzt, was auf die fehlende Scherfläche beim Übergang Bewehrung-Boden zurückzuführen ist. Weiterhin wurden noch kürzere, erforderliche Einbindelängen ermittelt. Da jedoch ein möglicherweise maßgebender Bruchmechanismus (Abscheren der Tragschicht auf der Bewehrung) beim Verzicht auf Thin-Layer Joint Elemente vernachlässigt wird, sind diesbezüglich weitere Untersuchungen durchzuführen.

Für die Simulation der Bewehrung wäre zur effizienten Nutzung des Programmsystems eine Erweiterung erforderlich, der die Aufgabe der Deaktivierung von Stabelementen bei Druckbeanspruchung ("Compression-cut-off") und Reaktivierung bei Zugbeanspruchung zukäme, um die sonst erforderliche ständige Überwachung der Bewehrungsspannungen zu automatisieren.

Gegen praktische Anwendungen sprechen momentan noch die erheblichen Rechenzeiten auf handelsüblichen, IBM-kompatiblen Rechnern. So wurden auf einem Computer des Prozessortyps Intel 80486, mit 25 MHz getaktet, Rechenzeiten für unbewehrte Systeme von etwa 2 Wochen und für bewehrte Systeme bis zu 5 Wochen benötigt. Dem steht jedoch die sehr schnell fortschreitende Entwicklung immer leistungsfähigerer Hardware zu immer günstigeren Konditionen gegenüber. Derzeit ist bei gleichem wirtschaftlichen Aufwand eine Verdoppelung der Systemrechenleistung innerhalb von etwa zwei Jahren erkennbar.

Die Gewinnung der erforderlichen Materialparameter ist unproblematisch, da nur leicht modifizierte Standardlaborversuche ausgeführt wurden und entsprechend Abschnitt 3 auszuwerten sind.

6 Kinematische Analyse zur Tragfähigkeit des Zweischichtensystems

Bei unbewehrten und bewehrten Zweischichtensystemen handelt es sich häufig um temporär beschränkte Baumaßnahmen wie beispielsweise rückbaubare Baustraßen, für deren Entwurf und Bemessung der Einsatz von aufwendigen Berechnungsverfahren, wie der in den Abschnitten 4 und 5 vorgestellten Methode der Finiten Elemente, heute noch unwirtschaftlich erscheint. Da zudem der besonders bei unbewehrten Systemen beobachtete Versagensmechanismus (Durchstanzen der Tragschicht) mittels der FEM nur andeutungsweise rechnerisch nachvollzogen werden konnte, sollten deshalb die auf Basis numerisch einfacherer, kinematischer Verfahren ermittelten Systemtraglasten den Feldversuchsergebnissen gegenübergestellt werden.

Zur Quantifizierung von Grenzlasten oder auch Standsicherheiten bedient man sich in der Bodenmechanik häufig des zweiten oder kinematischen oder oberen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie von DRUCKER/GREENBERG/PRAGER (1952), wonach jedes Belastungssystem instabil ist, zu dem sich ein kinematisch zulässiger Verschiebungszustand angeben läßt, bei dem die äußere Arbeit größer oder gleich der Dissipationsarbeit ist. Lösungen, die auf dem kinematischen Grenzwertsatz beruhen, liegen auf der "unsicheren" Seite und nähern sich bei Traglastuntersuchungen der exakten Lösung von "oben" an.

In der Grundbaupraxis werden häufig sogenannte Einkörperverfahren eingesetzt. Bei diesen ist zwischen den verschiedenen Lamellenmethoden und den Verfahren zu unterscheiden, bei denen die rechnerische Analyse an einem einzigen, in sich unverschieblichen, starren Körper erfolgt. Ebenfalls häufig angewendet wird die Block-Gleit-Methode im Gegensatz zur Kinematischen Elemente Methode (KEM) nach GUSSMANN (1982, 1986), die beide den Mehrkörperverfahren zuzurechnen sind.

Alle kinematischen Verfahren beruhen auf der Untersuchung des Grenzgleichgewichtes. Es muß jeweils eine "ausreichende" Variation der verschiedenen Bruchmechanismen erfolgen, um der tatsächlichen Lösung möglichst nahe zu kommen.

Vorliegend erfolgten Traglastuntersuchungen für bewehrte und unbewehrte Zweischichtensysteme unter Berücksichtigung der geometrischen und physikalischen Gegebenheiten der Feldversuche auf Basis der Kinematischen Elemente Methode nach Gußmann. Die KEM ist als eine Erweiterung des allgemeinen Lamellenverfahrens von GUSSMANN (1978) bzw. als eine Weiterentwicklung der von GUDEHUS (1972), GOLDSCHEIDER (1979) u. a. entwickelten kinematischen Verfahren zu verstehen, die ihren gemeinsamen Ursprung in der Coulombschen Extremalmethode haben. Hinsichtlich der theoretischen Grundlagen der KEM sei deshalb auf GUSSMANN (1982, 1986) und GUSSMANN/SCHAD (1990) verwiesen.

Die Berechnungen erfolgten mit einem EDV-Programm, welches bereits von BAUER (1989) für seine Forschungsarbeiten verwendet wurde. Für die vorliegende Anwendung ist vor allem auf folgende von BAUER (1989) ausgeführten Weiterentwicklungen des Programmes hinzuweisen:

- Bei der Analyse der Tragfähigkeit von Zweischichtensystemen wurden im Rahmen der geometrischen Systemoptimierung Bruchkörpergeometrien als maßgebend ermittelt, die zu bodenmechanisch unzulässigen Spannungszuständen für das verwendete Tragschichtmaterial im Bereich des Durchstanzkörpers führten. Durch Einführung einer Zusatzbedingung, welche fordert, daß der Spannungszustand im Elementinneren dem plastischem Grenzzustand unter Verwendung des Fließgesetzes von Mohr-Coulomb entsprechen soll, werden die als Modellierungsfehler bezeichneten Unzulänglichkeiten ausgeglichen. Hierfür erfolgt unter Betrachtung der Kräftegleichgewichte die Ermittlung der Hauptspannungen für die jeweils betroffenen Elemente. Danach wird auf Basis der Mohr-Coulombschen Bruchhypothese ein Ausnutzungsgrad AG, der für AG = 1 das Element gerade im Grenzzustand beschreibt, ermittelt. Die geometrische Systemoptimierung wird schließlich so gesteuert, daß sich das betroffene Element im Bereich des Durchstanzkörpers gerade im Grenzzustand befindet.

- Zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der Bewehrung wird davon ausgegangen, daß diese die Verformungen des Bruchsystems in Bewehrungsrichtung nicht nachvollzieht. Für die an die Bewehrung angrenzenden Bodenbereiche ergibt sich dadurch eine Relativverschiebung in Bezug auf die Bewehrung. Somit können die bewehrungsparallen Schubkräfte in die Bewehrung eingetragen werden. Weiterhin kann eine Abminderung der maßgeblichen Scherfestigkeitsparameter zwischen Bodenmaterial und Bewehrung definiert werden.

  Die sich daraus ergebende, günstigere Belastungssituation für das Untergrundmaterial stimmt im Ansatz mit den Erkenntnissen aus den Berechnungen auf Basis der Finiten Elemente (siehe Abschnitt 5) überein. Eine physikalisch korrekte Berücksichtigung der Bewehrungssteifigkeit ist allerdings nicht möglich, obwohl durch eine Abminderung der Scherfestigkeiten zwischen Bewehrung und Bodenmaterial mit abnehmender Bewehrungssteifigkeit eine Korrektur der Schubkraftabtragung durch die Bewehrung in Analogie zu den FE-Berechnungen erfolgen kann. Da jedoch eine Rückkopplung an entsprechende Laborversuchsergebnisse (z. B.: Herausziehversuch, direkter Scherversuch) nicht sinnvoll möglich ist, wurde auf eine entsprechende Simulation der in den Feldversuchen verwendeten Bewehrungssteifigkeiten verzichtet.

Nachfolgend werden zunächst die im Zuge der ausgeführten Berechnungen erforderlichen Programmerweiterungen vorgestellt, bevor schließlich eine Gegenüberstellung der Berechnungs- und Versuchsergebnisse erfolgt.

6.5 Programmerweiterungen zur Methode der Kinematischen Elemente

Die zur Verfügung stehende Programmversion zur KEM wies keine Möglichkeit auf, die bei den Laborversuchen festgestellte Spannungsabhängigkeit der Scherparameter des Tragschichtmaterials (siehe Abschnitt 3.2.3 bzw. Abbildung 3.14) zu berücksichtigen. Für die korrekte Umsetzung der bodenmechanischen Gegebenheiten und die realistische Ermittlung der Systemtraglasten erschien eine entsprechende numerische Weiterentwicklung des Programmes unumgänglich.

Wie bereits ausgeführt, muß bei Traglastuntersuchungen, die auf dem kinematischen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie beruhen, eine Optimierung der Ausgangsgeometrie im Hinblick auf die Zielfunktion erfolgen. Als Zielfunktion ist die virtuelle Arbeit der äußeren Kräfte am "nachgiebigen Rand" (vorliegend: Belastungsfläche) definiert. Die maßgebende Zielfunktion bzw. Traglast des Zweischichtensystems ergibt sich aus dem ungünstigsten aller möglichen und zulässigen Bruchmechanismen. Bei der Variation der Geometrie zur Ermittlung des maßgebenden Bruchmechanismus sind verschiedene Nebenbedingungen einzuhalten. Einige sind als trivial und einfach erfüllbar zu bezeichnen (z. B.: berandende Konstruktionselemente, wie Randfelsschichen, Symmetrieachsen, etc.). Andere Nebenbedingungen wie die Einhaltung positiver Längen für die Elementseiten und die Kontrolle, daß Elementflächen stets positiv sein müssen, sind mathematisch ebenfalls relativ leicht zu erfassen, während die bodenmechanische Nebenbedingung, keine oder nur geringe Zugkräfte zuzulassen, vergleichbar dem Bruchkriterium Tension-cut-off in den Abschnitten 4 und 5, schwieriger zu behandeln ist, da häufig nicht auf Anhieb eine Startgeometrie gefunden wird, die eine zugkraftfreie Statik aufweist. Weiterhin wurde während der Berechnungsdurchführung wiederholt festgestellt, daß mit den implementierten Optimierungsalgorithmen bei der Variation der Systemgeometrie zur Lokalisierung des kritischen Bruchmechanismus eine erhebliche Gefahr besteht, nicht die maßgebende Bruchgeometrie, also das absolute Minimum für die Zielfunktion aufzufinden, sondern daß teilweise lokale Minima ermittelt und als maßgebend angegeben werden.

Für eine Kontrolle der vorgenannten Problematik wurden dem Programm grafische Darstellungsmöglichkeiten hinzugefügt. Weiterhin schien es erforderlich, die verfügbaren Optimierungsstrategien zu erweitern, um eine möglichst umfassende Abprüfung verschiedenster Bruchgeometrien zu ermöglichen. Dies reduziert die Gefahr lokaler Minimumsfindung erheblich und erleichtert das Auffinden von zugkraftfreien Bruchgeometrien.

6.5.6 Spannungsabhängige Scherparameter

Zur Erläuterung der Berücksichtigung spannungsabhängiger Scherparameter muß kurz auf die Festlegung der Geometrie, die Kinematik und auf die statischen Grundgleichungen zur KEM eingegangen werden.

Die Festlegung der System- und Elementstruktur erfolgt knotenorientiert. Zur Beschreibung der Geometrie eines kinematischen Elementes werden drei bzw. vier Eckpunkte mit den kartesischen Koordinaten x_i und z_i eingeführt (Abbildung 6.1). Den Elementen und Seitenrändern werden die Stoffparameter des zugehörigen Bodenmaterials zugeordnet, wobei bei inneren Rändern an der Grenzschicht zweier Materialien zu beachten ist, daß jeweils die niedrigeren Scherparameter maßgeblich sind.

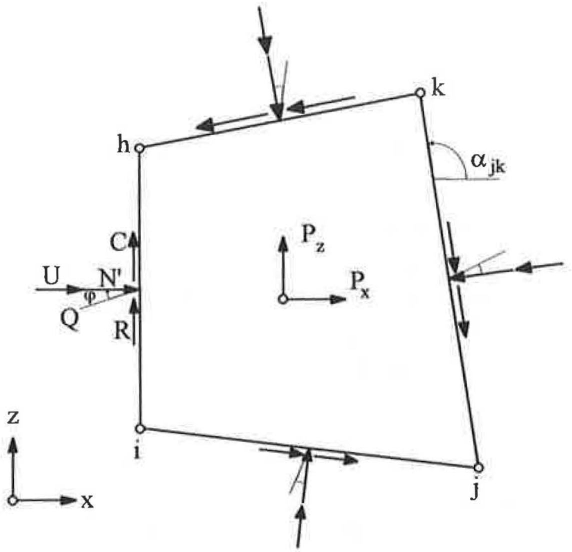


Abbildung 6.1: Kräfte und Bezeichnungen am kinematischen Element

KINEMATIK

Der Bewegungsmechanismus wird durch eine vertikale Verschiebung des Belastungsbalkens gegen die z-Richtung ausgelöst. Aufgrund der geradlinigen Begrenzungen der als starr angenommenen Elemente können nur Translationen auftreten. Zeichnerisch lassen sich die Verschiebungsvektoren aus dem Verschiebungsplan (Hodograph) bestimmen. Analytisch werden die unbekannten Relativverschiebungen durch die Formulierung eines globalen Gleichungssystems bestimmt, wobei die Anzahl der inneren Knoten mit der Anzahl der Elemente übereinstimmen muß, so daß sich für jedes Element die Relativverschiebung in x- und z-Richtung ergibt. Daraus können schließlich die Richtungen der in den Bruchflächen wirkenden Scherkräfte ermittelt werden, die als Reaktionskräfte den Relativverschiebungen entgegenwirken. Von der Kinematik wird also eine Vorzeichenmatrix an die Statik für die Festlegung der Richtungen der Scherkräfte übergeben. Die Untersuchung der Kinematik ist außerdem erforderlich, um die Bewegungsfähigkeit und somit die Zulässigkeit des angenommenen Systems nachzuweisen. Weiterhin können aus den Relativverschiebungen die Absolutverschiebungen zur Berücksichtigung der Bewehrung ermittelt werden.

An den Rändern wirken die zur Gewährleistung des Gleichgewichtes erforderlichen und in Abbildung 6.1 eingetragenen Randkräfte mit folgenden Bezeichnungen und Zusammenhängen, wobei der Index i für den jeweiligen Seitenrand steht:

φ_i	maßgeblicher innerer Reibungswinkel am jeweiligen Rand i,
c_i	maßgebliche Kohäsion am jeweiligen Rand i,
α_i	Randwinkel von der Horizontalen gegen den Uhrzeigersinn auf die Elementaußenseite weisend, positiv,
l_i	Länge des Randes i,
N_i'	effektive Normalkraft,
U_i	Porenwasserdruckkraft $= u_i \cdot l_i$,
C_i	Kohäsionskraft $= c_i \cdot l_i$,
R_i	Reibungskraft $= N_i' \cdot \tan\varphi_i$,
Q_i	Resultierende aus N_i' und R_i, mit $Q_i = N_i' / \cos\varphi_i$.

Die auf einen Rand wirkende Kraft S_i ergibt sich zu

$$S_{i,n} = N_i' + U_i \tag{6.1}$$

$$S_{i,t} = R_i + C_i \tag{6.2}$$

mit $S_{i,n}$ als normal zum Rand i wirkender Komponente und

$S_{i,t}$ als tangential zum Rand i wirkender Komponente.

Unter Berücksichtigung eines "Richtungsvorzeichens", mit welchem der innere Reibungswinkel und die Kohäsion multiplikativ zu beaufschlagen sind, um die bei der Kinematik festgestellte Wirkungsrichtung der Scherkräfte festzulegen, ergeben sich die kartesischen Komponenten von S zu:

$$S_{i,x} = N_i' \cdot \left(-\sin\alpha_i - \cos\alpha_i \cdot \tan(\varphi_i \cdot \delta_i)\right) - U_i \cdot \sin\alpha_i - C_i \cdot \delta_i \cdot \cos\alpha_i \tag{6.3}$$

$$S_{i,z} = N_i' \cdot \left(\cos\alpha_i - \sin\alpha_i \cdot \tan(\varphi_i \cdot \delta_i)\right) + U_i \cdot \cos\alpha_i - C_i \cdot \delta_i \cdot \sin\alpha_i \tag{6.4}$$

mit $S_{i,x}$ Komponente in x-Richtung,

$S_{i,z}$ Komponente in z-Richtung,

δ_i "Richtungsvorzeichen" der Scherparameter am Rand i (aus der Kinematik bekannt).

Damit ist die auf einen Rand i wirkende Kraft S_i nach Größe und Richtung auf die einzig noch unbekannte Kraft N_i' zurückgeführt.

Werden weiterhin die Wirkungen des Eigengewichts sowie eventuelle Auflasten (Linien- oder Einzellasten) in die Vektoren p_x und p_z zusammengefaßt und das Gleichgewicht in x- und z-Richtung für alle Elemente (von Element 1 bis j) über jeweils alle Ränder

(Summe von Rand 1 bis Rand k) aufsummiert und angeschrieben, ergibt sich ein lineares Gleichungssystem. Für j Elemente stehen $2 \cdot j$ Gleichungen zur Verfügung. Die statische Bestimmtheit der Lösung ist dann gegeben, wenn die Anzahl der unbekannten Randkräfte N exakt der zweifachen Anzahl der Elemente entspricht. Das globale Gleichungssystem lautet:

Von Element 1:

$$\sum_{i=1}^{k}\left(N_i'^{1} \cdot \left(-\sin\alpha_i^1 - \cos\alpha_i^1 \cdot \tan\left(\varphi_i^1 \cdot \delta_i^1\right)\right) - U_i^1 \cdot \sin\alpha_i^1 - C_i^1 \cdot \delta_i^1 \cdot \cos\alpha_i^1\right) + p_x^1 = 0 \qquad (6.5)$$

$$\sum_{i=1}^{k}\left(N_i'^{1} \cdot \left(\cos\alpha_i^1 - \sin\alpha_i^1 \cdot \tan\left(\varphi_i^1 \cdot \delta_i^1\right)\right) + U_i^1 \cdot \cos\alpha_i^1 - C_i^1 \cdot \delta_i^1 \cdot \sin\alpha_i^1\right) + p_z^1 = 0 \qquad (6.6)$$

bis Element j:

$$\sum_{i=1}^{k}\left(N_i'^{j} \cdot \left(-\sin\alpha_i^j - \cos\alpha_i^j \cdot \tan\left(\varphi_i^j \cdot \delta_i^j\right)\right) - U_i^j \cdot \sin\alpha_i^j - C_i^j \cdot \delta_i^j \cdot \cos\alpha_i^j\right) + p_x^j = 0 \qquad (6.7)$$

$$\sum_{i=1}^{k}\left(N_i'^{j} \cdot \left(\cos\alpha_i^j - \sin\alpha_i^j \cdot \tan\left(\varphi_i^j \cdot \delta_i^j\right)\right) + U_i^j \cdot \cos\alpha_i^j - C_i^j \cdot \delta_i^j \cdot \sin\alpha_i^j\right) + p_z^j = 0\,. \qquad (6.8)$$

In Matrizenschreibweise ergibt sich:

$$[K] \cdot \{N'\} + \{F\} = 0 \qquad (6.9)$$

mit

$[K]$ Reibungsmatrix (siehe GUSSMANN (1985)), die durch die verschiedenen Winkel (Reibungswinkel, Randwinkel) sowie die Richtungsvorzeichen gebildet wird,

$\{N'\}$ Vektor der unbekannten effektiven Normalkräfte,

$\{F\}$ Lastvektor, der alle bekannten äußeren Kräfte (Kohäsion, Wasserdruck, Eigengewicht, Auflasten) enthält.

Die Lösung des Gleichungssystems erfolgt durch Anwendung des Gaußschen Algorithmus.

SPANNUNGSABHÄNGIGE SCHERPARAMETER

Da der innere Reibungswinkel den Aufbau der Reibungsmatrix $[K]$ und die Kohäsion den Lastvektor $\{F\}$ beeinflußt und beide Scherparameter von den Spannungen, die sich direkt aus den zu ermittelnden effektiven Normalkräften $\{N'\}$ ergeben, abhängen, ist das Gesamtgleichungssystem (Gleichungen (6.5) bis (6.9)) nicht mehr geschlossen lösbar, sondern stellt sich folgendermaßen dar:

Von Element 1:

$$\sum_{i=1}^{k}\left(N_i'^{1}\cdot\left(-\sin\alpha_i^1-\cos\alpha_i^1\cdot\tan\left(\varphi_i^1\left(N_i'^1\right)\cdot\delta_i^1\right)\right)-U_i^1\cdot\sin\alpha_i^1-C_i^1\left(N_i'^1\right)\cdot\delta_i^1\cdot\cos\alpha_i^1\right)+p_x^1=0$$

$$\sum_{i=1}^{k}\left(N_i'^{1}\cdot\left(\cos\alpha_i^1-\sin\alpha_i^1\cdot\tan\left(\varphi_i^1\left(N_i'^1\right)\cdot\delta_i^1\right)\right)+U_i^1\cdot\cos\alpha_i^1-C_i^1\left(N_i'^1\right)\cdot\delta_i^1\cdot\sin\alpha_i^1\right)+p_z^1=0$$

bis Element j:

$$\sum_{i=1}^{k}\left(N_i'^{j}\cdot\left(-\sin\alpha_i^j-\cos\alpha_i^j\cdot\tan\left(\varphi_i^j\left(N_i'^j\right)\cdot\delta_i^j\right)\right)-U_i^j\cdot\sin\alpha_i^j-C_i^j\left(N_i'^j\right)\cdot\delta_i^j\cdot\cos\alpha_i^j\right)+p_x^j=0$$

$$\sum_{i=1}^{k}\left(N_i'^{j}\cdot\left(\cos\alpha_i^j-\sin\alpha_i^j\cdot\tan\left(\varphi_i^j\left(N_i'^j\right)\cdot\delta_i^j\right)\right)+U_i^j\cdot\cos\alpha_i^j-C_i^j\left(N_i'^j\right)\cdot\delta_i^j\cdot\sin\alpha_i^j\right)+p_z^j=0$$

wobei $\varphi_i^1\left(N_i'^1\right)$ bzw. $\varphi_i^j\left(N_i'^j\right)$ und

$C_i^1\left(N_i'^1\right)$ bzw. $C_i^j\left(N_i'^j\right)$ die jeweilige Abhängigkeit der Scherparameter vom Spannungszustand ausdrücken.

In Matrizenschreibweise ergibt sich

$$[K(N')]\cdot\{N'\}+\{F(N')\}=0\ . \qquad (6.10)$$

Die Lösung des Gleichungssystems (6.10) erfolgt auf iterativem Weg. Zunächst werden unter Vorgabe der Sekantenwerte für die Scherparameter nach DIN 18137 die zugehörigen effektiven Normalkräfte ermittelt. Danach können die dann maßgeblichen Scherparameter bestimmt werden, um diese mit den für die Lösung des Gleichungssystems verwendeten Scherparametern zu vergleichen. Werden an einem oder mehr Rändern Differenzen zwischen den verschiedenen Scharen von Scherparametern festgestellt, die ein benutzerdefiniertes Maß (getrennt für Kohäsion und Reibungswinkel) überschreiten, erfolgt eine erneute Assemblierung der Matrix $[K(N')]$ sowie des Lastvektors $\{F(N')\}$ auf Basis der aktualisierten Scherparameter, und Gleichung (6.10) wird erneut gelöst. Die sich dann ergebenden Scherparameter in Abhängigkeit der aktuell ermittelten Normalkräfte werden wiederum mit dem zuletzt maßgeblichen Satz von Scherparametern verglichen usw., bis die vorgegebenen Toleranzwerte für Reibungswinkel und Kohäsion an allen Rändern unterschritten werden.

Ausgeführte Berechnungen für verschiedene Anwendungen (Grundbruch, Erddruck, Nachweis in der tiefen Gleitfuge, Zweischichtensystem) wiesen eine relativ schnelle Konvergenz des Algorithmus aus. Bei einer Reibungswinkeldifferenz von etwa 17° und einem Unterschied für den Wert der Kohäsion von 150 kN/m² über das gesamte

Spannungsspektrum wurden bei einer zu unterschreitenden Toleranzvorgabe von 0.5° für den Reibungswinkel und 1.0 kN/m² für die Kohäsion zwischen vier und acht Iterationen benötigt.

Das Ablaufschema für Berechnungen nach der Kinematischen Elemente Methode unter Berücksichtigung spannungsabhängiger Scherparameter ist in Abbildung 6.3 dargestellt.

Zur Beschreibung der Abhängigkeiten von Reibungswinkel und Kohäsion vom Spannungszustand können prinzipiell verschiedenartige Funktionen durch Anpassung mittels Randbedingungen aus Labor- oder auch Feldversuchen festgelegt werden. Hinsichtlich der Flexibilität der Anwendung und aus bodenmechanischen Gründen schien es jedoch günstiger die zu beschreibende Mohrsche Umhüllende durch eine Anzahl Coulombscher Geraden anzunähern, die jeweils nur in bestimmten Spannungsabschnitten als maßgebend definiert sind. Es ist dem Anwender überlassen, in welchen Bereichen aufgrund starker Gradienten der Mohrschen Umhüllenden eine engere Abstufung vorzusehen ist. Bei einer maximalen Anzahl von 15 Bereichen, für die jeweils die maßgebenden Coulombschen Geraden zu definieren sind, können funktionale Zusammenhänge nahezu beliebig genau vorgegeben werden.

Zur Verdeutlichung ist in nachfolgender Abbildung eine Mohrsche Umhüllende aufgetragen, die beispielhaft eine sehr ausgeprägte Krümmung aufweist und aus Gründen der Übersichtlichkeit nur durch vier Coulombsche Geraden beschrieben wird. Auffällig ist die bereits erreichte Genauigkeit der Annäherung.

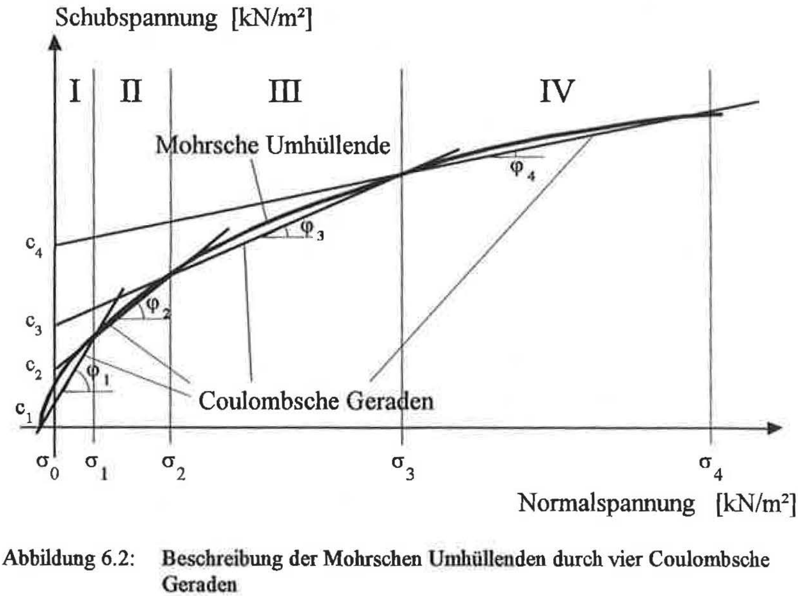


Abbildung 6.2: Beschreibung der Mohrschen Umhüllenden durch vier Coulombsche Geraden

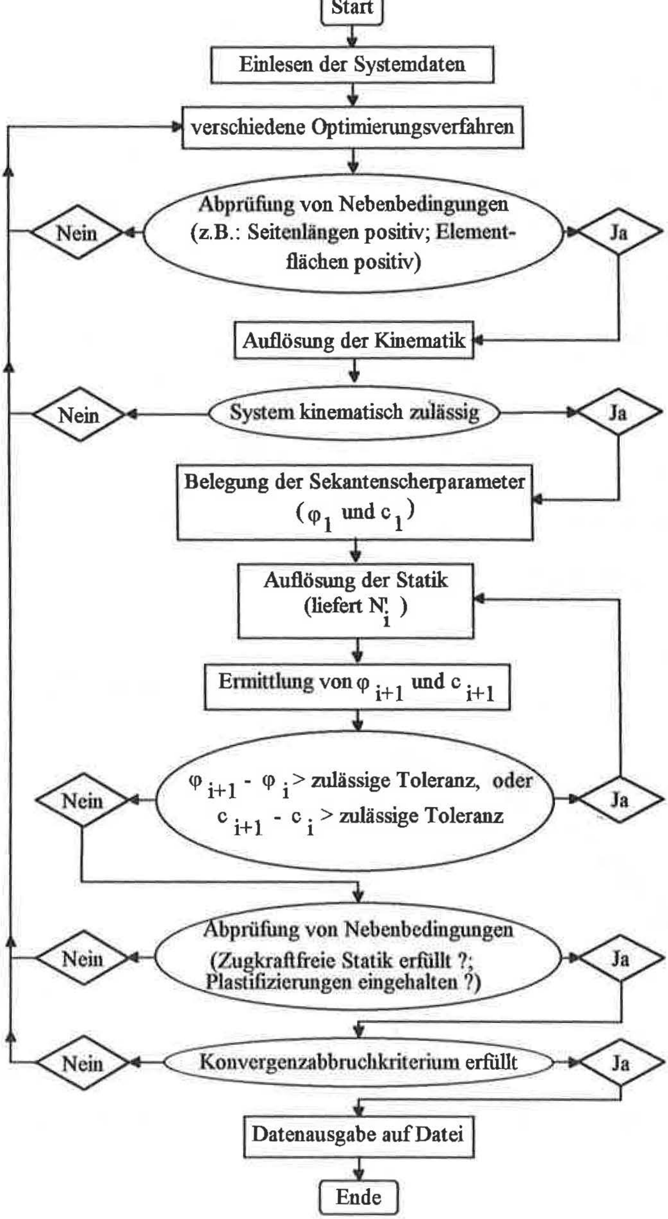


Abbildung 6.3: Ablaufdiagramm für Berechnungen nach der KEM unter Berücksichtigung spannungsabhängiger Scherparameter

6.5.7 Optimierungsverfahren

In der zur Verfügung stehenden Programmversion nach der Methode der Kinematischen Elemente waren zwei leistungsfähige Optimierungsalgorithmen zur Lokalisierung des kritischen Bruchmechanismus implementiert:

GRADIENTENMETHODE:

Bei der Gradientenmethode wird für jede Verschiebung eines Freiheitsgrades die Veränderung auf die Zielfunktion (Gradiente) betrachtet. Wird eine Verbesserung der Zielfunktion festgestellt, erfolgt für das nun aktuelle Grundsystem erneut die Untersuchung der Gradienten für die Verschiebung der einzelnen Freiheitsgrade mit anschließender Neufestlegung des Systems. Der sich wiederholende Vorgang wird beendet, wenn ein System gefunden wird, bei welchem Knotenverschiebungen ausschließlich eine Erhöhung der Zielfunktion nach sich ziehen, und die vorgegebene Mindestschrittweite für die Verschiebungsinkremente unterschritten wird.

Solche Methoden, die ausgehend von einer gegebenen Bruchgeometrie die unmittelbare "Umgebung" untersuchen und bei einer Verbesserung (=Minimierung) der Zielfunktion (= Bruchlast) die zugehörige Geometrie als maßgebend erkennen, sind geeignet bei Optimierungsproblemen, die nur ein Minimum aufweisen, dieses zu lokalisieren bzw. das absolute Minimum zu finden, wenn von einer geeigneten Startgeometrie ausgehend eine ständig fallende Zielfunktion zum absoluten Minimum führt. Treten jedoch auf dem Optimierungspfad lokale Minima auf, werden diese als maßgebend erkannt.

Zur Lösung des häufig auftretenden Problems, eine zugkraftfreie Statik zu erhalten, sind Gradientenverfahren ebenfalls wenig geeignet. Durch die Einführung eines linearen Strafwertekonzeptes, wodurch die Zielfunktion additive Aufschläge erhält, in Abhängigkeit von der Größe der aufgetretenen Zugkraft, wurden diesbezüglich Verbesserungen erzielt. Jedoch kann grundsätzlich mit Gradientenverfahren eine zugkraftfreie Statik nur gefunden werden, wenn ein ständig (nicht unbedingt stetig) fallender Pfad zur zugkraftfreien Statik führt.

Gradientenverfahren eignen sich also insbesondere als Endstufe der Optimierung, um das Minimum zu lokalisieren, welches einer günstigen Ausgangsstruktur "zugeordnet" ist.

EVOLUTIONSSTRATEGIE NACH RECHENBERG (1977)

Mit Hilfe eines Zufallszahlengenerators werden verschiedene Systemgeometrien innerhalb der vorgegebenen Bewegungsmöglichkeiten der Freiheitsgrade beliebig ermittelt. Für jede der so ermittelten Geometrien werden innerhalb eines festgelegten Bereiches (Standardabweichung) weitere Untersysteme untersucht. Für jedes Hauptsystem wird somit ein Untersystem gefunden, bei dem die Zielfunktion minimal ist. Eine detaillierte Nachuntersuchung erfolgt schließlich bei Reduktion der Standardabweichungen im Bereich des festgestellten Minimums aller untersuchten Systeme.

Die Konvergenz zum maßgebenden Bruchmechanismus ist bei der Evolutionsstrategie, wie eigentlich bei allen Optimierungsverfahren, bei der vorliegenden, meist vieldimensionalen Problematik, nicht gesichert. Es wird jedoch ein deutlich weiteres Spektrum von Bruchgeometrien, bei entsprechender Anzahl von Geometrievariationen, untersucht als beim Gradientenverfahren.

Für die Suche nach einer zugkraftfreien Statik ist das Verfahren als bedingt geeignet zu bezeichnen, wenn diese auch nicht immer gefunden wird.

Die Evolutionsstrategie gilt als stabil und sehr rechenintensiv, weshalb die Qualität der Lösung häufig stark mit der erlaubten Rechenzeit (und damit der Anzahl der untersuchten Systeme) korrespondiert. Die Evolutionsstrategie eignet sich deshalb insbesondere als Vor- und Mittelstufe der Optimierung.

MOTIVATION FÜR EIN WEITERES OPTIMIERUNGSVERFAHREN

Während der Ausführung der Berechnungen stellte sich häufig die Problematik, zunächst ein zugkraftfreies System zu finden. Weiterhin wurden bei bereits abgeschlossenen Rechenläufen im Zuge von Kontrollrechnungen während der weiteren Programmierung gelegentlich maßgeblichere Systemkonfigurationen festgestellt. Aufgrund dieser so entstandenen Unsicherheit und den Schwierigkeiten zulässige Systeme zu lokalisieren, schien es erforderlich, der Programmversion das nachfolgend erläuterte Optimierungsverfahren hinzuzufügen.

ENUMERATION BZW. RASTERTECHNIK

Die Enumeration ist als eine Art "flächendeckendes" Optimierungsverfahren anzusehen. Für jeden Freiheitsgrad des Grundsystems ist die Anzahl n der gewünschten Unterteilungen anzugeben. Daraus ergeben sich $n+1$ Stützstellen des jeweiligen Knotens in Richtung des entsprechenden Freiheitsgrades. Bei der Berechnung werden alle möglichen geometrischen Kombinationen untersucht und die zehn "besten" Bruchsysteme beibehalten, um sie im Anschluß an die Enumeration einem Endstufenoptimierungsverfahren, wie beispielsweise der Gradientenmethode, zuzuführen.

Hinsichtlich des Rechenbedarfs ist das Verfahren bei zunehmender Anzahl von Freiheitsgraden als sehr rechenintensiv zu bezeichnen. Bei einer einheitlichen Festlegung von n Unterteilungen für jeden Freiheitsgrad und einer Anzahl von m Freiheitsgraden, ergeben sich k zu berechnende Systemkonfigurationen:

$$k = (n+1)^m. \tag{6.11}$$

Aus praktischer Sicht sollten mindestens 3 Unterteilungen pro Freiheitsgrad untersucht werden, um zumindest die Grenzwerte an sowie die Drittelspunkte zwischen den Restriktionen geometrisch zu erfassen. Damit dürfte die Anwendbarkeit des Verfahrens auf Systeme mit höchstens 10 Freiheitsgraden limitiert sein, wenn als Maßstab die heute verfügbaren IBM-kompatiblen Computer der Prozessorklasse 80486 zugrundegelegt werden. Es ist dann eine Rechenzeit von etwa 20 Stunden (auch abhängig vom zu untersuchenden System) zu veranschlagen. Eine Erweiterung der Möglichkeiten bietet sich natürlich an, wenn bestimmte Freiheitsgrade nicht "bewegt" werden müssen, da deren optimale Lage beispielsweise aus Vorberechnungen bzw. Versuchsergebnissen (die Variante der Schneebeli-Modelle ist diesbezüglich besonders interessant) bereits bekannt ist.

Bei der Rastertechnik ist besonders auf eine sinnvolle Vorgabe der Restriktionen zu achten. Genauigkeitsverluste sind Folgen einer zu großzügigen Vorgabe, während eine zu stark einengende Definition der Restriktionen möglicherweise das absolute Minimum ausschließt. Ein stufenweises Vorgehen, nämlich Restriktionen von Freiheitsgraden, die wenig Varianz in der Zielfunktion bewirken, zunehmend einzuschränken und die zu berechnenden Unterteilungen entsprechend zu minimieren, hat sich diesbezüglich bewährt.

Ein besonderer Vorteil des Verfahrens besteht weiterhin in seiner Nachvollziehbarkeit, so daß bei einer Beschränkung der zu variierenden Freiheitsgrade auch ohne stufenweises Vorgehen bereits eine umfassende Analyse der möglichen Bruchmechanismen erfolgen kann und somit auch wenig erfahrene Anwender einen leichten Zugang zur Methode der Kinematischen Elemente finden können. Insbesondere hat sich das Verfahren bewährt, eine zugkraftfreie Statik zu lokalisieren, weshalb die Enumeration als Vor- bzw. Mittelstufe der Optimierung zu bezeichnen ist. Unumgänglich ist es, im Anschluß an die Enumeration eine Endstufenoptimierung (z. B.: Gradientenmethode, Quasi-Newton-Verfahren) auszuführen.

6.6 Berechnungen am Zweischichtensystem

6.6.1 Systemmodellierung und Materialparameter

Das verwendete kinematische Modell für unbewehrte und bewehrte Systeme ist in Abbildung 6.4 beispielhaft für eine Tragschichthöhe von 15 cm dargestellt.

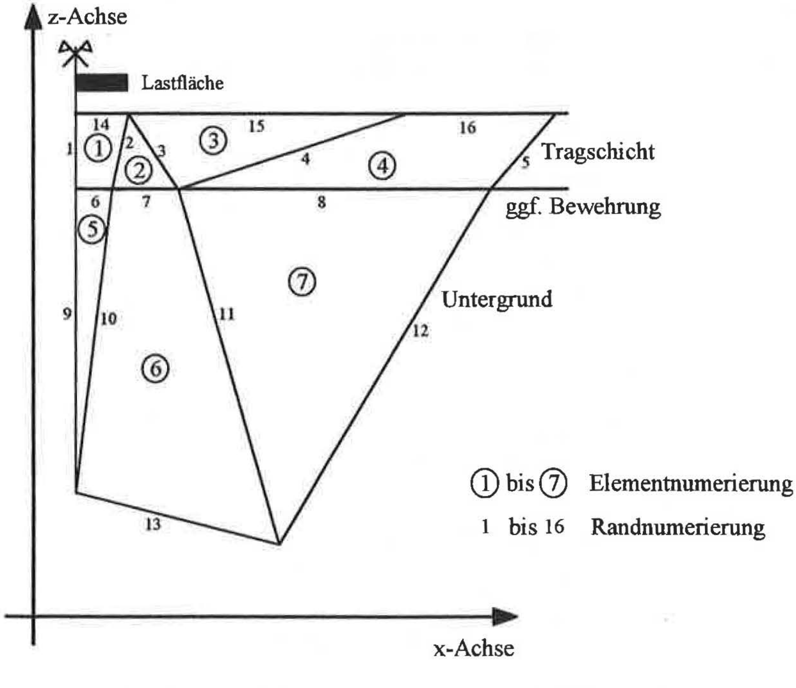


Abbildung 6.4: Systemmodellierung des (bewehrten) Zweischichtensystems

Aufgrund der Versuchsdurchführung wurde bei den Berechnungen vom ebenen Verformungszustand ausgegangen. Unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften erfolgte eine Modellierung von nur einer Systemhälfte.

Für die Definition der Scherparameter des Tragschichtmaterials wurde die in Abbildung 3.13 angegebene Mohrsche Umhüllende durch eine Schar Coulombscher Geraden, gemäß Absatz 6.1.1, ersetzt. Die Scherparameter des Untergrundmaterials waren entsprechend den Ergebnissen der Triaxialversuche (siehe Abschnitt 3.2.2.2) nicht spannungsabhängig festzulegen. Die angesetzte Kohäsion betrug 11.4 kN/m² bei vernachlässigbarem Reibungswinkel (siehe Abbildung 3.8).

Die Systemoptimierung erfolgte unter Freigabe aller bodenmechanisch sinnvollen Knotenverschiebungen unter Berücksichtigung einer Startgeometrie, wie sie BAUER (1989) im Rahmen von Scheebeliversuchen festgestellt hat. Als erste Optimierungsstufe wurde die unter Abschnitt 6.1.2 beschriebene Enumerationstechnik eingesetzt. Kontrolläufe wurden mittels der Evolutionsstrategie ausgeführt, bevor als Endstufe der Optimierung das Gradientenverfahren verwendet wurde.

6.6.2 Ergebnisse der Berechnungen und Vergleich mit den Feldversuchen

Ein wesentliches Ergebnis von Berechnungen nach der Kinematischen Elemente Methode ist die Ermittlung der Bruchlast des Systems. Wie bereits erläutert, basiert das Verfahren auf dem zweiten Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie, weshalb eine Annäherung an die sogenannte exakte Lösung von "oben", also der unsicheren Seite, erfolgt. A priori gilt dies aus den nachfolgenden Gründen jedoch nicht für bewehrte Systeme:

- Die traglaststeigernde Wirkung einer Bewehrung in Bezug auf die Spannungsverteilung im Zweischichtensystem wird überschätzt, da von einer vollständigen Übernahme der bewehrungsparallelen Schubkraft durch die Bewehrung, unabhängig vom verwendeten Typ, ausgegangen wird. Aus den Erkenntnissen der FE-Berechnungen werden jedoch mit zunehmender Bewehrungssteifigkeit realistische Spannungszustände beschrieben.
- Es erfolgt keine Berücksichtigung der Membrantragwirkung der Bewehrung, woraus wiederum eine Unterschätzung der ermittelten Traglasten resultiert. Diesbezüglich wurde bei den FE-Berechnungen bei niedriger Bewehrungssteifigkeit wiederum ein vernachlässigbarer Einfluß festgestellt.

Es sind somit zwei gegenläufig wirkende Effekte zu beurteilen. Unter Berücksichtigung der Erkenntnisse, die im Zuge der FE-Berechnungen gewonnen wurden, ist die traglaststeigernde Wirkung einer Bewehrung beim Zweischichtensystem wesentlich auf die veränderte Spannungsverteilung in der Schichtgrenze (Übernahme der Horizontalkomponenten der Spreizkräfte des Tragschichtmaterials durch die Bewehrung) und nur untergeordnet auf die Membrantragwirkung der Bewehrung zurückzuführen. Zusammenfassend ist deshalb mit zunehmender Bewehrungssteifigkeit von einer realistischen Beschreibung des Tragverhaltens bewehrter Zweischichtensysteme durch die Methode der Kinematischen Elemente auszugehen, weshalb nachfolgend ein Vergleich mit den Traglasten der gewebebewehrten Systeme erfolgt. Die Belastbarkeit bewehrter Systeme bei Verwendung einer Schichtgrenzbewehrung niedriger Steifigkeit wird mit der KEM tendenziell überschätzt.

In Abbildung 6.5 sind die ermittelten Grenztragfähigkeiten für bewehrte und unbewehrte Systeme der Tragschichthöhen 15 cm und 30 cm aufgetragen. Bezogen auf das jeweils unbewehrte System wurde für eine Tragschichthöhe von 15 cm eine bewehrungsbedingte Traglaststeigerung von etwa 115 % und für eine Tragschichthöhe von 30 cm eine Steigerung um 110 % festgestellt

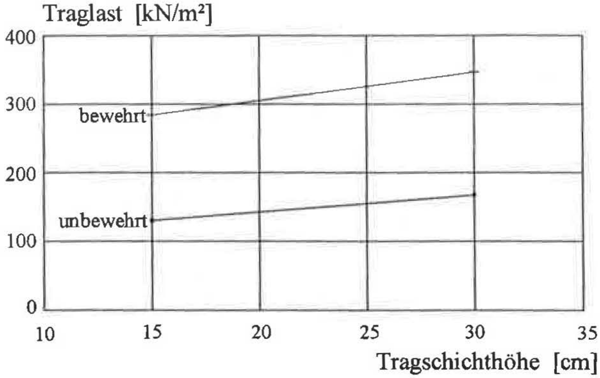


Abbildung 6.5: Systemtraglasten nach der Kinematischen Elemente Methode

In Abbildung 6.6 sind die als maßgebend festgestellten Bruchmechanismen des bewehrten und unbewehrten Systems beispielhaft für eine Tragschichthöhe von 15 cm aufgetragen. Bewehrt werden demzufolge wesentlich größere Bruchkörper ermittelt, was insbesondere für das Untergrundmaterial gilt.

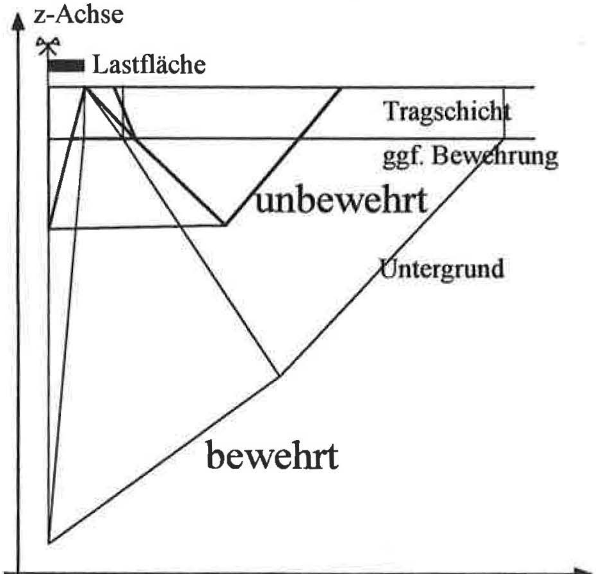


Abbildung 6.6: Maßgebende Bruchmechanismen bei einer Tragschichthöhe von 15 cm

VERGLEICH MIT DEN FELDVERSUCHEN

Die bei den Feldversuchen ermittelten Grenztragfähigkeiten der unbewehrten und gewebebewehrten Versuche sind in nachfolgender Abbildung den Berechnungsergebnissen auf Basis der KEM gegenübergestellt. Für unbewehrte Systeme wird demzufolge eine sehr gute Traglastprognose erzielt, was auf die Fähigkeit der Kinematischen Elemente Methode, den unbewehrt maßgebenden Bruchmechanismus (Durchstanzen der Tragschicht) nachzuvollziehen, zurückzuführen ist.

Wie bereits erläutert, wird bei bewehrten Systemen die Tragfähigkeit mit abnehmender Bewehrungssteifigkeit unterschätzt, weshalb in Abbildung 6.7 als Bezugsbasis die gewebebewehrten Versuche herangezogen wurden. Die Prognosequalität ist dann als gut zu bezeichnen, auch wenn für die Tragschichthöhe 15 cm eine Überschätzung von 8 % und für die Tragschichthöhe 30 cm eine Unterschätzung der Systemtraglast von 2 % zu verzeichnen ist. Werden als Vergleichsbasis die Versuchsergebnisse für vliesbewehrte Systeme verwendet, ergibt sich für eine Tragschichthöhe von 15 cm eine Überschätzung der Tragfähigkeit von 36 % und für eine Tragschichthöhe von 30 cm eine Überschätzung von 3 %. Der Einfluß der Bewehrungssteifigkeit auf die Tragfähigkeit bewehrter Zweischichtensysteme ist also insbesondere bei niedriger Tragschichthöhe im Vergleich zur Breite der Belastungsfläche zu beachten.

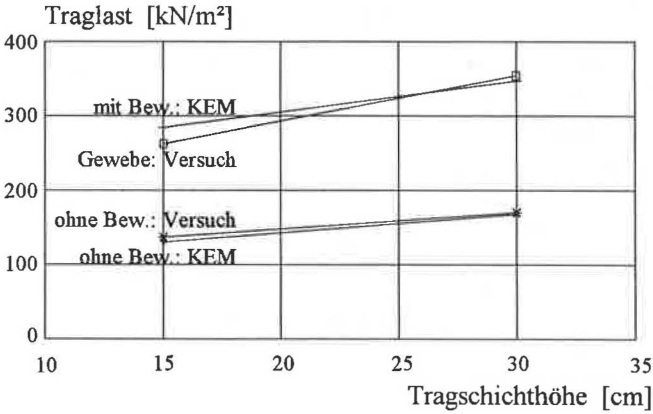


Abbildung 6.7: Vergleich der Systemtraglasten aus Versuch und nach KEM

7 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde versucht, die maßgebenden Ursachen für das durch Einlage einer Schichtgrenzbewehrung veränderte Trag- und Verformungsverhalten von zentrisch belasteten Zweischichtensystemen versuchstechnisch sowie numerisch herauszuarbeiten.

Um eine möglichst realistische und unverfälschte Datenbasis zu erhalten, wurden zunächst die unter Abschnitt 3 erläuterten Feldversuche ausgeführt. Es wurden dabei im Vergleich mit Ergebnissen anderer Autoren (siehe Abschnitt 2) teilweise deutlich höhere Traglaststeigerungen für bewehrte Systeme festgestellt. Dies ist insbesondere auf die Verwendung von Kiesmaterial für die Tragschicht zurückzuführen. Dieses wird häufig auch praktisch als Tragschichtmaterial eingesetzt, während in der Literatur meist Sande - teilweise zur Einhaltung der Modellgesetze bei kleinmaßstäblichen Versuchen - als Tragschichtmaterial angegeben werden.

Im Anschluß an die Feldversuche erfolgten Berechnungen auf Basis der Methode der Finiten Elemente. Hinsichtlich der Traglastvoraussage wurde dabei durch Vergleich mit den Feldversuchen die Notwendigkeit festgestellt, die Spannungsabhängigkeit der Materialparameter im Rahmen der numerischen Analyse möglichst exakt abzubilden. Zur korrekten Berücksichtigung der Materialparameter wurde eine Erweiterung des verwendeten Stoffgesetzes sowie des Iterationsalgorithmus zur Gleichgewichtsfindung bei Einhaltung des Bruchkriteriums erforderlich (siehe Abschnitt 4).

Mit den beschriebenen bodenmechanischen Erweiterungen des Programmsystems konnte eine gute bis sehr gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den Feldversuchsergebnissen erzielt werden. So erfolgt eine sehr gute Prognose für

- die Traglast bewehrter Systeme,
- die Maximalverformungen in der Symmetrieachse und für
- die Maximaldehnungen und Zugkräfte der Bewehrung.

Die rechnerisch ermittelten Verformungs- und Spannungsverteilungen werden im Vergleich zum Versuch etwas überschätzt. Deshalb wird wegen der erforderlichen Gleichheit der Vertikalspannungen deren Maximalwert numerisch etwas unterschätzt.

Durchstanzvorgänge, die in der Regel bei unbewehrten Systemen den Bruchvorgang einleiten, konnten mit der FEM nur andeutungsweise nachvollzogen werden. Entsprechend wurden die Systemtraglasten der unbewehrter Systeme um 12 % bis 22 % überschätzt.

Im Rahmen der kinematischen Analyse (Kapitel 6) war zunächst wiederum die Berücksichtigung der Nichtlinearität der Materialparameter erforderlich, und es wurde die Notwendigkeit zur Entwicklung eines Vorstufenoptimierungsverfahrens deutlich.

Generell weist die KEM als starrplastisches Verfahren im Vergleich zur FEM den Nachteil auf, daß keine Aussagen zu den Systemverformungen und den Bewehrungsdehnungen erhalten werden. Weiterhin kann keine Berücksichtigung der verschiedenen Steifigkeiten der Geokunststoffe erfolgen. Wie durch die Berechnungen gezeigt werden konnte, lassen sich - aufgrund des Ansatzes zur Berücksichtigung der Bewehrung - die Traglasten für bewehrte Zweischichtensysteme mit steifer Schichtgrenzbewehrung gut prognostizieren.

Die KEM stellt hinsichtlich der Traglastermittlung für unbewehrte Systeme eine sehr gute Ergänzung zur FEM dar, da der beim unbewehrten System häufig maßgebende Bruchmechanismus - Durchstanzen der Tragschicht - mit der KEM nachvollzogen werden kann. Eine entsprechend gute Traglastprognose konnte deshalb für unbewehrte Systeme erzielt werden, nachdem die Spannungsabhängigkeit der Materialparameter numerisch berücksichtigt wurde.

Die maßgeblichen Ursachen für die Verbesserung des Trag- und Verformungsverhaltens des Zweischichtensystems durch Einlage einer Schichtgrenzbewehrung sind nachfolgend zusammengefaßt:

- Durch Einlage einer Bewehrung können von der Tragschicht wesentlich höhere Schubspannungen im Bereich der Schichtgrenze aufgenommen werden.
- Aufgrund des einschnürenden Effektes der Bewehrung erfolgt eine Reduktion der Horizontalverformungen, woraus eine Verspannung insbesondere des Tragschichtmaterials resultiert. Auflockerungsvorgänge im Bereich der Tragschicht, die zu einem Abfall der Scherparameter führen, werden dadurch reduziert und die Lastverteilung in der Tragschicht begünstigt.
- Die Schichtgrenzbewehrung reduziert in erheblichem Maße die Ausbildung von Durchstanzmechanismen, die bei unbewehrten Systemen häufig die Versagensursache darstellen.
- Aufgrund der Übernahme der Schubkräfte aus der Tragschicht durch die Bewehrung entsteht für das Untergrundmaterial bei bewehrten im Vergleich zu unbewehrten Systemen eine günstigere Belastungssituation. Größere Bruchkörper für die Ermittlung der Systemtraglast sind deshalb bei bewehrten Systemen maßgeblich, woraus eine höhere Belastbarkeit resultiert.
- Die Membrantragwirkung hat auf die Traglaststeigerung bewehrter Zweischichtensysteme nur einen untergeordneten Einfluß. Lediglich bei hoher Bewehrungssteifigkeit und großen Systemverformungen ergibt sich aus der Membrantragwirkung eine nicht zu vernachlässigende Erhöhung der Systemtraglast.

AUSBLICK

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit konnte die Zuverlässigkeit der verwendeten numerischen Verfahren bei entsprechender Anpassung der Algorithmen zur möglichst exakten Erfassung des Materialverhaltens nachgewiesen werden.

Die durchgeführten Berechnungen zeigen, daß theoretische und programmtechnische Weiterentwicklungen zur Erhöhung der Prognosequalität der FE-Berechnungen, besonders bei der numerischen Behandlung von ermittelten unzulässigen Zugspannungen, möglich sind. Die praktisch auftretende Rissebildung und damit die Entkoppelung von Bodenbereichen sollte durch geometrisch nichtlineare Kluft- oder Bruchverfolgungsalgorithmen rechnerisch nachvollziehbar sein, um Durchstanzvorgänge abbilden zu können.

Für die Erstellung von Bemessungsregeln sind schließlich Berechnungen auf Basis der FEM mit umfangreichen Parametervariationen auszuführen. Es können dann, zusätzlich zu den Traglasten der Systeme, Aussagen zu den zu erwartenden Systemverformungen und zu den Dehnungen bzw. Zugkräften der Geokunststoffe erfolgen.

8 Literatur

[1] ALENOWICZ, J; DEMBICKI, E. (1991)
Recent laboratory research on unpaved road behaviour,
Geotextiles and Geomembranes, Vol. 10, S. 21 - 34

[2] ANDRAWES, K. Z.; MC GOWN, A.; HYTIRIS, N. (1986)
The use of mesh elements to alter the stress-strain behaviour of granular soils,
III. Internationaler Geotextil-Kongreß, Wien, Band III, S. 839 - 844

[3] ARSLAN, M. U. (1980)
Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhaltens von Sand,
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 23

[4] BARENBERG, E. J.; DOWLAND, J. H.; HALES, J. H. (1975)
Evaluation of soil-aggregate systems with mirafi fabrics,
Highway Research Laboratory, University of Illinois

[5] BATHE, K. J. (1986)
Finite Elemente Methoden,
Deutsche Übersetzung von Peter Zimmermann, Springer-Verlag, Berlin/ Heidelberg/New York/Tokio

[6] BATHURST, R. J.; RAYMOND G. P.; JARRETT, P. M. (1986)
Performance of geogrid-reinforced ballast railroad track support,
III. Internationaler Geotextil-Kongreß, Wien, Band I, S. 43 - 48

[7] BAUER, A. (1989)
Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen,
Heft 15 der Schriftenreihe des Lehrstuhles für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München

[8] BAUER, A; GUSSMANN, P. (1986)
Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung des geotextilbewehren Zweischichtensystems,
8. Donau-Europäische Konferenz über Bodenmechanik und Grundbau, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, S. 319 - 324

[9] BAUER, A.; PREISSNER, H. (1986)
Studies on the stability of a geotextile reinforced two layer system,
III. Internationaler Geotextil-Kongreß, Wien, Band IV, S. 1079 - 1084

[10] BREITSCHAFT, S. (1991)
Vergleichende Untersuchungen zur Abhängigkeit der Festigkeitseigenschaften von hochzugfesten Geokunststoffen (Geometrie, Versuchsdurchführung),
unveröffentlichte Diplomarbeit am Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München

[11] BURD, H. J. (1986)
A large displacement finite element analysis of a reinforced unpaved road,
D. Phil. Thesis, Hartford College, University of Oxford

[12] CLOUGH, G. W.; DUNCAN, J. M. (1971)
Finite element analysis of retaining wall behaviour,
Journal of Soil Mech. and Foundation Div., ASCE, Vol. 97, S. 1657 - 1673

[13] COLLIOS, A. (1981)
Loi d'interaction mécanique sol-géotextile,
Dissertation an der Université scientifique et médicale de Grenoble, Frankreich

[14] CORMEAU, I. C. (1976)
Viscoplasticity and plasticity in the finite element method,
D. Phil. Thesis, University of Wales, Swansea

[15] CRAMER, H. (1980)
Numerische Behandlung nichtlinearer Probleme der Boden- und Felsmechanik mit elasto-plastischen Stoffgesetzen,
Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen des Institutes für konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, Nr. 80-5

[16] DELMAS, P.; MATICHARD, Y.; GOURC, J.-P.; RIONDY G. (1986)
Unsurfaced roads reinforced by geotextiles - A seven years experiment,
III. Internationaler Geotextil-Kongreß, Wien, Band IV, S. 1015 - 1020

[17] DESAI, C. S.; ZAMAN, M. M.;LIGHTNER, J. G.;SIRIWARDANE, H. J. (1984)
Thin-Layer element for interfaces and joints,
International Journal for numerical and analytical Methods in Geomechanics, Vol. 8, S. 19 - 43

[18] DIN 4017, TEIL 1 (1979)
Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteteten Flachgründungen,

[19] DRUCKER D. C.; GREENBERG H. J.; PRAGER W. (1952)
Extended limit design theorems for continuous media,
Qu. Appl. Math. 9

[20] DUNCAN, J.M.; CHANG, C. Y. (1970)
Non-linear analyses of stress and strain in soils,
Journal of Soil Mech. and Foundation Div., ASCE, Vol. 96, S. 1629 - 1653

[21] FLOSS, R.; LAIER, H.; VOGEL, W. (1984)
Berechnungsmodelle für Verbundsysteme mit Geotextilien als Zugbewehrung in Böden,
1. Nationales Symposium Geotextilien im Erd- und Grundbau, S. 97 - 104

[22] FLOSS, R. (1986)
Bodensysteme mit geotextilen Bewehrungselementen - Wissensstand zur Stabilitätsanalyse,
Heft 6 der Schriftenreihe des Lehrstuhles für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, S. 1 - 41

[23] FLOSS, R. (1987)
Soil systems with geotextile reinforcements - State of the art on stability analyses,
The Post Vienna Conference on Geotextiles, 28./30. October 1987, Singapore. International Geotextile Society and International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. 201 - 212

[24] FLOSS, R. (1988)
Reinforcing elements in steep slopes and verticalfaced earth structures - German state of the art
NATO Advanced Research Workshop on Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures, Kingston, Canada, 8./12. June 1987, S. 561 - 567

[25] FLOSS, R.; GOLD, G. (1990)
Use of the FEM for the single reinforced two-layer system
4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and related Products, The Hague, Netherlands, Band I, S. 248

[26] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRS-WESEN (1987)
Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien im Erdbau,
Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau

[27] GIROUD, J. P.; NOIRAY, L. (1981)
Geotextile-reinforced unpaved road design,
ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, S. 1233-1254

[28] GOLD, G. (1986)
Rechnerische Behandlung des bewehrten Zweischichtensystems,
Unveröffentlichte Diplomarbeit am Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München

[29] GOLDSCHEIDER, M.; BÖSINGER, E.; HUBER, G. (1983)
Meßtechnische Ausrüstung von Dreiaxialversuchsständen und des Karlsruher Quaderverformungsgerätes,
Meßtechnisches Symposium im Erd und Grundbau, S. 91 - 97

[30] GOLDSCHEIDER, M. (1979)
Standsicherheitsnachweise mit zusammengesetzten Starrkörperbruch-mechanismen,
Geotechnik, DGEG Essen, Heft 1, S. 130 - 139

[31] GOURC, J. P.; PERRIER, H.; RIONDY, G. (1983)
Unsurfaced roads on soft subgrade: mechanism of geotextile reinforcement,
Proc. 8th, ECSMFE Helsinki, S. 495 - 498

[32] GRABE, W. (1983)
Mechanische und hydraulische Eigenschaften von Geotextilien,
Dissertation an der Universität Hannover und Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, Heft 56

[33] GRAF, B.; GUDEHUS G.; VARDOULAKIS I. (1985)
Grundbruchlast von Rechteckfundamenten auf einem geschichteten Boden,
Bauingenieur, Heft 1, S. 29 -37

[34] GRETT, H.-D. (1984)
Das Reibungsverhalten von Geotextilien in bindigem und nichtbindigem Boden,
Dissertation an der Universität Hannover und Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, Heft 59

[35] DE GROOT, M. T.; SELLMEIJER, J. B. (1987)
Improved geotextile reinforced road design,
The post Vienna Conference on Geotextiles, Singapore, S. 213 - 223

[36] GUDEHUS, G. (1972)
Lower and upper bounds for earth retaining structures,
Proc. 5th, ECSMFE Madrid, Vol. 1, S. 21 - 28

[37] GUDEHUS, G. (1990)
Stoffgesetze,
Grundbautaschenbuch Teil 1, 4. Auflage, S. 175 - 203

[38] GUSSMANN, P. (1978)
Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften,
Geotechnik, DGEG Essen, Heft 1, S. 68 - 74

[39] GUSSMANN, P. (1982)
Kinematical elements for soils and rocks,
Proc. 4th Int. Conf. on Num. Meth. in Geomechanics, Edmonton, S. 47 - 52

[40] GUSSMANN, P. (1986)
Die Methode der kinematischen Elemente,
Mitteilungen des Baugrundinstituts Stuttgart, Nr. 25

[41] GUSSMANN, P.; SCHAD, H. (1990)
Numerische Verfahren,
Grundbautaschenbuch Teil 1, 4. Auflage, S. 415 - 458

[42] HAUSMANN, M. R. (1986)
Fabric reinforced unpaved road design methods - parametric studies,
III. Internationaler Geotextil-Kongreß, Wien, Band I, S. 19 - 23

[43] HAUSMANN, M. R. (1987)
Geotextiles for unpaved roads - a review of design procedures,
Geotextiles and Geomembranes, Heft 5, S. 201 - 233

[44] HETTLER, A. (1985)
Setzungen von Einzelfundamenten auf Sand,
Bautechnik, Heft 6, S. 189-197

[45] HILMER, K. (1976)
Erddruck auf Schleusenkammerwände,
Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart, Heft 6

[46] HOULSBY, G. T.; JEWELL, R. A. (1990)
Design of reinforced unpaved roads for small rut depths,
4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and related Products, The Hague, Netherlands, Band I, S. 171 - 176

[47] JARRETT, P. M. (1986)
Loadtests on geogrid-reinforced gravel fills constructed on peat subgrade,
III. Internationaler Geotextil-Kongreß, Wien, Band I, S. 87 - 92

[48] JELINEK, R.; RANKE, A. (1970)
Berechnung der Spannungsverteilung in einem Zweischichtensystem,
Bautechnik, Heft 2, S.48 - 57

[49] KINNEY, T. C. (1979)
Fabric induced changes in high deformation soil-aggregate systems,
D. Phil. Thesis, University of Illinois

[50] KULHAWY, F. H.; DUNCAN, J. M. (1972)
Stresses and movements in oroville dam,
Journal of Soil Mech. and Foundation Div., ASCE, Vol. 98, S. 653 - 665

[51] LESHCHINSKY, D.; FOWLER, J. (1990)
Laboratory Measurement of Long-Elongation Relationship of High-Strength Geotextiles,
Geotextiles and Geomembranes, Heft 9, S. 145 - 164

[52] LIST, F. (1982)
Das Projekt des Staudammes Mauthaus,
Schriftenreihe des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, Heft 18

[53] LOVE, J. P. (1984)
Model testing of geogrids in unpaved roads,
D. Phil. Thesis, University of Oxford

[54] MAINI, K. S. (1972)
Spannungen und Verformungen in einem zylindrischen Körper aufgrund gemessener Knotenverschiebungen,
Forschungsbericht des Lehrstuhls für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München (unveröffentlicht)

[55] MEYERHOF, G.G. (1974)
Ultimate bearing capacity of footings on sand overlaying clay,
Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, Nr. 2

[56] MILLIGAN, G. W. E.; FANNIN, J.; FARRAR, D. M. (1986)
Model and full-scale tests of granular layers with a geogrid,
III. Internationaler Geotextil-Kongreß, Wien, Band I, S. 61 - 66

[57] MILLIGAN, G. W. E.; JEWELL R. A.; HOULSBY, G. T.; BURD H. J. (1989)
A new approach to the design of unpaved roads - part I,
Ground Engineering, Heft 4, S. 25 - 29

[58] MILLIGAN, G. W. E.; JEWELL R. A.; HOULSBY, G. T.; BURD H. J. (1989)
A new approach to the design of unpaved roads - part II,
Ground Engineering, Heft 11, S. 37 - 42

[59] NAYLOR, D. J.; PANDE, G.N.; SIMPSON, B., TABB, R. (1981)
Finite elements in geotechnical engineering
Pineridge Press, Swansea, United Kingdom

[60] NEMETSCHEK, G.; GOLD, G. (1988)
Computergestützter Entwurf (CAD) und Kopplung mit FE-Berechnungen,
Finite Elemente, Anwendungen in der Baupraxis, Bochum, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, S. 319 - 328

[61] PIRCHER, H. (1987)
Eingabebeschreibung Bände I bis IV, MISES3,
Selbstverlag TDV, Graz, Österreich

[62] PRANGE, B. (1965)
Ein Beitrag zum Problem der Spannungsmessung im Halbraum,
Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Fridericiana in Karlsruhe, Heft 18

[63] RECHENBERG, I. (1977)
Evolution strategie: Optimization of technical systems by virtue of principles of biological evolution,
Fromann-Holzboog Verlag, Stuttgart

[64] RESL, S.; WERNER, G. (1986)
Die Erhöhung der örtlichen Grundbruchsicherheit im Straßenbau durch den Einsatz von Spinnvliesen,
III. Internationaler Geotextil-Kongreß, Wien, Band I, S. 129 - 133

[65] SAATHOFF, F. (1990)
Zum Scherverhalten von Geokunststoffen,
Bauingenieur 65, S. 195 - 207

[66] SCHAD, H. (1979)
Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben,
Mitteilungen des Baugrundinstituts Stuttgart, Nr. 10

[67] SCHARPF, D. W. (1969)
Die Frage der Konvergenz bei der Berechnung elasto-plastisch deformierbarer Tragwerke und Kontinua,
Dissertation, Stuttgart

[68] SCHWEIGER, H. F.; HAAS, W.; HANDEL, E. (1991)
Finite-Element-Berechnungen zur Lösung boden- und felsmechanischer Probleme mit speziellen Elementformulierungen,
Bauingenieur 66, S. 311 - 321

[69] SELLMEIJER, J. B. (1990)
Design of geotextile reinforced paved roads and parking areas,
4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and related Products, The Hague, Netherlands, Band I, S. 177 - 182

[70] SELLMEIJER, J. B.; KENTER, C. J.; VAN DEN BERG, C. (1982)
Calculation method for a fabric reinforced road,
II. Internationaler Geotextil-Kongreß, Las Vegas, S. 393 - 398

[71] SLUIMER, G.; RISSEEUW,P. (1982)
A strain-gauge technique for measuring deformations in geotextiles,
II. Internationaler Geotextil-Kongreß, Las Vegas, S. 835 - 838

[72] SOOS, P. VON (1978)
Entwicklung einer Näherungsformel zur Berücksichtigung des Einflusses der Steifigkeit einer Druckmeßdose auf das Meßergebnis bei Messung an der Grenze zweier Medien,
Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München (unveröffentlicht)

[73] THAMM, B. (1974)
Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones,
Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart, Heft 1

[74] WITTKE, W. (1984)
Felsmechanik: Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels,
Springer-Verlag, Berlin

[75] ZIENKIEWICZ, O. C. (1977)
The finite element method in engineering science,
McGraw-Hill, London